

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ
FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



PONTIFICIA
**UNIVERSIDAD
CATÓLICA**
DEL PERÚ

**Diseño estructural de un edificio destinado a vivienda
con cinco pisos con departamentos en duplex,
ubicado en el distrito de Miraflores**

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

José Mauricio Portocarrero Guzmán

ASESOR: Antonio Blanco Blasco

Lima, Diciembre del 2008

RESUMEN

El proyecto desarrollado como tema de tesis, comprende el diseño estructural de un edificio multifamiliar de 5 pisos ubicado en un lote en esquina de dos calles del distrito de Miraflores, el cual se encuentra sobre un terreno de perfil tipo S1 (Capacidad portante de 4Kg/cm²). El área por cada nivel es de aproximadamente 219m² haciendo un total de 1048m² de área construida.

La estructura del edificio consiste en elementos de concreto armado. Se utilizaron pórticos mixtos en ambas direcciones, es decir pórticos que combinan muros de corte o placas con columnas, siendo éstos conectados entre sí por medio de vigas peraltadas. La función de los muros de corte es restringir los desplazamientos laterales del edificio producidos durante la acción de un sismo, de tal manera que no excedan el valor máximo admisible.

Dada la ubicación en esquina, se tiene asimetría en planta, la cual se ha disminuido con la inclusión de muros o columnas alargadas convenientemente ubicadas y sin afectar la arquitectura.

En cuanto al armado de los techos se utilizaron losas aligeradas de una dirección con un peralte de 17 cm, además de una losa maciza de 15 cm en la zona del hall de la escalera principal.

El análisis sísmico fue realizado de acuerdo a los parámetros establecidos por la norma de Diseño Sismorresistente E.030 aprobada en el año 2006. Para dicho análisis se consideraron 3 grados de libertad por nivel, siendo estos dos de traslación y uno de rotación.

Gracias a este análisis se permitirá obtener la respuesta de la estructura ante la aplicación de un espectro de pseudo aceleraciones, y con ello obtendremos: El periodo de vibración del edificio, la fuerza cortante en la base, los desplazamientos laterales, y finalmente las fuerzas en cada uno de los elementos de la estructura que se generan debido a dichas sollicitaciones.

Para el diseño de las vigas, columnas, placas y zapatas que constituyen la estructura del edificio, se emplearon las fuerzas obtenidas por las cargas muertas y vivas provenientes de un análisis por cargas de gravedad; además de las fuerzas obtenidas

mediante el análisis sísmico; la respuesta final quedó definida por medio de la combinación de la respuesta de todos los modos de vibración de la estructura.

Para el diseño de la cimentación del edificio se ha considerado que la resistencia o capacidad portante del terreno es de 4Kg/cm^2 ; y la profundidad de cimentación es 1.50m por debajo del nivel natural del terreno.



INDICE

CAPITULO 01

INTRODUCCIÓN

| | | |
|-----|---------------------------------|--------|
| 1.1 | Descripción del Proyecto | Pag.01 |
| 1.2 | Cargas de Diseño | Pag.06 |
| 1.3 | Método de Diseño | Pag.06 |
| 1.4 | Consideraciones generales | Pag.07 |

CAPITULO 02

ESTRUCTURACIÓN

| | | |
|------|---------------------------------------------------|--------|
| 2.1. | Estructuración | Pag.08 |
| 2.2. | Estructuración del edificio | Pag.08 |
| 2.3. | Estructuración de Placas | Pag.09 |
| 2.4. | Estructuración de Columnas | Pag.09 |
| 2.5. | Estructuración de Vigas | Pag.09 |
| 2.6. | Estructuración de Losas | Pag.10 |
| 2.7. | Estructuración de Cisterna y Tanque elevado | Pag.10 |
| | Plano de Estructuración del 1er Piso | Pag.12 |
| | Plano de Estructuración del Piso 2,4 | Pag.13 |
| | Plano de Estructuración del Piso 3 | Pag.14 |
| | Plano de Estructuración del Piso 5 | Pag.15 |

CAPITULO 03

PREDIMENSIONAMIENTO

| | | |
|------|--------------------------------------------------------|--------|
| 3.1. | Predimensionamiento de Losas Aligeradas | Pag.16 |
| 3.2. | Predimensionamiento de Losas Macizas | Pag.16 |
| 3.3. | Predimensionamiento de Vigas Peraltadas | Pag.17 |
| 3.4. | Predimensionamiento de Vigas Chatas | Pag.17 |
| 3.5. | Predimensionamiento de Columnas | Pag.19 |
| 3.6. | Predimensionamiento de Placas | Pag.19 |
| 3.7. | Predimensionamiento de Cisterna y Tanque Elevado | Pag.20 |
| 3.8. | Predimensionamiento de Escaleras | Pag.21 |

CAPITULO 04**METRADO DE CARGAS**

| | | |
|------|---------------------------------------------|--------|
| 4.1. | Cargas Unitarias | Pag.23 |
| 4.2. | Metrado de Cargas de Losas Aligeradas..... | Pag.24 |
| 4.3. | Metrado de Cargas de Losas Macizas..... | Pag.27 |
| 4.4. | Metrado de Cargas de Vigas Chatas..... | Pag.28 |
| 4.5. | Metrado de Cargas de Vigas Peraltadas | Pag.29 |
| 4.6. | Metrado de Cargas de Columnas | Pag.32 |
| 4.7. | Metrado de Cargas de Placas..... | Pag.34 |
| 4.8. | Metrado de Cargas de Escaleras..... | Pag.38 |

CAPITULO 05**ANALISIS ESTRUCTURAL BAJO CARGAS DE GRAVEDAD**

| | | |
|-----|------------------------------------------------------|--------|
| 5.1 | Análisis de Losas Macizas | Pag.39 |
| 5.2 | Modelo Estructural del edificio | Pag.40 |
| 5.3 | Resultados del análisis bajo cargas de Gravedad..... | Pag.41 |

CAPITULO 06**ANALISIS SISMICO**

| | | |
|-------|--------------------------------------------------------------|--------|
| 6.1 | Condiciones Generales para el análisis..... | Pag.46 |
| 6.1.1 | Factor de zona | Pag.46 |
| 6.1.2 | Condiciones Geotécnicas | Pag.46 |
| 6.1.3 | Factor de Amplificación Sísmica | Pag.47 |
| 6.1.4 | Categoría de la Edificación y Factor de uso | Pag.47 |
| 6.1.5 | Peso del Edificio | Pag.47 |
| 6.1.6 | Configuración Estructural del edificio | Pag.48 |
| 6.1.7 | Sistema Estructural y Coeficiente de Reducción Sísmica | Pag.49 |
| 6.1.8 | Excentricidad Accidental | Pag.49 |
| 6.1.9 | Modelo Estructural | Pag.49 |
| 6.2 | Análisis Estático | Pag.50 |
| 6.3 | Análisis Dinámico | Pag.50 |
| 6.4 | Resultados del análisis Sísmico..... | Pag.51 |
| 6.4.1 | Modos y Periodos Resultantes..... | Pag.51 |
| 6.4.2 | Control de Desplazamientos Laterales | Pag.52 |
| 6.4.3 | Control de Desplazamientos Relativo de entresijos..... | Pag.52 |
| 6.4.4 | Control de Giros en planta | Pag.53 |
| 6.4.5 | Junta de Separación Sísmica | Pag.53 |

| | | |
|-------|-----------------------------------------------------------|--------|
| 6.4.6 | Fuerzas Horizontales..... | Pag.54 |
| 6.5 | Estabilidad del Edificio para el Efecto P- Δ | Pag.55 |
| 6.6 | Estabilidad del edificio al Volteo | Pag.55 |
| 6.7 | Resultados del análisis Sísmico | Pag.56 |

CAPITULO 07 DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS

| | | |
|-------|-------------------------------------------------------|--------|
| 7.1 | Diseño por Flexión | Pag.59 |
| 7.1.1 | Acero Mínimo, Balanceado y máximo en Aligerados | Pag.59 |
| 7.1.2 | Control por Fisuración | Pag.61 |
| 7.2 | Diseño por Corte | Pag.61 |
| 7.3 | Refuerzo por Contracción y Temperatura | Pag.62 |
| 7.4 | Corte y Doblado de Refuerzo Longitudinal | Pag.63 |
| 7.5 | Diseño Final del Aligerado | Pag.63 |

CAPITULO 08 DISEÑO DE LOSAS MACIZAS

| | | |
|-------|-------------------------------------|--------|
| 8.1 | Método de Coeficientes | Pag.64 |
| 8.2 | Diseño por Flexión | Pag.64 |
| 8.2.1 | Acero Mínimo en losas Macizas | Pag.65 |
| 8.3 | Diseño por Corte | Pag.65 |
| 8.4 | Corte o Doblado del Refuerzo | Pag.66 |

CAPITULO 09 DISEÑO DE VIGAS

| | | |
|-------|---------------------------------------------------------------------|--------|
| 9.1 | Análisis Estructural | Pag.67 |
| 9.2 | Diseño por Flexión | Pag.68 |
| 9.2.1 | Acero Mínimo en Vigas | Pag.68 |
| 9.2.2 | Envolvente de Momentos | Pag.69 |
| 9.3 | Requisitos para Elementos que Resisten Sismo | Pag.69 |
| 9.4 | Diseño por Corte | Pag.70 |
| 9.4.1 | Diseño por Corte para Vigas Sismorresistentes | Pag.71 |
| 9.4.2 | Envolvente de la Fuerza Cortantes | Pag.72 |
| 9.4.3 | Requisitos para el espaciamiento de Estribos en Vigas Sísmicas..... | Pag.72 |
| 9.5 | Corte y Doblado del Refuerzo Longitudinal | Pag.73 |
| 9.6 | Anclaje y Empalme del Refuerzo Longitudinal | Pag.73 |

| | | |
|-------|-----------------------------------------|--------|
| 9.6.1 | Longitud de Anclaje | Pag.73 |
| 9.6.2 | Ganchos Estándar | Pag.73 |
| 9.6.3 | Empalme por traslape del Refuerzo | Pag.74 |

CAPITULO 10 DISEÑO DE COLUMNAS

| | | |
|--------|---------------------------------------------------------------|--------|
| 10.1 | Diseño por Flexocompresión | Pag.75 |
| 10.2 | Verificación por Flexión Biaxial..... | Pag.77 |
| 10.3 | Diseño por Cortante | Pag.77 |
| 10.3.1 | Requisitos para el Espaciamiento de Estribos en Columnas..... | Pag.78 |
| 10.4 | Esbeltez en Columnas | Pag.79 |
| 10.4.1 | Efecto Local de Esbeltez | Pag.79 |
| 10.4.2 | Efecto Global de Esbeltez | Pag.81 |
| 10.5 | Anclaje y Empalme por Traslape del Refuerzo | Pag.82 |
| 10.6 | Diseño Final de la Columna | Pag.83 |

CAPITULO 11 DISEÑO DE PLACAS

| | | |
|------|----------------------------------|--------|
| 11.1 | Diseño por Flexocompresión | Pag.84 |
| 11.2 | Diseño por Cortante | Pag.86 |
| 11.3 | Refuerzo Horizontal Mínimo | Pag.87 |
| 11.4 | Refuerzo Vertical Mínimo..... | Pag.87 |

CAPITULO 12 DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN

| | | |
|--------|---------------------------------------------------------|--------|
| 12.1 | Diseño de Zapata Aislada | Pag.90 |
| 12.1.1 | Dimensionamiento de la Zapata | Pag.91 |
| 12.1.2 | Determinación de la Reacción Amplificada de Suelo | Pag.91 |
| 12.1.3 | Diseño por Punzonamiento | Pag.92 |
| 12.1.4 | Diseño por Cortante | Pag.92 |
| 12.1.5 | Diseño por Flexión | Pag.92 |
| 12.2 | Diseño de Zapata Conectada | Pag.93 |
| 12.2.1 | Dimensionamiento de la Zapata | Pag.94 |
| 12.2.2 | Diseño de la Viga de Cimentación | Pag.97 |
| 12.3 | Diseño de la Zapata Combinada | Pag.97 |
| 12.3.1 | Diseño por corte | Pag.99 |
| 12.3.2 | Diseño por Punzonamiento | Pag.99 |



Capítulo 1-Introducción

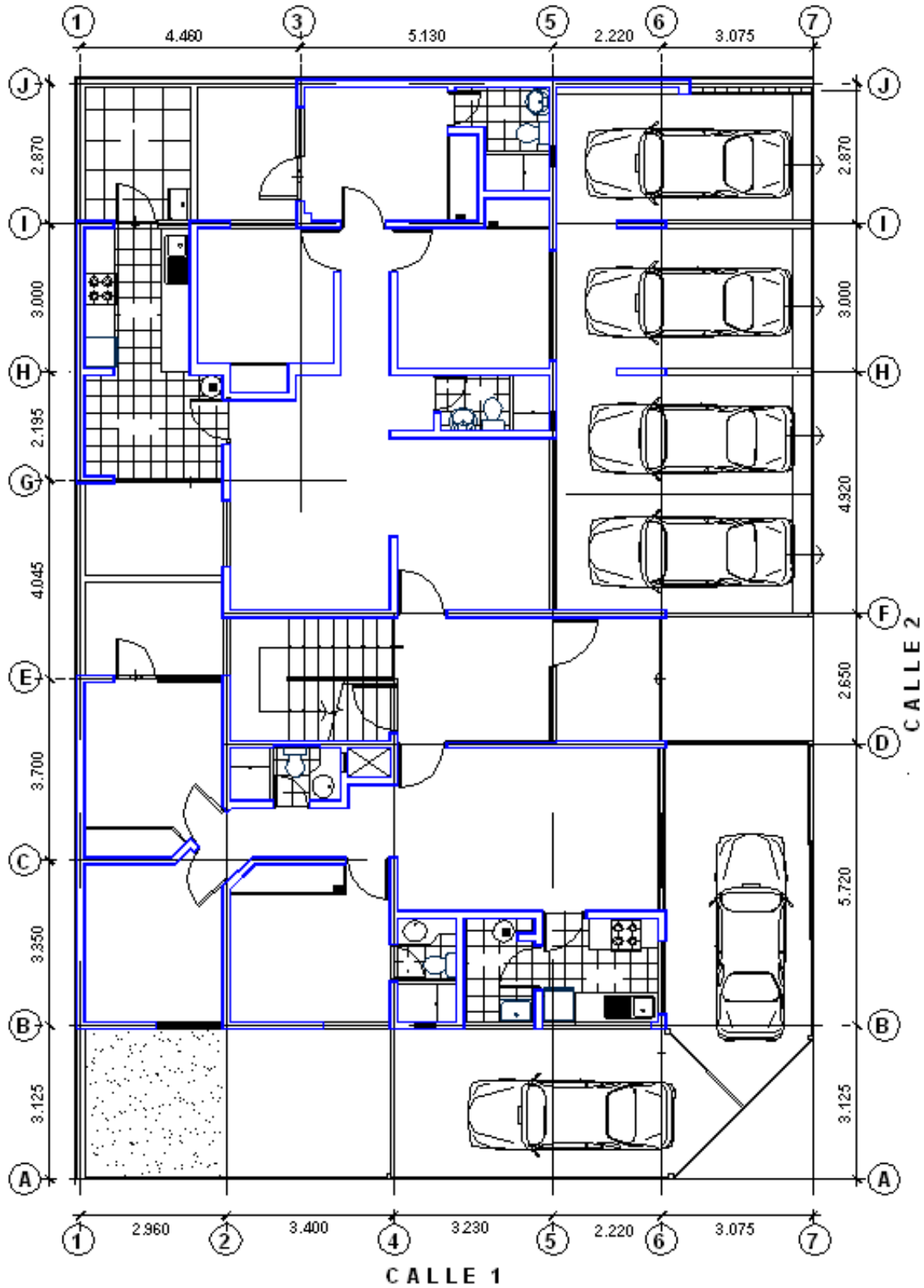
1.-Descripción del Proyecto:

El proyecto desarrollado como tema de tesis comprende el diseño estructural de un edificio multifamiliar ubicado en el distrito de Miraflores. La arquitectura del edificio consta de 5 pisos y 12 departamentos distribuidos de la siguiente manera: En el primer piso existen dos departamentos, y una zona de estacionamiento para 6 vehículos. En el segundo y cuarto piso existen 2 departamentos y 1 dúplex, en cada uno de los pisos; Mientras que en el tercer y quinto piso existen 2 departamentos respectivamente. En la azotea se encuentra ubicada la estructura del tanque elevado para el almacenamiento del agua; mientras que la cisterna, se encuentra ubicada debajo de la escalera principal del edificio.

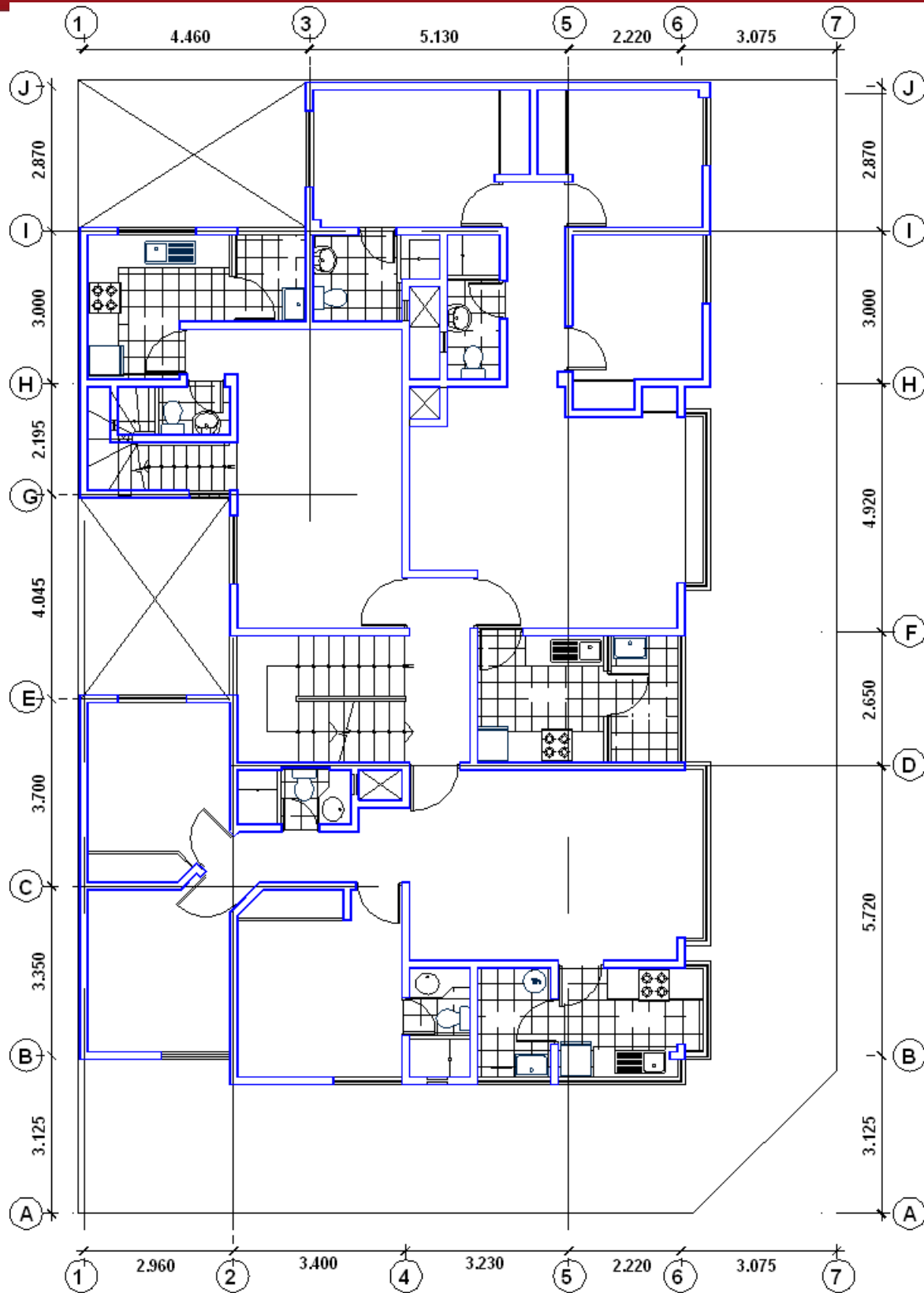
Cada uno de los departamentos está provisto de una sala comedor, un dormitorio principal y dos dormitorios secundarios, una cocina, un patio con lavandería y un baño de visita; Sólo los departamentos del primer piso cuentan con patios y jardines. En el primer nivel de los departamentos dúplex se encuentra la sala comedor, la cocina, el patio con lavandería y el baño de visita; mientras que en el nivel superior, se encuentra el dormitorio principal y los dormitorios secundarios.

El acceso a los pisos superiores se hace mediante una escalera principal ubicada en el hall de ingreso que se encuentra en la parte central del edificio.

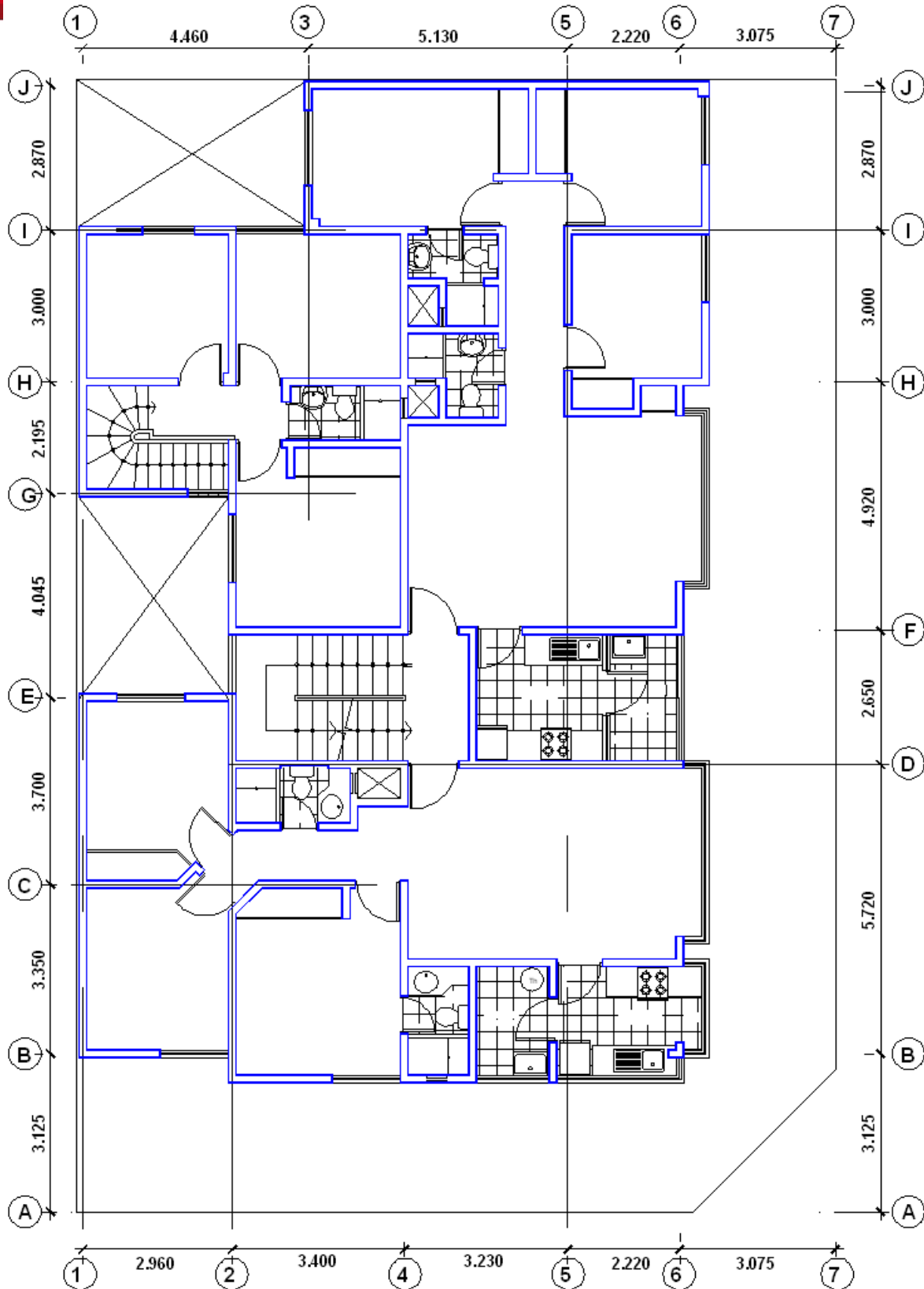
El terreno sobre el cual se realizará la cimentación está conformado por el material conglomerado característico de la costa de la ciudad de Lima, el cual contiene grava densa. Para el cálculo y diseño de la cimentación del edificio se ha considerado que la resistencia o capacidad portante del terreno es de 4Kg/cm^2 ; y la profundidad de cimentación es 1.50m por debajo del nivel natural del terreno.



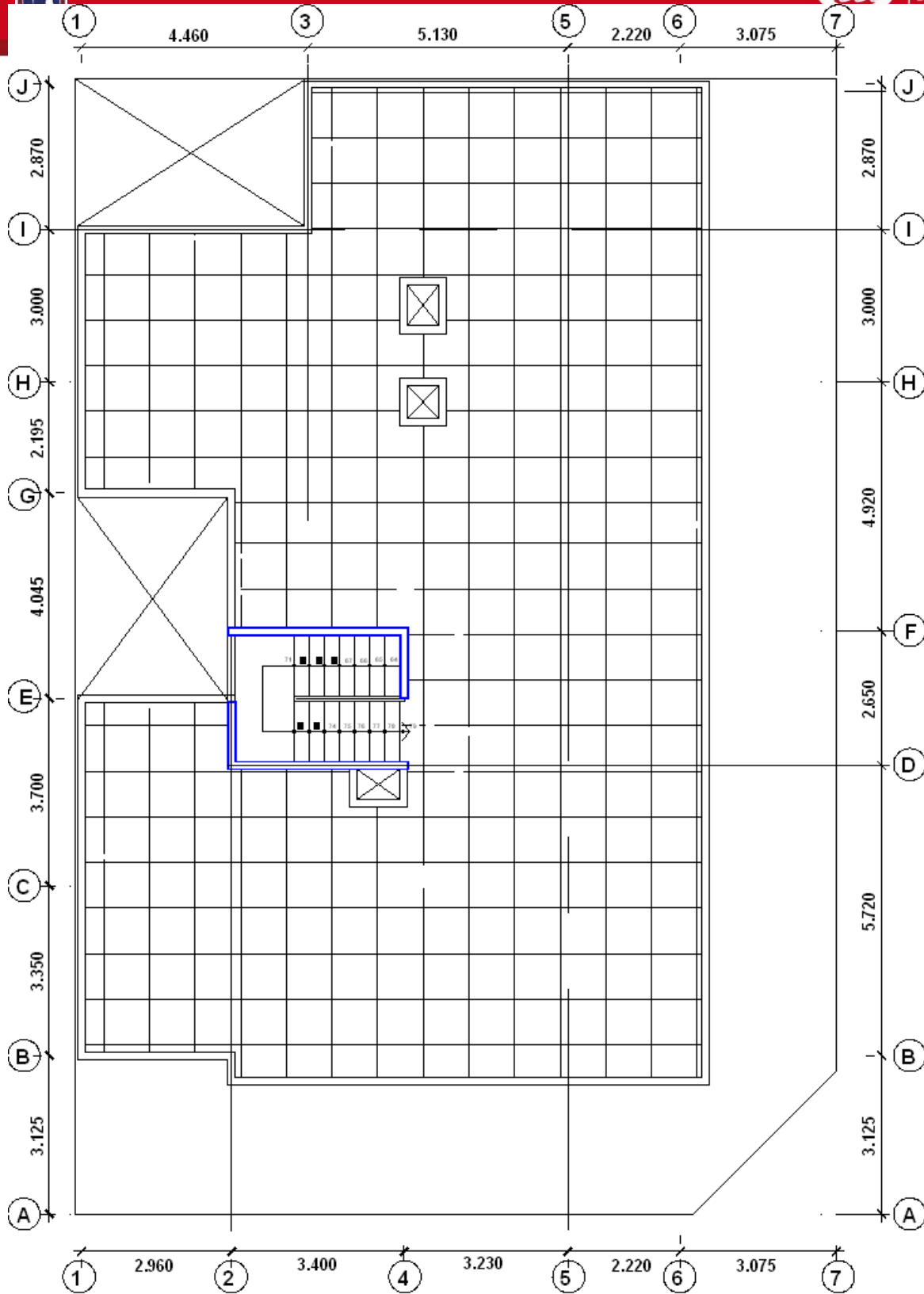
Arquitectura del primer piso



Arquitectura del segundo y cuarto piso



Arquitectura del tercer y quinto piso



Arquitectura de la Azotea

2.-Cargas de Diseño:



Las cargas consideradas para el análisis y diseño del edificio son cargas de gravedad y cargas de sismo, las cuales deben cumplir lo especificado en las normas del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) indicadas a continuación:

Metrado de Cargas : Norma E.020

Análisis Sísmico : Norma E.030

Diseño de elementos de Concreto Armado : Norma E.060

3.- Método de Diseño:

Los elementos de concreto armado se diseñarán por medio del Método de Diseño por Resistencia. En este método las cargas actuantes se amplifican mediante ciertos factores que permiten tomar en cuenta la variabilidad de la resistencia y de los efectos que producen las cargas externas en la estructura. Luego se realiza una combinación de cargas, definida en la Norma E.060 de Concreto Armado del R.N.E. en el acápite 10.2.1, con lo que se obtiene la resistencia requerida (U), es decir que se analiza la estructura en su etapa última. Estas combinaciones de carga son:

$$U = 1.5 \times CM + 1.8 \times CV \quad \text{Donde: CM : carga muerta}$$

$$U = 1.25 \times (CM + CV) \pm CS \quad \text{CV : carga viva}$$

$$U = 0.9 \times CM \pm CS \quad \text{CS : carga de sismo}$$

Por otro lado, la resistencia de diseño de cada elemento debe tomarse como la resistencia nominal, es decir, la resistencia proporcionada considerando al refuerzo colocado, y que será afectada por ciertos factores de reducción de resistencia (ϕ), según el tipo de sollicitación a la que esté sometido el elemento. Estos factores de reducción de resistencia se indican en el R.N.E. en el acápite 10.3.2 de la Norma E.060.

| Solicitud | Factor Φ de Reducción |
|----------------------------------------|----------------------------|
| - Flexión sin carga axial. | 0.90 |
| - Flexión con carga axial de tracción. | 0.90 |
| - Para cortante con o sin torsión. | 0.85 |
| - Compresión y Flexocompresión: | |
| - Elementos con espirales. | 0.75 |
| - Elementos con Estribos. | 0.70 |

En conclusión, lo que se busca obtener para el diseño de los elementos estructurales es lo siguiente:

Resistencia de Diseño \geq Resistencia Requerida (U)

Resistencia de Diseño = ϕ Resistencia Nominal

4.-Consideraciones Generales:

Las características y propiedades mecánicas de los materiales que se utilizarán para la construcción de las estructuras de la edificación son las que se detallan a continuación:

Concreto:

- Resistencia a la compresión simple ($f'c$) a los 28 días : 210Kg/cm².
- Deformación unitaria máxima (ϵ_{cu}) : 0.003
- Módulo de elasticidad = $15000 \cdot \sqrt{f'c}$: 217,000Kg/cm².
- Relación E_c/G_c : 2.30

Acero:

- Esfuerzo de Fluencia : 4,200 Kg/cm².
- Módulo de elasticidad : 2×10^6 Kg/cm².
- Deformación unitaria : 0.0021

Los valores y formulas para realizar el análisis y diseño de los elementos de concreto armado, son los indicados en las normas de diseño que sirven como referencia para el desarrollo del presente proyecto.

Capítulo 2 - Estructuración

1.-Estructuración:

La estructuración consiste en definir la ubicación y las características de todos los elementos estructurales, tales como las losas aligeradas, losas macizas, vigas, columnas y placas, de manera que el edificio tenga un buen comportamiento ante sollicitaciones de cargas de gravedad y de sismo.

Así mismo, debe cumplirse con cuatro objetivos principales que son: la economía, la estética, la funcionalidad y el objetivo más importante, la seguridad de la estructura. Para que la estructuración cumpla con estos propósitos y lograr una estructura sismorresistente, se deben tratar de conseguir los siguientes criterios:

- Simplicidad y simetría
- Resistencia y ductilidad
- Hiperestaticidad y monolitismo
- Uniformidad y continuidad de la estructura
- Rigidez lateral
- Existencia de diafragmas rígidos
- Análisis de la influencia de los elementos no estructurales.

2.-Estructuración del edificio:

La estructura resistente del edificio consiste exclusivamente de elementos de concreto armado. Se utilizaron pórticos mixtos en ambas direcciones, los cuales combinan muros de corte o placas con columnas, siendo estos conectados entre sí por medio de vigas peraltadas. El objetivo de los muros de corte es el de controlar los desplazamientos laterales del edificio producidos durante la acción de un sismo.

Se definió como dirección X a la dirección paralela a la calle 1 (Ver Capítulo 1, pag.2) mientras que la dirección Y es paralela a la calle 2. La dirección X presenta un gran número de placas y columnas cuyas dimensiones otorgan una mayor rigidez lateral al edificio, lo cual permite un mayor control del desplazamiento lateral del mismo en dicha dirección. En comparación, la dirección Y presenta una menor densidad de



placas y columnas que la anterior; sin embargo, los desplazamientos que se obtienen en esta dirección siguen dentro de los límites establecidos.

Debido a que el edificio se encuentra en una esquina, existe asimetría de los elementos resistentes, lo cual produce un desfase entre el centro de rigidez y el centro de gravedad de las losas, lo que equivale a producir momentos de torsión en planta durante la acción de un sismo, esta situación es típica en edificaciones que se encuentran en esquinas.

2.1.-Estructuración de Placas:

Para determinar la ubicación de las placas se aprovecharon los muros laterales del edificio (ejes 1 y J) y las paredes laterales de la escalera como muros de corte, ya que estos presentan continuidad vertical, es decir, están presentes en todos los pisos. Como se puede apreciar, se tiene una alta densidad de muros de corte en la dirección X, pero en la dirección Y la densidad es menor entre los ejes 4 y 6, debido a la presencia de los estacionamientos y a la disposición de la arquitectura.

2.2.-Estructuración de Columnas:

Para la estructuración de las columnas se tuvo especial cuidado para que éstas no interfirieran con la arquitectura ni con la circulación de los vehículos en las zonas de estacionamientos. Para poder mejorar el comportamiento en la dirección Y, aumentó el peralte a las columnas C7 y C10, todo lo que se pueda sin interferir con la arquitectura. Con esta medida se ayudará además a disminuir la torsión de la planta

2.3.-Estructuración de Vigas:

Una vez definidos los elementos verticales, se procede a conectarlos mediante las vigas peraltadas. El criterio utilizado para colocarlas fue el de evitar el impacto visual de los ocupantes; para ello, se las colocaron en lugares donde se pudiera disimular su presencia, como por ejemplo, en los ejes que tienen tabiques fijos, divisiones de ambiente, o en donde sólo se verían como dinteles de puertas o ventanas.

Se ubicarán vigas chatas en los paños de losa aligerada armada en una dirección, cuando los tabiques fijos que soportarán estén colocados paralelos a la dirección del



armado del aligerado, de esta manera se consigue evitar posibles fisuras debido a una flexión excesiva en el aligerado.

2.4.-Estructuración de Losas:

Ubicadas las vigas, se procede a definir los tipos de losas que se van a usar de acuerdo a las dimensiones de cada paño.

Se usarán losas aligeradas armadas en una sola dirección, el criterio seguido para definir el sentido del armado de los techos es el de distribuir las cargas que estos reciben, además de su propio peso, hacia los distintos elementos estructurales; para ello se utilizó la luz más corta entre los apoyos.

También se optó por una losa maciza armada en dos direcciones, con el fin de rigidizar el paño que colinda con la abertura de la escalera principal; de esta manera ante una fuerza sísmica, la losa tendrá una mayor resistencia al corte que una losa aligerada. Asimismo se colocarán losas macizas como techo de la cisterna y tanque elevado. La dirección del armado de las losas macizas dependerá de las dimensiones de los paños, cuando la relación entre el lado mayor y el lado menor sea mayor o igual a 2, entonces la losa se armará en una sola dirección y en caso contrario, se armará en dos direcciones.

De esta manera, al combinar losas aligeradas y macizas se trata de asegurar que exista un trabajo conjunto entre los techos y los elementos estructurales tales como vigas, columnas y placas, obteniendo con ello un comportamiento similar al de un diafragma rígido que permita uniformizar los desplazamientos laterales y repartir uniformemente los esfuerzos a las placas y columnas.

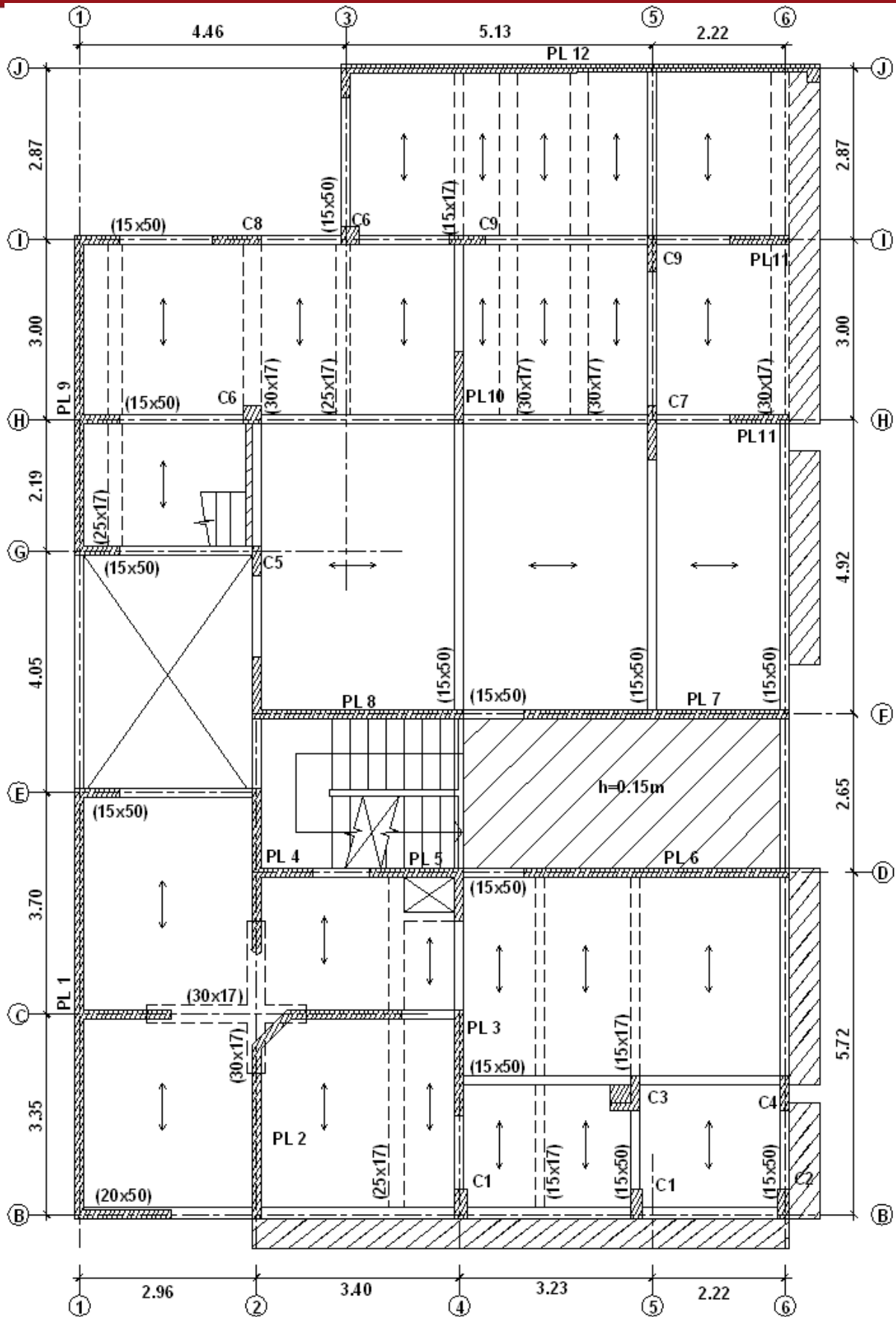
2.5.-Estructuración de la Cisterna y Tanque elevado:

La cisterna estará ubicada debajo de la zona de la escalera principal, teniendo un nivel de fondo de piso terminado y de cimentación más profundo en relación a los demás elementos del edificio. Se aprovecharán las placas laterales de la escalera como paredes de la cisterna ensanchando su espesor a 20 cm para poder colocar doble malla y asegurar un buen recubrimiento en los muros, ya que así se evita la corrosión del refuerzo, debido a posibles filtraciones de agua al contacto con la tierra.

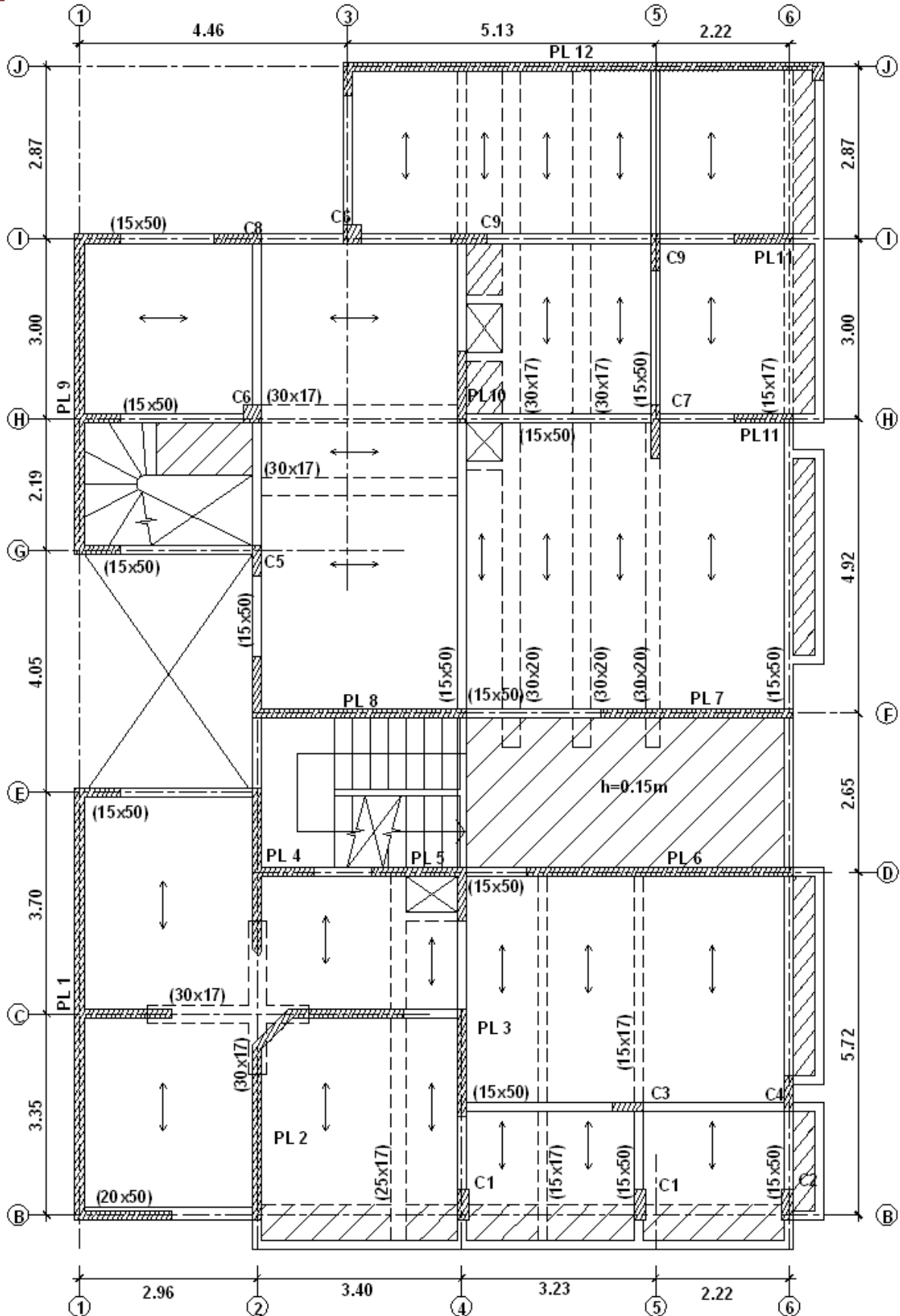


El tanque elevado irá apoyado sobre las placas laterales de la escalera. Proyectándose las placas hasta esa altura para tener una estructura más uniforme y evitar cambios bruscos de sección. Sus paredes serán muros de concreto armado; mientras que el fondo y la tapa serán losas de concreto armado para garantizar la impermeabilidad y el monolitismo del tanque en sí.

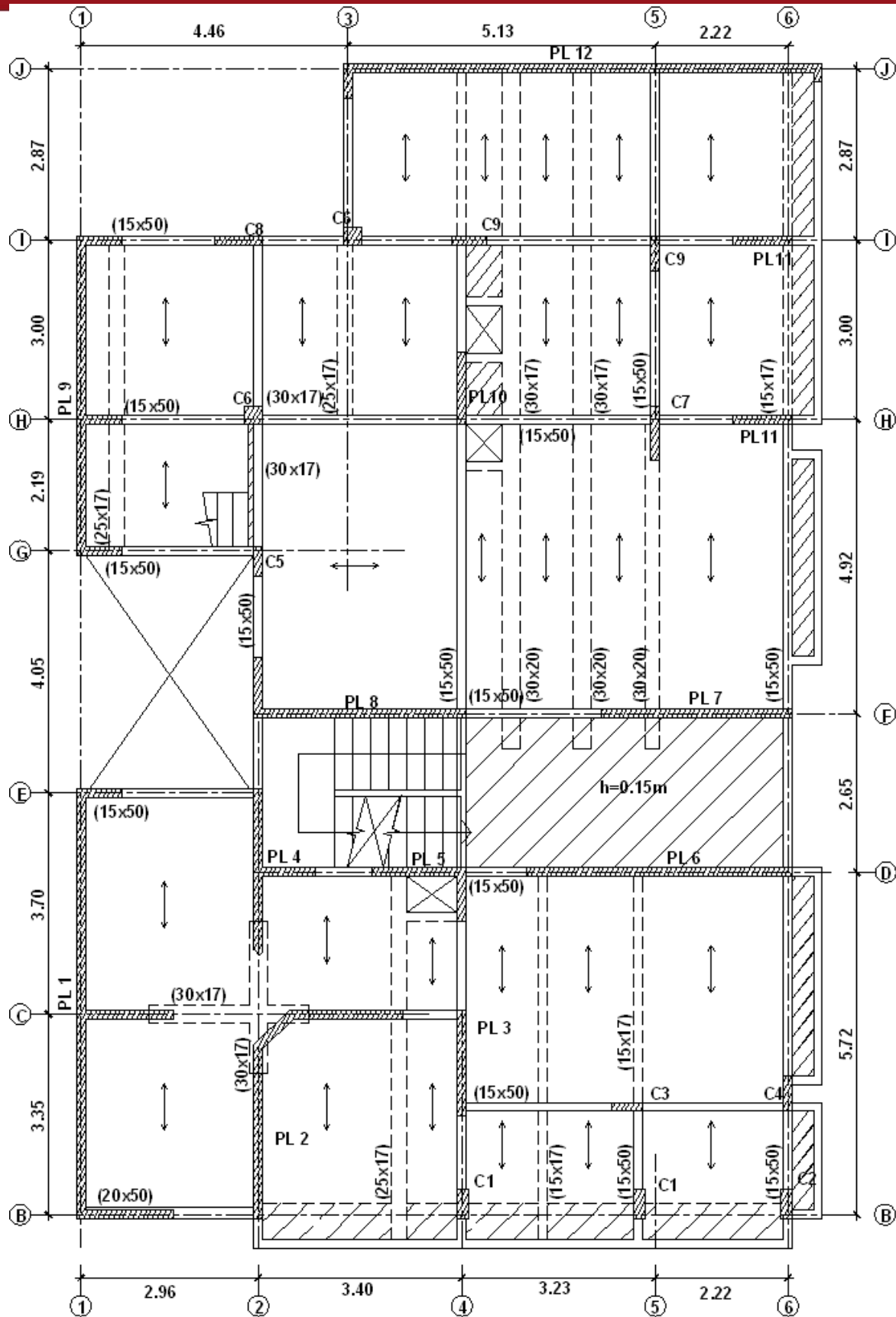




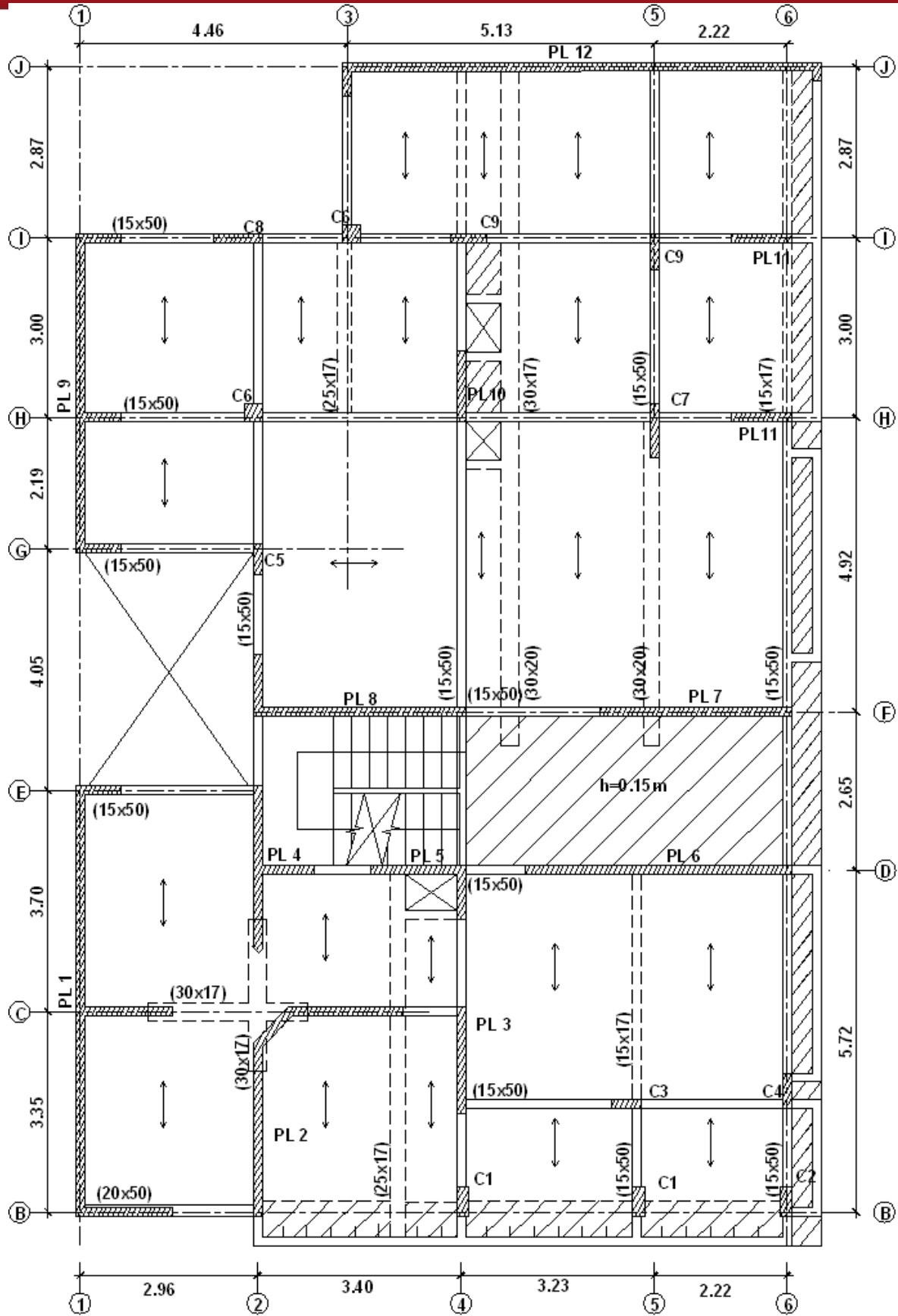
Estructuración del primer piso.



Estructuración del segundo y cuarto piso.



Estructuración del tercer piso.



Estructuración del quinto piso.



Capítulo 3 - Pre-dimensionamiento

El Pre dimensionamiento consiste en dar una dimensión aproximada o definitiva a los distintos elementos estructurales, en base a ciertos criterios y recomendaciones de muchos ingenieros y en lo estipulado en la Norma E.060 de Concreto Armado. Una vez realizado el análisis se verificará si las dimensiones asumidas para los elementos son convenientes o tendrán que cambiarse para luego pasar al diseño de ellos.

3.1.-Pre dimensionamiento de Losas Aligeradas:

Según el numeral 10.4.1.1 de la norma E.060 del RNE, es posible dejar de verificar las deflexiones en las losas aligeradas si se toma como mínimo un peralte $h = L/25$ para determinar el espesor del aligerado, donde L es la mayor longitud de luz libre. Este espesor considera los 5 cm de concreto que se coloca por encima del ladrillo más la altura del mismo.

Del Plano de Estructuración se observa que el paño con la mayor luz de los tramos de losa aligerada se encuentra entre los ejes F y H con una longitud de 4.80 m. Aplicando el criterio anterior se obtiene un espesor de losa de 19.0 cm, en tal caso la losa aligerada tendrá que ser de 20.0 cm. Sin embargo, usar este valor para el resto de paños no es conveniente porque implica un mayor peso en el edificio, por tanto para el resto de paños se usaran losas de $h=17\text{cm}$, ya que la siguiente luz desfavorable es de 3.60m obteniendo así un espesor de losa de 14.0 cm, por lo que la losa será de 17cm.

En conclusión, todos los paños aligerados serán de 17cm de alto, salvo el paño comprendido entre los ejes F y H, el cuál será de 20cm.

3.2.-Pre dimensionamiento de Losas Macizas:

Según el numeral 10.4.1.2 de la norma E.060 del RNE, es posible dejar de verificar las deflexiones en las losa macizas si se toma como mínimo un peralte $h = L/30$ para determinar el espesor de la losa; donde L es la mayor longitud de luz libre.

El paño con las mayores dimensiones es el que se encuentra entre los ejes D y F, donde la mayor de las luces libres tiene una longitud de 2.50 m. Aplicando el criterio la losa tendría un espesor de 8.0 cm. Sin embargo, por fines constructivos y por tratarse de un paño sobre el cual se ubicarán tuberías de desagüe para las cocinas y lavanderías se tomará un espesor de 15 cm.

Para la losa de la cisterna el espesor será de 15 cm, para la losa inferior del tanque el espesor será de 20 cm y para la superior del mismo será de 10 cm.

3.3.-Pre dimensionamiento de Vigas Peraltadas:

Las vigas se pre dimensionan generalmente considerando un peralte del orden de $L/10$ ó $L/12$, donde L es la mayor luz libre. El ancho o base de la viga puede variar entre 0.30 y 0.50 de la altura, sin que llegue a ser menor de 25 cm para el caso de vigas que forman pórticos o elementos sismos resistentes. Esta limitación no impide tener vigas de menor espesor cuando el pórtico en el que se encuentran, existen grandes placas que absorben gran cantidad de esfuerzos.

El tramo de viga con mayor luz libre se presenta en el eje 4, entre los ejes F y H de todos los pisos, con una longitud de 4.80 m. Siguiendo lo mencionado anteriormente, el peralte podrá variar entre 40 cm y 48 cm; Sin embargo, para cumplir con el requisito de altura libre de 2.10 m existente por los vanos de las puertas, se escoge el peralte de 50 cm para todas las vigas.

3.4.-Pre dimensionamiento de Vigas Chatas:

Las vigas chatas son elementos que reciben directamente las cargas de la tabiquería colocada en el sentido del armado de la losa aligerada, pero también pueden utilizarse para conectar pórticos entre sí, como se verá en este proyecto. Para pre dimensionarlas se debe verificar que la sección escogida pueda soportar al tabique, esto se realiza comprobando que la fuerza cortante última (V_u) en la sección crítica de la viga, sea menor que la fuerza cortante nominal (ϕV_c), que puede soportar la viga sin necesidad de considerar el acero de refuerzo.

$$\text{Es decir: } \phi V_c \geq V_u \quad V_c = 0.53 * \sqrt{f_c} * b * d \text{ kg/cm}^2$$

Donde:

ϕ : Factor de reducción de resistencia ($\phi_{\text{corte}} = 0.85$)

$f'c$: resistencia especificada del concreto a la compresión (210 Kg/cm²)

b y d: ancho y peralte efectivo de la sección

El peralte efectivo “d” para vigas chatas será la altura total de la viga menos el recubrimiento (3 cm). Dado que la altura de la losa es igual a la de la viga chata se tiene que esta será de 17 cm, por lo tanto el peralte efectivo será de 14 cm. La sección crítica de la viga chata, donde se debe evaluar la fuerza cortante, se encuentra a una distancia “d” de la cara del apoyo, es decir a 14 cm. Para poder definir el ancho de la viga, primero se debe conocer el valor de Vu para ello es necesario realizar un metrado de cargas.

Como ejemplo se mostrará el metrado y el predimensionamiento de la viga chata que corresponde al corte 9 y que está ubicado entre los ejes H y J, 4 y 5 del encofrado del primer piso; se considera una base de 0.30 m.

CARGAS MUERTAS

| Carga Repartida (Wcm) | Operación | Resultado |
|-----------------------|---------------------------------------|------------|
| Peso Propio | $2.4 \cdot 0.30 \cdot 0.17$ | 0.12 ton/m |
| Piso Terminado | $0.10 \cdot 0.30$ | 0.03 ton/m |
| Tabiquería | $0.20 \cdot 2.45$ | 0.50 ton/m |
| | Wcm = | 0.65 ton/m |
| Carga Puntual | $1.4 \cdot 0.15 \cdot 0.3 \cdot 2.45$ | 0.15 Ton |

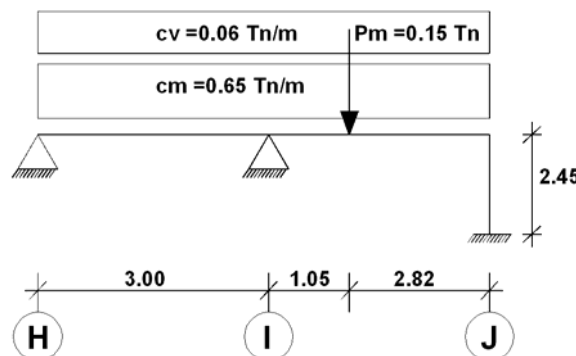
CARGAS VIVAS

| Carga Repartida (Wcv) | Operación | Resultado |
|-----------------------|-------------------|------------|
| Wcv (vivienda) | $0.20 \cdot 0.30$ | 0.06 ton/m |
| | Wcv = | 0.06 ton/m |

CARGAS ÚLTIMAS

| Carga Repartida (Wcu) | Operación | Resultado |
|---------------------------------|-----------------------------------|-----------|
| $1.5 \cdot Wcm + 1.8 \cdot Wcv$ | $1.5 \cdot 0.65 + 1.8 \cdot 0.06$ | 1.1 Ton/m |
| | Wu = | 1.1 Ton/m |

Para calcular la fuerza cortante se considera que la viga tiene dos tramos, dos de sus apoyos son simples y en un extremo se considera la placa como apoyo. A continuación se muestra el modelo estructural con la carga última:



Haciendo los cálculos necesarios, se obtiene una fuerza cortante última (V_u) en la sección crítica de 1.81 ton, Al verificar este valor con la resistencia del concreto ϕV_c se obtiene que la base satisface la condición $\phi V_c \geq V_u$.

3.5.-Pre dimensionamiento de Columnas:

Dado que las placas son lo suficientemente grandes, los momentos que tomarán las columnas serán muy bajos, por lo que básicamente la carga por compresión es la que predominará en estos elementos. Como el edificio sólo cuenta con 5 pisos, las columnas tienen cargas axiales relativamente bajas, del orden de 20 a 50 Ton.

La recomendación de varios ingenieros en estos casos es de predimensionar a las columnas con áreas del orden de 900 a 1500cm². Los peraltes a utilizar serán los necesarios para aportar rigidez lateral al edificio.

3.6.-Pre dimensionamiento de Placas:

La norma E.030 indica que un edificio estructurado con muros de corte, como en este proyecto, debe contar con placas que sean capaces de absorber el 80% de la fuerza cortante basal. Por ello, para pre dimensionarlas se considera usar un área total tal que el esfuerzo cortante resistente sea del orden de $0.53 \cdot \sqrt{f'_c} = 7.70 \text{ Kg/cm}^2$. El procedimiento usado es el del método estático sugerido por la norma de diseño sísmo resistente E.030, obteniendo con ello el cortante basal al cual esta sometida la estructura.

| Factor sismorresistente | Eje X | Eje Y |
|---------------------------------|-------------------------------------------|-------------------------------------------|
| Periodo (T) aprox. | $T = Hh/60 = 13.25/60 = 0.22$ | $T = Hh/60 = 13.25/60 = 0.22$ |
| T_p (Suelo Rígido) | $T_p = 0.40$ | $T_p = 0.40$ |
| Factor de Amplificación Sísmica | $C = 2.5(T_p/T) = 4.55 \rightarrow C=2.5$ | $C = 2.5(T_p/T) = 4.55 \rightarrow C=2.5$ |
| Coefficiente de Reducción | $R = 6^{3/4} = 4.5$ (Irregular) | $R = 6^{3/4} = 4.5$ (Irregular) |
| Área techada x piso | $A = 219 \text{ m}^2$ | $A = 219 \text{ m}^2$ |
| Peso total | $P = 1048 \text{ ton}$ | $P = 1048 \text{ ton}$ |
| $V = \frac{ZUCS}{R} \times P$ | $V = 22.2\%P = 233 \text{ ton}$ | $V = 22.2\%P = 233 \text{ ton}$ |
| Esfuerzo admisible | $s = 77 \text{ ton/m}^2$ | $s = 77 \text{ ton/m}^2$ |
| Área necesaria | $A = 255.3/77 = 3.03 \text{ m}^2$ | $A = 233/77 = 3.03 \text{ m}^2$ |
| Longitud necesaria | $L = 3.03/0.15 = 20.2 \text{ m}$ | $L = 3.03/0.15 = 20.2 \text{ m}$ |
| Long. existente/Conclusión | $L=32.75 \text{ m Cumple}$ | $L=25.34 \text{ m Cumple}$ |

Se observa que tanto en el eje X como en el eje Y las áreas de las placas cumplen con las áreas requeridas para soportar los esfuerzos de corte.

3.7.-Pre dimensionamiento de la Cisterna y Tanque Elevado:

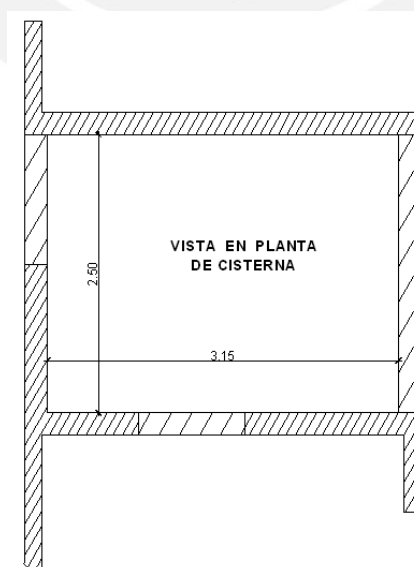
Según el numeral 10.3.3.3 de la norma sanitaria del RNE, la dotación correspondiente a edificios multifamiliares depende del número de dormitorios que hay por departamento. Según la arquitectura del edificio se cuenta con departamentos que poseen 3 habitaciones; por lo tanto, la dotación será de 1200 litros por departamento, multiplicando por 12 (nº de departamentos) da un total de 14400 l/d equivalente a 14.4 m³ de agua por día. El tanque elevado debe almacenar por lo menos 1/3 de la dotación de agua diaria del edificio, con ello su capacidad debe ser:

$$\text{Volumen del tanque elevado} = 1/3 * 14.4 = 4.80 \text{ m}^3 = 4.80 \text{ m}^3$$

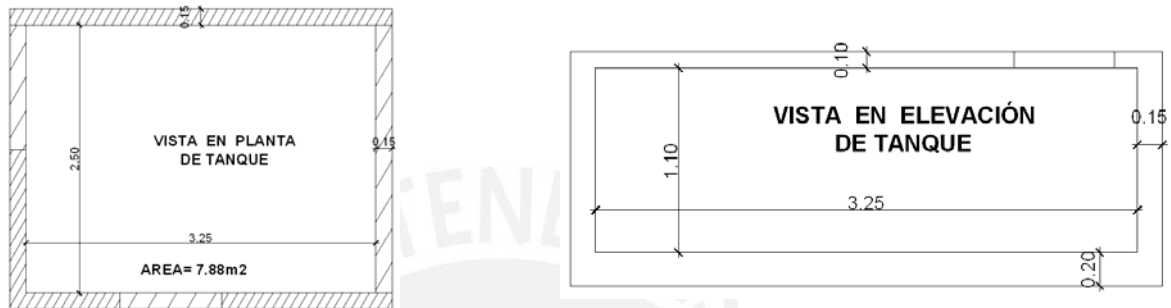
Mientras que la cisterna debe ser capaz de almacenar las $\frac{3}{4}$ partes de la dotación de agua diaria del edificio; Dado que la altura del edificio es menor a 15m no es obligatorio adicionar a las dotaciones calculadas el agua contra incendios, por lo tanto la capacidad de la cisterna debe ser:

$$\text{Volumen de la cisterna} = 3/4 * 14.4 = 10.80 \text{ m}^3 = 10.80 \text{ m}^3$$

De la arquitectura vemos que el ancho de la cisterna es de 2.50 m, y el largo de 3.15m. Para el alto de la cisterna se debe considerar el tirante de agua necesario más la altura para las tuberías de entrada, impulsión y rebose de 0.50m. Teniendo definida el área en planta y el volumen de agua a almacenar en la cisterna, se obtiene un tirante de 1.40m, entonces el alto total de la cisterna será de 1.90 m.



El tanque elevado tiene un ancho de 2.50 m. y un largo libre de 3.25 m. obteniendo un área de 8.13 m² Para el alto del tanque elevado se debe tener en cuenta el tirante de agua necesario y las distancias verticales mínimas mencionadas anteriormente. Teniendo definida el área en planta se necesitará un tirante de 0.60 m. Finalmente, el alto del tanque elevado será 1.10 m. Las losas del fondo y del techo del tanque elevado serán macizas de 20 cm y 10 cm de ancho, respectivamente.



3.8.- Pre dimensionamiento de las Escaleras:

El pre dimensionamiento de las escaleras se realizará de acuerdo con los criterios establecidos por el reglamento nacional de edificaciones (RNE), el cual indica lo siguiente: $2c+p = 60\text{cm} - 64\text{cm}$, donde c es la longitud del contrapaso y p es la longitud de cada paso de la escalera. También se indica que para edificios las escaleras deben tener un ancho mínimo (b) de 1.20 m, los tramos de escaleras tendrán como máximo 17 pasos continuos y serán máximo 2 tramos;, los pasos (p) tendrán mínimo 0.25 m y el contrapaso (cp) una altura mínima de 0.15 m y máxima de 0.175 m.

Para predimensionar el espesor de la losa de la escalera se asume que ésta actuará como una losa maciza armada en una dirección sometida a flexión. Por lo tanto, su espesor (h) deberá ser mínimo $ln/30$, donde ln es la luz libre. Esta condición se aplica para controlar la deflexión.

Para el edificio, la escalera principal, que va desde el primer al quinto piso, tiene dos tramos rectos, cada uno de 8 pasos, y un descanso intermedio. Cada tramo tiene un ancho de 1.20 m, cumpliendo con el requisito.

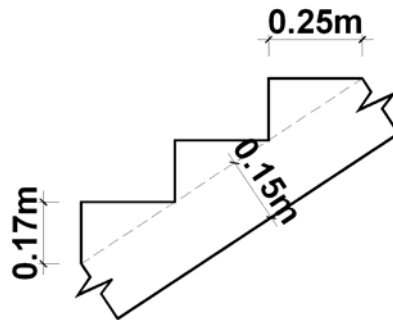
En cada entrepiso se tiene en total 16 contrapasos, cada uno con una longitud de 0.165 m para poder cubrir los 2.65 m de altura de entrepiso y la longitud del paso será



de 0.25 m. El espesor de la losa según la relación $l_n/30$ sería de 0.11 m., pero tomará como espesor 0.15 m.

Escalera

Principal



De la misma manera se pre dimensionará la escalera secundaria que da acceso a los pisos superiores de los departamentos dúplex.



Capítulo 4 – Metrado de cargas

En este capítulo se calcularán las cargas verticales con las que se encuentra sometida la estructura del edificio, considerándose como carga muerta al peso de los elementos que la conforman como son las losas, vigas, columnas, placas, tabiquerías y acabados; como cargas vivas, a las producidas por el peso eventual de todos los ocupantes, materiales, equipos, muebles y demás elementos móviles soportados por la edificación.

4.1.- Cargas unitarias:

Los materiales que se emplearán para la construcción del edificio, así como sus respectivos pesos específicos, son los que se indican a continuación:

Pesos específicos de los materiales

| | |
|-------------------------------|--------------------------|
| Concreto armado | =2400Kg/m ³ . |
| Albañilería (ladrillo sólido) | =1800Kg/m ³ . |
| Agua | =1000Kg/m ³ . |

Pesos por unidad de área o longitud

| | |
|---------------------------------|-------------------------|
| Aligerados (h=0.17) | =280Kg/m ² . |
| Aligerados (h=0.20) | =300Kg/m ² . |
| Losas macizas (h=0.15) | =360Kg/m ² . |
| Losas macizas (h=0.20) | =480Kg/m ² . |
| Tabiquería de ladrillo (e=0.15) | =270Kg/m ² . |
| Acabados de losa | =100Kg/m ² . |

Sobrecargas

| | |
|-----------|-------------------------|
| Vivienda | =200Kg/m ² . |
| Escaleras | =300Kg/m ² . |
| Azoteas | =100Kg/m ² . |

4.2 .-Metrado de Cargas de Losas Aligeradas:

El metrado de cargas para los aligerados se realizará considerando un ancho uniforme igual a 0.40 m, igual al ancho de una vigueta. La tabiquería colocada perpendicularmente al sentido del armado de las viguetas, se consideran como cargas puntuales.

A continuación se presenta el metrado para el aligerado 1. Para el resto de aligerados se sigue un procedimiento similar:

CARGA MUERTA

| Carga Repartida (Wcm) | Operación | Resultado |
|-------------------------|--------------------------------|------------|
| Peso Propio | 0.40×0.28 | 0.11 ton/m |
| Piso Terminado | 0.40×0.10 | 0.04 ton/m |
| | $W_{cm} =$ | 0.15 ton/m |
| Carga Concentrada (Pcm) | Operación | Resultado |
| Tabique | $0.40 \times 2.45 \times 0.27$ | 0.26 ton |
| | $P_{cm} =$ | 0.26 ton |

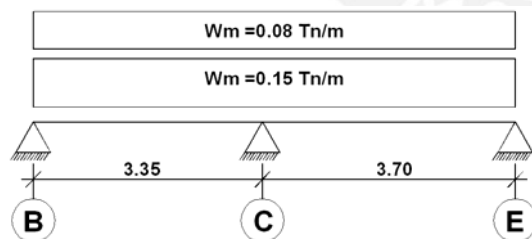
CARGA VIVA

| Carga Repartida (Wcv) | Operación | Resultado |
|-----------------------|--------------------|------------|
| Wcv (vivienda) | 0.40×0.20 | 0.08 ton/m |
| Wcv (azotea) | 0.40×0.10 | 0.04 ton/m |

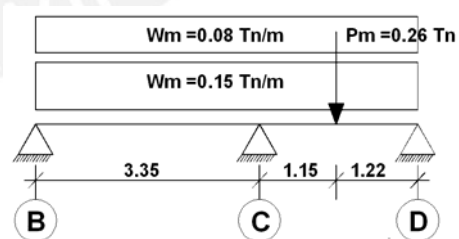
El metrado del resto de losas aligeradas, es el que se muestra a continuación:

En los Techos del 1ero al 4to Piso:

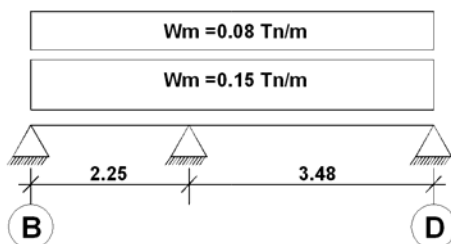
Aligerado 1:



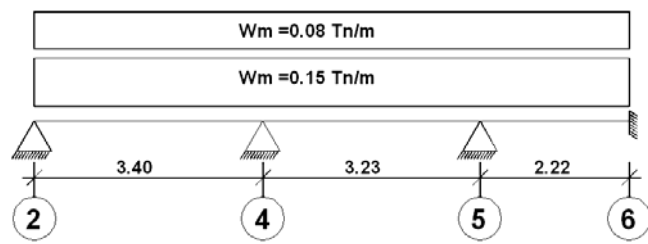
Aligerado 2:



Aligerado 3:



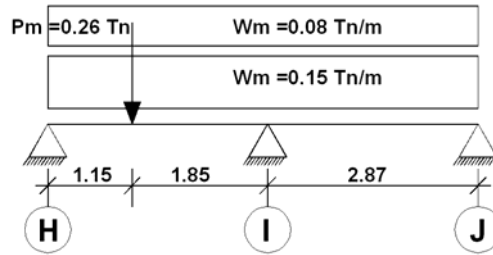
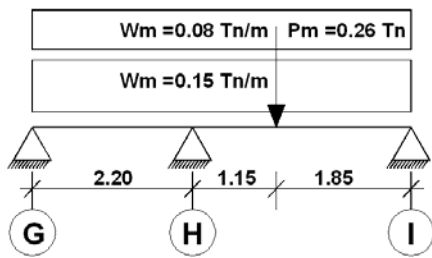
Aligerado 4:



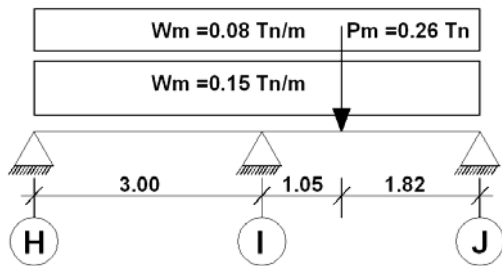
Aligerado 5:



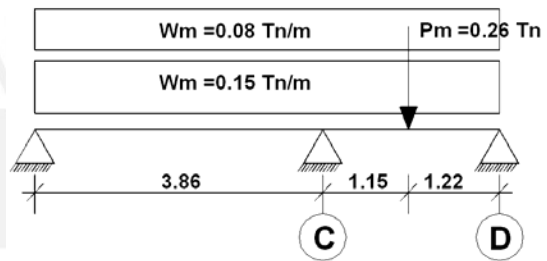
Aligerado 6:



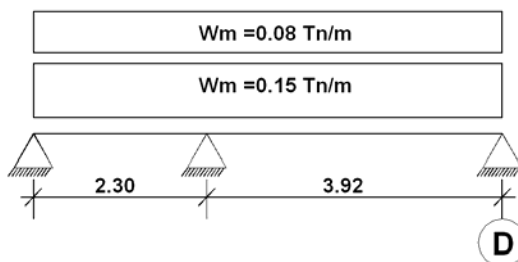
Aligerado 7:



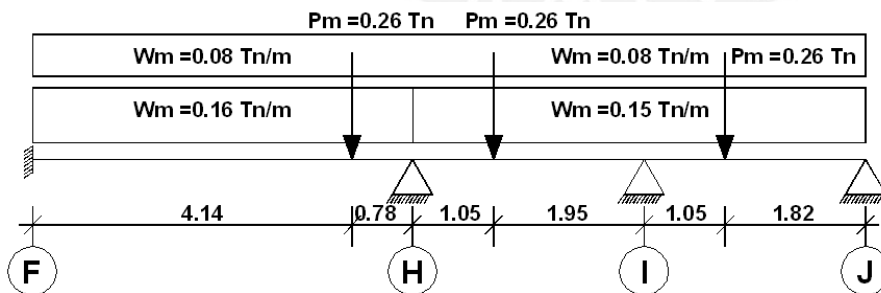
Aligerado 8:



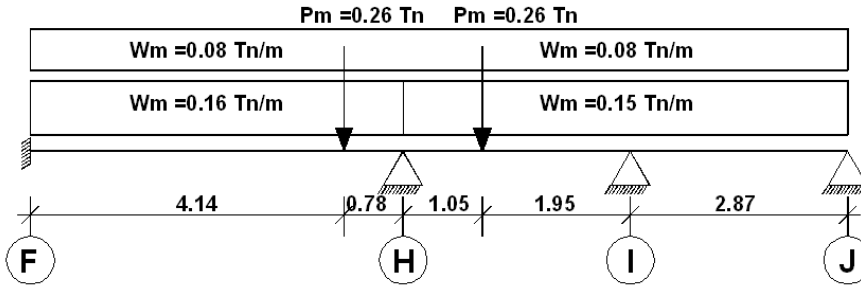
Aligerado 9:



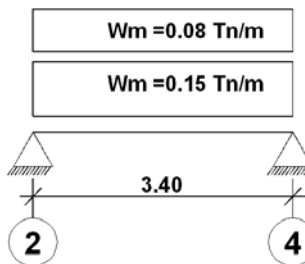
Aligerado 10:



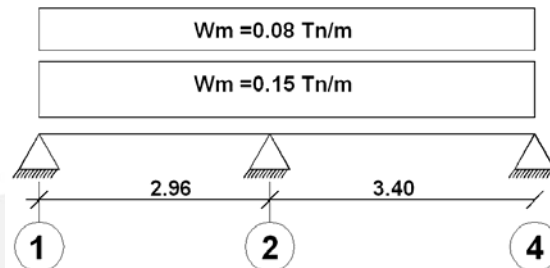
Aligerado 11:



Aligerado 12:

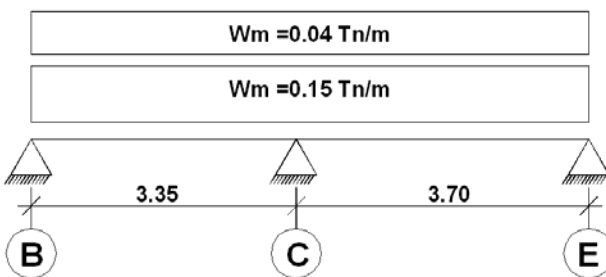


Aligerado 13:

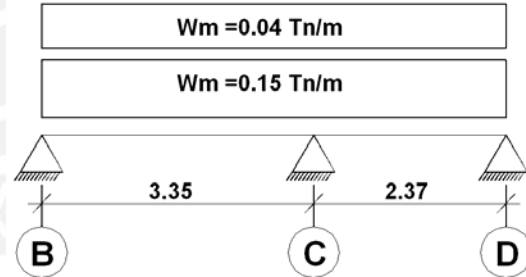


En la Azotea:

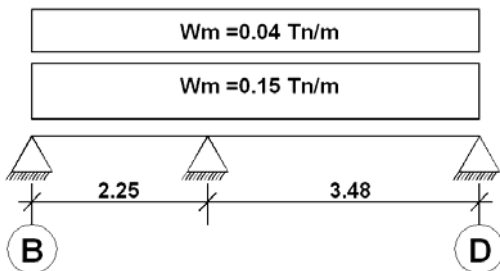
Aligerado 1:



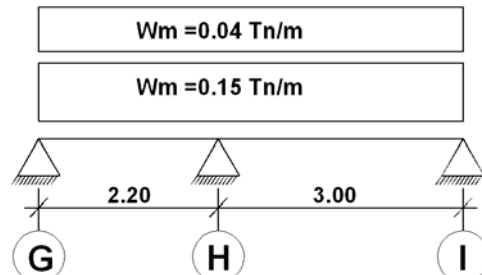
Aligerado 2:



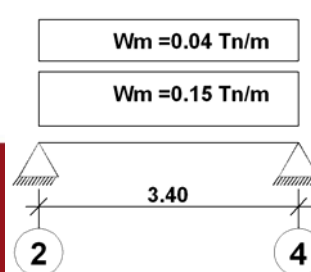
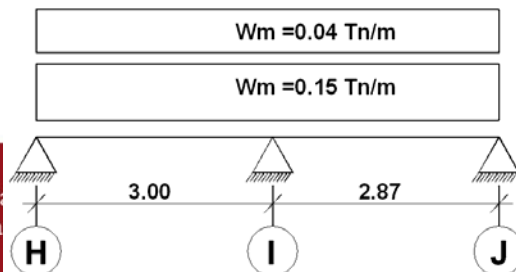
Aligerado 3:



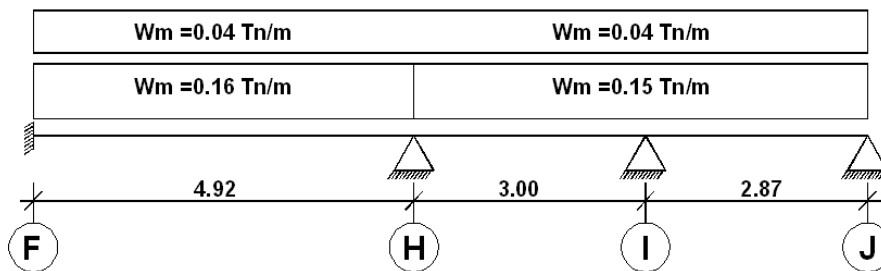
Aligerado 4:



Aligerado 5:



Aligerado 7:



4.3 .-Metrado de Cargas de Losas Macizas:

Las losas macizas del edificio son las siguientes: El paño entre los ejes 4 y 6, D y F, que sirve de recibo para la escalera principal en todos los pisos; el techo de la cisterna; y la losa superior e inferior del tanque elevado.

CARGA MUERTA

| Carga Repartida (Wcm) | Operación | Resultado |
|-----------------------|-----------|------------|
| Peso Propio (h=0.15) | 2.4*0.15 | 0.36 ton/m |
| Peso Propio (h=0.20) | 2.4*0.20 | 0.48 ton/m |
| Piso Terminado | 0.10*1.00 | 0.10 ton/m |

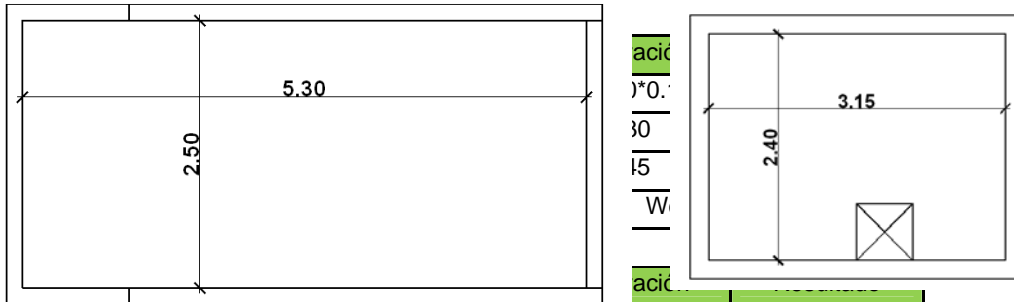
CARGA VIVA

| Carga Repartida (Wcv) | Operación | Resultado |
|-----------------------|-----------|------------|
| Wcv (vivienda) | 0.20*1.00 | 0.20 ton/m |
| Wcv (azotea) | 0.10*1.00 | 0.10 ton/m |

A continuación se define el modelo estructural de cada uno de los paños de losa maciza de acuerdo a sus dimensiones, condiciones de bordes y cargas que está soportando.

Losa 1: Paño entre ejes 4 y 6, D y F.

Losa 2: Techo de cisterna

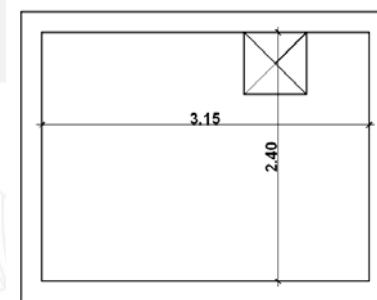
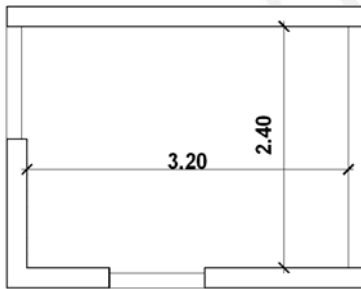


| | | | | |
|-------------------------------|----------------|------|------|-------------------------------|
| H = 0.15 m | Wcv (vivienda) | 0.20 | 0.30 | 0.06 ton/m |
| = 0.15 m | | | | Wcv = 0.06 ton/m |
| Wcm = 0.46 ton/m ² | | | | Wcm = 0.46 ton/m ² |
| Wcv = 0.20 ton/m ² | | | | Wcv = 0.20 ton/m ² |

H

Losa 3: Piso de Tanque elevado

Losa 4: Techo de tanque elevado



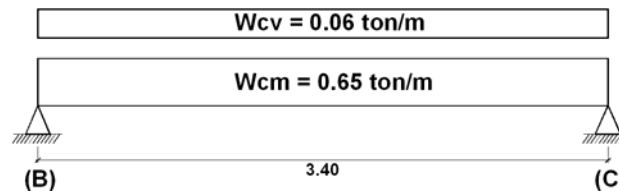
H = 0.20 m
Wcm = 0.58 ton/m²
Wcv = 0.80 ton/m²

H = 0.10 m
Wcm = 0.58 ton/m²
Wcv = 0.10 ton/m²

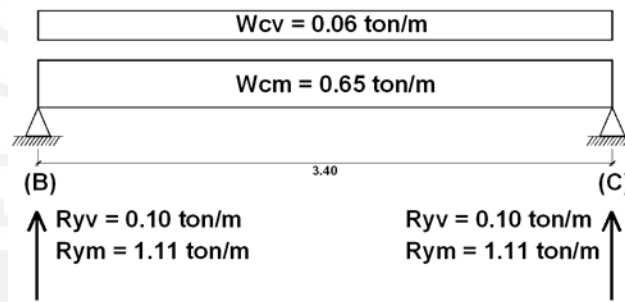
4.4.-Metrado de Vigas Chatas:

Para el metrado de las vigas chatas se considera la acción de su peso propio así como el peso de cualquier otro elemento apoyado sobre ellas. Se está considerando que el tabique está colocado en toda la longitud de la viga, lo cual es una simplificación del análisis. Se desarrollará el metrado de la viga chata correspondiente al corte 8 del piso 2 para los tramos comprendidos entre los ejes 2-4 y G-H. La sección transversal de este elemento es de 0.30m de ancho y 0.17m de peralte.

Las cargas a las cuales estará sometida la viga se muestran en la siguiente figura:



Las reacciones en los apoyos actuarán como cargas puntuales sobre las vigas que sirven de apoyo a la viga chata. Las reacciones se indican en la siguiente figura:



4.5.-Metrado de Vigas Peraltadas:

Las cargas actuantes sobre las vigas que son perpendiculares al sentido del armado de la losas, se obtuvieron mediante el método de longitudes tributarias, es decir se considera que cada viga carga la mitad del paño adyacente a ella. Además de este peso se le añaden las cargas aplicadas sobre ella tales como los acabados, tabiquería etc.

A continuación se detalla el procedimiento seguido para el metrado de las cargas actuantes sobre la viga V1 (0.20x0.50) en su tramo comprendido entre los ejes B, y entre los ejes 1 y 2.

TRAMO 1

CARGA MUERTA

| Carga Repartida (Wcm) | Operación | Resultado |
|-----------------------|-----------------------------|------------|
| Peso Propio | $2.40 \cdot 0.2 \cdot 0.50$ | 0.24 ton/m |
| Aligerado | $1.62 \cdot 0.28$ | 0.45 ton/m |
| Piso Terminado | $1.62 \cdot 0.10$ | 0.16 ton/m |



| | | |
|---------|----------------|------------|
| Tabique | 1.80*0.15*0.55 | 0.15 ton/m |
| | Wcm = | 1.0 ton/m |

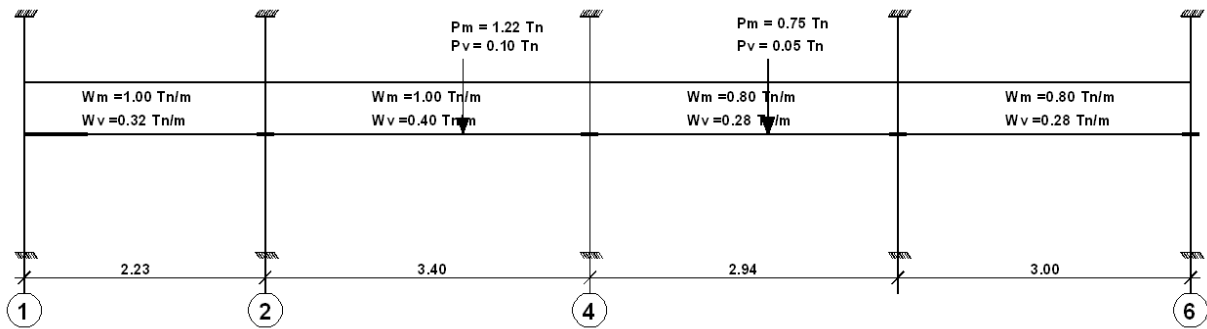
CARGA VIVA

| Carga Repartida (Wcv) | Operación | Resultado |
|-----------------------|-----------|------------|
| Wcv | 1.62*0.20 | 0.32 ton/m |

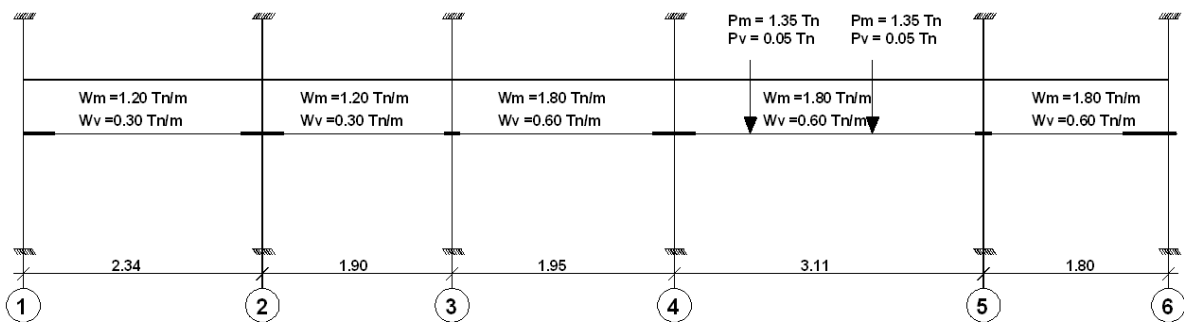
El metrado para la viga en el último piso será similar sólo que se debe reemplazar la carga del tabique por la del parapeto de 0.26Tn/m y además cambiar la sobrecarga ya que en los techos será de 0.1Tn/m²

A continuación se muestra el cuadro que resume el metrado de las vigas del edificio.

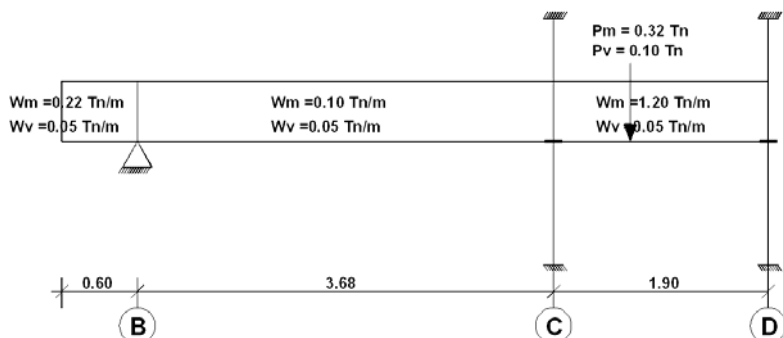
VIGA V1 (0.20X0.50)



VIGA V2 (0.15X0.50)

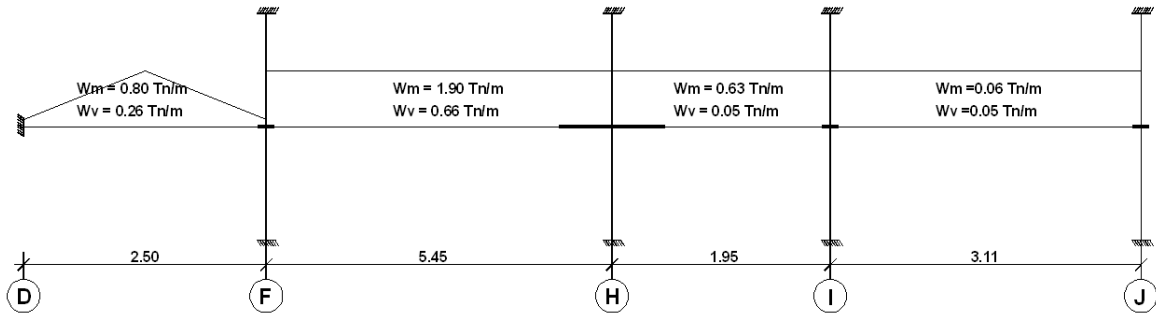


VIGA V3 (0.25X0.17)

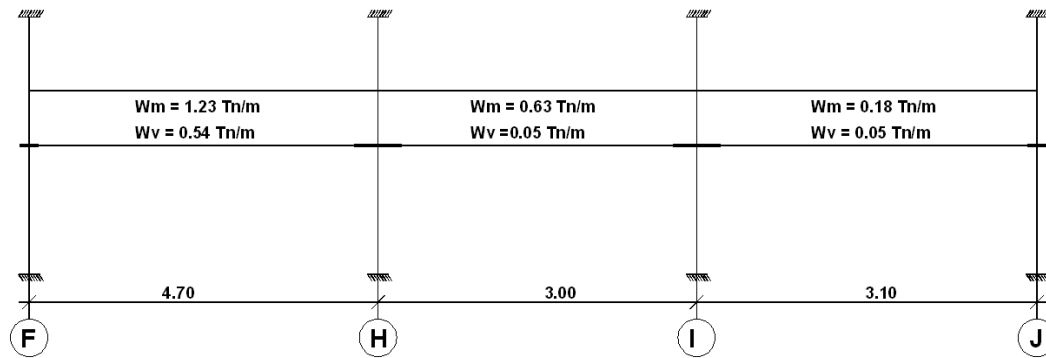




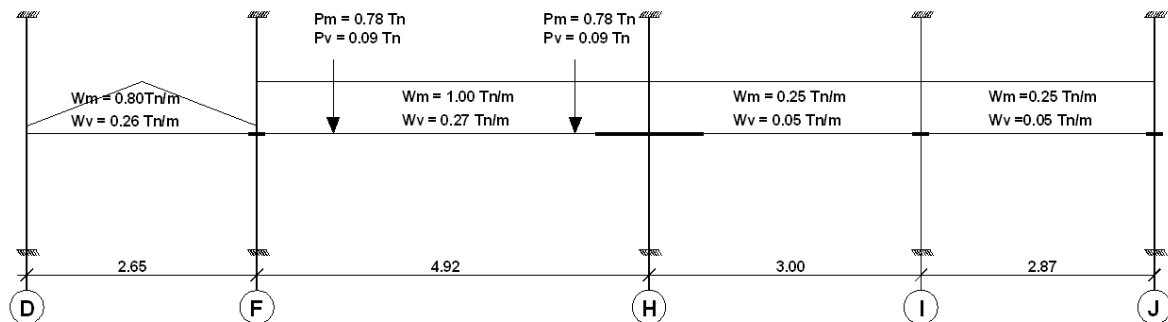
VIGA V4 (0.15X0.50)



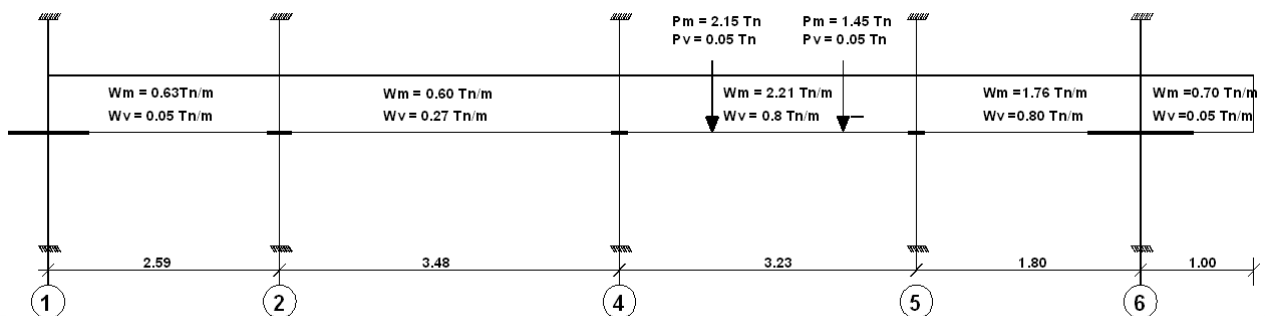
VIGA V5 (0.15X0.50)



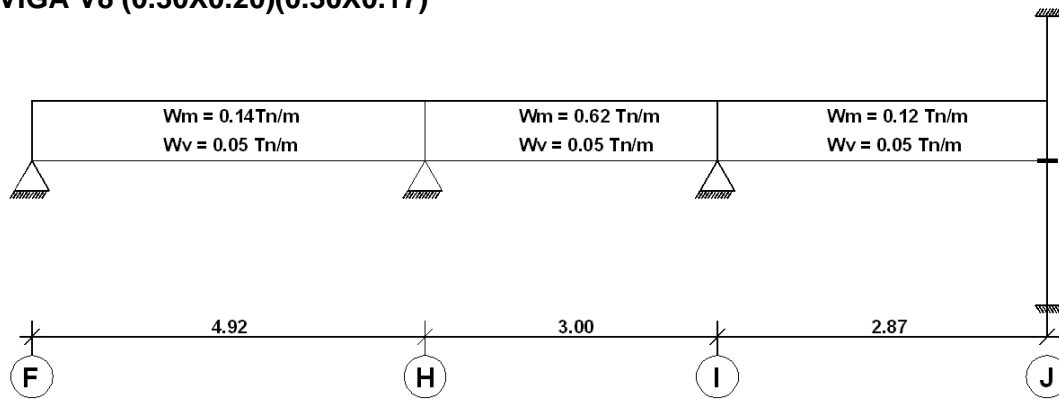
VIGA V6 (0.15X0.50)(0.30X0.17)



VIGA V7 (0.15X0.50)(0.30X0.17)



VIGA V8 (0.30X0.20)(0.30X0.17)



4.6.-Metrado de Cargas de Columnas:

Para obtener la carga axial en las columnas se utiliza el método de áreas tributarias, las cuales se obtienen al subdividir los tramos de cada viga en partes iguales. A las cargas presentes dentro del área de influencia se les agrega las cargas que bajan directamente a través de la columna, tales como el peso propio y otras cargas que sean difíciles de metrar como por ejemplo la carga de los tabiques que se encuentran en las partes medias de la losa.

Las cargas que provienen de la losa, como el peso propio, el peso de los acabados y la sobrecarga se obtienen multiplicando su magnitud por el área de influencia; mientras que las cargas que actúan en las vigas se obtiene multiplicando su magnitud por la longitud de influencia.

A continuación se muestra el metrado de la columna C1 ubicada en el cruce de los ejes 4 y B. Para el metrado de la carga viva se considera el 100% de la sobrecarga en todos los pisos.

| Columna C1 (0.20x0.50): | | NIVELES | | |
|-------------------------|-----------------------------------------------------|---------|-------------|--------|
| CARGA MUERTA | Operación | Piso 1 | Pisos 2 a 4 | Azotea |
| Peso Propio | $2.40 \times 0.20 \times 0.50 \times 2.65$ | 0.64 | 0.64 | 0.64 |
| Aligerado | 0.28×2.36 | 0.66 | | |
| | 0.28×3.80 | - | 1.06 | 1.06 |
| Volado | 2.40×1.39 | 3.34 | - | - |
| Vigas | $2.40 \times 0.20 \times 0.50 \times (2.57 + 0.60)$ | 0.76 | - | - |
| | $2.40 \times 0.17 \times 0.25 \times 0.90$ | 0.09 | - | - |



| | | | | |
|-------------------|----------------------------|---------------|--------------------|---------------|
| | 2.40*0.20*0.50*(2.77+0.95) | - | 0.89 | 0.89 |
| | 2.40*0.17*0.25*1.45 | - | 0.15 | 0.15 |
| Piso Terminado | 2.98*0.10 | 0.3 | - | - |
| | 3.89*0.10 | - | 0.39 | 0.39 |
| Tabiques | 1.80*0.15*2.45*0.50 | 0.33 | 0.33 | - |
| Parapeto | 1.80*0.15*1.25*2.57 | 0.87 | 0.87 | - |
| | 1.80*0.15*0.95*2.57 | - | - | 0.66 |
| CM (ton) = | | 7 | 4.33 | 3.79 |
| CARGA VIVA | Operación | Piso 1 | Pisos 2 a 4 | Azotea |
| Sobrecarga | 2.98*0.20 | 0.6 | - | - |
| | 3.89*0.20 | - | 0.78 | - |
| | 3.89*0.10 | - | - | 0.39 |
| CV (ton) = | | 0.6 | 0.78 | 0.39 |

El resumen del metrado de cargas para las columnas del edificio es el que muestra a continuación:

| Columna C1 | | |
|-------------|-----------|----------|
| Nivel | CM | CV |
| Azotea | 3.79 Ton | 0.39 Ton |
| 4to-2do | 4.33 Ton | 0.78 Ton |
| 1er piso | 7.00 Ton | 0.60 Ton |
| Cimentación | 23.78 Ton | 3.33 Ton |

| Columna C2 | | |
|-------------|-----------|----------|
| Nivel | CM | CV |
| Azotea | 4.57 Ton | 0.45 Ton |
| 4to-2do | 4.12 Ton | 0.67 Ton |
| 1er piso | 3.87 Ton | 0.52 Ton |
| Cimentación | 20.80 Ton | 2.98 Ton |

| Columna C3 | | |
|-------------|-----------|----------|
| Nivel | CM | CV |
| Azotea | 3.44 Ton | 0.47 Ton |
| 4to-2do | 5.76 Ton | 1.44 Ton |
| 1er piso | 6.42 Ton | 1.84 Ton |
| Cimentación | 27.14 Ton | 6.63 Ton |

| Columna C4 | | |
|-------------|-----------|----------|
| Nivel | CM | CV |
| Azotea | 4.33 Ton | 0.39 Ton |
| 4to-2do | 4.31 Ton | 0.80 Ton |
| 1er piso | 4.03 Ton | 0.80 Ton |
| Cimentación | 21.29 Ton | 3.59 Ton |

| Columna C5 | | |
|-------------|-----------|----------|
| Nivel | CM | CV |
| Azotea | 3.78 Ton | 0.43 Ton |
| 4to y 2do | 4.29 Ton | 0.39 Ton |
| 3er piso | 3.96 Ton | 0.90 Ton |
| 1er piso | 4.59 Ton | 0.97 Ton |
| Cimentación | 20.91 Ton | 3.05 Ton |

| Columna C6 | | |
|-------------|-----------|----------|
| Nivel | CM | CV |
| Azotea | 4.25 Ton | 0.35 Ton |
| 4to y 2do | 6.58 Ton | 1.16 Ton |
| 3er piso | 4.97 Ton | 1.03 Ton |
| 1er piso | 5.83 Ton | 1.36 Ton |
| Cimentación | 28.20 Ton | 5.06 Ton |

| Columna C7 | | |
|-------------|-----------|----------|
| Nivel | CM | CV |
| Azotea | 7.26 Ton | 0.78 Ton |
| 4to-2do | 9.34 Ton | 1.91 Ton |
| 1er piso | 9.14 Ton | 2.40 Ton |
| Cimentación | 44.42 Ton | 8.91 Ton |

| Columna C8 | | |
|-------------|-----------|----------|
| Nivel | CM | CV |
| Azotea | 3.60 Ton | 0.30 Ton |
| 4to y 2do | 3.88 Ton | 0.67 Ton |
| 3er piso | 3.87 Ton | 0.62 Ton |
| 1er piso | 4.16 Ton | 0.64 Ton |
| Cimentación | 19.39 Ton | 2.90 Ton |

| Columna C9 | | |
|-------------|-----------|----------|
| Nivel | CM | CV |
| Azotea | 5.14 Ton | 0.47 Ton |
| 4to-2do | 6.80 Ton | 1.26 Ton |
| 1er piso | 6.84 Ton | 1.24 Ton |
| Cimentación | 33.20 Ton | 5.72 Ton |

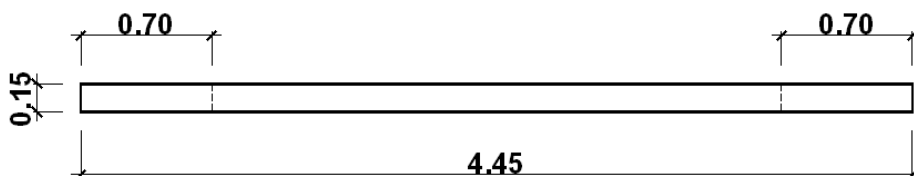
4.7 .-Metrado de Carga de Placas:

El metrado de cargas de las placas es similar al de las columnas, es decir se utiliza el método de áreas tributarias, en el caso de contar con placas de varios tramos o formas complicadas se recomienda dividirlos en áreas de menor influencia, considerando núcleos o ensanches que funcionan como columnas. Esto se realiza también con el fin de saber cuanta carga está descendiendo por las cabezas de las placas.

Como ejemplo, se muestra el metrado de la placa PL 6 ubicada en el eje D y entre los ejes 4 y 6. Similar procedimiento se ha seguido para el metrado del resto de las placas.

PL-6:

(Ejes D; 4 y 6)



Ejempl

o de metrado para la placa PL-6:

| PL-6 | | NIVELES | | |
|--------------|---------------------|---------|---------|--------|
| CARGA MUERTA | Operación | 1er | 2do-4to | Azotea |
| Peso Propio | 2.40*2.65*0.15*4.65 | 4.44 | 4.44 | 4.44 |
| Viga Eje D | 0.50*0.15*0.50*2.40 | 0.09 | - | - |
| | 1.00*0.15*0.50*2.40 | - | 0.18 | 0.18 |



| | | | | |
|----------------|---------------------|-------|-------|-------|
| Viga Eje 6 | 1.90*0.15*0.50*2.40 | 0.34 | - | - |
| | 3.80*0.15*0.50*2.41 | - | 0.68 | 0.68 |
| Corte 5 | 3.80*0.15*0.17*2.40 | 0.23 | 0.23 | - |
| Tabique | 1.25*0.15*2.45*1.35 | 0.62 | 0.62 | - |
| Parapeto | 2.90*0.15*1.20*1.35 | 0.7 | 0.7 | |
| | 1.5*0.15*0.95*1.35 | - | - | 0.29 |
| Aligerado | 8.50*0.28 | 2.38 | 2.38 | 2.38 |
| Losa | 6.25*0.48 | 3.00 | - | - |
| | 5.20*0.49 | - | 2.5 | 2.5 |
| Piso Terminado | 15.70*0.10 | 1.57 | - | - |
| | 15.43*0.10 | - | 1.54 | 1.54 |
| CM (ton) = | | 13.37 | 13.27 | 12.01 |

| CARGA VIVA | Operación | 1er Piso | 2do-4to | Azotea |
|------------|------------|----------|---------|--------|
| Sobrecarga | 15.70*0.20 | 3.14 | - | - |
| | 15.43*0.20 | - | 3.09 | - |
| | 15.43*0.10 | - | - | 1.54 |
| CV (ton) = | | 3.14 | 3.09 | 1.54 |

El resumen del metrado de cargas para las placas del edificio es el que muestra a continuación:

| PLACA 1 | | | | | |
|-------------|--------|------|-------------|--------|------|
| Tramo 1 | | | Tramo 2 | | |
| Nivel | Muerta | Viva | Nivel | Muerta | Viva |
| Azotea | 3.21 | 0.21 | Azotea | 10.42 | 1.56 |
| 4to y 2do | 3.12 | 0.51 | 4to y 2do | 10.66 | 1.67 |
| 1er piso | 3.64 | 0.58 | 1er piso | 13.73 | 0.94 |
| Cimentación | 16.21 | 2.32 | Cimentación | 56.13 | 7.51 |

| Tramo 3 | | | Tramo 4 | | |
|-------------|--------|------|-------------|--------|------|
| Nivel | Muerta | Viva | Nivel | Muerta | Viva |
| Azotea | 3.47 | 0.31 | Azotea | 0.83 | 0.10 |
| 4to y 2do | 2.85 | 0.43 | 4to y 2do | 0.93 | 0.10 |
| 1er piso | 3.36 | 0.95 | 1er piso | 1.34 | 0.44 |
| Cimentación | 15.38 | 2.55 | Cimentación | 4.96 | 0.84 |

| PLACA 2 | | | | | |
|-----------|--------|------|-----------|--------|------|
| Tramo 1 | | | Tramo 2 | | |
| Nivel | Muerta | Viva | Nivel | Muerta | Viva |
| Azotea | 7.36 | 0.74 | Azotea | 1.62 | 0.19 |
| 2do a 4to | 8.49 | 1.44 | 2do a 4to | 2.06 | 0.43 |



| | | |
|-------------|-------|------|
| 1er piso | 10.24 | 1.47 |
| Cimentación | 43.07 | 6.53 |

| | | |
|-------------|-------|------|
| 1er piso | 2.27 | 0.42 |
| Cimentación | 10.07 | 1.90 |

| Tramo 3 | | |
|-------------|--------|------|
| Nivel | Muerta | Viva |
| Azotea | 3.94 | 0.10 |
| 2do a 4to | 3.43 | 0.49 |
| 1er piso | 4.57 | 0.95 |
| Cimentación | 18.80 | 2.52 |

| PLACA 3 | | |
|-------------|--------|------|
| Tramo 1 | | |
| Nivel | Muerta | Viva |
| Azotea | 4.74 | 0.75 |
| 2do a 4to | 7.36 | 1.15 |
| 1er piso | 7.44 | 1.12 |
| Cimentación | 34.26 | 5.32 |

| PLACA 4 | | | | | |
|-------------|--------|------|-------------|--------|------|
| Tramo 1 | | | Tramo 2 | | |
| Nivel | Muerta | Viva | Nivel | Muerta | Viva |
| Azotea | 4.66 | 0.54 | Azotea | 2.73 | 0.12 |
| 2do a 4to | 4.65 | 0.64 | 2do a 4to | 1.88 | 0.27 |
| 1er piso | 5.51 | 0.58 | 1er piso | 1.93 | 0.22 |
| Cimentación | 24.12 | 3.04 | Cimentación | 10.30 | 1.15 |

| PLACA 5 | | | | | |
|-------------|--------|------|-------------|--------|------|
| Tramo 1 | | | Tramo 2 | | |
| Nivel | Muerta | Viva | Nivel | Muerta | Viva |
| Azotea | 0.10 | 0.23 | Azotea | 0.22 | 0.10 |
| 2do a 4to | 2.63 | 0.45 | 2do a 4to | 2.60 | 0.32 |
| 1er piso | 3.14 | 0.18 | 1er piso | 3.46 | 0.25 |
| Cimentación | 11.13 | 1.76 | Cimentación | 11.48 | 1.31 |

| PLACA 6 | | |
|-------------|--------|-------|
| Tramo 1 | | |
| Nivel | Muerta | Viva |
| Azotea | 12.01 | 1.54 |
| 2do a 4to | 13.27 | 3.09 |
| 1er piso | 13.37 | 3.14 |
| Cimentación | 65.19 | 13.95 |

| PLACA 7 | | |
|-------------|--------|-------|
| Tramo 1 | | |
| Nivel | Muerta | Viva |
| Azotea | 15.25 | 2.06 |
| 2do a 4to | 15.10 | 3.72 |
| 1er piso | 17.48 | 3.75 |
| Cimentación | 78.03 | 16.97 |

| PLACA 8 | | | | | |
|---------|--------|------|---------|--------|------|
| Tramo 1 | | | Tramo 2 | | |
| Nivel | Muerta | Viva | Nivel | Muerta | Viva |
| Azotea | 7.65 | 0.38 | Azotea | 2.79 | 0.58 |



| | | | | | |
|-------------|-------|------|-------------|-------|------|
| 4to y 2do | 9.91 | 1.81 | 4to y 2do | 1.95 | 0.45 |
| 1er piso | 9.68 | 1.77 | 1er piso | 2.81 | 0.54 |
| Cimentación | 47.06 | 7.58 | Cimentación | 11.45 | 2.47 |

| PLACA 9 | | | | | |
|-------------|--------|------|-------------|--------|------|
| Tramo 1 | | | Tramo 2 | | |
| Nivel | Muerta | Viva | Nivel | Muerta | Viva |
| Azotea | 9.33 | 1.37 | Azotea | 1.25 | 0.10 |
| 4to y 2do | 11.86 | 1.48 | 4to y 2do | 1.23 | 0.12 |
| 1er piso | 13.60 | 0.47 | 1er piso | 1.67 | 0.19 |
| Cimentación | 58.51 | 6.28 | Cimentación | 6.61 | 0.65 |

| Tramo 3 | | | Tramo 4 | | |
|-------------|--------|------|-------------|--------|------|
| Nivel | Muerta | Viva | Nivel | Muerta | Viva |
| Azotea | 0.94 | 0.05 | Azotea | 0.78 | 0.10 |
| 4to y 2do | 0.99 | 0.11 | 4to y 2do | 0.93 | 0.11 |
| 1er piso | 1.40 | 0.10 | 1er piso | 1.53 | 0.15 |
| Cimentación | 5.31 | 0.48 | Cimentación | 5.10 | 0.58 |

| PLACA 10 | | | PLACA 11 | | |
|-------------|--------|-------|-------------|--------|------|
| Tramo 1 | | | Tramo 1 | | |
| Nivel | Muerta | Viva | Nivel | Muerta | Viva |
| Azotea | 9.09 | 1.19 | Azotea | 5.93 | 1.46 |
| 4to y 2do | 13.53 | 2.55 | 4to y 2do | 6.47 | 1.47 |
| 1er piso | 11.43 | 2.73 | 1er piso | 7.49 | 1.46 |
| Cimentación | 61.11 | 11.57 | Cimentación | 32.83 | 7.33 |

| PLACA 12 | | | | | |
|-------------|--------|-------|-------------|--------|------|
| Tramo 1 | | | Tramo 2 | | |
| Nivel | Muerta | Viva | Nivel | Muerta | Viva |
| Azotea | 15.63 | 1.70 | Azotea | 0.10 | 0.10 |
| 4to y 2do | 13.67 | 2.34 | 4to y 2do | 0.17 | 0.10 |
| 1er piso | 15.81 | 2.17 | 1er piso | 0.47 | 0.10 |
| Cimentación | 72.45 | 10.89 | Cimentación | 1.08 | 0.50 |

| Tramo 3 | | |
|-------------|--------|------|
| Nivel | Muerta | Viva |
| Azotea | 0.76 | 0.10 |
| 4to y 2do | 0.73 | 0.12 |
| 1er piso | 0.83 | 0.19 |
| Cimentación | 3.78 | 0.65 |

4.8 .-Metrado de Cargas de las Escaleras:

Para realizar el metrado de las escaleras se debe uniformizar las cargas a una equivalente expresada en Kg/m². La equivalencia a usar para convertir las cargas de los escalones y de la losa a cargas tal como las descritas será:

$$w_{pp} := \gamma \cdot \left[\frac{cp}{2} + t \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{cp}{p} \right)^2} \right]$$

En el caso de la escalera principal, se tiene un paso de 0.25 m, el contrapaso de 0.175 m y la garganta de 0.15 m. Con estos valores se obtiene una carga de 0.572 ton/m². El descanso será una losa maciza de 0.15m de espesor. Los mismos resultados se obtienen para la escalera secundaria.

A continuación se muestra el cuadro que resume el Metrado de Cargas para las escaleras:

| | Tramo Inclinado | Tramo Descanso |
|---------------------|--------------------|-------------------|
| Carga Muerta | Peso | Peso |
| Peso Propio | 0.65 | 0.36 |
| Piso Terminado | 0.10 | 0.10 |
| W _{cm} = | 0.75 | 0.46 |
| Carga Viva | Peso | Peso |
| Sobrecarga | 0.20 | 0.20 |
| W _{cv} = | 0.20 | 0.20 |

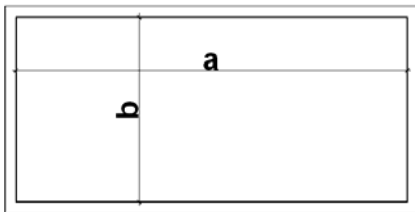


Capítulo 5 - Análisis Estructural bajo cargas de gravedad

5.1 -Análisis de losas macizas:

El análisis de las losas macizas se hará con el Método de Coeficientes, usando para el cálculo de momentos las tablas de diseño presentes en la norma E.060 del RNE. Los modelos estructurales son los mismos que los mostrados en el capítulo de Metrados de Cargas.

Para calcular los momentos, por metro de ancho de losa, y las fuerzas cortantes, en todo el largo de la dimensión analizada, se usarán las siguientes expresiones:



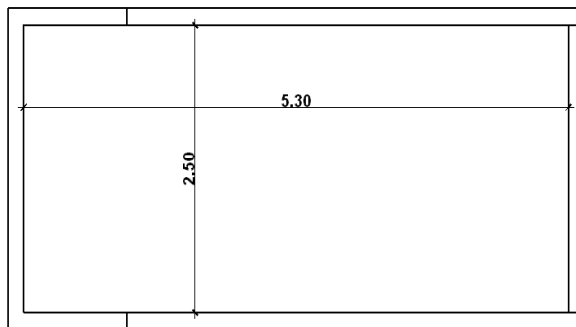
$$M_a = C * w * a^2 \text{ Ton.m}$$

$$M_b = C * w * b^2 \text{ Ton.m}$$

$$V_a = w * (a-b/2) * b/2 \text{ Ton}$$

$$V_b = w * b^2/4 \text{ Ton}$$

Techo de recibo para escalera principal



$$M-a = 0 \text{ ton-m}$$

$$M+a = 0.03 \text{ ton-m}$$

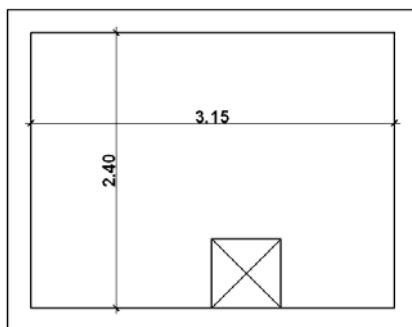
$$V_a = 5.32 \text{ ton}$$

$$M-b = 0.60 \text{ ton-m}$$

$$M+b = 0.26 \text{ ton-m}$$

$$V_b = 1.64 \text{ ton}$$

Techo de la Cisterna



$$M-a = 0.23 \text{ ton-m}$$

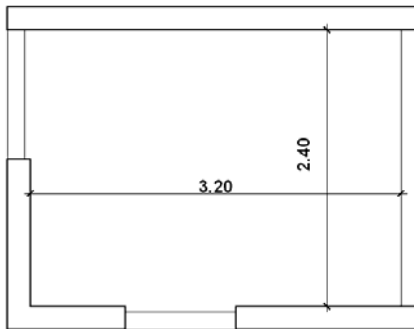
$$M+a = 0.20 \text{ ton-m}$$

$$V_a = 2.46 \text{ ton}$$

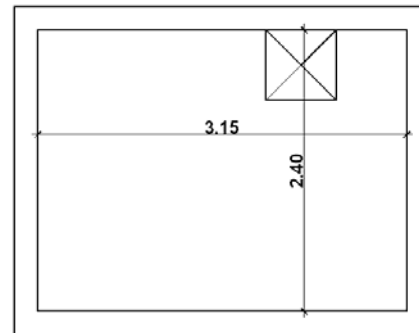
$$M-b = 0.42 \text{ ton-m}$$

$$M+b = 0.37 \text{ ton-m}$$

$$V_b = 1.51 \text{ ton}$$

**Piso del Tanque Elevado**

$$\begin{array}{ll} M-a = 0.33 \text{ ton-m} & M-b = 1.04 \text{ ton-m} \\ M+a = 0.17 \text{ ton-m} & M+b = 0.41 \text{ ton-m} \\ Va = 5.54 \text{ ton} & Vb = 3.33 \text{ ton} \end{array}$$

Techo del Tanque Elevado

$$\begin{array}{ll} M-a = 0.23 \text{ ton-m} & M-b = 0.13 \text{ ton-m} \\ M+a = 0.09 \text{ ton-m} & M+b = 0.17 \text{ ton-m} \\ Va = 2.46 \text{ ton} & Vb = 1.51 \text{ ton} \end{array}$$

5.2 .-Modelo estructural del edificio:

Para realizar el análisis estructural del edificio por medio de las cargas de gravedad, se optó por la utilización del programa de computadora ETABS. Las consideraciones tomadas para modelar la estructura se mencionan a continuación:

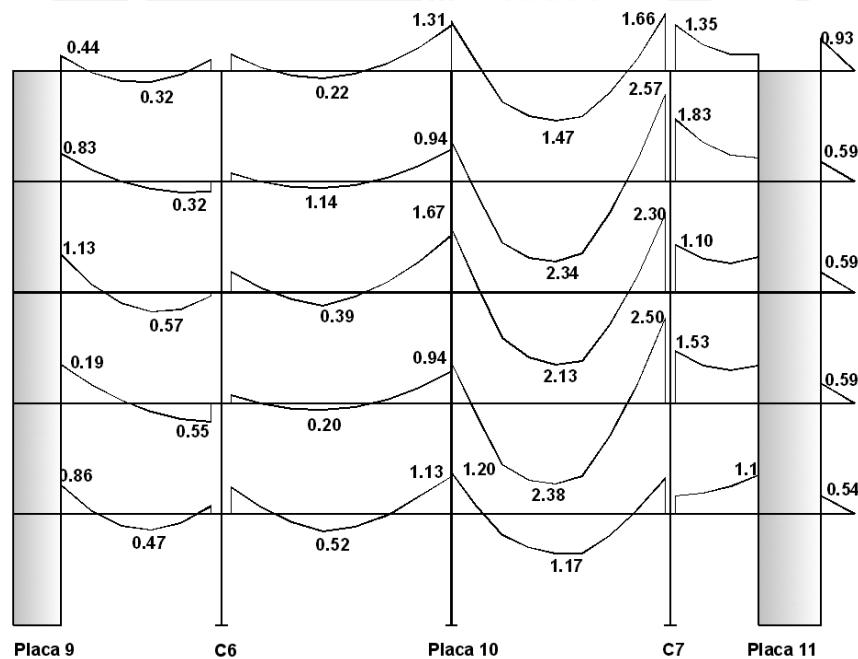
- La altura del primer piso se consideró de 3.65m, y 2.65 en el resto de pisos.
- Las losas aligeradas son de 17cm de peralte, salvo en los paños ubicados entre los ejes F-H y 2-6, siendo estos de 20cm de peralte. Se cuenta con una losa maciza de 15 cm de peralte ubicada entre los ejes D-F y 4-6, en todos los pisos. Las losas aligeradas fueron modeladas como tipo DECK (Tipo de losa definida por el programa) y las macizas como tipo SLAB. Para definir el espesor de estas losas en el programa se les consideró un peralte equivalente que incluye el peso del piso terminado. Es decir que para el caso de un aligerado de 17 cm, se cuenta con el peso propio de 280 Kg/m² además del piso terminado 100 Kg/m² dando un total de 380 Kg/m², por lo que el espesor será $H=380/2400 = 0.158 \text{ m}$.
- Las vigas peraltadas son de 15cmx50cm con excepción de las vigas ubicadas en el eje B, siendo estas de 20cmx50cm.
- Las columnas son de 15 cm de espesor salvo la columna C6, que cuenta con una sección de 30cmx30cm.
- Los muros estructurales también son de 15cm de espesor y fueron modelados como elementos tipo SHELL.



- La escalera principal se encuentra entre los ejes D-F y 2-4 y esta rodeada por muros estructurales que suben hasta servir de soporte al tanque elevado. Las escaleras no fueron incluidas dentro del modelo, sin embargo el tanque elevado si fue incluido dado que presenta masa.
- Las placas y columnas se consideran empotradas en la base.
- El programa genera automáticamente diafragmas rígidos a los distintos niveles.
- Dado que se trata de un edificio destinado a viviendas se considera una sobrecarga de 200 Kg/m², y de 100 Kg/m² en la azotea.
- Se realizó un metrado manual adicionando las cargas de los tabiques, alfeizares y parapetos a las vigas que soportan directamente estas cargas.

5.3.- Resultados del análisis bajo cargas de gravedad:

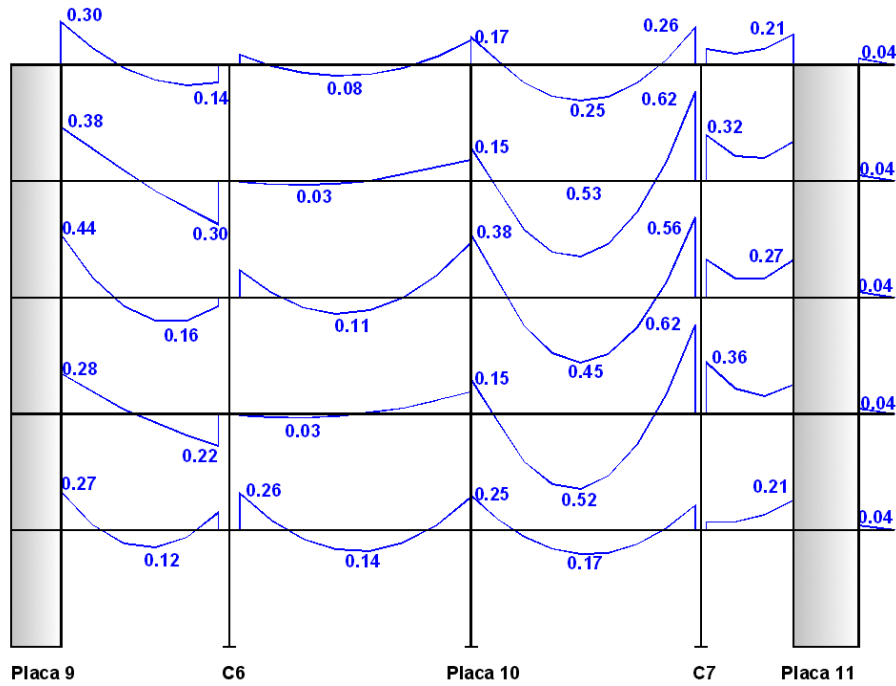
A continuación se muestran los diagramas de momentos flectores y fuerzas cortantes del pórtico del eje I en la dirección X, y del pórtico del eje 4 de la dirección Y.



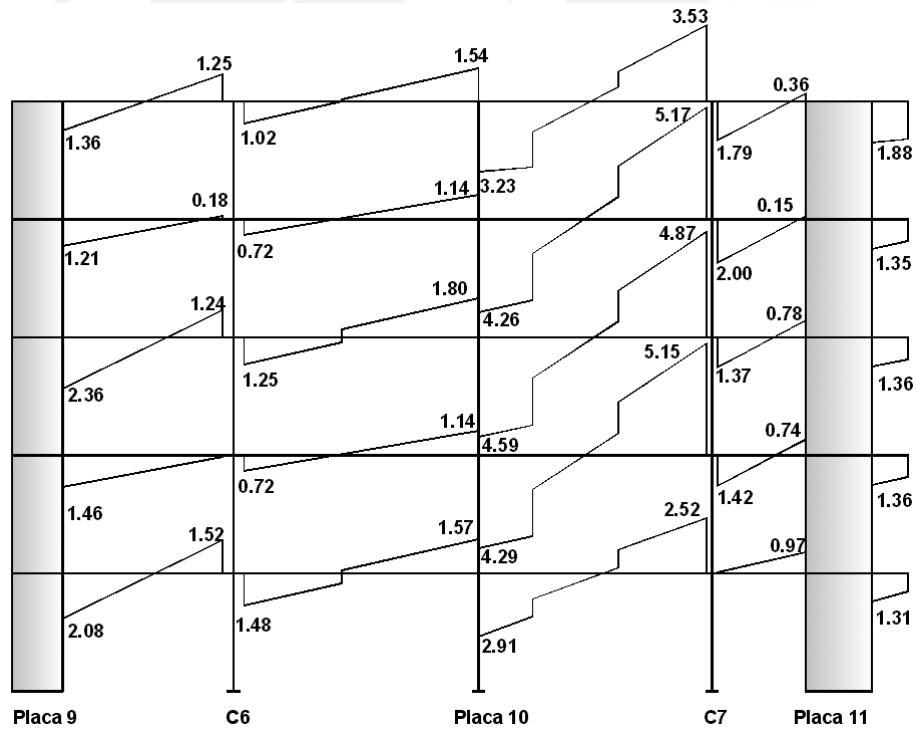
Momentos Flectores por Carga Muerta. Pórtico eje I



Pontificia Universidad Católica Del Perú Análisis Estructural bajo cargas de gravedad



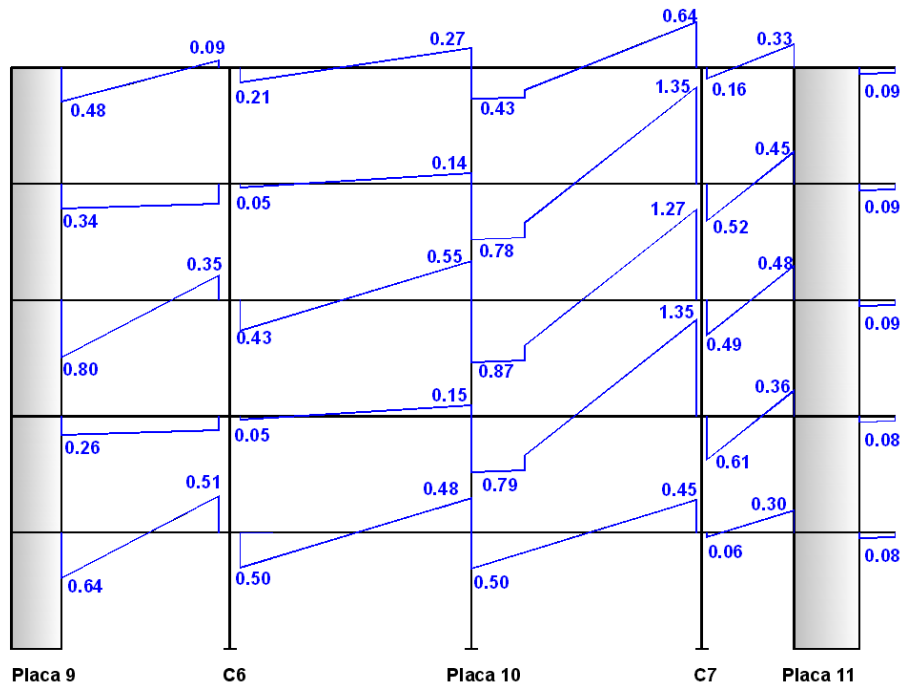
Momentos Flectores por Carga Viva. Pórtico Eje I



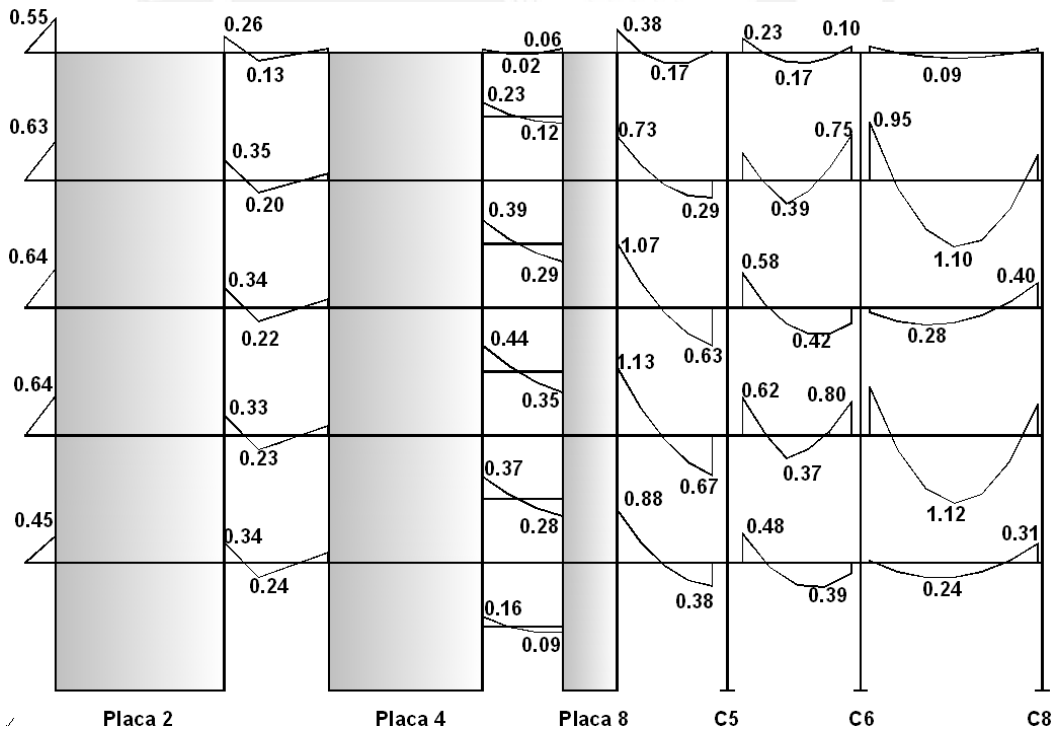
Fuerzas Cortantes por Carga Muerta. Pórtico Eje I



Pontificia Universidad Católica Del Perú **Análisis Estructural bajo cargas de gravedad**



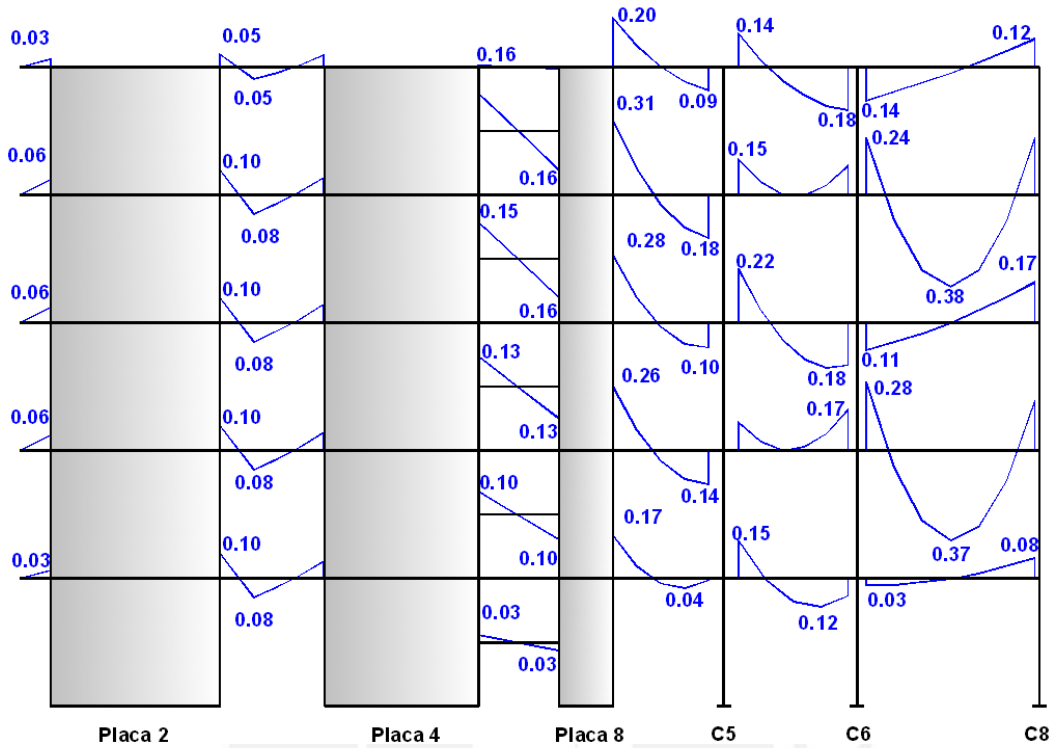
Fuerzas Cortantes por Carga Viva. Pórtico Eje I



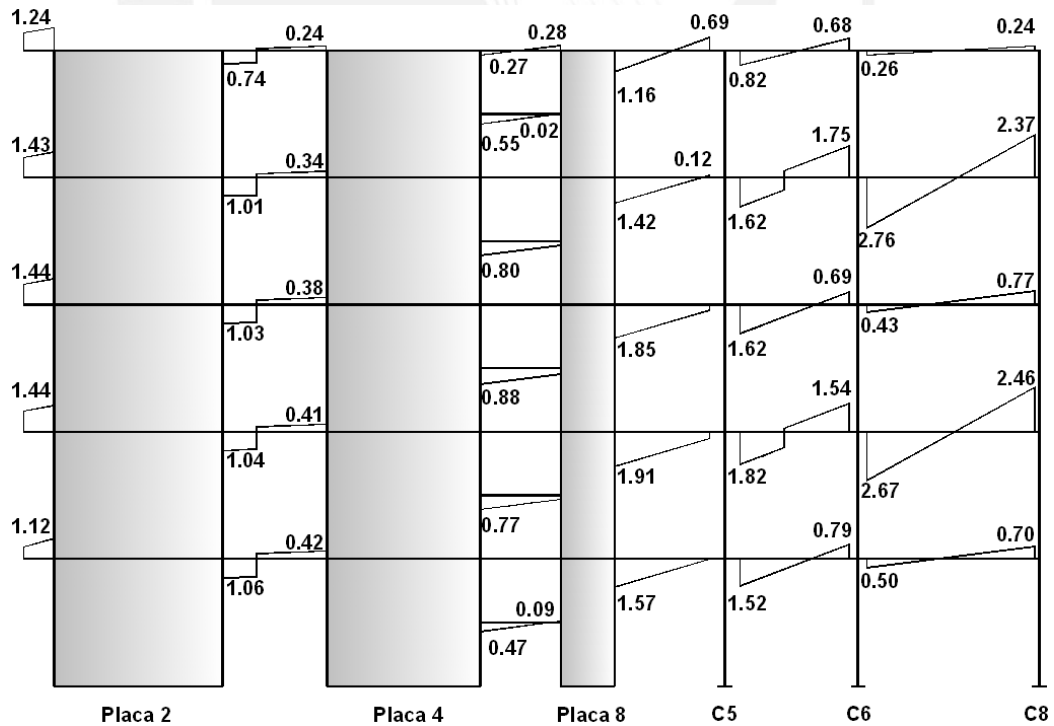
Momentos Flectores por Carga Muerta. Pórtico Eje 4



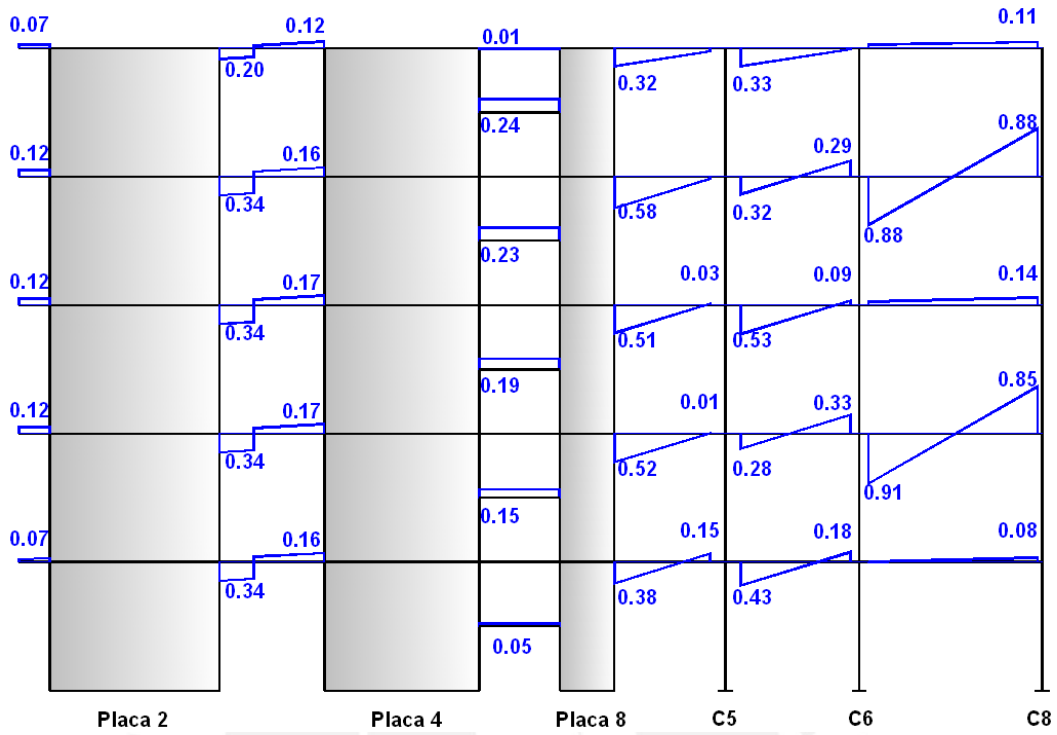
Pontificia Universidad Católica Del Perú **Análisis Estructural bajo cargas de gravedad**



Momentos Flectores por Carga Viva. Pórtico Eje 4



Fuerzas Cortantes por Carga Muerta. Pórtico Eje 4



Fuerzas Cortantes por Carga Viva. Pórtico Eje 4

Capítulo 6 - Análisis Sísmico

Dado que nuestro país se encuentra en una zona sísmica, es necesario que nuestras estructuras sean capaces de resistir las fuerzas producidas por estos fenómenos, asegurándose de que no ocurra el colapso de la misma y de esta manera evitar la pérdida de vidas.

El análisis sísmico ayudará a conocer cómo será el comportamiento de la estructura ante la presencia de un sismo; permitiéndonos conocer los períodos de vibración de la estructura, la fuerza cortante en la base del edificio, los desplazamientos laterales y los esfuerzos producidos debido a las fuerzas horizontales que actúan sobre la estructura. El programa utilizado para realizar este análisis fue el ETABS, el cual nos permitió realizar un modelo tridimensional de la estructura, analizando así los pórticos del edificio de manera conjunta gracias a la presencia de un diafragma rígido en cada nivel que nos permite compatibilizar los desplazamientos.

6.1.-Condiciones generales para el análisis:

Los parámetros necesarios para llevara cabo el análisis sísmico son:

6.1.1.-Factor de Zona (Z):

La ciudad de Lima, donde se encuentra ubicado el terreno donde se edificará el proyecto, se encuentra en la zona de clasificación 3 y debido a su alto índice de sismicidad el factor de zona correspondiente es 0.4.

6.1.2.-Condiciones Geotécnicas:

El edificio se cimentará sobre la grava típica del suelo de la ciudad de Lima. Para este tipo de suelo, la norma E.030 especifica:

| | |
|----------------------------------------|--------------------------------|
| Tipo de suelo: | S1 (Roca o suelos muy rígidos) |
| Factor de amplificación del suelo (S): | 1.0 |
| Período del suelo (Tp): | 0.4 seg. |

6.1.3.-Factor de Amplificación Sísmica (C):

Este factor se define de acuerdo a las características del lugar donde se edificará la estructura y se interpreta como el factor de amplificación de la respuesta estructural respecto a la aceleración en el suelo. El cálculo de este factor para cada dirección de análisis se realiza de acuerdo a la siguiente expresión:

$$C=2.5*(T_p/T) \quad C \leq 2.50$$

Donde T_p y T ya fueron definidos anteriormente para cada dirección de análisis de la estructura. Los valores del factor de amplificación sísmica en cada dirección serán:

$$\begin{aligned} \text{Dirección X} & \quad C_x = 4.55 > 2.50 \Rightarrow C_x = 2.50 \\ \text{Dirección Y} & \quad C_y = 4.55 > 2.50 \Rightarrow C_y = 2.50 \end{aligned}$$

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

De acuerdo a la categoría se le asigna un factor de uso. Este edificio por ser un edificio de viviendas y cuya falla ocasionaría pérdidas de cuantía intermedia califica en la Categoría C, edificaciones comunes, y tendrá un factor de uso igual a 1.0.

6.1.5.-Peso del edificio:

La norma señala que el peso de la estructura se calculará adicionando a la carga muerta un porcentaje de la carga viva, dicho porcentaje dependerá de la categoría en la que se encuentre el edificio, en este caso la categoría a la que pertenece el edificio es la C (Edificaciones comunes), por lo tanto el porcentaje será del 25% de la carga viva. De acuerdo con los resultados obtenidos del metrado de cargas realizado para el edificio, el peso del edificio (P), la masa traslacional (m_x , m_y) e inercia rotacional (m_z) de cada nivel del edificio del edificio son las que se muestran a continuación:

| Nivel | Peso (cm) (Ton) | Peso (cv) (Ton) | Peso (m+25%v) (Ton) | m_x , m_y (Ton-s ² /m) | m_z (Ton-s ² *m) |
|-------------------|--------------------|--------------------|------------------------|------------------------------------------|----------------------------------|
| Azotea | 183.39 | 19.34 | 188.23 | 18.69 | 774.6 |
| 4 | 199.38 | 39.30 | 209.21 | 20.32 | 942.75 |
| 3 | 201.02 | 40.54 | 211.16 | 20.49 | 956.58 |
| 2 | 199.37 | 39.30 | 209.20 | 20.32 | 942.75 |
| 1 | 219.73 | 40.78 | 229.93 | 22.4 | 1072.86 |
| Peso total | 1003.00 | 179.00 | 1048.00 | | |

6.1.6.-Configuración Estructural del Edificio:

Se debe definir si la edificación califica como Regular o Irregular, para ello existen ciertas consideraciones a tomar en cuenta en la configuración estructural del edificio. Dichas consideraciones nos permiten evaluar la irregularidad tanto en altura como en planta de la edificación.

Entre las posibles irregularidades en altura se tienen:

- **Irregularidad de Rigidez - Piso Blando:** El edificio no presenta esta irregularidad, pues las áreas de las placas y columnas en cada dirección son las mismas en todos los pisos.
- **Irregularidad de Masa:** Como los pisos considerados en el análisis son similares, sus masas son aproximadamente iguales. Para la azotea no se aplica esta consideración. Por tanto no presenta esta irregularidad.
- **Irregularidad Geométrica Vertical:** Las dimensiones totales en planta son iguales en todos los niveles y en ambas direcciones del edificio. Entonces no existe esta irregularidad.
- **Discontinuidad en los Sistemas Resistentes:** No existe tal discontinuidad, pues los elementos verticales se encuentra en la misma ubicación en todos los pisos.

Las irregularidades en planta a presentarse pueden ser:

- **Irregularidad Torsional:** Para que una estructura sea considerada irregular por torsión, se debe cumplir en las dos direcciones de análisis que el máximo desplazamiento relativo de entrepiso sea mayor a 1.3 veces el desplazamiento relativo promedio del mismo piso. Y en los casos en que los desplazamientos promedio sean menores al 50% del máximo permisible, no será necesario realizar la verificación por torsión. En este proyecto se observa que el desplazamiento relativo promedio es menor al 50% del desplazamiento permisible, por lo tanto la estructura califica como regular.
- **Esquinas Entrantes:** El edificio presenta esquinas entrantes en ambas direcciones cuyas dimensiones superan el 20% de las dimensiones totales en planta de cada dirección. Por lo tanto es irregular.

- **Discontinuidad del Diafragma:** Este edificio, no presenta este tipo de irregularidad.

Luego de analizar las diferentes irregularidades, se concluye que la estructura califica como una **ESTRUCTURA IRREGULAR** en ambas direcciones y se tendrá que considerar las indicaciones presentes en la Norma E.030 para edificios irregulares.

6.1.7.-Sistema estructural y Coeficiente de reducción Sísmica (R):

El sistema estructural en la dirección X e Y es un Sistema Dual, pues las fuerzas horizontales serán resistidas por una combinación de pórticos y muros de concreto armado. Por lo tanto se elige como factor de reducción de fuerza sísmica el valor de $R=6$ para ambas direcciones, según la tabla N° 6 de la Norma E.030 del RNE. Por lo visto en el punto anterior y por lo indicado en la norma para las estructuras irregulares, el valor de R será afectado por el valor de $\frac{3}{4}$; siendo así, el nuevo valor de R será 4.5 en ambas direcciones.

6.1.8.-Excentricidad Accidental:

Debido a la incertidumbre en la ubicación de los centros de masa, donde se aplicará las fuerzas horizontales en cada nivel, la Norma E.030 indica que se debe considerar una excentricidad accidental perpendicular a la dirección del sismo igual al 5% de la dimensión total del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis.

En el edificio, la dimensión de la dirección X es 12.46 m y en la dirección Y es 19.81 m. Por lo tanto, las excentricidades para cada dirección serán:

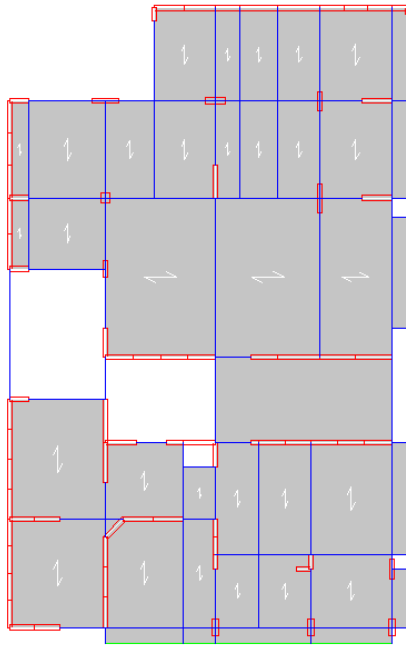
$$\text{Dirección X: } e_x = 0.05 \cdot 12.46 = 0.63\text{m}$$

$$\text{Dirección Y: } e_y = 0.05 \cdot 19.81 = 0.99\text{m}$$

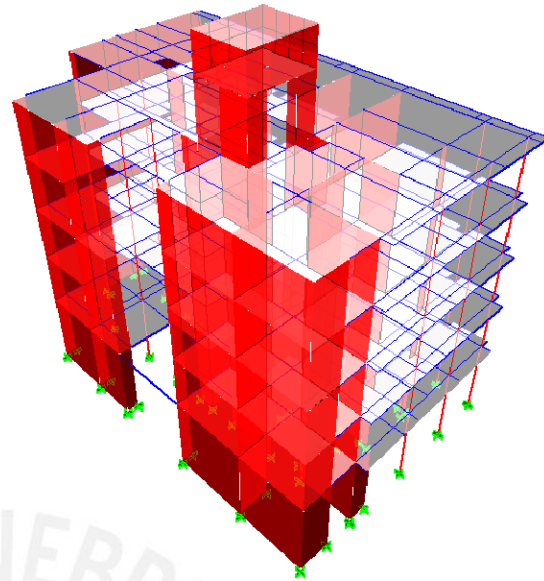
6.1.9.-Modelo Estructural:

El modelo estructural fue realizado con el programa ETABS, el cual nos permitió idealizar los pórticos de la estructura de manera conjunta, gracias a los diafragmas rígidos en cada nivel que permiten compatibilizar los desplazamientos. Se realizó un análisis con 3 grados de libertad, 2 de traslación y 1 de giro.

A continuación se muestra el modelo estructural del edificio en la siguiente figura.



Vista en planta piso 1



Vista en Perspectiva

6.2.-Análisis Estático:

La fuerza cortante total en la base de la estructura, correspondiente a la dirección considerada, se determina por la siguiente expresión según la norma E.030:

$$V = \frac{(Z \cdot U \cdot C \cdot S) \cdot P}{R} \quad C/R \geq 0.125$$

Donde los valores de Z, U, S, C y R para cada dirección ya fueron establecidos anteriormente (Z=0.4; U=1.0; S=1.0; Cx=2.5; Rx=4.5; Cy=2.5; Ry=4.5; P=1048 ton). Definidos todos los valores para la aplicación de la fórmula, se obtiene:

| Dirección | Fuerza Cortante en la base (V) | | C/R |
|-----------|--------------------------------|---------------|--------------|
| | % del Peso Total | Valor en ton. | |
| X | 22.2 | 233 | 0.56 > 0.125 |
| Y | 22.2 | 233 | 0.56 > 0.125 |

6.3.-Análisis Dinámico:

El método dinámico indicado en la norma E.30 es el de superposición espectral. El espectro de aceleraciones queda definido en cada dirección horizontal como:



$$S_a := \left(\frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \right) \cdot g$$

Para cada una de las direcciones de análisis, la fuerza cortante mínima en la base no debe ser menor que el 80% de la fuerza cortante estática, si la estructura es regular; y que el 90% si es irregular. Si fuera necesario aumentar el valor del cortante para cumplir con el mínimo señalado, se deberá escalar proporcionalmente todos los otros resultados obtenidos a excepción de los desplazamientos.

| Solicitación | V _{dinámico} | V _{estático} | condición | V _{min (90%)} | Factor |
|--------------|-----------------------|-----------------------|-----------|------------------------|--------|
| SISMO X-X | 149 | 233 | IRREGULAR | 210 | 1.41 |
| SISMO Y-Y | 127 | 233 | IRREGULAR | 210 | 1.65 |

6.4.- Resultados del análisis sísmico:

6.4.1.- Modos y Periodos Resultantes:

Dado que el análisis se realiza con 3 grados de libertad por nivel y el edificio posee 5 niveles, el número total de modos obtenidos será de 15. A continuación se muestran los valores de períodos y porcentajes de masas efectivas resultantes del análisis para ambas direcciones:

| Modo | % en masa efectiva | | |
|------|--------------------|--------------|--------------|
| | Periodo | En X | En Y |
| 1 | 0.30 | 9.75 | 47.23 |
| 2 | 0.21 | 60.40 | 15.91 |
| 3 | 0.14 | 6.59 | 13.20 |
| 4 | 0.09 | 1.25 | 8.39 |
| 5 | 0.08 | 2.27 | 2.48 |
| 6 | 0.06 | 11.05 | 5.22 |
| 7 | 0.04 | 4.00 | 0.59 |
| 8 | 0.04 | 0.49 | 0.00 |
| 9 | 0.04 | 0.24 | 5.18 |
| 10 | 0.03 | 0.66 | 0.01 |
| 11 | 0.03 | 0.31 | 0.30 |
| 12 | 0.03 | 1.86 | 0.54 |
| 13 | 0.02 | 0.17 | 0.02 |
| 14 | 0.02 | 0.00 | 0.01 |
| 15 | 0.02 | 0.01 | 0.06 |

De acuerdo con lo especificado en la Norma E.30, se deben considerar aquellos modos de vibración cuya masa participativa sea cuando menos el 90% de la masa de

la estructura, pero deberá tomarse en cuenta por lo menos los 3 primeros modos predominantes en la dirección de análisis.

Del cuadro anterior, los modos significativos en la dirección X son los modos 1, 2, 3, 6 y 7, cuya suma de porcentajes de masa efectiva es 91.78%, mientras que en la dirección Y, los modos significativos son los modos 1, 2, 3, 4, 5 y 6, con los cuales se obtiene 92.42% de masa efectiva. El período fundamental de la estructura en la dirección X queda definido por el modo 2 con 0.30 seg. Y en la dirección Y por el modo 1, con un período de 0.21 seg. Con estos períodos se evaluará la fuerza cortante en la base del edificio en el análisis estático.

6.4.2.-Control de Desplazamientos Laterales:

La experiencia ha demostrado que hay una relación directa entre el daño en los edificios y los niveles de desplazamientos laterales que se producen durante un sismo. Por esta razón es necesario limitar los desplazamientos obtenidos del análisis.

Por otra parte, los desplazamientos obtenidos durante el análisis sísmico son del tipo elástico, por ello deben multiplicarse por 0.75R para obtener los desplazamientos inelásticos. Es decir, tanto en la dirección X como en la dirección Y se multiplicará los resultados por 4.5.

6.4.3.-Control de Desplazamiento Relativo de Entrepiso:

La norma E.030 establece límites para el desplazamiento lateral según el tipo de estructura, dado que el edificio será de concreto armado, el límite es 0.7% de la altura del entrepiso. Dicha altura es de 2.65m.

| Desplazamientos Máximos en X | | | | |
|------------------------------|-----------------|-------------------|--------------|-------------|
| PISO | Ux análisis (m) | Ux Inelástico (m) | Δ (m) | Δ/he |
| 5 | 3.10E-03 | 1.40E-02 | 2.70E-03 | 0.0010 |
| 4 | 2.50E-03 | 1.13E-02 | 3.15E-03 | 0.0012 |
| 3 | 1.80E-03 | 8.10E-03 | 3.15E-03 | 0.0012 |
| 2 | 1.10E-03 | 4.95E-03 | 2.70E-03 | 0.0010 |
| 1 | 5.00E-04 | 2.25E-03 | 2.25E-03 | 0.0008 |

| Desplazamientos Máximos en Y | | | | |
|------------------------------|-----------------|-------------------|--------------|-------------|
| PISO | Ux análisis (m) | Ux Inelástico (m) | Δ (m) | Δ/he |
| 5 | 5.20E-03 | 2.34E-02 | 4.50E-03 | 0.0017 |
| 4 | 4.20E-03 | 1.89E-02 | 5.40E-03 | 0.0020 |
| 3 | 3.00E-03 | 1.35E-02 | 4.95E-03 | 0.0019 |
| 2 | 1.90E-03 | 8.55E-03 | 4.95E-03 | 0.0019 |
| 1 | 8.00E-04 | 3.60E-03 | 3.60E-03 | 0.0014 |

Como se puede apreciar, en ninguna de las dos direcciones la fracción máxima de la altura de entrepiso a sido excedida por el desplazamiento relativo de entrepiso. En la dirección X la máxima fracción es 0.0010 y en la dirección Y es 0.0020.

6.4.4.-Control de Giros en Planta:

La norma E-030 establece que si el desplazamiento promedio de cualquier nivel es mayor que el 50% del desplazamiento máximo permitido de acuerdo a los límites impuestos para la deriva de un edificio de concreto armado (0.007); es necesario realizar una verificación por torsión en la estructura. En el cuadro anterior se puede observar que los resultados obtenidos indican que no hay necesidad de realizar la verificación por torsión.

6.4.5.-Junta de Separación Sísmica:

Según la norma E.030, toda estructura debe estar separada de las estructuras vecinas para evitar que tengan contacto al presentarse un sismo, éstas se separarán una distancia mínima "s", igual al mayor de los siguientes valores:

- 2/3 de la suma de los desplazamientos máximos de los bloques adyacentes.(Dato desconocido: No se conocen los desplazamientos máximos del edificio vecino.)
- 3 cm.
- $s = 3 + 0.004 (h - 500) \text{ cm}$

Donde "h" es la altura medida desde el nivel del terreno natural hasta el nivel donde se evaluará "s", en nuestro caso, este nivel será el de la azotea, $h = 1340 \text{ cm}$

Al no conocer el desplazamiento de los bloques adyacentes, se calculará la distancia "s" según los otros dos criterios. Se hará el cálculo de "s" en la dirección Y, pues es la que presenta un mayor desplazamiento. Aplicando el tercer criterio, se obtiene un valor de "s" igual a 6.36 cm, y como este valor es mayor que 3 cm, se concluye que la distancia mínima "s" será igual a 6.36 cm en ambas direcciones.

El edificio se debe retirar de los límites de propiedad adyacentes una distancia no menor a los 2/3 del desplazamiento máximo calculado para el nivel más elevado de la edificación y, a su vez, no será menor que "s/2". El desplazamiento máximo del 5to nivel, es 2.34 cm, siendo los 2/3 de este valor igual a 1.56 cm. El valor de "s/2" es 3.18

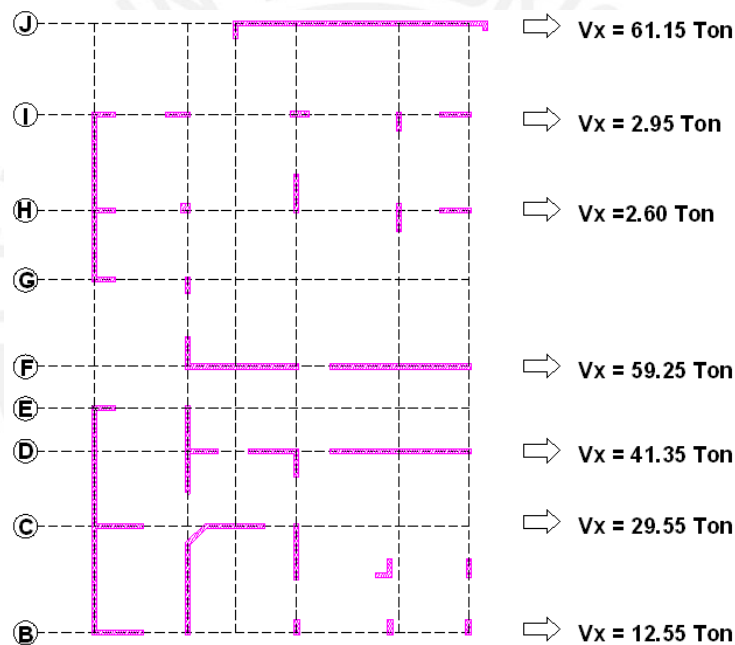
cm, por lo tanto, se determina que la distancia que se retirará la edificación del límite de propiedad es de 3.18 cm, simplificando 4.00cm.

6.4.6.-Fuerzas Horizontales:

Como se vio en el punto 6.3, las fuerzas en los pórticos calculadas mediante el análisis dinámico, se deben amplificar dado que la fuerza cortante en la base, en las dos direcciones, es menor que el 90% de la correspondiente fuerza cortante en la base calculada mediante el análisis estático.

6.4.6.1.-Fuerza Cortante en la Dirección X:

La fuerza cortante en la base para la dirección X es 210 ton.

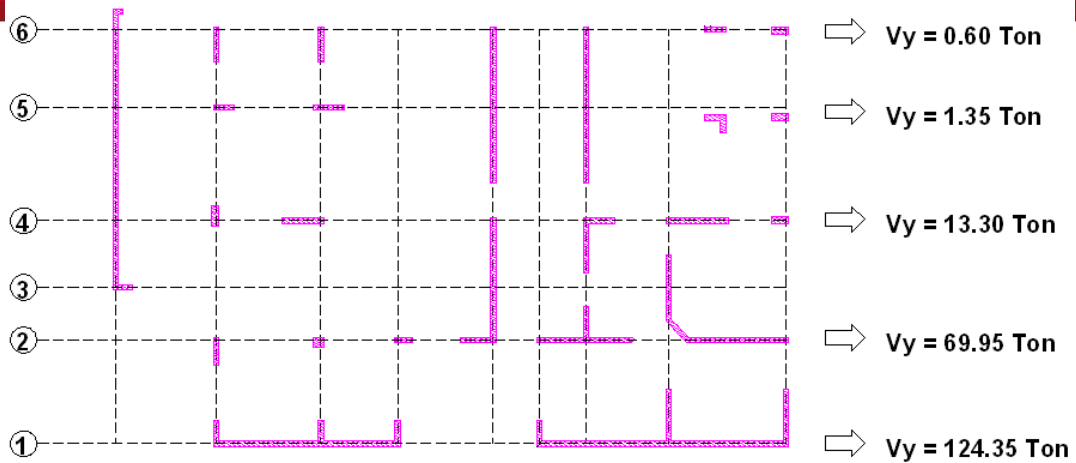


Distribución de cortante en X

Se observa que los pórticos que absorben mayor fuerza cortante en la dirección X son los que poseen placas, tales como los pórticos de los ejes D, F, y J.

6.4.6.2.-Fuerza Cortante en la Dirección Y:

La fuerza cortante en la base para la dirección Y es 210 ton.



Distribución de cortante en Y

Se observa que los pórticos que absorben mayor fuerza cortante en la dirección Y son los que poseen placas, tales como los pórticos de los ejes 1, y 2. Como se indicó en el capítulo de predimensionamiento, las placas deberán absorber el 80% del cortante basal. Así se tiene en X: $\sum F_x/V_x = (203.85/210)*100 = 97\%$; y en Y: $\sum F_y/V_y = (207.6/210)*100 = 98.8 \%$

6.5.-Estabilidad del Edificio para el Efecto P-Δ:

El efecto P-Δ en un piso dado es causado por la excentricidad de las cargas de gravedad presentes por encima del piso, lo cual produce momentos secundarios aumentando las deformaciones horizontales y las fuerzas internas. Este análisis debe tomarse en cuenta cuando el valor del índice de estabilidad (Q), calculado para cada dirección en todos los entrepisos, es menor que 0.1. Dicho índice se expresa de la siguiente manera:

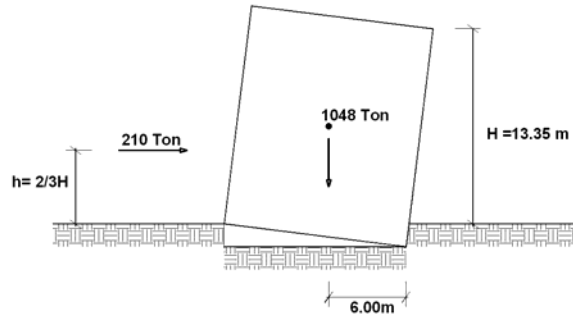
$$Q := \frac{N_i \cdot \Delta_i}{V_i \cdot h_{ei}}$$

Donde Ni es el peso acumulado, Δi es el desplazamiento relativo, Vi es la fuerza cortante y he_i es la altura de entrepiso en el nivel i. A continuación se muestra el resumen de los índices de estabilidad para cada dirección y para cada uno de los niveles del edificio:

| Estabilidad | | | Dirección X | | | Dirección Y | | |
|-------------|---------|--------|-------------|----------|-------|-------------|----------|-------|
| NIVEL | Ni | hi (m) | Δi (m) | Vi (ton) | Qx | Δi (m) | Vi (ton) | Qy |
| 5 | 188.23 | 2.65 | 0.0027 | 63.92 | 0.003 | 0.0045 | 63.92 | 0.005 |
| 4 | 397.44 | 2.65 | 0.0032 | 118.88 | 0.004 | 0.0054 | 118.88 | 0.007 |
| 3 | 608.60 | 2.65 | 0.0032 | 161.67 | 0.004 | 0.0050 | 161.67 | 0.007 |
| 2 | 817.80 | 2.65 | 0.0027 | 191.53 | 0.004 | 0.0050 | 191.53 | 0.008 |
| 1 | 1047.73 | 3.00 | 0.0023 | 210.00 | 0.004 | 0.0036 | 210.00 | 0.006 |

6.6 .-Estabilidad del Edificio al Volteo:

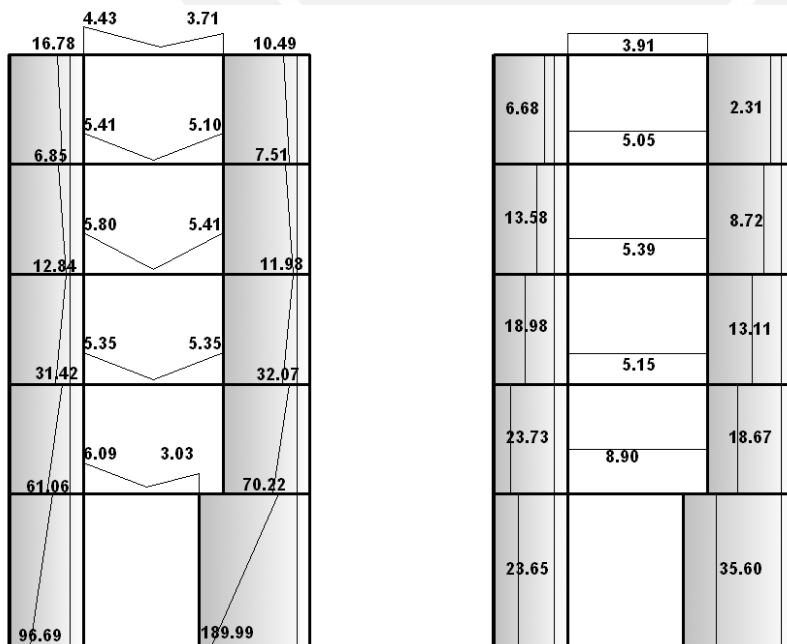
Toda estructura y su cimentación deberán resistir el momento de volteo que produce un sismo. Esto se evalúa calculando el factor de seguridad de la estructura como el cociente entre los momentos resistentes al volteo y los momentos volcantes. Este factor de seguridad debe ser mayor que 1.5.



Se calcula la estabilidad del edificio en la dirección más crítica que es en X: Aplicando momento en el punto de volteo se obtiene que el momento resistente es 6288 ton*m, mientras que el momento de volteo es igual a 1869 ton*m, entonces el factor de seguridad en la dirección X es igual a 3.36.

6.7 .-Resultados del análisis sísmico:

A continuación se muestran las fuerzas cortantes y momentos flectores de sismo (ya amplificadas) para los ejes más importantes:



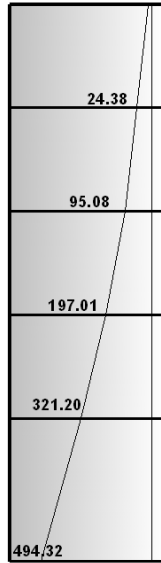
Diagramas de Momentos Flectores y Fuerzas Cortantes. Pórtico eje F (SismoX)

Placa 8 Placa 7
Momentos Flectores

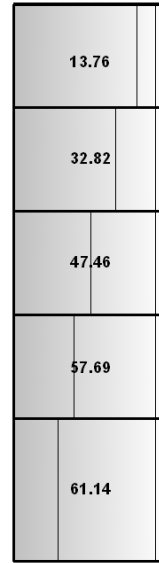
Placa 8 Placa 7
Fuerzas Cortantes



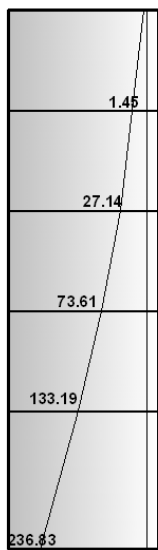
Diagramas de Momentos Flectores y Fuerzas Cortantes. Pórtico eje J (SismoX)



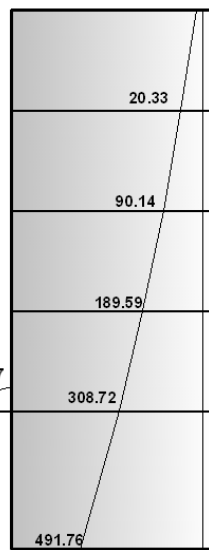
Placa 12
Momentos Flectores



Placa 12
Fuerzas Cortantes

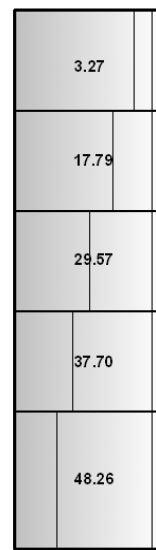


Placa 9

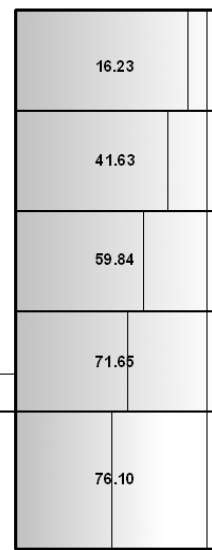


Placa 1

Momentos Flectores



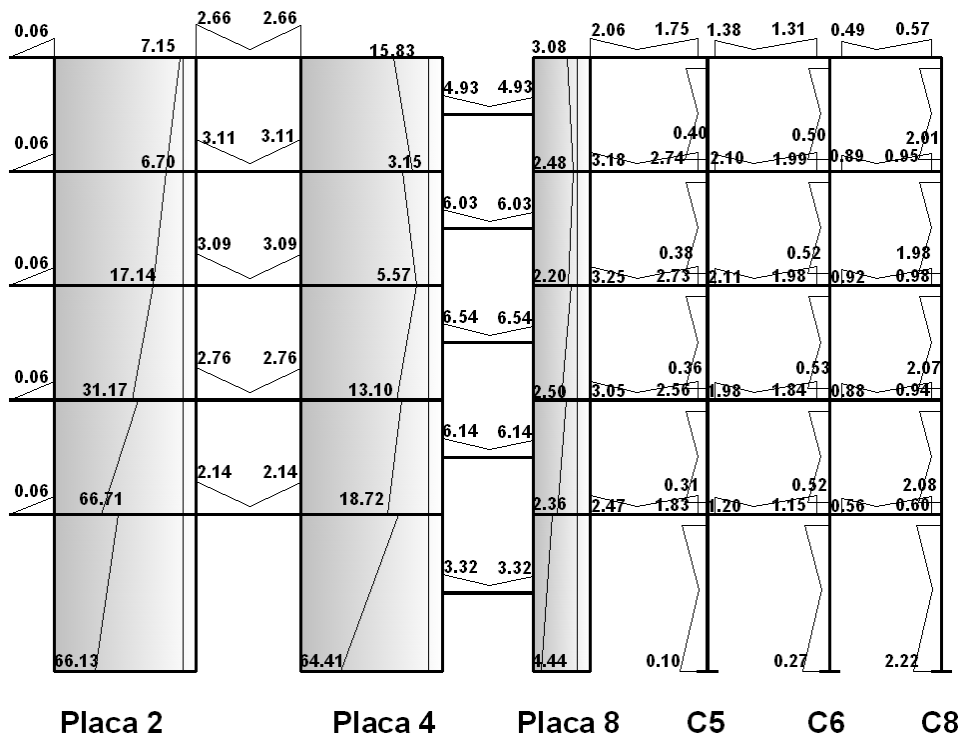
Placa 9



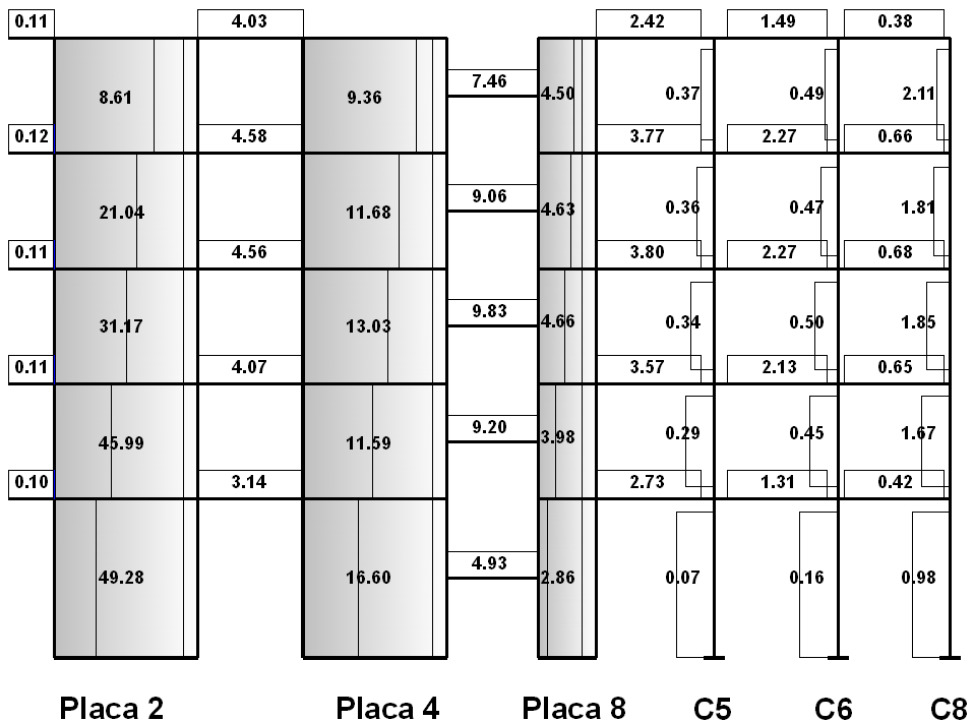
Placa 1

Fuerzas Cortantes

Pórtico Eje 1(Sismo Y)



Diagramas de Momentos flectores. Pórtico Eje 2 (Sismo Y)



Diagramas de Fuerzas Cortantes. Pórtico Eje 2 (Sismo Y)

Capítulo 7 – Diseño de Losas aligeradas

El diseño de las losas aligeradas se realiza considerando únicamente las cargas de gravedad que actúan sobre ellas, es decir la carga muerta y la carga viva. Por tanto las cargas se amplificarán de acuerdo a la combinación: $U = 1.5CM+1.8CV$.

La sección considerada para estos elementos es el de una sección T, donde el ancho inferior es de 10cm, el ancho superior es de 40cm, la altura total es de 17cm y la altura del ala de 5cm. Pero dado que la zona de compresiones en un aligerado común es menor que el espesor del ala de la viga se puede considerar en el diseño que estas se comportan como vigas rectangulares.

A continuación se mostrará el diseño detallado para el aligerado nº1 del Primer piso.

ALIGERADO Nº1 – PISO 1

- Cargas de Servicio: $W_{cm} = 0.15 \text{ ton/m}$ $W_{cv} = 0.08 \text{ ton/m}$
- Carga Ultima $W_u = 0.37 \text{ ton/m}$

7.1.-Diseño por Flexión:

La cantidad de acero (A_s) necesario se calcula de acuerdo a la siguiente expresión:

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d \text{ donde:}$$

- ρ = cuantía de acero necesaria para soportar el momento flector último
- d = peralte efectivo de la vigueta ($d = h - 3 \text{ cm}$)
- b = ancho de la vigueta: para $M_{(+)}$ $b = 40 \text{ cm}$ y para $M_{(-)}$ $b = 10 \text{ cm}$.

7.1.1.-Acero Mínimo, Balanceado y Máximo en Aligerados:

La norma E-060 exige que todo elemento sujeto a flexión tenga como mínimo una cantidad de acero que garantice una mejor transición entre el estado no agrietado y el agrietado de la sección, ya que provee de cierta ductilidad y ayuda a controlar el ancho de las grietas que se producen por la retracción del concreto. El refuerzo mínimo asegura que el momento resistente ≥ 1.5 momento de fisuración

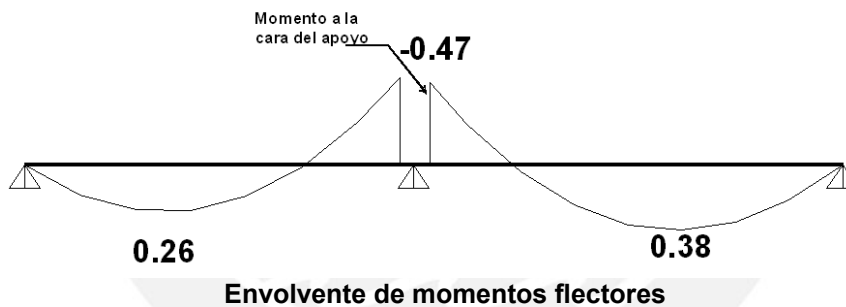
El acero balanceado es la cantidad de acero que se requiere para que la falla sea balanceada, es decir que el concreto y el acero fallan a la vez.

Mientras que el refuerzo máximo limita la cantidad de acero a un 75% del acero balanceado, de esta manera se asegura de que en la sección no falle el concreto, produciéndose una falla frágil.

A continuación se muestra las propiedades de una vigueta típica. Se indican los aceros máximos y mínimos.

| Peralte (h) m | Ig cm ⁴ | As+ mín. cm ² | As- mín. cm ² | As+ máx. cm ² | As- máx. cm ² |
|------------------|-----------------------|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|
| 0.17 | 7275 | 0.53 | 1.17 | 7.01 | 2.23 |
| 0.20 | 11800 | 0.61 | 1.29 | 7.50 | 2.71 |
| 0.25 | 22700 | 0.74 | 1.47 | 8.29 | 3.50 |
| 0.30 | 38430 | 0.86 | 1.63 | 9.08 | 4.31 |

Envolvente del Momento Flector



Para obtener la cuantía de acero necesaria, se debe calcular el valor K_u de la siguiente expresión: (Todos los cálculos se realizan con $f'_c=210\text{Kg/cm}^2$)

$$K_u = M_u / b d^2$$

| | | | |
|-----------------------------------------|---------------|-----------------|----------------------------------------------------------------------------|
| $M^-_u = 0.47 \text{ Ton}\cdot\text{m}$ | $K_u = 23.98$ | $\rho = 0.69\%$ | $A_s = 0.97 \text{ cm}^2 \equiv 1\phi 1/2" \equiv 1.29 \text{ cm}^2$ |
| $M^+_u = 0.26 \text{ Ton}\cdot\text{m}$ | $K_u = 3.32$ | $\rho = 0.09\%$ | $A_s = 0.49 \text{ cm}^2 \equiv 1\phi 8\text{mm} \equiv 0.50 \text{ cm}^2$ |
| $M^+_u = 0.38 \text{ Ton}\cdot\text{m}$ | $K_u = 4.85$ | $\rho = 0.13\%$ | $A_s = 0.72 \text{ cm}^2 \equiv 2\phi 8\text{mm} \equiv 1.00 \text{ cm}^2$ |

El momento negativo en el extremo se calculará usando $1/24 (w l n^2)$

$$M^-_u = 0.20 \text{ Ton}\cdot\text{m} \quad K_u = 10.20 \quad \rho = 0.27 \quad A_s = 0.39 \text{ cm}^2 \equiv 1 \phi 8\text{mm} \equiv 0.50 \text{ cm}^2$$

Ahora se verificará si la vigueta trabaja como una viga T, para ello se calculará la ubicación del eje neutro de la sección "a" medido desde el extremo en compresión

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

Para momentos positivos "a" < 5 cm.

Para momentos Negativos "a" < 12 cm.

Se verifica si la sección de la vigueta en estudio trabaja como una viga T.

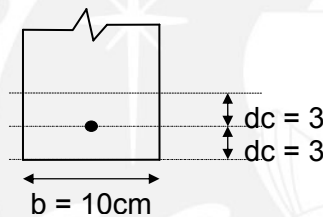
$$a^- = 1.29 \cdot 4200 / (0.85 \cdot 210 \cdot 10) = 3.03 < 5 \quad \text{ok}$$

$$a^+ = 0.71 \cdot 4200 / (0.85 \cdot 210 \cdot 40) = 0.42 < 12 \quad \text{ok}$$

7.1.2.-Control de Fisuración:

Como parte del diseño se debe considerar el control del ancho de fisuras con el fin de evitar la corrosión de las armaduras y evitar el impacto visual y la preocupación por parte del público usuario.

Para el control de fisuración se calcula el parámetro $Z = fs \sqrt{dc \cdot A'}$



- Z < 31000 Kg/cm en condiciones de exposición interior
- Z < 26000 Kg/cm en condiciones de exposición exterior

Donde: $fs = 0.6 f_y$ $A' = 2 \cdot b \cdot dc$

Para el ejemplo se calcula el parámetro Z de la siguiente forma:

$$Z = 0.6 \cdot 4200 \cdot \sqrt{3 \cdot 2 \cdot 10 \cdot 3} = 14\ 228 \text{ Kg/cm} < 26000 \quad \text{ok}$$

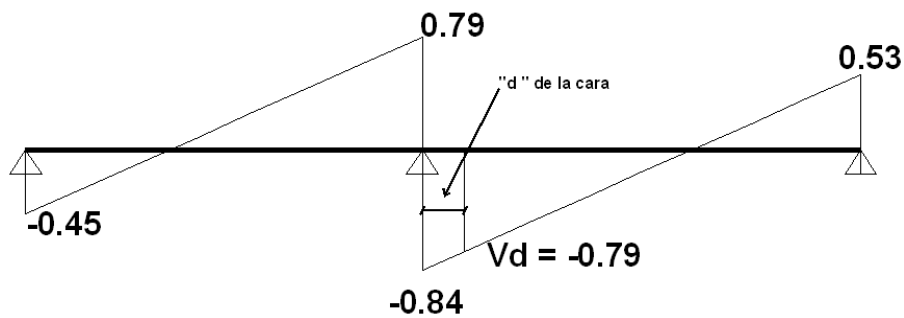
7.2.-Diseño por Corte:

Ya que no es usual colocar acero de refuerzo por corte en las losas aligeradas, se verifica que la sección de concreto logre resistir toda la fuerza cortante última en la sección crítica. El valor de Vu es el que se obtiene del diagrama de fuerza cortante a "d" de la cara.

$$Vu \leq \phi Vc, \quad \text{donde} \quad Vc = 1.1(0.53 b_w d \sqrt{f'_c}) \quad \phi = 0.85$$

Cuando la fuerza cortante actuante V_u sea mayor que la del concreto V_c , será necesario la utilización de ensanches en las viguetas; estos ensanches se logran retirando alternadamente ladrillos del aligerado en la zona más esforzada, de manera que se aumenta el área de concreto, aumentando la resistencia a la fuerza cortante.

Envolvente de la Fuerza Cortante



Envolvente de Fuerza cortante

$$\phi V_c = 0.85 \cdot (1.1 \cdot 0.53 \cdot 10 \cdot 14 \cdot \sqrt{210}) = 1.0 \text{ Ton}$$

$$V_d = 0.79 \text{ ton} < 1.0 \text{ ton}$$

→ No requiere ensanche.

7.3.-Refuerzo por Contracción y Temperatura:

Será necesario colocar acero mínimo en la dirección perpendicular al sentido de las viguetas, para controlar la contracción del concreto debido al proceso de fraguado. La norma E-060 indica en el punto 7.10.2 que se colocará una cuantía de 0.0018. Este refuerzo se colocara en la losa superior de 5cm de espesor (t).

$$\Rightarrow A_s = 0.0018 b t = 0.0018 \cdot 100 \cdot 5 = 0.90 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Eligiendo varillas de 6mm, el espaciamiento (s) será:

$$s := \frac{0.32 \text{ cm}^2}{0.90 \text{ cm}^2} \cdot 100$$

$$s := 35.56 \text{ cm}$$

Pero el espaciamiento máximo será el menor de los siguientes valores:

$$S_{\max} = 5 \text{ veces el espesor de losa} = 5x_t = 5 \times 5 \text{ cm} = 25 \text{ cm}$$

$$S_{\max} = 45 \text{ cm.}$$

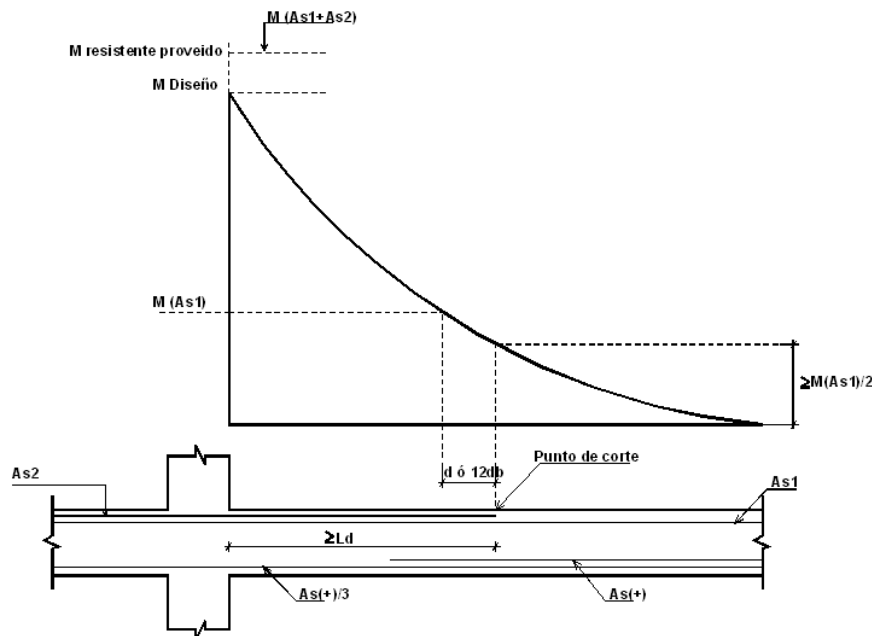
Por lo tanto, el acero de refuerzo por contracción y temperatura colocado es el siguiente:

$$6\text{mm @ } 25 \text{ cm } (A_s = 1.12 \text{ cm}^2).$$

7.4.-Corte o Doblado del Refuerzo Longitudinal:

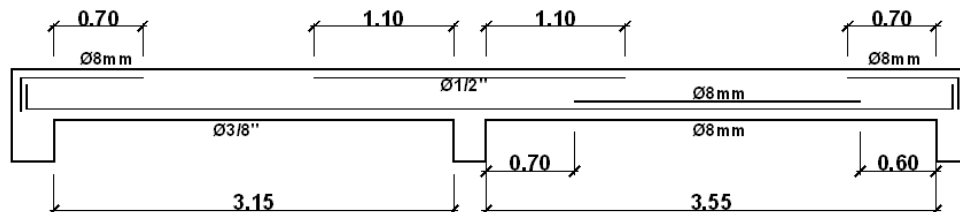
Para obtener un diseño económico, se debe cortar las varillas de acero en las zonas donde ya no sea necesario. La condición que se debe cumplir para obtener una longitud de corte óptima es poder asegurar que las varillas puedan transmitir por adherencia los esfuerzos al concreto.

A continuación se muestra un esquema que indica resumidamente la manera en que se calcularon las longitudes de corte:



Esquema del Corte de hierro

7.5.-Diseño Final del Aligerado:



Esquema final del aligerado 1

Capítulo 8 - Diseño de Losas Macizas

Cuando la dirección del armado de las losas es de un solo sentido, el análisis de las losas macizas es similar al caso del diseño de losas aligeradas, pero se lleva a cabo considerando franjas de 1.00m de ancho. Por otro lado cuando la losa será armada en dos sentidos, existen diversos métodos para el cálculo de momentos; en este caso el análisis se realizó por medio de las tablas de coeficientes presentes en la norma E-060 del RNE. El cálculo de las fuerzas cortantes se realizó por medio del método del sobre.

De igual manera, el diseño por flexión y corte de las losas macizas se realiza considerando únicamente las cargas de gravedad, las cuales se amplificarán de acuerdo a la combinación: $U = 1.5 CM + 1.8 CV$.

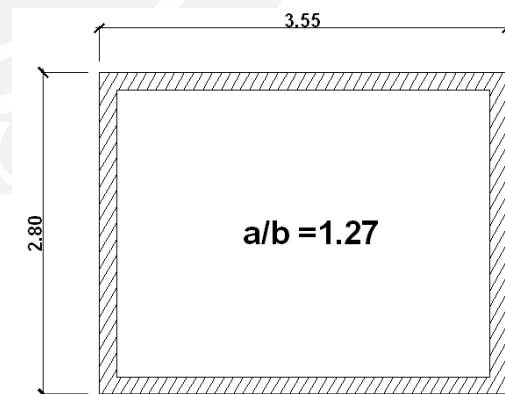
Como ejemplo se mostrará el diseño de la losa maciza superior de la cisterna.

Losa Maciza de la Cisterna:

- Cargas de Servicio: $W_{cm} = 0.46 \text{ ton/m}^2$ $W_{cv} = 0.20 \text{ ton/m}^2$
- Carga Ultima $W_u = 1.05 \text{ ton/m}^2$

8.1.-Método de Coeficientes:

$$\begin{aligned}
 M+u_a &= 0.056 * 1.05 * 3.55^2 = 0.74 \text{ ton-m} \\
 M+u_b &= 0.023 * 1.05 * 2.80^2 = 0.19 \text{ ton-m} \\
 M-u_a &= M-u_b = 0 \text{ ton-m} \\
 V_{u_a} &= 1.05 * (3.55 - 2.80/2) * 2.80/2 = 3.16 \text{ ton} \\
 V_{u_b} &= 1.05 * 2.80^2/4 = 2.06 \text{ ton}
 \end{aligned}$$



Losa Superior de Cisterna.

8.2.-Diseño por Flexión:

La cantidad de acero (A_s) necesaria se calcula de acuerdo a la siguiente expresión:

$$A_s = \rho * b * d \text{ donde:}$$



ρ = se obtiene de las tablas de diseño como se explicó en el capítulo de aligerados.

b = se considera como un ancho constante de 100 cm

d = es el peralte efectivo ($d = t - 3$ cm), t es el espesor de la losa

8.2.1.-Acero Mínimo en losas macizas:

De forma similar a lo visto en el capítulo anterior, se debe calcular el acero mínimo de la losa. Para ello se usa la siguiente expresión: $A_{s \text{ min}} = 0.0018 b t$. Por lo tanto el acero mínimo es 2.17cm²/m,

A continuación se calcula el acero requerido. Los cálculos se realizan con $f'c = 210$ Kg/cm²

$$M^{+ua} = 0.74 \text{ Ton}\cdot\text{m} \quad K_u = 5.14 \quad \rho = 0.14\% \quad A_s = 1.66 \text{ cm}^2$$

$$M^{+ub} = 0.19 \text{ Ton}\cdot\text{m} \quad K_u = 1.32 \quad \rho = 0.04\% \quad A_s = 0.42 \text{ cm}^2$$

$$M^{-a,b} = 0 \text{ Ton}\cdot\text{m} \quad \rho = 0.18\% \quad A_s = 2.17 \text{ cm}^2$$

Como el A_s necesario es menor al acero mínimo requerido se colocará este último en ambas direcciones $\equiv 1 \phi 3/8" @ 0.25 \text{ m}$ ($A_s = 2.80 \text{ cm}^2$)

8.3.-Diseño por Corte:

Al igual que en los aligerados, en este caso tampoco es posible colocar refuerzo transversal que resista las fuerzas de corte última, por lo tanto será la sección de concreto la que la resista.

$$V_u \leq \phi V_c, \quad \text{donde:} \quad V_c = 0.53 b_w d \sqrt{f'c} \quad \text{y} \quad \phi = 0.85$$

Si la fuerza cortante es mayor que la proporcionada por el concreto se aumentará el peralte de losa. A continuación se muestran los cálculos para la verificación por corte considerando al lado de 3.55 de largo con mayor carga aplicada.

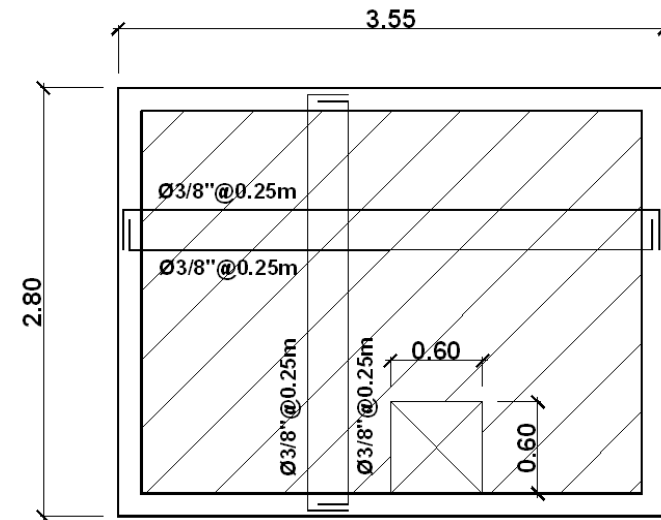
Fuerza Cortante en la Dirección "a": ($V_u = 3.16 \text{ ton}$)

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot 355 \cdot 12 \cdot \sqrt{210} = 27.81 \text{ ton} > V_u \Rightarrow \text{ok}$$

Se observa que la resistencia del concreto es mucho mayor que la fuerza actuante, entonces el peralte de la losa es el correcto.

8.4.-Corte o Doblado del Refuerzo:

Se decidió colocar acero corrido ya que la distancia entre los bastones no es muy grande en ambas direcciones.



Esquema final.

Capítulo 9 - Diseño de Vigas

En este capítulo se explicará el procedimiento de diseño para las vigas peraltadas de los pórticos más importantes del edificio.

Las vigas serán diseñadas para resistir los esfuerzos de flexión y corte, considerando para ello el efecto de las cargas de gravedad y de sismo. Las combinaciones que se usarán son las mencionadas en el capítulo 1 e indicadas a continuación:

$$\begin{aligned}
 U &= 1.5 \times CM + 1.8 \times CV & CM &: \text{carga muerta} \\
 U &= 1.25 \times (CM + CV) \pm CS & CV &: \text{carga viva} \\
 U &= 0.9 \times CM \pm CS & CS &: \text{carga de sismo}
 \end{aligned}$$

Como se mencionó anteriormente se necesitará conocer los esfuerzos producidos por las cargas de gravedad y sismo que actúan sobre la viga; para ello se muestra los resultados para la fuerza cortante y los momentos flectores de la viga V2 (15x50) que se ubica en el eje I, y de la cual se realizará su diseño a manera de ejemplo.

9.1.- Análisis Estructural:

Se muestran los momentos flectores y cortantes con las cargas sin amplificar, medidos a la cara de los apoyos:

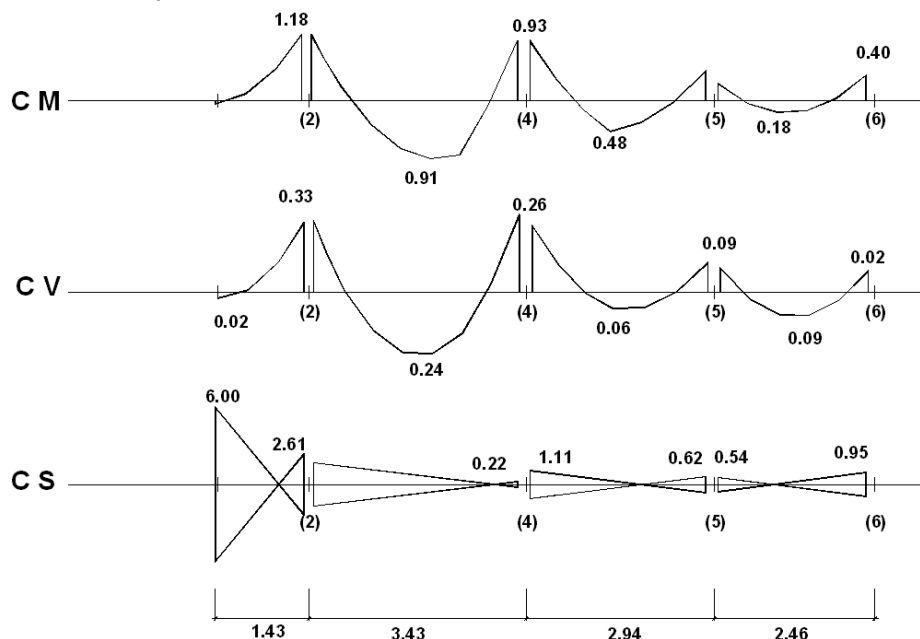
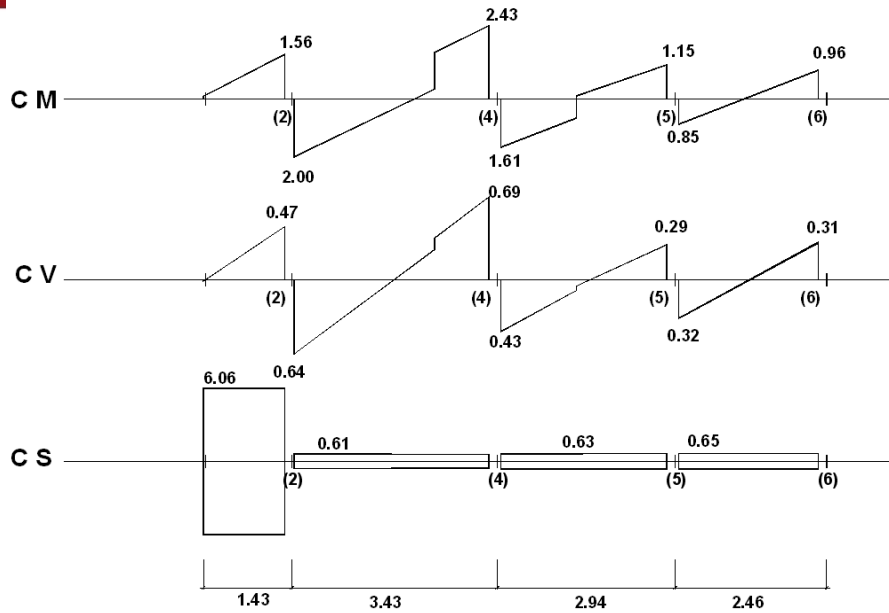


Diagrama de Momentos Flectores debido a cargas Muertas, Vivas y Sismo. (Tonxm)



Diagramas de Fuerzas Cortantes debido a cargas Muertas, Vivas y Sismo (Ton)

9.2.- Diseño por Flexión:

La cantidad de acero (A_s) necesaria se calcula de acuerdo a la siguiente expresión:

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d \text{ donde:}$$

- ρ = cuantía de acero necesaria para soportar el momento flector último.
- d = $(d = h - 6 \text{ cm})$ para vigas peraltadas; $(d = h - 3 \text{ cm})$ para vigas chatas.
- b = ancho de la viga definido en el pre dimensionamiento.

9.2.1 Acero Mínimo en vigas:

Como se mencionó en los capítulos anteriores, se debe asegurar que la sección tenga como mínimo una cantidad de acero que garantice que el momento resistente sea mayor que el momento de agrietamiento.

Para el caso de secciones rectangulares se indica que el área mínima de refuerzo podrá calcularse con:

$$A_{s\min} := \frac{.70 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b \cdot d}{f_y}$$

Para $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ y $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$ obtenemos que A_s mínimo = $0.0024 b d$.

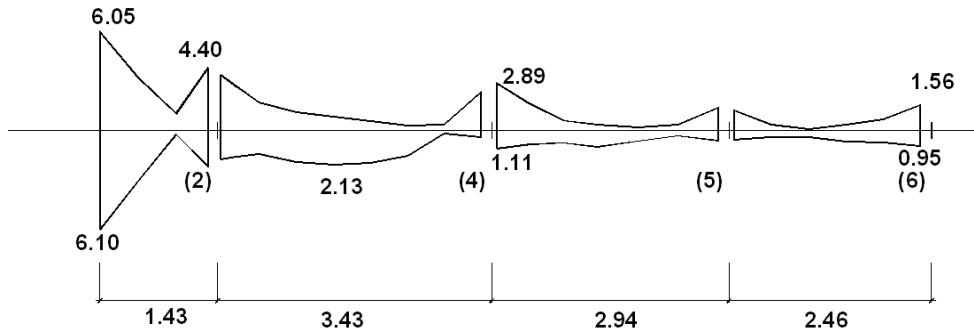
A_s mínimo = $0.0024 \cdot 20 \cdot 44 = 2.11 \text{ cm}^2$ ($2\text{Ø}1/2'' \cong 2.58 \text{ cm}^2$ corridos arriba y abajo)

El acero máximo será: A_s máximo = $0.75 A_{sb} = 0.0159 b d$

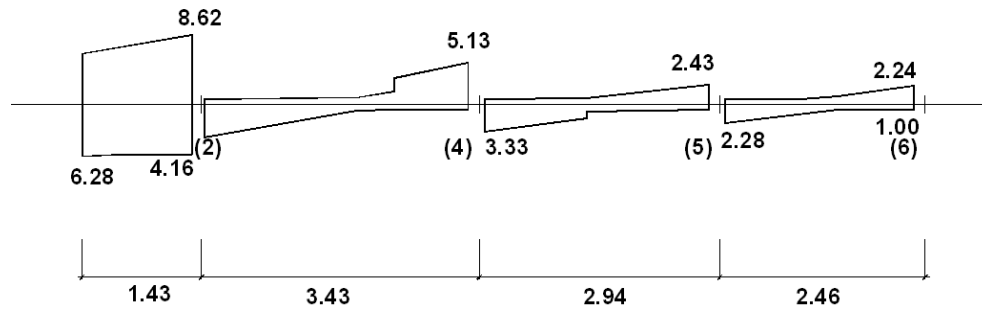
As máximo = $0.0159 \cdot 20 \cdot 44 = 14.00 \text{ cm}^2$

9.2.2.-Envolvente de Momentos:

Como resultado de las combinaciones se muestra la envolvente de esfuerzos, tanto para los momentos flectores como para las fuerzas cortantes:



Envolvente de momentos Flectores (Ton*m).



Envolvente de Fuerzas Cortantes (Ton).

Para obtener la cuantía de acero necesaria, se debe calcular el valor K_u de la siguiente expresión: (Todos los cálculos se realizan con $f'c=210 \text{ Kg/cm}^2$)

$$K_u = M_u / b d^2$$

| | | | |
|-------------------------------------------|---------------|-----------------|--------------------------------------------------------------------------------------|
| $M^-_u = 6.05 \text{ Ton} \cdot \text{m}$ | $K_u = 15.63$ | $\rho = 0.43\%$ | $A_s = 3.78 \text{ cm}^2 \equiv 2\phi 1/2'' + 1\phi 1/2'' \equiv 3.87 \text{ cm}^2$ |
| $M^-_u = 2.89 \text{ Ton} \cdot \text{m}$ | $K_u = 7.46$ | $\rho = 0.21\%$ | $A_s = 1.84 \text{ cm}^2 \equiv 2\phi 1/2'' \equiv 2.58 \text{ cm}^2$ |
| $M^+_u = 6.10 \text{ Ton} \cdot \text{m}$ | $K_u = 15.75$ | $\rho = 0.44\%$ | $A_s = 13.87 \text{ cm}^2 \equiv 2\phi 1/2'' + 1\phi 1/2'' \equiv 3.87 \text{ cm}^2$ |
| $M^+_u = 2.13 \text{ Ton} \cdot \text{m}$ | $K_u = 5.50$ | $\rho = 0.14\%$ | $A_s = 1.23 \text{ cm}^2 \equiv 2\phi 1/2'' \equiv 2.58 \text{ cm}^2$ |

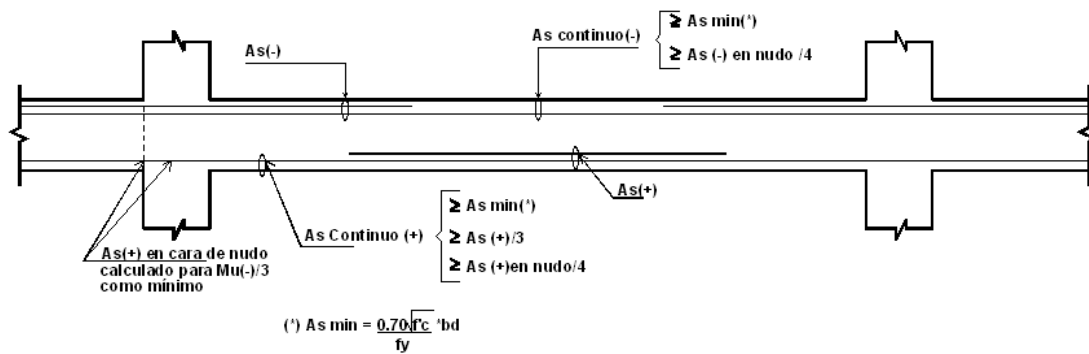
9.3.-Requisitos para Elementos que Resisten Sismo:

- Las vigas que resistan fuerzas sísmicas deberán tener refuerzo continuo, por medio de dos barras tanto en la parte superior como en la inferior de la

sección, y cuyas áreas de acero no deban ser menor a $\frac{1}{4}$ del área máxima requerida en los nudos, ni menor que el refuerzo mínimo por flexión.

- La resistencia al momento positivo en la cara del nudo (extremo inferior del tramo) no será menor que $\frac{1}{3}$ de la resistencia a momento negativo en la misma cara del nudo (extremo superior)

A continuación se muestra un esquema que resume lo mencionado.



Corte de fierro.

$$As(-) \text{ corrido} = 2.58 \geq 0.0024 * 20 * 44 = 2.11 \text{ cm}^2$$

$$\geq \frac{1}{4} As(-) \text{ max} = \frac{1}{4} * 3.87 = 0.97 \text{ cm}^2$$

$$As(+)\text{ corrido} = 2.58 \geq 0.0024 * 20 * 44 = 2.11 \text{ cm}^2$$

$$\geq \frac{1}{4} As (+) \text{ max} = \frac{1}{4} * 3.87 = 0.97 \text{ cm}^2$$

$M(+)$ resistente extremo = $6.10 \geq M(-)$ resistente extremo / 3 = $6.10 / 3 = 2.03 \text{ ton-m}$
Se verifica que se cumplen todos los requisitos.

9.4.-Diseño por Corte:

El diseño por corte supone que la resistencia del elemento viene dada por la suma del aporte del concreto (V_c) más el aporte del refuerzo en el alma de la sección (V_s). Esto se expresa de la siguiente manera:

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

Donde “ ϕ ” es un factor de resistencia impuesto por la norma. La norma permite considerar que la fuerza cortante última está ubicada a una distancia “ d ” desde la cara

del apoyo. El aporte del refuerzo en el alma viene dado por la colocación de estribos, los cuales deben ir espaciados adecuadamente.

$$\begin{aligned} V_c &= 0.53 \cdot b \cdot d \cdot \sqrt{f'_c} & \phi &= 0.85 \\ V_s &= V_u / \phi - V_c & V_s \text{ máx} &= 2.1 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d \\ s &= A_v \cdot f_y \cdot d / V_s & A_v &= \text{área del refuerzo transversal.} \end{aligned}$$

El espaciamiento máximo será 0.50d ó 60cm (el que sea menor)

Si $V_s > 1.1 b d \sqrt{f'_c}$. "s" = 0.25d ó 30 cm (el menor valor)

Si $V_u > 0.5\phi V_c$ $A_v \text{ min} = (3.5 b s) / f_y$,

9.4.1.-Diseño por Corte para Vigas Sismorresistentes:

Las vigas que soportan cargas de sismo deberán ser capaces de tener una mayor resistencia al corte que a la flexión, esto con el fin de evitar fallas frágiles. Para esto se calcula la cortante última sumando las fuerzas cortantes que se obtienen con las resistencias nominales de flexión (M_{ni} , M_{nd}) en los extremos de la luz libre del elemento y la fuerza cortante isostática que se obtiene por las cargas actuantes sobre la viga.

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

En los casos en que las vigas no soportan esfuerzos de sismo o en vigas chatas, la cortante última se obtiene a partir del diagrama de fuerzas cortantes.

Para la viga de análisis V1(20x50) los momentos nominales en ambos extremos son:

Tramo 1:

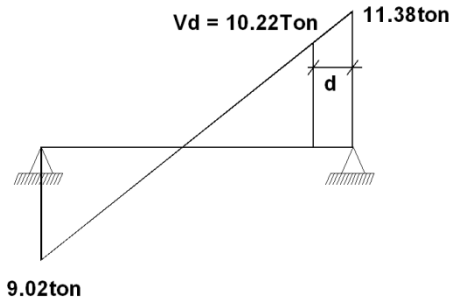
$$A_{si} = 3.87 \text{ cm}^2 \quad \rho = 0.44\% \quad M_{ni} = 6.10 \text{ tonxm}$$

$$A_{sd} = 3.87 \text{ cm}^2 \quad \rho = 0.44\% \quad M_{nd} = 6.10 \text{ tonxm}$$

$$V_u \text{ izq} = 1.25 \cdot (0.10 + 0.01) + (6.10 + 6.10) / 1.38 = 8.97 \text{ ton}$$

$$V_u \text{ der} = 1.25 \cdot (1.56 + 0.47) + (6.10 + 6.10) / 1.38 = 11.38 \text{ ton}$$

9.4.2.-Envoltente de la Fuerza Cortante :



**Envoltente de
Fuerzas
Cortantes en el
Tramo 1 (Ton).**

Cortante resistido por el concreto: $V_c = 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 20 \cdot 44 = 6.76 \text{ ton}$
 Cortante resistido por el refuerzo: $V_s < 10.22 / 0.85 - 6.76 = 5.26 \text{ Ton}$
 Considerando estribos de $\phi 3/8''$: $s = (1.42 \cdot 4200 \cdot 44) / 5260 = 49.89 \text{ cm}$

9.4.3.-Requisitos para el Espaciamiento de Estribos en Vigas Sísmicas:

- Deberá colocarse estribos en ambos extremos de la viga a una distancia igual a 2d, a esta zona se le llama zona de confinamiento, y esta medida a partir de la cara de los apoyos.
- En la zona de confinamiento los estribos se colocarán con un espaciamento (s) que será el menor de los siguientes valores: 0.25d, 8 ϕ menor, 30 cm.
- El primer estribo se ubicará a s/2 ó 5 cm, el que sea menor.
- Fuera de la zona de confinamiento el espaciamento no será mayor a 0.5d.

Para el ejemplo:

En la zona de confinamiento: (Longitud = 2 d = 2*44 = 88 cm)

Espaciamento máximo "s": $\leq 0.25 d = 0.25 \times 44 = 11 \text{ cm}$

$$\leq 8 d_b = 8 \times 1.27 = 10.16 \text{ cm}$$

$$\leq 30 \text{ cm}$$

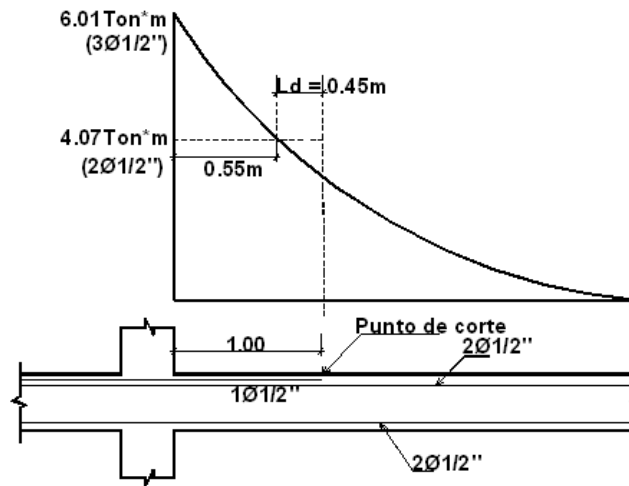
Fuera de la zona de confinamiento: "smax": $\leq 0.5 d = 0.5 \cdot 44 = 22.0 \text{ cm}$

Por lo tanto, el espaciamento en la zona de confinamiento será de 10 cm y fuera de la zona de confinamiento será 20 cm.

☑ $\phi 3/8''$: 1@5cm, 8@10cm, Rto.@20cm en cada extremo

9.5.-Corte y Doblado del Refuerzo Longitudinal:

El corte del refuerzo longitudinal se realiza según el diagrama de momento flector, aquí un ejemplo de corte:



| Ø Barra | Ldg (cm) |
|---------|----------|
| 8 mm | 20.0 |
| 3/8"Ø | 25.0 |
| 1/2"Ø | 35.0 |
| 5/8"Ø | 40.0 |

Longitud de Anclaje de barras inferiores
f'c = 210 Kg/cm²

| Ø Barra | Ldg (cm) |
|---------|----------|
| 8 mm | 30.0 |
| 3/8"Ø | 35.0 |
| 1/2"Ø | 45.0 |
| 5/8"Ø | 60.0 |

Longitud de Anclaje de barras Superiores
f'c = 210 Kg/cm²

Longitud de corte.

9.6.-Anclajes y Empalme del refuerzo longitudinal:

9.6.1.-Longitud de anclaje:

Para que el concreto y el acero trabajen en conjunto es necesario que estén adheridos entre sí. La adherencia representa una fuerza a lo largo del perímetro de las barras, y será necesaria una cierta longitud para poder desarrollarla, a dicha longitud se le llama longitud de anclaje (Ldg).

9.6.2.-Ganchos estándar:

Por otro lado, todas las barras que anclen en sus extremos con placas o columnas terminarán en un gancho estándar siempre y cuando la longitud de desarrollo en

tracción (L_{dg}) medida desde la sección crítica hasta el borde exterior del doblé, sea mayor que $318db/\sqrt{f_c}$, $8db$ ó 15 cm .

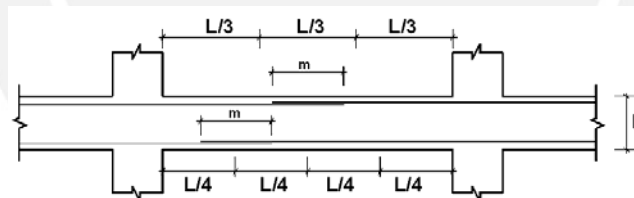
| Ø Barra | 12Db (cm) | Ldg (cm) |
|---------|-----------|----------|
| 8mm | 10.0 | 18.0 |
| 3/8"Ø | 12.0 | 21.0 |
| 1/2"Ø | 15.0 | 28.0 |
| 5/8"Ø | 20.0 | 35.0 |

Ganchos estándar.

9.6.3.-Empalme por Traslape del Refuerzo:

Los empalmes traslapados se deberán realizar en las zonas de esfuerzos bajos. Estas zonas se encuentran en el tercio central del tramo para el refuerzo superior y en los tercios laterales para el refuerzo inferior. En los elementos que resisten los esfuerzos del sismo, los traslapes no deberán hacerse dentro de la zona localizada a “d” de la cara del nudo.

El siguiente esquema muestra a las zonas como las más favorables para los empalmes:



| Ø | Valores de m | | |
|-------|-----------------------------------|--------------------------------|------|
| | Refuerzo Inferior H cualquiera | Refuerzo Superior H 30 H 30 | |
| 3/8"Ø | 0.40 | 0.40 | 0.45 |
| 1/2"Ø | 0.40 | 0.40 | 0.50 |
| 5/8"Ø | 0.50 | 0.45 | 0.60 |
| 3/4"Ø | 0.60 | 0.55 | 0.75 |
| 1"Ø | 1.15 | 1.00 | 1.30 |

Empalmar menos del 50%
de las varillas

Longitud de Anclaje

La longitud de los empalmes “m” se determina de acuerdo al tipo de empalme (A, B o C) y al diámetro de la barra de acero.



Capítulo 10 – Diseño de Columnas

Las columnas son elementos que están sometidos a flexocompresión, es decir que reciben cargas axiales y momentos flectores debido a las fuerzas de sismo. El diseño para estos elementos es similar al de flexión, considerando adicionalmente los efectos de esbeltez.

Una manera de diferenciar el comportamiento de una columna al de una viga, es calcular la carga axial que soporta. Si $P_u < 0.1 \cdot f'_c \cdot A_g$, el elemento deberá diseñarse como una viga y en caso contrario como una columna. Donde A_g es el área bruta de la sección.

El diseño se hará por flexocompresión y por corte considerando las cargas amplificadas con las mismas cinco combinaciones del diseño de vigas.

Como ejemplo se realizará el diseño de la columna C1 (20x50)

Diseño de la columna C1 (20x50)

| CARGA | X-X | Y-Y |
|-------|-------|-------|
| Pcm | 29.70 | 29.70 |
| Pcv | 4.17 | 4.17 |
| Pcs | 2.60 | 19.11 |
| Mcm | 0.31 | 0.00 |
| Mcv | 0.04 | 0.00 |
| Mcs | 1.72 | 0.34 |

| Combinaciones | X-X | | Y-Y | |
|----------------|----------|-------|----------|------|
| | Pu (ton) | Mu | Pu (ton) | Mu |
| 1.5cm+1.8cv | 52.10 | 0.50 | 52.10 | 0.00 |
| 1.25(cm+cv)+cs | 44.90 | 2.20 | 61.40 | 0.40 |
| 1.25(cm+cv)-cs | 39.70 | -1.30 | 23.20 | 0.40 |
| 0.9cm+cs | 29.30 | 2.00 | 45.80 | 0.40 |
| 0.9cm-cs | 24.10 | -1.40 | 7.60 | 0.40 |

Donde obtenemos:

Carga axial ultima (Pu) = 52.10 ton

$0.1 \cdot f'_c \cdot A_g = 0.1 \cdot 210 \cdot 20 \cdot 50 = 21.00 \text{ ton} < 52.10$

Entonces se diseñará por flexocompresión.

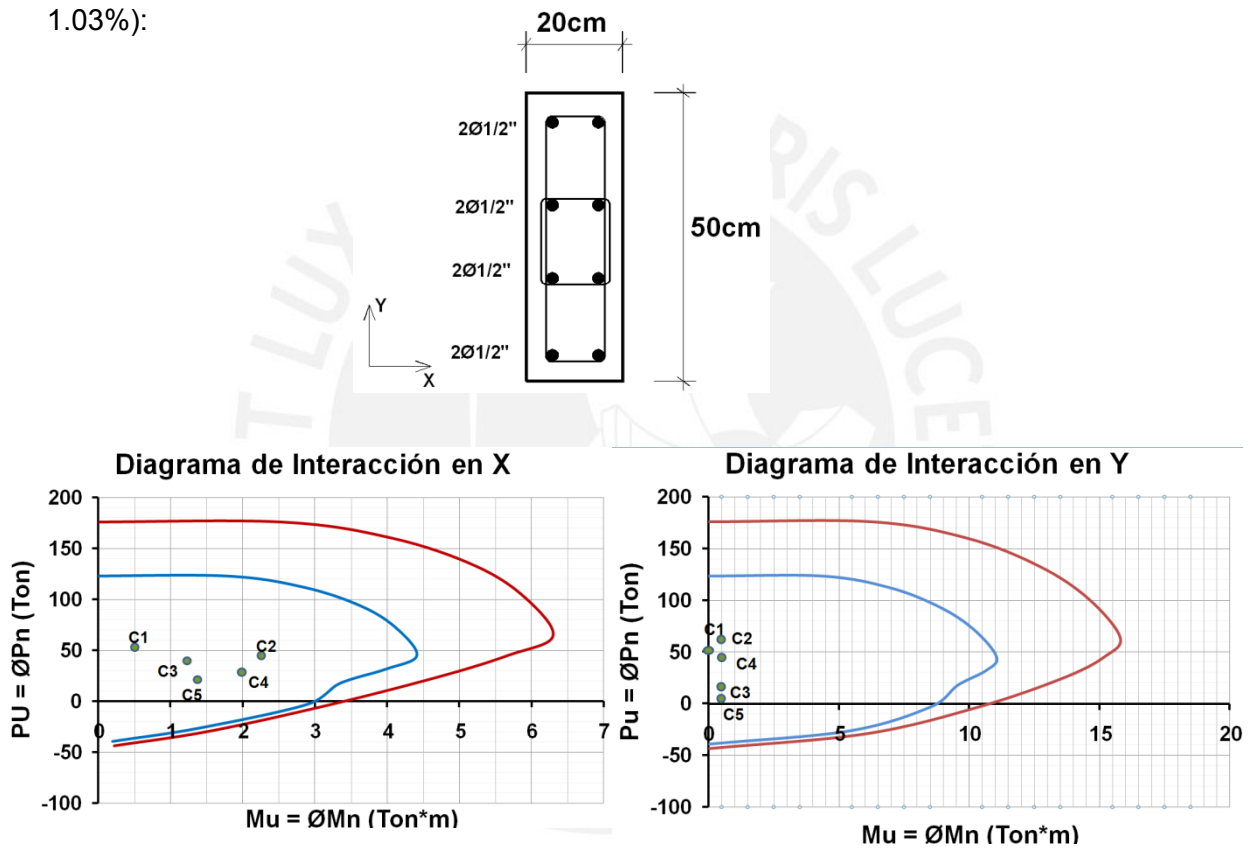
10.1.-Diseño por Flexo-Compresión:

Para el diseño de estos elementos se hace uso de los llamados diagramas de interacción, los cuales son gráficas que describen los lugares geométricos de las combinaciones de cargas axiales últimas (Pu) y momentos flectores últimos (Mu) que

producen la falla de la sección. El diagrama de interacción depende de la cantidad y distribución de acero de refuerzo longitudinal colocado, y de la forma de la sección transversal del elemento.

La norma limita la cantidad de acero longitudinal a cuantías entre 1% y 6% del área bruta de la sección. Se recomienda utilizar cuantías del orden del 4% para evitar la congestión de refuerzo en los nudos y por otro lado conseguir un diseño económico.

A continuación se muestran los diagramas de interacción para ambas direcciones, se utilizó una cuantía inicial del 1%, es decir un refuerzo de $8\phi 1/2'' \equiv 10.32 \text{ cm}^2$ ($\rho = 1.03\%$):



Diagramas de Interacción en X e Y.

Se observa que las cargas aplicadas son básicamente fuerzas axiales, y que en ambos casos la sección presenta gran capacidad para admitir a las cargas últimas a pesar de contar sólo con la cuantía mínima. También se aprecia que el diagrama para momentos flectores con dirección en Y es el más grande.

10.2.-Verificación por Flexión-Biaxial:

Cuando las columnas presentan momentos flectores importantes en ambas direcciones a la vez, se deberá realizar un análisis para verificar si la flexión biaxial es crítica. La Norma indica que dicha verificación puede determinarse utilizando el método aproximado 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 ($e_x=e_y=0$)

Como se vio en los diagramas de interacción, los momentos flectores en ambas direcciones son muy bajos por lo que no es necesario hacer el análisis por flexión biaxial.

10.3.-Diseño por Cortante:

La fuerza cortante última deberá determinarse a partir de los momentos nominales (M_n), en los extremos de la luz libre, asociados a la fuerza axial P_u que dé como resultado el mayor momento nominal posible, mostrada en el diagrama de interacción construido anteriormente. Con estas resistencias se calculará por equilibrio en la columna la fuerza cortante $V_{ur} = 2M_n/h$, la cual será usada para el diseño por corte.

Se debe tomar en cuenta que la Norma limita el cortante máximo que puede actuar en una sección: $V_u \text{ máx} = 2.6 \cdot \phi \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$. Si V_u excede de V_{umax} , entonces se deberá incrementar la resistencia del concreto f'_c ó cambiar las dimensiones de la sección. La razón de esta limitación se basa en el hecho de que se busca evitar la falla del concreto antes de que se inicie la fluencia de los estribos.

Al igual que el diseño por corte en vigas, se tiene que: $V_u = \phi(V_c + V_s)$. Donde la resistencia del concreto para elementos sujetos a compresiones será:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b d (1 + 0.0071 N_u / A_g)$$

Donde: N_u es la carga axial última (Kg)

A_g es el área bruta de la sección (cm²)

La contribución en la resistencia aportada por los estribos (V_s) es:

$$V_s = A_v f_y d / s$$

Observando los resultados obtenidos para las fuerzas cortantes y en cada una de las direcciones de la columna, se puede decir que la dirección que gobernará en el diseño es la dirección Y, debido a que presenta el mayor momento nominal. Por lo tanto, solo se analizará el corte para esta dirección.

A continuación se presenta las combinaciones de cargas y el cálculo de V_u .

| Combinaciones | Y-Y | |
|----------------|-------------|---------------|
| | P_u (ton) | M_n (tonxm) |
| 1.5cm+1.8cv | 52.10 | 10.95 |
| 1.25(cm+cv)+cs | 61.40 | 10.50 |
| 1.25(cm+cv)-cs | 23.20 | 9.50 |
| 0.9cm+cs | 45.80 | 11.00 |
| 0.9cm-cs | 7.60 | 9.00 |

V_u análisis (Y-Y) = 0.87 ton

V_u análisis (X-X) = 0.16 ton

Se obtiene que el máximo M_n es 11.00Ton*m. La altura libre de las columnas es 2.10m (H_n). Por lo tanto:

$$V_u = 2 * 11.0 / 2.10 = 10.47 \text{ ton}$$

$$V_u \text{ máx} = 2.6 * 0.85 * \sqrt{210 * 20 * 44} = 28.18 \text{ ton} > 10.47 \quad \text{Cumple}$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{210 * 20 * 44} * (1 + 0.0071(52100/1000)) = 9.26 \text{ ton}$$

$$V_s = 10.47 / 0.85 - 9.26 = 3.06 \text{ ton}$$

$$s = (4 * 0.71) (4200) (44) / 3060 = 171.5 \text{ cm}$$

10.3.1.-Requisitos para el Espaciamiento de Estribos en Columnas:

- Se deberá colocar estribos en ambos extremos de la columna hasta una longitud "Lo" medida desde la cara del apoyo, la cual define a la zona de confinamiento. Se deberá tomar el mayor de los siguientes valores: $l_o \geq H_n / 6$; $l_o = 0.45m$; $l_o =$ la máxima dimensión de la sección transversal.
- Los estribos dentro de la zona de confinamiento tendrán un espaciamiento "s" no mayor a los siguientes valores: "s" \leq La mitad de la dimensión más pequeña de la sección; "s" = 10cm.
- El primer estribo dentro de la zona de confinamiento se colocará máximo a 5 cm. de la cara del apoyo.

- Los estribos fuera de la zona de confinamiento tendrán un espaciamiento “s”, que no excederá los siguientes valores: “s” $\leq 16 d_b$; “s” = la menor dimensión del elemento; “s” = 30
- Dentro del nudo el espaciamiento “s” $\leq (A_v f_y) / (7.0 b)$, sin exceder de 15 cm.

De acuerdo a lo descrito anteriormente la distribución de los estribos para la columna C9 (20x60) queda definida como:

2 ϕ 3/8”: 1 @5cm, 6 @10cm, Rto.@25cm en cada extremo

10.4.-Esbeltez de Columnas:

El diseño de flexocompresión tiene validez siempre y cuando las columnas no tengan una esbeltez significativa, es decir cuando la deformación lateral debido a la carga axial aplicada no modifica los momentos obtenidos en el análisis elástico de la estructura; Estos momentos son conocidos como momentos de primer orden. Por otro lado, si la carga axial aplicada en la columna, genera deformaciones transversales que aumentan significativamente la excentricidad considerada en el diseño, se deberá evaluar el momento generado considerando la nueva excentricidad conocida como deformación de segundo orden.

Para tomar en cuenta los efectos de esbeltez se deben considerar:

- Los efectos globales (δ_g) que afecten a la estructura como conjunto.
- Los efectos locales (δ_l) que afecten a cada uno de los elementos individuales.

Por lo tanto el momento de diseño considerando los efectos de esbeltez (M_c) es:

$$M_c = \delta_l M_{uv} + \delta_g M_{us}$$

Donde:

M_{uv} : Momento debido a cargas verticales amplificadas

M_{us} : Momento debido a cargas laterales amplificadas

δ_l y δ_g : Factores de amplificación debido a los efectos locales y globales de esbeltez

10.4.1.-Efecto Local De Esbeltez:

Para considerar los efectos de esbeltez local en las columnas, se deberán amplificar los valores de los momentos obtenidos durante el análisis elástico. Este factor se



calcula individualmente para cada columna y se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$\delta_1 := \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi \cdot P_c}} \quad \delta_1 > 1$$

Donde:

Pu: Carga amplificada sobre la columna.

φ: Factor de reducción de resistencia. (φ = 0.7)

Pc: Carga crítica de pandeo (Fórmula de Euler)

$$P_c := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{L_n^2} \quad EI := \frac{E_c \cdot I_g}{2.5 \cdot (1 + \beta d)}$$

Cm: Coeficiente que considera la relación de los momentos de los nudos y el tipo de Curvatura. En las estructuras convencionales se considera =1

Ec: Modulo de elasticidad del concreto.

Ig: Inercia de la sección bruta

Es: Modulo de elasticidad del acero.

Bd: Relación entre el momento máximo debido a carga muerta y el momento máximo debido a la carga total, siempre positivo.

Ln = Luz libre de la columna en la dirección analizada.

El valor de Cm esta dado por la expresión: Cm =0.60+0.40M1/M2 , y como en la mayoría de las estructuras convencionales M1 y M2 son prácticamente iguales se tomará Ccm = 1.

A continuación se verificará la esbeltez de la columna C7 (0.15x0.90) del primer piso, ubicada en los ejes H y 5.

| | | |
|--------------|-----------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------|
| PU = 83 Ton. | $EI := \frac{2 \cdot 10^6 \cdot 0.000253}{2.5(1 + 0.6)}$ | $P_c := \frac{\pi^2 \cdot 126.5}{2.15^2}$ |
| Ln = 2.15m | | |
| I = 0.000253 | EI = 126.5 | Pc = 270.093 |
| Bd = 0.60 | $\gamma_1 := \frac{1}{\left(1 - \frac{83}{0.70 \cdot 270.09}\right)}$ | $\gamma_1 = 1.783$ |

10.4.2.-Efecto Global de Esbeltez:

El factor de amplificación debido a los efectos globales de esbeltez (δg) se calcula en forma conjunta para todo el entrepiso en cada dirección de análisis, usando la siguiente expresión:

$$\delta g = \frac{1}{1 - Q} \quad \text{ó} \quad \delta g = \frac{C_m}{1 - (\sum P_u / \phi \sum P_c)}$$

donde, Q es el índice de estabilidad del edificio, calculado al hacer el análisis sísmico. Los demás valores ya fueron mencionados anteriormente.

Los efectos de la esbeltez global son despreciables si el índice de estabilidad, Q, es menor que 0.06. Del análisis sísmico, se obtiene que el máximo índice de estabilidad en la dirección X es 0.004, y en la dirección Y es 0.008. Entonces se considerará un factor δg igual a 1.

Momento último corregido

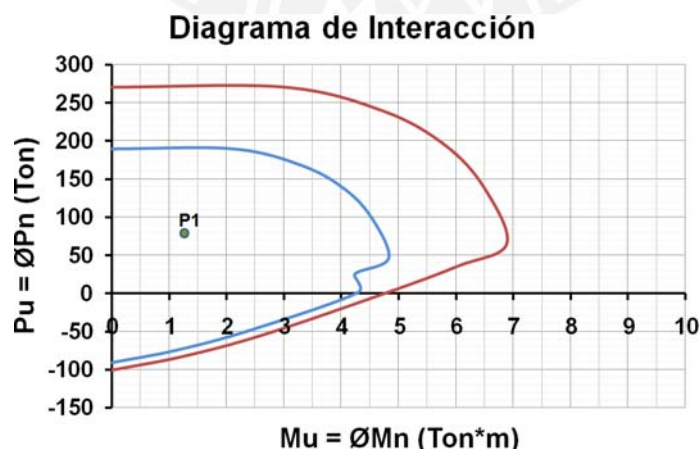
Los momentos últimos por cargas de gravedad son: $M_{uv} = 0.45 \text{ Ton.m}$

Los momentos últimos por cargas de sismo son: $M_{us} = 0.55 \text{ Ton.m}$

Por lo tanto $M_c = 1.78 * 0.45 + 1 * 0.55$

$$M_c = 1.35 \text{ Ton.m}$$

Con ello se tiene que la columna tendrá que diseñarse para resistir una carga $P_u = 83 \text{ Ton}$ y un Momento $M_u = 1.35 \text{ Ton.m}$ en la dirección más desfavorable.



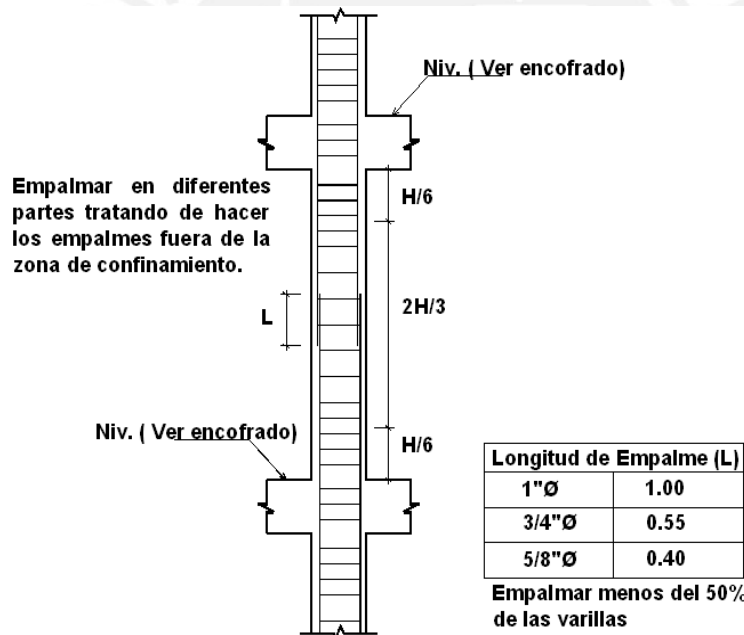
Se observa que la columna logra resistir hasta 4.60 Ton.m en su dirección más débil, por tanto el refuerzo colocado cumple con lo requerido.

10.5.-Anclaje y Empalme por Traslape del Refuerzo:

Como se vio en el capítulo de diseño de vigas, los empalmes deben realizarse en las zonas de menor esfuerzo, en el caso de las columnas estas zonas se encuentran en el tercio de la luz. Ya que los momentos son bajos y el confinamiento no ocasiona ninguna dificultad en el armado.

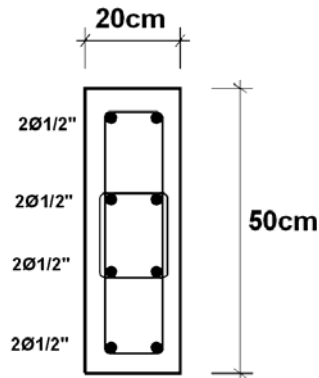
Todas las barras se empalmarán cumpliendo la longitud de desarrollo en compresión este valor será como mínimo $0.007 f_y d_b$ ó 30 cm. En el caso de que los momentos flectores en las columnas sean altos y se presenten tracciones en las barras de refuerzo longitudinal, se aumentará la longitud de empalme.

A continuación se muestra el siguiente gráfico, que resume los criterios mencionados.



Longitud de empalme en columnas

10.6.-Diseño Final de la Columna C1:



Diseño Final de
Columna.

2Ø3/8": 1@5cm, 6@10cm, Rto@25cm

Comentario:

La norma E-060 exige que la resistencia a flexión de las columnas sea mayor que la de las vigas, asegurando de esta manera que el proceso de formación de rótulas plásticas empiece en las vigas. Esta exigencia está dada para edificaciones con estructuras en base a pórticos simples, pero en este caso no es necesario cumplir con ello ya que la estructura del edificio está hecha en base a placas, las cuales controlan la deformación lateral.

Tampoco se cumple con la condición de que la relación ancho/peralte de las columnas deba ser mayor o igual a 0.4; La razón del incumplimiento de dicha condición es que las placas del edificio son las que aportan en mayor medida la rigidez lateral en las dos direcciones y ya no es necesario que las columnas tengan que ser de mayores dimensiones.

Capítulo 11 - Diseño de Placas

Las placas son elementos que trabajan básicamente bajo la acción de cargas axiales de gravedad y de sismo, así como también por la acción de momentos flectores y fuerzas cortantes. Su diseño es similar al de columnas pero como estos elementos poseen una gran rigidez lateral absorben valores significativos de fuerza cortante que a su vez producen grandes momentos.

A continuación se mostrará como ejemplo el diseño de la placa PL-6 (4.45x0.15) que se ubica en el eje D, entre los ejes 4 y 6.

DISEÑO DE LA PLACA PL-6

| CARGA | DIRECCION X |
|-------|-------------|
| Pcm | 66.60 |
| Pcv | 15.60 |
| Pcs | 59.80 |
| Vcm | 1.25 |
| Vcv | 0.25 |
| Vcs | 41.50 |
| Mcm | 16.50 |
| McV | 3.40 |
| Mcs | 250.00 |

| 1er Piso | | | |
|----------------|----------|------------|---------|
| X-X | Pu (ton) | Mu (tonxm) | V (ton) |
| 1.5cm+1.8cv | 128.0 | 31.0 | 2.0 |
| 1.25(cm+cv)+cs | 163.0 | 275.0 | 43.0 |
| 1.25(cm+cv)-cs | 43.0 | -225.0 | -40.0 |
| 0.9cm+cs | 120.0 | 265.0 | 43.0 |
| 0.9cm-cs | 0.0 | -235.0 | -40.0 |

11.1.-Diseño Por Flexo-Compresión:

Para que las placas sean considerados como muros esbeltos y por lo tanto se diseñen por flexocompresión, la norma E.060 establece que la relación entre la altura total de la placa y su longitud deberá ser mayor que 1, ($H/L \geq 1$). Verificando esta condición en la placa 6 observamos que su relación geométrica satisface la exigencia:

$$H = 13.25 \text{ m} \quad L = 4.45 \text{ m} \quad H/L = 2.98 \text{ Cumple}$$

El diseño por flexo-compresión consiste en elegir tentativamente, una distribución de acero de refuerzo, concentrando un parte en los extremos de la placa; refuerzo vertical se distribuirá uniformemente a lo largo de la longitud del muro y se concentrará en los extremos y en las zonas donde llegan vigas perpendiculares al plano de la placa con cargas importantes. El refuerzo vertical repartido a lo largo de la

placa deberá cumplir con la cuantía mínima correspondiente al diseño de muros la cual se establece en la norma E.060.

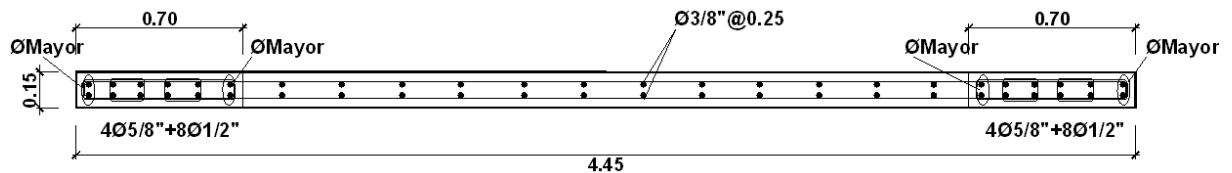
El acero de refuerzo vertical en los extremos se confinará con estribos como si se tratasen de columnas.

Una vez definido el acero de refuerzo, se construye el diagrama de interacción para esta sección que se muestra a continuación:

La distribución del refuerzo vertical considera:

Extremos confinados: $8\phi 5/8"$ y $16\phi 1/2"$

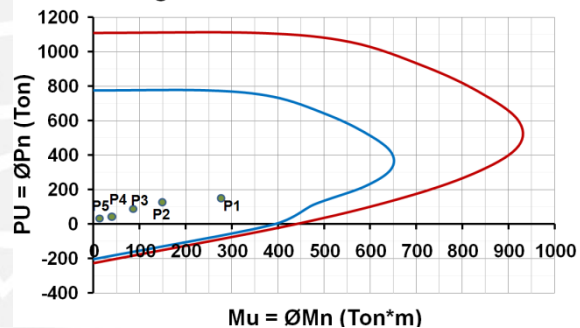
Entre los confinamientos: $\phi 3/8"@0.25$



Combinación de Cargas Últimas

| Piso | Pu (ton) | Mu (tonxm) |
|------|----------|------------|
| 1 | 163 | 275 |
| 2 | 132 | 149 |
| 3 | 97 | 80 |
| 4 | 22 | 31 |
| 5 | 9 | 14 |

Diagrama de Interacción en X



Se verifica que los puntos (Pu,Mu), correspondientes a las combinaciones de diseño se encuentran dentro de la curva de diseño del diagrama, que corresponde a la dirección principal de la sección. Por lo tanto, el diseño satisface los requisitos de flexo-compresión. En las zonas donde llegan vigas perpendiculares a la placa, se deberán controlar los esfuerzos que se producen en esta dirección transversal.

El diseño de los núcleos confinados se realizó bajo el mismo procedimiento de diseño de columnas por flexo-compresión.

11.2.- Diseño por Cortante:

De acuerdo a la norma E.060, es necesario colocar acero de refuerzo horizontal en las placas, de manera que éstas puedan resistir los esfuerzos generados por las cargas horizontales producidas por un sismo.

La fuerza cortante de diseño se calculará usando la siguiente expresión:

$$V_u \geq V_{ua} \text{ (Mur / } M_{ua} \text{) } w_t$$

Donde:

V_{ua} : Cortante último proveniente del análisis

M_{ua} : Momento último proveniente del análisis

Mur: Momento nominal de la sección, asociado a P_u , obtenido con el refuerzo colocado.

w_t : Factor de amplificación dinámica (preferible no considerar: $w_t = 1.0$).

Además, este cortante de diseño debe cumplir con la siguiente condición:

$$V_u \leq \phi V_n, \text{ donde } V_n = V_c + V_s \leq 2.6 t d \sqrt{f'_c}$$

El cortante resistido por el concreto se podrá evaluar con la siguiente expresión:

$$V_c = 0.53 t d \sqrt{f'_c}$$

Pero cuando $N_u / A_g < 0.1 f'_c$, $V_c = 0$, es decir no habrá aporte del concreto para resistir el cortante.

La distancia "d", es la longitud medida desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide de las fuerzas en tracción del refuerzo, se puede determinar por medio de un análisis basado en la compatibilidad de deformaciones; o en todo caso, la distancia "d" se podrá asumir igual a 0.8 L.

Del diagrama de interacción se obtiene que el máximo momento nominal es 500 ton*m, correspondiente a la carga de 163 ton. (Combinación: 1.25(cm+cv)+cs) y la cortante es 43 ton. Por lo tanto:

$$V_u = V_{ua} \text{ (Mur / } M_{ua} \text{) } w_t = 43 \text{ (500 / 275) } 1.0 = 78.2 \text{ ton}$$

También:

$$\phi V_n = 0.85 \cdot (2.6 \cdot t \cdot d \cdot \sqrt{210}) = 0.85 \cdot (2.6 \cdot (15) \cdot (0.8 \cdot 445) \cdot \sqrt{210}) = 171.0 \text{ ton}$$

Por lo tanto, se comprueba que este valor cumple con la condición: $V_u \leq \phi V_n$

Se verifica si el aporte del concreto puede ser considerado:

$$163000 / 6675 = 24.42 \text{ kg} / \text{cm}^2 > 0.1 (210) = 21 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$\Rightarrow Nu / Ag > 0.1 f'c \Rightarrow Vc = 41.0 \text{ ton}$$

$$\Rightarrow Vs = Vu / \phi - Vc \Rightarrow Vs \geq 78.2 / 0.85 - 41.0 = 51.0 \text{ ton}$$

11.3.-Refuerzo Horizontal Mínimo:

Cuando V_u exceda a ϕV_c se colocará un refuerzo horizontal por corte, calculando el área de refuerzo con la expresión: $V_s = V_u / \phi - V_c$, este refuerzo por corte deberá cumplir con la cuantía mínima, la cual restringe el crecimiento del agrietamiento, aumentando la ductilidad y advirtiendo el peligro de falla.

La cuantía mínima de refuerzo horizontal es 0.0025 y cuando $V_u = 0.50 \phi V_c$ se podrá reducir a 0.0020

El espaciamiento de este refuerzo no excederá de: $L / 5$, 3 t ó 45 cm. Sus extremos deberán anclar en los extremos confinados de la placa de tal forma que pueda desarrollar su esfuerzo de fluencia.

Para el ejemplo de la Placa PL-6, se considera doble refuerzo horizontal $\phi 3/8"$ al centro, el espaciamiento será igual a:

$$s = A_v f_y d / V_s = (2 \cdot 0.71) (4200) (0.8 \times 445) / 51000 \cong 41.6 \text{ cm}$$

Se colocará el refuerzo horizontal espaciado cada 25 cm. Se observa que se está colocando una cantidad mayor a la necesaria al el refuerzo por corte; esto se debe a que se requiere de doble capa de refuerzo vertical para la resistencia a la flexión, y para poder armar la placa se requiere de una varilla horizontal adicional. Por lo tanto la cuantía horizontal colocada es de 0.0038

11.4.-Refuerzo Vertical Mínimo:

La cuantía mínima de refuerzo Vertical está dada por la siguiente expresión:

$$\rho_v \text{ mín} \geq 0.0025 + 0.5 (2.5 - H / L) (\rho_h - 0.0025)$$

Y cuando $V_u = 0.50 \phi V_c$ se podrá reducir a 0.0015

En cualquier caso, el espaciamiento no deberá ser mayor que $L / 3$, 3 t ó 45 cm.

Ahora se verifica que la cuantía del refuerzo vertical colocado, igual a 0.0038 para $2 \phi 3/8" @ 0.25$ m, sea correcta, es decir, que cumpla con la condición:

$$\rho_v \geq 0.0025 + 0.5 (2.5 - H / L) (\rho_h - 0.0025)$$

$$\rho_v \geq 0.0025 + 0.5 (2.5 - 13.25 / 4.45) (0.0038 - 0.0025) \geq 0.00219 \text{ Cumple.}$$

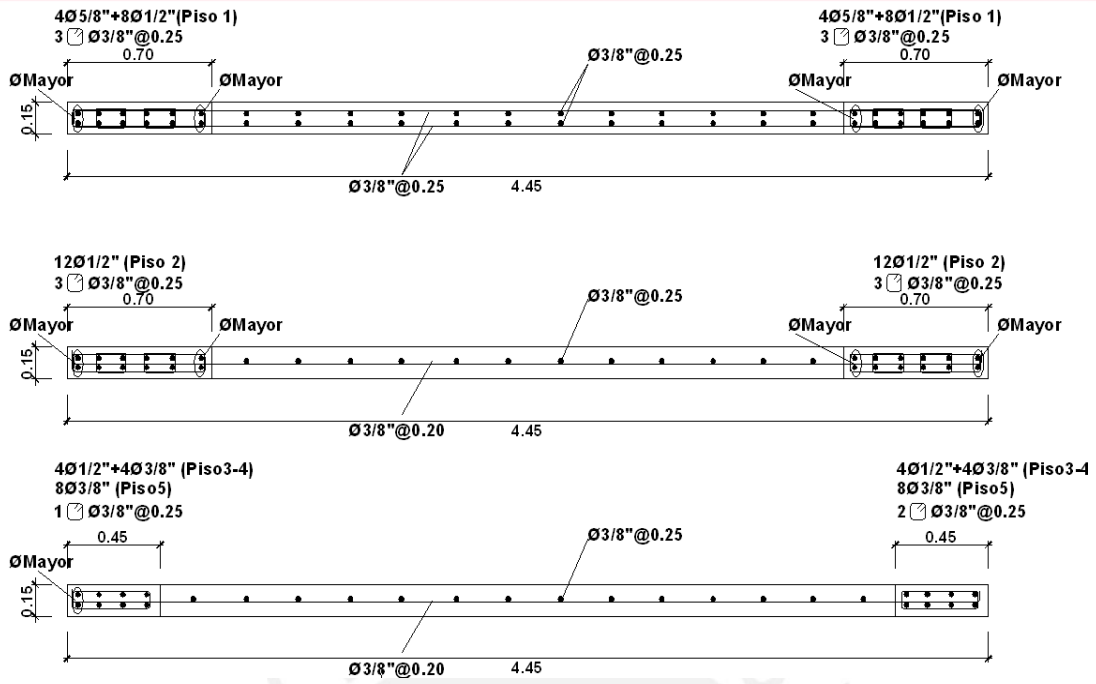
El diseño por cortante en los núcleos confinados se realiza de la misma forma como se desarrolló en el diseño por cortante de las columnas.

Dado que las fuerzas y momentos aplicados van disminuyendo en la placa en los pisos superiores, entonces es posible disminuir la cuantía de acero en dichos pisos.

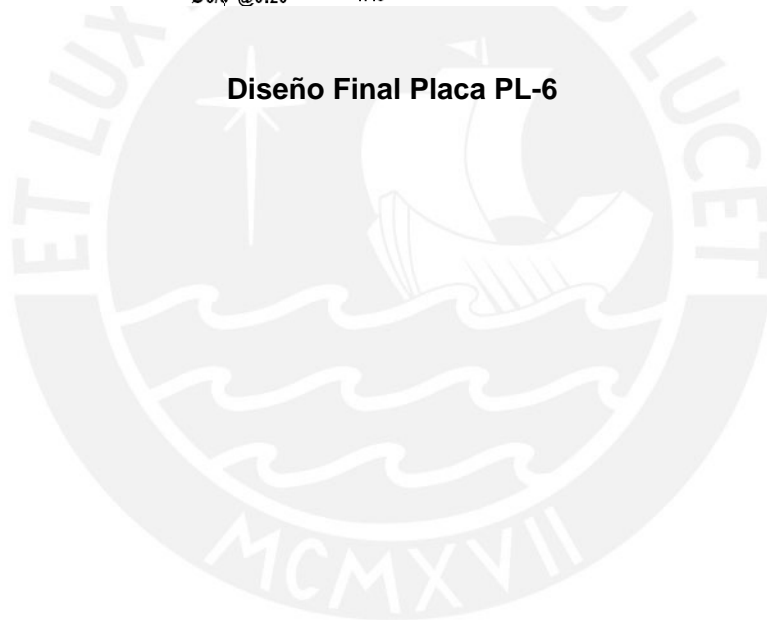
Como se puede observar en el diagrama de interacción mostrado, los pares (P_u , M_u) correspondientes a los pisos superiores se van alejando de la curva ϕM_n , eso indica que la armadura satisface holgadamente dichos requerimientos, por tal razón se procedió a cambiar el arreglo del refuerzo con el fin de optimizar el diseño. Para el diseño de los pisos superiores se procedió de la misma manera:

Finalmente el diseño de la placa PL-6 es el siguiente:

| | |
|--------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| <u>En 1er Piso</u> | En los núcleos confinados $4 \phi 5/8"$ y $8 \phi 1/2"$ En el alma: Refuerzo vertical $2 \phi 3/8" @ 0.25$ m Refuerzo horizontal $2 \phi 3/8" @ 0.25$ m |
| <u>En 2do Piso</u> | En los núcleos confinados $4 \phi 1/2"$ y $8 \phi 1/2"$ En el alma: Refuerzo vertical $1 \phi 3/8" @ 0.25$ m Refuerzo horizontal $1 \phi 3/8" @ 0.25$ m |
| <u>En 3ro a 4to Piso</u> | En los núcleos confinados $4 \phi 1/2"$ y $4 \phi 3/8"$ En el alma: Refuerzo vertical $1 \phi 3/8" @ 0.25$ m Refuerzo horizontal $1 \phi 3/8" @ 0.25$ m |
| <u>En 5to Piso</u> | En los núcleos confinados $4 \phi 3/8"$ y $4 \phi 3/8"$ En el alma: Refuerzo vertical $1 \phi 3/8" @ 0.25$ m Refuerzo horizontal $1 \phi 3/8" @ 0.25$ m |



Diseño Final Placa PL-6



Capítulo 12 – Diseño de la Cimentación

La cimentación es el elemento estructural que transmite las cargas de las columnas y muros al terreno. Como la resistencia del suelo es menor a la del concreto, la cimentación debe poseer un área mayor a su respectiva columna o muro a fin de reducir los esfuerzos que se transmiten al terreno.

Los datos necesarios para poder realizar el diseño de la cimentación corresponden a un terreno ubicado en el distrito de Miraflores y son los siguientes:

- Perfil del Suelo : Tipo S1
- Presión Admisible del Terreno (σ_a) : 4.0 kg/cm²
- Peso Unitario del Suelo (γ) : 1.90 ton/m³
- Angulo de Fricción del Terreno (ϕ) : 35°

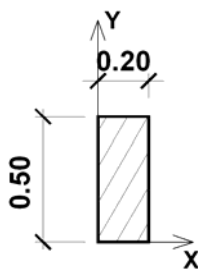
En el proyecto se tienen diferentes tipos de cimentaciones: zapatas aisladas, zapatas combinadas, zapatas conectadas.

Se presentará el diseño de la zapata aislada de la columna C1, ubicada en la intersección de los ejes B y 4; el diseño de la cimentación conectada de la placa PL9 ubicada entre los ejes G e I, y el eje 1; el diseño de la zapata combinada que sirve de para cimentar las placas PL4, PL5, PL6, PL7 y PL8.

También se cuenta con muros de contención para la cisterna que están ubicados en los ejes D, F, 2 y 4.

12.1.-Diseño de Zapata Aislada – C1:

Se muestran los momentos y cargas axiales con las cargas en servicio:



| Carga | FZ | MX | MY |
|------------|-------|------|------|
| Cm | 29.25 | 0.30 | 0.00 |
| Cv | 4.20 | 0.05 | 0.00 |
| Csx | 2.10 | 0.25 | 0.35 |
| Csy | 15.35 | 1.40 | 0.16 |

Nota: Las cargas de sismo han sido divididas entre 1.25

12.1.1.-Dimensionamiento de la Zapata:

Dado que esta zapata esta dentro de los límites de propiedad del terreno, se diseñará como una zapata rectangular y centrada. Las dimensiones de la zapata tendrán que ser tales que los esfuerzos producidos por las cargas de gravedad y de sismo sean menores que el esfuerzo admisible del terreno.

$$\text{Área Tentativa} = 1.05 * P_{\text{total}} / \sigma_{\text{terreno}} = 1.05*(29.25+4.20) / 40 = 0.88 \text{ m}^2$$

$$\rightarrow B = 1.00 \quad L = 1.30 \quad \rightarrow \text{Area} = 1.30 \text{ m}^2$$

- **1ra Verificación con Momentos de Gravedad**

$$\sigma = \frac{P}{A} + \frac{6*M_x}{B*L^2} + \frac{6*M_y}{B^2*L} < \sigma_a$$

$$\sigma = \frac{1.05*33.45}{1.00*1.30} + \frac{6*(0.35)}{1.00*1.30^2} + \frac{6*(0)}{1.00^2*1.30} = 28.26 \text{ ton/m} < 40 \quad \text{ok!}$$

- **2da Verificación con Momentos de Sismo en X y en Y**

$$\sigma_x = \frac{1.05*35.55}{1.00*1.30} + \frac{6*(0.60)}{1.00*1.30^2} + \frac{6*(0.35)}{1.00^2*1.30} = 32.46 \text{ ton/m} < 1.30\%(40)=52 \quad \text{ok!}$$

$$\sigma_y = \frac{1.05*48.80}{1.00*1.30} + \frac{6*(1.75)}{1.00*1.30^2} + \frac{6*(0.16)}{1.00^2*1.30} = 46.37 \text{ ton/m} < 1.30\%(40)=52 \quad \text{ok!}$$

La norma permite un incremento del 30 % de la presión admisible, en caso de verificar la presión incluyendo el sismo por ser éste un suceso eventual.

12.1.2.-Determinación de la Reacción Amplificada Del Suelo:

De manera aproximada se calculará la presión última del suelo usando un coeficiente de 1.6 para la combinación sin sismo y 1.25 para la combinación con sismo:

$$\sigma_{\text{diseño}} = 28.26*1.6 = 45.20 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{\text{diseño}} = 32.46*1.25 = 40.58 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{\text{diseño}} = 46.37*1.25 = 57.96 \text{ ton/m}^2$$

Se elige la reacción amplificada del suelo más desfavorable: $\sigma_{\text{diseño}} = 58.0 \text{ ton/m}^2$

12.1.3.-Diseño Por Punzonamiento:

El corte por punzonamiento está relacionado a un comportamiento de la zapata similar al de una losa en dos direcciones; Para poder resistirlo, la zapata deberá contar con un peralte H que sea capaz de aportar una suficiente área de concreto en la sección crítica. Dicha sección está localizada a de “d/2” de la cara de la columna o placa. Siendo “d” el peralte efectivo de la zapata. (d=H-8cm). Se tomará el valor de H = 0.60m con el fin de poder asegurar que se desarrolle la longitud de anclaje en las barras longitudinales de los elementos verticales. La resistencia del concreto al corte por punzonamiento es:

$$V_c = (0.53 + 1.1 / \beta_c) b_o d \sqrt{f'_c} \leq 1.1 b_o d \sqrt{f'_c}$$

Donde:

$$b_o = 2 \cdot 0.72 + 2 \cdot 1.02 = 3.48$$

$$A_o = 0.72 \cdot 1.02 = 0.73 \text{ m}^2$$

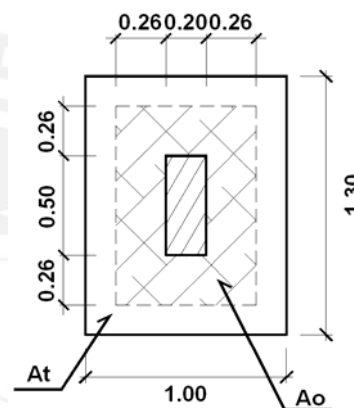
$$A_t = 1.00 \cdot 1.30 = 1.30 \text{ m}^2$$

$$V_u = 58.0 \cdot (1.30 - 0.73) = 33.10 \text{ ton}$$

$$\beta_c = 0.50 / 0.20 = 2.50$$

$$V_c = (0.53 + 1.1 / 2.5) \cdot \sqrt{210} \cdot 52 \cdot 348 = 254 \text{ Ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 254 = 215.9 \text{ ton} \rightarrow \phi V_c > V_u$$



12.1.4.-Diseño por Cortante:

Se asume que la zapata actúa como viga, con una sección crítica ubicada a una distancia “d” de la cara de la columna o placa. La resistencia del concreto es:

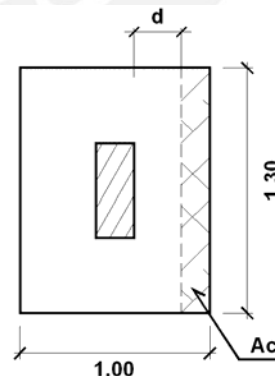
$$A_{\text{corte}} = 1.30 \cdot (0.40 - 0.52) = \text{No existe}$$

$$V_u = 0 \text{ ton}$$

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 130 \cdot 52 = 51.9 \text{ ton}$$

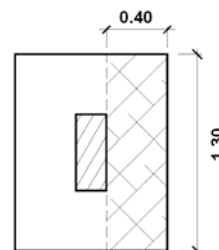
$$\phi V_c = 0.85 \cdot 51.9 = 44.1 \text{ ton} > V_u$$

$$\phi V_c > V_u$$



12.1.5.-Diseño por Flexión:

El diseño por flexión considera que los extremos de la zapata actúan como vigas en voladizo, Este cálculo dará a conocer el área del acero de refuerzo que necesita la zapata para soportar el momento de diseño de la sección crítica, ubicado en la cara de los elementos verticales.



$$Mx/y = 58.0 \cdot 0.40^2 \cdot 1.30 / 2 = 6.03 \text{ ton-m}$$

$$K_u = 1.72$$

$$\rho = 0.046\%$$

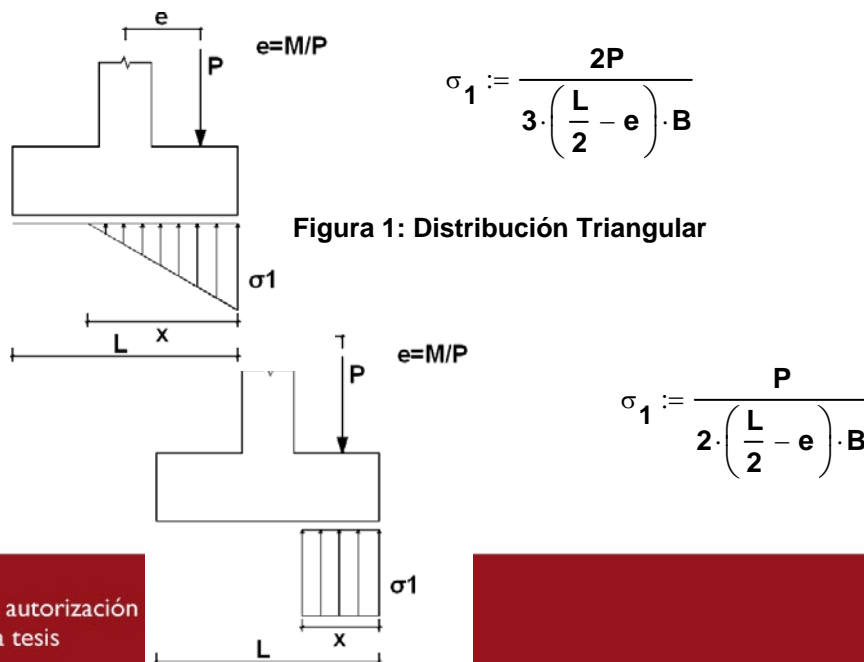
$$A_s = 3.11 \text{ cm}^2$$

El acero obtenido indica que se requerirá $\varnothing 3/8'' @ 0.20$; sin embargo, se colocará $1/2'' @ 0.20$. Como refuerzo mínimo ya que corresponde a la cuantía mínima de losas en voladizo ($P_{min} = 0.0012$). Se opta por tomar este valor ya que la norma E.060 no especifica un valor mínimo para cimentaciones.

12.2.-Diseño de la Zapata Conectada:

Tanto la zapata de la placa PL9, como las de las placas 1 y 12 han sido diseñadas como zapatas conectadas dado que se encuentran ubicadas en los límites de propiedad del terreno, por lo tanto tienen una excentricidad ($e_x=0.34\text{m}$) que genera presiones mayores en el terreno; Para eliminar el efecto de la excentricidad, se conectará la zapata exterior con una zapata interior por medio de vigas de cimentación, las cuales sirven de contrapeso y absorberán los momentos generados por la excentricidad.

Se verificará que las dimensiones asumidas para la zapata satisfaga el análisis de la verificación de esfuerzos en el terreno tanto para cargas de gravedad como para las de sismo. En el caso de presentarse tracciones en el terreno, el cálculo de presiones será el siguiente: Primero se verificarán los esfuerzos por medio de una distribución triangular, como la indicada en la figura 1; si dichos esfuerzos sobrepasan el valor admisible, se optará por utilizar un diagrama rectangular de presiones (figura 2), el cual corresponde a asumir una plastificación del suelo.



Dado que se obtienen tracciones en el terreno se optará por redistribuir las presiones, se utilizará la distribución rectangular, ya que con la distribución triangular se excede el esfuerzo admisible.

Usando Distribución Rectangular:

$$\sigma = \frac{90.24}{2(0.90 - 0.34)*8.00} \quad 56.40 > 40\text{Ton/m}^2 \quad \text{Se necesita Viga de cimentación.}$$

- **2da Verificación con Momentos de Sismo en X y en Y**

Con sismo en X:

$$\sigma (+) = \frac{108.99}{0.90*8.00} + \frac{6*(25.89)}{0.90*8.00^2} + \frac{6*(32.36)}{0.90^2*8.00} = 47.80 \text{ ton/m}^2 < 1.30*40=52 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma (-) = \frac{108.99}{0.90*8.00} - \frac{6*(25.89)}{0.90*8.00^2} - \frac{6*(32.86)}{0.90^2*8.00} = < 0 \text{ (no es posible)}$$

Usando Distribución Rectangular:

$$\sigma = \frac{2*108.99}{3(0.90 - 0.34)*8.00} \quad 82.87 > 52\text{Ton/m}^2 \quad \text{Se necesita Viga de cimentación.}$$

Con Sismo en Y:

$$\sigma (+) = \frac{98.34}{0.90*8.00} + \frac{6*(208.35)}{0.90*8.00^2} + \frac{6*(33.44)}{0.90^2*8.00} = 66.32 \text{ ton/m} > 52\text{Ton/m}^2$$

$$\sigma (-) = \frac{98.34}{0.90*8.00} - \frac{6*(208.35)}{0.90*8.00^2} - \frac{6*(33.44)}{0.90^2*8.00} < 0 \text{ (no es posible)}$$

Distribución Triangular: $e = M/Pe = 208.35/98.34 = 2.12\text{m}$

$$\sigma = \frac{2*98.34}{3*(8.00 - 2.12)*0.90} \quad 38.75 < 52\text{Ton/m}^2$$

Por lo tanto las dimensiones de la zapata satisfacen los requerimientos para que el esfuerzo en el terreno sea menor que el admisible.

Ahora se mostrará el diseño de la viga de cimentación que se ubica a lo largo del eje G, y que conecta un extremo de la placa PL-9 con la columna C5. Se realizó un análisis sobre la viga, considerando a la carga muerta, viva y de sismo; que actúan sobre la columna C5 y sobre el cabezal correspondiente de la placa PL9; con ello se obtuvo la presión más desfavorable.



Cargas en Cabezal de placa PL9

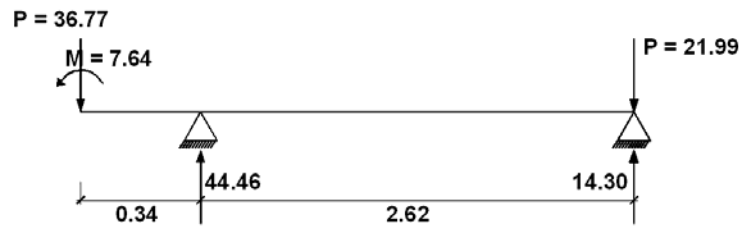
| Carga | Pu (ton) | My (tonxm) |
|-------|----------|------------|
| Cm | 30.86 | 1.78 |
| Cv | 3.51 | 0.21 |
| Csx | 2.40 | 5.65 |

Cargas de Columna C5

| Carga | Pu (ton) |
|-------|----------|
| Cm | 16.94 |
| Cv | 3.05 |
| Csx | 1.99 |

- **Verificación con momentos de sismo en la dirección longitudinal y en sentido antihorario:**

en



$$\sigma_1 = \frac{1.05 \cdot 44.46}{0.90 \cdot 2.80} = 18.53 \text{ ton/m}$$

$$\sigma_2 = \frac{1.05 \cdot 14.30}{1.15 \cdot 0.80} = 16.32 \text{ ton/m}$$

- **Verificación con momentos de sismo en la dirección longitudinal y en sentido horario:**

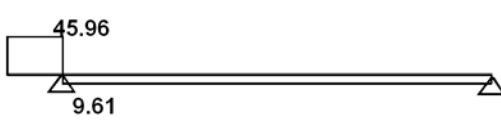


$$\sigma_1 = \frac{1.05 \cdot 34.72}{0.90 \cdot 2.80} = 14.47 \text{ ton/m}$$

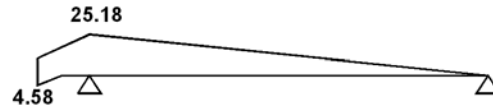
$$\sigma_2 = \frac{1.05 \cdot 15.24}{1.15 \cdot 0.80} = 17.40 \text{ ton/m}$$

12.2.2.-Diseño de la Viga de Cimentación (30x70):

Se muestra la envolvente que comprende a los dos casos. Se amplifica por el valor de 1.25. Ya que predominan los efectos de sismo.



Envolvente de Fuerza Cortante (ton)



Envolvente de Momento Flector (tonxm)

Diseño por Flexión y Cortante:

$M_u = 25.18 \text{ ton-m}$ $\rho = 0.66\%$ $A_s = 12.27 \text{ cm}^2$ diseño = $2\phi 3/4'' + 2\phi 3/4''$

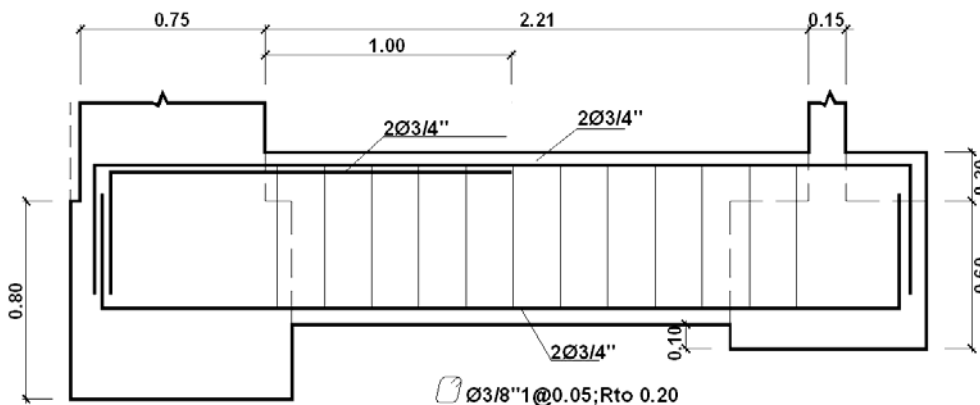
$M_u = 4.58 \text{ ton-m}$ $\rho = 0.15\%$ $A_s = 2.79 \text{ cm}^2$ diseño = $2\phi 3/4''$

Del D.F.C. se obtuvo: $V_u = 9.61 \text{ ton}$

Cortante resistido por el concreto: $\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 30 \times 62 = 12.14 \text{ ton} > V_u$

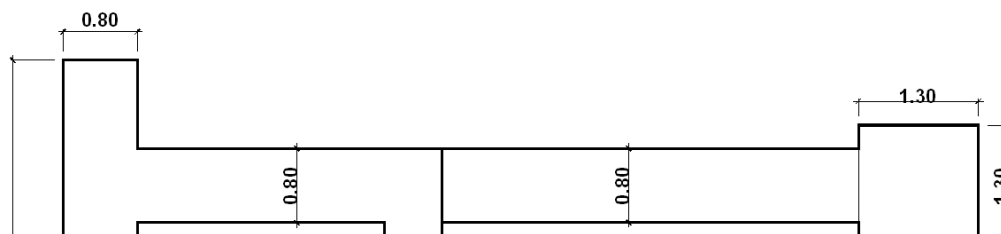
Por lo tanto solo será necesario colocar la cantidad mínima de estribos: $3/8'' @ .25$

Diseño final de la Viga de Cimentación:



12.3.-Diseño de Zapata Combinada:

Se diseñará la zapata combinada que soporta las placas que bordean a la escalera principal y a las placas PL6 y PL7. Primero se realizó el diseño de las zapatas por separado como en el caso de zapatas aisladas, luego se procedió a juntarlas y finalmente hacer el diseño de la zapata combinada.





En el diseño de zapatas combinadas, se debe verificar que la presión aplicada sea menor que la admisible.

| Cargas | | Placas | | | | |
|--------|------|--------|-------|--------|--------|--------|
| | | PL4 | PL5 | PL6 | PL7 | PL8 |
| Cm | Pm | 38.50 | 27.70 | 66.50 | 77.30 | 69.00 |
| | Mmx | 0.60 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.65 |
| | Mvy | 1.75 | 2.00 | 16.45 | 19.50 | 13.80 |
| Cv | Pv | 6.00 | 5.00 | 15.50 | 16.00 | 14.00 |
| | Mvx | 0.10 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| | Mvy | 0.20 | 0.35 | 3.35 | 3.85 | 2.65 |
| Sx | Psx | 44.70 | 2.70 | 47.80 | 26.50 | 14.75 |
| | Msxx | 10.80 | 3.60 | 0.00 | 0.00 | 11.90 |
| | Msxy | 3.90 | 22.80 | 199.45 | 168.60 | 130.85 |
| Sy | Psy | 27.30 | 6.70 | 25.60 | 5.85 | 17.10 |
| | Msyx | 4.64 | 4.36 | 0.00 | 0.00 | 5.42 |
| | Msyy | 49.78 | 4.90 | 93.77 | 39.74 | 16.40 |

| Sismo en XX | |
|-------------|--------|
| P | 471.95 |
| Mx | 28.65 |
| My | 589.50 |

| Sismo en YY | |
|-------------|--------|
| P | 418.04 |
| Mx | 16.77 |
| My | 268.48 |

Del análisis realizado, se puede apreciar que el diseño se rige prácticamente por las cargas sísmicas. Por ser el área de la zapata de forma irregular la presión máxima que ejerce el suelo sobre la zapata se calculará utilizando la siguiente fórmula:

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{M_x \cdot V_x}{I_{xx}} \pm \frac{M_y \cdot V_y}{I_{yy}}$$

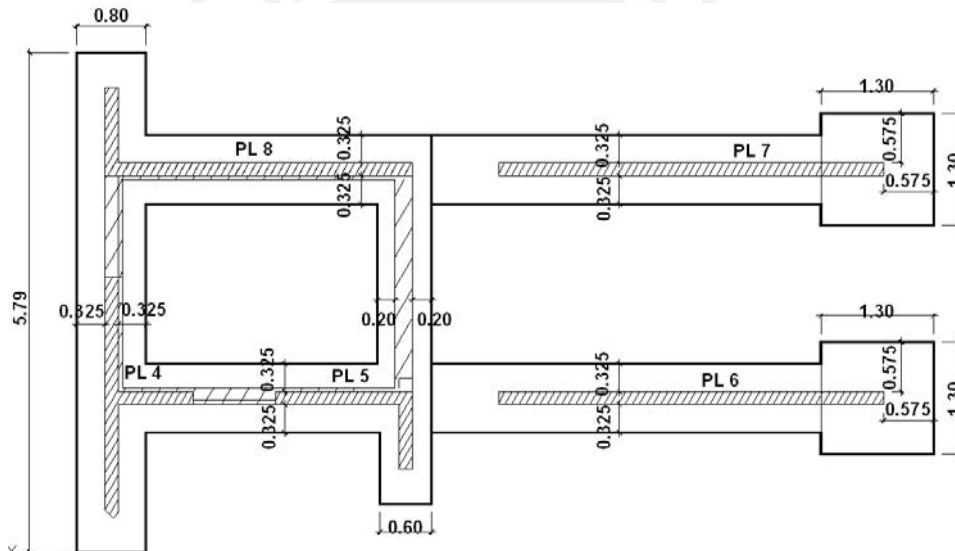
Se calculará la presión con el momento de sismo en la dirección X, por ser la más crítica.

$$\sigma_1 = \frac{1.10 \cdot (471.95)}{22.15} + \frac{28.65 \cdot (3.00)}{44.6} + \frac{589.50 \cdot (5.47)}{219.4} = 40.0 \text{ ton/m} = 40 \text{ ok!}$$

$$\sigma_2 = \frac{1.10 \cdot (471.95)}{22.15} - \frac{28.65 \cdot (3.00)}{44.6} - \frac{589.50 \cdot (5.47)}{219.4} = 6.94 \text{ ton/m} < 40 \text{ ok!}$$

Multiplicando este valor por 1.25 se obtiene 50.0 ton/m que es la presión máxima amplificada del suelo. Con este valor se diseñará por cortante y por flexión la zapata.

El diseño es semejante al de una losa que soporta una carga uniformemente repartida en toda su área igual a la presión del terreno. Se considera que la zapata se apoya en las placas y en las paredes laterales de la cisterna. La zapata se verá de la siguiente forma:



12.3.1.-Diseño por Cortante:

El cortante se evalúa a "d" de la cara en el volado de 0.58m por ser la zona donde se obtiene la mayor fuerza cortante. Entonces considerando un peralte h=0.60 m y un recubrimiento de 8cm. Se tiene d = 0.52m

$$V_u = 50 \cdot (0.58 - 0.52) = 3 \text{ Ton.}$$

$$\phi V_c = 0.85 (0.53 \cdot 130 \cdot 60 \cdot \sqrt{210}) / 1000 = 50.93 \text{ ton} \quad \phi V_c \geq V_u \Rightarrow \text{OK}$$

12.3.2.-Diseño por Punzonamiento:

En la placa PL7:

$$A_t = 5.29 \text{ m}^2 \quad A_o = 4.18 \text{ m}^2$$

$$V_u = 50 \cdot (5.29 - 4.18) = 55.50 \text{ ton}$$

$$\beta_c = 4.45 / 0.15 = 29.67; (0.53 + 1.1 / \beta_c) = 0.57 ; b_o = 13.36 \text{ m}$$

$$\phi V_c = 0.85 (0.57 * 1336 * 52 * \sqrt{210}) / 1000 = 487.8 \text{ ton} \quad \phi V_c \geq V_u \Rightarrow \text{OK}$$

12.3.3.-Diseño por Flexión: $b d = 5200, b d^2 = 270,400$

En el volado: $x = 0.58 \text{ m}$

$$M_u = 50 * (0.58^2) / 2 = 8.41 \text{ ton-m} \quad K_u = 3.11 ; \quad \rho = 0.09\%$$

$$\Rightarrow A_s = 4.68 \text{ cm}^2 \equiv \phi 1/2" @ .25$$

En el volado: $x = 0.325 \text{ m}$

$$M_u = 50 * (0.325^2) / 2 = 2.64 \text{ ton-m} \quad K_u = 0.98 ; \quad \rho = 0.03\%$$

$$\Rightarrow A_s = 1.56 \text{ cm}^2 \equiv \phi 3/8" @ 0.25$$

En el caso del volado de 0.58m, el diseño determina que el refuerzo será $\phi 1/2" @ 0.25$. Para el caso del volado de 0.325m se obtiene una cantidad de acero menor, sin embargo se colocará $\phi 1/2" @ 0.25$ como refuerzo mínimo, ya que la norma no indica una cuantía mínima de acero para zapatas.

12.3.4.- Diseño de Viga de Conexión:

Se colocará una viga de conexión entre las placas para ayudar a la zapata a soportar la flexión producida por la reacción del terreno. Su sección será de 0.30x0.70mxm.

Diseño por Flexión:

$$M_u = 50 * 1.00^2 / 12 = 4.17 \text{ Ton*m} \quad K_u = 3.62 \quad \rho = 0.1\% \quad A_s = 1.86 \text{ cm}^2$$

Se observa que no requiere de mucho refuerzo sin embargo se colocará el refuerzo mínimo para vigas $A_{smin} = 0.0024 * 30 * 62 = 4.50 \text{ cm}^2$ $A_s \text{ colocado} = 2\phi 3/4"$

Diseño por Corte:

$$V_u = 50 * 1.00 / 2 = 25 \text{ Ton (a la cara)} \quad V_u \text{ ("d" de la cara)} = 6 \text{ Ton}$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{210} * 30 * 62 = 14.28 \text{ Ton}$$

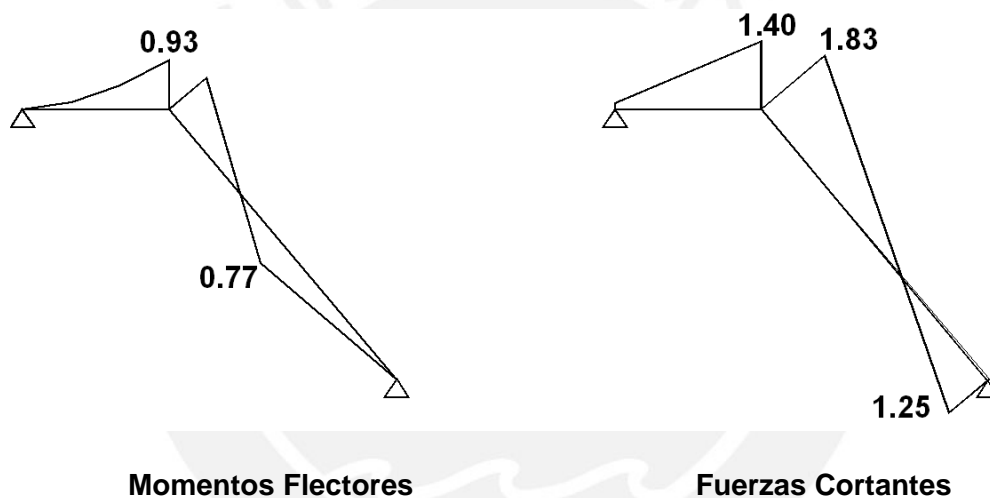
$$V_s = 6 / 0.85 - 14.28 < 0 \text{ No requiere refuerzo por corte}$$

Sin embargo se colocará un refuerzo mínimo: $\phi 3/8" @ 0.25$

Capítulo 13 - Diseño de Escaleras

Las escaleras pueden idealizarse como losas inclinadas que conectan los diferentes niveles de una edificación. Estos elementos no forman parte de la estructura del edificio por lo tanto no aportan rigidez lateral y solo serán diseñados para soportar las cargas de gravedad. Como ejemplo para este capítulo se realizará el diseño de la losa del primer tramo de la escalera principal considerando las cargas presentadas en el capítulo de Metrados de Cargas

13.1.-Diagrama de Envolventes de Cortante y Momento Flector:



13.2.-Diseño por Flexión:

Las escaleras fueron idealizadas como losas macizas armadas en una dirección. Por lo tanto, el diseño por flexión determinará el refuerzo longitudinal, mientras que el refuerzo perpendicular se hallará con la cuantía mínima que debe tener la losa ($\rho_{\min} = 0.0018$). Para el diseño se considera una base igual a 120 cm, y un peralte efectivo de 12 cm.

$$M^-_u = 0.93 \text{ Ton}\cdot\text{m} \quad K_u = 5.28 \quad \rho = 0.15\% \quad A_s = 2.13 \text{ cm}^2$$

$$M^+_u = 0.77 \text{ Ton}\cdot\text{m} \quad K_u = 4.45 \quad \rho = 0.12\% \quad A_s = 1.70 \text{ cm}^2$$

En ambos caso la cuantía obtenida es menor al mínimo, por tanto el refuerzo colocado será de $\phi 3/8" @ 0.25\text{m}$.

Transversalmente, se colocará el mínimo refuerzo por temperatura, es decir, ϕ 3/8" @ 0.25 m en la cara inferior de la losa.

13.3.-Diseño por Cortante:

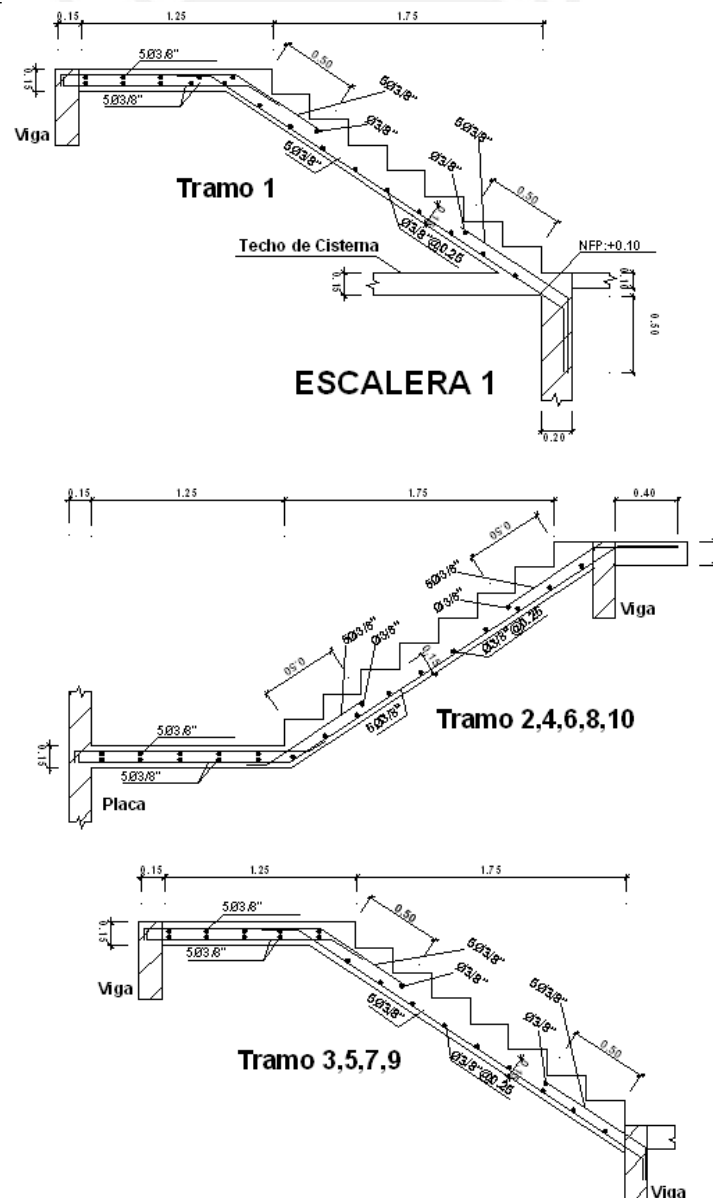
La fuerza cortante última (V_u) tendrá que ser menor o igual que la fuerza cortante provista por el concreto, pues el acero de refuerzo no se considera resistente a la fuerza cortante. Entonces:

$$V_u = 1.83 \text{ ton}$$

$$\Rightarrow \phi V_c = 0.85 (0.53 \times 120 \times 12 \times \sqrt{210}) = 9.40 \text{ ton}$$

$$V_u \leq \phi V_c \quad \text{ok}$$

13.4.-Diseño Final del 1er tramo de la Escalera Principal:

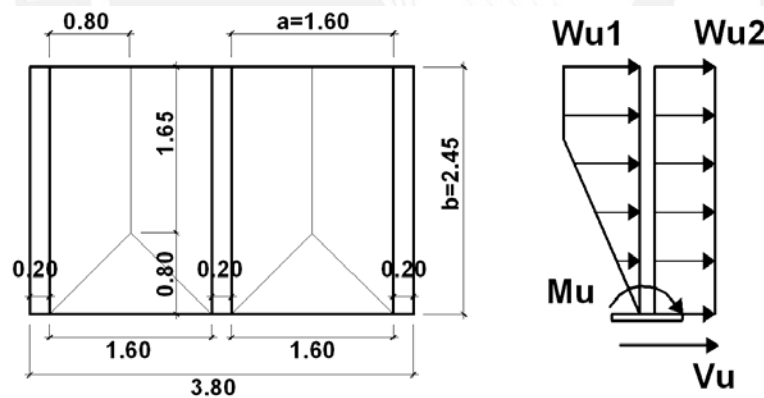


Capítulo 14 - Diseño de Otros Elementos

14.1.- Diseño de tabiquería interna:

La separación de los distintos ambientes se hará por medio de tabiques de albañilería, los cuales se construirán luego de haberse realizado el llenado de los techos. En la azotea se han colocado parapetos de albañilería, los cuales serán anclados a los techos mediante columnetas de concreto armado. Los parapetos de los alfeizares de las ventanas también serán de albañilería, y estos serán aislados de la estructura principal por medio de juntas de separación entre las columnas y los parapetos, esto con el fin de evitar el problema de columna corta.

Se presenta el procedimiento de diseño para las columnetas de amarre del tabique entre la sala y el comedor, de los pisos 2 y 4 ubicado en el eje 4, y entre los ejes F y H. Dadas las características geométricas del muro se tendrá que colocar 3 columnetas, la columneta central será la que reciba mayor carga por lo tanto será la única que se revisará



Las características de la tabiquería interna son las siguientes:

Peso propio de la albañilería tarrajeadada = $\rho_1 = 0.274 \text{ Ton/m}^2$.

Peso propio del concreto tarrajeadado = $\rho_2 = 0.352 \text{ Ton/m}^2$.

Carga sísmica de servicio (Norma E-070): $= 0.80 * Z * U * C1 * \rho$
 $= 0.80 * 0.40 * 1.0 * 0.90 * \rho = 0.288 \rho$

De acuerdo a la norma E-070: $Z = 0.40$; $U = 1.00$; $C1 = 0.90$ (elementos dentro de la edificación)

Revisión de la albañilería: (Norma E-070)

$W = 0.288 \rho = 0.288 * 0.274 = 0.079 \text{ Ton/m}^2 = 0.0079 \text{ Kg/cm}^2$

Momento sísmico = $M_s = m * w * a^2$

$a = 160 \text{ cm} = \text{Longitud del borde libre}$

$b = 245 \text{ cm} =$ Longitud del borde arriostrado.
 $b/a = 1.53 \longrightarrow m = 0.128$ (coeficiente de momento, tabla 12 de la norma E-070)
 $M_s = 0.128 * 0.0079 * 160^2 = 25.89 \text{ Kg-cm/cm}$.
 Esfuerzo de tracción actuante $= f_m = 6M_s/t^2 = 6 * 25.89 / 13^2 = 0.92 \text{ Kg/cm}^2 < f'_t = 1.5 \text{ Kg/cm}^2 \longrightarrow \text{ok}$

Diseño de Arriostres: (Norma E-060)

$W_{u1} = 1.25 * (0.0079 * 80 * 2) = 1.58 \text{ Kg/cm} =$ Carga última proveniente de la albañilería.
 $W_{u2} = 1.25 * (0.288 * 0.0352 * 20) = 0.25 \text{ Kg/cm} =$ Carga última proveniente de la columneta.
 $M_u = 1.58 * 200 * (165/2 + 80) + 1/2 * 1.58 * 80 * 2/3 * 80 + 0.25 * 245 * 122.5 = 6225 \text{ Kg-cm}$
 $V_u = 1.58 * 165 + 1/2 * 1.58 * 80 + 0.25 * 245 = 385.15 \text{ Kg} < \phi V_c = 1357 \text{ Kg} \longrightarrow$ No necesita estribos.

Por lo tanto se empleará columnetas con $4\phi 3/8$ " como refuerzo longitudinal y estribos $6\text{mm} @ 0.25$.

14.2.-Diseño de la Cisterna:

Este diseño corresponde a los muros de la cisterna, pues tanto la losa del piso y techo ya fueron diseñadas.

Se diseñará la pared del eje D, cuyas dimensiones son $0.20 \times 3.55 \times 1.90 \text{ m}$. Para las paredes de la cisterna se ha elegido como mínimo un espesor de 20 cm, con el propósito de colocar refuerzo en ambas caras y tener un adecuado recubrimiento por ser una estructura en contacto con el agua.

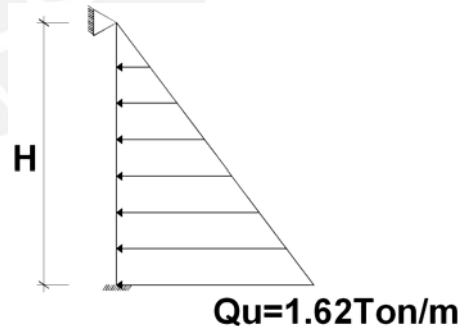
La condición más desfavorable se da cuando la cisterna está vacía, a continuación se muestran las fuerzas actuantes:

Donde:

w: Peso específico del suelo. ($w = 1.90 \text{ Ton/m}^3$)

Ca: Empuje pasivo del terreno. ($Ca = 0.30$)

H: Altura del relleno que ejerce el empuje activo.



Para el análisis del muro se usó el programa SAFE para poder obtener los diagramas de momentos con cargas triangulares. El cálculo de los momentos se amplificará un 30% por estar en contacto con el agua. Del análisis correspondiente a las condiciones de bordes mostrados y carga triangular, se obtiene:

En el empotramiento: $M_{ux} = 1.3 * 0.40 = 0.52 \text{ ton-m}$

En la zona central: Paralelo a "x": $M_u = 1.3 * 0.20 = 0.26 \text{ ton-m}$

En la zona central: Paralelo a "y": $M_u = 1.3 * 0.07 = 0.09 \text{ ton-m}$

Diseño por Flexión

El acero mínimo a usar en el refuerzo horizontal será $p_{\min} = 0.0028$, puesto que los elementos a diseñar son contenedores de agua, y lo que se busca es tratar de controlar la figuración, y así evitar la corrosión.

$$M_{ux}^- = 0.52 \text{ Ton}\cdot\text{m} \quad K_u = 0.53 \quad \rho = 0.01\% < \min$$

$$M_{ux}^+ = 0.26 \text{ Ton}\cdot\text{m} \quad K_u = 0.26 \quad \rho = 0.01\% < \min$$

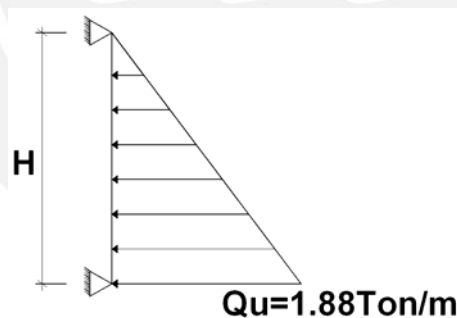
$$M_{uy}^+ = 0.09 \text{ Ton}\cdot\text{m} \quad K_u = 0.16 \quad \rho = 0.001\% < \min$$

Se colocará el refuerzo mínimo de losas ($p_{\min} = 0.0028$) que es $\phi 3/8" @ 0.25$ en las dos caras y para las dos direcciones.

14.3.-Diseño del Tanque Elevado:

Se diseñarán las paredes considerando la presión hidrostática del agua, el comportamiento de las paredes del tanque es similar al de losas en dos direcciones con carga triangular.

Se diseñará la pared del eje D, cuyas dimensiones son $0.20 \times 3.55 \times 1.25$ m. Las paredes del tanque serán de 20 cm, y se colocará doble capa de refuerzo con el fin de poder controlar la fisuración.



Para el análisis del muro se usó el programa SAFE para poder obtener los diagramas de momentos flectores considerando cargas triangulares. Del análisis se obtiene:

$$\text{En la zona central: Paralelo a "x": } \mu_x = 1.3 \cdot 0.045 = 0.06 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

$$\text{En la zona central: Paralelo a "y": } \mu_y = 1.3 \cdot 0.23 = 0.30 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

Diseño por Flexión

$$M_{ux}^+ = 0.06 \text{ Ton}\cdot\text{m} \quad K_u = 0.98 \quad \rho = 0.03\% < \min$$

$$M_{uy}^+ = 0.30 \text{ Ton}\cdot\text{m} \quad K_u = 1.83 \quad \rho = 0.05\% < \min$$



Se colocará el refuerzo mínimo que es $\phi 3/8"@.25$ para las dos direcciones.



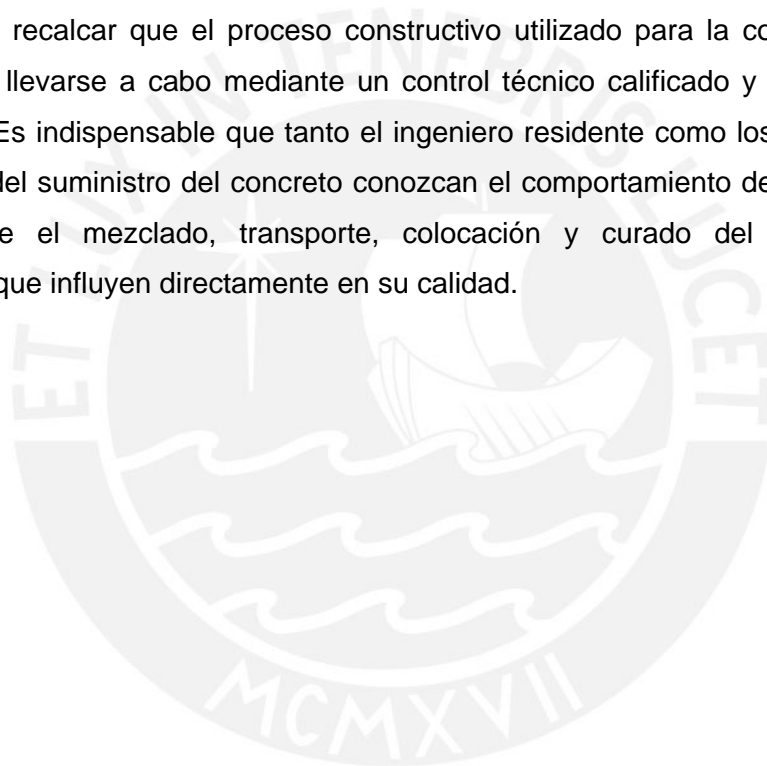
CONCLUSIONES

- Para la estructuración del edificio se trató de seguir las recomendaciones indicadas en el capítulo 2, las cuales tienen como objetivo obtener una óptima estructura sismorresistente. Por ello, la estructura del edificio está conformada básicamente por muros estructurales o placas y columnas en las dos direcciones; estos elementos están conectados entre sí por medio de vigas peraltadas, las cuales permiten arriostrar a dichos elementos.
- El predimensionamiento de las placas consideró los efectos sismorresistentes de manera que la fuerza cortante producida por el sismo sea absorbida por ellas. Se observó que en la dirección X del edificio hay una gran cantidad de placas lo que permitió tener una mayor rigidez lateral y así restringir los desplazamientos laterales en esta dirección y de esta manera hacerla más segura. Por otro lado, en la dirección Y, hay una menor cantidad de muros, por ende una menor rigidez lateral y con ello desplazamientos laterales mayores, por eso se optó por aumentar las dimensiones de las columnas que en la dirección Y puedan proveer de una mayor rigidez lateral. Con esta medida también se logró disminuir el problema de torsión, producido por el desfase del centro de rigidez respecto al centro de gravedad de las losas.
- Del análisis sísmico podemos concluir que la estructura posee un periodo de vibración de 0.31s., encontrándose dentro de la plataforma del espectro de pseudo aceleraciones, lugar en el cual la estructura recibe mayor fuerza sísmica. De los dos métodos utilizados para obtener la fuerza cortante basal del edificio, se utilizó la proveniente del análisis dinámico, pero se escalieron sus valores respecto de los obtenidos por el análisis estático, dado que este último es más conservador. En cuanto a los desplazamientos obtenidos, se observa en las dos direcciones son menores a los máximos permitidos por la norma; lo cual permite tener una mayor seguridad ante movimientos sísmicos. La dirección más rígida es la dirección X, por lo tanto más segura, aunque la dirección Y no deja de serlo dado que sus desplazamientos también son menores a los admisibles.
- Se puede apreciar que el diseño por corte para los elementos que soporta cargas sísmicas es exigente. Esto se debe a que la idea principal es otorgar una mayor resistencia al corte en comparación con la resistencia a flexión; el motivo de la



exigencia es evitar una falla frágil en el concreto, por este motivo es preferible calcular la cortante última en base a los momentos nominales del diseño por flexión. Es decir usar el método por capacidad.

- En el caso del diseño de las columnas se puede apreciar que su diseño se encuentra gobernado prácticamente por las cargas verticales, ya que los momentos flectores en ambas direcciones son muy bajos. Esto ocurre porque son las placas las que absorben la mayor cantidad de momentos. También es posible observar que el efecto de esbeltez en las columnas es despreciable, dado que no hay momentos importantes en las columnas.
- Es necesario recalcar que el proceso constructivo utilizado para la construcción del edificio debe llevarse a cabo mediante un control técnico calificado y una adecuada supervisión. Es indispensable que tanto el ingeniero residente como los profesionales encargados del suministro del concreto conozcan el comportamiento del mismo, pues se sabe que el mezclado, transporte, colocación y curado del concreto son operaciones que influyen directamente en su calidad.





BIBLIOGRAFIA

- **Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado.** Libro 2
Antonio Blanco Blasco.
2da Edición. 1ra Reimpresión 1997. Capítulo de Ingeniería Civil
- **Diseño de Estructuras de Concreto Armado.**
Teodoro Harmsen.
J. Paola Mayorca.
Fondo Editorial PUCP. 1997
- **Apuntes del Curso de Concreto Armado 1.**
Gianfranco Ottazzi Pasino
Fondo Editorial PUCP. 6ta Edición 2005-1
- **Análisis de edificios**
Ángel San Bartolomé.
Fondo Editorial PUCP. 1998
- **Reglamento Nacional de Edificaciones.**
Ministerio de Vivienda.
2006

