

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ**  
**FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA**



**PONTIFICIA**  
**UNIVERSIDAD**  
**CATÓLICA**  
**DEL PERÚ**

**DISEÑO DE UN EDIFICIO EDUCATIVO DE CINCO PISOS DE**  
**CONCRETO ARMADO**

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

**PIER ALEJANDRO HUAYLLANI GODIÑO**

ASESOR: Daniel Roberto Quiun Wong

Lima, 2019

## RESUMEN

En el presente proyecto se ha realizado el análisis y diseño estructural de una edificación ubicada en Huancayo. Los cinco pisos que la componen serán destinados a aulas universitarias como parte de la ampliación de una edificación ya existente. Cabe señalar que hay un ascensor ubicado en la edificación existente y se encuentra adyacente al proyecto a diseñar.

El proceso por el que se ha optado para este trabajo consta de seis partes; como primer paso se desarrolló la estructuración en base a la arquitectura, y el predimensionamiento de los diferentes elementos estructurales.

Para la segunda parte se ha considerado el análisis para cargas verticales, por lo que ha sido relevante realizar el metrado de cargas teniendo en consideración las indicaciones de la norma E.020 "Cargas".

En la tercera parte se realizó el análisis sísmico de acuerdo a la norma E.030 "Diseño Sismorresistente". Esto implica que se desarrolló el análisis estático y dinámico. Adicionalmente se desarrolló el análisis dinámico traslacional con el objetivo de anticipar un comportamiento inadecuado de la estructura.

Con los resultados de los análisis previos se realiza el diseño. La cuarta etapa comprende el diseño de losas aligeradas, escaleras, vigas, columnas y placas de acuerdo a la norma E.060 "Concreto Armado". La quinta etapa se enfoca en el diseño de las cimentaciones según las normas E.050 "Suelos y Cimentaciones" y E.060.

TEMA DE TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

Título : "Diseño estructural de edificio educativo de concreto armado"  
Área : Estructuras  
Asesor : Ing. Daniel Quiun Wong  
Alumno : PIER ALEJANDRO HUAYLLANI GODIÑO  
Código : 2011.1153.412  
Tema N° : # 463  
Fecha : Lima, 15 de agosto de 2018



ANTECEDENTES

En los edificios de centros educativos de zonas sísmicas en Perú, es necesario que el sistema estructural cumpla con criterios de regularidad, dado que se les clasifica como edificaciones esenciales.

DESCRIPCIÓN

El alumno realizará el análisis y diseño estructural de un edificio de aulas como parte de un conjunto de bloques de una universidad. El edificio a diseñar será una ampliación y está adyacente a otro bloque existente en el cual se ubican los ascensores. En el edificio a diseñar habrá 5 pisos con dos aulas por piso, y una escalera de circulación vertical. El proyecto está ubicado en el distrito de Huancayo de la provincia de Huancayo de la región Junín. Se usará la Norma de Diseño Sismorresistente E.030 (2016) y las otras normas correspondientes. El suelo de cimentación es del tipo S1 (grava arenosa), cuya resistencia admisible es  $q_a = 2.5 \text{ kg/cm}^2$  a 1.40 m de profundidad debajo del nivel del piso terminado.

PLAN DE TRABAJO

El tema se someterá a cuatro revisiones de la siguiente manera:

1. Estructuración del edificio. Predimensionamiento de los elementos estructurales. Metrado de cargas, análisis y diseño de las losas de los techos y escaleras.
2. Análisis debido a cargas de gravedad. Análisis sísmico del edificio.
3. Diseño de las vigas y columnas. Diseño de los muros de concreto.
4. Diseño de la cimentación. Presentación de la memoria.

NOTA

Extensión máxima: 100 páginas.

i

## ÍNDICE

1.	INTRODUCCIÓN.....	1
1.1	Objetivos del proyecto.....	1
1.2	Descripción de la arquitectura del proyecto .....	1
1.3	Descripción de la estructura del proyecto.....	3
1.4	Especificaciones del proyecto.....	3
2.	ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO.....	5
2.1	Criterios de estructuración .....	5
2.2	Definición de la estructura.....	6
2.3	Predimensionamiento .....	6
3.	ANÁLISIS POR CARGA VERTICAL.....	13
3.1	Procedimiento para el análisis .....	13
3.2	Medido de cargas .....	13
4.	ANÁLISIS POR CARGA SÍSMICA.....	18
4.1	Procedimiento y objetivo del análisis.....	18
4.2	Parámetros sísmicos.....	19
4.3	Espectro de diseño.....	22
4.4	Resultado de los análisis .....	23
4.4.1	Análisis estático .....	23
4.4.2	Análisis dinámico .....	24
4.4.3	Análisis dinámico traslacional .....	28
4.4.4	Comparación de los análisis .....	29
5.	DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	30
5.1	Diseño de losa aligerada.....	30
5.2	Diseño de vigas.....	33
5.3	Diseño de columna.....	46
5.4	Diseño de placa.....	51
5.5	Diseño de escalera.....	56
6.	DISEÑO DE CIMENTACIÓN.....	60
6.1	Diseño de la zapata Z-09.....	61
6.2	Diseño de la zapata ZC-01 .....	66
7.	CONCLUSIONES Y COMENTARIOS .....	73
8.	BIBLIOGRAFÍA.....	75

## ÍNDICE DE FIGURAS

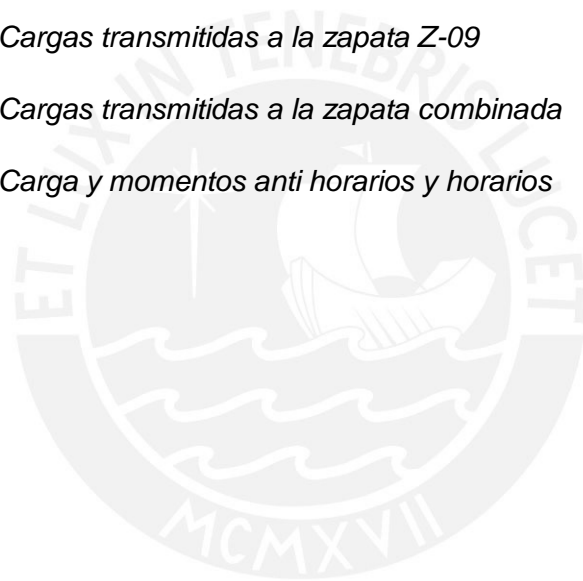
Figura 1	<i>Planta típica de arquitectura</i>
Figura 2	<i>Predimensionamiento de los elementos de la planta típica</i>
Figura 3	<i>Modelo de una vigueta típica, CM y CV</i>
Figura 4	<i>Área tributaria de la columna C-06 (4-B)</i>
Figura 5	<i>Área tributaria de la placa PL-03 (4-C)</i>
Figura 6	<i>Espectro de diseño</i>
Figura 7	<i>Espectro introducido al programa Etabs</i>
Figura 8	<i>Factor de escala para la dirección X-X</i>
Figura 9	<i>Envolvente del diagrama de momento flector <math>M_u</math> (ton.m)</i>
Figura 10	<i>Envolvente del diagrama de fuerzas cortantes <math>V_u</math> (ton)</i>
Figura 11	<i>Refuerzo de la vigueta</i>
Figura 12	<i>Diagrama de Momento Flector <math>M_u</math> Viga VT-08 (ton.m)</i>
Figura 13	<i>Diagrama de Fuerza Cortante <math>V_u</math> Viga VT-08 (ton)</i>
Figuro 14	<i>Diseño de la viga VT-08</i>
Figura 15	<i>Modelo de viga según NTE, para cargas de gravedad</i>
Figura 16	<i>Momentos flectores <math>M_u</math> por cargas de gravedad (ton.m)</i>
Figura 17	<i>Diagrama de fuerzas cortante <math>V_u</math> por cargas de gravedad (ton.m)</i>
Figura 18	<i>Diagrama de momentos flectores para sismo x-x</i>
Figura 19	<i>Diagrama de fuerzas cortantes para sismo x-x</i>
Figura 20	<i>Diseño de la viga VT-02</i>
Figura 21	<i>Columna C-06</i>
Figura 22	<i>Diagrama de interacción de C-04 para la dirección X-X</i>
Figura 23	<i>Diagrama de interacción de C-04 para la dirección Y-Y</i>
Figura 24	<i>Diseño de la columna C-04</i>
Figura 25	<i>Placa PL-03</i>

- Figura 26 *Diagrama de interacción para la dirección X-X*
- Figura 27 *Diagrama de interacción para la dirección Y-Y*
- Figura 28 *Armado de la placa PL-03*
- Figura 29 *Escalera de acceso*
- Figura 30 *Diagrama de momentos flectores en el primer tramo (ton.m)*
- Figura 31 *Diagrama de fuerzas cortantes en el primer tramo (ton.m)*
- Figura 32 *Diagrama de momentos en el descanso (ton.m)*
- Figura 33 *Refuerzo de escalera 1er tramo*
- Figura 34 *Esquema de excentricidad*
- Figura 35 *Sección de análisis por punzonamiento*
- Figura 36 *Sección de análisis por cortante*
- Figura 37 *Sección para momento flector*
- Figura 38 *Armado de la zapata Z-09*
- Figura 39 *Sección análisis por punzonamiento*
- Figura 40 *Sección de análisis por cortante*
- Figura 41 *Diagrama de fuerza cortante ZC-01*
- Figura 42 *Diagrama de momento flector ZC-01*
- Figura 43 *Armado de la zapata combinada ZC-01*

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1	<i>Parámetros sísmicos para estructuración</i>
Tabla 2	<i>Esfuerzo cortante en placas</i>
Tabla 3	<i>Metrado del aligerado (h=25 cm)</i>
Tabla 4	<i>Metrado de cargas de la viga VT-08</i>
Tabla 5	<i>Metrado de cargas de la viga VT-02</i>
Tabla 6	<i>Metrado de cargas de la columna C-06 en piso típico</i>
Tabla 7	<i>Metrado de cargas de la columna C-06 en el techo</i>
Tabla 8	<i>Metrado de cargas totales de la columna C-06</i>
Tabla 9	<i>Metrado de cargas de la placa PL-03 en piso típico</i>
Tabla 10	<i>Metrado de cargas totales de la columna PL-03</i>
Tabla 11	Coordenadas del Centro de Masa de cada piso
Tabla 12	Coordenadas del Centro de Rigidez y distancia al Centro de Masa
Tabla 13	<i>Parámetros sísmicos</i>
Tabla 14	<i>Peso total de la estructura</i>
Tabla 15	<i>Cortantes basales mediante análisis estático</i>
Tabla 16	<i>Distribución de la fuerza cortante</i>
Tabla 17	<i>Derivas máximas elásticas e inelásticas en ambas direcciones</i>
Tabla 18	<i>Factor torsional o relación entre desplazamientos relativos</i>
Tabla 19	<i>Fuerzas cortante en las direcciones principales de análisis</i>
Tabla 20	<i>Modos de vibración según el análisis realizado</i>
Tabla 21	<i>Factores de amplificación en función de la cortante basal</i>
Tabla 22	<i>Acero mínimo y balanceado para momentos negativos y positivos</i>
Tabla 23	<i>Diseño de la losa por flexión</i>
Tabla 24	<i>Carga en servicio sobre la viga VT-08</i>
Tabla 25	<i>Diseño por flexión para la viga VT-08</i>

Tabla 26	<i>Combinaciones de carga (Mu) para la viga VT-02</i>
Tabla 27	<i>Diseño por flexión para la viga VT-02</i>
Tabla 28	<i>Combinaciones de carga (Vu) para la viga VT-02</i>
Tabla 29	<i>Distribución de estribos para la viga VT-02</i>
Tabla 30	<i>Fuerzas internas en la columna C-06</i>
Tabla 31	<i>Combinaciones de carga para el extremo inferior</i>
Tabla 32	<i>Fuerzas en la placa PL-03</i>
Tabla 33	<i>Combinaciones de carga para la placa PL-03</i>
Tabla 34	<i>Refuerzo colocado en el tramo 1</i>
Tabla 35	<i>Cargas transmitidas a la zapata Z-09</i>
Tabla 36	<i>Cargas transmitidas a la zapata combinada</i>
Tabla 37	<i>Carga y momentos anti horarios y horarios</i>





## **1. INTRODUCCIÓN**

### **1.1 Objetivos del proyecto**

El objetivo de este trabajo consiste en el análisis y diseño estructural de concreto armado de una edificación de cinco pisos de aulas, destinadas a la ampliación de un centro educativo.

### **1.2 Descripción de la arquitectura del proyecto**

El edificio a desarrollar es de 5 pisos con dos aulas por piso, cada una de ellas rectangulares con un área de 110 m<sup>2</sup>, y un área de piso típico de 300 m<sup>2</sup> aproximadamente. La altura de esta edificación es de 17.50 m con una altura de entrepiso de 3.50 m.

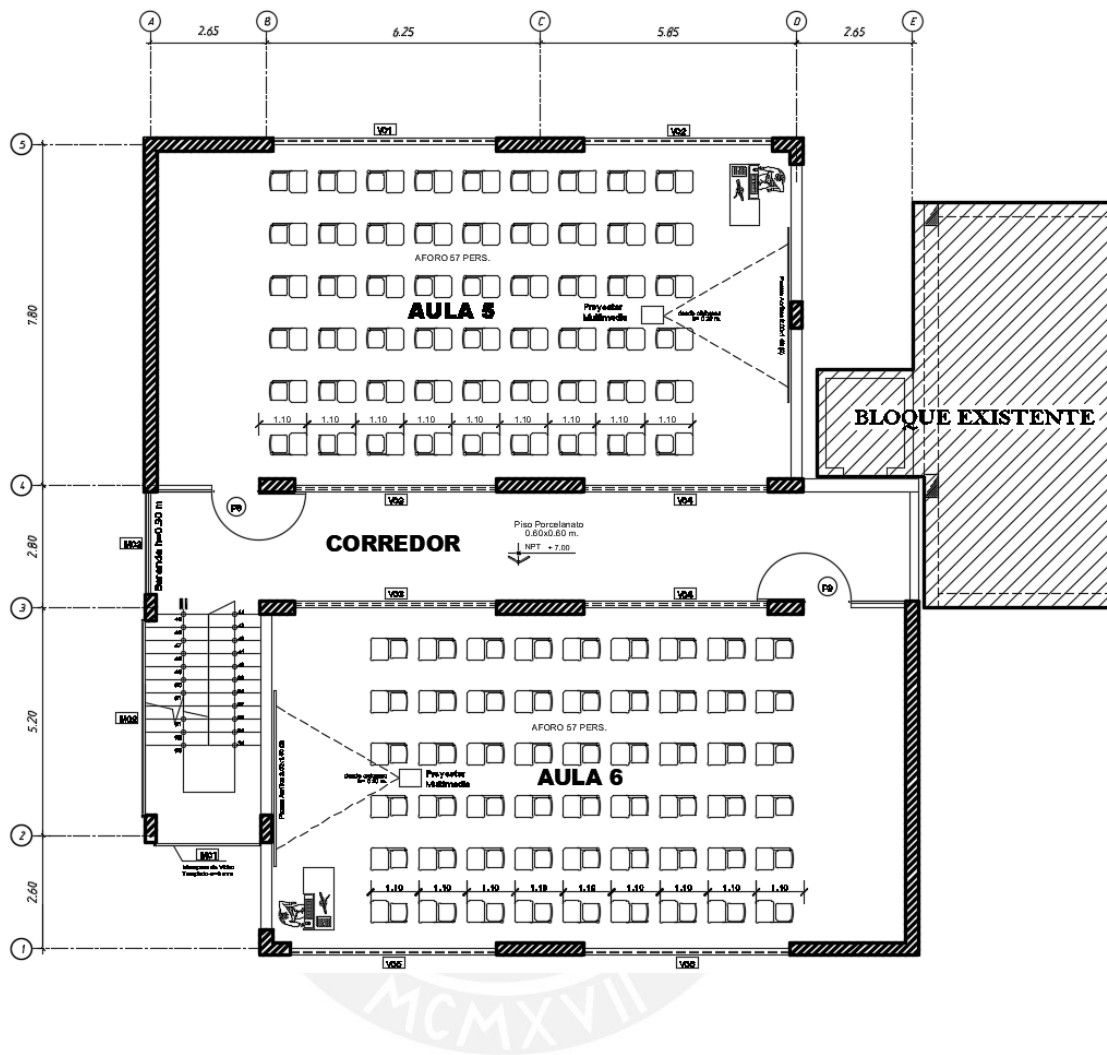
Se tendrá dos aulas por piso con un aforo de 57 personas cada una. Estas se ubicarán una frente a la otra y estarán conectadas por un corredor entre los ejes 3 y 4, el cuál une las escaleras de ingreso al edificio con las aulas y el complejo educativo existente.

Las escaleras se encuentran en una esquina de la edificación, con el fin de otorgar a la circulación vertical de iluminación natural; por lo tanto, las escaleras estarán cubiertas por vidrio templado y ventanas batientes.

Este proyecto no cuenta con baños, ya que los servicios higiénicos se encuentran en la edificación existente. Lo mismo sucede con el ascensor.

Por otro lado, ya que este proyecto una vez construido formará parte del complejo educativo de una universidad dentro de un campus, no se tiene en consideración espacio para estacionamientos, puesto que ellos se encuentran distribuidos alrededor del campus.

En la figura 1 se presenta la planta típica de arquitectura.



**Figura 1** Planta típica de arquitectura

### **1.3 Descripción de la estructura del proyecto**

El proyecto se ubicará en el distrito de Huancayo, provincia del mismo nombre de la región Junín. El terreno sobre el que se edificará el proyecto está conformado por suelo con capacidad portante de 2.50 kg/cm<sup>2</sup> por acuerdo con el asesor. Se usarán columnas rectangulares y en L, estas últimas con la finalidad de reducir la luz libre de las vigas y, por consecuencia, reducir el peralte. Asimismo, se utilizarán placas para aumentar la rigidez lateral y de esa forma controlar los desplazamientos máximos ante fuerzas sísmicas. Cabe señalar que los elementos estructurales mencionados se han distribuido de tal manera que el centro de rigidez y el centro de masa no disten demasiado a fin de evitar que la rotación y los desplazamientos afecten la estructura y no excedan lo máximo permitido.

Por otro lado, al solo tener como edificación adyacente a la estructura existente, y de acuerdo al terreno sobre el que se llevará a cabo el proyecto, se utilizará una cimentación de zapatas aisladas y combinadas. Finalmente, a fin de reducir la carga vertical que se transmitirá a la base se emplearán losas aligeradas, a excepción de la losa que recibe a la escalera en cada piso.

### **1.4 Especificaciones del proyecto**

#### **a) Reglamentos**

Para realizar este trabajo se utilizarán los requerimientos que se exigen en las normas del Reglamento Nacional de Edificaciones. Se usarán los siguientes:

E.020 CARGAS

E.030 DISEÑO SISMORRESISTENTE

E.050 SUELOS Y CIMENTACIONES

E.060 CONCRETO ARMADO

#### **b) Cargas de diseño**

Son las fuerzas y/o solicitaciones generadas por peso propio de los materiales, ocupantes, muebles, equipos y efectos naturales. Para ello se clasificarán las cargas de la siguiente manera:

Carga Muerta (CM), se considera al peso propio de un elemento estructural y demás elementos cuya posición dentro de la estructura no cambie en el tiempo. Dentro de esta carga se consideran los pesos de tabiquerías, revestimientos, acabados, etc.

Carga Viva (CV), es toda carga que pueda cambiar su ubicación en el tiempo. Tal es el caso de las personas en una estructura, así como muebles y equipos dependiendo del uso que tenga cada ambiente de una edificación: laboratorios, aulas, depósitos, etc.

Carga de Sismo (CS), involucra un fenómeno natural, el cual genera fuerzas en la estructura debido a la sollicitación sísmica impuesta por dicho sismo.

### c) **Materiales**

La estructura será de concreto armado, concreto y acero de refuerzo. Esta combinación de concreto y acero nos brinda la ventaja de la resistencia a la compresión que posee el concreto, mientras que el acero compensa la deficiencia del concreto para resistir fuerzas de tracción.

El valor de resistencia a compresión ( $f'_c$ ) será de  $210 \text{ kg/cm}^2$  para el diseño de la estructura y las barras de acero corrugado tendrán un esfuerzo de fluencia ( $f_y$ ) de  $4200 \text{ kg/cm}^2$ .

El Módulo de Elasticidad (E) se determinara de acuerdo a lo indicado en la norma E.060 Concreto Armado  $E = 15000 \times \sqrt{f'_c} \text{ Kg/cm}^2$ . El Módulo de Poisson ( $\nu$ ) a usar será asumido con un valor de  $\nu = 0.15$ .

## **2. ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO**

### **2.1 Criterios de estructuración**

Para un correcto diseño con el que se garantice la seguridad y la satisfacción de los usuarios. Se debe tener en consideración la implementación de los siguientes criterios a la estructura. Blanco Blasco (1994) precisa lo siguiente:

**a) Simplicidad y simetría**

El poder predecir y tener una idea del comportamiento de una estructura depende de cuan simétrica y simple esta sea. Por lo que es importante contrastar este criterio con la arquitectura que se nos presente.

**b) Resistencia**

La resistencia es esencial en toda estructura, debido a que influye en el correcto desempeño de una estructura ante cargas verticales como sísmicas.

**c) Continuidad**

La continuidad de una estructura tanto en planta como en elevación nos garantiza un comportamiento óptimo de esta, pues nos otorga la certeza de una distribución correcta de cargas a través de los elementos.

**d) Rigidez Lateral**

La estructura ante sollicitaciones sísmicas percibe fuerzas laterales, las que generan desplazamientos y deformaciones que dañan la estructura. La rigidez lateral evita que estos desplazamientos y deformaciones afecten en gran medida a la estructura.

**e) Diafragma rígido**

Las losas deben ser lo suficientemente rígidas a fin de transmitir las fuerzas inducidas por el sismo hacia los muros de concreto y pórticos.(p.5-11)

La estructura posee simplicidad en planta como en elevación, pero no es simétrica del todo. Por lo que será necesario evaluar el comportamiento ante cargas sísmicas. La estructura posee placas en ambos sentidos con el fin de restringir los desplazamientos y controlar el efecto de torsión que pueda generarse.

## 2.2 Definición de la estructura

A fin de controlar los desplazamientos laterales se usaron placas de 25 y 30 cm de espesor junto con los pórticos formados entre la unión de vigas y columnas. Ya que se trata de un centro de estudios, se consideraron columnas o placas robustas, a fin de evitar el problema de columna corta que se suele dar debido a la arquitectura en el proyecto. Las placas han sido colocadas en los extremos del edificio respetando la arquitectura.

De acuerdo a la distribución de las placas, se puede afirmar que estas asumirán las cargas laterales producidas por sismo que la estructura pueda percibir. Por lo tanto, se espera que los pórticos formados por columnas y vigas actúen prácticamente por carga vertical. Las placas ubicadas en los ejes 1, 3, 4 y 5 (dirección X); y las ubicadas en los ejes A, C y E (dirección Y) tomarán las sollicitaciones sísmicas en "X" y "Y" según corresponda.

La estructura mantendrá uniformidad y continuidad en los elementos verticales a fin de facilitar el análisis estático y dinámico de la estructura. Las losas serán aligeradas del mismo peralte aun si los paños varían en área. Ello con la finalidad de conservar un diafragma rígido que transfiera las fuerzas de inercia sin problema.

## 2.3 Predimensionamiento

### Losas

Las losas serán aligeradas en una dirección debido a que para las luces que se tienen son factibles y económicas. Para el predimensionamiento se consideró el mismo peralte para todos los paños; es decir, el paño de mayor luz será el que determine el peralte de las losas.

La mayor luz se da entre los ejes B y C, la cual es de 6.25 m. De acuerdo a la recomendación en la referencia 1, se indica lo siguiente:

$$h = 25 \text{ cm} \quad \text{para luces comprendidas entre 5 y 6.5 m.}$$

Ello será válido para sobrecargas del orden de 300 a 350 kg/m<sup>2</sup> como máximo.

## Vigas

Del mismo modo para el predimensionamiento de las vigas se utilizó las recomendaciones de la referencia 1. El peralte de las vigas deberá estar comprendido entre 1/10 a 1/12 de la luz libre; sin embargo, en caso la relación ancho y peralte de la viga sea como mínimo 0.5 se podrá dividir la luz libre entre 14. Cabe señalar que el ancho no será menos a los 0.25 m. Por otro lado, la norma NTE E.060 indica que se necesita tener un peralte mayor a 1/16 de la luz libre para no verificar deflexiones.

A continuación se muestra el predimensionamiento de algunas vigas:

VT-01/VT-05: Vigas en la dirección X-X que forman parte de un pórtico importante, ya que este se compone por una columna y dos placas que cargarán gran parte del peso de un aula. Debido a la presencia de placas y luces no muy largas se esperan cargas sísmicas a tomar en consideración durante el diseño. La luz libre más grande es de 5.10 m. Por lo tanto, los peraltes admisibles están entre:

$$h \leq \frac{5.10}{10} = 0.51 \text{ m} \quad \text{y} \quad h \geq \frac{5.10}{12} = 0.43 \text{ m}$$

A fin de obtener una rigidez que colabore con el desempeño de la estructura se optará por un peralte de 0.60 m y un ancho igual al de la columna 0.30 m.

**VT-01/ VT-05 0.30x0.60 m**

VT-02/VT-03: Estas vigas están conformadas por 4 tramos. Para el tramo en volado en la viga VT-02 se consideró un peralte igual a L/8 según la NTE E.060 "Concreto Armado". Para los demás tramos se consideró la luz libre de mayor longitud; por lo tanto, se empleará el mismo peralte que la viga anterior, en cuanto al ancho será del espesor de las columnas o placas con las se forme el pórtico.

**VT-02 0.30X0.60 m**

VT-04: Esta viga de un tramo se apoyará en dos placas de 25 cm de espesor. Por lo que se espera un comportamiento simplemente apoyado en los extremos de esta viga. El peralte a considerar será de 0.50 m y un ancho de 0.25 m.

***VT-04 0.25x0.50 m***

VT-06: Esta viga puede desarrollar momentos por cargas sísmicas ya que se conecta con la placa más grande, la cual tiene un espesor de 0.25 m, motivo por el que el ancho de la viga en cada tramo será de 0.25 m. El peralte tendrá una dimensión de 0.60 m con la finalidad de anticipar momentos sísmicos importantes y la distribución de la cuantía de acero.

***VT-06 0.25X0.60 m***

VT-07/VT-09: Estas vigas cruzan ambas aulas, la mayor luz libre es de 7.50 m, lo cual significa que los peraltes a tomar en consideración no deben ser menores a 0.70 m. Por otro lado, para el tramo del corredor se optó por las dimensiones más usadas 0.30x0.60 m. Para los tramos restantes se tendrá un ancho de 0.25 m debido al ancho de la placa y un peralte de 0.60 m a fin de mantener continuidad.

***VT-07/VT-09 0.30x0.70 / 0.30x0.60 / 0.25x0.60 m***

VT-08: Esta viga es la que más carga vertical recibe debido a que se encuentra al centro y pasa por ambas aulas, con una luz de 7.50 m en cada aula. Es por ello que el peralte a considerar será de 0.70 m para los tramos en aulas y para el tramo del corredor un peralte de 0.60 m.

***VT-08 0.30x0.70 / 0.30x0.60 m***

VT-10: La última viga de un solo tramo que se apoya en una placa y el tramo en volado de la viga VT-02. Al no tener mayor relevancia ante cargas sísmicas se puede considerar un ancho menor a 0.25 m y un peralte que otorgue confinamiento a las viguetas de la losa aligeradas.

***VT-10 0.20x0.50 m***



## Columnas

Para las columnas también se emplearon los criterios que indica la referencia 1. Se indica que, para edificios que posean muros de corte, las columnas se pueden dimensionar suponiendo un área igual a:

$$\text{Área de la columna} = \frac{P(\text{servicio})}{0.45f'c}$$

Ya que la rigidez lateral y la resistencia estarán controladas principalmente por los muros de corte. Alternativamente se puede asumir para las columnas menos cargadas como las exteriores y esquineras un área igual a:

$$\text{Área de la columna} = \frac{P(\text{servicio})}{0.35f'c}$$

Para realizar el predimensionamiento se tendrá en cuenta el criterio de considerar como carga vertical por piso 1 ton/m<sup>2</sup>. Carga que se corrobora en las páginas 23 y 16.

C-06/C-07: La columna rectangular más cargada nos dará una idea del área a considerar para el predimensionamiento de todas las de este tipo. El área tributaria estimada es de aproximadamente 23.25 m<sup>2</sup>; por lo tanto, se tiene una carga de 23.30 ton por piso. Como se tienen 5 pisos la carga total será 116.50 ton, lo que me genera un área igual a:

$$\text{Área de la columna} = \frac{P(\text{servicio})}{0.45 \times f'c} = \frac{116.50 \times 1000}{0.45 \times 210} = 1235 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, bastaría con considerar una columna de 0.30x0.45 m, a pesar de ello se optó por utilizar el área máxima disponible. Es decir, una longitud de 0.70 m en el sentido horizontal, con lo cual el área será de 2100 m<sup>2</sup>.

C-05/C-08: El área tributaria de estas columnas es muy similar por lo que se considerará la más cargada. Esta recibe cargas aplicadas en el pasillo, aula y las que provengan de la escalera. Por lo tanto se utilizó la misma fórmula para estimar el área que esta debería tener. El área tributaria es de 19.32 m<sup>2</sup> eso quiere decir que por piso se tendrán 19.30 ton. Bajo el mismo criterio de

poder utilizar el área máxima disponible, se optó por una columna de 0.80 m con un espesor de 0.30 m.

C-03/C-10: Para la columna L exterior, se tomará en cuenta el segundo criterio. El área tributaria es aproximadamente 5.72 m<sup>2</sup>, es decir 5.70 ton por piso. Para los 5 pisos se tendrá una carga igual a 28.60 ton, es decir el área predimensionada será la siguiente:

$$\text{Área de la columna} = \frac{P(\text{servicio})}{0.35 \times f'c} = \frac{28.60 \times 1000}{0.35 \times 210} = 390 \text{ cm}^2$$

El área obtenida es mucho menor al área que se colocó en la estructura debido a que se quiere asegurar un correcto desarrollo de momentos para el refuerzo que se pueda colocar en las vigas. Es así que se llegó a considerar un espesor de 0.30 m constante con lados de 0.70 y 0.60 m.

Para las columnas restantes, C-01/C-02/C-04/C-09, se empleó el criterio anterior para una carga tributaria relacionada a la losa y la carga de la escalera. Es así que se obtuvo, para un área tributaria promedio de 7.50 m<sup>2</sup>, una carga total de 37.50 ton. La columna cumple con el área solicitada con 1500 cm<sup>2</sup>, siendo ésta de 0.25 y 0.60 m.

### **Placas**

Ya que para la dirección X no se posee tanta libertad para colocar placas, éstas se han distribuido a fin de otorgar la suficiente rigidez que controle el desplazamiento. Mientras que para la dirección Y se destacan dos placas en L en los ejes A y E respectivamente. Los espesores de estas varían de acuerdo a la dirección X-Y, entre 0.25 o 0.30 m. Las placas además la finalidad de otorgar rigidez torsional para evitar irregularidad de planta.

De acuerdo a lo dispuesto por la NTE E.030 una estructura se considera de muros estructurales si la cortante que toman los muros supera o es igual al 80 % de la cortante basal. Para este edificio el predimensionamiento se enfocó en conseguir este requisito.

Suponiendo que el concreto será el único material que soportará la fuerza cortante, se realiza la verificación con los parámetros sísmicos de la tabla 1:

**Tabla 1. Parámetros sísmicos para estructuración**

Parámetro	Descripción	Factor
Z (Factor de zona)	Zona 3	0.35
U(Factor de uso)	Edificación esencial	1.5
C( Factor de amplificación sísmica)	De acuerdo a Tp y Tl que en este caso son 0.4 y 2.5	2.5
S(Factor de suelo)	Suelo tipo S1	1
R(Factor de reducción)	Muros estructurales	6
P(Peso del edificio)	1600 ton	
V(cortante basal)	350 ton	

$$V = \frac{ZUCS}{R} \times P, V \text{ es la cortante basal para un análisis estático.}$$

En la tabla 2 se muestra la comparación de los esfuerzos promedios debido a las cortantes basales en ambas direcciones. Si bien los esfuerzos actuantes son mayores a los que resiste el concreto, esto no implica que las dimensiones de las placas colocadas sean incorrectas, ya que aún no se ha considerado el refuerzo de acero que cada una de ellas llevará. Por lo tanto, posteriormente se realizará la verificación.

**Tabla 2. Esfuerzo cortante en placas**

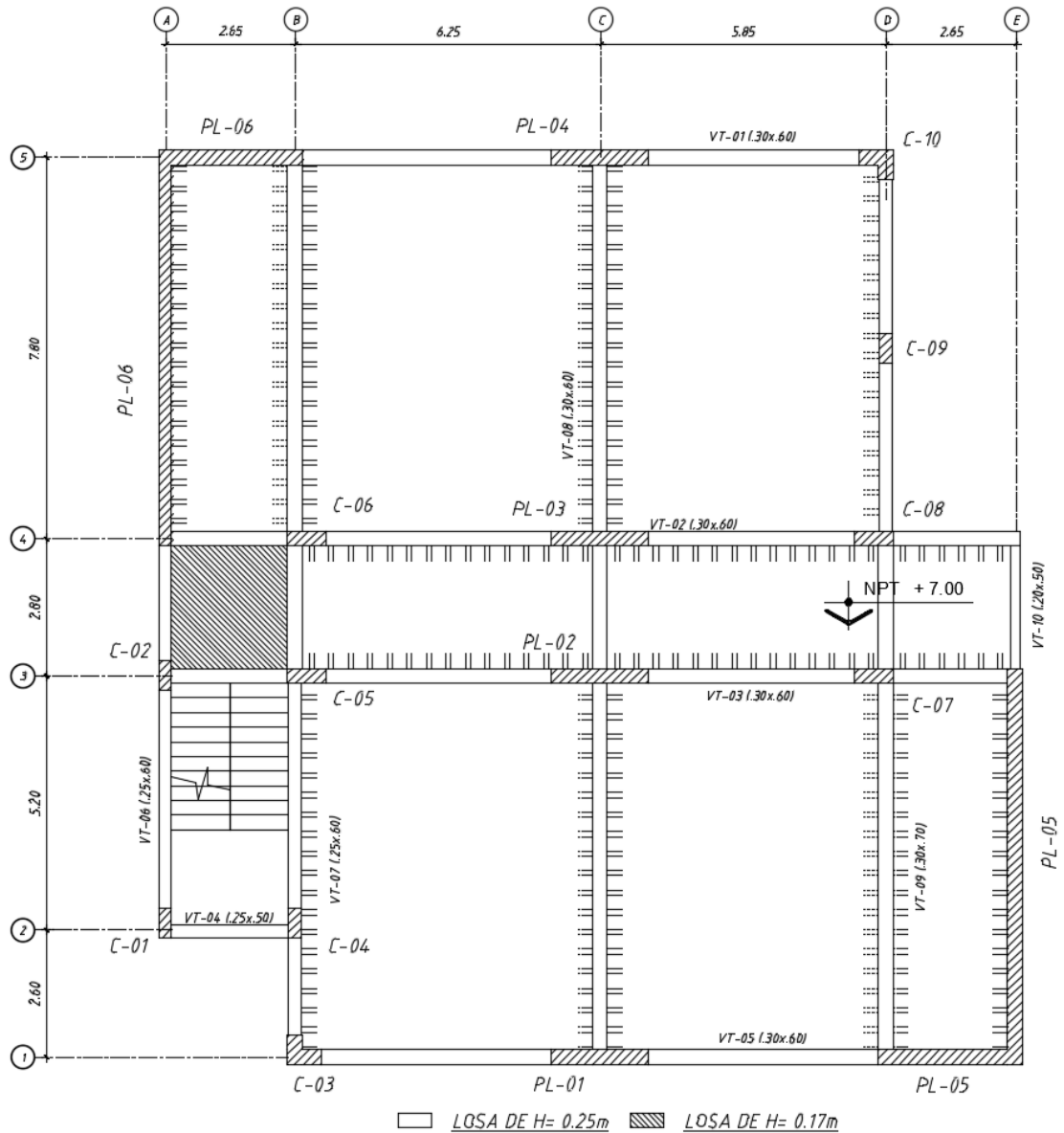
	Dirección X-X	Dirección Y-Y
V (ton)	350	350
Área de placas (m <sup>2</sup> )	3.60	5.02
Esfuerzo actuante (kg/cm <sup>2</sup> )	9.72	6.97
Esfuerzo resistente del concreto $\Phi V_c = 0.85 * 0.53 * \text{sqrt}(210)$ (kg/cm <sup>2</sup> )	6.53	6.53

## Escaleras

La escalera está conformada por dos tramos y un descanso. Cada tramo tiene 11 contrapasos de 15.90 cm que alcanzan una altura de 1.75 m en cada tramo; de otra forma sucede con los pasos, pues ellos serán de 30 cm a fin de abarcar la longitud entre la viga de apoyo y el descanso de la escalera; por

lo tanto, para cada tramo habrán 10 de ellos. La garganta tendrá un espesor de entre 3 y 4 cm por metro entre apoyos, se optó por 17 cm como medida inicial a corroborar durante el diseño.

La figura 2 presenta la planta típica de los elementos predimensionados.



**Figura 2.** Predimensionamiento de los elementos de la planta típica

### 3. ANÁLISIS POR CARGA VERTICAL

#### 3.1 Procedimiento para el análisis

Se realizó un modelo de la estructura considerando elementos unidimensionales. A los que se les ha asignado características geométricas del elemento y las propiedades del material a utilizar, en este caso concreto. El modelo se realizó con el programa Etabs versión 16.0.1.

Para el desarrollo del metrado por cargas se utilizarán las cargas en servicio a fin de contrastar la carga asumida en el predimensionamiento para las columnas.

#### 3.2 Metrado de cargas

##### Introducción

Las cargas son de diferentes tipos como ya se explicó en el acápite 1.4. Al encontrarnos realizando el análisis por carga vertical las cargas de interés serán la carga muerta y viva.

Para ello se tienen los siguientes pesos unitarios utilizados en el proyecto.

- Carga Muerta
  - $\gamma$  Concreto Armado 2.40 ton/m<sup>3</sup>
  - Aligerado convencional (h=25 cm) 0.35 ton/m<sup>2</sup>
  - Piso terminado (h=5 cm) 0.10 ton/m<sup>2</sup>
  - $\gamma$  Muro de albañilería (e=15 cm) 1.80 ton/m<sup>3</sup>
- Carga Viva
  - Sobrecarga en aulas 0.25 ton/m<sup>2</sup>
  - Sobrecarga en corredores y escalera 0.40 ton/m<sup>2</sup>
  - Sobrecarga del techo 0.10 ton/m<sup>2</sup>

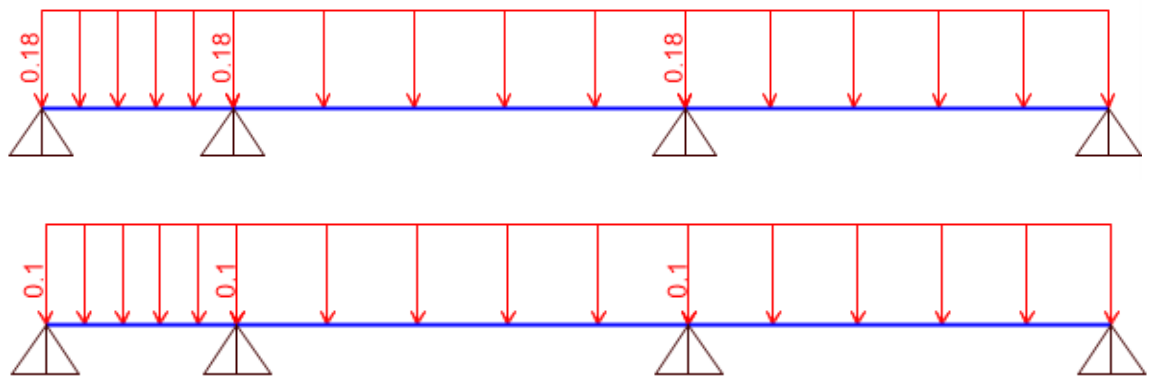
##### Metrado de losa aligerada

Para el piso típico, todas las losas son aligeradas convencionales de 25 cm. Las viguetas de las aulas se encuentran en una dirección; por otro lado, las viguetas de los corredores solo poseen un tramo apoyándose en las vigas de los ejes 3 y 4.

Los tramos del aligerado a presentar como ejemplo se pueden apreciar en la figura 3.

**Tabla 3. Metrado del aligerado (h=25 cm)**

Carga Muerta (CM)	Peso propio	= 0.35 ton/m <sup>2</sup> * 0.40 m =	0.14 ton/m
	Piso terminado	= 0.10 ton/m <sup>2</sup> * 0.40 m =	0.04 ton/m
		Wm =	0.18 ton/m
Carga Viva (CV)	Sobrecarga	= 0.25 ton/m <sup>2</sup> * 0.40 m =	0.10 ton/m
		Wv =	0.10 ton/m



**Figura 3. Modelo de una viga típica, CM y CV**

### Metrado de vigas

Las vigas reciben las cargas transmitidas por las losas, el peso propio de estas y las cargas de los tabiques que actúan directamente sobre ellas.

Como ejemplo de metrado se consideran las vigas VT-08 0.30x0.70/ 0.30x 0.60 m que forma un pórtico en el eje C, y VT-02 0.30x0.60 m. El área tributaria de la viga VT-08 posee es de 123.42 m<sup>2</sup> (6.05x20.40m).

**Tabla 4. Metrado de cargas de la viga VT-08**

			Tramos según ejes			
	Descripción	Operación	1-3	3-4	4-5	
CM	Losa aligerada (h=25 cm)	0.35x6.05	2.12	-	2.12	
	Piso terminado	0.10x6.05	0.61	-	0.61	
	Peso viga VT-08	0.30x0.70x2.4		0.50	0.43	0.50
		0.30x0.60x2.4				
	Albañilería	1.8x0.15x1.90		-	-	-
	Wm	Ton/m	3.23	0.43	3.23	
CV	Aulas	0.25x6.05	1.51	-	1.51	
	Corredor	0.40x0	-	-	-	
	Wv	Ton/m	1.51	-	1.51	

**Tabla 5. Medrado de cargas de la viga VT-02**

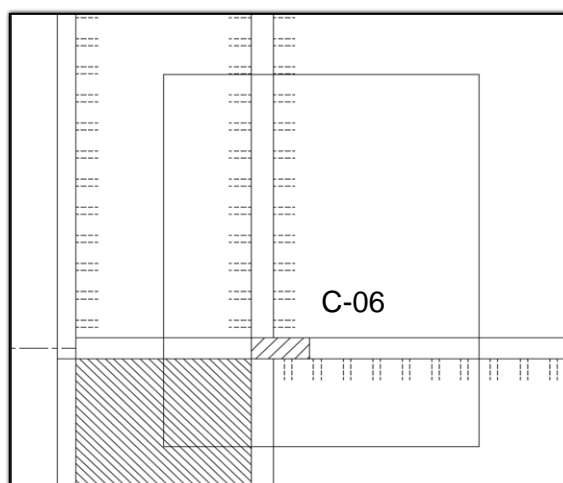
	Descripción	Operación	Tramos según ejes			
			A-B	B-C	C-D	D-E
CM	Losa aligerada (h=25 cm)	0.35x1.4	2.12	2.12	2.12	2.12
	Piso terminado	0.10x1.4	0.61	0.61	0.61	0.61
	Peso viga VT-02	0.30x0.60x2.4	0.43	0.43	0.43	0.43
	Albañilería	1.8x0.15x1.90	-	0.51	0.51	-
	Wm		3.15	3.67	3.15	3.15
CV	Aulas	0.25x0	-	-	-	-
	Corredor	0.40x1.4	0.56	0.56	0.56	0.56
	Wv		0.56	0.56	0.56	0.56

### Metrado de columnas

Para el metrado de columnas se considerará el peso propio de cada una, las cargas que las losas y/o vigas transmitan. En otras palabras, todas las cargas que se encuentren en su área tributaria. En las tablas 6 y 7, se indica el análisis del piso típico y techo.

Para la columna C-06 del eje 4 y B se tiene un área tributaria de 23.20 m<sup>2</sup>, ver tablas 6,7 y 8.

Se debe recordar que durante el predimensionamiento se asumió que la columna cargaba 1 ton/m<sup>2</sup> en cada piso.



**Figura 4. Área tributaria de la columna C-06 (4-B)**

**Tabla 6.** *Metrado de cargas de la columna C-06 en piso típico*

	Descripción	Operación	Carga (Ton)	Carga Total (Ton)
CM	Peso propio	0.30x0.80x2.40x3.50	2.02	18.10
	Losa aligerada	0.35x23.30	8.16	
	Piso terminado	0.10x23.30	2.33	
	Peso Viga V-02	0.30x0.60x2.40x4.40	1.90	
	Peso Viga V-06	0.30x0.70x2.40x3.75	1.89	
		0.30x0.60x2.40x1.25	0.54	
Albañilería	1.80x0.15x1.90x2.40	1.23		
CV	Aulas	0.25x17.90	4.48	6.70
	Corredor	0.40x5.40	2.16	

$$Carga \text{ en servicio por piso} = \frac{18.10 + 6.70}{23.20} = 1.06 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \cong 1 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

**Tabla 7.** *Metrado de cargas de la columna C-06 en el techo*

	Descripción	Operación	Carga (Ton)	Carga Total (Ton)
CM	Peso propio	0.30x1.50x2.40x3.50	2.02	16.90
	Losa aligerada	0.35x23.30	8.16	
	Piso terminado	0.10x23.30	2.33	
	Peso Viga V-02	0.30x0.60x2.40x4.40	1.90	
	Peso Viga V-06	0.30x0.70x2.40x3.75	1.89	
		0.30x0.60x2.40x1.25	0.54	
Albañilería	1.80x0.15x1.90x0.00	-		
CV	Aulas	0.10x17.90	1.79	2.40
	Corredor	0.10x5.40	0.54	

Por lo tanto, la carga total para esta columna sería la suma de la carga en los pisos típicos y el piso último o techo.

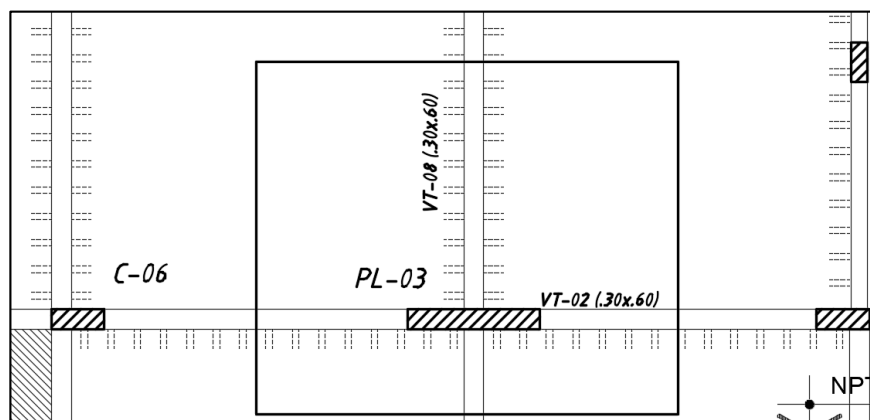
**Tabla 8.** *Metrado de cargas totales de la columna C-06*

Nivel	Pm(ton)	Pm acumulado (ton)	Pv (ton)	Pv acumulado (ton)
Piso 5	16.90	16.90	2.40	2.40
Piso 4	18.10	35.00	6.70	9.10
Piso 3	18.10	53.10	6.70	15.80
Piso 2	18.10	71.20	6.70	22.50
Piso 1	18.10	89.30	6.70	29.20



## Metrado de placas

El metrado de cargas en placas posee el mismo procedimiento que las columnas. La carga que la placa va a recibir depende del área tributaria que esta tenga. A continuación se realizará el metrado de la PL-03 ubicada entre los ejes 4 y C, la cual posee un área tributaria de 33.40 m<sup>2</sup>. Ver figura 5, tablas 9 y 10.



**Figura 5.** Área tributaria de la placa PL-03 (3-C)

**Tabla 9.** Metrado de cargas de la placa PL-03 en piso típico

	Descripción	Operación	Carga (Ton)	Carga Total (Ton)
CM	Peso propio	0.30x2.00x2.40x3.50	5.04	28.40
	Losa aligerada	0.35x35.10	12.29	
	Piso terminado	0.10x35.10	3.51	
	Peso Viga VT-02	0.30x0.60x2.40x6.05	2.61	
	Peso Viga VT-08	0.30x0.70x2.40x4.40	2.22	
		0.30x0.60x2.40x1.40	0.61	
	Albañilería	1.80x0.15x1.90x4.05	2.08	
CV	Aulas	0.25x26.62	6.66	10.00
	Corredor	0.40x8.47	3.39	

**Tabla 10.** Metrado de cargas totales de la placa PL-03

Nivel	Pm(ton)	Pm acumulado (ton)	Pv (ton)	Pv acumulado (ton)
Piso 5	26.30	26.30	3.50	3.51
Piso 4	28.40	54.70	10.00	13.50
Piso 3	28.40	83.10	10.00	23.50
Piso 2	28.40	111.50	10.00	33.50
Piso 1	28.40	139.90	10.00	43.50

#### 4. ANÁLISIS POR CARGA SÍSMICA

##### 4.1 Procedimiento y objetivo del análisis

Se realizarán tres tipos de análisis a la estructura a fin de comparar su comportamiento, los exigidos por la NTE E.030, el análisis estático y el análisis dinámico ante un espectro de diseño; y un análisis dinámico traslacional para cada dirección. El análisis dinámico se realizará mediante superposición espectral considerando 3 grados de libertad por piso.

A medida que se realice el análisis de la estructura se evaluará el predimensionamiento de los elementos en función del aporte al desempeño de la estructura, en caso no se logre cumplir con lo estipulado en la norma, se realizarán las modificaciones necesarias.

La estructura posee losas aligeradas las que se asumen como un diafragma rígido por nivel. En los que se considerará una excentricidad accidental de 5% hacia el lado más desfavorable. Para resumir lo indicado se muestra la tabla 11 con las coordenadas de cada centro de masa. Se tiene como punto de referencia (0,0) la intersección de los ejes A y 1.

**Tabla 11.** Coordenadas del Centro de Masa de cada piso.

Nivel	Coordenadas (CM)	
	X	Y
Piso 1	7.38	9.04
Piso 2	7.38	9.04
Piso 3	7.38	9.04
Piso 4	7.38	9.04
Piso 5	7.48	9.10

Ante un sismo la estructura posee un comportamiento en función de las fuerzas de inercia ocasionadas y las fuerzas restitutivas que responden al movimiento de la estructura en función del desplazamiento y su rigidez. Es por ello que fue necesario distribuir la rigidez de los elementos verticales. La tabla 12 muestra los centros de rigidez de cada piso y la distancia al centro de masa, como un referente a tener en cuenta para la torsión de la estructura.

**Tabla 12.** Coordenadas del Centro de Rigidez y distancia al Centro de Masa

Nivel	Coordenadas (CR)		Distancia entre centros (m)		
	X	Y	X	Y	Máx.
Piso 1	8.59	10.13	1.21	1.09	1.64
Piso 2	8.46	10.07	1.08	1.03	1.50
Piso 3	8.30	10.00	0.92	0.96	1.33
Piso 4	8.17	9.94	0.79	0.90	1.20
Piso 5	8.07	9.91	0.59	0.81	1.01

Esto quiere decir que mientras menos sea la distancia entre el CM y el CR, se espera que a la torsión no sea un problema en la estructura. El promedio de la distancia máxima para toda la estructura es de 1.34 m.

Para realizar el análisis sísmico se debe tener en consideración la fuente de masa a introducir en el programa Etabs. Para ello la NTE E.030 nos precisa utilizar para una edificación esencial un 100% de la carga muerta y un 50% de la carga viva.

#### 4.2 Parámetros sísmicos

Para analizar el comportamiento de la estructura ante un sismo, es necesario el uso de ciertos parámetros que delimitan la estructura a un grupo con las mismas características. Dichos parámetros son indicados en la norma NTE E.030, los parámetros seleccionados son descritos a continuación:

- Factor de zona (Z)  
De acuerdo a la norma, este factor se interpreta como la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años. El factor Z se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad. Este edificio se ubica en Huancayo, Junín; por lo tanto, el factor Z a utilizar será igual a 0.35 (Zona 3)
- Factor de suelo (S)  
Este parámetro se define de acuerdo al tipo de suelo sobre el que se edificará la estructura. Estos se clasifican en base a las propiedades mecánicas que tengan; para la estructura a desarrollar se ha asumido un tipo de suelo  $S_1$ .

$$S = 1.0 \quad T_p = 0.4 \quad T_l = 2.5 \quad (\text{Tipo } S_1)$$

- Factor de uso (U)

Cada estructura debe ser clasificada según las categorías indicadas en la norma. Depende de esta clasificación el valor que el factor de uso tomará. La estructura que se está desarrollando se clasifica dentro de las Edificaciones Esenciales con una denominación A2 cuyo valor de factor de uso es  $U = 1.5$ .

- Factor de amplificación sísmica (C)

De acuerdo a las características del lugar, el factor de amplificación sísmica (C) se define por las siguientes expresiones:

$$T < T_p \quad C = 2.50$$

$$T_p < T < T_L \quad C = 2.50 * \left(\frac{T_p}{T}\right)$$

$$T > T_L \quad C = 2.50 * \left(\frac{T_p * T_L}{T^2}\right)$$

- Factor de coeficiente de reducción (R)

Este factor se define por el sistema estructural de la edificación. Los sistemas estructurales se clasificarán de acuerdo a sus materiales usados y el sistema de estructuración en cada dirección de análisis tal como se indica en la norma. Para la estructura a desarrollar se tiene el siguiente factor para ambas direcciones:

$$R = 6 \quad \text{Muros estructurales}$$

El parámetro o coeficiente de reducción puede ser modificado por irregularidades que pueda haber en la estructura. Estas se clasifican en dos grupos, las irregularidades en planta y las irregularidades en altura. Para este caso la estructura al ser de índole educativa, no debería tener irregularidad alguna. A continuación se explicará en qué consisten algunas de las irregularidades y su posible existencia en la estructura a analizar.

#### Irregularidades en altura ( $I_a$ )

- Piso blando: de acuerdo a las alturas de entrepiso que son constantes y la continuidad de los elementos verticales se puede afirmar la ausencia de esta irregularidad.
- Irregularidad de masa o peso: como cada nivel de la estructura es idéntico a excepción del techo, para el cual no se aplica este criterio. La relación de pisos entre pisos adyacentes será 1, con lo que se corrobora la ausencia de esta irregularidad.
- Irregularidad geométrica vertical: el edificio posee pisos típicos por lo que las dimensiones se mantienen constantes en cada uno; es decir, no hay presencia de irregularidad geométrica vertical.
- Discontinuidad en los sistemas resistentes: no existe desalineamiento de los elementos verticales, ya que no hay algún cambio de orientación ni un desplazamiento del eje de magnitud mayor al 25% de la correspondiente dimensión del elemento. Por lo tanto, no se considera esta irregularidad.

#### Irregularidades en planta ( $I_p$ )

- Esquinas entrantes: Esta irregularidad depende de las dimensiones de las esquinas entrantes, si estas superan el 20% de la correspondiente dimensión total en planta. Si bien se tiene esquinas entrantes, estas no superan el 20% de la dimensión en planta.
- Discontinuidad del diafragma: La única discontinuidad de diafragma que se tiene en cada piso son las escaleras, las que representan un 4.28% del área total y se encuentran a un extremo del diafragma. Por lo tanto, se puede afirmar que no se presenta esta irregularidad en la estructura.
- Irregularidad torsional: Acorde a la distancia promedio entre el Centro de Masa y el Centro de Rigidez se espera que la irregularidad torsional no se presente. La verificación de esta irregularidad se realiza después del análisis.

Debido a la ausencia de irregularidades en la estructura, el valor del Coeficiente de Reducción  $R$  no será afectado; debido a que los valores que toman  $I_a$  e  $I_p$  son iguales a 1.

$$R = R_0 \times I_a \times I_p$$

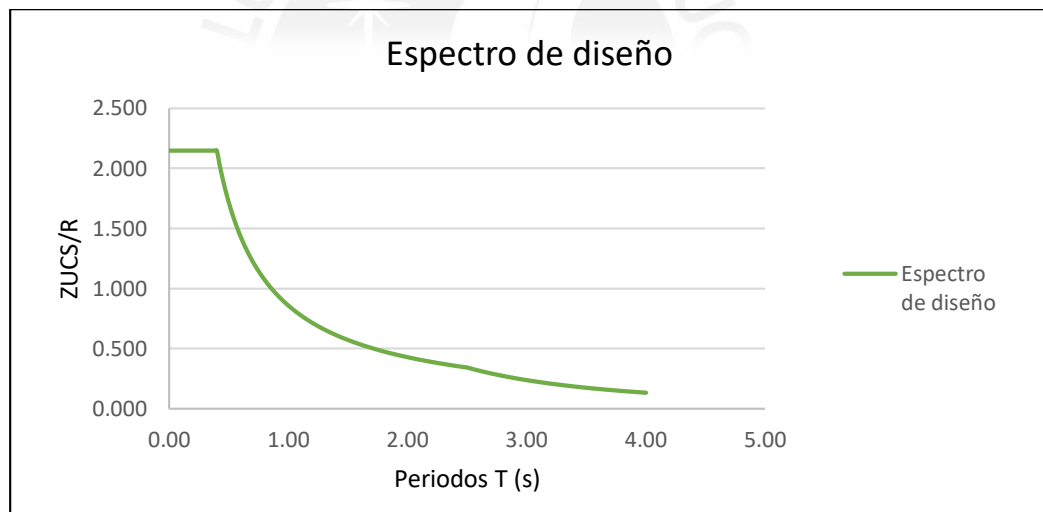
A continuación se presenta la tabla 13 con los parámetros sísmicos a considerar para el análisis.

**Tabla 13. Parámetros sísmicos**

Parámetros Sísmicos	Factor	
Z	0.35	
U	1.50	
C	$T < T_p$	$C = 2.50$
	$T_p < T < T_I$	$C = 2.50 * (T_p / T)$
	$T > T_I$	$C = 2.50 * ((T_p * T_I) / T^2)$
S	1.00	
Rx=Ry	6.00	

### 4.3 Espectro de diseño

El espectro de diseño utilizado se muestra en la figura 6, donde se puede ver la variación de ZUCS/R para diferentes periodos.



**Figura 6. Espectro de diseño**

Los periodos para hallar el espectro de diseño han sido variados cada 0.02 segundos. En base a esta curva se puede obtener la fuerza cortante en la base y la aceleración espectral, según la norma NTE E.030.

#### 4.4 Resultado de los análisis

##### 4.4.1 Análisis estático

De manera similar al predimensionamiento de las placas se hallará la fuerza cortante en la base, en este caso utilizando el peso real de la estructura. A continuación se muestra el peso de la estructura, el coeficiente de amplificación sísmica para ambas direcciones y la fuerza cortante basal en cada sentido. Cabe señalar que la carga distribuida es de 1.02 ton/m<sup>2</sup>, valor muy similar al asumido en predimensionamiento.

**Tabla 14.** *Peso total de la estructura*

Nivel	Masa (Tonf-s <sup>2</sup> /m)
Piso 1	33.00
Piso 2	33.00
Piso 3	33.00
Piso 4	33.00
Piso 5	24.00
Masa Total	156.00
Peso Total (Ton)	1530

Los coeficientes de amplificación sísmica para cada dirección de análisis, son los siguientes:

$$C_x = 2.50 \times \frac{T_p}{T} = 2.50 \times \frac{0.40}{0.404} = 2.48; \text{ debido a que } T \text{ es mayor a } T_p$$

$$C_y = 2.50; \text{ debido a que } T \text{ es menor a } T_p$$

Entonces de acuerdo a la fórmula:

$$V = \frac{ZUCS}{R} * P; \quad \text{donde } V \text{ es la cortante basal}$$

**Tabla 15.** *Cortantes basales mediante análisis estático*

Parámetros	X-X	Y-Y
Z	0.35	0.35
U	1.50	1.50
C	2.47	2.50
S	1.00	1.00
Rx=Ry	6.00	6.00
Peso	1530	1530
V (ton)	331	335

La distribución de fuerzas a nivel de cada entrepiso se realizará por medio de la fórmula enunciada en la NTE E.030. Se mostrará la fórmula a utilizar junto con la distribución de fuerzas por nivel en ambos sentidos de análisis.

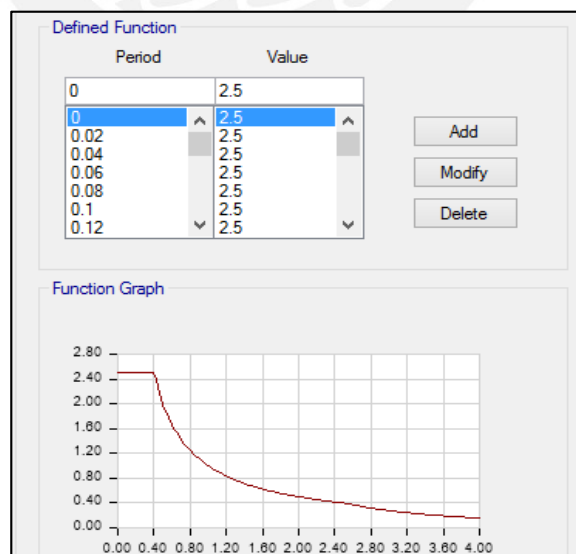
$$F_i = \frac{P_i \times h_i^k}{\sum P_j \times h_j} \times V = a_i \times V$$

**Tabla 16.** Distribución de la fuerza cortante

Nivel	Masa (ton.s2/m)	Altura (m)	Fi X-X (ton)	Fi Y-Y (ton)
Techo	23.93	17.50	87.94	89.03
Losa4	33.03	14.00	97.13	98.35
Losa3	33.03	10.50	72.85	73.76
Losa2	33.03	7.00	48.57	49.17
Losa1	33.03	3.50	24.28	24.59
			331	335

#### 4.4.2 Análisis dinámico

Para este análisis es necesario introducir el espectro de diseño al programa Etabs. El espectro fue ingresado como una gráfica de la variación del coeficiente de amplificación sísmica para diferentes periodos, con intervalos de 0.02 seg.



**Figura 7.** Espectro introducido al programa Etabs.



Los factores restantes ZUS/R fueron multiplicados por la gravedad e introducidos como factor de escala para ambas direcciones. Figura 8 muestra el factor de escala calculado e introducido para la dirección X-X.

**Figura 8.** Factor de escala para la dirección X-X.

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	Z3S1	0.858

### Desplazamientos y derivas

Del programa Etabs obtenemos información acerca de las derivas elásticas. Sin embargo, para el análisis se necesitan las derivas inelásticas, las cuales se pueden obtener realizando la siguiente operación: para estructuras regulares multiplicar los desplazamientos elásticos por  $0.75R$ , y para estructuras irregulares por  $R$ . Donde  $R$  es el factor de reducción.

Ya que las derivas se calculan en base a los desplazamientos, se pueden obtener las derivas inelásticas de la misma manera. (Tabla 17)

**Tabla 17.** Derivas máximas elásticas e inelásticas en ambas direcciones

Nivel	Caso de carga	Ítem	Max Deriva Elástica (1/1000)	Max Deriva Inelástica (1/1000)
Techo	SISMO X-X Max	Diaf. D5 X	0.727	3.272
Piso 4	SISMO X-X Max	Diaf. D4 X	0.835	3.758
Piso 3	SISMO X-X Max	Diaf. D3 X	0.867	<b>3.902</b>
Piso 2	SISMO X-X Max	Diaf. D2 X	0.741	3.335
Piso 1	SISMO X-X Max	Diaf. D1 X	0.346	1.557
Techo	SISMO Y-Y Max	Diaf. D5 Y	0.238	1.071
Piso 4	SISMO Y-Y Max	Diaf. D4 Y	0.254	<b>1.143</b>
Piso 3	SISMO Y-Y Max	Diaf. D3 Y	0.244	1.098
Piso 2	SISMO Y-Y Max	Diaf. D2 Y	0.203	0.914
Piso 1	SISMO Y-Y Max	Diaf. D1 Y	0.120	0.54

De la tabla 17 se puede notar que la máxima deriva para dirección X es 3.90/1000 y se da en el tercer piso, y la para la dirección Y es 1.14/1000 y se da en el cuarto piso. Por lo tanto se cumple con la máxima deriva permitida por la NTE E.030, ya que ambas son menores a 7/1000. Como la deriva de la dirección X supera el 50% de la deriva máxima permitida, se debe evaluar el criterio de irregularidad por torsión en planta.

De acuerdo a la NTE E.030 habrá irregularidad torsional si en cualquier dirección de análisis se cumple que el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio es mayor que 1.2 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso. Cabe señalar que este criterio se aplicará siempre que se supere la mitad de la deriva permitida.

$$\frac{\text{Máx. Desplazamiento relativo}}{\text{Desplazamiento relativo del CM}} < 1.20$$

A continuación se muestra la tabla 18 en la que se muestran los desplazamientos relativos y la relación entre estos llamado factor de torsión.

**Tabla 18. Factor torsional o relación entre desplazamientos relativos.**

Nivel	Dirección	CM		Máximo relativo		Factor Torsional
		Desplazamiento (m)	Desplazamiento Relativo (mm)	Max deriva elástica	Desplazamiento Relativo (mm)	
Techo	X-X	0.01198	2.47	0.00072	2.54	1.03
Piso 4	X-X	0.00951	2.84	0.00084	2.92	1.03
Piso 3	X-X	0.00667	2.96	0.00087	3.03	1.02
Piso 2	X-X	0.00371	2.53	0.00074	2.59	1.02
Piso 1	X-X	0.00118	1.17	0.00035	1.21	1.03
Nivel	Dirección	CM		Máximo relativo		Factor Torsional
		Desplazamiento (m)	Desplazamiento Relativo (mm)	Max deriva elástica	Desplazamiento Relativo (mm)	
Techo	Y-Y	0.00337	0.76	0.00024	0.83	1.09
Piso 4	Y-Y	0.00261	0.81	0.00025	0.89	1.10
Piso 3	Y-Y	0.00180	0.78	0.00024	0.85	1.10
Piso 2	Y-Y	0.00102	0.64	0.00020	0.71	1.10
Piso 1	Y-Y	0.00038	0.38	0.00012	0.42	1.11

Como se puede apreciar los valores máximos no exceden 1.20, por lo tanto la estructura se mantiene regular como se asumió en un principio.

### Desplazamientos máximos y junta sísmica

Los desplazamientos máximos se pueden determinar a partir de la tabla 18. En la que se tienen los desplazamientos elásticos relativos para cada dirección de análisis. La suma de ellos multiplicados por 0.75 R nos dará el desplazamiento máximo, es entonces que los valores son los siguientes:

Para X-X:

$$D_{m\acute{a}x} = (0.254 + 0.292 + 0.303 + 0.259 + 0.121) * 0.75 * R$$

$$D_{m\acute{a}x} = (1.23) * 0.75 * 6 = 5.54 \text{ cm}$$

Para Y-Y:

$$D_{m\acute{a}x} = (0.083 + 0.089 + 0.085 + 0.071 + 0.042) * 0.75 * R$$

$$D_{m\acute{a}x} = (0.37) * 0.75 * 6 = 1.67 \text{ cm}$$

De acuerdo a la norma E.030 es necesario una distancia mínima (S) entre edificaciones para evitar el contacto durante un movimiento sísmico. Esta distancia no será menor que:

- a.  $S=0.006*h=10.50 \text{ cm}$
- b. 2/3 de la suma de los desplazamientos máximos de los edificios.

Además, el edificio se tendrá que retirar de los límites de la propiedad adyacente una distancia no menor de:

- a. 2/3 del desplazamiento máximo (X-X=3.69 cm, Y-Y=1.11 cm)
- b.  $S/2 = 10.50/2 = 5.25 \text{ cm}$

Por lo tanto, se decidió colocar una junta de 5.50 cm en ambas direcciones.

Ya que la estructura a diseñar es una ampliación de la existente, se puede afirmar que se ha proyectado una conexión entre ambas edificaciones, los pasillos. Se implementarán tapajuntas para garantizar la unión y continuidad de estos en cada nivel.

Las tapajuntas que se suelen utilizar son de aluminio, pueden cubrir juntas de entre 10 y 200 mm de abertura. Estas pueden estar perforadas en un extremo y fresadas en el otro; es decir, se fijan mecánicamente en un solo lado.

Debido a su fácil instalación se pueden utilizar en centros comerciales, aeropuertos, edificios de oficinas o viviendas, galerías comerciales, centros de estudio, supermercados, etc.

Existe otro tipo de tapajunta, también de aluminio. La diferencia es que se compone de dos esquinas y una placa central que permite absorber los movimientos que se

puedan desarrollar durante un sismo. Según el movimiento sísmico demande, las esquinas se acercarán o alejarán entre sí por debajo de la placa, mientras esta se desliza por encima de las esquinas sin sufrir deformación alguna (Tapajuntas estructurales, 2018).

La cortante basal en cada dirección de análisis se puede obtener usando los parámetros sísmicos y la superposición espectral de los modos, superposición que usa la combinación cuadrática completa (CQC).

**Tabla 19.** Fuerzas cortantes en las direcciones principales de análisis.

Nivel	Caso de carga	VX ton	VY ton
Techo	SISMO X-X Max	74.60	16.50
Piso 4	SISMO X-X Max	147.20	32.50
Piso 3	SISMO X-X Max	197.70	43.40
Piso 2	SISMO X-X Max	230.10	50.43
Piso 1	SISMO X-X Max	<b>242.20</b>	53.40
Techo	SISMO Y-Y Max	16.20	73.00
Piso 4	SISMO Y-Y Max	32.40	144.30
Piso 3	SISMO Y-Y Max	43.40	192.80
Piso 2	SISMO Y-Y Max	50.50	225.40
Piso 1	SISMO Y-Y Max	53.40	<b>241.00</b>

Según la NTE E.030 la fuerza cortante en la base del análisis dinámico debe ser mayor o igual al 80% de la fuerza cortante basal del análisis estático para una estructura regular, en caso sea una estructura irregular deberá ser mayor o igual al 90%. Para lograr esta exigencia se determinará un factor de amplificación de carga sísmica de la siguiente manera:

$$F = \frac{0.80 \times V_{estático}}{V_{dinámico}}$$

$$F_x = \frac{0.80 \times 331}{242} = 1.09 \qquad F_y = \frac{0.80 \times 335}{241} = 1.11$$

Durante el diseño a realizar más adelante se tomará en consideración estos factores para escalar las fuerzas internas debidas a sismos.

#### 4.4.3 Análisis dinámico traslacional

Con el objetivo de abarcar mayor conocimiento sobre el comportamiento de la estructura es que se realiza este análisis. Este tiene por objetivo analizar el comportamiento de la estructura en una sola dirección suponiendo la ausencia de los

efectos de torsión. Para el análisis en la direcciones X-Y se modifican los grados de libertad de la base de la estructura según se requiera.

#### 4.4.4 Comparación de los análisis

Para el caso estático y dinámico se asumió un modelo con 3GDL por piso. Por otro lado, para el análisis traslacional se contará con menos modos, ya que solo se permitirá 1GDL por piso dependiendo de la dirección de análisis.

**Tabla 20.** Modos de vibración según el análisis realizado

MODO	Análisis Dinámico con 3GDL por piso			Análisis dinámico traslacional X-X			Análisis dinámico traslacional Y-Y		
	T	% Masa Participante en X-X	% Masa Participante en Y-Y	T	% Masa Participante en X-X	% Masa Participante en Y-Y	T	% Masa Participante en X-X	% Masa Participante en Y-Y
1	0.405	71.40	1.81	0.391	73.12	0.00	0.215	0.00	71.72
2	0.215	1.75	69.04	0.101	16.22	0.00	0.069	0.00	0.13
3	0.172	0.00	0.90	0.069	0.01	0.00	0.067	0.00	0.47
4	0.104	15.57	0.29	0.065	0.01	0.00	0.059	0.00	18.6
5	0.070	0.00	0.16	0.056	0.00	0.00	0.057	0.00	1.66

De acuerdo a la tabla mostrada se puede notar que el periodo de cada análisis traslacional se asemejan mucho a los periodos principales del análisis tridimensional. Los porcentajes de masas participantes en cada dirección de análisis no distan mucho entre sí, lo cual es lógico debido a que la torsión no es tan relevante para esta estructura, siendo ésta una sin irregularidades.

Por medio de las fuerzas cortantes se puede determinar cuan relevante es la excentricidad accidental del 5%, ya que en contraste con el análisis dinámico traslacional nos dará una idea más clara. (Tabla 21)

**Tabla 21.** Factores de amplificación en función de la cortante basal

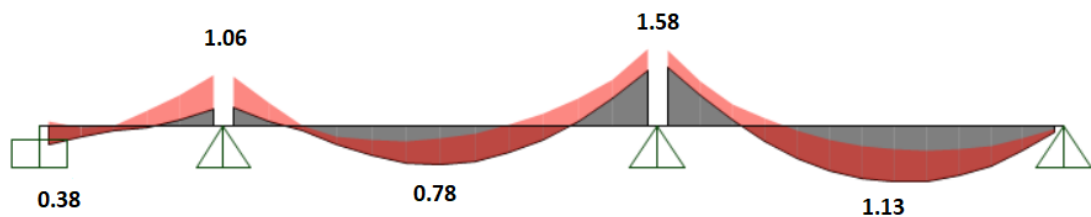
Análisis	Vdin X-X (ton)	Vdin Y-Y (ton)	Vest X-X (ton)	Vest Y-Y (ton)	80% Vest X-X (ton)	80% Vest Y-Y (ton)	Factor	Factor
Pseudo-Tridimensional	242	241	331	335	265	268	1.09	1.11
Traslacional en X-X	251	-	331	-	265	-	1.06	-
Traslacional en Y-Y	-	250	-	335	-	268	-	1.07

## 5. DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

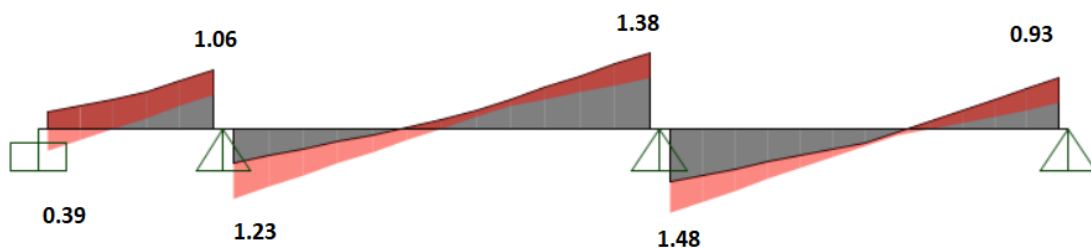
### 5.1 Diseño de losa aligerada

Casi todas las losas de la estructura son aligeradas de 0.25 m de peralte, estas trabajan por flexión y corte debido a las cargas de gravedad que actúan sobre ellas y a su propio peso. En tal sentido, el diseño busca que la resistencia nominal multiplicada por su factor de reducción sea mayor que las solicitaciones últimas en cada sección del elemento. Se utilizó el software SAP2000 para obtener las solicitaciones últimas por medio del modelamiento idealizado de cada aligerado.

Para demostrar cual ha sido el procedimiento del diseño se tomará como ejemplo una vigueta de las losas del aula comprendida entre los ejes 4 y 5 (figura 4). Esta vigueta se asume como simplemente apoyada en las vigas, y con apoyo empotrado en la placa de 25 cm, adicional a ello se realizó alternancia de carga viva a fin de determinar los momentos máximos que pueden llegar a darse según casos determinados. Carga viva en tramos pares, impares y en dos tramos adyacentes.

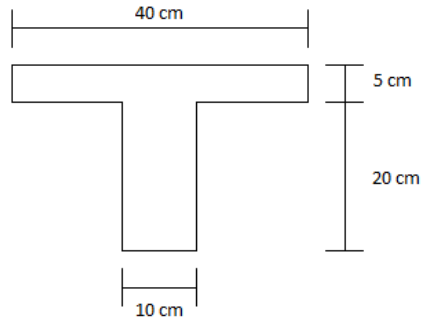


**Figura 9.** Envolvente del diagrama de momento flector  $M_u$  (ton.m)



**Figura 10.** Envolvente del diagrama de fuerzas cortantes  $V_u$  (ton)

La sección de la vigueta tiene las siguientes dimensiones y características.



$$Y_{cg} = 16.25 \text{ cm}$$

$$I_g = 22700 \text{ cm}^4$$

$$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_r = 2 * \sqrt{f'_c} = 29 \text{ kg/cm}^2$$

En el capítulo “Análisis y Diseño de vigas T Aligerados” de la referencia 2, la tabla del acápite 11.13 indica la cantidad de acero mínimo, para momentos positivos y negativos, en viguetas típicas con  $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$  y  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ . Los datos fueron obtenidos de acuerdo al criterio de la NTE E.060, ver tabla 22.

**Tabla 22.** Acero mínimo y balanceado para momentos negativos y positivos

Peralte (h) m	Peralte efectivo (d)	$I_g \text{ cm}^4$	As min Positivo	As min Negativo	Asb Positivo	Asb Negativo
0.17	0.14	7275	0.34	0.91	9.35	2.97
0.20	0.17	11800	0.41	1.01	10.00	3.61
0.25	0.22	22700	0.53	1.15	11.05	4.67
0.30	0.27	38430	0.65	1.28	12.11	5.74

Para momentos negativos, el área de acero que se proporcione será la necesaria para que la resistencia de diseño de la sección sea por lo menos 1.2 veces el momento de agrietamiento  $M_{cr}$ .

Para momentos positivos, el área de acero por tracción no será menor de:

$$A_{s^+ \text{ min}} = \frac{0.70 * \sqrt{f'_c}}{f_y} * b_w * d$$

Por lo tanto, para el aligerado a diseñar el  $A_{s^+ \text{ min}}$  no será menor a:

$$A_{s^+ \text{ min}} = \frac{0.70 * \sqrt{210}}{4200} * 10 * 22 = 0.53 \text{ cm}^2$$

Resultado que corrobora la validez de la tabla 22.

Por otro lado, para determinar el refuerzo máximo, la norma E.060 indica que el refuerzo de acero a tracción no deberá exceder de 0.75  $A_{sb}$ .

Donde  $As_b$  es el área de refuerzo balanceada. Como ya se dispone de las áreas de acero balanceado para momentos positivos y negativos (tabla 22), se calculará el  $As^+$  máx y  $As^-$  máx.

$$As^+_{máx} = 0.75 * 11.05 = 8.29 \text{ cm}^2$$

$$As^-_{máx} = 0.75 * 4.67 = 3.50 \text{ cm}^2$$

Con la envolvente de momentos flectores de la figura 9 se obtienen los momentos de diseño por flexión en las secciones más esforzadas. Para el diseño se utilizarán las fórmulas a continuación:

$$Mn = 0.85 * f'c * b * 0.85 * c * \left( \frac{d - 0.85 * c}{2} \right)$$

$$As * fy = 0.85 * f'c * b * 0.85 * c$$

Donde  $b = 10 \text{ cm}$  para momentos negativos y  $b = 40 \text{ cm}$  para momentos positivos. Se presenta la tabla 23 para el diseño de la vigueta.

**Tabla 23.** Diseño de la losa por flexión

Mu (ton.m)	Mn (ton.m)	c	As requerido (cm <sup>2</sup> )	As colocado
0.38	0.42	0.316	0.46	1 Ø 3/8"
-1.06	-1.18	3.816	1.38	1 Ø 3/8" + 1 Ø 3/8"
0.78	0.87	0.691	0.95	1 Ø 3/8" + 1 Ø 3/8"
-1.58	-1.76	5.959	2.15	1 Ø 1/2" + 1 Ø 1/2"
1.13	1.25	0.954	1.38	1 Ø 3/8" + 1 Ø 3/8"

Luego para el diseño por corte se empleará la envolvente de la figura 10, de la cual se obtendrá las máximas fuerzas cortantes para verificar la resistencia del concreto, debido a que el concreto tomará en su totalidad dichas fuerzas.

De acuerdo a la norma E. 060, la resistencia última  $\phi V_c$  al corte proporcionado por el concreto se puede estimar con la siguiente expresión.

$$\phi V_c = 0.85 * 1.1 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b_w * d$$

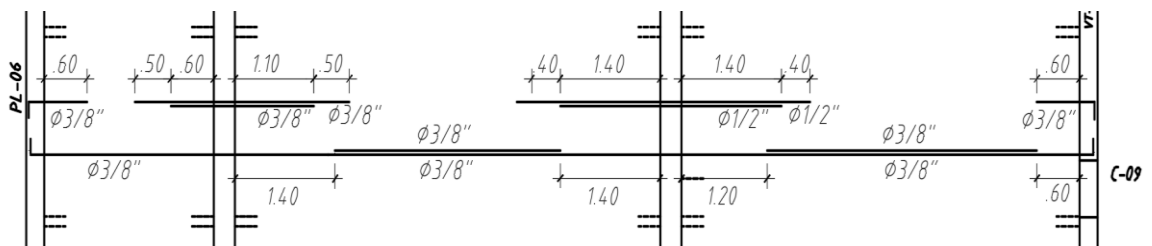
$$\phi V_c = 0.85 * 1.1 * 0.53 * \sqrt{210} * 10 * 22 = 1.58 \text{ ton}$$

Si comparamos las máximas fuerzas cortantes que la envolvente nos muestra con la resistencia última que el aligerado otorga, 1.58 ton. Se puede afirmar que no será



necesario el ensanchamiento de las viguetas, pues el concreto podrá soportar las fuerzas cortantes que se puedan desarrollar.

Finalmente, de acuerdo a las recomendaciones de la referencia 2, se colocará en la parte superior de la losa, de forma perpendicular a la armadura principal, la armadura de retracción y temperatura ( $\phi 1/4" @ .25$  m). El corte de acero de las armaduras negativas debe realizarse pasando el punto de inflexión una distancia no menor a  $d$ ,  $12db$  ni  $ln/16$ . Para los bastones la longitud de corte para los extremos a partir de la sección que desarrolla mayor momento no deberá ser menor que la longitud de anclaje.



**Figura 11. Refuerzo de la vigueta**

## 5.2 Diseño de vigas

Para ejemplificar el diseño de vigas se presentarán dos de ellas, donde la primera estará sometida ante cargas de gravedad (Viga VT-08 eje C), y la segunda, aparte de las cargas de gravedad, tendrá cargas sísmicas relevantes que influyan en el diseño (Viga VT-02 eje 4).

### Viga VT-08 0.30x0.70/0.30x0.60 m

Para realizar el diseño de esta viga es necesario saber las sollicitaciones que se presenten ante las cargas de gravedad. De acuerdo a la norma E.060 se pueden asumir empotrados los extremos lejanos de las columnas en ambos entrepisos.

A continuación se muestra un cuadro resumen de las cargas que actúan sobre la viga a diseñar.

**Tabla 24.** Carga en servicio sobre la viga VT-08.

VIGA VT-08		Tramo 1 (ton/m)	Tramo 2 (ton/m)	Tramo 3 (ton/m)
CM	Peso propio	0.50	0.43	0.50
	Aula/Corredor	2.72	-	2.72
CV	Aula/Corredor	1.51	-	1.51

Para poder obtener los momentos y fuerzas cortantes se empleó el programa Etabs y una hoja de cálculo en Excel, con lo que se verificó las cargas de la tabla 24, y las características geométricas del pórtico formado por la viga y placas.

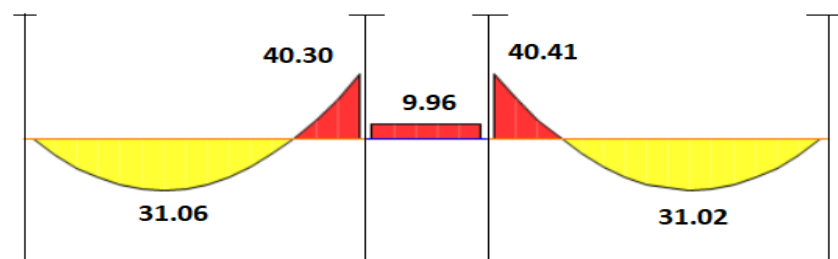
Con la finalidad de corroborar y comprender el comportamiento de la viga, se ha introducido las combinaciones de cargas que la norma E.060 indica, con casos para las cargas sísmicas en cada dirección.

$$1.4CM + 1.7CV$$

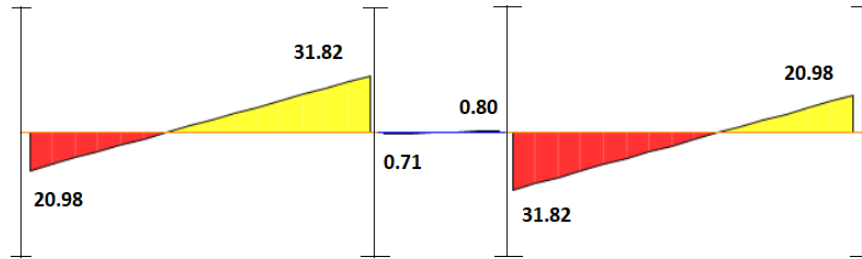
$$1.25(CM + CV) + CS$$

$$0.90(CM) + CS$$

Los momentos flectores (Fig.12) y fuerzas cortantes (Fig.13) para el diseño se muestran a  $d$  de la cara de los apoyos.



**Figura 12.** Diagrama de Momento Flector Mu Viga VT-08 (ton.m)



**Figura13.** Diagrama de Fuerza Cortante  $V_u$  Viga VT-08 (ton)

### Diseño por flexión

El diagrama de momentos flectores nos otorga las resistencias requeridas máximas, la que se deberían poder soportar luego de realizar el diseño por flexión. Se hallará las cantidades de acero mínimo y máximo, para cada sección diferente, antes del diseño.

#### Acero mínimo

De acuerdo a la norma E.060, el acero mínimo de refuerzo en secciones rectangulares, no será menor de:

$$A_s \text{ min} = \frac{0.70 * \sqrt{f'c}}{f_y} * b_w * d$$

Por lo tanto, para la viga que se quiere diseñar el  $A_s \text{ min}$  de las secciones de 0.30x0.70 m y 0.30x0.60 m serán las que se muestran a continuación.

$$A_{s1} \text{ min} = \frac{0.70 * \sqrt{210}}{4200} * 30 * 64 = 4.64 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} \text{ min} = \frac{0.70 * \sqrt{210}}{4200} * 30 * 54 = 3.91 \text{ cm}^2$$

Por otro lado, para el refuerzo máximo la norma precisa que el acero de refuerzo no debe exceder el 75% de lo solicitado como acero balanceado. Se determinara el  $A_s b$  con las siguientes ecuaciones:

$$A_s b * f_y = 0.85 * f'c * 0.85 * c * b$$

$$c = 0.588 * d$$

Entonces se tiene para cada sección:

$$As_1máx = 0.75 * Asb_1 = 0.75 * \frac{0.85 * 210 * 0.85 * 0.588 * 64 * 30}{4200} = 30.50 \text{ cm}^2$$

$$As_1máx = 0.75 * Asb_1 = 0.75 * \frac{0.85 * 210 * 0.85 * 0.588 * 54 * 30}{4200} = 25.80 \text{ cm}^2$$

El refuerzo requerido, debido a los momentos últimos de la figura 12, tendrá que estar dentro de los valores máximos y mínimos hallados. La tabla 25 muestra los momentos positivos y negativos en la viga, el refuerzo requerido y el refuerzo colocado.

**Tabla 25.** Diseño por flexión para la viga VT-08

VT 08			
Mu (ton.m)	Mn (ton.m)	As Requerido (cm2)	As Colocado
0	0	-	2φ1"
31.06	34.51	14.60	2φ1"+2φ3/4"
-40.30	-44.78	19.63	4φ1"
-9.96	-11.07	4.37	2φ1"
-40.41	-44.90	19.70	4φ1"
31.02	34.47	14.58	2φ1"+2φ3/4"
0	0	-	2φ1"

### Diseño por corte

Del diagrama de fuerza cortante se obtienen las resistencias requeridas en el elemento. Las máximas fuerzas cortantes se dan en los tramos más largos, los que denotan una fuerza cortante máxima similar, para el tramo de en medio se verificará el uso del mismo refuerzo.

La resistencia requerida por fuerza cortante será otorgada por el concreto y el acero. Por lo tanto, es necesario saber cuál es el aporte del concreto para poder estimar el refuerzo a colocar. Dicho aporte se puede calcular con la expresión:

$$\phi Vc = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

Los tramos más esforzados tienen una sección de 0.30x0.70m, donde el concreto realiza el aporte de:

$$\phi Vc = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 30 * 64 = 12.53 \text{ ton}$$

Si comparamos el aporte del concreto con la fuerza cortante que actúa en la viga, se concluye que será necesario el uso de estribos.

$$\phi V_c < V_u \rightarrow 12.53 < 31.82 \text{ (ton)}$$

Los estribos deben poder aportar una resistencia igual o mayor a:

$$V_s \geq \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{31.82}{0.85} - 14.74 = 22.70 \text{ ton}$$

Los estribos de 3/8" ( $A_v = 0.71$ ) deberán estar espaciados, de acuerdo a la referencia 5, una distancia no mayor a:

$$s = \frac{A_v * f_y * d}{V_s} = \frac{2 * 0.71 * 4200 * 64}{22700} = 16.81 \text{ cm}$$

Además, se debe verificar si el espaciamiento  $s$  es adecuado, lo cual depende de si  $V_s$  es mayor o menor a  $V_s \text{ lim}$ .

$$V_s \text{ lim} = 1.1 * \sqrt{f'_c} * b * d = 1.1 * \sqrt{210} * 30 * 64 = 30.61$$

Ya que  $V_s < V_s \text{ lim}$  el espaciamiento máximo será 0.60 m o la mitad del peralte efectivo, 0.32 m.

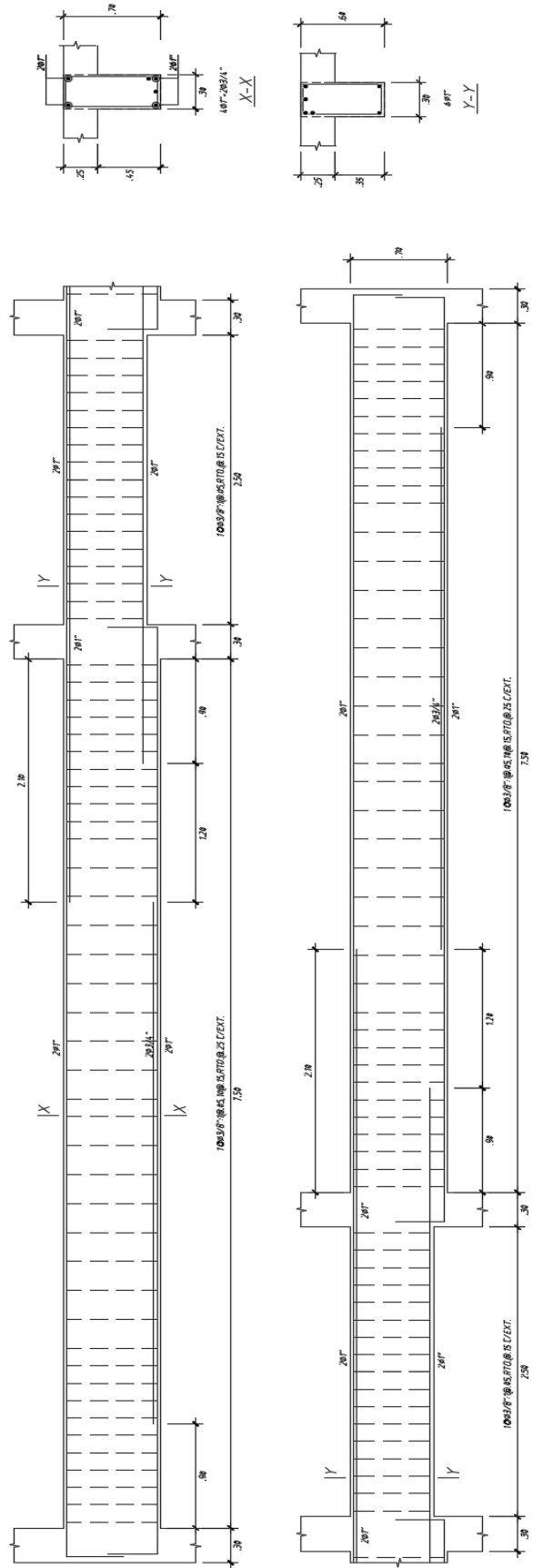
Es así que el refuerzo determinado tendrá la siguiente distribución:

$$1@ .05, 10@ .15, rto@ .25m$$

Para el tramo del centro bastará con colocar estribos cada 0.25 m, pero debido al confinamiento tendrá la siguiente distribución:

$$1@ .05, rto@ .15m$$

Se muestra la figura 14 con el diseño de la viga VT-08.

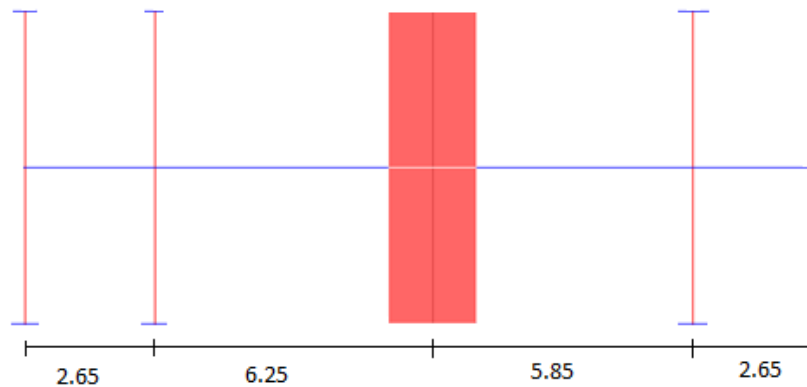


VT-08 (0.30x0.70x0.30x0.60) [Ter. a 4to. Piso]

Figura 14. Diseño de la viga VT-08

### Viga VT-02 0.30x0.60 m

Esta viga pertenece al eje 5 y tiene una sola sección de 0.30x0.60 m. Las cargas que soporta esta viga han sido metradas en el acápite 3.2. Esta viga forma un pórtico con las placas y columnas del mismo eje. Tomando la recomendación de la referencia 5 se puede asumir empotramiento en los extremos más alejados de los elementos verticales, como se muestra en la figura 15.

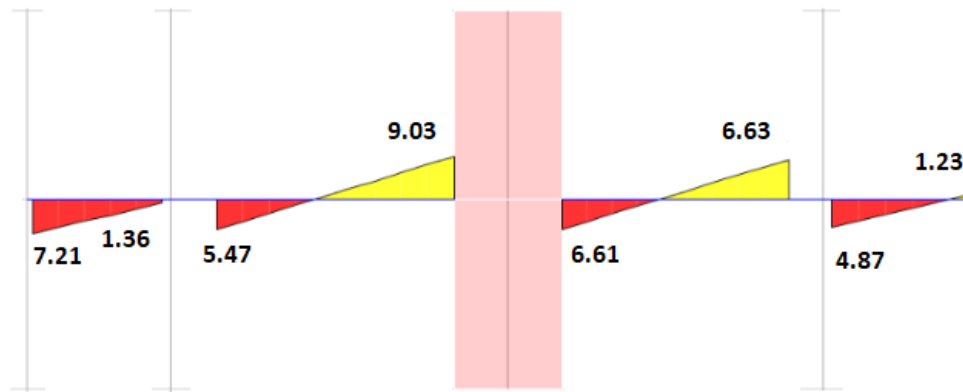


**Figura 15.** Modelo de viga según NTE, para cargas de gravedad

Del mismo modo que la viga anterior se verifican las cargas que llegan a la viga, para poder usar los diagramas que el programa Etabs nos otorga. Todos los diagramas a continuación (Fig.16 a 19) muestran los momentos o fuerzas a “d” de la cara del apoyo, placa o columna. Cabe señalar que para las fuerzas inducidas por cargas sísmicas ya fueron escaladas en el programa Etabs las combinaciones de carga indicadas en la viga VT-08.

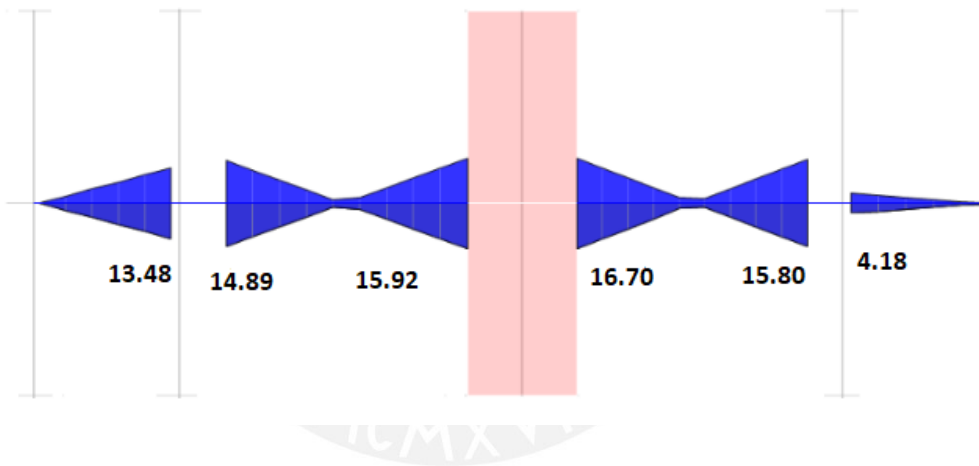


**Figura 16.** Momentos flectores  $M_u$  por cargas de gravedad (ton.m)

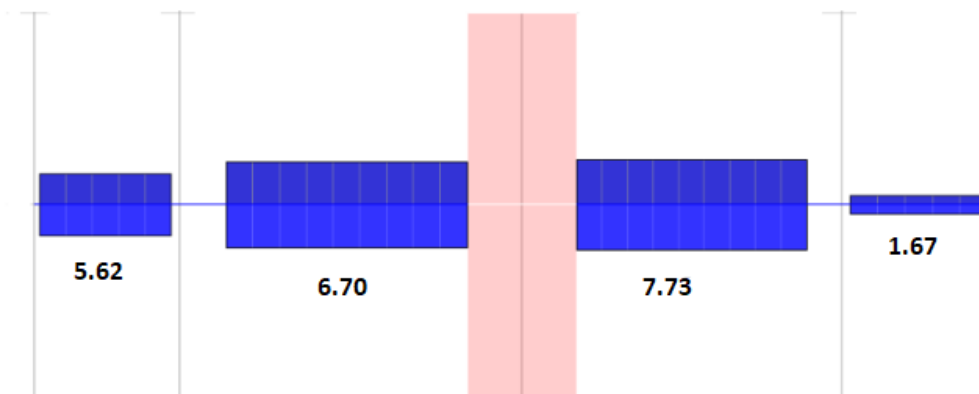


**Figura 17.** Diagrama de fuerzas cortante  $V_u$  por cargas de gravedad (ton.m)

Del análisis sísmico se obtiene:



**Figura 18.** Diagrama de momentos flectores para sismo x-x



**Figura 19.** Diagrama de fuerzas cortantes para sismo x-x



## Diseño por flexión

Con los momentos flectores se puede realizar las combinaciones de carga, con las que se realizara el diseño de la viga VT-02. La tabla 26 resume el proceso de combinación utilizado para todas las vigas.

**Tabla 26.** Combinaciones de carga ( $M_u$ ) para la viga VT-02

VT-02	Tramo1		Tramo 2		Tramo 3		Tramo 4	
CM	0.00	5.14	-0.59	-4.67	-2.38	-2.18	-2.00	0.00
CV	0.00	1.82	-0.21	-1.67	-0.72	-0.91	-1.03	0.00
S	0.00	13.48	-14.89	-15.92	-16.68	-15.77	-4.18	0.00
1.4CM+1.7CV	0.00	10.29	-1.18	-9.38	-4.56	-4.60	-4.55	0.00
1.25(CM+CV)+S	0.00	22.18	-15.89	-23.85	-20.56	-19.63	-7.97	0.00
1.25(CM+CV)-S	0.00	-4.78	13.89	8.00	12.81	11.91	0.39	0.00
0.9CM+S	0.00	18.11	-15.42	-20.12	-18.82	-17.73	-5.98	0.00
0.9CM-S	0.00	-8.85	14.36	11.72	14.54	13.81	2.38	0.00

De la tabla se puede notar cuáles serán las combinaciones con las que se realizará el diseño pues éstas generan las máximas solicitaciones a la viga. Conociendo las máximas solicitaciones se puede comenzar a realizar el diseño por flexión de la viga.

La tabla 27 contiene los refuerzos escogidos.

**Tabla 27.** Diseño por flexión para la viga VT-02

VT 02			
$M_u$	$M_n$	As	As Col
0.00	0.00	-	2 $\phi$ 1"
-8.85	-9.83	4.67	2 $\phi$ 1"
0.00	0.00	-	2 $\phi$ 1"
22.18	24.64	12.45	2 $\phi$ 1"+1 $\phi$ 3/4"
-15.90	-17.67	8.65	2 $\phi$ 1"
-23.83	-26.48	13.50	2 $\phi$ 1"+1 $\phi$ 3/4"
14.35	15.94	7.75	2 $\phi$ 1"
11.72	13.02	6.26	2 $\phi$ 1"
-20.55	-22.83	11.44	2 $\phi$ 1"+1 $\phi$ 3/4"
-19.63	-21.81	10.88	2 $\phi$ 1"+1 $\phi$ 3/4"
14.54	16.16	7.86	2 $\phi$ 1"
13.81	15.34	7.44	2 $\phi$ 1"
-7.97	-8.86	4.19	2 $\phi$ 1"
0.00	0.00	-	2 $\phi$ 1"
2.39	2.66	1.23	2 $\phi$ 1"
0.00	0.00	-	2 $\phi$ 1"

Refuerzo máximo y mínimo para la *viga*

Para determinar el refuerzo mínimo se recurre a la referencia 5, en la que se indica que para una sección rectangular se puede utilizar la siguiente expresión:

$$A_s \text{ min} = \frac{0.70 * \sqrt{210} * b * d}{f_y}$$

La viga tiene solo una sección para todos los tramos que la componen, 0.30x0.60 m. Entonces el refuerzo mínimo será el siguiente:

$$A_s \text{ min} = \frac{0.70 * \sqrt{210} * 30 * 54}{4200} = 3.91 \text{ cm}^2$$

Por otro lado, ya que se trata de la misma sección calculada en la viga anterior, se conoce el refuerzo máximo *As máx.*

$$A_s \text{ máx} = 0.75 * A_s b = 25.80 \text{ cm}^2$$

Con ambos datos se puede afirmar que el refuerzo colocado en las secciones, de la viga VT-02, cumplen con los límites establecidos. Respecto al refuerzo al centro de los tramos, se cubre lo exigido por las cargas con las barras a correr.

### **Diseño por cortante**

Al tener placas en ambas direcciones de la estructura, éstas tomarán gran parte de las fuerzas de sismo, lo suficiente como para haber considerado el sistema estructural como uno de muros. Por ello, de acuerdo a la norma E.060, el diseño por cortante para vigas se realizará por capacidad. La finalidad, de usar un diseño por capacidad, se basa en garantizar una falla dúctil del elemento, ya que mediante la rotulación plástica se podrá utilizar al máximo la resistencia de la viga. Para ello es necesario conocer los momentos nominales del refuerzo colocado por flexión en el elemento. Como ejemplo se realizará el diseño del tramo 2, donde:

Para momentos en sentido horario:

$$A_s = 13.04 \text{ cm}^2, \text{ nos otorga un } M_n = 31.28 \text{ ton.m}$$

$$A_s = 10.2 \text{ cm}^2, \text{ nos otorga un } M_n = 24.83 \text{ ton.m}$$

Para momentos en sentido anti horario:

$$A_s = 10.2 \text{ cm}^2, \text{ nos otorga un } M_n = 24.83 \text{ ton.m}$$

Luego con la carga muerta y viva distribuida sobre la viga, las que ya fueron calculadas para el diseño por flexión, se tiene las siguientes cargas en servicio: para carga muerta 1.06 ton/m, y para carga viva 0.35 ton/m. Estos valores serán amplificados por 1.25, y se obtendrá una carga distribuida última igual a 1.76 ton/m. En toda la luz libre de 4.60 m.

Con los momentos hallados y la carga última se desarrolla el modelo de viga para dos casos, para los momentos en sentido horario y anti horario respectivamente.

La fuerza cortante se determinará por medio de la siguiente ecuación presentada por la referencia 5.

$$V_{ud} = \frac{M_{nd} + M_{ni}}{l_n} + \frac{w_u * l_n}{2}$$

$$V_{u_1} = \frac{(31.28 + 24.83)}{4.60} + \frac{1.76 * 4.60}{2} = 16.25 \text{ ton}$$

$$V_{u_2} = \frac{(24.83 + 24.83)}{4.60} + \frac{1.76 * 4.60}{2} = 14.84 \text{ ton}$$

Ahora de las combinaciones de cargas se puede obtener otra cortante máxima, con ayuda de la envolvente obtenida en el programa Etabs. La envolvente, por medio de una superposición de combinaciones, nos brinda las máximas solicitaciones en el elemento.

**Tabla 28.** Combinaciones de carga ( $V_u$ ) para la viga VT-02

VT-02	Tramo1		Tramo 2		Tramo 3		Tramo 4	
CM	-3.42	-0.87	-2.73	4.50	-3.35	3.25	-2.13	0.53
CV	-1.43	0.09	-0.97	1.61	-1.13	1.22	-1.11	0.29
S	5.62	5.62	6.70	6.70	7.73	7.73	1.67	1.67
1.4CM+1.7CV	-7.22	-1.07	-5.47	9.04	-6.61	6.62	-4.87	1.24
1.25(CM+CV)+S	-0.44	4.65	2.08	14.34	2.13	13.32	-2.38	2.70
1.25(CM+CV)-S	-11.68	-6.60	-11.33	0.94	-13.33	-2.14	-5.72	-0.65
0.9CM+S	2.54	4.84	4.24	10.75	4.72	10.66	-0.25	2.15
0.9CM-S	-8.70	-6.40	-9.16	-2.65	-10.75	-4.81	-3.59	-1.19

De la tabla 28 se puede extraer las fuerzas cortantes máximas que cada tramo debería resistir. De acuerdo a la referencia 2, la expresión a desarrollar nos otorga el aporte del concreto.

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * b * d = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 30 * 54 = 10.58 \text{ ton}$$

$$V_c = 10.85/0.85 = 12.45$$

Con ello nos percatamos que hay tramos donde las cortantes son mayores al aporte del concreto; por lo tanto, será necesario el uso de estribos en estos. Los estribos de confinamiento, exigidos por la norma E.060, serán suficientes para cumplir con:

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

La norma E.060 señala que la zona de confinamiento tendrá una longitud igual a dos veces el peralte de la viga (2h), distancia medida desde la cara del elemento vertical.

El espaciamiento mínimo será el menor de los siguientes casos:

- a.  $d/4 = 54/4 = 13.50 \text{ cm}$ , no es necesario que sea menor a 15 cm.
- b.  $10db = 10 * 1.59 = 15.90 \text{ cm}$
- c.  $24de = 24 * 0.95 = 22.80 \text{ cm}$
- d. 30 cm

Para la viga VT-02, la longitud de confinamiento será 1.20 m (2x0.60 m), donde se colocarán estribos cada 15 cm. Se comprobará que el aporte del refuerzo por corte sea el adecuado para la mayor fuerza cortante,  $V_u$ .

$$V_s \text{ req.} = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{16.25}{0.85} - 12.45 = 6.67 \text{ ton}$$

$$V_s \text{ colocado} = \frac{A_v * f_y * d}{s} = \frac{2 * 0.71 * 4200 * 54}{15 * 1000} = 21.47 \text{ ton}$$

El refuerzo colocado es más que suficiente para soportar los esfuerzos a desarrollarse en la viga. De acuerdo a la norma E.060, pasada la zona de confinamiento los estribos estarán espaciados a no más de  $0.5d$ , 27 cm. Entonces la distribución del refuerzo será la siguiente:

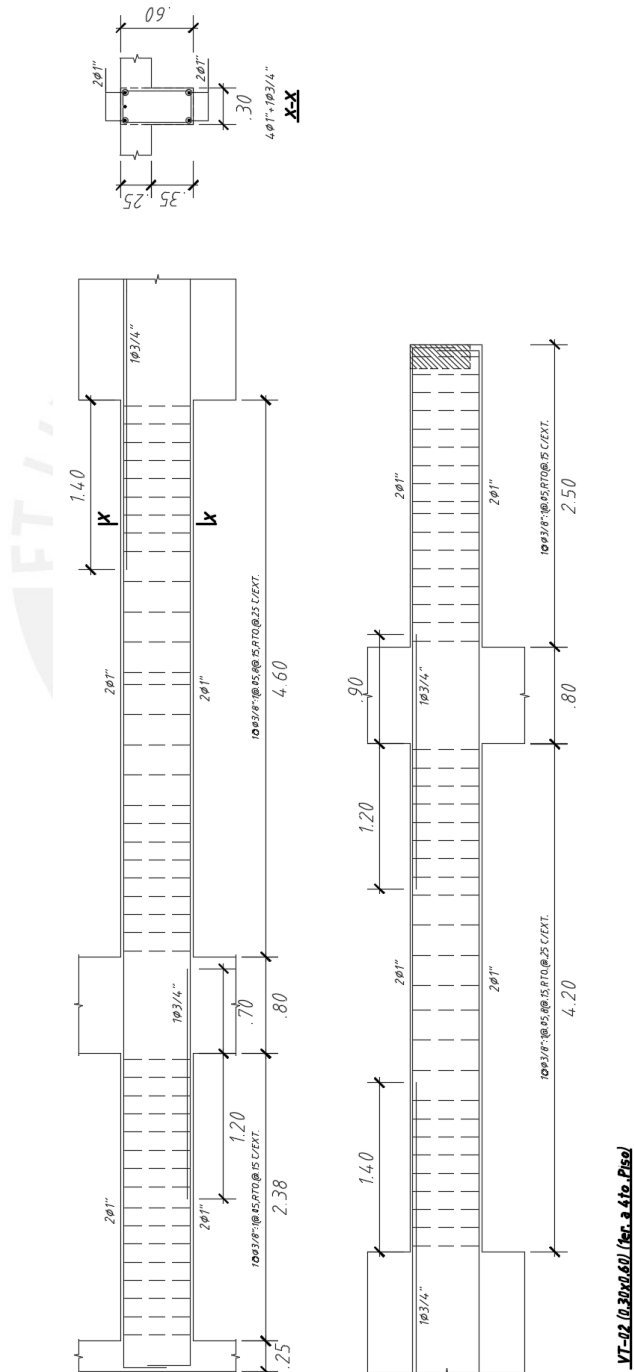
$$1@ .05, 8@ .15, rto@ .25m$$

Y para toda la viga, la distribución se muestra en la tabla 29. Para los tramos de 2.65 m se colocarán los estribos de confinamiento, debido a que la luz libre de estos es menor a la longitud de confinamiento.

**Tabla 29.** Distribución de estribos para la viga VT-02

Estribo 1φ3/8"			
Tramo1	Tramo 2	Tramo 3	Tramo 4
1@.05, rto@ .15m	1@.05, 8@.15, rto@ .25m	1@.05, 8@.15, rto@ .25m	1@.05, rto@ .15m

En la figura 20 se muestra el diseño final de la viga VT-02.



**Figura 20.** Diseño de la viga VT-02

### 5.3 Diseño de columna

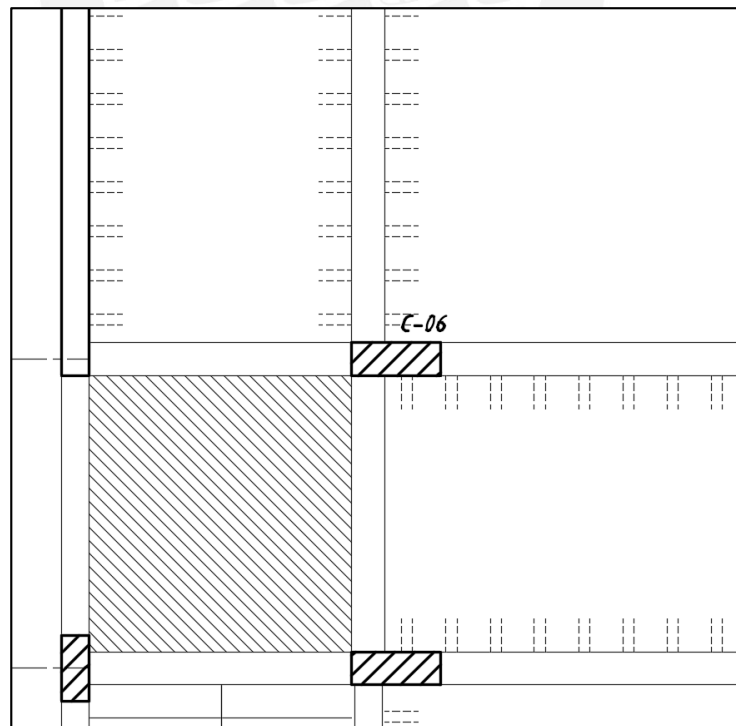
Las columnas se diseñaran por flexocompresión y por corte. Para el diseño por corte se tendrá en cuenta que al tener una estructura con un sistema estructural de muros en ambas direcciones, las placas toman un gran porcentaje de las fuerzas cortantes. Es decir, se espera tener momentos pequeños por sismo.

Como ejemplo se presenta el diseño de la columna C-06.

#### Columna C-06 (0.80x0.30 m)

##### Diseño por flexocompresión

La columna a diseñar posee una configuración rectangular, para la cual se han estimado una distribución del refuerzo a evaluar en el diagrama de interacción. Se han empleado las combinaciones correspondientes a las cargas, de acuerdo a lo indicado en la norma E.060. A continuación se presenta la figura 21 del piso típico con la columna a diseñar, y la tabla 30 de las fuerzas que actúan en el elemento.



**Figura 21.** Columna C-06

**Tabla 30. Fuerzas internas en la columna C-04**

C-06		P (ton)	Vx (ton)	Vy (ton)	Mx (ton.m)	My (ton.m)
Extremo superior	CM	-87.37	-1.05	-1.92	3.31	1.90
	CV	-30.82	-0.37	-0.86	1.48	0.66
	SISMO X-X	8.14	4.79	0.33	0.44	2.57
	SISMO Y-Y	3.22	0.72	0.48	0.56	0.74
Extremo inferior	CM	-88.99	-1.05	-1.92	-2.07	-1.05
	CV	-30.82	-0.37	-0.86	-0.93	-0.37
	SISMO X-X	8.14	4.79	0.33	0.49	10.86
	SISMO Y-Y	3.22	0.72	0.48	0.78	1.57

La tabla 31 muestra las combinaciones de carga para el extremo inferior. Se verificara que todos los puntos conformados por (Mu, Pu) estén dentro del diagrama de interacción.

**Tabla 31. Combinaciones de carga para el extremo inferior**

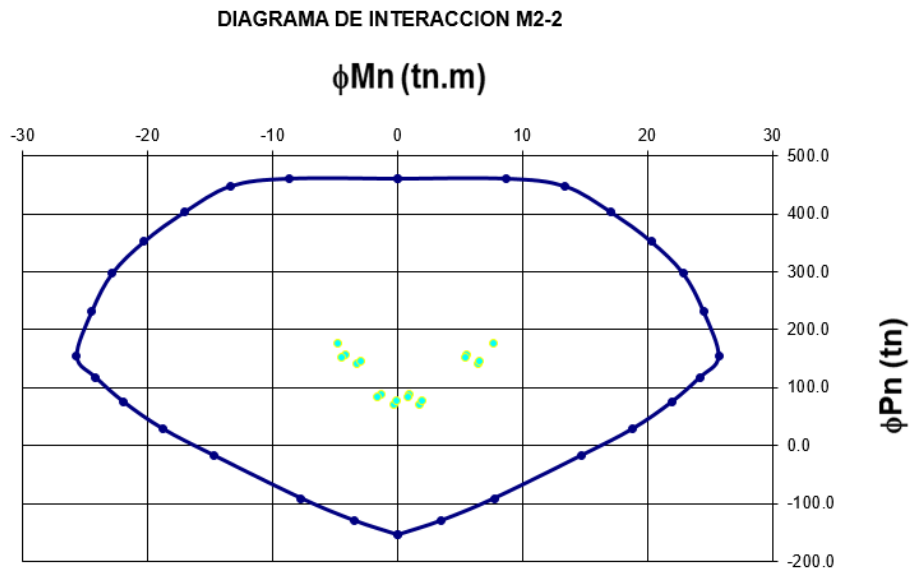
Combinaciones	P (ton)	Vx (ton)	Vy (ton)	Mx (ton.m)	My (ton.m)
0.90CM+SISXX	-71.95	3.84	-1.40	-1.37	9.91
0.90CM-SISXX	-88.22	-5.74	-2.06	-2.35	-11.80
0.90CM+SISYY	-76.87	-0.22	-1.25	-1.08	0.63
0.90CM-SISYY	-83.30	-1.67	-2.21	-2.64	-2.52
1.25(CM+CV)+SISXX	-141.62	3.01	-3.15	-3.26	9.08
1.25(CM+CV)-SISXX	-157.89	-6.57	-3.81	-4.23	-12.64
1.25(CM+CV)+SISYY	-146.54	-1.05	-2.99	-2.96	-0.21
1.25(CM+CV)-SISYY	-152.97	-2.50	-3.96	-4.53	-3.35
1.4CM+1.7CV	-176.97	-2.10	-4.15	-4.47	-2.10

De acuerdo a los datos obtenidos se puede afirmar que la columna trabaja por gravedad y que, aunque en menor medida, está percibe mayor sollicitación sísmica en X-X. Debido a que esta columna aporta mayor rigidez en dicho sentido, se puede notar que el momento en la dirección Y-Y siempre es mayor.

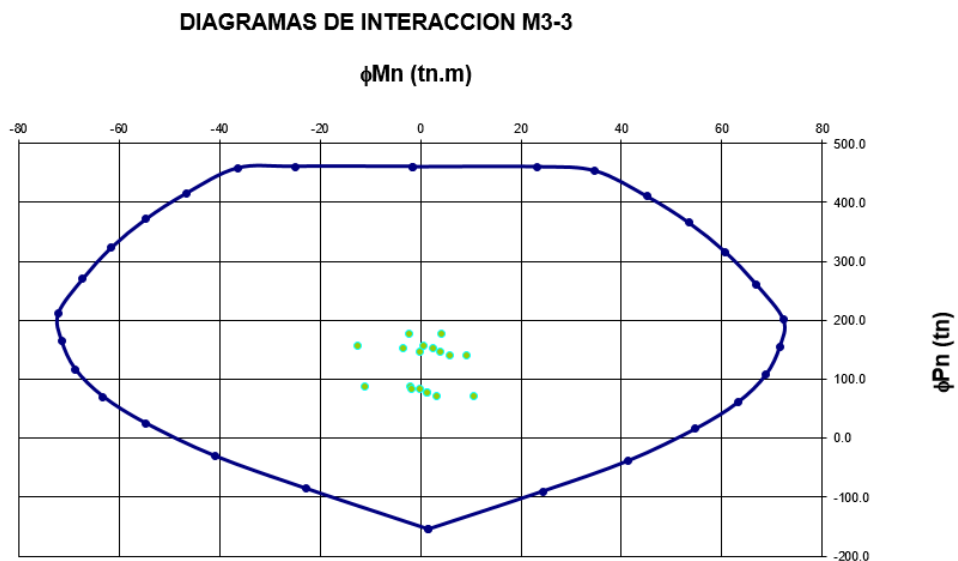
Para poder realizar el diagrama de interacción es necesario colocar el refuerzo a la columna. Se optó por colocar una cuantía mayor a la mínima como refuerzo tentativo. De acuerdo a la norma NTE E.060 la cuantía no deberá ser menor a 1% ni mayor a 6%, y para cuantías mayores a 4%, será necesario realizar el detalle de uniones.

$$\rho \text{ mín} = 1\% = \frac{A_s}{2400} \rightarrow A_s = 24 \text{ cm}^2$$

Se colocarán 12 varillas de 3/4" entre las esquinas más alejadas y las distribuidas en los tramos medios. Con ello se obtienen los diagramas de interacción para ambas direcciones (Fig.22 y 23).



**Figura 22.** Diagrama de interacción de C-06 para la dirección X-X



**Figura 23.** Diagrama de interacción de C-06 para la dirección Y-Y

Las figuras 22 y 23 nos confirman la validez de la distribución del acero, pues todos los puntos de las combinaciones están dentro del gráfico.



### Diseño por corte

Como se ha indicado anteriormente la columna trabaja esencialmente por cargas de gravedad; para determinar el refuerzo se analizará la columna en dos partes, una para cada dirección de análisis. Según la referencia 5 para este caso la resistencia del concreto, para fuerzas cortantes, se puede determinar por medio de la siguiente expresión:

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d * \left(1 + \frac{Nu}{140 * Ag}\right)$$

Donde:

Nu: carga axial última

Ag: área bruta de la sección

Para la dirección X:

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 30 * 74 * \left(1 + \frac{176970}{140 * 30 * 80}\right) = 22.13 \text{ ton}$$

Con ello se puede determinar la resistencia que el refuerzo debe proveer al diseño por corte, para ello serán necesarias las expresiones:

$$V_s = \frac{Vu}{\phi} - V_c \quad S = \frac{Av * f_y * d}{V_s}$$

Donde  $V_u$  se obtiene de la tabla 31, pero de acuerdo a la norma E.060 la fuerza cortante de diseño no debe ser menor al menor valor obtenido de los siguientes dos criterios:

$$1. V_u = \frac{M_{nsup} + M_{ninf}}{hn} \quad (\text{Diseño por capacidad})$$

2. Factor de amplificación para los valores de sismo igual a 2.5

Entonces se tiene:

Para la dirección X:

$$1. V_u = \frac{39.90 + 39.90}{2.80} = 28.50 \text{ ton}$$

$$2. V_u \text{ max} = 1.25(1.05 + 0.37) + 2.5 * 4.80 = 13.80 \text{ ton}$$

De los cálculos anteriores, para la dirección X el valor de la fuerza cortante de diseño será 28.50 ton. Eso quiere decir que sería necesario el uso de estribos pues el aporte del concreto es menor (22.13 ton).

Entonces se colocarán estribos en la zona de confinamiento ( $L_o$ ) y la zona central, de acuerdo a la norma E.060. La longitud de  $L_o$  se medirá desde la cara del nudo, y no debe ser menor que el mayor entre:

- a. Una sexta parte de la luz libre del elemento
- b. La mayor dimensión de la sección transversal del elemento
- c. 50 cm

El espaciamiento  $S_o$  de los estribos en la longitud  $L_o$  no deberá exceder al menor entre:

- a. Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro
- b. La mitad de la menor dimensión de la sección transversal
- c. 10 cm

Para la zona central es espaciamiento de los estribos no deberá ser mayor a 30 cm, y deberá cumplir con:

- a. 16 veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro
- b. El espaciamiento requerido por la fuerza cortante

Realizando los cálculos se tiene:

La longitud  $L_o$  no debe ser menor a la longitud mayor entre 0.47 m, 0.80 m y 0.50 m; entonces  $L_o$  será 0.80 m.

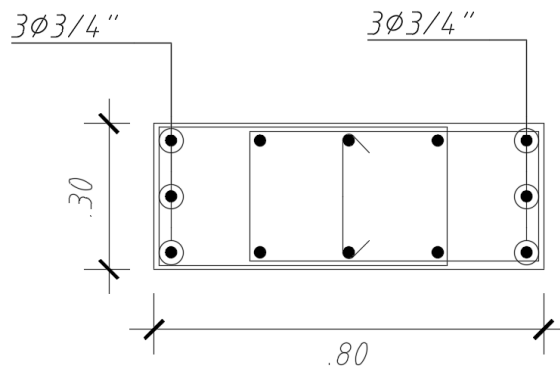
El espaciamiento  $S_o$  no tiene que exceder la menor longitud entre 15.28 cm, 15 cm y 10 cm; entonces  $S_o$  será 10 cm.

El espaciamiento en la zona central no será mayor que  $16 \times 1.91 = 30.50$  cm o 30 cm, entonces el espaciamiento será 30 cm.

Se decide emplear estribos de 3/8", con lo que se obtuvo la siguiente distribución:

1@.05, 8@ .10, rto @.30 m , para cada dirección.

La figura a continuación muestra el armado de la columna C-06 con la distribución de estribos calculada



$12\phi 3/4''$                       1er, 2do Piso  
 $6\phi 3/4'' + 6\phi 5/8''$             3er, 4to Piso  
 $12\phi 5/8''$                         5to Piso  
 $2\text{C} + 1\text{C } \phi 3/8''$ :  $1@.05, 8@.10, \text{Rto}@.30$   
 (Desde cada Extremo)

**Figura 24.** Diseño de la columna C-06

#### 5.4 Diseño de placa

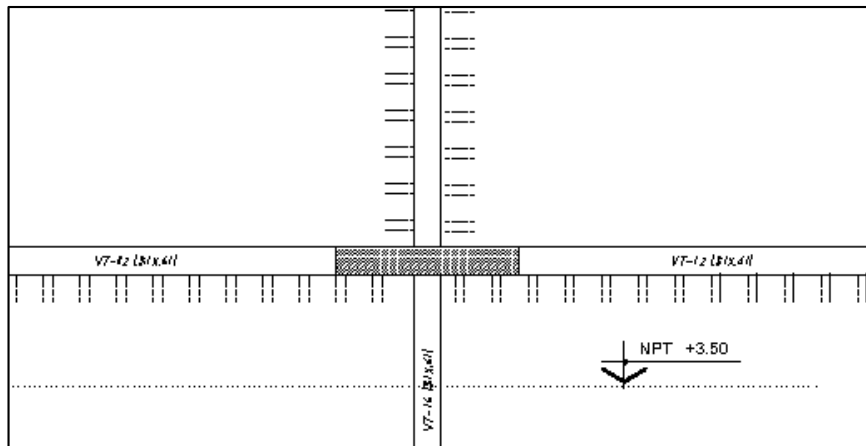
Como elemento vertical, las placas se encuentran esforzadas por flexocompresión y corte. Esto es típico de estos elementos, debido a que soportan gran parte de la fuerza cortante producida por un sismo.

Como ejemplo se presenta el diseño de la placa PL-03.

#### Placa PL-03

##### Diseño por flexocompresión

Con la sección definida para esta placa se estima la distribución del refuerzo para obtener el diagrama de interacción. El diagrama de interacción nos limitará los momentos y fuerzas de diseño aceptables para la distribución de acero estimada. En la tabla 32 se tiene las fuerzas actuantes en la placa PL-03, la cual pertenece al pórtico del eje 4 con una longitud de 2.00 m de largo y 0.30 m de ancho.



**Figura 25.** Placa PL-03

**Tabla 32.** Fuerzas en la placa PL-03

PL-03		P (ton)	Vx (ton)	Vy (ton)	Mx (ton.m)	My (ton.m)
Extremo superior	CM	-140.20	0.40	-2.60	6.00	-0.60
	CV	-46.90	0.17	-1.20	2.90	-0.30
	SISMO X-X	9.22	27.20	0.30	0.50	31.20
	SISMO Y-Y	8.50	5.40	0.70	1.10	5.30
Extremo inferior	CM	-145.20	0.40	-2.60	-3.00	0.80
	CV	-46.90	0.16	-1.20	-1.40	0.30
	SISMO X-X	9.20	27.20	0.30	0.70	125.30
	SISMO Y-Y	8.50	5.40	0.70	1.50	22.80

Con los valores determinados para la placa PL-03 se puede desarrollar las combinaciones de carga, las cuales nos otorgarán los puntos (Mu, Pu) que deberán encontrarse dentro del diagrama de interacción. La tabla 33 muestra las combinaciones para la parte inferior de la placa ya que se encuentra más esforzada.

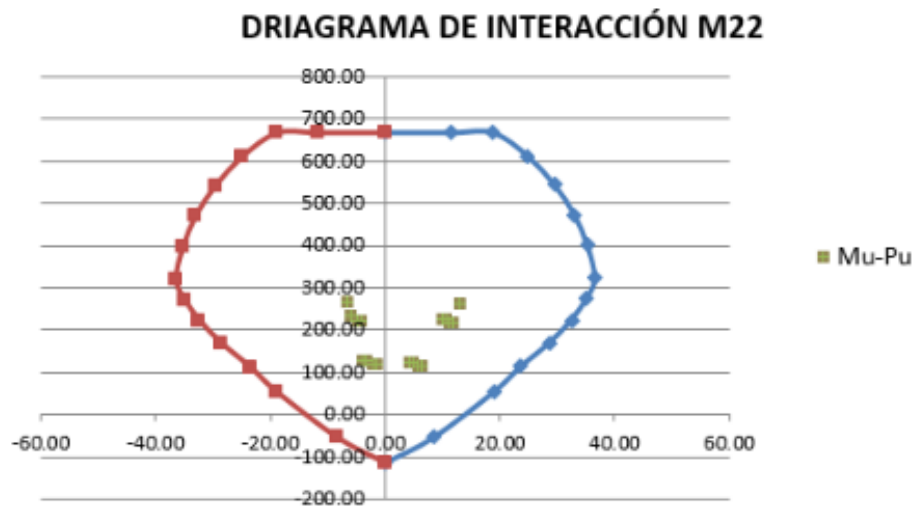
**Tabla 33.** Combinaciones de carga para la placa PL-03

Combinaciones	P (ton)	Vx (ton)	Vy (ton)	Mx (ton.m)	My (ton.m)
0.90CM+SISXX	-121.50	27.60	-2.00	-2.00	126.00
0.90CM-SISXX	-139.90	-26.90	-2.70	-3.50	-124.60
0.90CM+SISYY	-122.20	5.80	-1.60	-1.20	23.50
0.90CM-SISYY	-139.20	-5.00	-3.10	-4.30	-22.10
1.25(CM+CV)+SISXX	-230.90	27.90	-4.40	-4.90	126.60
1.25(CM+CV)-SISXX	-249.40	-26.50	-5.10	-6.30	-124.00
1.25(CM+CV)+SISYY	-231.70	6.10	-4.00	-4.00	24.10
1.25(CM+CV)-SISYY	-248.70	-4.70	-5.50	-7.10	-21.40
1.4CM+1.7CV	-283.00	0.85	-5.72	-6.70	1.60

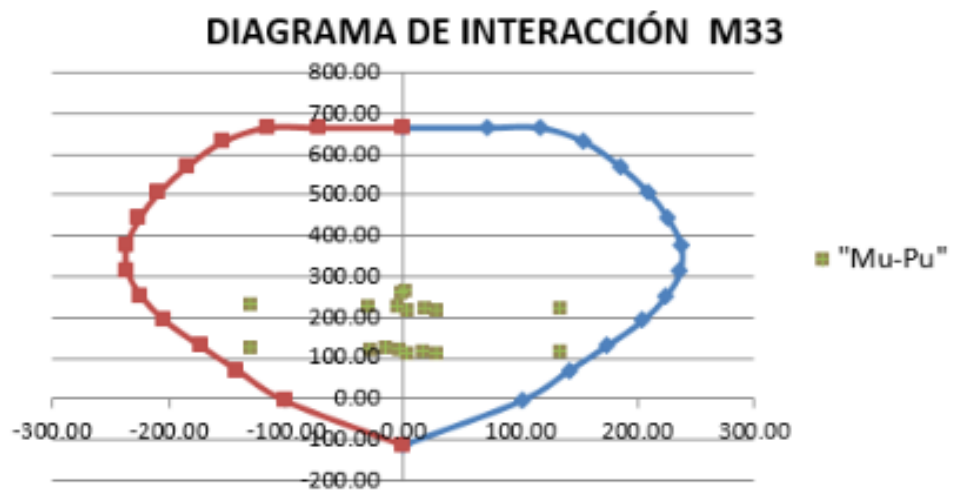
Se puede apreciar que la placa toma un mayor porcentaje de fuerza cortante en la dirección X, lo cual es lógico debido a que en ésta se tiene su mayor longitud, y como consecuencia de ello el momento en dirección Y es mayor; por otro lado, la carga de gravedad que recibe es acorde al área tributaria, un área mayor a la de una columna.

Para generar un momento resistente nominal en las placas se colocarán refuerzos de mayor diámetro en los extremos de la placa, extremos conocidos como núcleo de placa. La distribución de acero tendrá la siguiente configuración, 12Ø5/8" para los núcleos y 14Ø3/8" para el centro de la placa.

Con ello, se obtienen los siguientes diagramas de interacción para cada dirección de análisis.



**Figura 26.** Diagrama de interacción para la dirección X-X



**Figura 27.** Diagrama de interacción para la dirección Y-Y

Se puede apreciar que todos los puntos ( $M_u$ ,  $P_u$ ) se encuentran dentro de los gráficos de interacción. Por lo tanto se puede afirmar que la placa es capaz de resistir las cargas de gravedad y las sollicitaciones sísmicas que se presenten.

### Diseño por corte

De forma similar a los demás elementos se tendrá que calcular el aporte del concreto a la resistencia del elemento. Por lo que se utilizará la siguiente fórmula.

$$\phi V_c = 0.85 * A_{cw} * \alpha_c * \sqrt{f'_c}$$

La norma NTE E.060, indica un valor de  $h_m/l_m = 17.50/2.00 = 8.75$ , entonces la cuantía de refuerzo vertical debe ser mayor a la de refuerzo horizontal. Además  $\alpha_c$  será 0.53, y se tendrá un aporte del concreto para la fuerza en la dirección X igual a:

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 30 * 160 = 31.30 \text{ ton}$$

Con ello se puede obtener la resistencia que los estribos deben aportar al elemento. De la tabla 33 se obtiene el valor de la fuerza cortante máxima según las combinaciones,  $V_u = 27.90 \text{ ton}$  en dirección X. Pero de acuerdo a la norma E. 060, la fuerza cortante de diseño debe ser amplificada. Ello se debe a que es necesario realizar un ajuste a la fuerza cortante, acorde a la capacidad de flexión de la placa; con la finalidad de evitar la falla frágil.

$$V_{ua} = V_u \left( \frac{M_n}{M_u} \right) = 27.90 \left( \frac{220}{126} \right) = 50.30 \text{ ton}$$

La amplificación será aplicada hasta una altura igual a o mayor a:

- a. La longitud del muro
- b.  $M_u/4V_u$
- c. La altura de los dos primeros pisos

Luego, se determina la resistencia que el refuerzo debe proveer.

$$V_s = \frac{V_{ua}}{\phi} - V_c = 22.35 \text{ ton}, \quad \rho_h = \frac{V_s}{A_{cw} * f_y} = \frac{22350}{30 * 180 * 4200} = 0.0010$$

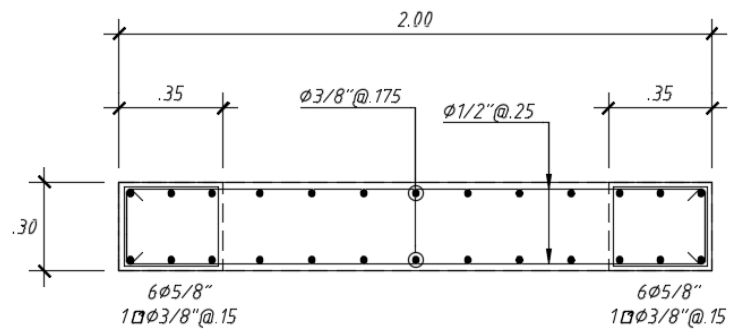
En base a ello se puede determinar que para  $V_{ua}=50.30$  ton se colocará refuerzo horizontal de dos capas con  $\phi 1/2''@0.25$ m. Para el refuerzo vertical corresponde, en función del refuerzo horizontal, la siguiente cantidad:

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

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 * \left( 2.5 - \frac{17.50}{2.00} \right) * (0.0034 - 0.0025) = -0.00031 < 0.0025$$

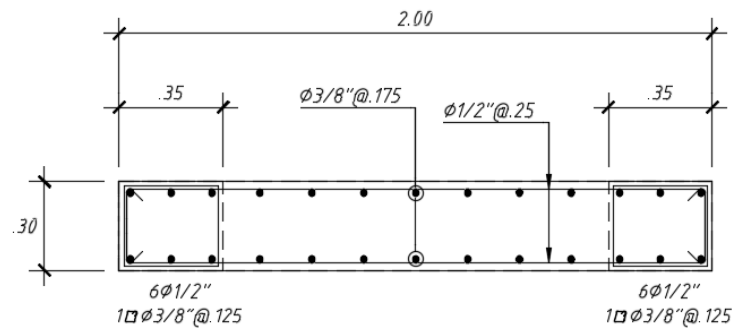
Por lo tanto, el refuerzo vertical tendrá una cuantía de 0.0025; lo cual son dos capas de  $\phi 3/8''@0.175$  m. No se evalúa la otra dirección, ya que la placa trabaja principalmente ante sismos en la dirección X.

La figura 28 muestra el armado de la placa.



*PL-03 (1er. y 2do. Piso)*

*(f'c=210 kg/cm2)*



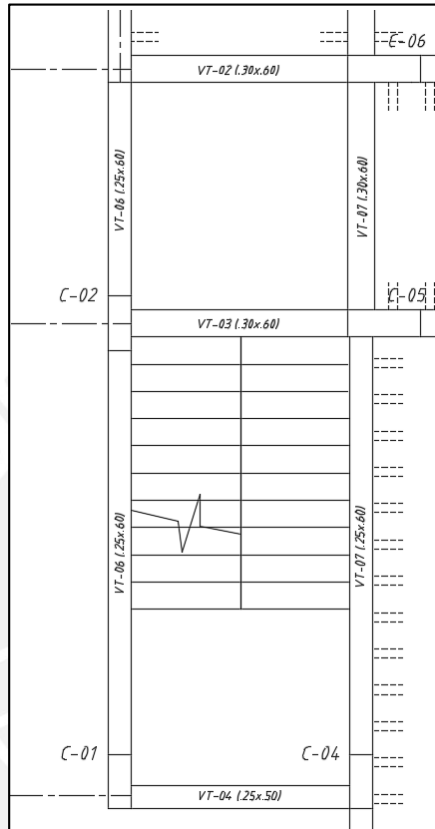
*PL-03 (3er. 4to. y 5to. Piso)*

*(f'c=210 kg/cm2)*

**Figura 28.** Armado de la placa PL-03

## 5.5 Diseño de escalera

La escalera de la estructura consta de dos tramos y un descanso los cuales pueden ser idealizados como losas (Fig.29). Para comenzar con el diseño de la escalera es necesario saber las cargas de gravedad que actúan sobre ella.



**Figura 29.** Escalera de acceso.

De acuerdo a la NTE E.020 los corredores y escaleras de los centros educativos tendrán una sobrecarga de  $0.40 \text{ ton/m}^2$ , adicionalmente a ello el peso de la escalera estará determinado por la siguiente fórmula (San Bartolomé, 1998).

$$\text{Carga Muerta} = 2.4 * \left( \frac{CP}{2} + g \left( \sqrt{1 + \left( \frac{CP}{P} \right)^2} \right) \right)$$

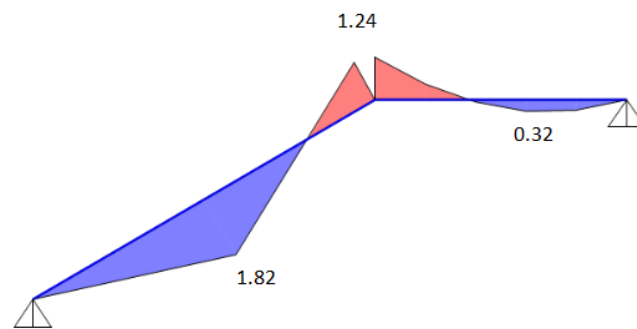
Para una garganta (g) de 17 cm, pasos (P) de 30 cm y contrapasos (CP) de 15.9 cm. Se tiene:

$$CM = 2.4 * \left( \frac{15.90}{2} + 17 * \left( \sqrt{1 + \left( \frac{15.90}{30} \right)^2} \right) \right) = 0.75 \text{ ton/m}^2$$

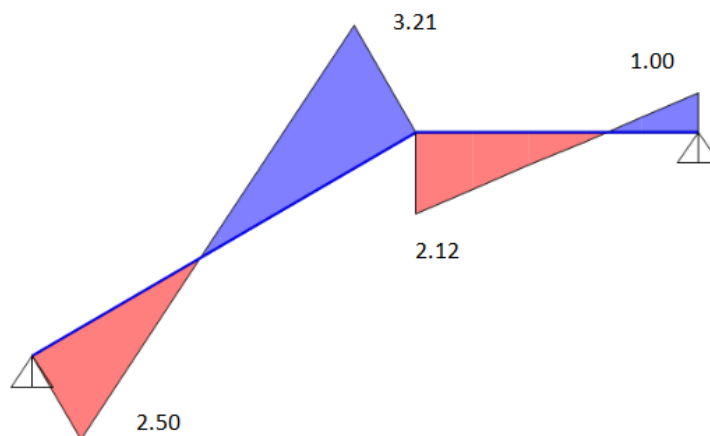


El descanso se apoyará en dos placas de 2.20 m de largo y en una viga de 0.30x0.50 m. Mientras que las salidas y llegadas de piso de la escalera se apoyan en una viga de 0.30x0.60 m. Por lo tanto, se puede idealizar el análisis de los tramos, como elementos de un metro de fondo, para facilitar el cálculo del acero de refuerzo. Por otro lado, para el descanso se considera un espesor de 17 cm el cual será modelado en el programa SAP2000 a fin de obtener mayor detalle del desarrollo de momentos.

Para la llegada o partida de los tramos en el descanso se consideró un metro de desarrollo de momento en el modelo desarrollado en el programa, ello con la finalidad de poder recrear lo mejor posible la transmisión de momentos. Para el descanso se asignó una carga distribuida en los extremos donde se apoya la escalera.



**Figura 30.** Diagrama de momentos flectores en el primer tramo (ton.m)



**Figura 31.** Diagrama de fuerzas cortantes en el primer tramo (ton.m)

Se consideró un metro de profundidad para el análisis; por lo tanto asumiendo una sección de base 1.00 m y una altura de 0.17 m se obtendrán los siguientes refuerzos:

**Tabla 34.** Refuerzo colocado en el tramo 1

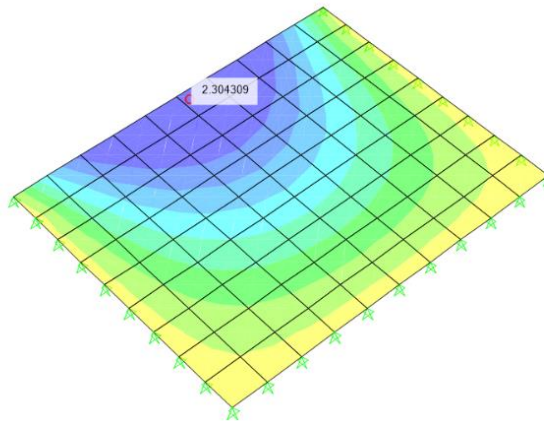
Mu (ton.m)	Mn (ton.m)	As (cm <sup>2</sup> )	As colocado
1.82	2.02	3.54	3/8"@.20
-1.24	-1.38	2.39	3/8"@.25
-1.24	-1.38	2.39	3/8"@.25
0.32	0.36	0.61	3/8"@.25

Cabe señalar que el refuerzo para el tramo 2 de la escalera será el mismo debido a que la geometría y las cargas son las mismas.

Por otro lado, para el descanso (Fig.32) se repartió el acero mínimo en dos mallas, superior e inferior, con una armadura mínima en cada dirección.

$$As_{\text{mín}} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 100 * 17 = 3.06 \text{ cm}^2$$

Las mallas a colocar cumplen con la mitad del As mín. y tendrán el mismo diámetro que los colocados en los tramos de escalera de ser posible.



**Figura 32.** Diagrama de momentos en el descanso (ton.m)

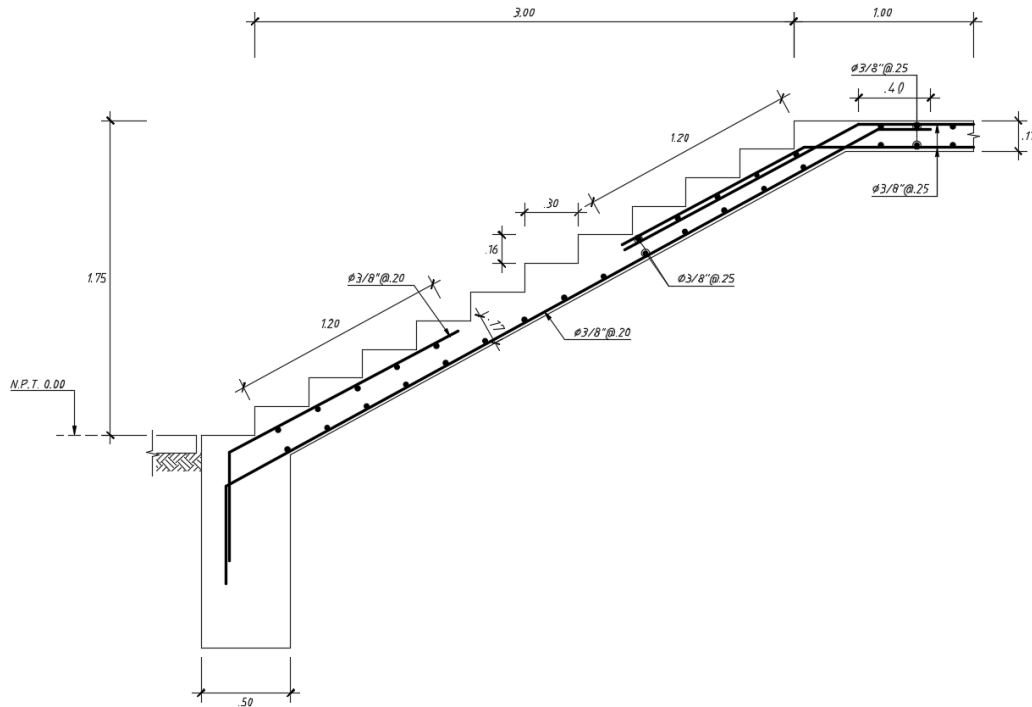
En vista de los momentos que se desarrollan y la distribución de una malla superior e inferior se optó por las siguientes:

*Malla superior* Ø3/8"@.25

*Malla inferior* Ø3/8"@.25

Del mismo modo, para el diseño del paño de llegada de la escalera en cada nivel se hizo un modelo similar. Con el mismo peralte de 0.17 m y al estar apoyado en sus 4 lados, se obtuvo como refuerzo las mismas mallas superior e inferior.

Con ello el diseño no se necesitará bastones de refuerzo y se cumplirá con el acero mínimo. La figura 33 muestra la distribución del refuerzo en la escalera.



**Figura 33.** Refuerzo de escalera 1er tramo

## 6. DISEÑO DE CIMENTACIÓN

La cimentación tiene el objetivo de transmitir las cargas de la estructura hacia el suelo de forma segura y eficiente. Por otro lado, se sabe que las características del terreno se pueden determinar mediante un estudio de mecánica de suelos. De ahí se conocerá el tipo de suelo sobre el que se edificará, la profundidad de cimentación y la carga admisible.

Con el fin de asegurar un correcto diseño, primero se verificarán los esfuerzos en las zapatas, pues deben ser menores a la carga admisible del suelo. Para determinar los esfuerzos en mención se empleará una distribución lineal de presiones haciendo uso de la siguiente expresión.

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{6 * M}{B * L^2}$$

Los esfuerzos que se hallen tampoco podrán ser de tracción, pues eso indica que el suelo trabaja en tracción, algo que no sucede en realidad.

En caso se diera el caso de obtener esfuerzos de tracción, se empleará la distribución de presión uniforme propuesta por Meyerhof.

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

Para poder verificar los esfuerzos es necesario dimensionar la zapata. Esto se puede conseguir dividiendo las cargas de gravedad entre el esfuerzo admisible del terreno. En este caso se amplificarán las cargas por 1.05 con el fin de considerar el peso adicional de la zapata y el suelo; además se castigará el esfuerzo con un factor de 0.9 a fin de conseguir un área adecuada.

A continuación se presentan como ejemplos las zapatas de la placa PL-01 y la placa PL-03.

### 6.1 Diseño de la zapata Z-09 (placa PL-01)

La placa PL-01 transmite cargas de gravedad y sismo en dirección X. La tabla 35 muestra las cargas que recibe la zapata.

**Tabla 35.** Cargas transmitidas a la zapata Z-09

	CM	CV	SIS XX	SIS YY
P(Ton)	94.76	20.89	4.87	3.50
Mx(Ton.m)	0.42	0.19	0.33	0.78
My(Ton.m)	1.28	0.43	105.78	17.67

Como se hizo mención la placa sobre la zapata recibe cargas por sismo en dirección X, lo que genera momentos predominantes en Y. Ahora se puede determinar las dimensiones de la zapata, para ello cabe recordar que el esfuerzo admisible del suelo es de 2.5 kg/cm<sup>2</sup> y que la profundidad de cimentación es de 1.40 m.

$$\text{Área} = \frac{1.05(95 + 21)}{0.9 * 25} = 5.40 \text{ m}^2$$

La placa PL-01 tiene dimensiones de 2.00x0.30 m y se desea tener volados idénticos o similares a ambos lados, que a su vez me den un área similar siendo igual o mayor. Se optó por una zapata de 4.00x2.30 m con volados de 1.00 m longitudinales y transversales.

Con las dimensiones determinadas se hallarán los esfuerzos en la zapata para solo cargas de gravedad y cargas de gravedad con momentos flectores.

#### Verificación solo por cargas de gravedad

$$\sigma_{1,2} = \frac{(P_m + P_v) * 1.05}{B * L} \pm \frac{6(M_{ym} + M_{ym})}{B * L^2}$$

$$\sigma_1 = \frac{(95 + 21) * 1.05}{2.30 * 4.00} + \frac{6(1.28 + 0.43)}{2.30 * 4.00^2} = 13.50 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < 25 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{(95 + 21) * 1.05}{2.30 * 4.00} - \frac{6(1.28 + 0.43)}{2.30 * 4.00^2} = 13.00 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < 25 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

#### Verificación por cargas de gravedad y sismo en x

De acuerdo con la NTE E.060 se puede incrementar el esfuerzo admisible en un 30% para casos que consideren sismo. Por lo tanto, se espera que los esfuerzos a determinar no sean mayores a 32.5 ton/m<sup>2</sup>.

$$\sigma_{1,2} = \frac{(Pm + Pv) * 1.05 + Psx}{B * L} \pm \frac{6(Mym + Myv + Mysx)}{B * L^2}$$

$$\sigma_1 = \frac{(95 + 21) * 1.05 + 4.87}{2.30 * 4.00} + \frac{6(1.28 + 0.43 + 105.78)}{2.30 * 4.00^2} = 31.25 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < 32.50 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{(95 + 21) * 1.05 + 4.87}{2.30 * 4.00} - \frac{6(1.28 + 0.43 + 105.78)}{2.30 * 4.00^2} = -3.80 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < 0 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

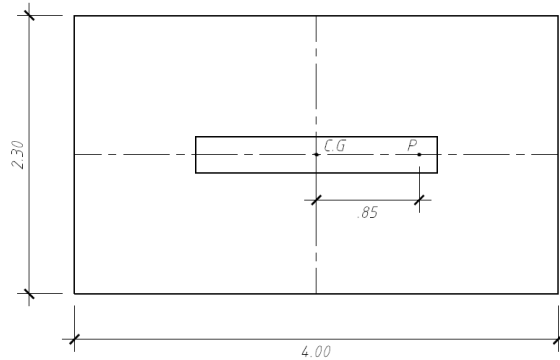
El valor  $\sigma_2$  es negativo y es algo que no puede darse debido a que el suelo no trabaja en tracción. Por lo tanto, se hará uso de Meyerhof.

Para ello es necesario hallar las excentricidades en cada dirección de análisis.

$$e_x = \frac{Mym + Myv + Mysx}{1.05 * (Pm + Pv) + Psx} = \frac{1.28 + 0.43 + 105.78}{1.05 * (95 + 21) + 4.87} = 0.85 \text{ m}$$

$$e_y = \frac{Mxm + Mxv + Mxsy}{1.05 * (Pm + Pv) + Psy} = \frac{0.42 + 0.19 + 0.78}{1.05 * (95 + 21) + 3.50} = 0.01 \text{ m}$$

Ya que el centro de gravedad de la zapata y de la placa se encuentran alineados, la figura 34 nos muestra donde actúa la fuerza P. Debido a que la excentricidad en Y es demasiado pequeña se obvio en el figura.



**Figura.34** Esquema de excentricidad

Aplicando Meyerhof con las excentricidades halladas se obtienen los siguientes esfuerzos.

$$\sigma_1 = \frac{1.05(95 + 21) + 4.87}{2 * 2.30 * \left(\frac{4.00}{2} - 0.85\right)} = 23.90 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < 32.50 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{1.05(95 + 21) + 3.50}{2 * 4.00 * \left(\frac{2.30}{2} - 0.01\right)} = 13.71 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < 32.50 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Por lo tanto, se puede afirmar que las dimensiones escogidas son correctas.

Para realizar el diseño se debe determinar el esfuerzo último de diseño, el que se determina amplificando los esfuerzos anteriores, los de carga por 1.6 aproximadamente, y los de sismo por 1.25.

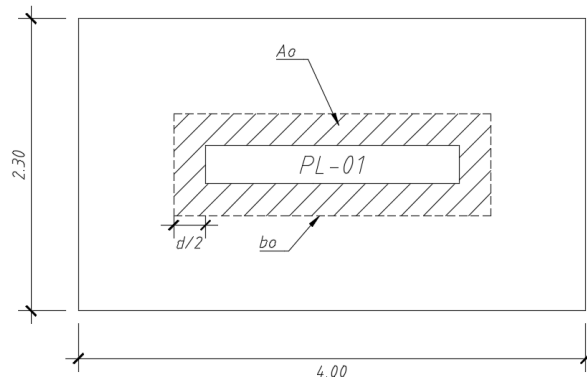
$$\sigma_u = 1.60 * 13.50 = 21.60 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_u = 1.25 * 23.90 = 29.90 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Después de haber definido las dimensiones de la zapata y el esfuerzo último, se realizará el diseño del elemento, verificando punzonamiento, corte y flexión.

#### Verificación por punzonamiento

Para ello será necesario dimensionar el peralte de la zapata, en este caso se asumirá un peralte de 0.60 m; es decir, el peralte efectivo "d" será de 0.50 m. En la figura 35 se muestra la sección a analizar, la cual dista "d/2" de la cara de la placa.



**Figura 35.** Sección de análisis por punzonamiento

La cortante última se determinará por la siguiente expresión.

$$V_u = \sigma_u * (B * L - A_o)$$

La capacidad resistente del concreto se halla de la siguiente forma.

$$\phi V_c = 0.85 * 1.06 * \sqrt{f'_c} * b_o * d$$

Donde:

$A_o$  = Área de la sección por punzonamiento.

$b_o$  = Perímetro de análisis por punzonamiento.

Para que el peralte escogido sea válido  $V_u$  debe ser menor a  $\phi V_c$ .

Entonces tenemos:

$$A_o = (0.50 + 0.30) * (0.50 + 2.00) = 2.00 \text{ m}$$

$$b_o = 2 * (0.50 + 0.30) + 2 * (0.50 + 2.00) = 6.60 \text{ m}$$

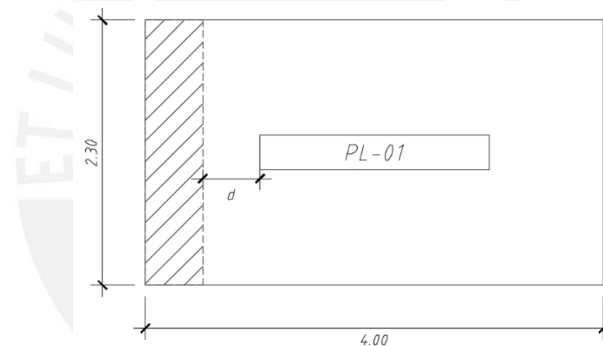
$$V_u = 29.90 * (2.30 * 4.00 - 2.00) = 215.10 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 * 1.06 * \sqrt{210} * 2 * 6.60 * 0.50 * 10 = 430.87 \text{ ton}$$

Se concluye que por punzonamiento el peralte asumido es correcto.

### Verificación por corte

Esta verificación tiene por objetivo que el cortante último a “d” de la cara de la placa no exceda el valor de  $\phi V_c$ , en ambas direcciones. La figura 36 muestra la sección a analizar para la dimensión mayor.



**Figura 36.** Sección de análisis por cortante

La fuerza cortante a “d” de la cara de la placa se determina con la siguiente expresión.

$$V_u = \sigma_u * B * (L_v - d)$$

Donde:

$$L_v = \text{Longitud del volado}$$

Mientras que la capacidad resistente se estima mediante la siguiente fórmula.

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * B * d$$

El análisis a continuación se realizará por metro lineal; por lo tanto B será 1.00 m. Además como se sabe los volados longitudinales y transversales son iguales, entonces el siguiente análisis es válido para ambas direcciones.



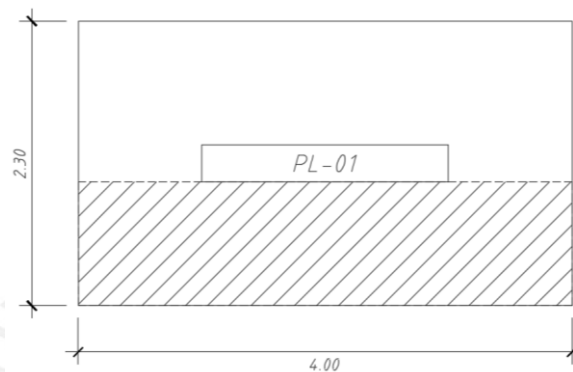
$$V_u = 29.90 * 1.00 * (1.00 - 0.50) = 14.95 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 1.00 * 0.50 * 10 = 32.64 \text{ ton}$$

Para ambas direcciones de análisis se cumple la premisa de que  $V_u < \phi V_c$ . Por lo tanto, el peralte asumido es correcto por corte.

### Diseño por flexión

Los momentos flectores se determinan en las caras de la placa; es decir se considerará toda la longitud de los volados, como se muestra en la figura 37.



**Figura 37.** Sección para momento flector.

De forma similar se determinarán los momentos flectores por metro lineal de ancho. Además como los volados transversales y longitudinales son iguales; por lo tanto, basta con determinar el momento flector en una dirección. Para ello se utilizará la expresión a continuación.

$$M_u = \sigma_u * \frac{(Lv)^2 * 1}{2}$$

Entonces el momento flector de diseño es el siguiente.

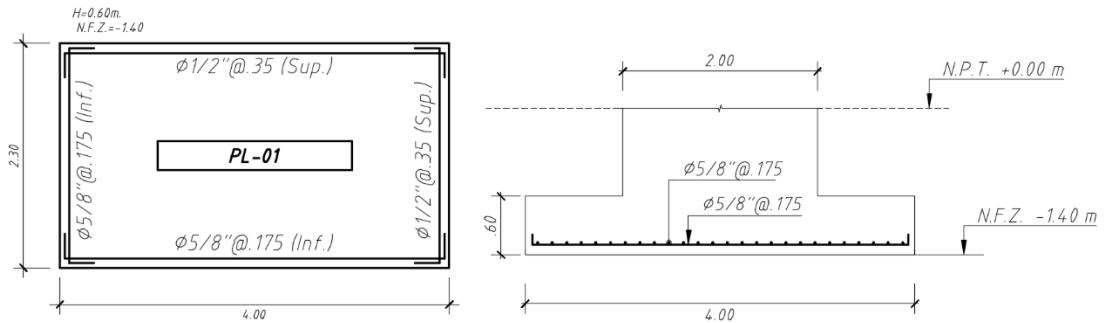
$$M_u = 29.90 * \frac{1.00^2 * 1}{2} = 14.95 \text{ ton.m}$$

Para la sección  $b=1.00$  m,  $d=0.50$  m con un momento flector de 14.95 ton.m se requiere 8.10 cm<sup>2</sup> de refuerzo, pero al ser una cantidad menor a la del acero mínimo ( $\rho=0.0018$ ) se deberá colocar acero de tal forma que cumpla con lo último.

$$A_s \text{ mín} = 0.0018 * 100 * 60 = 10.80 \text{ cm}^2$$

Entonces se distribuirá refuerzo inferior de 1/2" cada 0.15 m y superior de 1/2" cada 0.45 m, el refuerzo será idéntico en ambas direcciones.

La figura 38 muestra el armado de la zapata Z-09.



**Figura 38.** Armado de la zapata Z-09

## 6.2 Diseño de la zapata ZC-01

Esta zapata corresponde a las placas PL-02 y PL-03, el diseño de ambas fue similar a la anterior obteniendo dos zapatas independientes de 2.40x4.00 m. Pero al estar muy pegadas con una separación de 0.40 m, se optó por combinar las zapatas. En la tabla número 36 se muestran las cargas que cada una de las placas transmite a la zapata.

**Tabla. 36** Cargas transmitidas a la zapata combinada

PL-02	CM	CV	SISXX	SISYY
P(Ton)	146.69	47.48	3.31	7.33
Mx(Ton.m)	-3.03	-1.44	0.58	1.22
My(Ton.m)	0.09	0.05	102.06	17.81
PL-03	CM	CV	SISXX	SISYY
P(Ton)	145.22	46.90	7.38	6.79
Mx(Ton.m)	3.03	1.43	0.58	1.22
My(Ton.m)	-0.79	-0.29	100.58	18.25

Ya que las placas se encuentran en dirección X, se puede notar que el mayor momento flector que desarrollan es en dirección Y. Ello se debe a que toman parte de la fuerza cortante que ingresa a la estructura por un sismo en X.

Entonces, de forma similar a la zapata Z-09, se calculará las dimensiones que la zapata combinada requiere para que los esfuerzos no excedan el esfuerzo admisible. En este caso las cargas de gravedad se amplificarán por 1.15, ya que la zapata será mucho más grande.

$$\text{Área} = \frac{1.15 * P}{0.9 * q. adm} = \frac{(147 + 48 + 145 + 47) * 1.15}{0.9 * 25} = 20.91 \text{ m}^2$$

Ya que se quieren volados de una longitud similar o igual, se optó por una dimensión de zapata de 4.40x5.30 m para que los volados sean de 1.10 y 1.20m. Con las dimensiones definidas se puede realizar las verificaciones por cargas de gravedad sin sismo y con sismo.

#### Verificación sin sismo

Para este caso se realizará un análisis para determinar los esfuerzos por cargas de gravedad.

$$\sigma_{1,2} = \frac{(Pm1 + Pv1 + Pm2 + Pv2)1.15}{B * L} \pm \frac{6(Mym1 + Mym2 + Myv1 + Myv2)}{B * L^2}$$

$$\sigma_1 = \frac{(147 + 48 + 145 + 47)1.15}{5.30 * 4.60} + \frac{6(0.09 + 0.05 - 0.79 - 0.29)}{5.3 * 4.60^2} = 19.00 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{(147 + 48 + 145 + 47)1.15}{5.30 * 4.60} - \frac{6(0.09 + 0.05 - 0.79 - 0.29)}{5.3 * 4.60^2} = 19.10 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Ya que los esfuerzos son menores al esfuerzo admisible, se puede afirmar que las dimensiones son correctas para un caso sin sismo.

#### Verificación con sismo

Se determinaran los esfuerzos en la zapata combinada para cuando los momentos actúen en sentido anti horario y horario. La tabla 37 muestra las cargas y momentos flectores para ambos casos.

**Tabla 37.** Carga y momentos anti horarios y horarios

Momentos anti horarios	Ton		Ton.m		Ton.m
P1=	186.80	M1x=	-5.69	M1y=	-101.92
P2=	185.30	M2x=	3.24	M2y=	-101.66
Momentos horarios	Ton		Ton.m		Ton.m
P1=	201.50	M1x=	-3.25	M1y=	102.20
P2=	198.90	M2x=	5.68	M2y=	99.50

$$\sigma_{1,2} = \frac{1.15 * (P1 + P2)}{B * L} \pm \frac{6 * (M1y + M2y)}{L * B^2}$$

Para momentos anti horarios:

$$\sigma_1 = \frac{1.15 * (187 + 185)}{5.30 * 4.60} + \frac{6 * (-101.92 - 101.66)}{5.30 * 4.60^2} = 6.50 \frac{ton}{m^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{1.15 * (187 + 185)}{5.30 * 4.60} - \frac{6 * (-101.92 - 101.66)}{5.30 * 4.60^2} = 30.30 \frac{ton}{m^2}$$

Para momentos horarios:

$$\sigma_1 = \frac{1.15 * (202 + 199)}{5.30 * 4.60} + \frac{6 * (102.20 + 99.50)}{5.30 * 4.60^2} = 31.70 \frac{ton}{m^2}$$

$$\sigma_1 = \frac{1.15 * (202 + 199)}{5.30 * 4.60} - \frac{6 * (102.20 + 99.50)}{5.30 * 4.60^2} = 7.80 \frac{ton}{m^2}$$

Los esfuerzos para ambos casos son menores al esfuerzo admisible amplificado en un 30% para casos con sismo, 32.50 ton/m<sup>2</sup>. Se han mostrado solo los momentos longitudinales debido a que los transversales son menores y no influyen en gran magnitud. Por lo tanto, se puede afirmar que las dimensiones halladas cumplen para cargas con sismo en ambas direcciones.

Para realizar el diseño de la zapata combinada será necesario determinar un esfuerzo último. Del mismo modo que la zapata Z-09 se realizará la amplificación de los esfuerzos por 1.6 al caso con solo cargas de gravedad, y por 1.25 a los esfuerzos considerando sismo.

De ello se obtiene que el mayor esfuerzo será el siguiente.

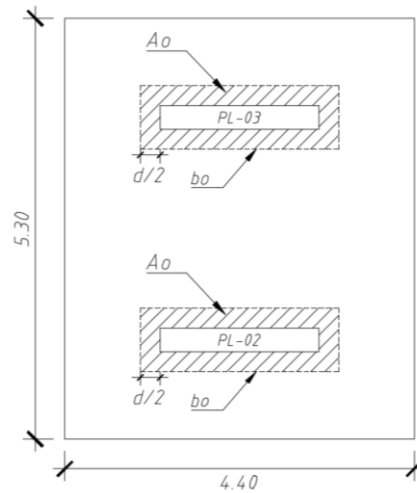
$$\sigma_u = 31.70 * 1.25 = 39.70 \frac{ton}{m^2}$$

Habiendo determinado el esfuerzo último, se realizarán las verificaciones por punzonamiento y corte; luego se determinará el refuerzo que se colocará.

#### Verificación por punzonamiento

Para realizar la verificación por punzonamiento será necesario asumir un peralte de la zapata y determinar si el peralte escogido cumple con la premisa de que el cortante último Vu sea menor a la resistencia al corte que aporta el concreto  $\phi V_c$ . Para un peralte de 0.60 m se realizará la verificación en ambas placas individualmente con las expresiones indicadas en el diseño de la zapara Z-09.

La figura 39 muestra la sección de punzonamiento para cada placa, ya que ambas poseen las mismas secciones (2.00x0.30 m) el área y perímetro de la sección serán los mismos.



**Figura 39.** Sección análisis por punzonamiento

Donde:

$$A_o = (2.00 + 0.60) * (0.30 + 0.60) = 2.34 \text{ m}^2$$

$$b_o = 2 * (2.00 + 0.60) + 2 * (0.30 + 0.60) = 7.00 \text{ m}$$

Entonces los valores de la cortante a “d/2” de la cara de la placa y de la resistencia al corte del concreto serán las siguientes.

$$V_u = P_u - \sigma_u * A_o$$

$$V_u = (1.4 * 147 + 1.7 * 48) - 39.70 * 2.34 = 235.89 \text{ ton}$$

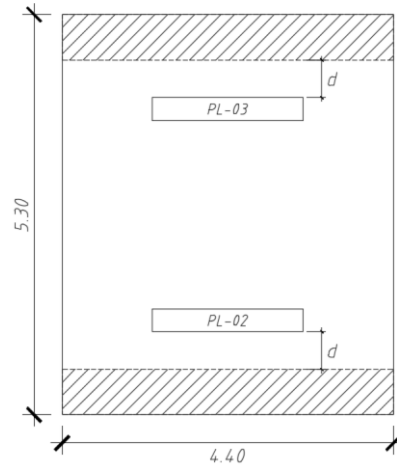
$$\phi V_c = 0.85 * 1.06 * \sqrt{f'_c} * b_o * d$$

$$\phi V_c = 0.85 * 1.06 * \sqrt{210} * 6.60 * 0.60 * 10 = 548.38 \text{ ton}$$

Por lo tanto, se puede afirmar que el peralte asumido cumple para la verificación por punzonamiento.

#### Verificación por corte

Esta verificación tiene por objetivo determinar si el peralte escogido genera la suficiente resistencia, de tal modo que el cortante a “d” de la cara de las placas sea menor. La figura 40 muestra la sección de sección de análisis, cabe resaltar que se usará un metro lineal de ancho para determinar los valores.



**Figura 40.** Sección de análisis por cortante

Con un peralte de 0.70 m, la distancia de los volados longitudinales y transversales de 1.20 y 1.10 respectivamente. Se podrán hallar las cortantes anteriormente mencionadas.

$$Vu = \sigma u * 1 * (Lv - d)$$

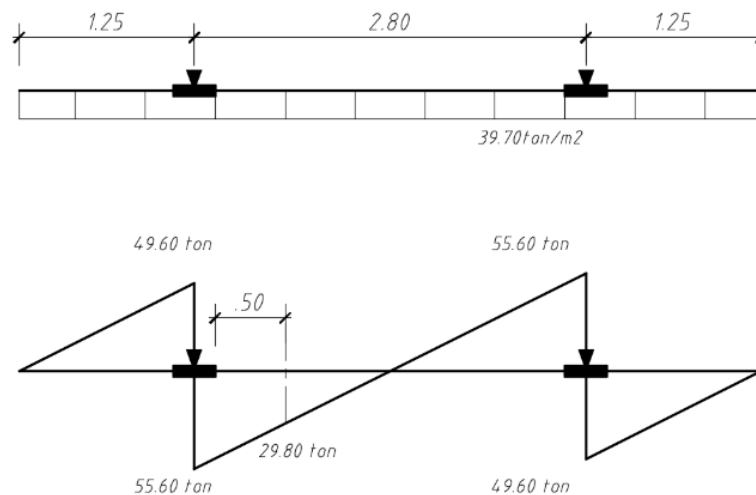
$$Vu = 39.70 * 1 * (1.20 - 0.60) = 23.80 \text{ ton}$$

$$Vu = 39.70 * 1 * (1.10 - 0.60) = 19.90 \text{ ton}$$

$$\phi Vc = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * 1 * d$$

$$\phi Vc = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 1 * 0.60 * 10 = 39.20 \text{ ton}$$

Aún se debe determinar la fuerza cortante que se desarrolla entre las placas. La figura 41 muestra el modelo considerado y el valor de Vu.



**Figura 41.** Diagrama de fuerza cortante ZC-01

El cortante calculado al lado izquierdo será igual al del lado derecho debido a la simetría que existe en el modelo, volados iguales con una carga uniforme. Entonces, ya que las fuerzas cortantes tanto en los volados como en el tramo interior son menores  $\phi V_c$  se puede afirmar que el peralte de 0.60 m satisface el diseño por punzonamiento y cortante.

### Diseño por flexión

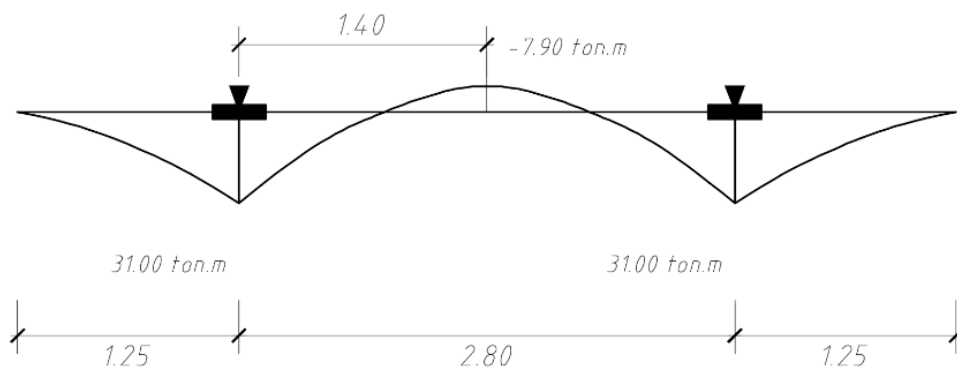
Con el esfuerzo último aplicado en la base de la zapata combinada se generan momentos flectores. Los que serán calculados en la cara de la placa. También se determinará el momento máximo en el tramo medio entre las dos placas a fin de colocar el refuerzo donde se solicite.

Como ya se conocen la distancia de los volados, los momentos serán los siguientes.

$$Mu = \sigma_u * 1 * \frac{Lv^2}{2}$$

$$Mu = 39.70 * 1 * \frac{1.20^2}{2} = 28.60 \text{ ton.m} \quad Mu = 39.70 * 1 * \frac{1.10^2}{2} = 24.00 \text{ ton.m}$$

La figura 42 muestra el diagrama de momentos.



**Figura 42.** Diagrama de momento flector ZC-01

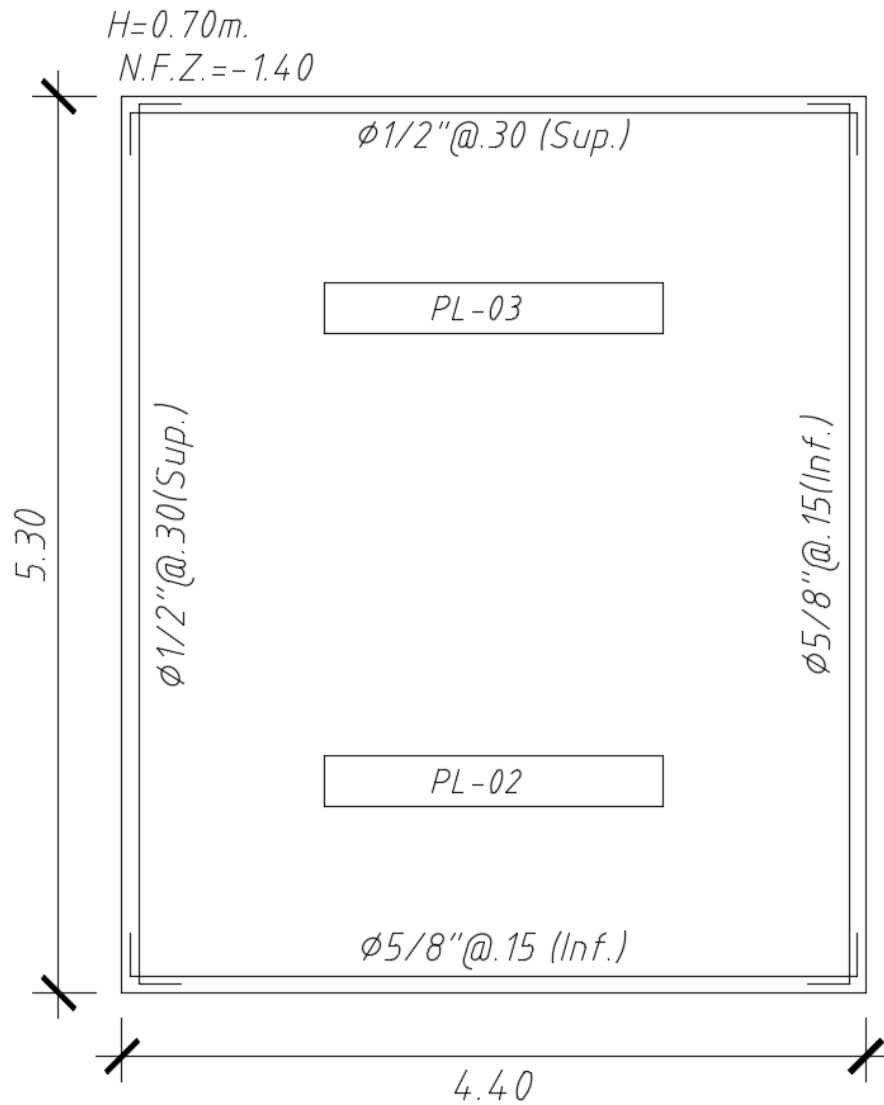
El momento central también puede ser calculado determinando el momento estático para posteriormente aplicarle la corrección por los momentos flectores. Es decir, determinar  $w * l^2/8$  y a ello quitarle el valor que se genere por los volados  $w * Lv^2/2$ .

$$Mu = \frac{39.70 * 2.80^2}{8} - \frac{39.70 * 1.25^2}{2} = 7.90 \text{ ton.m}$$

Con los momentos se puede determinar el refuerzo requerido, teniendo en consideración que la cuantía mínima es  $\rho=0.0018$ . Se colocará refuerzo de  $\phi 5/8''$

cada 0.15 m en ambas direcciones. Del mismo modo para la parte superior se correrán en ambas direcciones varillas de  $\phi 1/2"$  cada 0.30 m.

La figura 43 muestra el armado de la zapata combinada ZC-01.



**Figura 43.** Armado de la zapata combinada ZC-01



## **7. CONCLUSIONES Y COMENTARIOS**

- A partir del trabajo realizado se puede afirmar que las modificaciones que se realicen durante el análisis del comportamiento de la estructura serán menores o innecesarias según la experiencia que se tenga.
- Cada modificación a la estructura, ya sea un incremento o reducción de las dimensiones en los elementos o ambientes, modificarán todo el análisis previamente realizado, como la distribución de la rigidez en planta a fin de reducir la distancia entre los centros de masa y de rigidez. Dicha variación nos obliga a la revisión del diseño realizado.
- Las fuerzas de inercia ocasionadas por sismo corresponden al centro de masa, y en respuesta las fuerzas restitutivas con una misma magnitud al centro de rigidez. Por lo tanto, a mayor distancia entre estos dos centros, mayor será la torsión que perciba la estructura.
- Se puede concluir que los criterios de predimensionamiento para vigas y columnas otorgan secciones que se comportan correctamente. Para ambos elementos la cantidad de refuerzo no resulta ser excesiva; por ejemplo, para las columnas las cuantías de refuerzo longitudinal no exceden el 2%. Caso similar el de las losas, cuyo criterio de predimensionamiento considera la deflexión y nos permite prescindir de ensanchamientos por corte. Por otro lado, el predimensionamiento de las placas resulta ser más intuitivo.
- El metrado por cargas de gravedad se ha revisado con la finalidad de evitar incluir errores que el programa pueda haber generado. Los que se pueden dar por una mala distribución de áreas tributarias para cada elemento, o puntos sueltos en el modelo.
- La carga viva para el corredor es de  $400 \text{ kg/m}^2$ , algo que podría reducirse ya que es extremadamente improbable colocar dicho peso en un corredor. La carga se supone en caso de evacuación, pero cabe recordar que la edificación se encuentra conectada a la edificación existente la que cuenta con salidas de emergencia adicionales.
- El análisis dinámico por ser más complejo tiene como riesgo el incluir un margen de error considerable en los resultados. Por lo tanto, se necesita realizar una verificación en la que se compruebe que exista concordancia entre las cargas aplicadas y las fuerzas internas desarrolladas en cada uno de los elementos.
- Debido a que los centros de masa y rigidez no distan mucho entre sí, los modos de vibración muestran que los dos primeros modos se desplazan prácticamente en cada una de las direcciones de análisis, mientras que el tercero corresponde al de torsión. Esto denota un adecuado comportamiento de la estructura.
- Las derivas inelásticas calculadas no exceden el máximo permitido (7‰) establecido en la NTE E.030. Adicionalmente se puede afirmar que no existe irregular torsional pues los factores de torsión por planta son menores a 1.20.

Con lo que se puede concluir que se trata de una edificación regular, centro educativo, y se cumple con lo establecido para este tipo de estructuras.

- En el diseño de vigas se puede destacar que las vigas que se encuentran conectadas a placas desarrollan mayores momentos de sismo. En cambio, las vigas entre columnas trabajan esencialmente por cargas de gravedad.
- Durante el diseño de placas se pudo confirmar la necesidad de los elementos de borde en placas compuestas. Debido a que al estar conectadas existirá una transmisión de fuerzas lo que influirá a la placa en conjunto.
- Las cargas sobre la escalera se aplicaron al programa ETABS en forma de una losa apoyada en dos extremos. Ello con la intención de poder distribuir las cargas sobre esta de una forma simple pero realista, pues el descanso se apoya en la viga VT-04, y la llegada o salida de la escalera en cada nivel de la estructura. La losa posee un espesor lo suficientemente pequeño a fin de que no aporte mayor carga a la que se determinó en el acápite 5.5.
- Debido a que las zapatas aisladas de las placas PL-02 y PL-03 distaban 0.10 m, se optó por realizar una zapata combinada. Puesto que las cargas se transmiten al suelo en forma de cono y éstas se iban a superponer.
- La complejidad en el diseño de una zapata combinada incrementa debido a que las cargas que se aplican modifican el análisis, incrementando los casos a tomar en consideración, el área requerida por las cargas y, por consecuencia, los volados de la zapata. Es por ello que para las zapatas combinadas más complejas que la diseñada en el acápite 6.2 se puede recurrir a programas de apoyo como SAFE y SAP2000.

## 8. BIBLIOGRAFÍA

1. BLANCO BLASCO, Antonio, Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado, Segunda Edición, Lima 1994.
2. OTTAZZI PASINO, Gianfranco, Apuntes del curso de Concreto Armado 1, Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú. Departamento de Ingeniería. Sección Ingeniería Civil, 2015.
3. MUÑOZ PELAEZ, Alejandro, Apuntes del curso de Ingeniería Antisísmica, Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú. Departamento de Ingeniería. Sección Ingeniería Civil, 2013.
4. Apuntes del curso de Concreto Armado 2, 2016.
5. SENCICO, Reglamento Nacional de Edificaciones. Norma Técnica de Edificación E.060 “Concreto Armado”, 2009.
6. SENCICO, Reglamento Nacional de Edificaciones. Norma Técnica de Edificación E.030 “Diseño Sismorresistente”, 2016.
7. SENCICO, Reglamento Nacional de Edificaciones. Norma Técnica de Edificación E.020 “Cargas”, 2006.
8. SENCICO, Reglamento Nacional de Edificaciones. Norma Técnica de Edificación E.050 “Suelos y Cimentaciones”, 2006.
9. HARMSEN, Teodoro E. Diseño de estructuras de concreto armado, Quinta edición, Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú, Fondo Editorial, 2017.
10. BLANCO PAREDES, William Ney, Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil: Diseño estructural de un edificio de vivienda de 8 pisos, PUCP, Lima 2014.
11. GÓMEZ ENCISO, Arnaldo André, Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil: Diseño de un edificio de aulas de 6 niveles, PUCP, Lima 2016.
12. MOYANO ROSTWOROWSKI, Gabriel, Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil: Diseño de un edificio de oficinas en Miraflores, PUCP, Lima 2016.
13. CDV INGENIERÍA ANTISÍSMICA, Tapajuntas estructurales, [www.cdvperu.com](http://www.cdvperu.com), Lima 2018.