

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ  
FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



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

**DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE AULAS-  
LABORATORIO DE CONCRETO ARMADO Y EVALUACION  
ECONOMICA DEL USO DE VIGAS POSTENSADAS**

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

**Patricio Raul Alfonso Sotomayor Alvarez**

**ASESOR: Luis Yeckle Montalvo**

Lima, febrero del 2016

## RESUMEN

El presente trabajo consiste en el análisis estructural y diseño en concreto armado de un edificio destinado a aulas y laboratorios ubicado dentro de una universidad. El edificio cuenta con cinco pisos. Además se sitúa en Lima y se encuentra apoyado en un suelo con capacidad portante de  $4\text{kg/cm}^2$ . Adicionalmente se evalúa el uso de vigas postensadas como variante en aquellas vigas de concreto armado con una luz libre de 11 metros.

La estructura del edificio está compuesta por losas aligeradas y macizas, vigas, columnas y muros de corte (placas). En la cimentación se usaron zapatas aisladas y combinadas.

Mediante el análisis sísmico se pudo comprobar que el edificio cumple con las exigencias de la norma E.030 de Diseño Sismoresistente. El diseño de los distintos elementos de concreto armado y preesforzado se realizó de acuerdo a lo estipulado en la norma E.060.

Finalmente se realiza un metrado y presupuesto de la edificación y se comparan los costos de la alternativa preesforzada y de concreto armado normal.



Dedico este trabajo a mis  
padres por el cariño incondicional  
que me han dado siempre y a mis  
hermanos por inculcarme siempre  
por medio del ejemplo, su esfuerzo diario  
y el amor a la familia y el trabajo.

## INDICE

<b>1. ASPECTOS GENERALES .....</b>	<b>1</b>
1.1 DESCRIPCION DEL PROYECTO .....	1
1.2 METODOLOGIA DE DISEÑO .....	2
1.3 MATERIALES.....	3
<b>2. ESTRUCTURACION, PREDIMENSIONAMIENTO .....</b>	<b>5</b>
2.1 CRITERIOS DE ESTRUCTURACION .....	5
2.2 ESTRUCTURACION .....	6
2.3 PREDIMENSIONAMIENTO .....	7
2.3.1 COLUMNAS.....	7
2.3.2 VIGAS DE CONCRETO ARMADO.....	8
2.3.3LOSAS ALIGERADAS.....	9
2.3.4LOSAS MACIZAS .....	9
2.3.5PLACAS .....	10
2.3.6 VIGAS POSTENSADAS.....	10
<b>3. METRADO .....</b>	<b>12</b>
3.1 CONSIDERACIONES DEL METRADO .....	12
3.2 METRADO DE ELEMENTOS .....	12
3.2.1 LOSA ALIGERADAS .....	12
3.2.2LOSA MACIZA.....	13
3.2.3VIGAS .....	14
3.2.4COLUMNAS Y PLACAS .....	15
<b>4. ANALISIS SISMICO.....</b>	<b>18</b>
4.1 ANALISIS PRELIMINAR.....	18
4.1.1 FACTOR DE ZONA.....	18
4.1.2PARAMETROS DEL SUELO .....	18
4.1.3 FACTOR DE AMPLIFICACION SISMICA.....	19
4.1.4CATEGORIA DE LA EDIFICACION .....	19
4.1.5 SISTEMA ESTRUCTURAL .....	19
4.1.6CONFIGURACION ESTRUCTURAL.....	19
4.2 MODELO PARA EL ANALISIS .....	20
4.3 MODOS PRINCIPALES .....	20
4.4 ANALISIS ESTATICO.....	20
4.5 ANALISIS DINAMICO.....	22

4.5.1 MASAS EFECTIVAS.....	22
4.5.2 ACCELERACION ESPECTRAL.....	22
4.5.3 CRITERIOS DE COMBINACION .....	23
4.5.4 FUERZA CORTANTE MINIMA .....	23
4.5.5 DESPLAZAMIENTOS LATERALES Y TORSION .....	24
4.6 EFECTOS DE SEGUNDO ORDEN.....	25
4.7 MOMENTO DE VOLTEO .....	25
4.8 CONCLUSIONES.....	26
<b>5. DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS.....</b>	<b>27</b>
5.1 ANALISIS ESTRUCTURAL .....	27
5.2 DISEÑO POR FLEXION.....	27
5.3 DISEÑO POR CORTE.....	29
5.4 REFUERZO POR TEMPERATURA .....	29
5.5 EJEMPLO DE DISEÑO.....	30
<b>6. DISEÑO DE LOSAS MACIZAS .....</b>	<b>33</b>
6.1 ANALISIS ESTRUCTURAL .....	33
6.2 DISEÑO POR FLEXION.....	33
6.3 DISEÑO POR CORTE.....	34
6.4 EJEMPLO DE DISEÑO.....	34
<b>7. DISEÑO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO.....</b>	<b>38</b>
7.1 ANALISIS ESTRUCTURAL .....	38
7.2 DISEÑO POR FLEXION.....	38
7.3 DISEÑO POR CORTE.....	40
7.4 DISEÑO SISMORRESISTENTE .....	40
7.5 FISURACION .....	42
7.6 DEFLEXION.....	42
7.7 EJEMPLO DE DISEÑO.....	43
<b>8. DISEÑO DE COLUMNAS.....</b>	<b>50</b>
8.1 ANALISIS ESTRUCTURAL .....	50
8.2 DISEÑO POR FLEXOCOMPRESION UNIAXIAL.....	50
8.3 EFECTOS DE ESBELTEZ.....	51
8.4 DISEÑO POR CORTE.....	53
8.5 DISEÑO SISMORRESISTENTE .....	53
8.6 EJEMPLO DE DISEÑO.....	55
<b>9. DISEÑO DE PLACAS .....</b>	<b>59</b>
9.1 ANALISIS ESTRUCTURAL .....	59
9.2 DISEÑO POR FLEXOCOMPRESION .....	59

9.3 DISEÑO POR CORTE.....	60
9.4 EJEMPLO DE DISEÑO.....	61
<b>10. DISEÑO DE CIMENTACIONES.....</b>	<b>64</b>
10.1 ANÁLISIS ESTRUCTURAL .....	64
10.2 DIMENSIONAMIENTO Y VERIFICACIÓN DE ESFUERZOS .....	64
10.3 REACCIÓN AMPLIFICADA .....	65
10.4 PUNZONAMIENTO .....	65
10.5 CORTE.....	66
10.6 REFUERZO POR FLEXIÓN.....	67
10.7 EJEMPLO DE DISEÑO ZAPATA AISLADA.....	67
<b>11. VIGAS POSTENSADAS .....</b>	<b>70</b>
11.1 TRAZADO DEL CABLE .....	70
11.2 ANÁLISIS ESTRUCTURAL .....	70
11.3 VERIFICACIÓN DE ESFUERZOS EN LA SECCIÓN.....	71
11.4 PERDIDAS DE PREESFUERZO .....	72
11.5 ESFUERZOS ADMISIBLES EN EL ACERO PREESFORZADO.....	75
11.6 RESISTENCIA A FLEXIÓN.....	75
11.7 RESISTENCIA AL CORTE .....	76
11.8 DEFLEXIONES .....	77
11.9 EJEMPLO DE DISEÑO.....	78
<b>12. DISEÑO DE ESCALERAS .....</b>	<b>86</b>
<b>13. METRADO Y PRESUPUESTO .....</b>	<b>89</b>
<b>14. CONCLUSIONES Y COMENTARIOS.....</b>	<b>92</b>
<b>15. BIBLIOGRAFIA .....</b>	<b>94</b>

## 1 .ASPECTOS GENERALES

### 1.1 DESCRIPCION DEL PROYECTO

El edificio de aulas-laboratorio a desarrollar pertenece a un pabellón compuesto de varios bloques. Este pabellón se encuentra ubicado dentro de un complejo educativo (universidad) por lo cual no se tiene límites de propiedad. Se desarrollará el primer bloque de este pabellón. Las instalaciones en un piso típico se muestran en la siguiente figura.

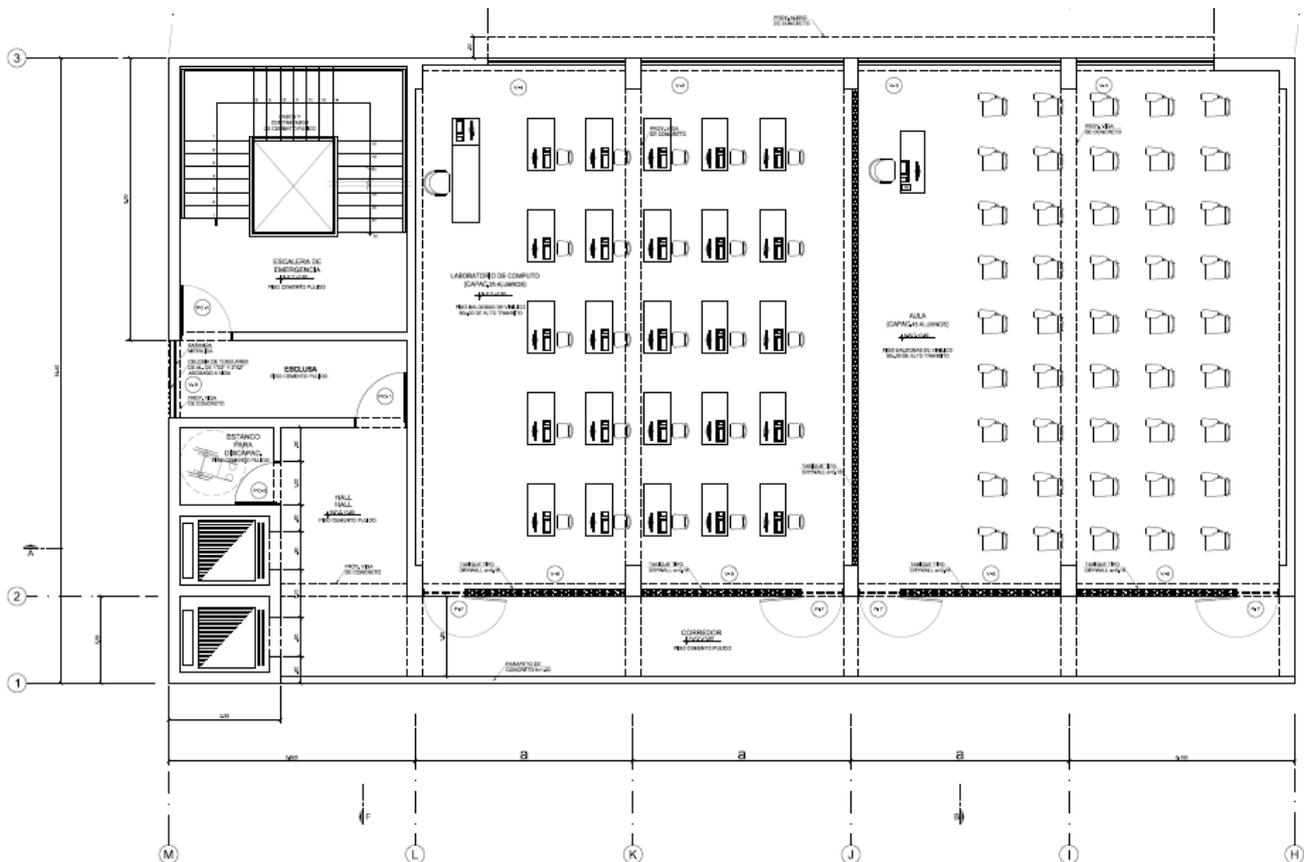


Fig. Planta típica de arquitectura (Primer Bloque).

Los usuarios de las instalaciones pueden ir a los diferentes niveles por medio de la escalera o el ascensor. La escalera mostrada en la figura anterior permite el acceso también a la azotea. Cabe mencionar que las instalaciones sanitarias se encuentran ubicados en el segundo bloque.

El edificio se encuentra ubicado en Lima y está apoyado en un suelo con capacidad portante de 4kg/cm<sup>2</sup>.

El área de terreno que el bloque 1 ocupa es de aproximadamente 360 m<sup>2</sup>. El edificio no cuenta con sótanos.

El sistema estructural del edificio está compuesto de vigas, columnas, placas, losas aligeradas y macizas. Adicionalmente en las vigas de los pórticos correspondientes a los ejes I, J, K se evaluará el uso vigas postensadas con tendones adheridos

A continuación se muestran dos vistas más de este primer bloque.



Fig. Cortes de arquitectura (Primer Bloque)

## 1.2 METODOLOGÍA

El análisis y diseño de la estructura se realizó de acuerdo a lo indicado en el RNE. La tabla siguiente presenta algunos capítulos usados en el presente trabajo.

CAPITULOS	NORMA
E.020	Cargas
E.030	Diseño sismorresistente
E.050	Suelos y cimentaciones
E.060	Concreto Armado
E.070	Albañilería

El bloque a diseñar se consideró como una edificación esencial, esta característica de la edificación fue tomada como un requerimiento del cliente. La norma E.030 en el artículo 13 (tabla 7) indica que los edificios de categoría A (Esenciales) deben de tener una configuración estructural regular. Teniendo en cuenta esto se realizó la estructuración y predimensionamiento de elementos estructurales. Se buscó entonces

usar elementos verticales continuos que puedan proveer a la edificación de suficiente rigidez torsional y lateral en direcciones ortogonales. Para predimensionar los elementos se usaron métodos sencillos que serán descritos en el capítulo 2.

El análisis estructural se llevó a cabo en el programa ETABS. En este se realizó un modelo tridimensional de la estructura y se analizó el edificio ante cargas de gravedad y sísmicas para así obtener los esfuerzos en vigas, columnas y placas. También con el programa se calculó los desplazamientos de la estructura y se verificó que esta cumpla con las derivas máximas estipuladas en la norma E.030 de Diseño Sismorresistente.

El análisis estructural de las vigas postensadas, las viguetas, la losa maciza y las zapatas, se llevaron a cabo en el programa SAP2000.

Luego de verificar que el edificio es regular y que cumple con el límite de la deriva indicada en la norma E.030, se procedió a diseñar los elementos de concreto armado. Para esto se debió de cumplir lo estipulado en la norma E.060 del RNE. Se consideró lo indicado en el capítulo 21 de esta norma para garantizar un comportamiento sísmico adecuado de estructura (comportamiento dúctil a sollicitaciones sísmicas severas).

A continuación se realizó el diseño de la variante preesforzada en las vigas principales de 11 metros de luz libre correspondientes a los ejes I, J y K. Para este diseño se cumplió lo indicado en la norma E.060 del RNE.

Finalmente mediante un metrado y presupuesto se comparó el costo de la alternativa preesforzada y de concreto armado normal.

### 1.3 MATERIALES

- Concreto

Para la opción íntegramente de concreto armado se usa concreto de  $f'c=210$  Kg/cm<sup>2</sup> en las losas, vigas, columnas, muros y zapatas. En la variante postensada se usa concreto de  $f'c=350$  Kg/cm<sup>2</sup> para vigas y losas, y para el resto de elemento se usa un  $f'c=210$  Kg/cm<sup>2</sup>

- Acero de refuerzo no preesforzado

Varillas corrugadas de acero grado 60 con  $f_y=4200$  Kg/cm<sup>2</sup> y  $E=2\ 000\ 000$  Kg/cm<sup>2</sup>

- Acero preesforzado

Strands de 0,6" grado 270 y de baja relajación. Su  $f_{pu}=1860\text{MPa}$  y  $f_{py}=1670\text{MPa}$ . Tiene un  $E=195\,000\text{MPa}$ , y para el cálculo de las pérdidas por fricción se tienen los siguientes parámetros:  $\mu=0,19$   $K=0,001$ . (DYWIDAG)

- Ladrillos

En los aligerados se usa ladrillos bovedilla de arcilla de 15x30x30 y para los tabiques se usa ladrillos pandereta con un peso de 1350 Kg/m<sup>3</sup>.



## 2 .ESTRUCTURACION , PREDIMENSIONAMIENTO

### 2.1 CRITERIOS GENERALES DE ESTRUCTURACIÓN

Antes de describir el sistema estructural del edificio es importante mencionar algunos criterios generales de estructuración considerados en el desarrollo del proyecto:

- Continuidad: Los elementos deben ser continuos en altura. Un cambio brusco en la rigidez de un elemento de un nivel a otro podría generar concentración de esfuerzo, como los vistos en pisos blandos. Al respecto, la estructura de este bloque está formada por placas continuas en altura y los elementos no estructurales se encuentran aislados.
- Rigidez lateral y torsional: Con la propósito de controlar las deformaciones laterales en la estructura y así disminuir los posibles daños en elementos no estructurales, se deben de usar placas o pórticos rígidos en ambas direcciones. Como se puede apreciar en la estructuración, se usaron placas de considerable longitud y rigidez en la dirección X-X e Y-Y. Además las placas en los ejes L y H proveen a la estructura de una apreciable rigidez a la torsión.
- Simplicidad y simetría: Es más sencillo predecir el comportamiento de una estructura regular y simétrica (Blanco). Si bien la estructura no puede ser simétrica por la distribución de los ambientes en el edificio, se vio por conveniente distribuir la rigidez de pórticos y placas en planta de la forma más uniforme. Para que la estructura tenga un comportamiento "simple" de predecir es conveniente que este no tenga irregularidades en planta o en altura. Como se mencionó anteriormente la norma no permite ninguna tipode irregularidad en edificios de categoría esencial.

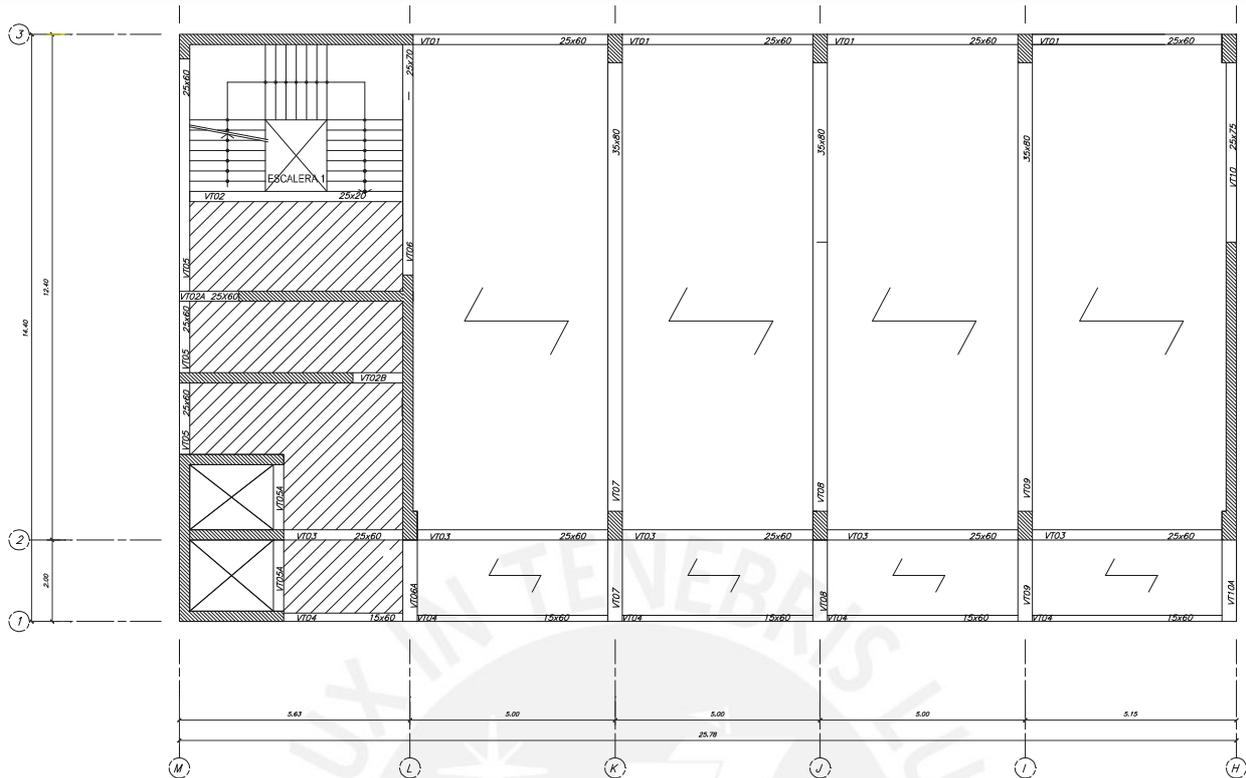


Fig. Casco estructural: alternativa de íntegramente concreto armado.

## 2.2 ESTRUCTURACIÓN DEL EDIFICIO

Como se indicó anteriormente el sistema estructural del edificio está formado por losas macizas y aligeradas, vigas, columnas y placas.

Se utiliza losa aligerada de 20 cm en las zonas de aulas, laboratorio y una parte del pasadizo. Los paños correspondientes a las aulas y laboratorios, están armados en la dirección corta. En cambio, en los paños correspondientes a los pasadizos se optó por armar las viguetas en la dirección larga.

Las losas macizas son de 20 cm de espesor.

Las vigas son peraltadas tanto en x-x como en y-y para darle rigidez y resistencia a los pórticos en estas direcciones. En las vigas de los ejes I, J, y K se realizará la variante de vigas postensadas. Estas vigas disminuirán sus peraltas al realizar la variante preesforzada y los pórticos correspondientes serán más flexibles. Al respecto cabe mencionar que las placas y el resto de pórticos son (en ambas alternativas) considerablemente más rígidos que los pórticos donde se realizará la variante y absorberán el sismo en su mayoría. En consecuencia los resultados del análisis sísmico no muestran cambios notables ante esta variante.

Se usan columnas rectangulares respetando la arquitectura. La dimensión en la dirección y-y de esta columna es mayor que la correspondiente a la dirección x-x. Tener una mayor dimensión en y-y en la columna ayuda disminuir la deflexión de la viga principal y, al mismo tiempo, aumenta la resistencia de la columna en esta dirección.

Las placas son de 25cm y buscan darle rigidez a la estructura en ambas direcciones.

Finalmente la escalera de tres tramos tiene dos de estos tramos apoyados en sus extremos en la losa maciza y en la placa, mientras que el tramo intermedio se encuentra apoyado en la placa y en los dos tramos contiguos.

### 2.3 PREDIMENSIONAMIENTO:

Se usaron métodos sencillos para estimar las dimensiones de los elementos.

#### 2.3.1 Columnas:

El edificio cuenta con placas y pórticos tanto en la dirección x-x como en y-y. Las placas al ser, considerablemente, más rígidas que los pórticos absorben la mayor parte del sismo. Por lo cual el dimensionamiento de las columnas se asume está gobernado por las cargas de gravedad.

Hay que notar que la columna a dimensionar en los pórticos I, J y K son columnas externas y el tramo de la viga adyacente tiene una luz libre de 11 m. Esto genera que los esfuerzos producidos en este elemento por las cargas de gravedad sean considerables. En estos casos se recomienda usar un peralte en la dirección del pórtico principal (en la dirección y-y) de 70% a 80% del peralte de la viga principal (Blanco, 1994). Esto con la finalidad de darle suficiente resistencia a la columna, tener una longitud de anclaje adecuada de los fierros de la viga y reducir la deflexión de la viga.

En columnas rectangulares, el pandeo es más crítico en la dirección de menor espesor, no siendo recomendable dimensionar estos elementos con un espesor menor a 25 cm. (Blanco 1994)

La expresión a usar para dimensionar las columnas será la siguiente (Blanco, 1994):

$$\text{Area de columna} = \frac{P (\text{servicio})}{0,45 f'c}$$

Entonces para la columna de la figura se tiene que:

$$= \frac{\text{Area tributaria} \times N\text{pisos} \times 1 \frac{Tn}{m^2}}{0.45 \times 2100} \times 10^4 =$$

$$= \frac{41 \times 5 \times 1 \frac{Tn}{m^2}}{0.45 \times 2100} \times 10^4 = 2169 \text{ cm}^2$$

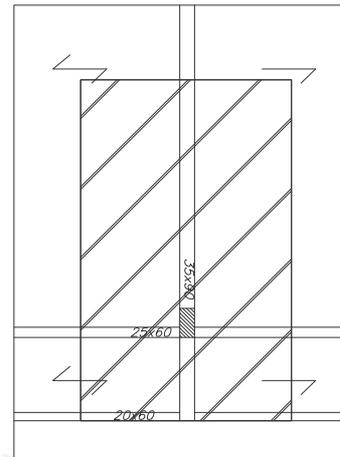
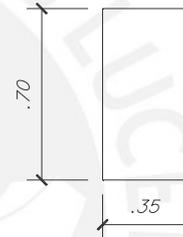


Fig. Columna a dimensionar.

Se usará una columna rectangular de 35x70, cuya sección tiene un área de 2450 cm<sup>2</sup>.



### 2.3.2 Vigas de concreto armado :

Las vigas se dimensionan con un peralte del orden de 1/10 a un 1/12 de la luz libre y el ancho puede variar entre 30 - 50% del peralte (Blanco 1994). Sin embargo si la viga de un tramo se encuentra biempotrada se puede usar como límite práctico 1/14 de la luz libre. En estos casos se verificará que la viga cumpla con las condiciones de servicio que exige la norma.

Hay que considerar que la estructura estará sometida a cargas horizontales inducidas por un sismo que puede venir en la dirección X o Y, por lo cual son necesarios pórticos rígidos lateralmente en ambas direcciones. Entonces, en estos casos es necesario peraltar tanto las vigas principales como las secundarias.

En este proyecto se optó por peraltar las vigas en ambos sentidos.

Por ejemplo, para la viga principal de 11m de luz libre:

$$h = \frac{Ln}{12} = \frac{11}{12} = .91 \text{ m} \quad , \quad h = \frac{Ln}{14} = \frac{11}{14} = .79 \text{ m} \quad \text{Se escogió una viga de 35x80.}$$

### 2.3.3 Losas aligeradas:

Los valores de dimensionamiento mostrados en la tabla siguiente corresponden a losas aligeradas armadas en una dirección con sobrecarga menor a 350 kg/cm<sup>2</sup>. En el caso de tener tabiques importantes perpendiculares al sentido del aligerado o en el caso de tener sobrecargas importantes (almacenes, cuarto de máquinas) es necesario tener losas con dimensiones mayores a los recomendados en la tabla (Blanco,1994).

PERALTE	LUCES
17 cm	menores de 4 m
20 cm	entre 4 y 5,5 m
25 cm	entre 5 y 6,5 m
30 cm	entre 6 y 7,5 m

En este caso tenemos luces libres de aproximadamente 5 m en todos los paños, por lo cual se elige una losa aligerada de 20 cm de peralte.

### 2.3.4 Losas macizas:

Si la losa maciza trabaja en una sola dirección se pueden considerar espesores menores en 5 cm a los indicados para las losas aligeradas. Si esta losa trabaja en dos direcciones se pueden considerar espesores aun menores que pueden ser calculados con las siguientes expresiones (Blanco, 1994):

$$h = \frac{Ln}{40} \qquad h = \frac{\text{Perimetro}}{180}$$

Por ejemplo, se considera un paño rectangular de losa maciza esta se supone trabaja en una dirección y tiene una luz de 2,5m. Entonces se usarán los valores de la tabla anterior disminuidos en 5cm por. Por lo cual le corresponderá un peralte de 12 cm

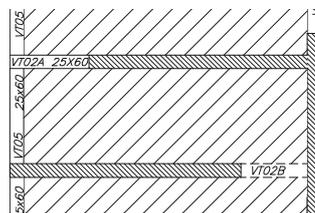


Fig. Losa a dimensionar

Se opta por una losa maciza de 20 cm con el fin de tener un espesor uniforme en todo el piso.

2.3.5 Placas :

Estos elementos ayudan a controlar las deformaciones del edificio durante un sismo, por lo cual debe verificarse si la estructura posee un volumen suficiente de estos. En otras palabras, mediante el análisis sísmico debemos comprobar que el volumen de muros de corte planteado en el edificio es suficiente para que la deriva del edificio sea menor que la permisible.

Los muros de corte deben tener como mínimo un espesor de 15 cm, y pueden aumentar su espesor si se tiene edificios altos o si se tiene poca densidad de muros.

2.3.6 Vigas postensadas:

El criterio para dimensionar la viga postensada de 11m de luz libre es simplificarla a una viga simplemente apoyada. En otras palabras la viga en el pórtico hiperestático se reduce en este análisis previo a una viga isostática simplemente apoyada en sus extremos, y que tiene una luz a la cual se denominará equivalente. Esta luz en la viga simplificada es igual a la distancia entre los puntos de inflexión en la viga real.

$$\frac{L_{equivalente}}{L_{calculado\ real}} \cong 0,68$$

La distancia entre los puntos de inflexión se puede hallar aplicando en las vigas del pórtico una carga distribuida unitaria. Luego en el diagrama de momento flector resultante, la distancia entre los puntos de momento flector nulo en la viga es igual a luz equivalente en este análisis.

DATOS DE LA VIGA			ESFUERZOS ADMISIBLES		
Luz equivalente=	7,4	m	n =	0,85 (estimado)	
Espaciamiento =	5	m	f c =	35	Mpa
w losa =	3	KN/m <sup>2</sup>	f ci =	28	Mpa
w s/c =	3	KN/m <sup>2</sup>	<b>etapa 1</b>		
w pt =	1	KN/m <sup>2</sup>	f ci =	16,80	Mpa
Construc =	in situ		f ti =	-1,32	Mpa
Área inicial secc =	0,28	m <sup>2</sup>	<b>etapa 2</b>		
<b>CARGAS EN LA VIGA</b>			f c =	15,75	Mpa
Carga etapa1 =	21,72	KN/ml	f t =	-3,67	Mpa
Carga etapa2 =	41,72	KN/ml			
<b>MOMENTOS ACTUANTES</b>			<b>MODULOS MINIMOS</b>		
M etapa1 =	171,85	KN x m	Z inf =	0,01128	m <sup>3</sup>
M etapa2 =	330,10	KN x m	Z sup =	0,01091	m <sup>3</sup>
<b>RELACION DE MOMENTOS</b>					
M1/M2 =	0,521				
recomendación :	asimétrica				

Se usa la siguiente expresión para estimar el peralte de la viga:

$$h = \frac{Ln}{20} = \frac{11}{20} = .55 \text{ m}$$

Luego se tantea una sección adecuada con la ayuda de las tablas de Lin:

h (m)	b`/b	t/h	A/bh	ys/h	yi/h	l/bh <sup>3</sup>	r <sup>2</sup> /h <sup>2</sup>	cs/h	ci/h	Zs/bh <sup>2</sup>	Zi/bh <sup>2</sup>
0,6	0,2	0,3	0,4400	0,3091	0,6909	0,0318	0,0723	0,1047	0,2340	0,1030	0,0461
	0,3	0,3	0,51	0,3559	0,6441	0,0417	0,0818	0,1270	0,2298	0,1172	0,0648

Bsup	Binf	t (m)	Alma -	Area-
0,68	0,14	0,18	0,14	0,1795
0,48	0,15	0,18	0,15	0,1481

h (m)	b`/b	t/h	A/bh	ys/h	yi/h	l/bh <sup>3</sup>	r <sup>2</sup> /h <sup>2</sup>	cs/h	ci/h	Zs/bh <sup>2</sup>	Zi/bh <sup>2</sup>
0,5	0,2	0,4	0,5200	0,3154	0,6846	0,0320	0,0616	0,0899	0,1952	0,1015	0,0468
	0,3	0,4	0,58	0,3552	0,6448	0,0418	0,0720	0,1117	0,2028	0,1176	0,0648

Bsup	Binf	t (m)	Alma -	Area-
0,96	0,19	0,20	0,19	0,2509
0,70	0,21	0,20	0,21	0,2020

Finalmente se optó por la siguiente sección para viga postensada vaciada in situ.

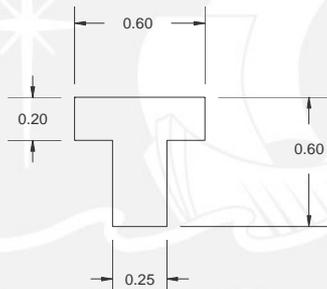


Fig. Sección de la viga postensada - variante

El Ala de la viga Te tiene un espesor de 20 cm igual al espesor de la losa, el alma tiene un ancho de 25 cm, el peralte es de 60 cm y el ancho del patín superior de 60 cm.

A continuación se verifican los esfuerzos en la sección y se halla la fuerza de tensado del cable.

PROPIEDADES DE LA SECCION	
A =	0,2200 m <sup>2</sup>
ys =	0,2364 m <sup>2</sup>
yi =	0,3636 m
I =	0,0067 m <sup>4</sup>
S sup =	0,0284 m <sup>3</sup>
S inf =	0,0185 m <sup>3</sup>

FUERZA DE TENSADO	
Ni	1059 KN
N	900 KN

VERIFICACION DE ESFUERZOS (MPa)						
Solicitacion	fibra Sup	Admisible		fibra Inf	admisible	
etapa 1	-0,14	-1,32	BIEN	12,43	16,80	BIEN
etapa trans	0,73	-3,67	BIEN	9,27	15,75	BIEN
etapa 2	6,29	15,75	BIEN	0,71	-3,67	BIEN

### 3 .METRADO

El metrado es una técnica para estimar las cargas sobre un elemento, en la cual se asume que todos los elementos están simplemente apoyados. Es importante cotejar manualmente las cargas en los elementos. Al respecto cabe indicar que en el programa ETABS las cargas son introducidas en las losas y estas son luego transmitidas a los pórticos.

#### 3.1 CONSIDERACIONES EN EL METRADO

La norma E.020 nos indica las cargas mínimas a considerar en el diseño estructural de los elementos y nos define dos tipos de carga a considerar en este proyecto: las cargas muertas y vivas. Las cargas muertas, son cargas permanentes que actúan durante la vida útil de la estructura, por ejemplo el peso propio de los elementos. Las cargas vivas son cargas de carácter movable, por ejemplo el peso de los usuarios del edificio.

Las siguientes tablas muestran los pesos unitarios de los materiales usados, las sobrecargas de los distintos ambientes del edificio y el peso del aligerado.

PESOS UNITARIOS (Kg/m <sup>3</sup> )	
MATERIALES	
- Concreto	2400
- Albañilería de unidades huecas	1350

CARGAS VIVAS MINIMAS REPARTIDAS (Kg/m <sup>2</sup> )	
Centros de educación	
- Aulas - Laboratorios	300
- Corredores y escaleras	400
- Azotea	100

PESO PROPIO DE LA LOSA ALIGERADA (Kg/m <sup>2</sup> )	
ESPESOR (cm)	
20	300

Se considera un piso terminado de 5 cm que pesa en total 100 kg /m<sup>2</sup>

#### 3.2 METRADO DE ELEMENTOS

##### 3.2.1 Losa aligerada

Se metra el peso sobre cada vigueta. La carga muerta distribuida en este elemento es igual al peso propio más el peso del piso terminado sobre la vigueta. Además se debe sumar el peso de la porción de tabique en la vigueta en caso hubiera. La carga viva es igual a la sobrecarga correspondiente al ambiente y que actúa en el ancho tributario de este elemento.

Por ejemplo, se realiza el metrado de la siguiente vigueta:

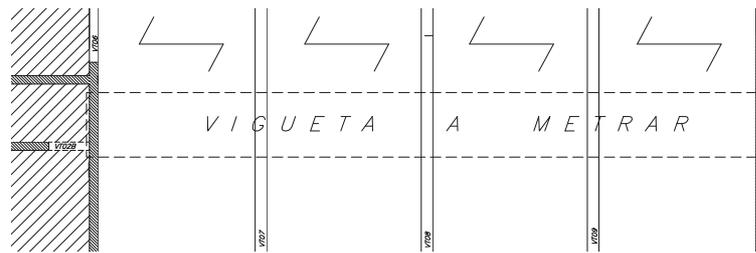


Fig.vigueta a metrar

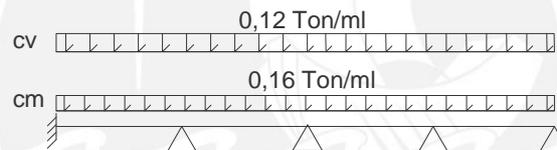
Cargas Muertas:

$$Pesopropio + pisoterm = (300 + 100) * 0,4 = 160 \frac{Kg}{ml} = 0,16 \frac{Ton}{ml}$$

Cargas Vivas:

$$sobrecarga \text{ en aulas - laboratorio} = 300 \times 0,4 = 120 \frac{Kg}{ml} = 0,12 \frac{Ton}{ml}$$

Por lo tantos las cargas en la vigueta serían las siguientes:



### 3.2.2 Losa maciza

En este caso se calcula la carga por unidad de área. Se usan las cargas repartidas de las losa, del piso terminado y de la sobrecarga en el ambiente.

Por ejemplo en la losa maciza de la siguiente figura:

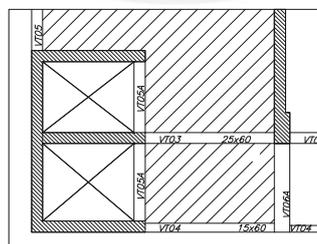


Fig. Losa a metrar

Cargas Muertas:

$$Pesopropio + pisoterm = 2400 \times 0,2 + 100 = 480 + 100 = 580 \frac{Kg}{m^2} = 0,58 \frac{Ton}{ml}$$

Cargas Vivas:

$$\text{sobrecarga pazadizo} = 400 \frac{\text{Kg}}{\text{ml}} = 0,40 \frac{\text{Ton}}{\text{ml}}$$

Finalmente se tiene 0,58Ton/m<sup>2</sup> de carga muerta y 0,40Ton/m<sup>2</sup> de carga viva.

### 3.2.3 Vigas

Las vigas reciben cargas de las losas. Es necesario definir cuál es el área de la losa que le corresponde cargar a cada viga y para esto se supone que cada tramo de la losa (o vigueta) está simplemente apoyada en las vigas. Así se obtienen las áreas tributarias de cada viga.

Si a ambos lados de la viga se tiene aligerado armado en una dirección, entonces el área tributaria será el siguiente:

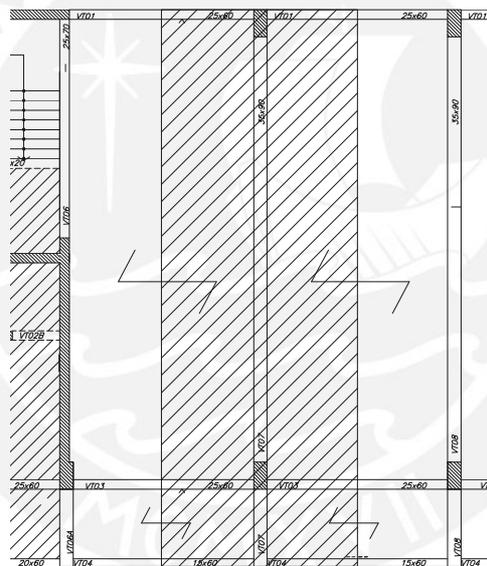


Fig. Viga a metrar

Si se tiene una losa maciza que trabaja en dos direcciones, para definir que parte de esta le corresponde cargar a cada viga o apoyo se usa el método del sobre y finalmente las áreas tributarias tendrán forma triangular o trapezoidal.

Además hay que considerar los tabiques que pueden estar apoyados directamente sobre la viga y el peso propio de la viga.

Se realizará el metrado de la viga de la figura anterior a manera de ejemplo:

Tramo en Voladizo

Carga muerta

$$\begin{aligned} \text{Pesopropio} + \text{Pesodelalig} + \text{Pisoterm} &= 2400 \times 0,35 \times 0,9 + 300 \times 5 + 100 \times 5 \\ &= 756 + 1500 + 500 = 2756 \frac{\text{Kg}}{\text{ml}} \cong 2.76 \frac{\text{Ton}}{\text{ml}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Viga de borde} + \text{Parapeto} &= 2400 \times 0.15 \times 0.6 \times 5 + 1350 \times 0.15 \times 1 \times 5 = 2092 \text{ Kg} \\ &\cong 2.10 \text{ Ton} \end{aligned}$$

Carga viva

$$\text{Sobrecarga en pasadizos} = 400 \times 5 = 2000 \frac{\text{Kg}}{\text{ml}} = 2.00 \frac{\text{Ton}}{\text{ml}}$$

Segundo tramo

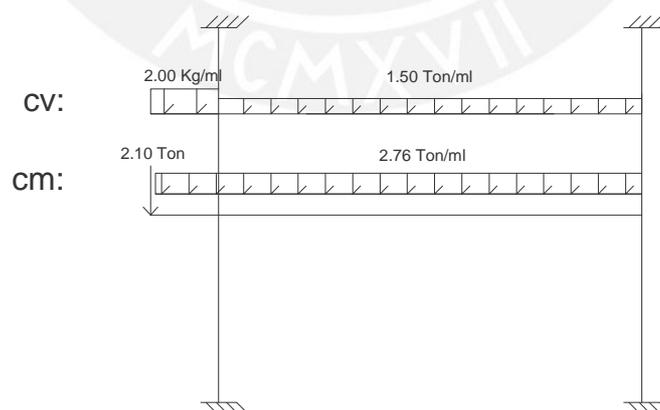
Carga muerta

$$\begin{aligned} \text{Pesopropio} + \text{Pesodelalig} + \text{Pisoterm} &= 2400 \times 0,35 \times 0,8 + 300 \times 5 + 100 \times 5 \\ &= 672 + 1500 + 500 = 2672 \frac{\text{Kg}}{\text{ml}} \cong 2.70 \frac{\text{Ton}}{\text{ml}} \end{aligned}$$

Carga viva

$$\text{Sobrecarga en labortatorios – aulas} = 300 \times 5 = 1500 \frac{\text{Kg}}{\text{ml}} = 1.50n \frac{\text{Ton}}{\text{ml}}$$

Por lo tanto las cargas en la viga serán las siguientes:



3.2.4Columnas y placas

Estos elementos verticales reciben cargas de las vigas y losas. Para calcular estas cargas se define primeroel área tributaria de carga del elemento :

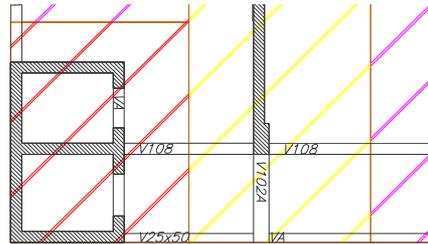


Fig. Placa a medir (ascensor)

METRADO DE PLACAS

Ascensor. 01

NIVEL	ELEMENTO	CARGA UNITARIA	AREA O LONGITUD	PARCIAL	ACUMULADA
		Tn/m <sup>2</sup> o	m <sup>2</sup> o ml	Tn	
AZOTEA	CARGA MUERTA				
	losa e=20 (ascensor)	0.48	7.3	3.50	
	pt (ascensor)	0.1	10.45	1.05	
	losa e=20	0.48	8.65	4.15	
	pt	0.1	10	1.00	
	tabique 1m	0.21	6.65	1.40	
	tabique 2.5m	0.525	2.35	1.23	
	v25x60	0.3	1.45	0.44	
	PL-01	7.49	5.25	39.32	
	v20x60	0.24	1.45	0.35	
	v25x20	0.12	4.6	0.55	
					53.0Tn
	CARGA VIVA				
	s/c ascensor	1	10.45	10.45	
	s/c azotea	0.1	10	1.00	
					11.5 Tn
PISO TIP	CARGA MUERTA				
	losa e=20	0.48	8.65	4.15	
	pt	0.1	10	1.00	
	tabique mediano bano	0.662	0.9	0.60	
	tabique bano	0.735	0.9	0.66	
	parapeto 1m	0.21	1.45	0.30	
	v25x60	0.3	1.45	0.44	
	PL-01	7.49	3.75	28.08	
	v20x60	0.24	1.45	0.35	
	v25x20	0.12	2.75	0.33	
					35.9Tn

	CARGA VIVA				
	s/c bano	0.3	2.3	0.69	
	s/c pasadizo y	0.4	7.7	3.08	
					3.8Tn
1er PISO	CARGA MUERTA				
	losa e=20	0.48	9.65	4.63	
	pt	0.1	10	1.00	
	tabique mediano	0.662	0.9	0.60	
	tabique baño	0.735	0.9	0.66	
	parapeto 1m	0.21	1.45	0.30	
	v25x60	0.3	1.45	0.44	
	PL-01	7.49	5.75	43.1	
	v20x60	0.24	1.45	0.35	
	v25x20	0.12	2.75	0.33	
					51.4Tn
	CARGA VIVA				
	s/c baño	0.3	2.3	0.69	
	s/c pasadizo y	0.4	7.7	3.08	
					3.8Tn

Asc.01								
	toneladas							
	CM	CV	CT	PU	CM ACUM	CV ACUM	CT ACUM	PU ACUM
PISO5	53.0	11.5	64.5	93.7	53.0	11.5	64	94
PISO4	35.9	3.8	39.7	56.7	88.9	15.2	104	150
PISO3	35.9	3.8	39.7	56.7	125	19.0	144	207
PISO2	35.9	3.8	39.7	56.7	161	22.8	184	264
PISO1	51.4	3.8	55.1	78.3	212	26.5	239	342

## 4 .ANÁLISIS SÍSMICO

En esta parte se evalúa si la estructuración dada al edificio cumple con los requisitos de la norma E.030 del RNE. Se realiza un análisis elástico con solicitaciones reducidas. Se admite que la estructura incursiona en la etapa inelástica.

### 4.1 ANÁLISIS PRELIMINAR DE LA ESTRUCTURA

#### 4.1.1 Factor de zona:

Este factor se interpreta como la aceleración máxima del terreno con una probabilidad del 10% de ser excedida en 50 años. El edificio está ubicado en Lima y le corresponde un factor de zona igual a 0,4.

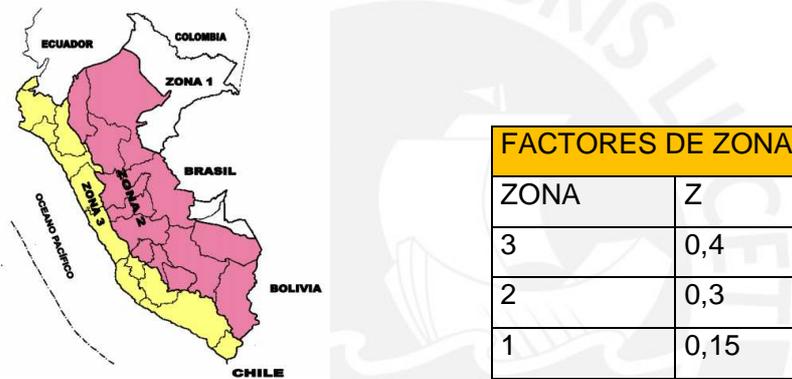


Fig. Regiones correspondientes a los factores de zona (RNE Norma E.030)

#### 4.1.2 Parámetros del Suelo:

El factor S se interpreta como el factor de amplificación de aceleraciones debido al efecto del suelo, es decir que de manera sencilla estima la amplificación de las solicitaciones sísmicas al pasar por los estratos de suelo. El factor  $T_p$  corresponde al extremo derecho de la plataforma horizontal del espectro de pseudoaceleraciones.

La norma indica los siguientes valores de S y  $T_p$  según el tipo de suelo:

Parámetros del Suelo			
Tipo	Descripción	$T_p$ (s)	S
S1	Roca o suelos muy rígidos	0,4	1
S2	Suelos intermedios	0,6	1,2
S3	Suelos flexibles con estratos de gran espesor	0,9	1,4
S4	Condiciones excepcionales	-	-

En este proyecto el edificio se asume apoyado sobre un perfil de suelo S1.

#### 4.1.3 Factor de amplificación sísmica:

Es la relación entre la aceleración máxima en una estructura elástica y el valor pico de aceleración en su base. Este valor se puede estimar por la siguiente expresión:

$$C = 2.5 \times \frac{T_p}{T}, \quad C < 2.5$$

#### 4.1.4 Categoría de la edificación:

Es un factor que amplifica las solicitaciones sísmicas dependiendo de la importancia de la edificación. En este caso el edificio se definió como esencial y le corresponde un coeficiente de uso U igual a 1,5.

En una edificación esencial los elementos que forman parte del sistema estructural sismorresistente deberán ser más resistentes y rígidos que en una edificación común. En comparación se tiene una estructura con un rango de comportamiento elástico mayor y que es menos flexible, por lo cual el daño esperado en una edificación esencial ante un sismo severo es menor.

#### 4.1.5 Sistema estructural:

El RNE permite que la estructura tenga solo una fracción de la resistencia que se requiere para un comportamiento elástico ideal durante un sismo severo. Sin embargo, se debe garantizar que el edificio posee una adecuada capacidad de disipar energía, es decir que pueda desarrollar una deformación inelástica importante.

El código define un factor R que reduce la solicitación sísmica. Este valor cambia para los distintos sistemas estructurales. En este caso el valor de R corresponde a un sistema de muros estructurales de concreto armado y es igual a 6.

#### 4.1.6 Configuración estructural:

El factor R de reducción sísmica, puede cambiar si el sistema presenta alguna irregularidad en planta o altura. Cabe destacar que el edificio al ser de categoría Esencial, no puede presentar irregularidades de ningún tipo. Por lo cual el valor de R del acápite anterior no cambia.

El valor de R se reduce un 25 % en caso de que la estructura sea irregular con la finalidad de mejorar el desempeño de esta. Se ha visto en sismos pasados que las estructuras irregulares muestran un pobre comportamiento (piso blandos, torsión en planta, diafragmas discontinuos).

#### 4.2 MODELO PARA EL ANÁLISIS:

El análisis se realizó en el Programa ETABS Nonlinear v9.7.4. en el cual se realizó un modelo tridimensional del edificio. Al respecto cabe mencionar:

- La masa considerada en cada piso es de 100 % la carga muerta más el 50% de la carga viva. En la azotea se consideró el 25 % de la carga viva. Esto acorde al artículo 16.3 de la norma E.030.
- Se consideró un diafragma rígido en cada piso
- En la base se consideraron apoyos empotrados.

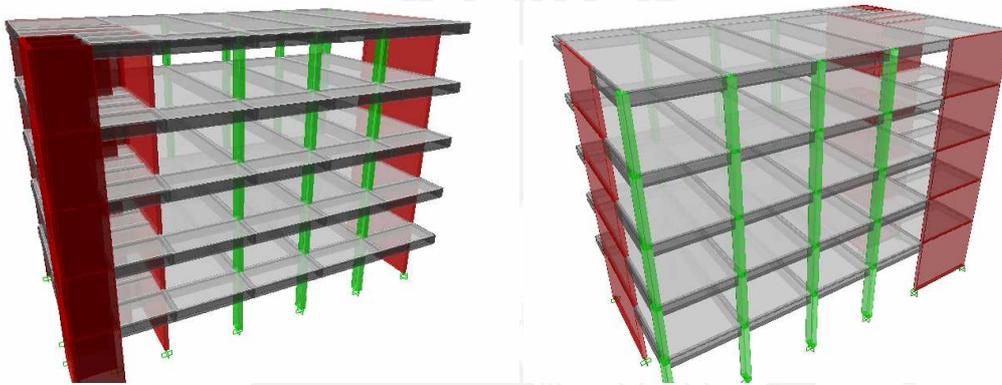


Fig. Vistas del modelo en ETABS

#### 4.3 MODOS PRINCIPALES:

Los modos principales son aquellas que tienen la mayor masa efectiva en cada dirección. Una edificación aumenta su periodo de vibración en 1 segundo por piso aproximadamente, sin embargo este valor puede variar dependiendo de la rigidez en cada dirección.

DIRECCION	PERIODO (s)
X-X	0.437
Y-Y	0.319

#### 4.4 ANÁLISIS ESTÁTICO

Consiste en representar el sismo en el edificio mediante fuerzas estáticas horizontales aplicados en los centros de gravedad de cada piso. La norma permite usar este análisis, pero indica que puede usarse solo en edificios regulares y de baja altura.

A continuación se muestran las masas en cada uno de los niveles definidas tal como se indicó en el acápite 4.2 y que han sido consideradas (obtenidas) por el programa ETABS.

Piso	Masa (Tn s <sup>2</sup> / m)
5	32.8
4	42.7
3	42.7
2	42.7
1	43.7
suma	205

La siguiente tabla muestra los pesos en cada nivel del edificio y adicionalmente se muestra el peso por metro cuadrado promedio en cada uno de los pisos.

Piso	Peso (Tn)	Promedio (Tn/m <sup>2</sup> )
5	322	0.87
4	419	1.14
3	419	1.14
2	419	1.14
1	429	1.16
suma	2007	

**FUERZAS DEL ANALISIS ESTATICO**

Z	0.4				
U	1.5				
Cx	2.29			X-X	0.437
Cy	2.50			Y-Y	0.319
S	1				
TI (s)					
TP	0.4				
R	6				
Cx/R	0.381	>0,125 ?	ok	Peso Total (Tn)	2007
Cy/R	0.417	>0,125 ?	ok	Vx (Tn)	459
ZUCxS/R	0.2289			Vy (Tn)	502
ZUCyS/R	0.25				

Piso	Altura (m)	Peso (Tn)	P x h	Vx (Tn)	Vy (Tn)
5	19.05	322	6140	126	138
4	15.3	419	6406	131	144
3	11.55	419	4836	99	108
2	7.8	419	3266	67	73
1	4.05	429	1735	36	39
suma		2007	22383	459	502

#### 4.5 ANÁLISIS DINÁMICO

Consiste en analizar el movimiento vibratorio de la estructura. Se considera un análisis más completo, y los programas facilitan su aplicación. La norma permite el uso del análisis por combinación modal espectral en estructuras convencionales y para edificaciones especiales indica que debe usarse un análisis tiempo – historia. En este caso se usará la combinación modal espectral.

##### 4.5.1 Masas efectivas:

Estas masas indican la importancia de cada modo. Según la norma E.030 se debe de emplear por lo menos los tres primeros modos predominantes en cada dirección y además la suma de las masas efectivas debe de ser mayor al 90% de la masa total en cada una de las direcciones. Se consideraron en el análisis los siguientes modos de vibración:

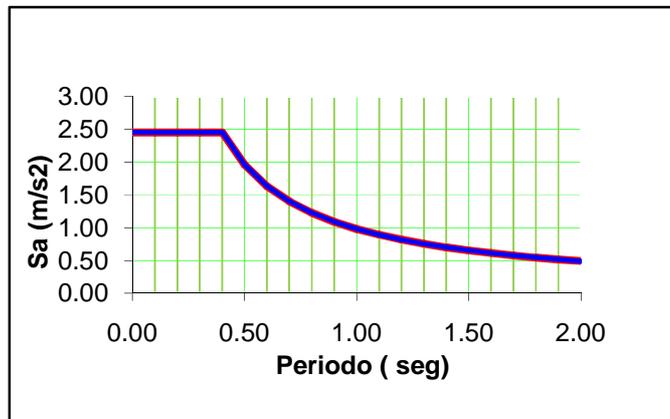
Modo	Periodo (s)	PARTICIPACION EN:	
		X	Y
1	<u>0.437</u>	<u>69.63</u>	1.78
2	<u>0.319</u>	1.89	<u>70.29</u>
3	0.286	0.08	1.68
4	0.089	<u>19.30</u>	0.93
5	0.074	1.04	<u>19.16</u>
6	0.064	0.11	0.11
7	0.038	5.20	0.53
8	0.036	0.45	3.88
9	0.030	0.06	0.18
10	0.024	0.04	1.15
11	0.023	1.78	0.01
12	0.020	0.01	0.04
	Total	100%	100%

##### 4.5.2 Aceleración espectral

Con los parámetros obtenidos en el análisis preliminar de la estructura (acápite 4.1) se obtiene el espectro de pseudoaceleración inelástico. A continuación se muestra el espectro usado en el análisis.

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} \times g = \frac{0,4 \times 1,5 \times \left(2,5 \times \frac{0,4}{T}\right) \times 1}{6} \times 9,81 = \frac{0,981}{T} \frac{m}{s^2} \quad , S_a < 2,45 \frac{m}{s^2}$$

T (s)	Sx (m/s <sup>2</sup> )
0,00	2,453
0,40	2,453
0,50	1,962
0,60	1,635
0,70	1,401
0,80	1,226
0,90	1,090
1,00	0,981
1,10	0,892
1,20	0,818
1,30	0,755
1,40	0,701
1,50	0,654
1,60	0,613
1,70	0,577
1,80	0,545
1,90	0,516
2,00	0,491



#### 4.5.3 Criterios de combinación

Luego de obtener los esfuerzos y deformaciones para cada uno de los modos considerados, se procede a combinar los resultados de todos ellos. En este caso, con el soporte del programa ETABS, el criterio de combinación usado en el análisis dinámico fue el CQC.

#### 4.5.4 Fuerza cortante mínima en la base:

La norma indica que para estructuras regulares la fuerza cortante en la base del edificio no debe ser menor que el 80% de la cortante basal obtenida mediante un análisis estático y en estructuras irregulares no debe ser menor que el 90% de la cortante indicada.

En este caso el edificio es regular y los factores que amplifican la cortante obtenida por el análisis dinámico son las siguientes:

	X-X	Y-Y
V <sub>din</sub> (Ton)	341	372
80% V <sub>est</sub> (Ton)	367	401
ff = 80% V <sub>est</sub> / V <sub>din</sub>	1,078	1,080

Cabe mencionar que el cortante estático se calculó en el acápite 4.3

#### 4.5.5 Desplazamientos laterales y Torsión

Los desplazamientos laterales inelásticos se obtienen multiplicando por 0,75R los desplazamientos obtenidos del análisis elástico lineal con fuerzas reducidas. No se debe considerar en el cálculo de estos desplazamientos el valor mínimo de  $c/R$  (0,125) y ni el cortante mínimo basal (80% Vest).

La deriva es la relación del desplazamiento lateral de entrepiso y su correspondiente altura de entrepiso. Para estructuras de concreto armado la norma indica que la deriva permisible es 0,007.

DERIVAS MAXIMAS		
	X-X	Y-Y
ELASTICA	0.0011	0.0007
INELASTICA	0.0049	0.0033

Además es importante verificar que la estructura no presente irregularidad torsional. La norma indica que las edificaciones esenciales deben ser regulares.

#### Torsión: en X-X

Desplazamiento Mínimo (m)				
Techo	Punto	UX	Entrepiso	$\Delta_{min}$
T-05	22	0.0151	0.0037	0.0167
T-04	22	0.0114	0.0038	0.0171
T-03	22	0.0076	0.0034	0.0153
T-02	22	0.0042	0.0027	0.0122
T-01	22	0.0015	0.0015	0.0068

Desplazamiento Máximo				
Techo	Punto	UX	Entrepiso	$\Delta_{max}$
T-05	31	0.0163	0.0040	0.0180
T-04	31	0.0123	0.0041	0.0185
T-03	31	0.0082	0.0037	0.0167
T-02	31	0.0045	0.0029	0.0131
T-01	31	0.0016	0.0016	0.0072

H ent	$\Delta_{prom}$	0.5 $\Delta_{permisible}$	$\Delta_{prom} < 0.5$	1.3 x $\Delta_{prom}$	$\Delta_{max} < 1.3 \Delta_{prom}$	Conclusion
3.75	0.0173	0.013125	NO	0.0225	OK	REGULAR
3.75	0.0178	0.013125	NO	0.0231	OK	REGULAR
3.75	0.0160	0.013125	NO	0.0208	OK	REGULAR
3.75	0.0126	0.013125	OK	0.0164	OK	REGULAR
4.05	0.0070	0.014175	OK	0.0091	OK	REGULAR

#### Torsión: en Y-Y

Desplazamiento Mínimo				
Techo	Punto	UY	Entrepiso	$\Delta_{min}$
T-05	22	0.0092	0.0022	0.0099
T-04	22	0.0070	0.0021	0.0095
T-03	22	0.0049	0.0021	0.0095
T-02	22	0.0028	0.0017	0.0077
T-01	22	0.0011	0.0011	0.0050

Desplazamiento Máximo				
Techo	Punto	UY	Entrepiso	$\Delta_{max}$
T-05	15	0.0112	0.0026	0.0117
T-04	15	0.0086	0.0028	0.0126
T-03	15	0.0058	0.0025	0.0113
T-02	15	0.0033	0.0021	0.0095
T-01	15	0.0012	0.0012	0.0054

H ent	$\Delta_{prom}$	0.5 $\Delta_{permisible}$	$\Delta_{prom} < 0.5 \Delta_{permisible}$	1.3 x $\Delta_{prom}$	$\Delta_{max} < 1.3 \Delta_{prom}$	Conclusión
3.75	0.0108	0.013125	OK	0.0140	OK	REGULAR
3.75	0.0110	0.013125	OK	0.0143	OK	REGULAR
3.75	0.0104	0.013125	OK	0.0135	OK	REGULAR
3.75	0.0086	0.013125	OK	0.0111	OK	REGULAR
4.05	0.0052	0.014175	OK	0.0067	OK	REGULAR

#### 4.6 EFECTOS DE SEGUNDO ORDEN

Debe verificarse si los efectos de segundo orden generan un incremento considerable en los esfuerzos. La siguiente expresión nos ayuda a estimar la importancia de estos efectos mediante el índice de estabilidad (Q):

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

$N_i$  : Sumatoria de los pesos sobre el nivel "i".

$\Delta_i$  : Desplazamiento inelástico de entrepiso.

$V_i$  : Fuerza cortante en el entrepiso "i" del análisis estático, ver acápite 4.4

$h_{ei}$  : Altura de entrepiso

La norma indica que si Q es mayor a 0,1 debe de tomarse en cuenta los efectos de segundo orden.

Piso	$h_e$ (m)	$P_i$ (Tn)	$N_i$ (Tn)	Direccion X-X			Direccion Y-Y		
				Delta l (m)	$V_i$ estat (Tn)	Q	Delta l (m)	$V_i$ estat (Tn)	Q
5	3.75	322	322	0.030	126	0.0203	0.011	138	0.0185
4	3.75	419	741	0.029	257	0.0225	0.012	281	0.0206
3	3.75	419	1160	0.027	357	0.0234	0.011	390	0.0214
2	3.75	419	1578	0.020	424	0.0201	0.009	463	0.0184
1	4.05	429	2007	0.010	459	0.0107	0.005	502	0.0098

#### 4.7 MOMENTO DE VOLTEO

La norma indica que el momento resistente al volteo que generan las fuerzas de gravedad debe ser 1,5 veces mayor que el momento actuante generado por el sismo.

X-X	
emáx. (m)	12.8
N (Ton)	2007
N*e max (Ton-m)	25688
Mx (Ton-m)	6224
Fsvolteo	4.1

Y-Y	
emáx. (m)	7.2
N (Ton)	2007
N*e max (Ton-m)	14450
My (Ton-m)	6800
Fsvolteo	2.1

#### 4.8 CONCLUSIONES

Se pudo verificar a partir de los resultados del análisis sísmico que :

- El edificio tiene una deriva menor que 0,007 en x-x y en y-y.
- El edificio es regular.
- Se está usando una cantidad adecuada de modos en el análisis dinámico que hace el ETABS, ya que la suma de masa efectiva es casi 100%
- Hay que escalar las fuerzas internas obtenidas por el programa para los sismos en X-X( $f_x=1,078$ ) y en Y-Y( $f_y=1,080$ ) ya que el 80% del “Vestático” es mayor a la cortante obtenida por el análisis dinámico.
- La edificación es estable al volteo y no es necesario realizar un análisis de segundo orden.



## 5 .DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS

La losa aligerada es el elemento estructural que hace factible la existencia de entrepisos y techos. Son losas nervadas que entre cada vigueta o nervio tiene un ladrillo hueco. La función de esta losa es transmitir las cargas de gravedad a las vigas y servir como diafragma rígido en cada piso.

La geometría de la losa aligerada convencional es mostrada en la siguiente figura. Las viguetas tienen un ancho de 10 cm y el espacio "libre" entre ellas es de 30 cm. El espesor de la losa superior es de 5 cm y el espesor total de la losa aligerada es la suma de esta losa de 5 cm más la dimensión del ladrillo correspondiente, tal como se puede observar en la siguiente figura.

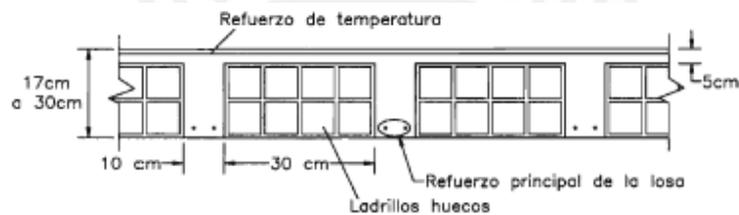


Fig. Características del aligerado (Harmsen 2002)

### 5.1 ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Se puede modelar la vigueta en el programa ETABS y usar brazos rígidos en el encuentro viga-vigueta. Se debe considerar la posibilidad de alternancia de cargas vivas. Otra alternativa es usar el método de coeficientes de la norma.

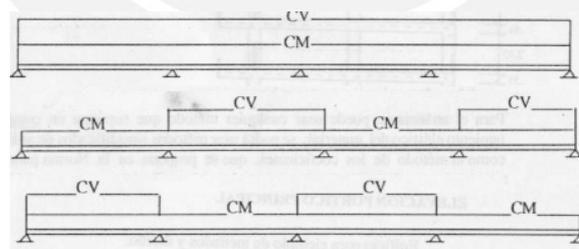


Fig. Alternancia de cargas (Blanco 1994)

### 5.2 DISEÑO POR FLEXIÓN

Una vez que obtenemos las fuerzas internas amplificadas en la vigueta procedemos a calcular el refuerzo longitudinal necesario. La resistencia de diseño es igual a la resistencia nominal reducida por un factor de reducción. En este caso el factor de reducción es de 0,9.

En el procedimiento de cálculo para hallar la dimensión “a” igual a la profundidad del Bloque de Whitney se usó la siguiente expresión:

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

Por lo tanto el acero necesario es:

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

Las expresiones anteriores se pueden usar para el cálculo del acero positivo y negativo, pues en el cálculo de ambos se puede considerar a la sección como rectangular, a pesar de ser una viga “ T ”, sin embargo se tiene que verificar que la dimensión “a” es menor que el espesor del ala cuando se calcula el fierro positivo.

Además se tiene que calcular el acero mínimo y balanceado de la sección T. El acero mínimo es aquel que garantiza una resistencia a flexión mayor al M<sub>cr</sub>. Para el As mínimo negativo se consideró un acero tal que el  $\phi Mn$  fuera mayor a 1.2 veces el M<sub>cr</sub> y para el cálculo del As mínimo positivo se consideró la siguiente expresión:

$$As_{min} = \frac{(0,7\sqrt{f_c} b w d)}{f_y}$$

Esto resulta en 1.05 cm<sup>2</sup> de acero mínimo negativo y 0.41 cm<sup>2</sup> de acero mínimo positivo para una losa aligerada de concreto armado típica de 20 cm de espesor y  $f_c$  igual a 210 kg/cm<sup>2</sup>

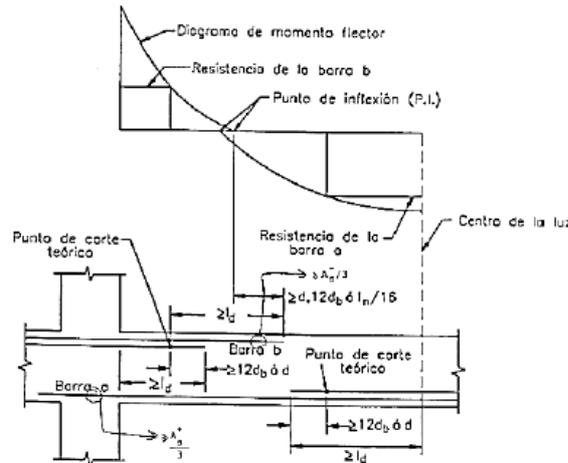
Para calcular el área de acero balanceado hay que calcular primero el eje neutro correspondiente a la falla balanceada, luego el valor de “a” se obtiene multiplicando “c” por  $\beta$  (0,85 para un  $f_c$  de 210 Kg/cm<sup>2</sup>) .Finalmente se halla el valor de As<sub>b</sub> por equilibrio de fuerzas en la sección.

$$c = \frac{0,003}{0,0051} d = 10 \text{ cm} \quad ; \quad a = 0,85 * c = 8,5 \text{ cm}$$

$$As_{max(+)} = 0,75 \times \frac{(30 \times 5 + 10 \times a) 0,85 f_c}{f_y} = 7,41 \text{ cm}^2$$

$$As_{max(-)} = 0,75 \times \frac{(b \times a) 0,85 f_c}{f_y} = 2,71 \text{ cm}^2$$

Por último se tiene que calcular la longitud de los bastones. La figura siguiente (Harmsen) resume las disposiciones para el corte de fierro longitudinal. En el acápite 7.2 se presentan estas disposiciones.



### 5.3 DISEÑO POR CORTE

La resistencia al corte de la vigueta está dada por la siguiente expresión:

$$V_c = 0,53\sqrt{f'c}b_w d \leq 1,1$$

Se puede apreciar que la resistencia al corte está dada solo por el concreto de la vigueta, pues en estos elementos no se usan estribos. La norma E.060 indica que en este caso la fuerza cortante  $V_c$  proporcionada por el concreto de la nervadura puede ser incrementada en 10 %.

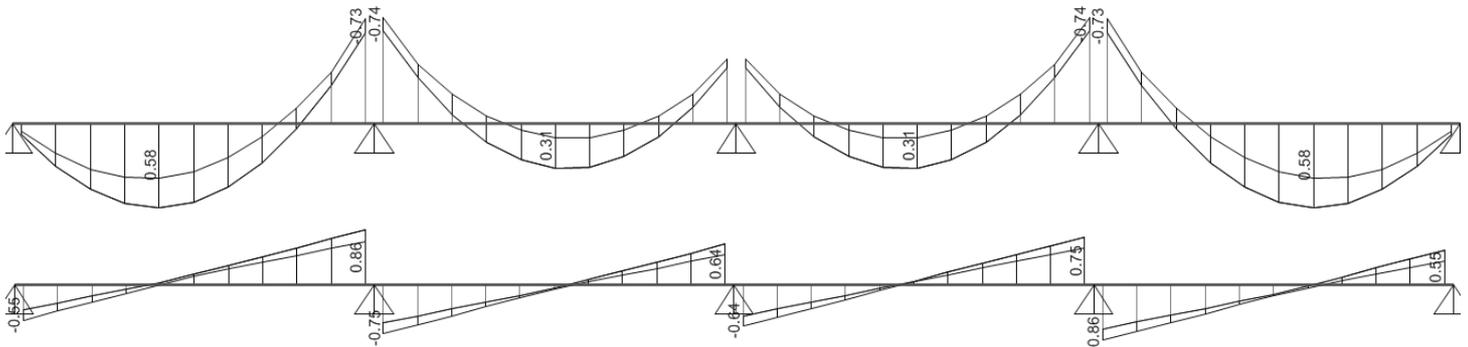
Cuando se requiera una mayor resistencia ( $V_u > \phi V_c$ ) se puede usar ensanches alternados o corridos. El ensanche consiste en aumentar el ancho de la vigueta en las zonas próximas a las vigas mediante el retiro de los ladrillos o bloques de relleno del aligerado.

### 5.4 REFUERZO POR TEMPERATURA

El refuerzo por temperatura está orientado de forma perpendicular al refuerzo por flexión en el aligerado. La norma E.060 indica que el espaciamiento de este refuerzo debe ser menor que 40 cm o 5 veces el peralte de la losa. En la siguiente tabla se muestran las cuantías mínimas que permiten controlar la fisuración de la losa por cambios volumétricos.

REFUERZO MINIMO POR CONTRACCION Y TEMPERATURA	
Losas con barras lisas	0,0025 bh
Losas con barras corrugadas con $f_y < 4200 \text{ Kg/cm}^2$	0,0020 bh
Losas con barras corrugadas con $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$	0,0018 bh
Losas con barras corrugadas con $f_y > 4200 \text{ Kg/cm}^2$	0,0018 bh (4200/ $f_y$ )

5.5 EJEMPLO DE DISEÑO: VIGUETA DE AZOTEA



**Resistencia al corte:**

Se calcula con la expresión :

$$\phi V_c = \phi 0,53 \sqrt{f'c} b w d 1,1$$

Reemplazando

$$\phi V_c = 0,85 \times 0,53 \times \sqrt{210} \times 10 \times 17 \times 1,1 = 1,22 \text{ tn} > V_{max} = 0,86 \text{ tn}$$

**Resistencia a la flexión:**

Sección :	M pos
-----------	-------

b =	40	cm
h =	20	cm
r =	3	cm
f'c =	210	Kg/cm <sup>2</sup>
fy =	4200	kg/cm <sup>2</sup>
β1 =	0.85	
Mu =	0.58	tn-m

d	17.00	cm
a	0.5	cm
c	0.6	cm

As req =	0.92	cm <sup>2</sup>
As mín =	0.41	cm <sup>2</sup>
As máx =	7.5	cm <sup>2</sup>

hierro usado	2φ 3/8"	
As usado =	1.42	cm <sup>2</sup>

Sección :	Mneg
-----------	------

b =	10	cm
h =	20	cm
r =	3	cm
f'c =	210	Kg/cm <sup>2</sup>
fy =	4200	kg/cm <sup>2</sup>
β1 =	0.85	
Mu =	0.74	tn-m

d	17.00	cm
a	3.0	cm
c	3.5	cm

As req =	1.26	cm <sup>2</sup>
As mín =	1.01	cm <sup>2</sup>
As máx =	2.71	cm <sup>2</sup>

hierro usado	2φ 3/8"	
As usado =	1.42	cm <sup>2</sup>

Sección :	M pos
-----------	-------

b =	40	cm
h =	20	cm
r =	3	cm
f'c =	210	Kg/cm <sup>2</sup>
fy =	4200	kg/cm <sup>2</sup>
β1 =	0.85	
Mu =	0.31	tn-m

d	17.00	cm
a	0.3	cm
c	0.3	cm

As req =	0.49	cm <sup>2</sup>
As mín =	0.41	cm <sup>2</sup>
As máx =	7.5	cm <sup>2</sup>

fierro	1 φ 3/8"	
As usado =	0.71	cm <sup>2</sup>

Sección :	Mneg
-----------	------

b =	10	cm
h =	20	cm
r =	3	cm
f'c =	210	Kg/cm <sup>2</sup>
fy =	4200	kg/cm <sup>2</sup>
β1 =	0.85	
Mu =	0.38	tn-m

d	17.00	cm
a	1.5	cm
c	1.7	cm

As req =	0.62	cm <sup>2</sup>
As mín =	1.01	cm <sup>2</sup>
As máx =	2.71	cm <sup>2</sup>

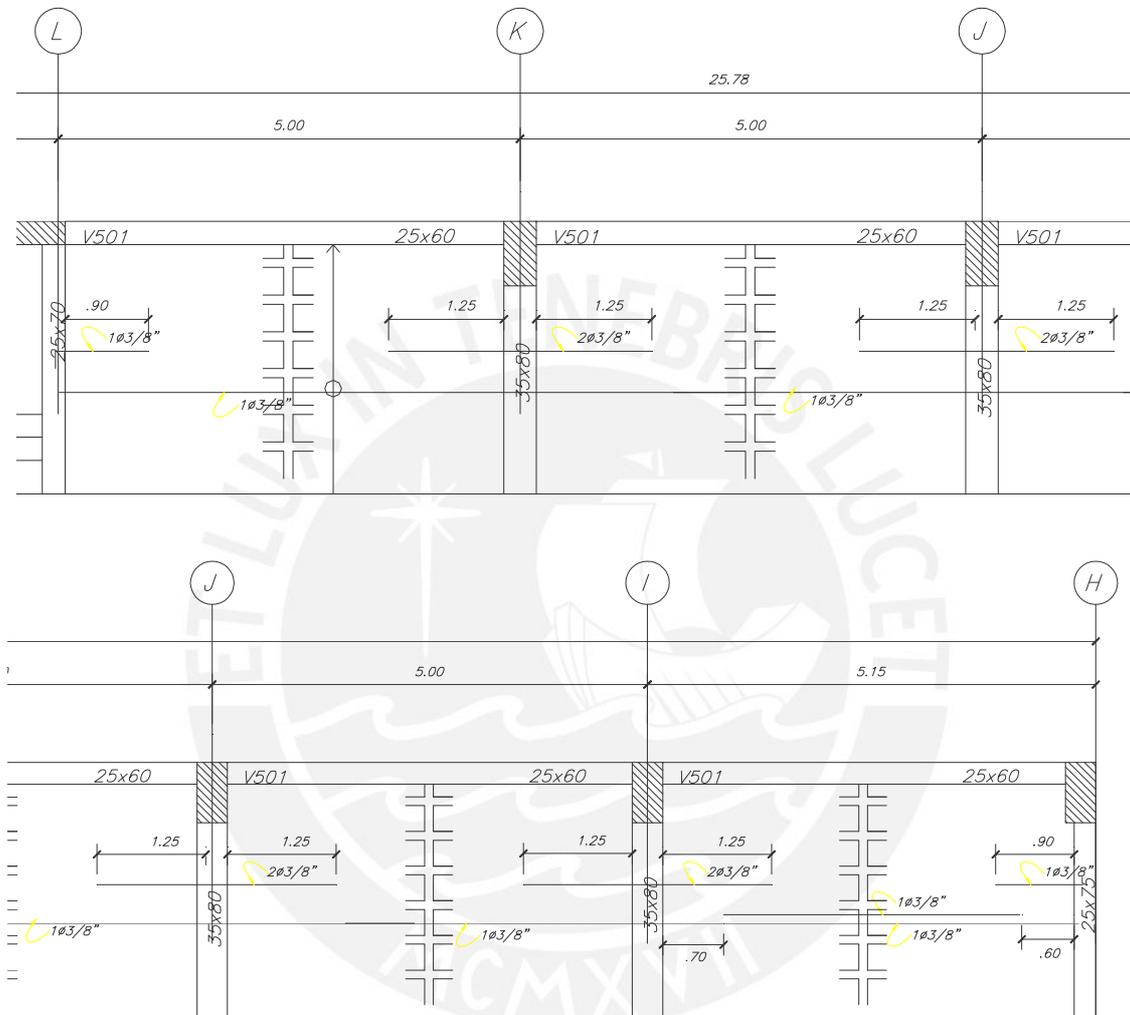
fierro	2 φ 3/8"	
As usado =	1.42	cm <sup>2</sup>

### Refuerzo por temperatura

Se calcula con la siguiente expresión:

$$As_{min} = 0,0018 (b h) = 0,0018 * 100 * 5 = 0,9 \frac{cm^2}{m}$$

Se usa 1 φ 6mm @ 0,25m



ENCOFRADO DEL 5TO PISO

(S/C = 100 Kg/m<sup>2</sup> AZOTEA)

## 6 .DISEÑO DE LOSAS MACIZAS

Las losas macizas son losas conformadas íntegramente de concreto armado. Estos elementos transmiten las cargas a las vigas y forman parte del diafragma rígido en cada piso. En el proyecto se usa una losa maciza de 20 cm para uniformizar el espesor del techo.

### 6.1 ANÁLISIS ESTRUCTURAL

El análisis del elemento se realizó en el programa SAP2000 mediante un modelo de elementos finitos.

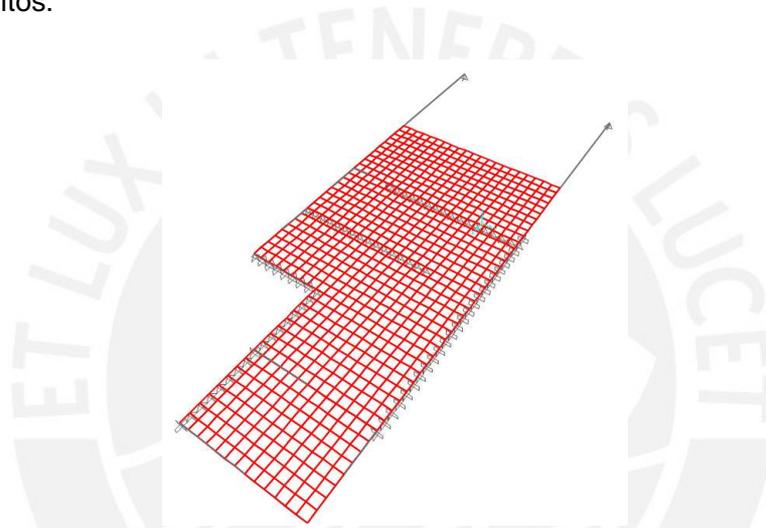


Fig. Modelo de la losa en SAP2000

### 6.2 DISEÑO POR FLEXIÓN

Para calcular el acero necesario por flexión se usaron las mismas expresiones planteadas en el capítulo anterior de diseño de aligerados:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 |Mu|}{\phi 0.85 f_c b}} \quad , \quad A_s = \frac{|Mu|}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})}$$

Sin embargo hay que tener en cuenta que el diseño se realiza para una franja de 1m de ancho.

El acero mínimo en la sección de estos elementos es la cuantía mínima por refuerzo de temperatura y contracción y se halla con la siguiente expresión:

$$A_{s \text{ min}} = 0,0018 (b h)$$

Este refuerzo es distribuido en 2 capas. Cabe mencionar que en la cara inferior se considera un refuerzo mínimo de 2/3 del "As min". Además el espaciamiento del acero no debe exceder de 40 cm y de 3 veces el espesor de la losa.

El acero balanceado se calcula de la misma forma que en los aligerados. La norma limita el acero máximo en una sección como el 75 % del acero balanceado, esto con el fin de tener una sección subreforzada y así evitar fallas frágiles. Es así que la cuantía máxima en la sección es 0,0159.

### 6.3 DISEÑO POR CORTE

Al igual que la losa aligerada la fuerza cortante es resistida por el concreto, pues no se usan estribos. En este caso ya no se considera el incremento de 10 % de  $V_c$  tal como fue tomado en el aligerado.

$$V_c = 0,53\sqrt{f'c}b_w d$$

### 6.4 EJEMPLO DE DISEÑO

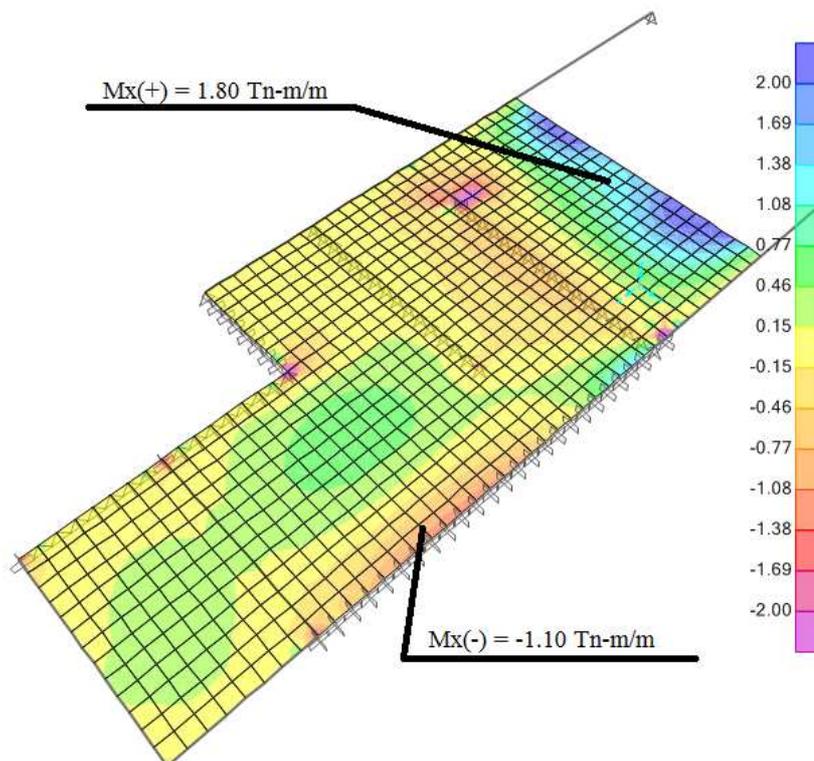


Fig.Momentos en x-x

c	M pos
---	-------

b =	100	cm
h =	20	cm
r =	3	cm
f'c =	210	Kg/cm <sup>2</sup>
fy =	4200	kg/cm <sup>2</sup>
β1 =	0.85	
Mu =	1.80	tn-m

d	17.00	cm
a	0.7	cm
c	0.8	cm

As req =	2.86	cm <sup>2</sup>
As mín =	1.80	cm <sup>2</sup>
As máx =	27.09	cm <sup>2</sup>

fierro usado	φ3/8" @ 0.20m
As usado =	3.55 cm <sup>2</sup>

Sección :	Mneg
-----------	------

b =	100	cm
h =	20	cm
r =	3	cm
f'c =	210	Kg/cm <sup>2</sup>
fy =	4200	kg/cm <sup>2</sup>
β1 =	0.85	
Mu =	- 1.10	tn-m

d	17.00	cm
a	0.4	cm
c	0.5	cm

As req =	1.73	cm <sup>2</sup>
As mín =	1.80	cm <sup>2</sup>
As máx =	27.09	cm <sup>2</sup>

fierro usado	φ3/8" @ 0.20m
As usado =	3.55 cm <sup>2</sup>

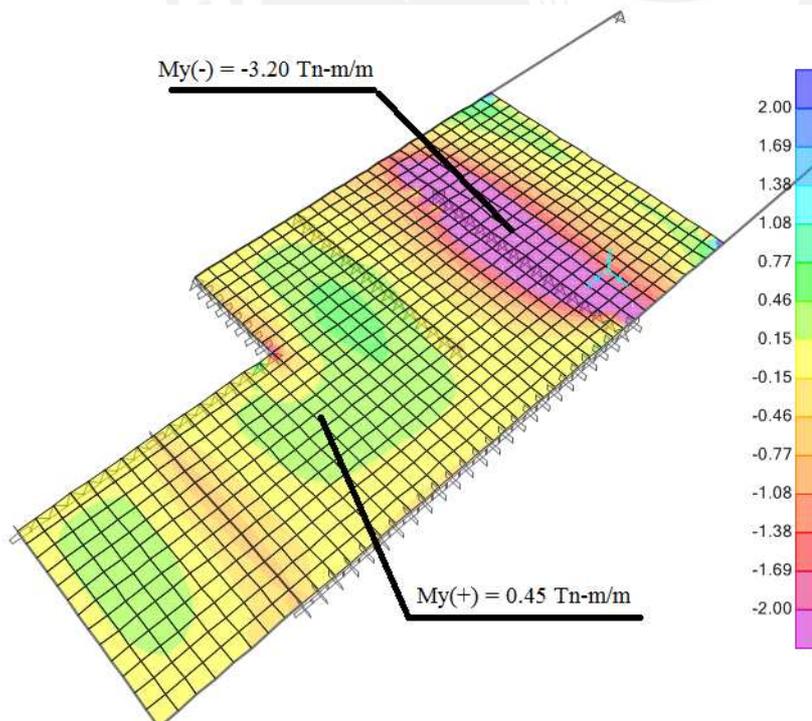


Fig. Momentos en y-y

c	M pos
---	-------

b =	100	cm
h =	20	cm
r =	3	cm
f'c =	210	Kg/cm <sup>2</sup>
fy =	4200	kg/cm <sup>2</sup>
β1 =	0.85	
Mu =	0.45	tn-m

d	17.00	cm
a	0.2	cm
c	0.2	cm

As req =	0.70	cm <sup>2</sup>
As mín =	1.80	cm <sup>2</sup>
As máx =	27.09	cm <sup>2</sup>

fierro usado	φ3/8" @ 0.20m
As usado =	3.55 cm <sup>2</sup>

Sección :	Mneg
-----------	------

b =	100	cm
h =	20	cm
r =	3	cm
f'c =	210	Kg/cm <sup>2</sup>
fy =	4200	kg/cm <sup>2</sup>
β1 =	0.85	
Mu =	- 3.20	tn-m

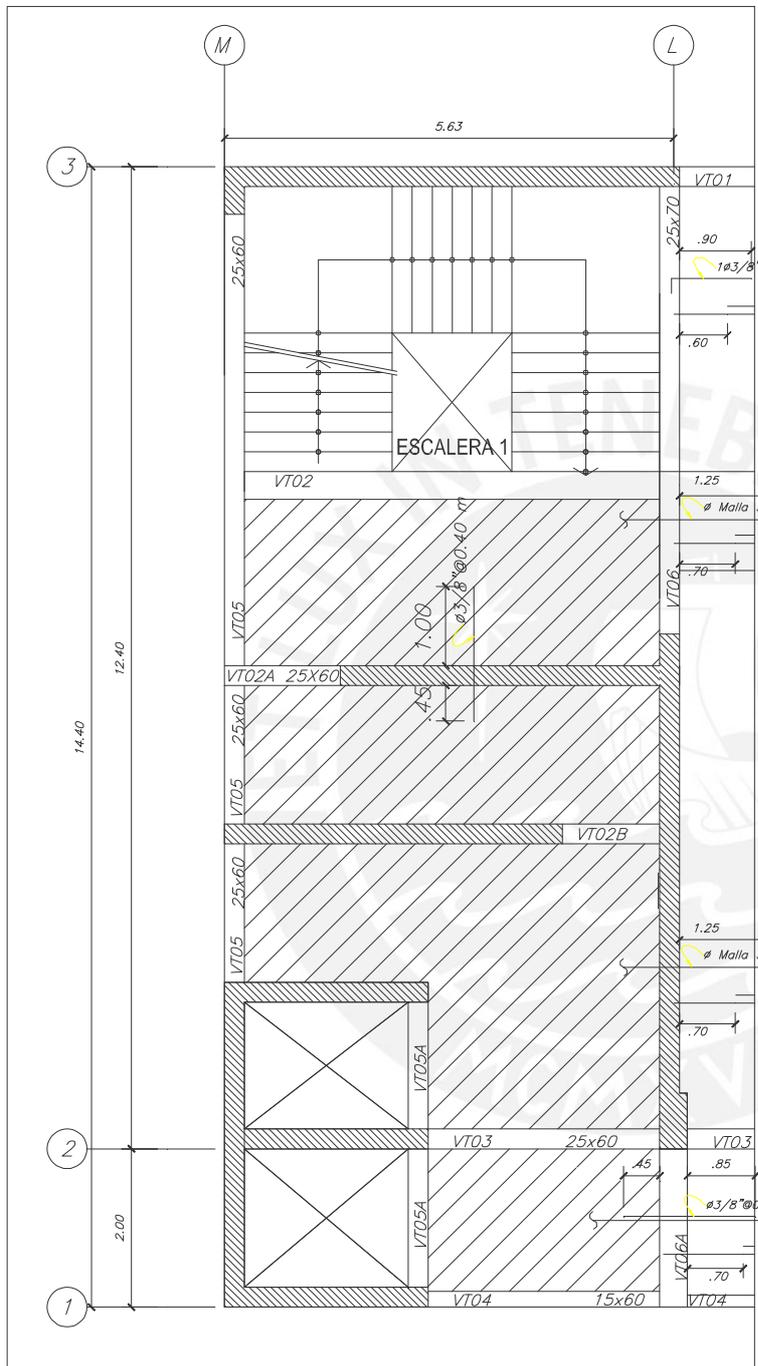
d	17.00	cm
a	1.2	cm
c	1.4	cm

As req =	5.16	cm <sup>2</sup>
As mín =	1.80	cm <sup>2</sup>
As máx =	27.09	cm <sup>2</sup>

fierro usado	φ3/8" @ 0.20m + 3/8" @ 0.40m
As usado =	5.325 cm <sup>2</sup>

### Diseño por corte

b =	100	cm
h =	20	cm
r =	3	cm
f'c =	210	Kg/cm <sup>2</sup>
fy =	4200	kg/cm <sup>2</sup>
Vumax =	3,00	tn
Av =	1,42	cm <sup>2</sup>
d	17	cm
Vc	13,1	tn



LOSA MACIZA H = 0.20 m.  
Malla Ø3/8" @ 0.20 (Sup.)  
Malla Ø3/8" @ 0.20 (Inf.)



En las losa macizas las mallas se colocan corridas y en planta solo se indican los bastones adicionales.

ENCOFRADO DEL PISO TIPICO

(S/C = 300 Kg/m<sup>2</sup> AULAS-LABORATORIOS  
, 400 Kg/m<sup>2</sup> CORREDORES)

## 7. DISEÑO VIGAS DE CONCRETO ARMADO

Son los elementos estructurales que transmiten la carga de gravedad hacia las columnas o placas y dan rigidez lateral al pórtico para controlar las deformaciones durante un sismo. La norma E.060, en el capítulo 21 de diseño sismorresistente, nos da disposiciones para las vigas con el fin de que estas tengan un comportamiento deseable ante un sismo.

### 7.1 ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Para obtener los esfuerzos en las vigas se usó un modelo tridimensional elaborado en el programa ETABS. Los esfuerzos del sismo obtenidos por el análisis sísmico dinámico son amplificados haciendo uso de los factores  $f_x$  y  $f_y$ , hallados previamente.

Si bien el análisis de las vigas se puede desarrollar en un modelo aparte, usando un modelo simplificado con columnas empotradas en sus extremos, se decidió usar el modelo tridimensional desarrollado y obtener la envolvente de fuerzas y momentos con las combinaciones siguientes

$$Comb1 = 1,4 CM + 1,7 CV$$

$$Comb2 = 1,25 CM + 1,25 CV \pm S$$

$$Comb3 = 0,9 CM \pm S$$

### 7.2 DISEÑO POR FLEXIÓN

El refuerzo necesario por flexión se calcula usando las mismas expresiones mostradas en capítulos anteriores:

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

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

Para obtener el fierro mínimo por flexión se usó la siguiente expresión:

$$As_{min} = 0,7 \frac{\sqrt{f'_c} b d}{f_y}$$

Este fierro mínimo garantiza que la resistencia de la viga sea mayor al  $M_{cr}$ .

El acero máximo es el 75% del acero balanceado, de esta forma se busca que la sección falle de forma dúctil. La cuantía máxima es de 0,0159

En el corte del refuerzo longitudinal hay que tener en cuenta que el acero debe de tener la suficiente longitud de desarrollo para poder transmitir por adherencia los esfuerzos al concreto. La norma nos da una serie de disposiciones para el corte y doblado del refuerzo longitudinal, a continuación se indican algunos de ellos:

- El refuerzo se debe de extender más allá del punto en el que ya no es necesario para resistir flexión, una distancia igual a  $d$  (peralte efectivo) o 12 veces el diámetro del refuerzo longitudinal, el que sea mayor, excepto en los apoyos de vigas simplemente apoyadas y en el extremo libre de voladizos.
- Cuando existan dos o más bastones el refuerzo que continúa deberá tener una longitud de anclaje mayor o igual a la longitud de desarrollo más allá del punto donde el refuerzo longitudinal que se ha cortado o doblado.
- El refuerzo negativo deberá anclarse en o a través de los elementos de apoyo con longitudes de anclaje, ganchos o anclajes mecánicos. El refuerzo que llega hasta el extremo del volado terminara en gancho estándar.
- Por lo menos un tercio del refuerzo para momentos positivos se debe de prolongar a lo largo de la misma cara del elemento hasta el apoyo. En las vigas dicho refuerzo se debe de prolongar por lo menos 15 cm dentro del apoyo.
- Por lo menos un tercio del refuerzo total por tracción en el apoyo proporcionado para resistir momentos negativos debe tener una longitud embebida más allá del punto de inflexión, no menor que el peralte efectivo, doce veces el diámetro de la barra longitudinal o un dieciseisavo de la luz libre, la que sea mayor.

La siguiente imagen resume las disposiciones indicadas líneas arriba.

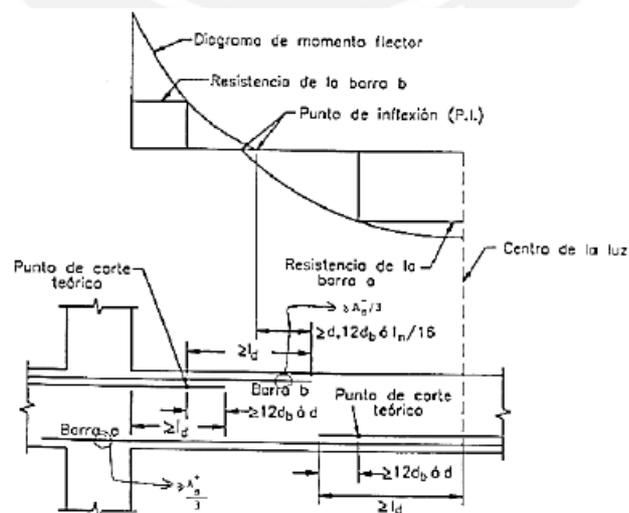


Fig. corte de fierros

### 7.3 DISEÑO POR CORTE

En general la resistencia al corte de una viga se calcula mediante la siguiente expresión

$$V_n = V_s + V_c \quad , \quad \phi V_n > V_u$$

Se observa que la resistencia está dada por el aporte del concreto y el refuerzo vertical. El factor de reducción en este caso es de 0,85. Los valores de  $V_s$  y  $V_c$  se pueden calcular de la siguiente manera:

$$V_c = 0,53\sqrt{f'c}b_w d \quad V_s = \frac{A_v f_y d}{s}$$

La norma indica que el valor de  $V_s$  debe ser menor que  $2.1\sqrt{f'c}b_w d$ . Esto lleva a conlleva a que el cortante máximo  $V_u$  en la sección sea  $2.6\sqrt{f'c}b_w d$ . Si la sección no satisface esta condición se debe de aumentar las dimensiones de esta.

Además la norma limita el espaciamiento de los estribos verticales con el objetivo de que al menos un estribo cruce las grietas potenciales inclinadas a 45 grados que se extienden desde la mitad de la sección hasta el refuerzo por tracción.

- Si  $V_s \leq 1.1\sqrt{f'c}b_w d$  , entonces  $S_{max} \leq 60cm$  o  $0,5 d$
- Si  $V_s \geq 1.1\sqrt{f'c}b_w d$  , entonces  $S_{max} \leq 30cm$  o  $0,25 d$

Cuando  $V_u > \phi V_c$  se debe de proporcionar estribos mínimos a la sección. Se debe de escoger el menor de los siguientes valores:

- $S_{max} = A_v f_y / (0,2 \sqrt{f'c} b_w)$
- $S_{max} = A_v f_y / (3,5 b_w)$

### 7.4 DISEÑO SISMORRESISTENTE

En este acápite se trata de resumir las disposiciones del capítulo 21 de la norma E.060 correspondientes a las vigas del sistema de muros estructurales. Estas disposiciones buscan evitar cualquier tipo de falla frágil de los elementos.

La norma indica que la fuerza cortante de diseño  $V_u$  de las vigas que resistan efectos sísmicos no debe ser menor que el menor de los valores obtenidos con a) y b)

- a) La suma del cortante asociado con el desarrollo de momentos nominales ( $M_n$ ) del elemento en cada extremo restringido de la luz libre y el cortante isostático calculado para las cargas de gravedad tributarias amplificadas.
- b) El cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga de diseño (los que consideran sismo) con un factor de amplificación para los valores del sismo igual a 2,5.

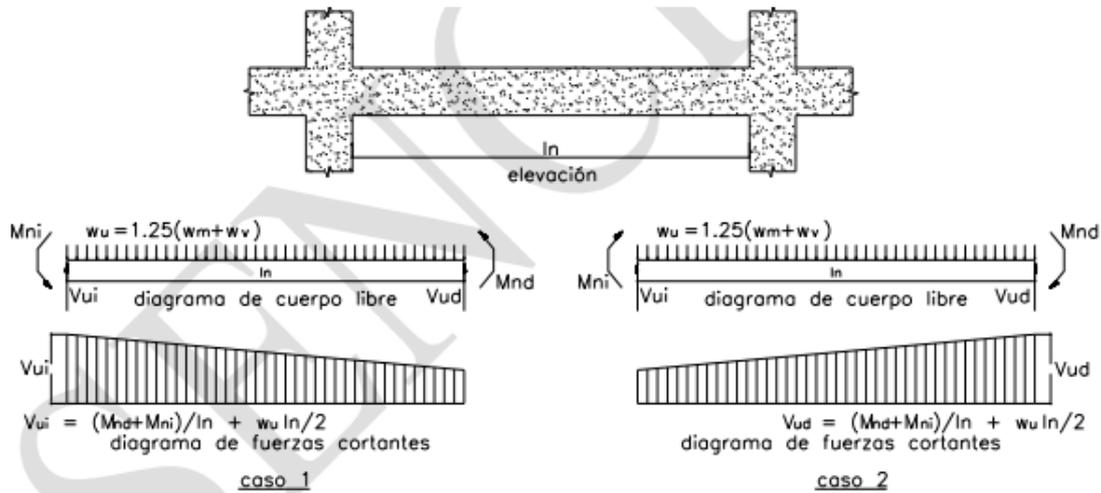


Fig. Cálculo de  $V_u$  mínimos en vigas – Sist. Muros estructurales (RNE Norma E.060 2009)

Se indica también que la resistencia a momentos positivos en la cara de un nudo no debe ser menor que un tercio de la resistencia a momento negativo de la misma cara. Además la resistencia a momentos, positivo o negativo, en cualquier sección a lo largo del elemento debe de ser mayor a un cuarto de la mayor resistencia proporcionada en las caras de los nudos.

La norma indica que en ambos extremos del elemento se deben de disponer de estribos de confinamiento. La zona de confinamiento tiene una longitud de 2 veces el peralte de la viga. El primer estribo colocado a partir de la cara del nudo no debe de estar alejado más de 10 cm de esta sección. En la zona de confinamiento el espaciamiento de estribos debe de ser menor que los siguientes valores:

- $d/4$ , pero no es necesario que el espaciamiento sea menor que 15 cm
- 10 veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro.
- 24 veces el diámetro de los estribos cerrados.
- 30 cm

Fuera de la zona de confinamiento los estribos deben de tener un espaciamiento menor de  $d/2$  y del requerido por resistencia.

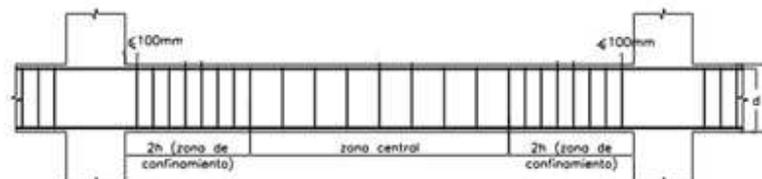


Fig. Bosquejo de requerimientos de estribos en vigas (RNE Norma E.060 2009)

## 7.5 FISURACIÓN

Se suele relacionar la fisuración con la durabilidad, pues las grietas pueden indicar peligro de corrosión del refuerzo. Además las grietas son visibles a partir de 0,25 a 0,35 mm y pueden generar preocupación en los usuarios. A continuación se indica la forma de controlar las grietas de tracción por flexión indicados en la norma E.060.

Se debe de distribuir el refuerzo en la zona de tracción por flexión tal que el valor de  $Z$  sea menor que  $Z_{max}$ :

$$Z_{max} = 26000 \frac{kg}{cm} \text{ (en condiciones normales de exposición)}$$

$$Z = fs \sqrt[3]{dc Act} ; Act = \frac{2 y_s b}{N \text{ barras}}$$

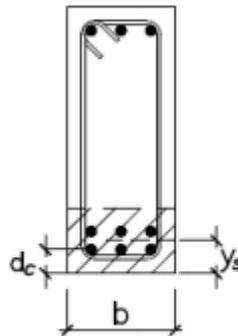


Fig. Parámetros en el cálculo  $Act$ ,  $Z$  (RNE Norma E.060 2009)

$fs$  : esfuerzo en el acero en condiciones de servicio ( $kg/cm^2$ )

$dc$  : distancia de la fibra extrema en tracción al centroide de la barra de acero más cercana (cm)

$Act$  : área efectiva del concreto en tracción ( $cm^2$ )

$ys$  : centroide del refuerzo principal de tracción por flexión (cm)

$b$  : ancho de la sección (cm)

## 7.6 DEFLEXIÓN

Las deflexiones mayores a  $L/250$  son notables y pueden generar preocupación en los usuarios. Además estas deformaciones pueden generar rajaduras en los tabiques u otros elementos no estructurales. Por estas razones la norma restringe la deflexión de estos elementos.

La viga sufre de deflexiones inmediatas y diferidas. Para el cálculo de las deflexiones inmediatas la norma indica lo siguiente:

Si en cualquier sección del elemento  $M_a > M_{cr}$  , entonces  $I_{ef} = I_{cr}$

Si en todo el elemento  $M_a < M_{cr}$  , entonces  $I_{ef} = I_g$

Luego para una viga continua:

$$I_{efprom} = \frac{I_{ef1} + I_{ef2} + 2 \times I_{ef3}}{4}$$

$I_{ef1}, I_{ef2}$  corresponde a los extremos,  $I_{ef3}$  el centro

La relación  $I_{efprom} / I_g$  permite hallar la deflexión inmediata de la sección al multiplicarla deflexión elástica calculada para cargas de servicio y considerando la inercia bruta de la sección.

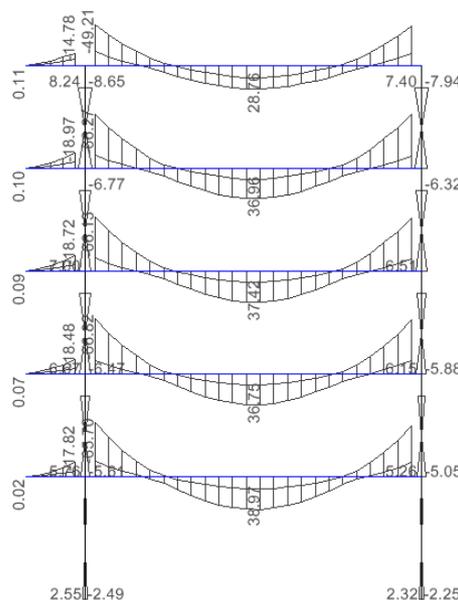
Además se tiene que calcular las deformaciones diferidas. La norma estima estas deflexiones con las siguientes expresiones:

$$Deflexion\ Diferida = \lambda (Deflexion\ inmediata)$$

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50 \times \rho''}, \quad \text{donde } \xi \text{ es igual a 2 para un periodo de 5 años}$$

### 7.7 EJEMPLO DE DISEÑO – viga del eje “ J ” –VT08

#### Diseño por flexión



Sección :	M pos
-----------	-------

Sección :	M neg
-----------	-------

b =	35	cm
h =	80	cm
r =	8	cm

b =	35	cm
h =	80	cm
r =	8	cm

f'c =	210	Kg/cm2
fy =	4200	kg/cm2
β1 =	0.85	
Mu =	39.00	tn-m

f'c =	210	Kg/cm2
fy =	4200	kg/cm2
β1 =	0.85	
Mu =	66.80	tn-m

d	72.00	cm
a	10.4	cm
c	12.2	cm

d	72.00	cm
a	19.0	cm
c	22.4	cm

As req =	15.44	cm2
As mín =	6.09	cm2
As máx =	40.16	cm2

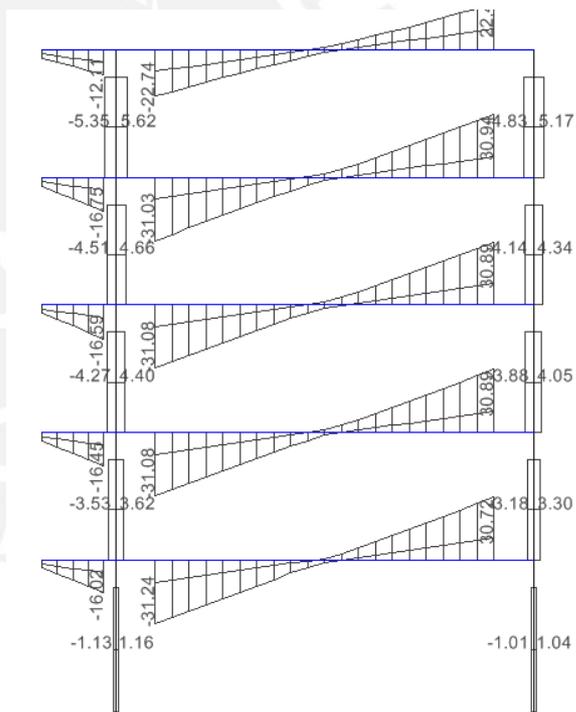
As req =	28.28	cm2
As mín =	6.09	cm2
As máx =	40.16	cm2

fierro	4φ1"	
As usado =	20.4	cm2

fierro	6φ1"	
As usado =	30.6	cm2

**Diseño por corte**

Sección :	Vmax	
b =	35	cm
h =	90	cm
r =	8	cm
f'c =	210	Kg/cm2
fy =	4200	kg/cm2
Vu =	31.2	tn
Av =	1.42	cm2
estrib usado	φ 3/8"	
d	82	cm
Vc	19.4	tn
Vs	17.4	tn
s	24.7	cm



Vumin (el menor entre Vu1 y Vu2)

El Vu1 se obtiene de la siguiente expresión:

$$Vu1 = \frac{Mni + Mnd}{Ln} + \frac{(Wm + Wy) \times 1,25 \times Ln}{2}$$

$$Vu1 = \frac{79.3 + 29.4}{11} + \frac{(2,75 + 1,5) \times 1,25 \times 11}{2} = 38,4 \text{ ton}$$

El Vu2 se obtiene con las combinaciones de carga de diseño, pero usando un factor de amplificación para el sismo igual a 2,5

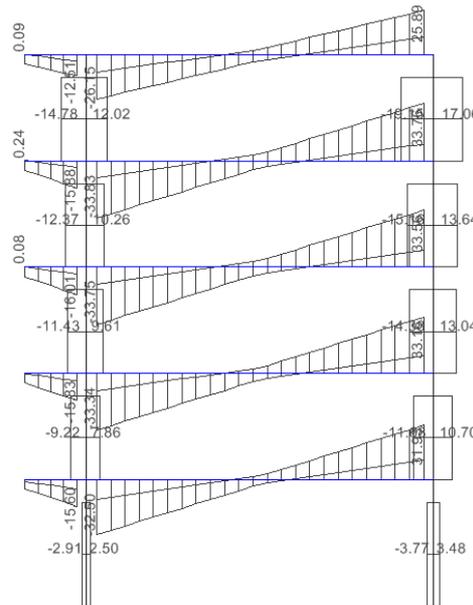


Fig. Cortantes obtenidas con un factor de amplificación del sismo igual a 2,5

$$Vu2 = 33.8 \text{ ton}$$

Vumin= 33.8 ton

b =	35	cm
h =	90	cm
r =	8	cm
f'c =	210	Kg/cm <sup>2</sup>
fy =	4200	kg/cm <sup>2</sup>
Vu =	33.8	tn
Av =	1,42	cm <sup>2</sup>
estrib usado	ϕ 3/8"	
d	72	cm
Vc	19.4	tn
Vs	20.4	tn
s	21.0	cm

Hallamos los espaciamientos máximos de los estribos en la zona de confinamiento:

- $d/4$  que es igual a 18 cm.
- 10 veces el menor diámetro de las barras longitudinales es igual a 25.4 cm.
- 24 veces el diámetro del estribo es igual a 22,9 cm.
- 30 cm.

En la zona de confinamiento de 1,6 m. de longitud (2 veces "h") los estribos de confinamiento tienen un espaciamiento máximo de 18.0 cm y en la zona central el espaciamiento máximo es de 36 cm (" $d/2$ ").

Seelige la siguiente distribución:

Estribos de  $3/8"$  : 1 @ .05, 10 @ .15, resto @ .30

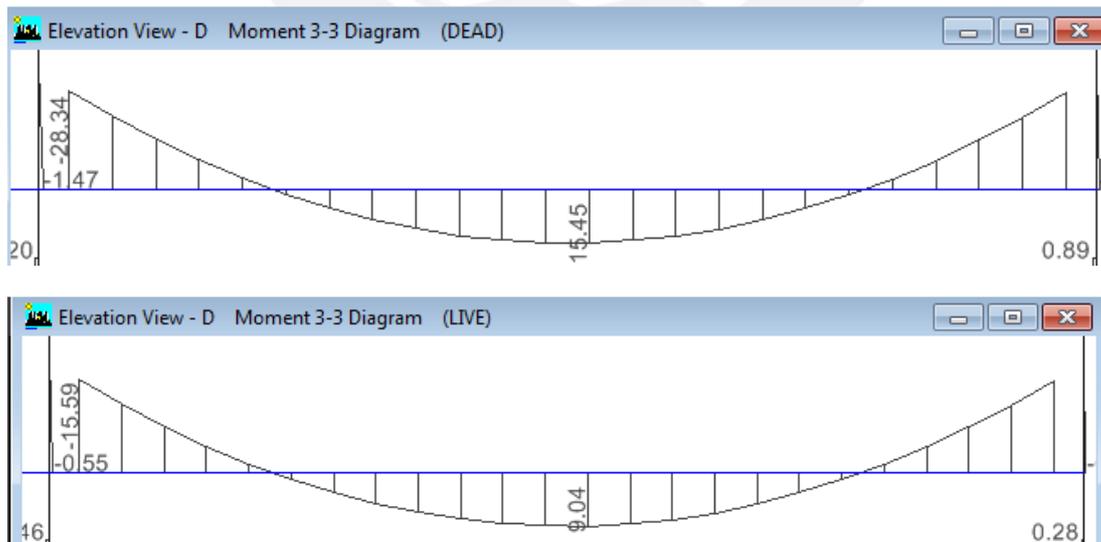
### Deflexiones

Sobre la viga no hay elemento no estructural susceptible de dañarse por una deflexión excesiva.

Entonces :

$$\Delta_{lim} = \frac{L}{360} = \frac{1100}{360} = 3,05 \text{ cm}$$

Del análisis del pórtico



$$M_{cr} = \frac{2 \times f_r \times I_g}{h} = \frac{2 \times 2 \times \sqrt{210} \times 35 \times 80^3}{12 \times 80 \times 10^5} = 10.82 \text{ ton} - m$$

Entonces la sección esta fisurada.



$$I_{cr(-)} = 8.67 \times 10^5 \text{ cm}^4$$

$$I_{cr(+)} = 6.36 \times 10^5 \text{ cm}^4$$

$$c = 24.2 \text{ cm}$$

$$c = 20.3 \text{ cm}$$

Entonces:

$$I_{ef} = \frac{8.67 \times 2 + 6.36 \times 2}{4} = 7.52 \times 10^5 \text{ cm}^4$$

$$\Delta_c = \frac{5}{48} \times \frac{1100^2}{220000 \times 7.52 \times 10^5} \times (15450 - 0,1 \times (28340 + 28190)) \times 100 = 0,74 \text{ cm}$$

Inmediata debida a la carga viva

$$\Delta_c = \frac{5}{48} \times \frac{1100^2}{220000 \times 7.52 \times 10^5} \times (9410 - 0,1 \times (15410 + 15590)) \times 100 = 0,48 \text{ cm}$$

$$0,48 < 3,05 \text{ cm}$$

Cumple con la deflexión limite

Deflexiones diferidas:

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50 \times \rho''} = \frac{2}{1 + 50 \times \left(\frac{2 \times 5.1}{35 \times 72}\right)} \cong 1,67$$

$$\Delta_{icm} = 0,74 \text{ cm}$$

$$\Delta_{icv \text{ total}} = 0,48 \text{ cm}$$

$$\Delta_{icv \text{ 30\%}} = 0,14 \text{ cm}$$

$$\Delta_{dcm} = 1.24 \text{ cm}$$

$$\Delta_{dcv \text{ 30\%}} = 0,24 \text{ cm}$$

Deflexión media =  $0,74+0,14+1,24+0,24 = 2,4$  cm

Contraflecha =  $0,74 + 0,14 = 0.88 = 1$  cm

Se usa una contraflecha en el centro de la viga de 1.5 cm

### Fisuración

Calculo de  $M_{cr}$

b	35	cm
h	80	cm
$I_g$	1493333.3	cm <sup>4</sup>
$f_t$	29.0	Kg/cm <sup>2</sup>
$M_{cr}$	10.82	Tn-m

Calculo de esfuerzos

sección 1		
$M_s$	24.490	tn-m
$A_s$ -tracción	20.40	cm <sup>2</sup>
d	74	cm
$A_s$ -compresión	10.20	cm <sup>2</sup>
$d'$	6	cm
$f_c$	210	kg/cm <sup>2</sup>
$E_c$	217371	kg/cm <sup>2</sup>
$E_s$	2000000	kg/cm <sup>2</sup>
n	9.2	

Calculo de Z

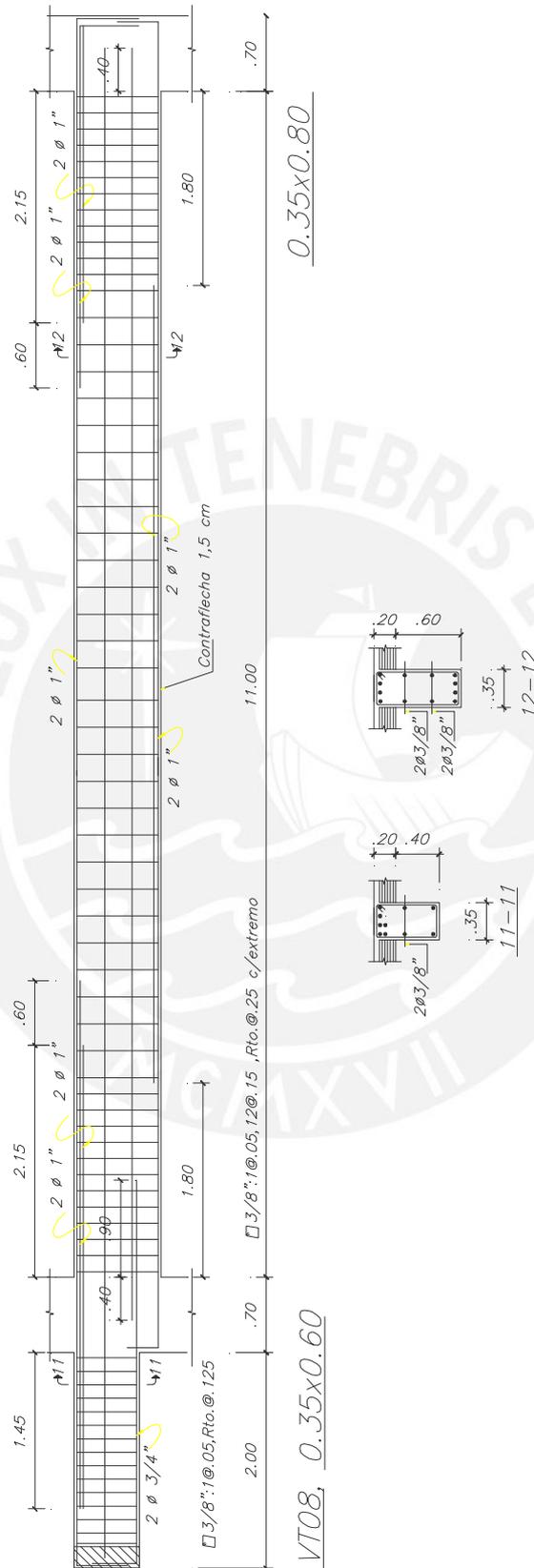
sección 1		
dc	6	cm
$A_s$ -tracción	20.40	cm <sup>2</sup>
d	74.00	cm
N barras	4.00	
$X_{cg}$	6	cm
$A_{ct}$	105	cm <sup>2</sup>
Z	15447	kg/cm <sup>2</sup>

c	21	cm
---	----	----

$I_{cr}$	675055	cm <sup>4</sup>
----------	--------	-----------------

$f_s$	1782.29828	kg/cm <sup>2</sup>
-------	------------	--------------------

Se verifica que Z es menor que 26000 Kg/cm ( $Z_{max}$ ).



## 8 .DISEÑO COLUMNAS

Las columnas son los elementos verticales estructurales que reciben las cargas de las vigas y la transmiten a las cimentaciones. La norma en el capítulo 21 nos da disposiciones adicionales para las columnas que forman parte del sistema sismorresistente.

### 8.1 ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Para obtener los esfuerzos en las columnas se usó un modelo tridimensional del edificio desarrollado en el programa ETABS.

Antes de realizar los diseños de estos elementos se tiene que hallar las solicitaciones últimas respectivas.

$$Comb1 = 1,4 CM + 1,7 CV$$

$$Comb2 = 1,25 CM + 1,25 CV \pm S$$

$$Comb3 = 0,9 CM \pm S$$

Cabe mencionar que en esta ocasión no se usa una envolvente de cargas, sino que cada combinación representa un punto o solicitación diferente en el diseño.

### 8.2 DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN UNIAXIAL

Las columnas son elementos sometidos a carga axial y flexión al mismo tiempo. Por lo que necesario hallar las combinaciones de estas fuerzas que generan la falla de la sección. El diagrama de interacción es un diagrama de P versus M que grafica las combinaciones de falla de una sección sometida a flexocompresión. Para obtener estas regiones se recurrirá al SectionDesigner del programa ETABS.

El procedimiento de diseño es iterativo, es decir que se va tanteando el refuerzo en la sección hasta que las solicitaciones últimas no se encuentren en la zona de falla, fuera de la curva del diagrama de interacción. La norma indica que la cuantía mínima es de 1% pues para cuantías menores se ha visto que el refuerzo puede alcanzar la fluencia bajo cargas sostenidas. La cuantía máxima indicada por la norma es de 6% y tiene la finalidad de evitar el congestionamiento del refuerzo.

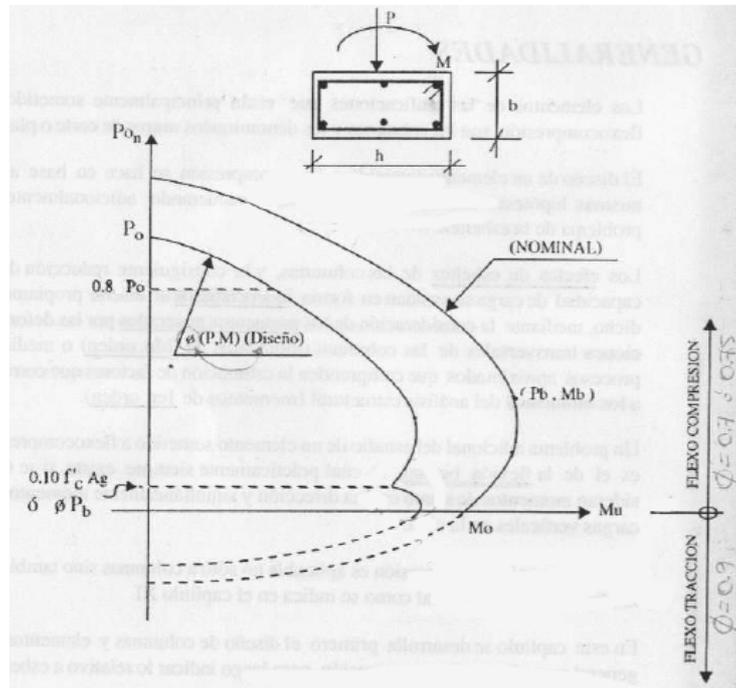


Fig. Esquema de diagrama de interacción (Blanco 1994)

### 8.3 EFECTOS DE ESBELTEZ

Para calcular los efectos de segundo orden en la columna la norma permite usar el método de magnificación de momentos. Para esto hay que analizar primero si la estructura se encuentra arriostrada lateralmente. Si el valor de  $Q$  (índice de estabilidad) es menor a 0,06 entonces se considera al entrepiso arriostrado.

$$Q = \frac{\sum Pu \Delta_o}{V_{us} He}$$

$\sum Pu$  :  $\Sigma$  de las cargas amplificadas, muertas y vivas acumuladas (s/c usada en el cálculo de  $V_{us}$ ) (Tn)

$\Delta_o$  : Desplazamiento relativo inelástico (m)

$V_{us}$  : Fuerza cortante de entrepiso (Tn)

$He$  : Altura de piso a piso (m)

Piso	Pu entrep	he	En X - X				En Y - Y			
			$\Delta$ inelast	Vuentrep	Q	Arriostrado	$\Delta$ inelast	Vuentrep	Q	Arriostrado
5	383	3,75	0,0239	93,3	0,026	SI	0,0135	130,2	0,011	SI
4	899	3,75	0,0234	194,3	0,029	SI	0,0135	271,1	0,012	SI
3	1414	3,75	0,0212	271,0	0,029	SI	0,01215	378,1	0,012	SI
2	1929	3,75	0,0167	323,5	0,026	SI	0,0099	451,3	0,011	SI
1	2457	4,35	0,0081	352,3	0,013	SI	0,00495	491,5	0,006	SI

Al obtener los valores de Q para cada piso y dirección se puede apreciar que la estructura se encuentra completamente arriostrada por los muros de corte en todos sus pisos.

En estructuras sin desplazamiento lateral la norma permite ignorar los efectos de segundo orden en elementos a compresión si se cumple que:

$$\frac{k \ell u}{r} \leq 34 - 12 \left( \frac{M1}{M2} \right) \leq 40$$

M1 : Menor momento amplificado en el extremo de la columna.

M2 : Mayor momento amplificado en el extremo de la columna.

M1/M2 es negativo si la columna tiene curvatura doble y positivo si tiene curvatura simple.

La norma indica que la columna debe diseñarse considerando la fuerza axial amplificada ( $P_u$ ) y el momento amplificado magnificado por los efectos de segundo orden ( $M_c$ )

$$M_c = \delta_{ns} M_2$$

Donde:

$$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0,75 P_c}} \geq 1, \quad P_c = \frac{\pi^2 E I}{(k \ell u)^2}, \quad E I = \frac{(0,2 E_c I_g + E_s I_{se})}{1 + \beta d} \quad \text{o} \quad E I = \frac{0,4 E_c I_g}{1 + \beta d}$$

$C_m$  : Factor de corrección que relaciona el diagrama de momentos existente con un diagrama de momentos uniforme equivalente. Para elementos sin cargas transversales  $C_m = 0,6 + (M1/M2)$ , y debe ser mayor que 0,4. M1/M2 es negativo si la columna tiene curvatura doble y positivo si tiene curvatura simple.

$P_c$  : Carga crítica de pandeo (Euler)

$\ell u$  : Longitud no arriostrada del elemento en compresión.

$k$  : Factor de longitud efectiva, se supondrá igual a 1

$E_c$  : Módulo de elasticidad del concreto

$E_s$  : Modulo de elasticidad del acero

$\beta d$  : Es la relación entre la carga axial sostenida amplificada y la carga axial total amplificada, siempre positivo y menor que 1.

$I_g$  : Inercia bruta de la sección de concreto en la dirección analizada.

$I_{se}$  : Inercia del acero de refuerzo en la dirección analizada.

#### 8.4 DISEÑO POR CORTE

En general la resistencia de la sección está dado por la siguiente expresión :

$$V_n = V_s + V_c \quad , \quad \phi V_n > V_u$$

El valor del factor de reducción es 0,85. Sin embargo a diferencia de las vigas, la resistencia del concreto en las columnas aumenta al considerar el efecto de la carga axial (compresión). Y los valores de  $V_s$  y  $V_c$  se calculan con las siguientes expresiones:

$$V_c = 0,53\sqrt{f_c}\left(1 + \frac{N_u}{140 A_g}\right) b_w d \quad V_s = \frac{A_v f_y d}{S}$$

$N_u$  : carga axial de compresión , Kg

$A_g$  :Área bruta de la sección , cm<sup>2</sup>

Al igual que en las vigas el cortante máximo  $V_u$  en la sección es  $2.6\sqrt{f_c} b_w d$  . Las limitaciones de espaciamiento de estribos son:

- Si  $V_s \leq 1.1\sqrt{f_c} b_w d$  , entonces  $S_{max} \leq 60cm$  o  $0,5 d$
- Si  $V_s \geq 1.1\sqrt{f_c} b_w d$  , entonces  $S_{max} \leq 30cm$  o  $0,25 d$

Cuando  $V_u > \phi V_c$  se debe de proporcionar estribos mínimos a la sección:

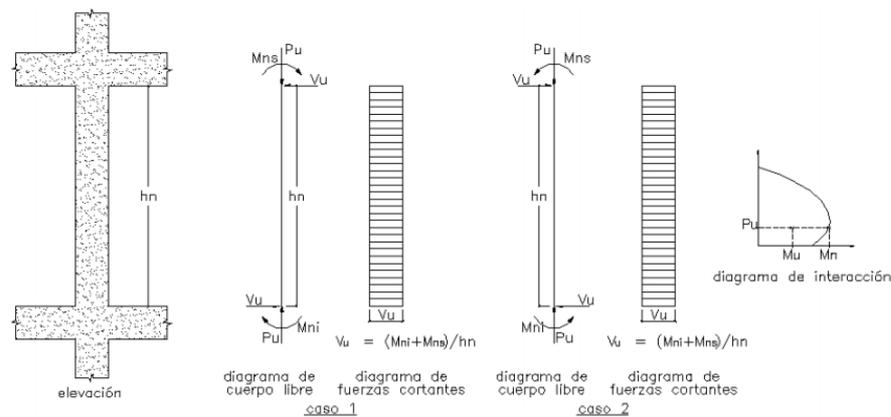
- $S_{max} = A_v f_y / (0,2\sqrt{f_c} b_w)$
- $S_{max} = A_v f_y / (3.5 b_w)$

#### 8.5 DISEÑO SISMORRESISTENTE

Al igual que las vigas, en el capítulo 21 de la norma E.060 se tienen disposiciones para las columnas (correspondientes al sistema estructural del edificio - muros de corte) que buscan evitar cualquier tipo de falla frágil

La fuerza cortante de diseño en las columnas que resistan efectos sísmicos debe ser menor que el menor de los valores obtenidos con a) y b)

- a) La suma del cortante asociado con el desarrollo de momentos nominales ( $M_n$ ) del elemento en cada extremo restringido de la luz libre. Estos valores de  $M_n$  están relacionados con el  $P_u$  que de cómo resultado el mayor momento nominal posible.
- b) El cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga de diseño (los que consideran sismo) con un factor de amplificación para los valores del sismo igual a 2,5.



En ambos extremos de la columna se debe de proporcionar estribos cerrados de confinamiento en una longitud igual  $L_o$  medido desde el extremo del nudo. El espaciamiento  $S_o$  de los estribos dentro de la longitud  $L_o$  (zona de confinamiento) no debe ser mayor que

- Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.
- La mitad de la menor dimensión de la sección transversal de la columna.
- 10 cm

La longitud  $L_o$  no debe de ser menor que el mayor de los tres siguientes valores:

- Una sexta parte de la luz libre del elemento
- La mayor dimensión de la sección transversal de la columna
- 50 cm

Fuera de la zona de confinamiento el espaciamiento de estribos es menor debe de ser menor que 30 cm y del requerido por resistencia.



Fig. Bosquejo de requerimientos de estribos en columnas (RNE Norma E.060 2009)

8.6 EJEMPLO DE DISEÑO DE COLUMNA – “3J” Primer piso

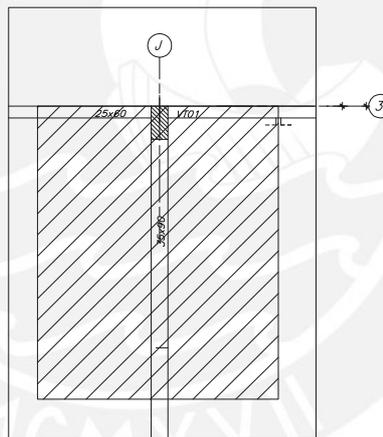


Fig. Columna a diseñar

Verifico si el efecto de esbeltez es despreciable en la dirección de menor dimensión

1,4M+1,7V		
Mx 1	0,06	Tn-m
Mx 2	0,07	Tn-m

1,25M+1,25V+SX		
Mx 1	1.5	Tn-m
Mx 2	2.3	Tn-m

H	0,35	m
K	1	
Lu	3,45	m
r	0,10	m

H	0,35	m
K	1	
Lu	3,45	m
r	0,10	m

K Lu / r	34,2	
34-12x(M1/M2)	44.3	Usar 40

K Lu / r	34,2	
34-12x(M1/M2)	41.8	Usar 40

Puede despreciarse efecto de esbeltez.

**Diseño por flexocompresión**

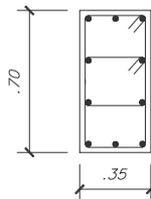
Fuerzas en la columna

PISO	COLUMNA	CARGA	UBICACION	Ton	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m
				AXIAL	CORTE X	CORTE Y	MOMENTO Y	MOMENTO X
1	EJE 3J	MUERTA	FONDO	162	0.0	7.2	9.7	0.0
1	EJE 3J	VIVA	FONDO	41	0.0	2.8	3.8	0.0
1	EJE 3J	SISMOX	FONDO	2	1.0	0.4	1.4	2.3
1	EJE 3J	SISMOY	FONDO	7	0.3	1.2	4.2	0.6
1	EJE 3J	MUERTA	CIMA	162	0.0	7.2	-16.6	0.0
1	EJE 3J	VIVA	CIMA	41	0.0	2.8	-6.4	0.0
1	EJE 3J	SISMOX	CIMA	2	1.0	0.4	0.1	1.4
1	EJE 3J	SISMOY	CIMA	7	0.3	1.2	0.3	0.4

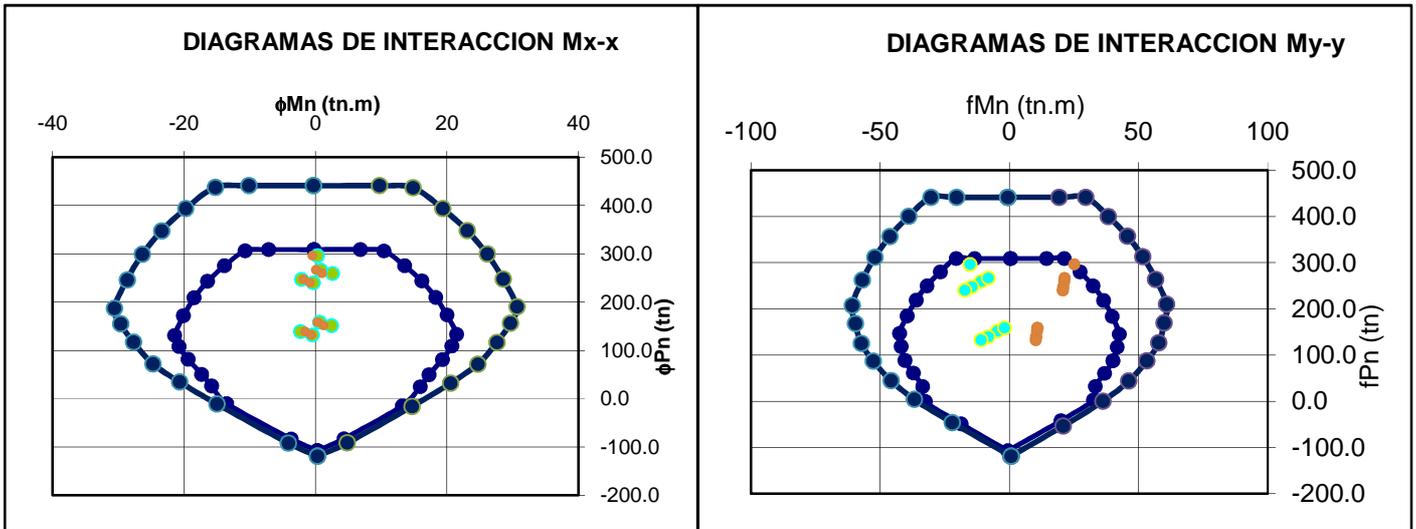
Combinaciones

COMBINACION	UBICACION	Ton	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m
		P	CORTE X	CORTE Y	MOMENTO Y	MOMENT X
MV	FONDO	296	0.03	14.8	20.0	0.07
MVSX	FONDO	255	1.05	12.9	18.3	2.32
MVSX-	FONDO	252	-1.00	12.1	15.4	-2.21
MVSY	FONDO	260	0.31	13.7	21.1	0.67
MVSY-	FONDO	247	-0.26	11.3	12.7	-0.56
MSX	FONDO	147	1.03	6.9	10.2	2.28
MSX-	FONDO	144	-1.01	6.1	7.3	-2.25
MSY	FONDO	152	0.29	7.7	12.9	0.63
MSY-	FONDO	139	-0.27	5.3	4.6	-0.60
COMBINACION	UBICACION	P	CORTE X	CORTE Y	MOMENTO Y	MOMENT X
MV	CIMA	296	0.03	14.8	-34.2	-0.06
MVSX	CIMA	255	1.05	12.9	-28.6	1.40
MVSX-	CIMA	252	-1.00	12.1	-28.9	-1.50
MVSY	CIMA	260	0.31	13.7	-28.5	0.35
MVSY-	CIMA	247	-0.26	11.3	-29.1	-0.45
MSX	CIMA	147	1.03	6.86	-14.8	1.43
MSX-	CIMA	144	-1.01	6.12	-15.1	-1.47
MSY	CIMA	152	0.29	7.67	-14.6	0.38
MSY-	CIMA	139	-0.27	5.31	-15.2	-0.42

Dimensiones de la columna



Se obtendrá el diagrama de interacción de la columna usando 6 fierros de 1" y 4 fierros de 3/4"



**Diseño por corte:**

Se presentará el diseño en la dirección Y-Y ya que las solicitaciones en la otra dirección son muy pequeñas

	Pu (Ton)	Vu (Ton)
MV	296	14.8
MVSX	255	12.8
MVSX-	252	12.1
MVSY	260	13.6
MVSY-	247	11.3
MSX	147	6.8
MSX-	144	6.1
MSY	152	7.6
MSY-	139	5.3

Capacidad:

ALTURA LIBRE	3,45	m
--------------	------	---

COMBINACION	P (Ton)	Mn 2 (Ton-m)	Vu (Ton)
MVSX	296	65	37.7
MVSX-	255	70	40.6
MVSY	252	70	40.6
MVSY-	260	70	40.6
MSX	247	75	43.5
MSX-	147	75	43.5
MSY	144	75	43.5
MSY-	152	75	43.5

Considerando un factor de amplificación para los esfuerzos provocados por el sismo igual a 2,5

COMBINACION	P (Ton)	Vu (Ton)
MVSX	296	13.4
MVSX-	255	11.5
MVSY	252	15.4
MVSY-	260	9.5
MSX	247	7.4
MSX-	147	5.5
MSY	144	9.4
MSY-	152	3.5

Se puede observar bastante diferencia entre el Vu obtenido por capacidad y el obtenido considerando un factor para el sismo de 2,5. El Vu mínimo es el menor entre estos dos siendo 15.4Tn.

Si tenemos una resistencia del concreto igual a:

$$V_c = 0,53\sqrt{f'_c} \left( 1 + \frac{Nu}{140 A_g} \right) b_w d = 0,53\sqrt{210} \left( 1 + \frac{296\,000}{140 (35 \times 70)} \right) 35 \times 64 = 32,1 Tn$$

Entonces  $V_s = 0$ ,  $V_u/\phi < 0,5 V_c$ .

Longitud de confinamiento ( 70 cm ).

- $L_n/6$  es igual a 57,5 cm
- La mayor dimensión es 70 cm
- 50 cm

Espaciamiento máximo de estribos en la zona de confinamiento (10 cm):

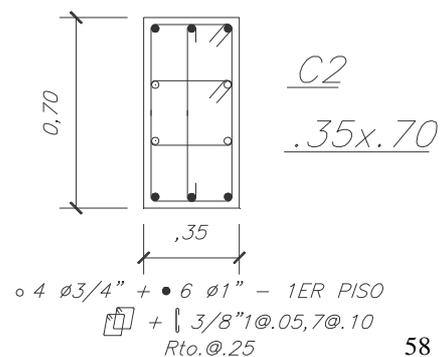
- 8 veces el menor diámetro de los fierros longitudinales es igual a 15,2 cm
- La mitad de la menor dimensión es igual a 12,5 cm
- 10 cm

Espaciamiento máximo de estribos fuera de la zona de confinamiento (30 cm)

- El requerido por  $V_{umínimo}$  (Montaje)
- $d/2$  es igual 35 cm
- 16 veces el menor diámetro de los fierros longitudinales es igual 30,4 cm
- 48 veces el diámetro del estribo es igual a 45,7 cm
- La menor dimensión de la columna es igual a 35 cm
- 30 cm

Se elige la siguiente distribución de estribos

Estribos de 3/8" 1@0,05, 7@0,10, Resto @0,25



## 9 .DISEÑO DE PLACAS

Las placas o muros de corte proveen a la estructura de rigidez y resistencia lateral. Además estos elementos reciben cargas de gravedad de las vigas o losas y la transmiten a las cimentaciones.

Previamente es necesario distinguir entre muros esbeltos o bajos pues ambos tienen distinto comportamiento. Para esto se hará uso de la relación  $d/h$ :

$$\text{Si: } \frac{d}{h} < 0,4 \quad \text{entonces es un muro esbelto (Harmsen)}$$

$d$  : Peralte efectivo del muro, que se estima como 0,8 la longitud del muro

$h$ : Altura total del muro

En muros esbeltos se cumplen las hipótesis usuales de flexión y torsión en capítulos anteriores por lo cual estos muros pueden diseñarse de forma semejante a las columnas, mediante el desarrollo del diagrama de interacción.

Los muros bajos tienen un comportamiento diferente, que se asemeja al de vigas de gran peralte y no se cumple la hipótesis de Navier. Para hallar el área de refuerzo se tiene que usar algún método racional de cálculo.

### 9.1 ANÁLISIS ESTRUCTURAL:

Para obtener los esfuerzos en los muros se usó el modelo tridimensional desarrollado en el programa ETABS. En estos elementos las combinaciones críticas en el diseño por resistencia son aquellas que consideran el efecto del sismo.

### 9.2 DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN:

El muro más largo tiene 7,30 metros de longitud, y todos los muros tienen una altura de 19,05 m.

$$\frac{0,8 L}{h} = \frac{0,8 \times 7,3}{19,05} = 0,3 < 0,4 \quad , \text{ todos los muros son esbeltos}$$

Entonces el cálculo del refuerzo por flexocompresión de las placas se calculará siguiendo el mismo procedimiento que en las columnas. Es decir que se obtendrán los diagramas de interacción con el apoyo del SectionDesigner y luego se verificará que el refuerzo usado es suficiente para que todas las combinaciones de carga se encuentren en la zona de falla.

### 9.3 DISEÑO POR CORTE

En general la resistencia de la sección está dado por la siguiente expresión :

$$V_n = V_s + V_c \quad , \quad \phi V_n > V_u$$

La norma indica que  $V_n$  no debe tomarse mayor que  $2.6\sqrt{f_c} A_{cw}$  por lo cual el valor máximo de  $V_u$  es  $2.21\sqrt{f_c} A_{cw}$

Para estimar la resistencia al corte aportado por el concreto en la sección ( $V_c$ ) se usa la siguiente expresión:

$$V_c = \alpha_c \sqrt{f_c} A_{cw} \quad , \quad \alpha_c = 0,8 \text{ para } \frac{h_m}{l_m} \leq 1,5$$

$$, \quad \alpha_c = 0,53 \text{ para } \frac{h_m}{l_m} \geq 2$$

$$, \quad \alpha_c \text{ varia linealmente para } 1,5 < \frac{h_m}{l_m} < 2$$

Para muros en cuales se tiene fuerzas axiales de tracción (muros acoplados) se debe de multiplicar el valor de  $V_c$  calculado con el siguiente factor

$$\left(1 - \frac{N_u}{35 A_g}\right) \geq 0 \quad , \quad \frac{N_u}{A_g} \text{ debe expresarse en } \frac{Kg}{cm^2}$$

Cuando  $V_u$  es menor que  $0,27\sqrt{f_c} A_{cw}$  la cuantía mínima horizontal es 0,002 y la vertical es 0,0015. Si  $V_u$  es mayor que el límite dado, entonces las cuantías mínimas del refuerzo distribuido son las siguientes:

Cuantía horizontal

$$\rho_h > 0,0025$$

$$\text{Si } V_u > \phi V_c \quad , \quad \text{entonces } \rho_h > \frac{V_s}{A_{cw} f_y}$$

Cuantía vertical

$$\rho_v > 0,0025$$

$$\rho_v > 0,0025 + 0,5 \left(2,5 - \frac{h_m}{l_m}\right) (\rho_h - 0,0025)$$

$$\rho_v \leq \rho_h$$

Finalmente en el capítulo 21 de la norma E.060 se indica que en la zona del muro donde se espera fluencia por flexión del refuerzo vertical generado por la acción del sismo, se debe amplificar el valor de  $V_u$  con el siguiente factor:

$$V_u > V_{ua} \frac{M_n}{M_{ua}} \quad , \quad \frac{M_n}{M_{ua}} < R$$

$V_{ua}$ : cortante amplificado proveniente del análisis

$M_{ua}$ : Momento amplificado proveniente del análisis.

$M_n$ : Momento nominal del muro correspondiente al refuerzo provisto y al valor de  $P_u$  tomado.

Este valor de  $V_u$  amplificado debe ser usado en una altura medida desde la base igual al mayor de los siguientes valores:

- $M_u / (4 V_u)$
- $l_m$
- La altura de los dos primeros pisos

#### 9.4 EJEMPLO DE DISEÑO DE PLACAS. PLACA P5 – primer piso

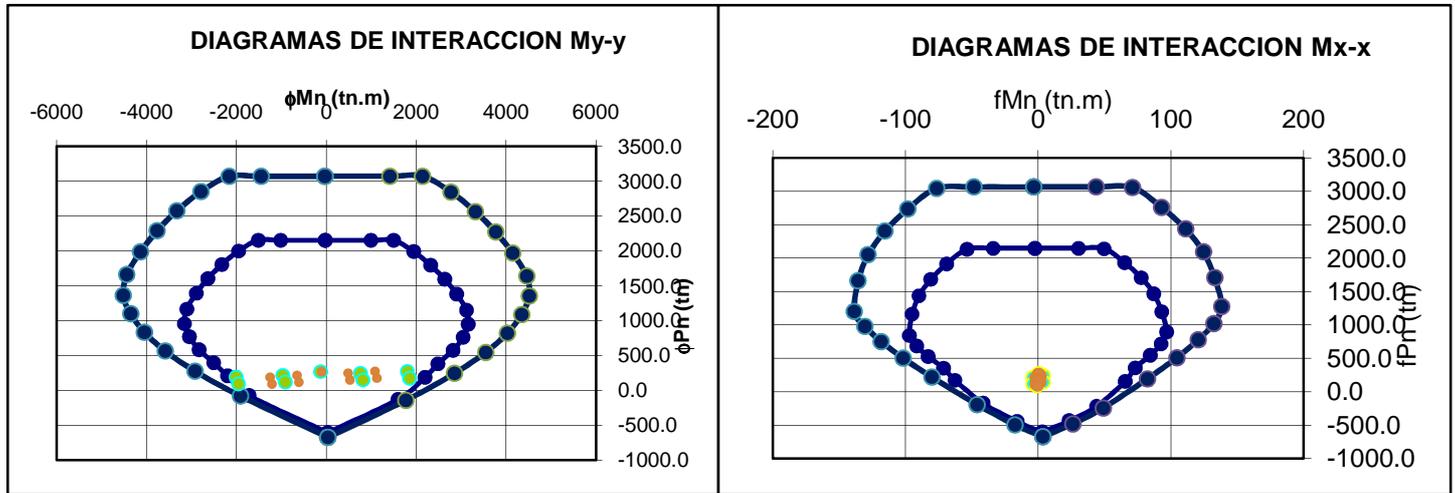
Solicitaciones

PISO	Placa	CARGA	Ton	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m
			AXIAL	$V_y$	$V_x$	$M_x$	$M_y$
1	P5	MUERTA	146	-3.2	0.0	0.0	-55
1	P5	VIVA	37	-0.8	0.0	0.0	-28
1	P5	SISMOX	15	69.0	0.5	4.0	864
1	P5	SISMOY	41	169.6	0.1	0.9	1905

Combinaciones

COMBINACION	Ton	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m
	P	$V_y$	$V_x$	$M_x$	$M_y$
MV	267	-5.87	0.0	-0.1	-124
MVSX	244	64.00	0.5	3.9	760
MVSX-	213	-74.02	-0.5	-4.0	-968
MVSY	269	164.60	0.1	0.8	1801
MVSY-	187	-174.62	-0.1	-0.9	-2009
MSX	146	66.16	0.5	4.0	815
MSX-	116	-71.86	-0.5	-4.0	-914
MSY	172	166.76	0.1	0.9	1855
MSY-	90	-172.46	-0.1	-0.9	-1955

Hallo el diagrama de interacción con 12 fierros de 1" en los bordes.



CAPACIDAD

R	6
---	---

Altura de diseño		
1er y 2do piso	8.1	m
Lm	7.3	m
Mu / (4 x Vu)	3.20	m
	8.1	m

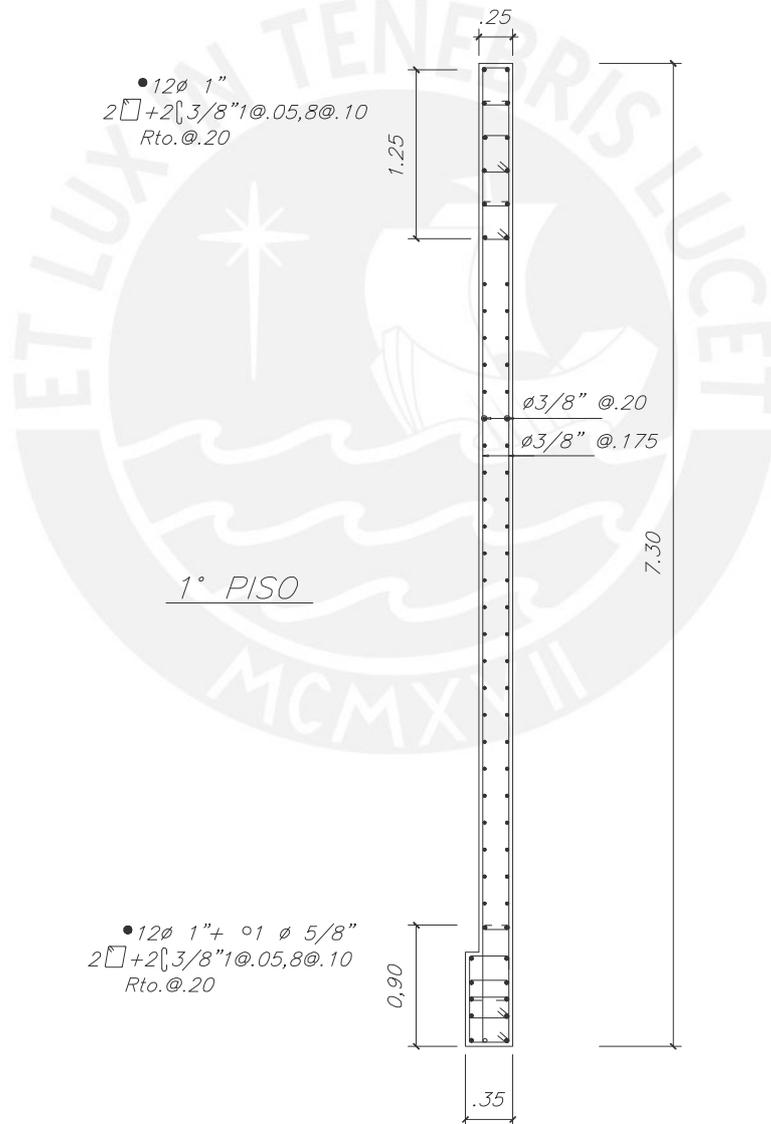
P4	Análisis			Diseño por capacidad			
	COMBINACION	Pu (Ton)	Vu (Ton)	Mu (Ton-m)	Mn (Ton-m)	factor	Vu (Ton)
	MVSX	244	64	761	2860	3.76	241
	MVSX-	213	74	969	2780	2.87	212
	MVSY	269	165	1802	2920	1.62	267
	MVSY-	187	175	2009	2720	1.35	236
	MSX	146	66	815	2620	3.21	213
	MSX-	116	72	915	2540	2.78	200
	MSY	172	167	1856	2680	1.44	241
	MSY-	90	172	1955	2480	1.27	219

DISEÑO POR CORTE

espesor	25	cm
Lm	7.3	m
altura	19.35	m
d	5.84	m
Ag	182.5	Kg/cm <sup>2</sup>
f'c	210	Kg/cm <sup>2</sup>
fy	4200	Kg/cm <sup>2</sup>
Vulim	57.1	tn
Vnmax	550.1	tn

Vu	Vu/fi < Vnmax	Vc	Vs
267	OK	112	202
ph	ph mínimo	ph controla	ph provisto
0.0033	0.0025	0.0033	0.00325
pv	pvmínimo	pv controla	pv provisto
0.0024	0.0025	0.0025	0.00284

Finalmente



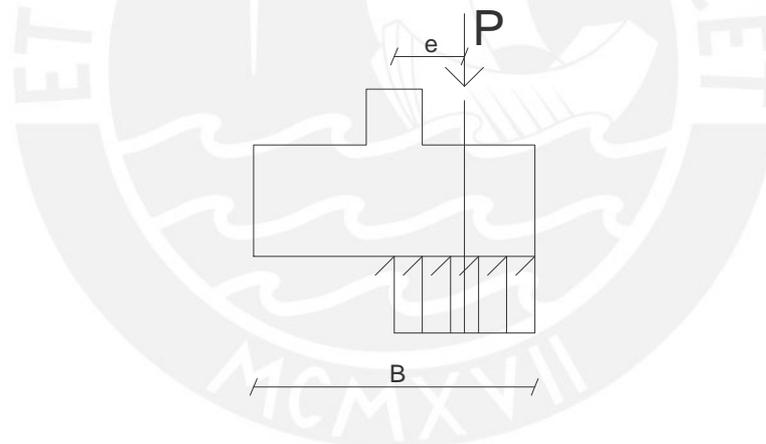
## 10 .DISEÑO DECIMENTACIONES

La cimentación del edificio transmite las cargas de la estructura al suelo, y se la dimensiona de tal forma que los esfuerzos de reacción del suelo no sobrepasen el valor de su capacidad portante, que en este caso es 4 kg/cm<sup>2</sup>.

### 10.1 ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Las fuerzas en la base de las columnas y placas son obtenidas del modelo desarrollado en ETABS y del metrado cargas. El análisis de las zapatas se realiza mediante modelos sencillos. Por ejemplo, para el diseño por flexión las zapatas se modelan como vigas en voladizo. Otro ejemplo, para obtener los esfuerzos debidos a la reacción del suelo en la zapata combinada se realiza un modelo de elementos finitos en SAP2000.

Se supondrá que la distribución de la reacción del suelo es uniforme. Por equilibrio la resultante de las cargas  $P$  de la columna y el peso de la zapata debe coincidir con la resultante de la reacción del suelo.



$$\sigma = \frac{P}{2L(B - 2e)} \quad , \quad L : \text{ancho de la zapata}$$

### 10.2 DIMENSIONAMIENTO DE LA ZAPATA Y VERIFICACIÓN DE ESFUERZOS EN LA ZAPATA

Para verificar que los esfuerzos de reacción del suelo son menores a su capacidad portante, hay que hallar todas las fuerzas en servicio. Es así que las fuerzas en la base de la estructura halladas en el análisis sísmico deben de ser reducidos a un 80%.

La altura de la zapata se puede predimensionar considerando el fierro de la columna o placa que llega a este elemento, pues la altura debe ser mayor a la longitud de desarrollo por compresión de esta barra. El dimensionamiento en planta de la zapata se realiza por tanteos y debe ser tal que :

- Los esfuerzos de reacción del suelo generados por las cargas de gravedad, usando la distribución de presiones mostrado anteriormente, son menores que 40 tn/m<sup>2</sup>
- Los esfuerzos de reacción del suelo generados por las cargas de gravedad y el sismo, usando la distribución de presiones mostrado anteriormente, son menores que 53,2 tn/m<sup>2</sup>

### 10.3 REACCIÓN AMPLIFICADA.

Para obtener la reacción amplificada última con la cual se realizará el diseño del elemento se deben de amplificar los esfuerzos en servicio obtenidos en el acápite anterior.

- El esfuerzo en servicio obtenido solo con las cargas de gravedad es amplificado por 1,55 siendo este un valor promedio de 1,4 y 1,7.
- El esfuerzo en servicio obtenido considerando cargas de gravedad y de sismo es amplificado en 1,25 .

Finalmente en el diseño se asume que este esfuerzo último es uniforme en toda la zapata.

### 10.4 VERIFICACIÓN DEL CORTE POR PUNZONAMIENTO

La sección crítica está definida por líneas paralelas a las caras de las columnas alejadas  $d/2$  de estas.

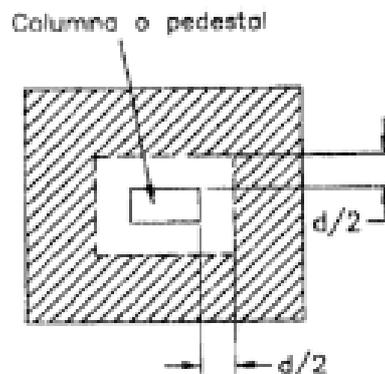


Fig. Punzonamiento en zapatas aisladas (Harmsen)

$V_u$ , la resistencia requerida por punzonamiento, se calcula con la siguiente expresión:

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

$A_o$  : Área dentro de la sección crítica

$\sigma_u$  : Esfuerzo último

$A_{total}$  : Área total de la zapata.

En las zapatas no se usa refuerzo por corte por lo cual  $V_u$  debe ser resistida por el concreto solamente. El valor de  $V_c$  se calcula con las siguientes expresiones, y es igual al menor de ellos:

$$V_c = 0,53 \left( 1 + \frac{2}{\beta} \right) \sqrt{f_c} b_o d$$

$$V_c = 0,27 \left( 2 + \frac{\alpha_s d}{b_o} \right) \sqrt{f_c} b_o d$$

$$V_c = 1,06 \sqrt{f_c} b_o d$$

$\beta$ : Relación de la dimensión mayor de la columna entre la dimensión menor.

$b_o$ : Perímetro de la sección crítica.

$\alpha_s$ : Parámetro igual a 40 para columnas interiores, 30 para laterales, 20 para esquineras.

$d$ : Peralte efectivo de la sección y es igual a la altura de la zapata disminuido en 10 cm.

#### 10.5 VERIFICACIÓN DEL CORTE POR FLEXIÓN:

La resistencia al corte por flexión del concreto se calcula de la siguiente forma:

$$V_c = 0,53 \sqrt{f_c} b_w d$$

En las zapatas no se usa refuerzo por corte, por lo cual el concreto debe resistir toda la fuerza cortante  $V_u$  en la sección crítica.

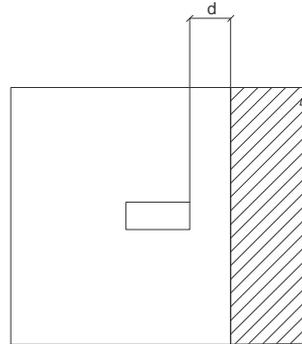


Fig. Sección crítica en corte por flexión

### 10.6 REFUERZO POR FLEXIÓN

El momento último  $M_u$  para el diseño por flexión de la zapata se obtiene con la siguiente expresión:

$$M_u = \frac{\sigma_u L^2}{2}, \quad L = \text{longitud de volado en la direccion analizada}$$

Para la obtención del refuerzo necesario se usan las expresiones usadas en vigas. Cabe mencionar que el  $M_u$  hallado corresponde a una franja de ancho unitario

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 |M_u|}{\phi 0.85 f_c b}}$$

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

El acero mínimo en las zapatas es el mismo que en las losas macizas y el espaciamiento de estas barras debe de ser menor que 40 cm y 3 veces  $h$

$$A_s \text{ min} = 0,0018 (b h)$$

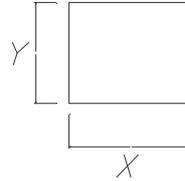
### 10.7 DISEÑO DE ZAPATA AISLADA – EJE “2J” –Zapata 5

Solicitaciones:

	P (Ton)	Mx (ton-m)	My (ton-m)
LIVE	54	0.02	-2.97
DEAD-SQ	201	0.02	-6.98
RX MAX	2	2.00	1.17
RY MAX	3	0.48	3.44

Dimensiones de la zapata

x	2.5	m
y	2.85	m
H	0.75	m
h tierra	0.3	m



Cargas y combinaciones a verificar

	Cargas de la Columna			Zapata	Suelo
	P (Ton)	Mx (ton-m)	My (ton-m)	Pzap (Ton)	Psuelo (Ton)
CM+CV	255	0.04	-9.9	12.8	3.8
CM+CV+SX	257	2.04	11.1		
CM+CV+SX	254	2.04	11.1		
CM+CV+SY	259	0.52	13.4		
CM+CV+SY	252	0.52	13.4		

Esfuerzos de reacción del suelo

	Cargas totales (Ton - m)			Excentricidades (m)		esf en servicio	<esfadm	esfuerzo ultimo
	P	Mx	My	ex	ey			
CM+CV	272	0.04	9.94	1.43E-04	3.66E-02	39.2	OK	60.7
CM+CV+SX	274	2.04	11.11	7.46E-03	4.06E-02	39.8	OK	49.7
CM+CV+SX	270	2.04	11.11	7.55E-03	4.11E-02	39.3	OK	49.1
CM+CV+SY	275	0.52	13.38	1.89E-03	4.86E-02	40.0	OK	50.1
CM+CV+SY	269	0.52	13.38	1.93E-03	4.98E-02	39.1	OK	48.9
						Mayor		60.7

Punzonamiento

dim>	0.7	m
dim<	0.35	m
beta	2	
d	0.65	m
f'c	210	Kg/cm2
alpha	40	
φVc1	406.4	tn
φVc2	765.3	tn
φVc3	398.9	tn

dbx	1	m
dby	1.35	m
Areabo	1.35	m2
Areazap	7.125	m2
bo	4.7	m
esfult	60.7	tn/m2

φVc	398.9	tn
Vu	350.6	tn

OK

Corte-Flexión

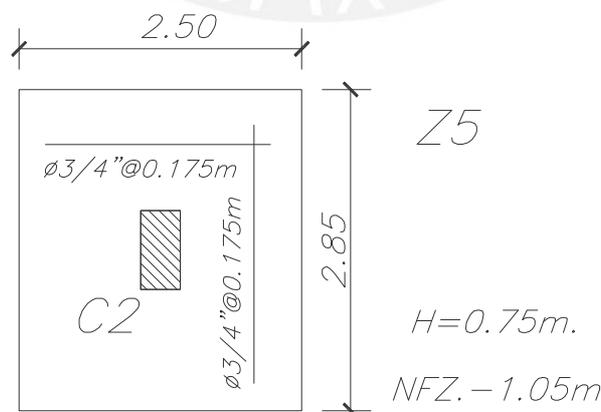
$\phi V_c$	42.4	tn	
$V_{ux}$	25.8	tn	OK
$V_{uy}$	25.8	tn	OK

Flexión

Flexión		
Sección :	volado x-x	
b =	100	cm
h =	75	cm
r =	10	cm
f'c =	210	Kg/cm <sup>2</sup>
f <sub>y</sub> =	4200	kg/cm <sup>2</sup>
b <sub>1</sub> =	0.85	
Mu =	35.08	tn-m
d	65.00	cm
a	3.5	cm
c	4.1	cm
As req =	14.67	cm <sup>2</sup>
As mín =	13.50	cm <sup>2</sup>
As máx =	103.59	cm <sup>2</sup>
fierro usado	f 3/4" @ .2C	
As usado =	16.23	cm <sup>2</sup>

Flexión		
Sección :	volado y-y	
b =	100	cm
h =	75	cm
r =	10	cm
f'c =	210	Kg/cm <sup>2</sup>
f <sub>y</sub> =	4200	kg/cm <sup>2</sup>
b <sub>1</sub> =	0.85	
Mu =	35.08	tn-m
d	65.00	cm
a	3.5	cm
c	4.1	cm
As req =	14.67	cm <sup>2</sup>
As mín =	13.50	cm <sup>2</sup>
As máx =	103.59	cm <sup>2</sup>
fierro usado	f 3/4" @ .2C	
As usado =	14.20	cm <sup>2</sup>

Finalmente:



## 11 .DISEÑO DE VIGAS POSTENSADAS

Freyssinet define al preesforzado en una estructura como la creación artificial en esta, antes de la aplicación de cargas externas o simultáneamente con ellas, de una tensión permanente que superpuesta al efecto de las cargas exteriores, haga que todos los esfuerzos en los elementos se encuentren dentro del rango admisible.

Mediante un cable de alta resistencia, estirado y anclado en la viga, se introducen esfuerzos en el elemento. Al ser esta viga postensada, el tensado del cable se realiza luego del vaciado de la viga, en la cual previamente se colocaron unos ductos que siguen una trayectoria parabólica.

La norma E.060 nos indica que para el diseño de estos elementos se debe de tomar en cuenta su resistencia y un buen comportamiento durante todas las etapas de carga: Etapa de transferencia, etapa de servicio.

### 11.1 TRAZADO DEL CABLE

Algebraicamente se halla la ubicación del cable en cada punto de la viga, considerando que el cable está formado por parábolas y que no hay cambios bruscos de pendiente.



Fig. Cable resultante en viga postensada.

Tramo Preesforzado,  $0 < x < 11,70m$  :  $0,008287(x - 5,85)^2 - 0,284 = y$

### 11.2 ANALISIS ESTRUCTURAL

El análisis de la viga postensada se realizó en el programa ETABS. Para obtener los momentos finales en la viga postensada se usó el siguiente sistema de cargas equivalentes:

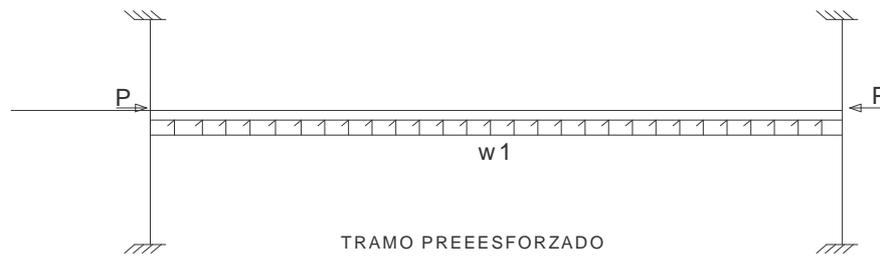
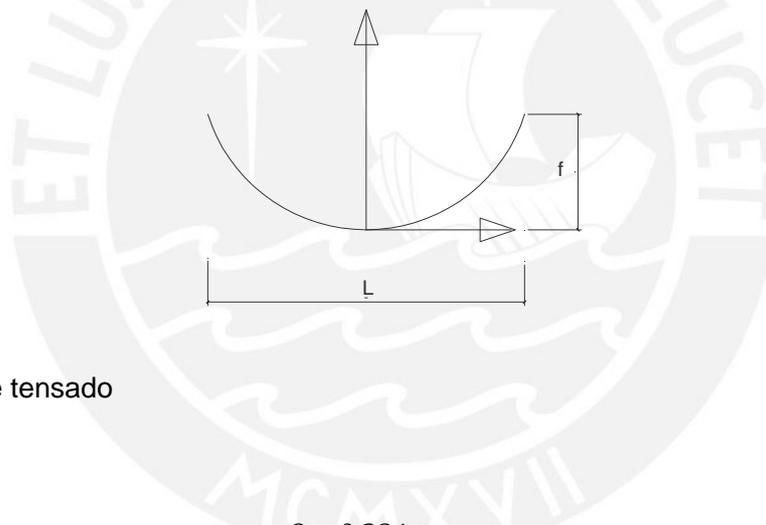


Fig. Cargas equivalentes en la viga postensada.

El valor de la carga distribuida  $w_1$  se obtienen usando la expresión siguiente:

$$w_1 = \frac{8f}{l^2} \times P$$

Siendo  $f$  y  $l$  los valores de la parábola descritos en la siguiente figura:



$P$  : Fuerza de tensado

Entonces :

$$w_1 = \frac{8 \times 0,284}{11,7^2} = 0,01660 P$$

### 11.3 VERIFICACION DE ESFUERZOS EN LA SECCION (MPa)

Los esfuerzos en el concreto inmediatamente después del tensado del cable no deben exceder los valores siguientes:

- Esfuerzo en la fibra extrema en compresión  $< 0,6 f'_{ci}$
- Esfuerzo en la fibra extrema en tracción  $< 0,25 \sqrt{f'_{ci}}$

En el caso de sobrepasar el esfuerzo admisible de tracción se debe de colocar refuerzo adherido en la zona traccionada.

Durante la etapa de servicio los esfuerzos en el concreto no deben de sobrepasar los siguientes límites:

- Esfuerzo en la fibra extrema en compresión  $< 0,45 f^c$
- Esfuerzo en la fibra extrema en tracción  $< 0,62\sqrt{f^c}$

Las expresiones para hallar los esfuerzos son las siguientes:

$$\sigma_{pti} = \frac{N_i}{A} + \frac{M_{pti} y}{I}, \quad \sigma_{pt} = \frac{N}{A} + \frac{M_{pt} y}{I}, \quad \sigma_{m1} = \frac{M_{m1} y}{I}, \quad \sigma_{m2} = \frac{M_{m2} y}{I}$$

Entonces se realizan las siguientes verificaciones:

$$-0,25\sqrt{f^c} < \sigma_{pti} + \sigma_{m1} < 0,6 f^c$$

$$-0,62\sqrt{f^c} < \sigma_{pt} + \sigma_{m1} < 0,45 f^c$$

$$-0,62\sqrt{f^c} < \sigma_{pt} + \sigma_{m2} < 0,45 f^c$$

La primera inecuación corresponde a la etapa inicial, la segunda a la etapa de transición, y la última corresponde a la etapa de servicio con todas las cargas durante su vida útil.

#### 11.4 PERDIDAS DE PREESFUERZO

Se consideran varias fuentes de pérdidas de tensión, y la cuantificación de estas se realiza de la siguiente manera.

- Pérdida elástica

Se produce por la deformación elástica del concreto al aplicarse la fuerza de tensado inicial y las cargas iniciales y depende de la secuencia de tensado de cables.

$$\Delta\sigma_1 = \frac{K_{es} E_s}{E_{ci}} f_{cir}$$

$f_{cir}$  : Esfuerzo en el concreto a la altura del cable resultante inmediatamente después de la transferencia (M1+PTi)

$E_s$  : Modulo de elasticidad delstrand (196 000 MPa)

$E_{ci}$ : Modulo de Elasticidad del concreto al momento del tensado  $E_{ci} = 4700 \sqrt{f_{ci}}$  (MPa)

$K_{es}$ : coeficiente de pérdidas elásticas según ejecución del tensado,(0 en este caso)

- Pérdidas por creep del concreto.

Acortamiento del cable tensado, producida por la deformación del concreto ante cargas sostenidas.

$$\Delta\sigma_2 = \frac{K_{cr} E_s}{E_c} (f_{cir} - f_{c ds})$$

$f_{c ds}$  : Esfuerzo en el concreto a la altura del cable resultante provocado por las permanentes luego de la etapa de transferencia

$E_{ci}$ : Modulo de Elasticidad del concreto al momento del tensado  $E_{ci} = 4700 \sqrt{f_{ci}}$  (MPa)

$E_s$  : Modulo de elasticidad del strand (196 000 MPa)

$K_{cr}$  : coeficiente de pérdidas por creep(1,6 para postensado)

- Pérdidas por contracción de fragua

$$\Delta\sigma_3 = 8,2 \times 10^{-6} K_{sh} E_s \left(1 - 0,06 \frac{V}{S}\right) (100 - HR)$$

$K_{sh}$  : coeficiente que depende del tiempo transcurrido desde finalizado el curado hasta la aplicación del preesforzado

$V/S$  : Relación entre el área de la sección y la superficie.

$HR$  : Humedad relativa (Lima 70%)

- Pérdida por relajación del acero

$$\Delta\sigma_4 = C (K_{re} - J (\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3))$$

$C$ : Parámetro que depende de la relación  $f_{si}/f_{pu}$ . Se obtiene de tabla

$J$ : coeficiente que depende del tipo de strand (0,037)

$K_{re}$ : Esfuerzo que depende del tipo de strand (4630 psi Ref-

- Coeficiente de pérdidas

$$\eta_{izq} = \frac{f_{se}}{f_{se} + (\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3 + \Delta\sigma_4)}$$

$$\eta_{prom} = \frac{\eta_{izq} + \eta_{der} + \eta_{centro}}{3}$$

En el acápite anterior, donde se verificaron esfuerzos en las distintas etapas de carga del elemento, se supusoun valor de  $\eta$  igual a 0,85 el cual debemos verificar.

- Pérdidas por fricción y por deformación del anclaje

Se consideran dos tipos de pérdidas de por fricción: la generada por la curvatura del cable y la que se considera en cables rectos. Ambos efectos se calculan con la siguiente fórmula:

$$T_1 = f_{si\ gata} = T_0 (1 + \mu \alpha x + K Lx) \quad , \quad (\mu Lx + K Lx) < 0,3$$

$$\mu = 0,19 \quad , \quad K = 0,001 \quad (\text{correspondientes a patente DIWIDAG})$$

$T_1$  = esfuerzo de preesforzado inicial en la gata.

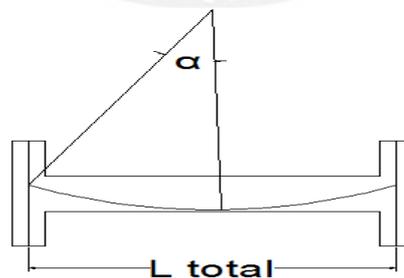
$Lx$  : Longitud horizontal desde la gata hasta un punto de la viga

$\mu$  : Coeficiente de fricción en curvas

$K$  : coeficiente de fricción en rectas

$T_0$  :esfuerzo del cable inicial una distancia X de la gata.

$\alpha x$  : Angulo acumulado desde la gata hasta el punto del cable.



Luego se calcula el corrimiento de los cables “S”:

$$S = \sqrt{\frac{\Delta i L_{total} E_s}{200(T_1 - T_0)}} \quad , \quad Si S < \frac{L_{total}}{2} \quad entonces \Delta \sigma_6 = 0$$

$$Si S > \frac{L_{total}}{2} \quad entonces \Delta \sigma_6 = \frac{2 \Delta E_s}{100 L} - (T_1 - T_0)$$

$\Delta i$  : corrimiento del cable (1 cm)

$E_s$ : Modulo de elasticidad del strands (196 000 MPa)

$L_{total}$  = Longitud de la viga (metros)

### 11.5 ESFUERZOS ADMISIBLES EN EL ACERO DE PREESFORZADO

A continuación se verifica los esfuerzos en el cable. La norma indica que los esfuerzos de tracción en los cables de preesforzado tienen los siguientes límites:

- Esfuerzo debido a la fuerza del gato debe ser menor que 0,94 fpy y 0,8fpu
- Esfuerzo inmediatamente después de la transferencia debe ser menor que 0,74 fpu y 0,82 fpy
- Esfuerzo en anclajes o acoples inmediatamente después de la transferencia debe ser menor que 0,7fpu

### 11.6 RESISTENCIA A FLEXIÓN:

El cálculo de la resistencia a flexión se realiza con las mismas hipótesis y simplificaciones hechas en elementos de concreto armado no preesforzado. Sin embargo el valor de  $f_y$  se reemplaza por el valor de  $f_{ps}$ . El valor de  $f_{ps}$  se puede estimar con la siguiente expresión si  $f_{se}/f_{pu} > 0,5$

$$f_{ps} = f_{pu} \left( 1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \left( \rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} \right) \right) \quad , \quad no \text{ se considera refuerzo no preesforzado}$$

$f_{ps}$  : esfuerzo estimado en el acero preesforzado para el cálculo de  $M_n$

$\gamma_p$  : 0,28 para  $f_{py}/f_{pu}$  mayor o igual 0,90

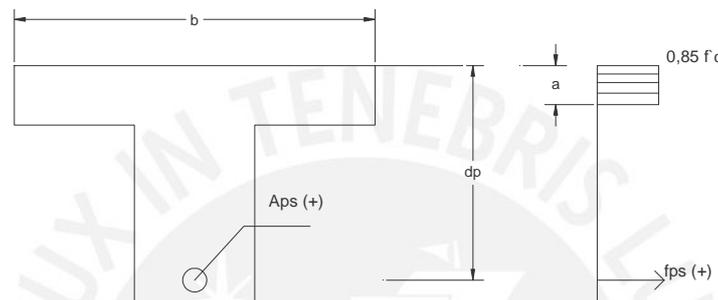
$\beta_1$  : 0,8 para un  $f'_c$  igual 35 MPa

$\rho_p$  :  $A_{ps} / ( b d_p )$  , es la cuantía de acero postensado

Luego se calcula  $M_n$  suponiendo que la sección es rectangular. Hay que verificar que las presiones del concreto (Bloque de Whitney) estén dentro del rango que valide esta hipótesis.

$$a = \frac{A_{ps} f_{ps}}{0,85 f_c b}$$

$$\phi M_n = 0,9 (0,85 f_c) b a \left( d_p - \frac{a}{2} \right)$$



Para hallar el valor de  $M_u$  se usa la siguiente combinación:

$$M_u = 1,4 M_{cm} + 1,7 M_{cv} + 1 M_{pt}$$

### 11.7 RESISTENCIA AL CORTE (MPa)

La resistencia de la sección está dado por la siguiente expresión :

$$V_n = V_s + V_c \quad , \quad \phi V_n > V_u$$

Para hallar la resistencia al corte del concreto se usará el método detallado, el cual consiste en hallar el valor de  $V_{ci}$  y  $V_{cw}$  correspondientes al agrietamiento por flexo-corte y agrietamiento por corte respectivamente. El valor de  $V_c$  es el menor de estos dos valores.

$$V_{ci} = 0,05 \sqrt{f_c} b_w d_p + V_d + \frac{V_i M_{cr}}{M_{max}} \quad , \quad M_{cr} = \frac{I}{y_t} (0,5 \sqrt{f_c} + f_{pe} - f_d)$$

$$V_{cw} = (0,29 \sqrt{f_c} + 0,3 f_{pc}) b_w d_p + V_p$$

$d_p$  : distancia del centroide del cable a la fibra extrema en compresión. No es necesario que  $d_p$  sea menor que 0,8 veces el peralte de la viga.

$b_w$  : Ancho del alma

$V_d$  : cortante de las cargas permanentes sin amplificar

$V_i$  : cortante de las cargas amplificada sin considerar preesfuerzo

$V_p$  : componente vertical del preesfuerzo

$M_{cr}$  : Momento que produce el agrietamiento de la sección.

$M_{max}$  : Momento producto de las cargas amplificadas sin considerar preesfuerzo.

Si  $V_u > \phi V_c$  entonces se debe dar más resistencia a la sección mediante estribos, cuyo espaciamiento máximos se calcula de la siguiente manera

$$S_{max1} = \frac{A_v f_y d}{V_s}$$

- Si  $V_s \leq 0,33 \sqrt{f_c} b_w d$  , entonces  $S_{max2} = 60\text{cm o } 0,75 h$
- Si  $V_s \geq 0,33 \sqrt{f_c} b_w d$  , entonces  $S_{max2} = 30\text{cm o } 0,375 h$
- $V_s < 0,66 \sqrt{f_c} b_w d$

Cuando  $V_u > 0,5 \phi V_c$  se debe proporcionar estribos mínimos a la sección:

- $S_{max3} = 80 A_v f_y \frac{d}{A_{ps} f_{pu}} \sqrt{\frac{b_w}{d}}$
- $S_{max4} = \frac{A_v f_y}{0,062 \sqrt{f_c} b_w} < 0,35 \frac{b_w s}{f_y}$

Cabe mencionar que se verificará varias secciones de la viga partiendo desde la sección a  $H/2$  de la cara del nudo.

## 11.8 DEFLEXIONES (MPa)

Se puede efectuar un cálculo refinado por intervalos incrementales de tiempo, sin embargo para fines prácticos se puede estimar la deflexión total en el elemento mediante un método aproximado que se describe a continuación.

Es conveniente considerar la deflexión en la viga como la suma de tres partes.

$$\Phi_{pe} = \Phi_{pi} + d\Phi_1 + d\Phi_2$$

$\Phi_{pi}$  es la deformación instantánea que ocurre inmediatamente después de la aplicación de  $P_i$  considerando las cargas aplicadas en la etapa inicial de tensado;  $d\Phi_1$  es el delta de deformación correspondiente a la pérdida de preesfuerzo proveniente del relajamiento del tendón, contracción y flujo plástico, las deformaciones provocadas por

las cargas sostenidas adicionales en el elemento;  $d\Phi_2$  es la deformación resultante del flujo plástico ante las cargas sostenidas de gravedad y del preesforzado.

Entonces

$$\Phi_{pi} = -\Delta_{pi} + \Delta_o, d\Phi_1 = (\Delta_{pi} - \Delta_{pe}) + \Delta_{ms} + \Delta_{vs},$$

$$d\Phi_2 = -\frac{\Delta_{pi} + \Delta_{pe}}{2} C_u + (\Delta_o + \Delta_{ms}) C_u$$

Cabe mencionar que el elemento no se encuentra agrietado bajo las solicitaciones de servicio, en las cuales se verificará que la deflexión se encuentra dentro del rango admisible, por lo cual se considerará en el cálculo de este acápite la inercia de la sección transversal total.

### 11.8 EJEMPLO DE DISEÑO (VT-07)

Esta viga se encuentra solicitada básicamente por cargas de gravedad.

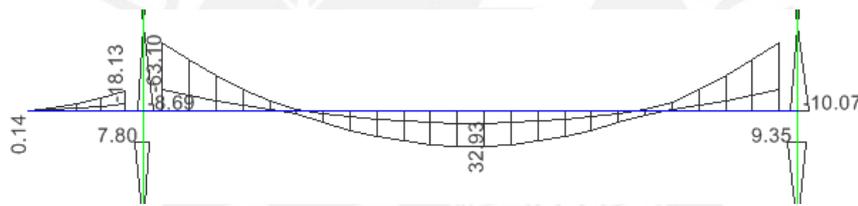


Fig. Envoltura de cargas

#### DEFINICION DE LA SECCION

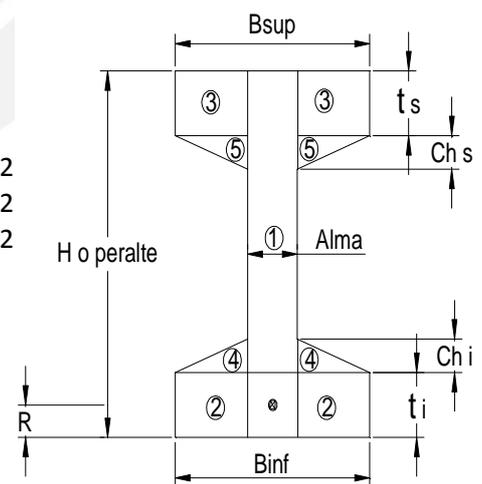
Datos de entrada	
H =	0.6 m
Bsup =	0.6 m
Binf =	0.25 m
ts =	0.2 m
Ch s =	0 m
ti =	0 m
Ch l =	0 m
alma =	0.25 m
R =	0.08 m

Propiedades	
A =	0.2200 m <sup>2</sup>
ys =	0.2364 m <sup>2</sup>
yi =	0.3636 m
I =	0.0066 m <sup>4</sup>
S sup =	0.0281 m <sup>3</sup>

#### CARGAS

Datos de entrada	
Para Cargas de gravedad	
Luz =	11.7 m
Espaciam =	5 m
w losa =	3 KN/m <sup>2</sup>
w s/c =	3 KN/m <sup>2</sup>
w pt =	1 KN/m <sup>2</sup>
Construc =	in situ
Para el Cable esforzado	
w1	0.0166
N estable	1350 KN

metrado	
W pp =	5.17 KN/ml
W alig =	14.40 KN/ml
W pt =	5.00 KN/ml



S inf =	0.0183	m3	W s/c =	15.00	KN/ml
r^2 =	0.0302	m2	W Cable	22.40	KN/ml
c s =	0.0830	m	Resumen		
c i =	0.1277	m			
exc =	0.2836	m	W etapa1	19.57	KN/ml
eficiencia =	0.3513	m	W etapa2	39.57	KN/ml

ANALISIS

CASO	MOMENTOS KN-m			CORTANTES
	IZQUIERDA	CENTRO	DERECHA	IZQUIERDA
Peso propio	-48	27	-49	-27.1
Aligerado	-116	71	-131	-82.2
Piso term	-48	27	-49	-27.4
S/C	-144	80	-149	-82.0
M1	-163	97	-180	-109
M2	-356	204	-378	-109
MPT	239.15	-132.34	239.15	135.04

CALCULO DE ESFUERZOS ADMISIBLES

f'c =	35	Mpa	etapa 1		etapa 2			
f'ci =	28	Mpa	f ci =	16.80	Mpa	f c =	15.75	Mpa
			f ti =	-1.32	Mpa	f t =	-3.67	Mpa

SECCION IZQUIERDA

Cable preesforzado	
Ni	1741 KN
N	1480 KN
n	0.850
Sección analizada	
Areasecc	0.2200 m2
ys =	0.2364 m
yi =	-0.3636 m
I =	0.00664 m4
Momentos en la seccion	
M1 =	-163.4 KN-m
M2 =	-355.8 KN-m
MPT =	239.1 KN-m

Preesforzado inicial	
Efsup =	17.93 Mpa
Esfinf =	-7.49 Mpa
Preesforzado estable	
Efsup =	15.24 Mpa
Esfinf =	-6.36 Mpa
Esfuerzos debidos a M1	
Efsup =	-5.81 Mpa
Esfinf =	8.95 Mpa
Esfuerzos debido a M2	
Efsup =	-12.66 Mpa
Esfinf =	19.48 Mpa

SECCION CENTRAL

Cable preesforzado	
Ni	1741 KN
N	1480 KN
n	0.850
Sección analizada	
Areasecc	0.2200 m
ys =	0.2364 m
yi =	-0.3636 m
I =	0.0066 m4
Momentos en la seccion	
M1 =	97.2 KN-m
M2 =	204.1 KN-m
MPT =	-132.34 KN-m

Preesforzado inicial	
Efsup =	2.374 Mpa
Esfinf =	16.438 Mpa
Preesforzado estable	
Efsup =	2.018 Mpa
Esfinf =	13.972 Mpa
Esfuerzos debidos a M1	
Efsup =	3.46 Mpa
Esfinf =	-5.32 Mpa
Esfuerzos debido a M2	
Efsup =	7.26 Mpa
Esfinf =	-11.18 Mpa

VERIFICACION DE ESFUERZOS

Solicitud	fibra Sup		fibra Inf	
etapa 1	12.111	OK	1.458	OK
etapa trans	9.422	OK	2.581	OK
etapa 2	2.575	OK	13.115	OK

VERIFICACION DE ESFUERZOS

Solicitud	fibra Sup		fibra Inf	
etapa 1	5.833	OK	11.116	OK
etapa trans	5.477	OK	8.651	OK
etapa 2	9.282	OK	2.797	OK

SECCION DERECHA

Cable preesforzado		Preesforzado inicial	
Ni	1741 KN	Efsup =	17.926 Mpa
N	1480 KN	Esfinf =	-7.488 Mpa
n	0.850	Preesforzado estable	
Seccion analizada		Efsup =	15.237 Mpa
Areasecc	0.2200 m	Esfinf =	-6.365 Mpa
ys =	0.2364 m	Esfuerzos debidos a M1	
yi =	-0.3636 m	Efsup =	-6.39 Mpa
I =	0.0066 m <sup>4</sup>	Esfinf =	9.83 Mpa
Momentos en la seccion		Esfuerzos debido a M2	
M1 =	-179.6 KN x m	Efsup =	-13.46 Mpa
M2 =	-378.3 KN x m	Esfinf =	20.71 Mpa
MPT =	239.15 KN x m		

VERIFICACION DE ESFUERZOS

Solicitud	fibra Sup		fibra Inf	
etapa 1	11.536	OK	2.343	OK
etapa trans	8.847	OK	3.466	OK
etapa 2	1.775	OK	14.346	OK

ROTURA

SECC. IZQUIERDA	SECC. CENTRAL	SECC. DERECHA
-----------------	---------------	---------------

Mu	-302.278412 KN-m	Mu	548.973608 KN-m	Mu	-335.265364 KN-m
N	1480 KN	N	1480 KN	N	1480 KN
fse	1180.9 Mpa	fse	1180.9 Mpa	fse	1180.9 Mpa
fse>0,5fpu	OK	fse>0,5fpu	OK	fse>0,5fpu	OK
yp	0.28	yp	0.28	yp	0.28
β1	0.8	β1	0.8	β1	0.8
f'c	35 Mpa	f'c	35 Mpa	f'c	35 Mpa
dp	36 cm	dp	52 cm	dp	36 cm
b	25 cm	b	60 cm	b	25 cm

fps	1383.1	Mpa	fps	1721.0	Mpa	fps	1378.3	Mpa
a1	23.3	cm	a1	12.1	cm	a1	23.2	cm
			a1 < 20	ok				

$\phi M_n$	385.5	KN-m	$\phi M_n$	892.1	KN-m	$\phi M_n$	379.1	KN-m
$\phi M_n > M_u$	OK		$\phi M_n > M_u$	OK		$\phi M_n > M_u$	OK	
Mcr3	272	KN-m	Mcr3	438	KN-m	Mcr3	272	KN-m
$\phi M_n$ min	327	KN-m	$\phi M_n$	525	KN-m	$\phi M_n$ min	327	KN-m
Considerando refuerzo no preesforzado			Considerando refuerzo no preesforzado			Considerando refuerzo no preesforzado		
As	10.32	cm <sup>2</sup>	As	10.32	cm <sup>2</sup>	As	10.32	cm <sup>2</sup>
ds	50	cm	ds	50	cm	ds	50	cm
fps	1294	Mpa	fps	1289	Mpa	fps	1289	Mpa
a1	29.1	cm	a1	29.1	cm	a1	29.1	cm
$\phi M_n$	456.5	KN-m	$\phi M_n$	450.5	KN-m	$\phi M_n$	450.5	KN-m
$\phi M_n > \phi M_{nmin}$	ok		$\phi M_n > \phi M_{nmin}$	ok		$\phi M_n > \phi M_{nmin}$	ok	

PERDIDAS DE TENSION								
SECC. IZQUIERDA			SECC. CENTRAL			SECC. DERECHA		
Perdida elastica			Perdida elastica			Perdida elastica		
e	0	m	e	-0.28	m	e	0	m
Kes	0		Kes	0		Kes	0	
Es	195000	Mpa	Es	195000	Mpa	Es	195000	Mpa
Eci	25100	Mpa	Eci	25100	Mpa	Eci	25100	Mpa
fcir	7.9	Mpa	fcir	3.8	Mpa	fcir	7.9	Mpa
$\Delta\sigma_1$	0.0	Mpa	$\Delta\sigma_1$	0.0	Mpa	$\Delta\sigma_1$	0.0	Mpa
Perdidas por fragua			Perdidas por fragua			Perdidas por fragua		
Ksh	0.77		Ksh	0.77		Ksh	0.77	
V	0.220	m <sup>2</sup>	V	0.220	m <sup>2</sup>	V	0.220	m <sup>2</sup>
S	2.4	m	S	2.4	m	S	2.4	m
HR	70	%	HR	70	%	HR	70	%
$\Delta\sigma_3$	36.7	Mpa	$\Delta\sigma_3$	36.7	Mpa	$\Delta\sigma_3$	36.7	Mpa
Perdida por creep			Perdida por creep			Perdida por creep		
M piso term	-48.2	KN-m	M piso term	26.8	KN-m	M piso term	-49.5	KN-m
Kcr	1.6		Kcr	1.6		Kcr	1.6	
Ec	28062	Mpa	Ec	28062	Mpa	Ec	28062	Mpa
fcds	0.0	Mpa	fcds	-1.13	Mpa	fcds	0	Mpa
$\Delta\sigma_2$	88.0	Mpa	$\Delta\sigma_2$	29.9	Mpa	$\Delta\sigma_2$	88.0	Mpa

Relajación del acero			Relajación del acero			Relajación del acero		
Kre	34.45	Mpa	Kre	34.45	Mpa	Kre	34.45	Mpa
J	0.04		J	0.04		J	0.04	
C	0.33		C	0.33		C	0.33	
$\Delta\sigma_4$	9.7	Mpa	$\Delta\sigma_4$	10.5	Mpa	$\Delta\sigma_4$	9.7	Mpa
$\Sigma\sigma_i$	134.4	Mpa	$\Sigma\sigma_i$	77.1	Mpa	$\Sigma\sigma_i$	134.4	Mpa
fse	1180.9	Mpa	fse	1180.9	Mpa	fse	1180.9	Mpa
n	0.898		n	0.939		n	0.898	

COEFICIENTE DE PERDIDAS PROMEDIO	
n prom	0.911

PERDIDAS POR FRICCIÓN Y DEFORMACION DE ANCLAJES

$\mu$	0.19		T0	1295.69	Mpa	$\Delta$	0.5	cm
K	0.001		T1 = fsi gata	1333.72	Mpa	Es	195000	Mpa
Lt	11.7	m	T1-T0	38.03	Mpa	S	12.25	m
$\alpha$	0.124	rad				S > Lt/2	OK	
factor	1.0293					$\Delta\sigma_6$	129	Mpa

VERIFICACION DE ESFUERZOS EN CABLES

fpu	1860	Mpa				
fpy	1674	Mpa				
			Admisible		Cumple	
fsi gata+ $\Delta\sigma_6$	1462.4		0,94 fpy	1573.56	Mpa	OK
fsi gata+ $\Delta\sigma_6$	1462.4		0,80 fpu	1488	Mpa	OK
fsi	1333.72		0,74 fpu	1376.4	Mpa	OK
fsi	1333.72		0,82 fpy	1372.68	Mpa	OK
fsi-2x(T1-T0)	1257.67		0,70 fpu	1302	Mpa	OK

**DISEÑO POR FUERZA CORTANTE**

h=	0.6	m	f'c	35	Mpa	Aps	0.00125	m <sup>2</sup>
I	0.0066	m <sup>4</sup>	bw	0.25	m	fpu	1860	Mpa
Nestable	1480	KN	Av	0.000142	m <sup>2</sup>			
Aseccion	0.22	m <sup>2</sup>	d	0.54	m			
Ys	0.2364	m	fy	420	Mpa			
Yi	-0.3636	m						

Punto	m	m	m	m	KN	KN-m	KN	KN-m	KN	Mpa	m	Mpa
	x	d1	d2	dp	Vd	Md	Vix	Mmax	Vp	fpe	yt	fd
1	0.35	0.331	0.48	0.480	136.7	-211.6	330.8	-541.4	134.4	14.49	0.24	-7.53
2	1.65	0.226	0.48	0.480	104.7	-54.7	252.9	-162.0	102.8	8.98	0.24	-1.95
3	2.65	0.435	0.48	0.480	80.1	37.7	193.0	60.9	78.4	8.23	-0.36	-2.06
4	3.65	0.480	0.48	0.480	55.6	105.5	133.1	224.0	53.9	11.86	-0.36	-5.78
5	4.65	0.508	0.48	0.508	31.0	148.8	73.2	327.2	29.4	14.15	-0.36	-8.15
6	7.05	0.508	0.48	0.508	-28.0	152.5	-70.5	330.4	29.4	14.15	-0.36	-8.35
7	8.05	0.480	0.48	0.480	-52.5	112.2	-130.4	229.9	53.9	11.86	-0.36	-6.14
8	9.05	0.435	0.48	0.480	-77.1	47.4	-190.3	69.5	78.4	8.23	-0.36	-2.59
9	10.05	0.226	0.48	0.480	-101.7	-42.0	-250.2	-150.8	102.8	8.98	0.24	-1.50
10	11.05	0.304	0.48	0.480	-126.2	-156.0	-310.1	-431.0	127.1	13.09	0.24	-5.55

Punto	x	KN-m	KN	KN	KN	KN	KN	m	m	m	m	m
		Mcr	Vci	Vcw	Vc	Vu	Vs	S1	S2	S3	S4	S
1	0.65	278.7	342.4	582.4	342.4	330.8	46.7	0.612	0.45	0.71	0.65	0.450
2	1.65	280.8	578.5	550.8	550.8	252.9	-	-	0.45	0.71	0.65	0.450
3	2.65	166.8	643.8	526.4	526.4	193.0	-	-	0.45	-	-	0.450
4	3.65	165.2	189.2	502.0	189.2	133.1	-	-	0.45	0.71	0.65	0.450
5	4.65	163.6	105.2	503.7	105.2	73.2	-	-	0.45	0.73	0.65	0.450
6	7.05	160.0	105.2	503.7	105.2	70.5	-	-	0.45	0.73	0.65	0.450
7	8.05	158.5	178.0	502.0	178.0	130.4	-	-	0.45	0.71	0.65	0.450
8	9.05	157.1	542.7	526.4	526.4	190.3	-	-	0.45	-	-	0.450
9	10.05	293.5	624.3	550.8	550.8	250.2	-	-	0.45	0.71	0.65	0.450
10	11.05	294.9	374.0	575.1	374.0	310.1	-	-	0.45	0.71	0.65	0.450

**DEFLEXIONES**

Comparación entre Mcr y Mserv.

Cabe mencionar que Mcr considera esfuerzos finales generados por el preesforzado

Punto	m	KN-m	KN-m	Conclusion
	x	Mcr 2	Mcm+cv	
1	0.65	490.3	292.0	No agrietado
2	1.65	335.5	105.0	
3	2.65	204.4	42.5	
4	3.65	270.7	150.4	
5	4.65	312.5	218.7	
6	7.05	312.5	221.2	
7	8.05	270.7	155.0	
8	9.05	204.4	49.2	
9	10.05	335.5	96.1	
10	11.05	450.9	281.0	

Deflexiones	
Inercia bruta	0.00664 m4
$\Delta_{ms}$	0.59 cm
$\Delta_{vs}$	0.45 cm
$\Delta_{Pi}$	-0.81 cm
$\Delta_{Pe}$	-0.74 cm
$\Delta_o$	0.14 cm

Deflexión total	
cu	2.35
$\Delta_{total}$	0.35 cm

Deflexión carga viva	
$\Delta_{cv}$	0.45 cm
Luz libre	11.0 m
límite L/360	3.06 cm
Conclusión	ok cm

ESFUERZOS DEL SISMO

esfuerzos admisibles

$f'c =$	35 Mpa
$f'ci =$	28 Mpa

etapa 3 (sismo)	
$f_{cs} =$	21.00 Mpa
$f_{ts} =$	-3.67 Mpa

ANALISIS

CASO	MOMENTOS KN-m		
	IZQUIERDA	CENTRO	DERECHA
sismo y R=6, U=1	117.4	0	117.4

VERIFICACION DE ESFUERZOS

SECCION IZQUIERDA

Sección analizada		sismo R=6, U=1	
Áreasecc	0.2200 m2	Efsup =	4.18 Mpa
$y_s =$	0.2364 m	Esfinf =	-6.43 Mpa
$y_i =$	-0.3636 m		
I =	0.00664 m4		

Solicitación	fibra Sup		fibra Inf	
sismo +	6.8	OK	6.7	OK
sismo -	-1.6	OK	19.5	OK

SECCION CENTRAL

Sección analizada		sismo R=6, U=1	
Áreasecc	0.2200 m2	Efsup =	0.00 Mpa
$y_s =$	0.2364 m	Esfinf =	0.00 Mpa
$y_i =$	-0.3636 m		
I =	0.00664 m4		

Solicitación	fibra Sup		fibra Inf	
sismo +	9.3	OK	2.8	OK
sismo -	9.3	OK	2.8	OK

SECCION DERECHA

Sección analizada		sismo R=6, U=1	
Áreasecc	0.2200 m2	Efsup =	4.18 Mpa
$y_s =$	0.2364 m	Esfinf =	-6.43 Mpa
$y_i =$	-0.3636 m		
I =	0.00664 m4		

Solicitación	fibra Sup		fibra Inf	
sismo +	5.95	OK	7.9	OK
sismo -	-2.40	OK	20.8	OK

Revisión de las secciones izquierda y derecha como concreto armado:

		ROTURA				
SECC. IZQUIERDA				SECC. DERECHA		
Mu	-352.4	KN-m		Mu	-380.5	KN-m
b =	25	cm		b =	25	cm
h =	60	cm		h =	60	cm
r =	10	cm		r =	10	cm
f'c =	350	Kg/cm <sup>2</sup>		f'c =	350	Kg/cm <sup>2</sup>
fy =	4200	kg/cm <sup>2</sup>		fy =	4200	kg/cm <sup>2</sup>
β1 =	0.80			β1 =	0.80	
Mu =	35.24	tn-m		Mu =	38.05	tn-m
d	50.00	cm		d	50.00	cm
a	12.0	cm		a	13.1	cm
c	15.0	cm		c	16.4	cm
As req =	21.18	cm <sup>2</sup>		As req =	23.16	cm <sup>2</sup>
As mín =	3.90	cm <sup>2</sup>		As mín =	3.90	cm <sup>2</sup>
As máx =	31.25	cm <sup>2</sup>		As máx =	31.25	cm <sup>2</sup>
fierro usado	5φ 3/4" + 8f 1/2"			fierro usado	5φ 3/4" + 8f 1/2"	
As usado =	24.52	cm <sup>2</sup>		As usado =	24.52	cm <sup>2</sup>



## 2 .DISENO DE ESCALERAS

Son los elementos que unen los pisos del edificio. En este caso la escalera cuenta con dos descansos entre un nivel y otro. La escalera losa tiene 3 tramos como se puede apreciar en la siguiente figura

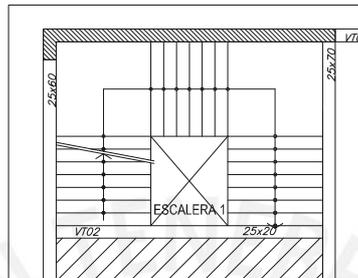


Fig. Vista en planta de la escalera

Para realizar el análisis de la escalera se hizo un modelo simplificado de esta. Se calculó como un elemento horizontal que tiene una luz igual a la proyección horizontal de la luz de la escalera.

A continuación se muestra el diseño del primer tramo típico

La escalera se predimensionó con un peralte igual a  $1/20 - 1/25$  de la luz libre de esta.

$$\frac{Ln}{20} = \frac{3,6}{20} = 0,18m \cong 0,20m$$

Luego se realizó un metrado de cargas

### DESCANSO

Carga Muerta:

$$Peso\ 2do\ tramo = \frac{739 \times 1,5}{2 \times 1,85} = 300 \frac{Kg}{ml}$$

$$Peso\ propio + piso\ term + Peso\ 2do\ tramo = 480 + 100 + 300 = 880 \frac{Kg}{m^2}$$

Carga Viva:

$$Peso\ 2do\ tramo = \frac{400 \times 1,5}{2 \times 1,85} = 162 \frac{Kg}{ml}$$

$$\text{sobrecarga} + \text{Peso 2do tramo} = 400 + 162 = 562 \frac{\text{Kg}}{\text{ml}}$$

TRAMO INCLINADO

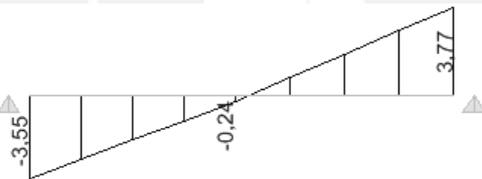
Carga Muerta: (En escalones)

$$\text{Peso propio} + \text{piso term} = 2400 \left( \frac{0,17}{2} + 0,20 \sqrt{1 + \left( \frac{0,17}{0,25} \right)^2} \right) + 100 = 884 \frac{\text{Kg}}{\text{ml}}$$

Cargas Vivas:

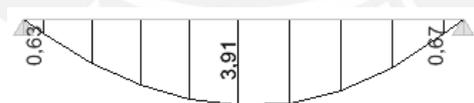
$$\text{sobrecarga} = 400 \frac{\text{Kg}}{\text{ml}}$$

Diseño por corte



$$\phi V_c = 0,85 \times 0,53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 17 = 11,01 \text{ Tn} > V_{\text{umax}} = 3,43 \text{ Tn}$$

Diseño por flexión



Sección : **M pos**

b =	100	cm
h =	20	cm
r =	3	cm
f'c =	210	Kg/cm <sup>2</sup>
fy =	4200	kg/cm <sup>2</sup>
β1 =	0,85	
Mu =	3,91	tn-m

d	17,00	cm
a	1,5	cm

Sección : **Mneg**

b =	100	cm
h =	20	cm
r =	3	cm
f'c =	210	Kg/cm <sup>2</sup>
fy =	4200	kg/cm <sup>2</sup>
β1 =	0,85	
Mu =	1,30	tn-m

d	17,00	cm
a	0,5	cm

c	1,8	cm	c	0,6	cm
As req =	6,37	cm <sup>2</sup>	As req =	2,06	cm <sup>2</sup>
As mín =	2,40	cm <sup>2</sup>	As mín =	1,20	cm <sup>2</sup>
As máx =	27,09	cm <sup>2</sup>	As máx =	27,09	cm <sup>2</sup>
fierro usado	ϕ 1/2" @ 0.20		fierro usado	ϕ 3/8" @ 0.20	
As usado =	6,45	cm <sup>2</sup>	As usado =	3,55	cm <sup>2</sup>

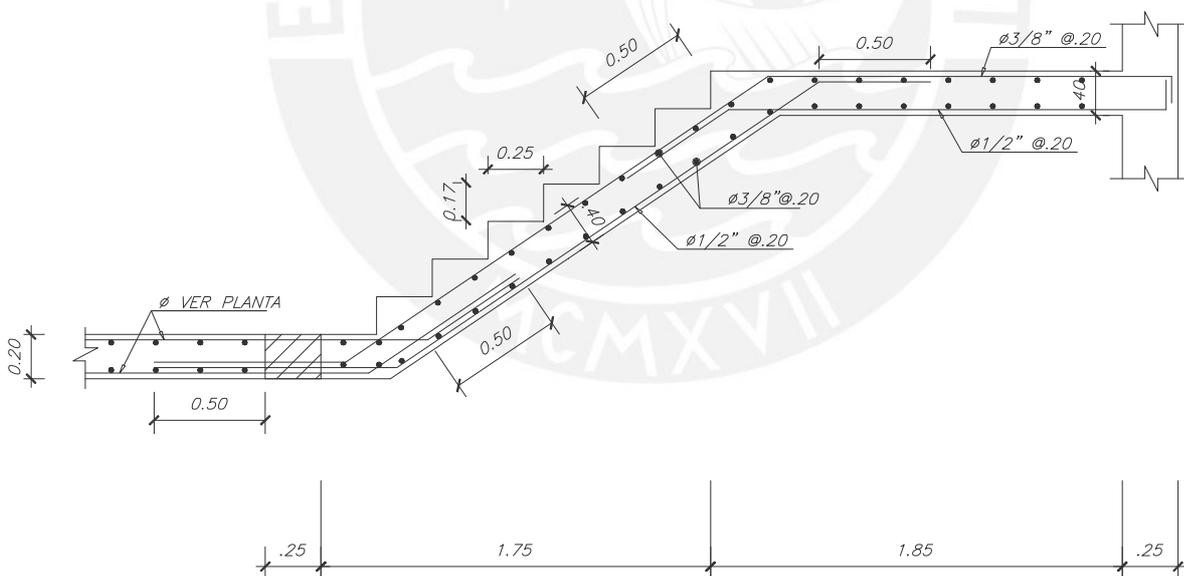
Refuerzo por temperatura transversal

Se calcula con la siguiente expresión:

$$As_{min} = 0,0018 (b h) = 0,0018 * 100 * 20 = 3,6 \frac{cm^2}{m}$$

Se usa 3/8" @ 0,20m superior e inferior.

Finalmente:



ESCALERA1 1ER TRAMO – TIPICO  
(S/C = 400 Kg/m<sup>2</sup>)

### 13 .METRADO Y PRESUPUESTO

En esta última parte del informe se muestra el presupuesto de la especialidad de estructuras del edificio. Además se comparan los costos entre la alternativa de concreto armado y preesfuerzo.

Al optar por vigas postensadas se pueden tener vigas de menor peralte. Si se usan vigas de concreto armado en el tramo de 11m de luz libre se necesitaría 80 cm de peralte, en cambio al usar vigas postensadas en este tramo podemos tener un peralte de 60 cm. Para comparar los dos sistemas se considera que esta diferencia de 20 cm en los peraltes lleva a una disminución de la altura de entrepiso y esto conduce a un ahorro en los elementos verticales (columnas y placas). El resto de elementos permanecen iguales en los dos sistemas.

ITEM	DESCRIPCION	UND	CANT	PRECIO (S./)	PARCIAL
<b>1 MOVIMIENTO DE TIERRAS</b>					
1.01	Excavación de zanjas para cimiento h=1m	m3	9.3	34.86	324.90
1.02	Excavación para zapatas h=1m	m3	43.1	39.85	1715.69
1.03	Excavación para zapatas h=1,4m	m3	76.6	46.48	3562.60
1.04	Excavación masiva	m3	47.1	4.28	201.49
1.05	Relleno con material propio	m3	182.1	19.92	3627.59
1.06	Nivelación interior apisonado manual	m2	344.7	5.23	1802.78
1.07	Eliminación de material excedente	m3	192.6	30.74	5919.41
<b>2 CONCRETO SIMPLE</b>					
2.01	Cimiento corrido, concreto ciclópeo 1:10 + 30% PG	m3	8.2	173.02	1410.98
2.02	Sobrecimiento, concreto ciclópeo 1:8 + 25% PM	m3	9.1	249.66	2273.50
2.03	Encofrado y desencofrado normal para sobrecimiento	m2	82.8	39.35	3258.38
2.04	Falso piso, f'c=140 Kg/cm2	m2	344.7	25.41	8758.83
2.05	Solados para zapatas ,	m2	175.5	23.26	4082.01
<b>2 CONCRETO ARMADO</b>					
<b>ZAPATAS</b>					
2.01	Concreto f'c=210 kg/cm2	m3	145.6	290.84	42344.92
2.02	Acero de refuerzo	kg	5986.5	4.39	26280.57
<b>PLACAS Y MUROS</b>					
2.03	Concreto f'c=210 kg/cm2	m3	150.1	302.81	45437.89
2.04	Encofrado y desencofrado	m2	1138.6	56.00	63761.32
2.05	Acero de refuerzo	kg	17579.2	4.39	77172.68
<b>ASCENSOR</b>					
2.06	Concreto f'c=210 kg/cm2	m3	56.5	543.70	30725.85
2.07	Encofrado y desencofrado	m2	439.9	54.03	23766.45
2.08	Acero de refuerzo	kg	7979.4	4.39	35029.61
<b>COLUMNAS</b>					
2.09	Concreto f'c=210 kg/cm2	m3	28.4	295.23	8397.67
2.10	Encofrado y desencofrado	m2	212.3	57.04	12110.16
2.11	Acero de refuerzo	kg	7003.0	4.39	30743.02

<b>VIGAS</b>					
2.12	Concreto f'c=210 kg/cm2	m3	121.8	276.34	33658.82
2.13	Encofrado y desencofrado	m2	803.2	65.07	52265.83
2.14	Acero de refuerzo	kg	18738.1	4.39	82260.12
<b>LOSAS ALIGERADAS</b>					
2.15	Concreto f'c=210 kg/cm2	m3	121.5	276.34	33575.31
2.16	Encofrado y desencofrado	m2	1311.0	36.08	47300.88
2.17	Acero de refuerzo	kg	5769.8	4.39	25329.63
2.18	Ladrillo bovedilla 12x39x25	un	10641.0	2.41	25644.81
<b>LOSAS MACIZAS</b>					
2.19	Concreto f'c=210 kg/cm2	m3	39.8	276.34	10998.33
2.20	Encofrado y desencofrado	m2	202.0	50.07	10114.14
2.21	Acero de refuerzo	kg	2410.8	4.39	10583.41
<b>ESCALERAS</b>					
2.22	Concreto f'c=210 kg/cm2	m3	18.0	295.23	5326.58
2.23	Encofrado y desencofrado	m2	125.0	85.61	10700.63
2.24	Acero de refuerzo	kg	1213.7	4.39	5327.96
<b>TOTAL</b>					<b>785794.76</b>

<b>3 VARIANTE DE VIGAS DE CONCRETO PREESFORZADO</b>					
3.01	Concreto f'c=350 kg/cm2	m3	42.9	345.70	14830.53
3.02	Encofrado y desencofrado	m2	273.0	65.07	17764.11
3.03	Acero de refuerzo	kg	5081.8	4.39	22309.24
3.04	Acero preesforzado	GLOBAL	-	-	84648.56
<b>TOTAL</b>					<b>139552.44</b>

<b>4 VIGAS DE CONCRETO ARMADO EN LA VARIANTE</b>					
4.01	Concreto f'c=210 kg/cm2	m3	52.5	276.34	14507.85
4.02	Encofrado y desencofrado	m2	323.3	65.07	21033.87
4.03	Acero de refuerzo	kg	12482.4	4.39	54797.60
<b>TOTAL</b>					<b>90339.32</b>

SOBRECOSTO (soles) 49213.12

<b>5 AHORRO - COSTOS OTROS</b>					
<b>PLACAS Y MUROS</b>					
2.03	Concreto f'c=210 kg/cm2	m3	7.2	302.81	2170.39
2.04	Encofrado y desencofrado	m2	58.6	56.00	3281.60
2.05	Acero de refuerzo	kg	674.7	4.39	2961.79
<b>ASCENSOR</b>					
2.06	Concreto f'c=210 kg/cm2	m3	2.8	543.70	1495.17
2.07	Encofrado y desencofrado	m2	22.5	54.03	1215.67
2.08	Acero de refuerzo	kg	323.0	4.39	1417.82
<b>COLUMNAS</b>					
2.09	Concreto f'c=210 kg/cm2	m3	1.7	295.23	506.31
2.10	Encofrado y desencofrado	m2	14.7	57.04	838.48
2.11	Acero de refuerzo	kg	287.7	4.39	1262.91

2.09	<b>COSTO ADICIONAL - CONCRETO LOSAS</b> Concreto f'c=210 kg/cm <sup>2</sup> af'c=350 kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	161.3	-69.36	-11187.76
				TOTAL	15150.17

SALDO	-34062.94
% total del proyecto	-4.3%

CUADRO COMPARATIVO (SOLES)			
viga	costo por viga	costo por ml	%
postensada	9303.5	715.7	154%
normal	6022.6	463.3	100%

Las vigas postensadas han mostrado ser una opción más cara a la de concreto armado convencional. Comparando por metro lineal el costo de las vigas la opción postensada es aproximadamente 50% más cara que la de concreto armado convencional.

Se ha evaluado también la posibilidad de reducir la altura de entrepiso en el presupuesto, el ahorro así planteado es evaluado junto a los gastos adicionales del uso de vigas preesforzadas. Finalmente se obtuvo que el gasto es mayor al ahorro teniendo una diferencia de -34062.94soles

Adicionalmente se obtiene el ratio de acero por metro cuadrado del proyecto (alternativa de sólo concreto armado)

RATIO DE ACERO 1		
ACERO	63500	KG
AREA TECHADA	1843	M2
RATIO 1	34.45	KG/M2

## 14 . CONCLUSIONES Y COMENTARIOS

El edificio ha sido diseñado como una edificación esencial por requerimientos del cliente ( $U=1.5$ ). Para cumplir con los requerimientos de la norma E.030 se ha comprobado que la estructura no presente irregularidades en altura, ni tampoco en planta. La deriva máxima obtenida es menor a 0.007

Los criterios para dimensionar los elementos de concreto armado y preesforzado indicadas en el capítulo 2 han mostrado ser eficaces pues se obtuvieron secciones con suficiente capacidad para resistir las sollicitaciones de gravedad y sísmicas.

Es importante comparar en el diseño por corte de las columnas el refuerzo obtenido por un diseño por capacidad y un refuerzo obtenido al usar un factor de 2.5 en las combinaciones que consideran el sismo. La norma permite en este caso usar el menor de estos dos refuerzos hallados.

El diseño por capacidad de las placas puede aumentar la fuerza cortante obtenida del análisis en los primeros niveles de una placa. En consecuencia el refuerzo de los muros de corte en los primeros niveles puede aumentar al considerar esta disposición en el diseño.

En vigas con luces largas o con condiciones de apoyo crítico como en volados o vigas simplemente apoyadas es importante revisar las condiciones de servicio de estos elementos. Las deflexiones y la fisuración del elemento no deben de sobrepasar el límite permitido por la norma E.060

El uso de vigas postensadas ha mostrado ser una opción más cara en este proyecto, como se pudo apreciar en el capítulo anterior. Una viga postensada resulta ser aproximadamente 50 % más cara que una viga de concreto armado convencional.

Es necesario evaluar de forma integral en el proyecto el uso de vigas preesforzadas. Analizar si una reducción de peralte de las vigas podría llevar a una reducción de la altura libre de entrepiso. Cabe mencionar que esta posibilidad podría permitir proyectar un piso más en la edificación, lo cual permite tener una mayor área vendible o de uso, es decir que se podría aumentar la rentabilidad del proyecto. Hay que tener en cuenta los requerimientos arquitectónicos de la edificación y el confort de las personas que harán uso de las instalaciones.

La viga postensaday vaciada in situ es diseñada por esfuerzos admisibles y a la rotura. Ante cargas de servicio se puede observar que la viga no presenta agrietamiento y se ha verificado que ante solicitaciones de gravedad y sísmicas los esfuerzos en el elemento se encuentran dentro del rango admisible de la norma E.060. Cabe mencionar que la deflexión de estos elementos provocada por las cargas de gravedad debe ser evaluada junto al combeo provocado por las fuerzas de tensado del cable.

Los precios unitarios usados en el presupuesto fueron extraídos de la revista costos enero 2016



## 15 .BIBLIOGRAFIA

- OTTAZZI, Gianfranco  
2009 Apuntes del curso concreto armado 1, 11ava edición, Lima:  
Pontificia Universidad Católica del Perú
- BLANCO, Antonio  
1994 Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado, 2da  
edición, Lima, Colegio de Ingenieros del Perú.
- HARMSSEN, Teodoro  
2002 Diseño de estructuración de concreto armado, 3ra edición, Lima,  
Pontificia Universidad Católica del Perú
- T, Y, LIN  
1978 Diseño de estructuras de concreto preesforzado, 5ta edición,  
México: CECSA
- NAWY, Edward G.  
1996 Prestressed Concrete – A fundamental approach, 2da edición, ,  
USA: PRENTICE HALL
- NILSON, Arthur H.  
1990 Diseño de estructuras de concreto preesforzado 1era edición,  
México: LIMUSA
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento  
2009 Reglamento Nacional de Edificaciones  
(<http://www.vivienda.gob.pe/RNE.html>)
- Revista Costos , Sección Técnica , edición , Enero 2016.