

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ
FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



PONTIFICIA
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DEL PERÚ

**DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE VIVIENDA DE
OCHO PISOS**

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

Marco Antonio Isrrael Montalvo Guevara

ASESOR: Daniel Quiun Wong

Lima, Octubre del 2014

RESUMEN

Se ha realizado el diseño estructural de un edificio multifamiliar de ocho pisos, sin sótano, ubicado en el distrito de Miraflores, Lima.

Para el presente diseño se hicieron los análisis sísmicos estáticos y el análisis sísmico dinámico y se compararon las fuerzas basales en el primer piso obtenidas de ambos análisis. Para diseño se emplearon los resultados del modelo dinámico.

El edificio tendrá una altura final de piso a techo de cuarto de máquinas de 26.70 m. y se edificará sobre un área de terreno de 498 m²

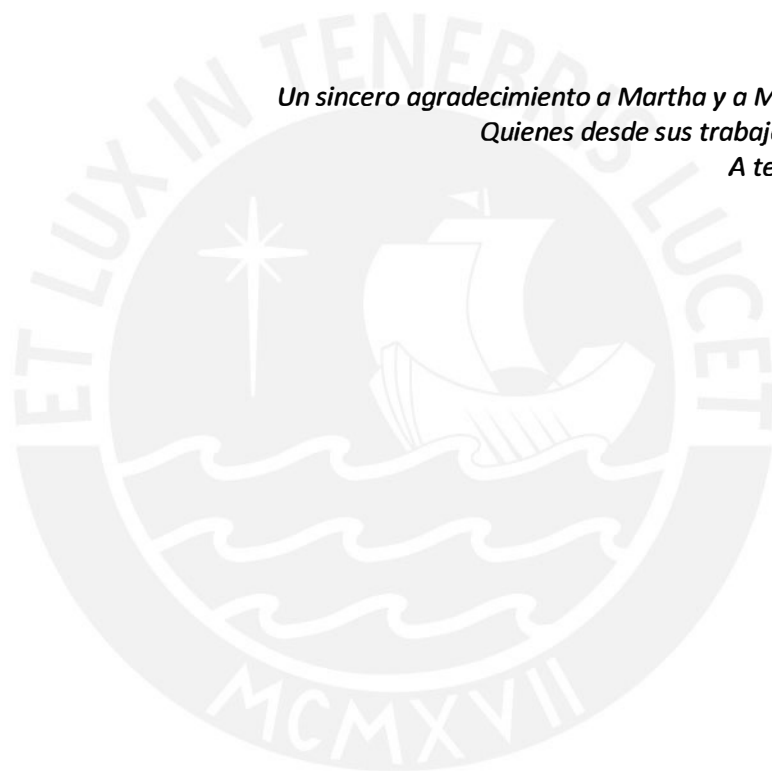
La estructura del edificio constará de columnas perimetrales, placas interiores de 0.30 m de espesor y paralelas a la dimensión corta del edificio o fachada, vigas de 0.50 m de peralte. Los techos serán aligerados convencionales de 0.20 m y paños de losas macizas de similar espesor.

Se han diseñado a las vigas peraltadas como enlaces de los pórticos principales con las placas internas, de manera que la energía inducida por un sismo sea repartida y disipada. Se diseñaron vigas chatas para cargar tabiques, también alrededor de la caja de la escalera se diseñó el piso con losa maciza porque se pueden producir esfuerzos altos en caso de sismos.

Para el diseño de las cimentaciones empleamos la capacidad portante del suelo de 4kg/cm². En las cimentaciones, se ha elegido el sistema de zapatas conectadas con vigas de conexión, para contrarrestar la carga excéntrica que tienen los cimientos con el límite de propiedad. Además se han diseñado las paredes del cuarto de bombas y cisterna enterrada como muros de contención.

El análisis y diseño del presente proyecto se realizó respetando los parámetros de análisis y diseño exigidos por las normas peruanas, las normas de Cargas, la norma de Diseño Sismo Resistente, y la norma de Diseño en Concreto Armado.

*Un sincero agradecimiento a Martha y a Marco, mis padres,
Quienes desde sus trabajos me impulsaron
A terminar esta tesis.*



INDICE

CAPITULO 1: DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO ARQUITECTÓNICO	1
CAPITULO 2: ESTRUCTURACIÓN	
2.1 DISTRIBUCIÓN DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES	4
2.2 CRITERIOS DE ESTRUCTURACIÓN	6
CAPITULO 3: PREDIMENSIONAMIENTO	
3.1 SISTEMA DE TECHADO: ALIGERADO EN UNA DIRECCIÓN	8
3.2 PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS PERALTADAS	9
3.3 PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS CHATAS	9
3.4 PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS	9
3.5 PREDIMENSIONAMIENTO DE PLACAS ..	11
3.6 PREDIMENSIONAMIENTO DE ESCALERA	13
CAPÍTULO 4: METRADO DE CARGAS	
4.1 METRADO DE LOSA ALIGERADA	14
4.2 METRADO DE LOSA MACIZA	15
4.3 METRADO DE VIGA	16
4.4 METRADO DE PLACA	17
4.5 METRADO DE COLUMNA	19
4.6 METRADO DE ESCALERA	21
CAPÍTULO 5: ANÁLISIS SÍSMICO	
5.1 DESCRIPCIÓN GENERAL	22
5.2 PARÁMETROS DEL ANÁLISIS SÍSMICO	22
PARÁMETROS DE SITIO	22
5.2.1 Factor de Zona: Z	22
5.2.2 Consideraciones Geotécnicas, Factor S y Parámetro Tp	22
5.2.3 Factor de amplificación Sísmico: Factor C	23

REQUISITOS GENERALES.....	23
5.2.4 Categoría, Uso y Factor de importancia: U	23
5.2.5 Configuración Estructural	23
5.2.6 Factor de reducción de fuerza sísmica: R	24
5.3 ANÁLISIS ESTÁTICO	25
5.3.1 PAUTAS DEL ANÁLISIS	25
5.3.2 PERIODO FUNDAMENTAL	25
5.3.3 FUERZA CORTANTE MÍNIMA EN LA BASE	26
5.3.4 DISTRIBUCIÓN DE LA FUERZA SÍSMICA EN ALTURA	27
5.3.5 EFECTOS DE TORSIÓN.....	27
5.4 ANÁLISIS DINÁMICO.....	29
5.4.1 PAUTAS DEL ANÁLISIS	29
5.4.2 ANÁLISIS DINÁMICO EMPLEANDO EL PROGRAMA ETABS.....	29
5.4.3 FUERZA CORTANTE MÍNIMA EN LA BASE	32
5.4.4 EFECTOS DE TORSIÓN	32
5.4.5 PERIODO DE VIBRACIÓN	33
5.4.6 DESPLAZAMIENTOS LATERALES	34
5.5 JUNTA DE SEPARACIÓN SÍSMICA.....	36
5.6 CONTROL DE GIRO (irregularidad en planta).....	36
CAPÍTULO 6: DISEÑO EN CONCRETO ARMADO	39
CAPÍTULO 7: DISEÑO DE SISTEMAS DE TECHADO	
7.1 DISEÑO DE LOSA ALIGERADA CONVENCIONAL	40
7.2 DISEÑO DE LOSA MACIZA	44
CAPÍTULO 8: DISEÑO DE ESCALERA	46
CAPÍTULO 9: DISEÑO DE VIGAS PERALTADAS	
9.1 VIGA ESFORZADA PRINCIPALMENTE POR CARGAS DE GRAVEDAD	48
9.1.1 DISEÑO POR FLEXIÓN Y CORTE	48
9.1.2 CONDICIONES DE SERVICIO	49
9.2 VIGA ESFORZADA POR SISMO PRINCIPALMENTE.....	51

9.2.1 DISEÑO POR FLEXIÓN	51
9.2.2 DISEÑO POR CORTANTE.....	53
9.3 DISEÑO DE VIGAS CHATAS.....	55
9.3.1 DISEÑO POR CORTANTE	55
9.3.2 DISEÑO POR FLEXIÓN	55
CAPÍTULO 10: DISEÑO DE COLUMNAS.....	57
10.1 DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN.....	57
10.2 DISEÑO POR CORTANTE (SISTEMA DUAL TIPO I).....	59
CAPÍTULO 11: DISEÑO DE MUROS.....	61
11.1 CONSIDERACIONES DEL DISEÑO POR FLEXIÓN	61
11.2 CONSIDERACIONES DEL DISEÑO POR CORTANTE	63
 CAPÍTULO 12: DISEÑO DE CIMENTACIONES	
12.1 GENERALIDADES DEL SUELO Y DEL DISEÑO DE CIMENTACIONES.....	66
12.2 DISEÑO DE ZAPATA AISLADA, DE PLACA DEL ASCENSOR Y ESCALERA.....	66
12.2.1 ANÁLISIS DE PRESIONES POR CARGAS DE GRAVEDAD Y SISMO.....	69
12.2.2 ESFUERZO ULTIMO PARA EL DISEÑO	70
12.2.3 ANÁLISIS POR CORTANTE EN UNA DIRECCIÓN	71
12.2.4 DISEÑO POR PUNZONAMIENTO	72
12.2.5 DISEÑO POR FLEXIÓN	72
 CAPÍTULO 13: DISEÑO DE ZAPATA CONECTADA CON VIGA	75
13.1 JUSTIFICACIÓN DE VIGA DE CONEXIÓN.....	75
13.2 ANÁLISIS DE MODELO CON SISMO EN X (+) Y (-)	76
13.3 FUERZAS INTERNAS Y DISEÑO DE VIGA.....	77
13.3.1 DISEÑO POR FLEXIÓN Y CORTE	77
13.4 DISEÑO DE ZAPATA Z-3.....	78
13.4.1 DISEÑO POR PUNZONAMIENTO	78
13.4.2 DISEÑO POR FLEXIÓN Y CORTE.....	78

CAPITULO 14: DISEÑO DE CISTERNA ENTERRADA Y CUARTO DE BOMBAS	79
14.1 DESCRIPCIÓN Y MODELO.....	79
14.2 DISEÑO POR FLEXIÓN DE LOSA DE TECHO DE CISTERNA	79
14.3 DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN	82
14.3.1 CÁLCULO DEL EMPUJE	82
14.3.2 DISEÑO POR FLEXIÓN Y CORTE.....	83
CONCLUSIONES	84
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	85



CAPITULO 1 : DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO ARQUITECTÓNICO

Este proyecto se basó en un proyecto multifamiliar ubicado en la ciudad de Lima, al cual se le modificó arquitectónicamente para cumplir con los nuevos parámetros del Reglamento Nacional de Edificaciones (Referencia 1).

El proyecto consiste en un edificio multifamiliar de 8 pisos, de uso residencial sobre un terreno de 498 m², ubicado en el distrito de Miraflores. El edificio tiene siete pisos típicos, con dos departamentos por piso, con una altura a azotea de 21.50 m. manejándose una altura de entrepiso de 2.65 m.

El área techada del terreno es de 300.7 m², correspondiente al 60.3% del área total, dejándose 150 m² (39.7 %) de área libre, en los cuales están los ingresos de vehículos y estacionamientos. Los pisos superiores del 2º al 8º se han destinado a dos departamentos por piso, con un total de 14 departamentos, y un área techada total de 1979.8 m²

En el primer piso se ubica el patio de maniobras vehicular con 14 casilleros de estacionamientos distribuidos en área libre y techada hacia el fondo de la fachada.

Se tienen dos distribuciones de departamentos distintas:

- Departamentos en el segundo piso : D201-D202

D201, con un área de 133.63m². Tiene sala-comedor, cocina, patio de lavandería, dos baños completos, dos medios baños, corredor de circulación, dos dormitorios y una terraza.

D202, con un área de 136.91m². Tiene sala-comedor, cocina, patio de lavandería, dos baños completos, dos medios baños, corredor de circulación, dos dormitorios y una terraza.

- Departamentos típicos: D301 al D801, y D302 al D802

Tienen un área de 126.60m². Cuentan con sala-comedor, cocina-lavandería, dos baños completos, dos medios baños, corredor de circulación, dos dormitorios y una terraza.

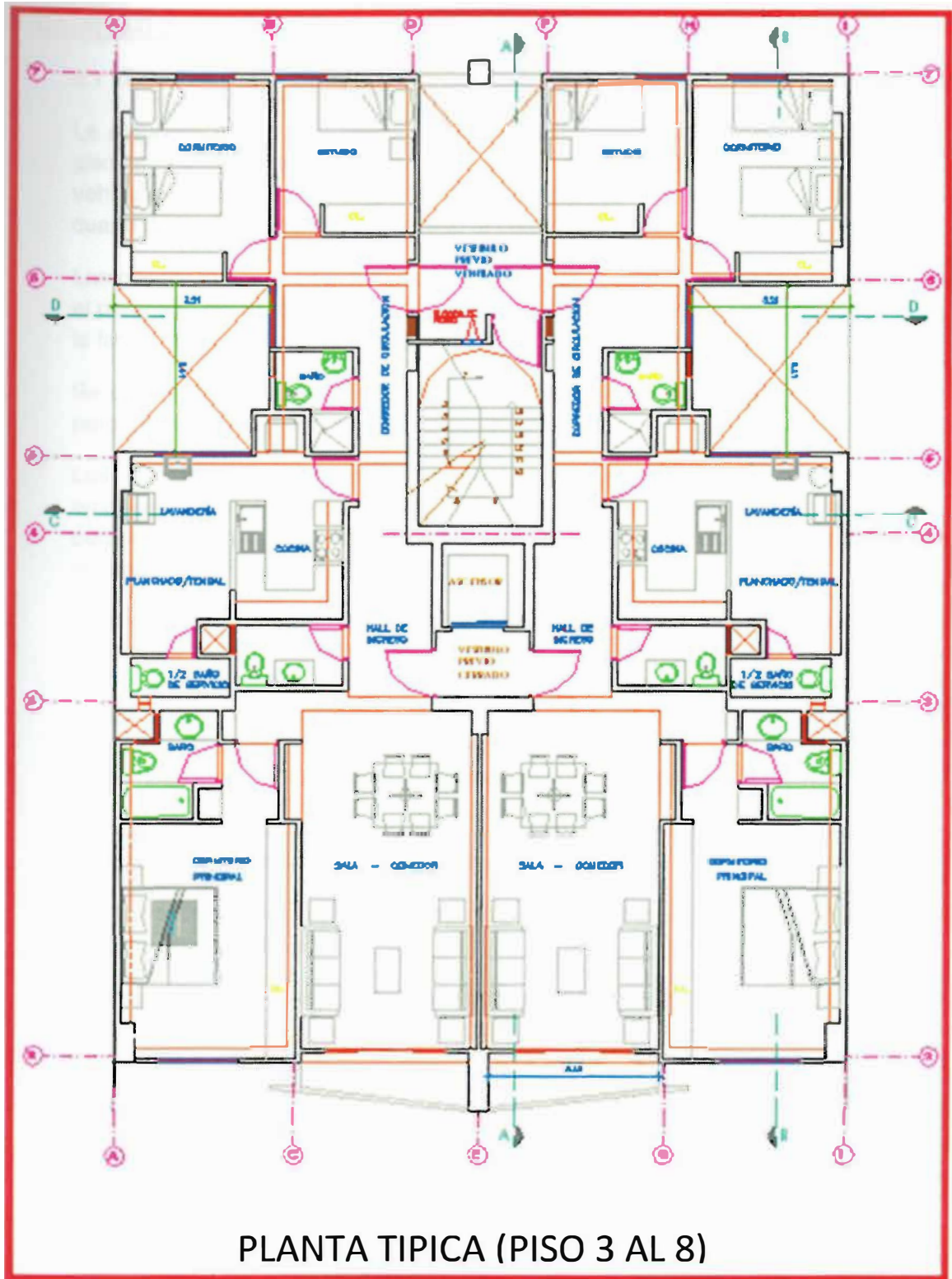
Para el suministro de agua de consumo doméstico, se ha considerado una cisterna enterrada con una capacidad de 14m³. El sistema de bombeo emplea una bomba que impulsa el agua a un tanque elevado de 6m³ de capacidad en la azotea.

La Norma IS.010 “Instalaciones Sanitarias para edificaciones” en su capítulo 4.2 indica que el almacenamiento de agua para combatir incendios debe ser independiente del almacenamiento de agua de uso diario y de un volumen mínimo de 25m³ de capacidad.

La azotea cuenta con un acceso privado desde el 7mo piso. Sobre la misma se ubica el cuarto de máquinas del ascensor, el cual se dimensionó con las medidas requeridas del proveedor del ascensor y las sobrecargas aplicadas en dicho cuarto de máquinas. También se ubica el tanque elevado al mismo nivel del cuarto de máquinas y sobre la caja de la escalera.

La figura 1.1a muestra la planta de arquitectura del 3er piso típico del proyecto .





PLANTA TIPICA (PISO 3 AL 8)

Figura 1.1a: Planta Arquitectónica Típica de los pisos del 3 al 8.

CAPITULO 2: ESTRUCTURACIÓN

2.1 DISTRIBUCIÓN DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

La arquitectura de este proyecto de edificio multifamiliar demanda en un primer piso la máxima disponibilidad de espacios para los catorce estacionamientos vehiculares, el patio de maniobras, el hall de ingreso a las escaleras y ascensor, el cuarto de basura, además del acceso al cuarto de bombas.

Las columnas como elementos transmisores de cargas de gravedad se ubican en el perímetro del área construida, y se peraltaron en la dirección perpendicular al de la fachada, tal cual indicaba la arquitectura.

Se aprovechó la disponibilidad de espacio para placas orientadas en la dirección perpendicular a la fachada.

Los muros que conforman la escalera y la caja del ascensor fueron hechos empleando muros de concreto de 0.25 m. y 0.20 m. de espesor en la dirección perpendicular a la fachada; mientras que en la otra dirección los muros son de espesores de 0.40m. y 0.35m.

Para el almacenaje del agua de uso doméstico y contra incendio, se consideró debajo del estacionamiento una cisterna hecha de muros de concreto armado de 3.00m de profundidad y por debajo del N.P.T del estacionamiento. Asimismo, al mismo nivel que las cisternas, se ubica el cuarto de bombas, cuyas paredes y también serán diseñadas ante el empuje del suelo y el agua. El acceso al cuarto de bombas será por una escalera de concreto desde el estacionamiento.

En el nivel de estacionamientos N.P.T.+0.17 los muros perimétricos y del cuarto de basura se considerarán hechos con bloquetas tipo P-10.

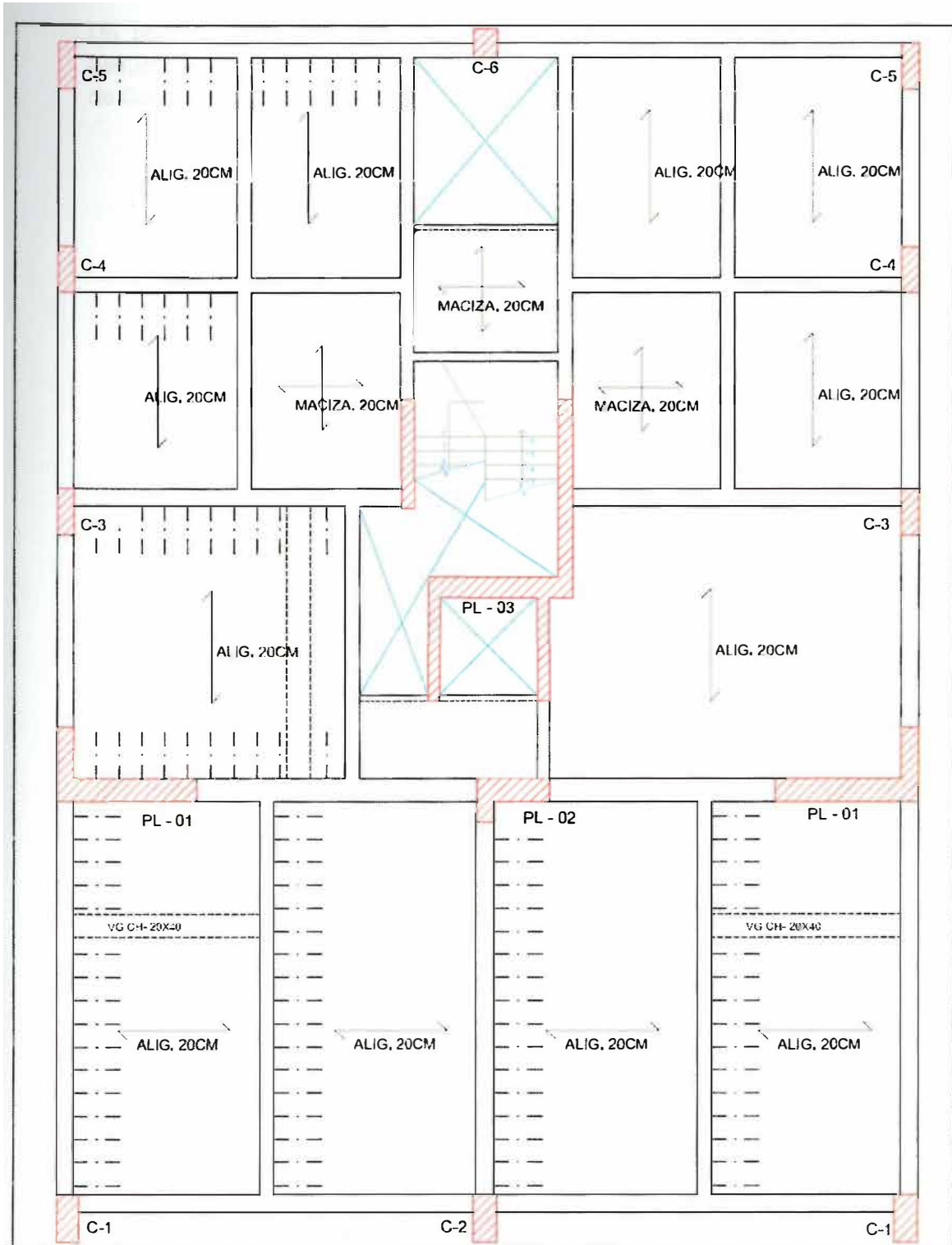
La altura de entrepiso de +2.65 permite que todas las vigas sean peraltadas y tengan un peralte típico de 0.50m.

Además, la configuración del edificio permite que las vigas interiores sean sostenidas por placas y otras vigas, debido a que las columnas se ubican en los perímetros.

Para el sistema de techado se consideró el sistema típico de losas aligeradas en una dirección en todos los pisos y con áreas específicas de losa maciza alrededor de la escalera. También se consideró vigas del mismo espesor de las losas debajo de los tabiques que transmiten el peso de los muros a los apoyos de las vigas.

En la azotea, se ubicará el cuarto de máquinas del ascensor y el tanque elevado en un mismo nivel al +24.10; por encima de la caja del ascensor y escalera respectivamente separados por un muro de concreto armado.

La Figura 2.1 muestra la estructura de la planta de techo del 1er nivel.



2.2 CRITERIOS DE ESTRUCTURACIÓN

Un buen comportamiento sísmico debe considerar los siguientes criterios de estructuración especificados en el libro “Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado” (Referencia 2).

- Simplicidad y Simetría
- Hiperestaticidad
- Rigidez lateral
- Uniformidad y continuidad de la estructura
- Diafragma Rígido
- Influencia de elementos no estructurales

A continuación se analizará para este proyecto cada uno de los criterios de estructuración, adaptados a los requerimientos arquitectónicos.

SIMPLICIDAD Y SIMETRÍA

Se busca que la estructuración del edificio sea lo más simple y simétrica posible, con el fin de que podamos predecir el comportamiento sísmico de la estructura. En este caso se respeta una simetría en el eje de perpendicular a la fachada del 2do al 8vo piso. En el primer piso, la abertura de acceso a la escalera en la caja del ascensor rompe esta simetría. Como consecuencia de este criterio, la modelación estructural de una estructura simple y simétrica tendrá mayor confiabilidad y su comportamiento se asemejará más a la realidad.

RESISTENCIA Y DUCTILIDAD

La estructura del edificio deberá tener capacidad resistente en las dos direcciones perpendiculares. En este caso se considera que la estructura tiene elementos resistentes en la dirección paralela de la fachada que son las placas en L y el muro del ascensor de 0.40 m. de espesor; y en la dirección transversal tiene a las columnas peraltadas de ambos bordes y los cuatro muros de la escalera y ascensor.

HIPERESTATICIDAD

Las estructuras deben ser hiperestáticas, con lo cual lograrán una mayor capacidad resistente. También la estructura debe ser monolítica para poder cumplir con la hipótesis de trabajar como si fuese un solo elemento.

RIGIDEZ LATERAL

Un objetivo principal del análisis y diseño es de restringir los desplazamientos laterales según los valores estipulados en la norma E.030 Para esto, es fundamental la rigidez lateral que aportan las placas en L y las placas de la caja del ascensor y escalera, porque controlan los desplazamientos laterales del edificio y lo mantienen debajo de las derivas máximas.

UNIFORMIDAD Y CONTINUIDAD DE LA ESTRUCTURA

Se respeta la continuidad en elevación de todos los elementos verticales, a excepción de la caja de la escalera, que presenta un vano de acceso. En los siguientes pisos la regularidad se mantiene en todas las placas y columnas.

DIAFRAGMA RIGIDO

Como hipótesis de análisis y diseño se consideró a la losa de la edificación como un elemento rígido en su plano. Esto garantiza que las fuerzas sísmicas se distribuyan de acuerdo a la rigidez de los elementos en un mismo nivel, además que se mantengan las relaciones de desplazamientos entre puntos de un mismo piso. La asignación de una losa rígida permitirá compatibilizar las deformaciones laterales de todos los elementos placas o columnas por piso.

INFLUENCIA DE LOS ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES.

En este proyecto, se dispone de tabiques en las dos direcciones, y como muros divisorios, éstos se considerarán en el proyecto de diseño debido su presencia distribuida en toda la estructura y serán hechos del muro P-10

MATERIALES

Se empleará concreto de resistencia a la compresión $f'c=210\text{kg/cm}^2$

Se empleará acero grado 60 con esfuerzo de fluencia $f_y=4200\text{kg/cm}^2$

CAPÍTULO 3 : PRE-DIMENSIONAMIENTO

3.1 Sistema de techado: aligerado en una dirección

Pensamos usar losas del tipo aligerado en una dirección como sistema de techado típico. La luz libre mayor de planta es 4.80 m, y se emplea el siguiente criterio de estructuración obtenido del libro del Ing. Antonio Blanco.

Luz libre	Menor a 4m	Entre 4 y 5.5 m	Entre 5 y 6.5 m	Entre 6 y 7.5m
Peralte vigueta	h= 17cm	h= 20cm	h= 25cm	h=30cm

Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado. Antonio Blanco Blasco

El espesor que se adecúa es de 20cm para todos los paños aligerados incluso los menores a 4m. Así uniformizaré las alturas entrepisos, y las instalaciones sanitarias de los baños podrán ser embebidas en el piso sin ocasionar problemas.

En los vestíbulos y paños cercanos a la caja de la escalera, se consideraro sistema de techado de losas macizas. En las losas que comparten ambientes de corredores y baños se escogió también losa maciza pero se mantuvo el espesor de 20cm para mantener una altura de entrepiso igual (Figura 3.1)

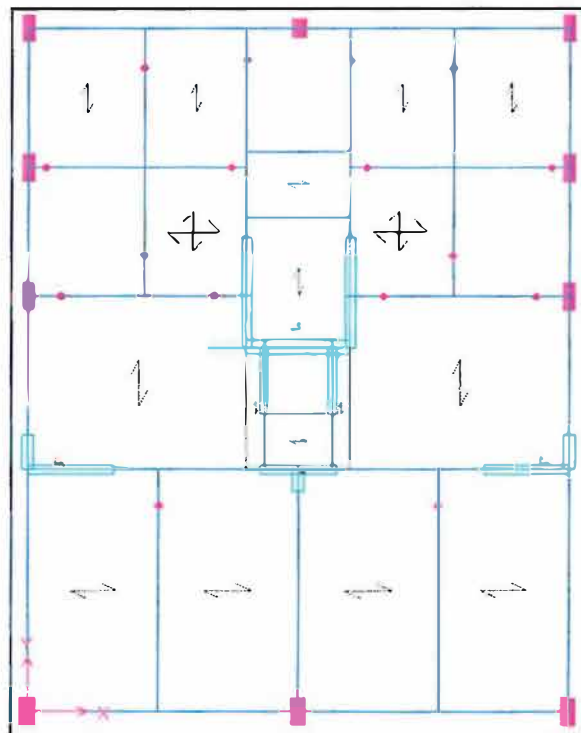


Figura 3.1 La disposición y dirección de las losas aligeradas y losas macizas (doble flecha)

3.2 Pre dimensionamiento de vigas peraltadas

Escogemos el peralte típico de las vigas en función de la luz libre máxima en el sistema de techado usando la tabla 9.1 de la Norma E.060 (Referencia 3).

TABLA 9.1
PERALTES O ESPESORES MÍNIMOS DE VIGAS NO PREEFORZADAS O LOSAS REFORZADAS EN UNA DIRECCIÓN A MENOS QUE SE CALCULEN LAS DEFLEXIONES

	Espesor o peralte mínimo, h			
	Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
Elementos	Elementos que no soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos no estructurales susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes.			
Losas macizas en una dirección	$\frac{\ell}{20}$	$\frac{\ell}{24}$	$\frac{\ell}{28}$	$\frac{\ell}{10}$
Vigas o losas nervadas en una dirección	$\frac{\ell}{16}$	$\frac{\ell}{18.5}$	$\frac{\ell}{21}$	$\frac{\ell}{8}$

Donde L (luz libre máxima) = 6.95m

Peralte mínimo = $6.95/16 = 0.43\text{m}$

Se uniformizarán todos los peraltes de las vigas a 0.50 m, y las vigas de los pórticos perimetrales tendrán un ancho $b = 0.30$ m, mientras que las vigas interiores tendrán el ancho mínimo según norma de 0.25 m.

3.3 Pre dimensionamiento de Vigas Chatas

Las vigas de peralte igual al espesor de la losa deberán tener un ancho "b" tal que sean capaces de tomar toda la fuerza cortante con el concreto. Se debe cumplir la desigualdad:

$$\phi V_c > V_u$$

3.4 Pre dimensionamiento de Columnas

Para el pre dimensionamiento de las columnas, como primera tentativa de diseño, cumpliremos con las condiciones de cargas de servicio, la que se representan en la siguiente ecuación del libro de A. Blanco.

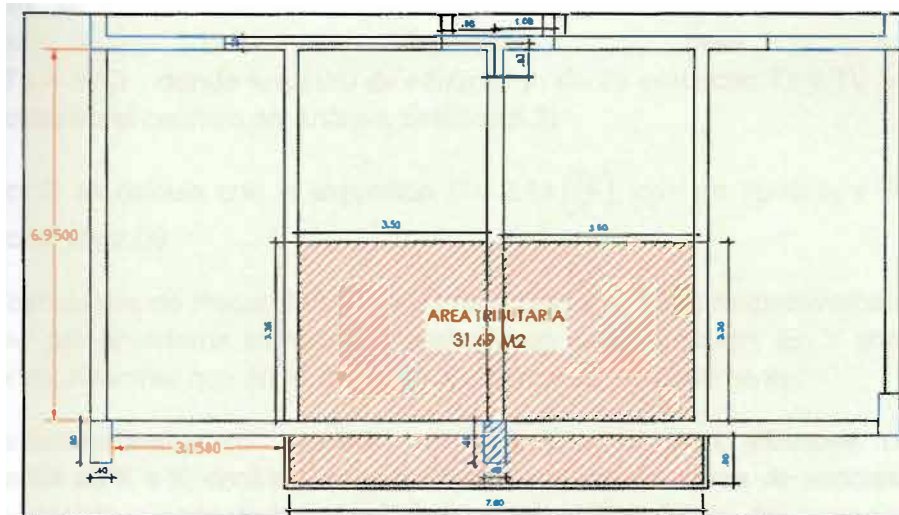
$$P_{servicio} \geq \text{Area Columna}$$

$$0.45 \cdot f_c \geq \text{Area Columna}$$

Donde las cargas de servicio serán las cargas axiales obtenidas del metrado de cargas, para el primer piso de la columna en diseño.

Con $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y área columna = $0.40 \times 0.80 = 0.32 \text{ m}^2$

Del metrado del cargas detallado en el capítulo 4.4



CARGA AXIAL EN EL 1ER PISO	
CARGA MUERTA	CARGA VIVA
$(23.23 \times 7 + 18.31) = 180.92 \text{ TON}$	$(7.09 \times 7 + 2.42) = 52.05 \text{ TON}$

$$P_{servicio} = 180.92 + 52.05 = 232.97 \text{ ton}$$

$$Area\ Requerida = \frac{P_{servicio}}{0.45 \times f'c} = \frac{232.97 \times 1000}{0.45 \times 210} = 2465 \text{ cm}^2$$

Se necesitaría un área de 2465 cm^2 de columna que equivaldría a una columna de dimensiones 40×65 ó 2600 cm^2 Sin embargo se escogió para columnas de fachadas dimensiones de $40 \times 80 \text{ cm}$.

$$Area\ disponible = 40 \times 80 = 3200 \text{ cm}^2$$

$$Area\ Requerida \ll Area\ disponible$$

3.5 Pre dimensionamiento de Placas

Las placas presentes en el edificio tendrán la función principal de proveer rigidez y absorber esfuerzos cortantes debido al sismo, reduciendo los esfuerzos en las columnas de los pórticos.

Primero, se estimará para cada dirección el factor de amplificación sísmico (C), usando la expresión del periodo $T_x = T_y = h/Ct$; donde h : altura de edificio y Ct : 25 entonces T_x y $T_y = 0.479$ seg. (Explicado en el capítulo de Análisis Estático 5.3)

El valor C se calcula con la expresión $C = 2.5x \left(\frac{T_p}{T}\right)$, con un $T_p=0.4s$ y $T= 0.479s$. Entonces $C= 2.09$

Los Coeficientes de Reducción (R) en la dirección X e Y son respectivamente $R_x = 6$ y $R_y = 7$ por el sistema estructural resistente en cada dirección. En Y son muros y columnas; mientras que en la dirección X son muros principalmente.

El predimensionamiento consiste en comparar el área existente de muros orientados en X e Y, contra el área mínima requerida de muros de concreto, tal que puedan resistir la cortante basal únicamente con su resistencia del concreto al corte. En las figuras 3.5 se muestran las áreas resistentes en las direcciones X e Y.

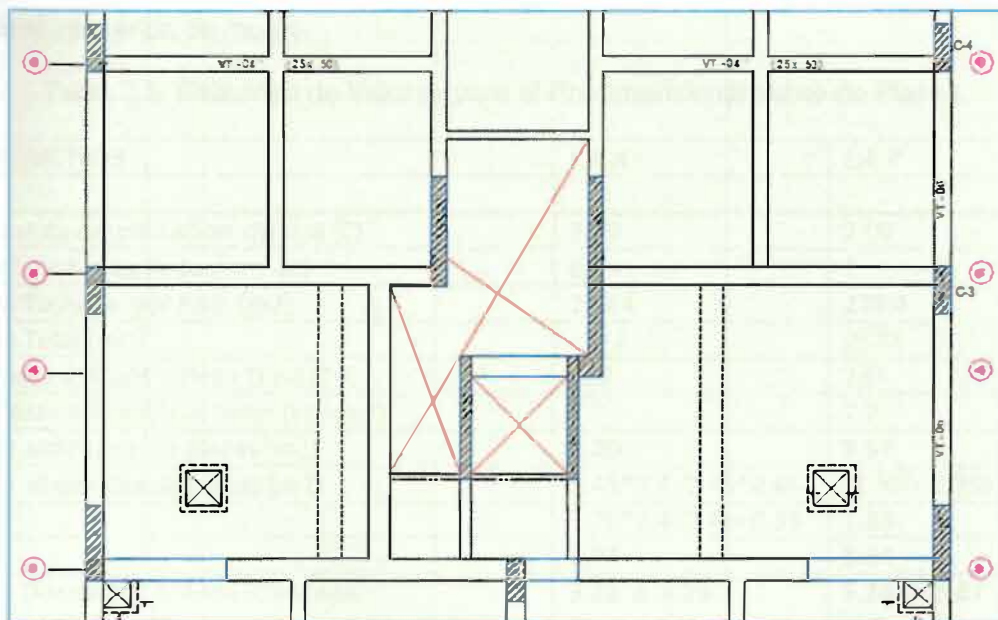


Figura 3.5.1 Área de Placas efectivas y resistentes en la dirección YY

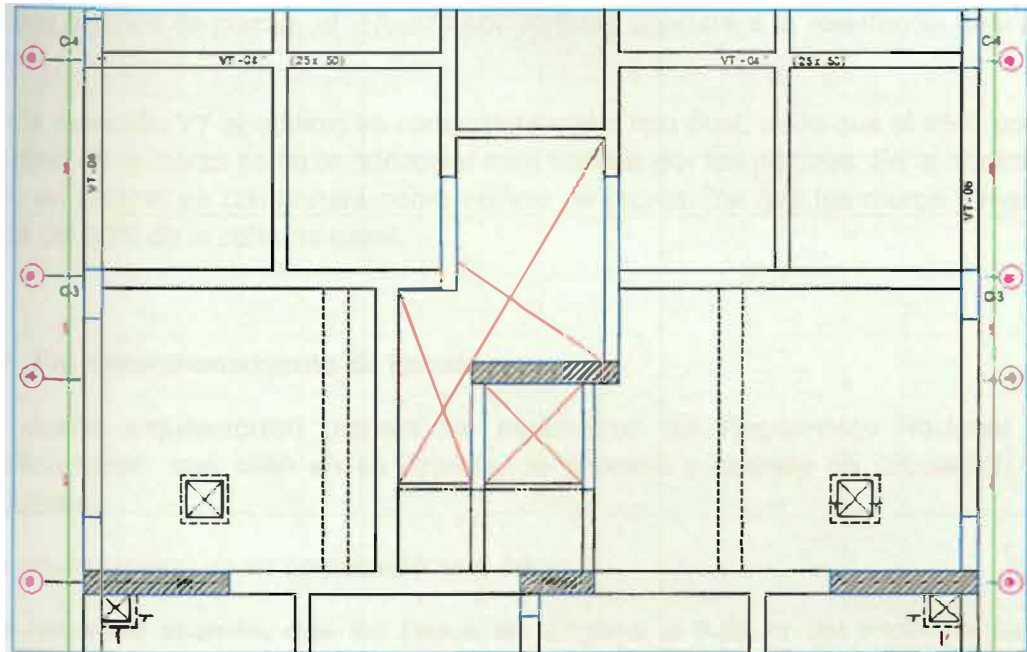


Figura 3.5.2 Área de Placas efectivas y resistentes en la dirección XX

El esfuerzo admisible al corte para muros de concreto de f'_c 210 kg/cm² es $0.53 \times \sqrt{210} = 7.7 \text{ kg/cm}^2$. En la tabla 3.5 se resumen los valores previos para hallar el área requerida de muros.

Tabla 3.5: Resumen de Valores para el Predimensionamiento de Placas

PARÀMETROS	EJE X	EJE Y
Factor de Amplificación sísmica (C)	2.09	2.09
Coefficientes de Reducción (R)	6	7
Área Techada por Piso (m ²)	275.4	275.4
Peso Total (ton)	2372	2372
V _{basal} = ZUCS/R x Peso Total (Tn)	330	283
Esfuerzo Admisible al corte (kg/cm ²)	7.7	7.7
Área solicitada de placas (m ²)	4.29	3.67
Área disponible de placas (m ²)	2.45*0.4+2.45*0.4+ 1.25*0.4+2.45+0.35	2(.36)+2(.39)+10(.24)+ 1.34
	3.32	5.24
Área Disponible ≥ Área Solicitada	3.32 ≥ 4.29 No Cumple	5.24 ≥ 3.67 Si Cumple

Las dimensiones de las placas que van a resistir las fuerzas cortantes en la base del edificio en la dirección YY son suficientes, ya que son mayores a las solicitadas, lo que se comprobará posteriormente en el diseño. En la dirección XX no se satisface el área mínima de placa para que sea resistida únicamente por el concreto, así que

en los diseños de placas, el refuerzo por cortante aportará a la resistencia total por corte.

En la dirección YY el edificio se comportará como tipo dual, dado que el 25% como mínimo de la fuerza cortante horizontal será tomada por los pórticos. En la dirección XX, en cambio se comportará como edificio de muros. Ya que los muros tomarán más del 80% de la cortante basal.

3.6 Pre dimensionamiento de Escalera

El diseño arquitectónico respeta los parámetros del Reglamento Nacional de Edificaciones que citan en su capítulo de *accesos y pasajes de circulación* lo siguiente:

La altura máxima de un contrapaso será 18cm.

Se respetará además, que los pasos en diagonal a 0.30 m del inicio del paso, tengan cuando menos 0.28m.

Se deberá respetar la ecuación $60 \text{ cm} \leq 2cp+p \leq 64 \text{ cm}$.

En este proyecto: Paso: $p = 25 \text{ cm}$, Contra paso: $cp. = 17.6 < 18\text{cm} \dots \text{ok}$

Reemplazando los datos arquitectónicos en la ecuación

$$60 \leq 2*17.6+25 = 60.2 \leq 64 \dots \text{ok}$$

CAPÍTULO 4: METRADO DE CARGAS

4.1 METRADO DE LOSA ALIGERADA

Se realizó el metrado del techo aligerado considerando una franja entre ejes de viguetas de ancho 0.40 m, y una carga distribuida uniformemente en el techo. La figura 4.1 enseña la franja de 0.40m que corresponde a una vigueta típica de aligerado.

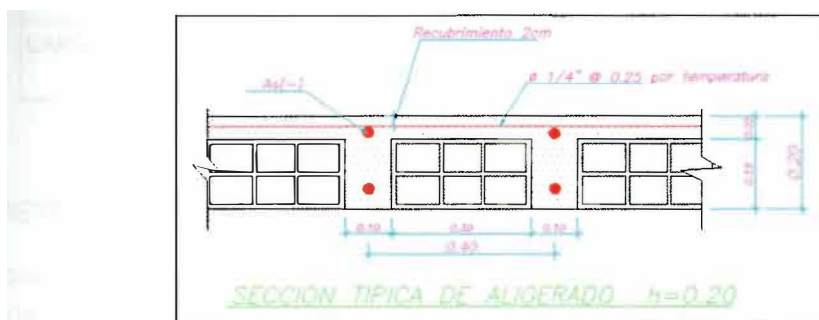


Figura 4.1: Sección de Losa aligerada de espesor h : 0.2m.

Los cálculos del metrado se detallan a continuación:

Tabla 4.1: Metrado de vigueta de aligerado en un Piso típico, azotea.

Del 1º al 7º piso:			
CARGA MUERTA			
Peso propio	$0.30 \times 0.40 =$		0.12
Piso terminado (e= 5cm)	$0.10 \times 0.40 =$		0.04
		CM	0.16 Tn/m
CARGA VIVA			
Sobrecarga	$0.20 \times 0.40 =$		0.08
		CV	0.08 Tn/m
CARGA ULTIMA			
Wultima	$1.4CM+1.7CV=$		0.36 Tn/m
CARGA PUNTUAL (tabiques) :			
Peso propio (Tn/ml)	0.43		
Peso tabiq sobre vigueta	$0.43 \times 0.40 =$		0.17
		PM	0.17 Tn
	$1.4PM =$		0.24 Tn

8º piso: Azotea			
CARGA MUERTA			
Peso propio	$0.30 \times 0.40 =$		0.12
Piso terminado (e= 5cm)	$0.10 \times 0.40 =$		0.04
		CM	0.16 Tn/m
CARGA VIVA			
Sobrecarga	$0.10 \times 0.40 =$		0.04
		CV	0.04 Tn/m
CARGA ULTIMA			
Wultima	$1.4CM+1.7CV=$		0.29 Tn/m

4.2 METRADO DE LOSA MACIZA

El metrado de losa maciza se consideró con un espesor de losa de 0.20 m. y se tomó un ancho de franja de 1m. Los cálculos del metrado se detallan a continuación:

Tabla 4.2.a: Metrado de Cargas en piso típico.

CARGA MUERTA :			
Peso propio	$2.40 \times 0.20 =$		0.48
Piso terminado (e= 5cm)	$0.10 \times 1.00 =$		0.1
Peso Tabiques *	0.26		0.26
			0.84 Tn/m²
CARGA VIVA :			
Sobrecarga	$0.20 \times 1.00 =$		0.2
			0.2 Tn/m²
CARGA ULTIMA :			
Wultima	$1.4CM+1.7CV=$		1.52 Tn/m²

*Los pesos de los tabiques se convirtieron como carga distribuida por m2, para esto usamos el peso por metro lineal de tabique de albañilería bloque P-10 :

Yalbañileria= $1.8Tn/m^3$; altura tabique (h): 2.45m ; ancho muro (e): 0.10m

Peso Tabique : $1.8 \times 2.4 \times 0.1 \times 1.0= 0.43Tn/ml$

Tabla 4.2.b: Conversión de peso de tabiques de carga lineal a cargas distribuida

Longitud de tabiques de 2.45 de altura (ml)	5.4		
Peso propio de tabique (Tn/ml)	0.43		
Peso Total de tabiques sobre paño (Tn)	$5.54 \times 0.43 =$		2.38
Area de Paño(m ²)	$2.57 \times 3.41 =$		8.76
Peso Tabiques distribuido en Paño (Tn/m²)	$2.38/8.76 =$		0.26 Tn/m²

4.3 METRADO DE VIGA

Se realiza el metrado de la viga VT-07 (.25x.50), en el piso típico y azotea.

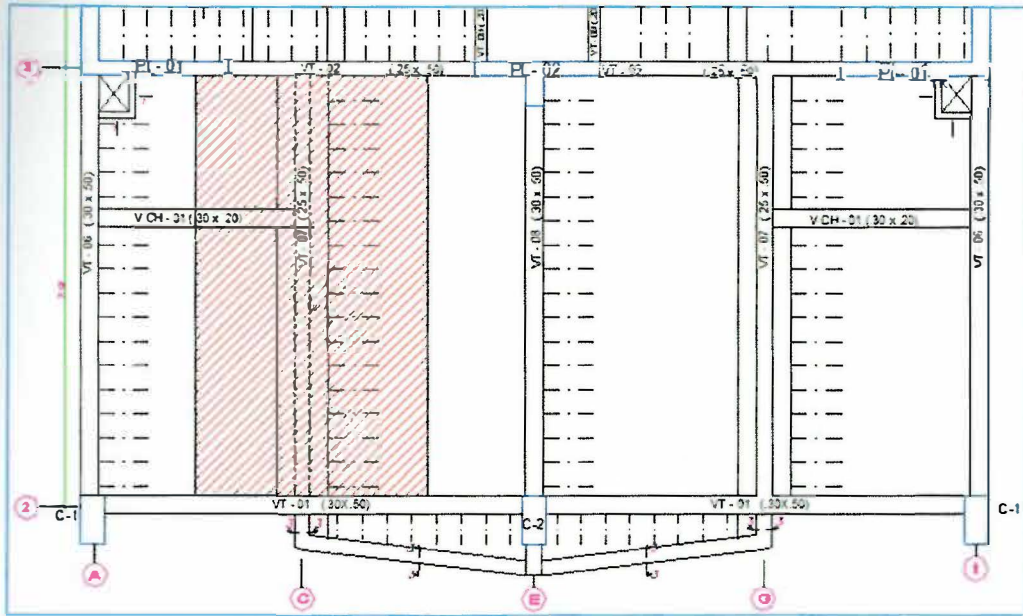


Figura 4.3: Viga VT-07 típica con área tributaria.

VIGA VT-07 (.25x.50) del 1ºer al 7ºmo PISO			
CARGA MUERTA			
Peso viga VT-07	0.245x2.4	0.59	
Peso tabique en VT-07	0.432	0.43	
Peso aligerado h 20cm	0.3x1.60x2	0.96	
Peso piso terminado 5cm	0.1x1.80x2	0.36	WM = 2.34 ton/ml
Peso de viga VCH-01	0.2x0.3x1.75x2.4	0.25	puntual
Peso tab perpendicular	0.43x1.75	0.75	puntual
CARGA VIVA			
Sobrecarga vivienda	0.2 x 1.83 x 2	0.73	WV = 0.73 ton/ml

VIGA VT-07 (.25x.50) del 8ºvo PISO (AZOTEA)			
CARGA MUERTA			
Peso viga VT-07	0.245x2.4	0.59	
Peso aligerado h 20cm	0.3x1.60x2	0.96	
Peso piso terminado 5cm	0.1x1.80x2	0.36	WM = 1.91 ton/ml
CARGA VIVA			
Sobrecarga azotea	0.1 x 1.83 x 2	0.37	WV=0.37 ton/ml

4.4 METRADO DE PLACA

Se consideró la reducción de la carga viva en cada nivel según lo explicado en el artículo 10 de la norma E.020. (referencia 4)

La figura 4.4-a. muestra la placa PL-01 tomada por ejemplo para el metrado.

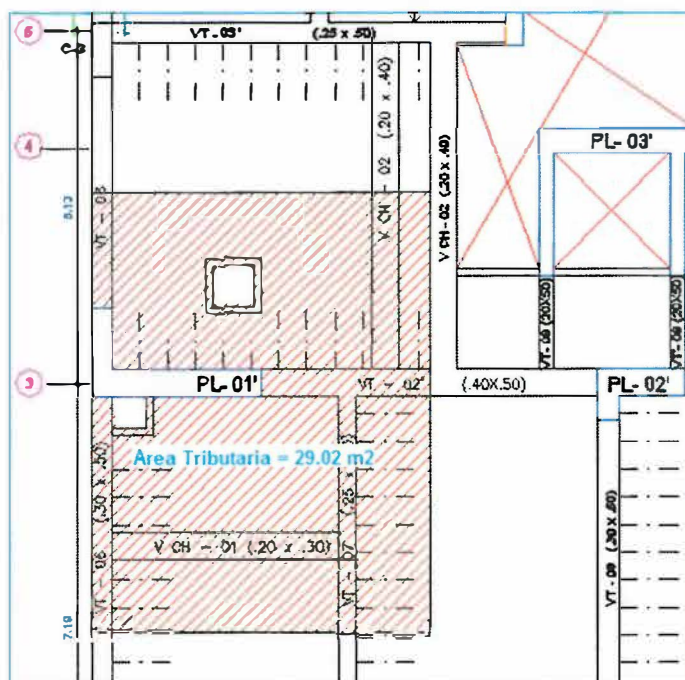


Figura 4.4-a. Placa PL-01', metrado de cargas.

Metrado de cargas muertas

Con los siguientes datos de la tabla 4.4-a obtendremos los valores necesarios para realizar el metrado de la placa PL-01

Tabla 4.4-a: Información de placa PL-01

Datos de Placa PL-01		1º nivel	2º al 8º nivel
Area de sección trasnversal (m ²)		1.25	0.88
Altura entrepiso (m.)		3.00	2.65
Datos de Aligerado h= 0.2m.			
Peso propio alig. (Tn/m ²)			0.3
Peso falso Piso (Tn/m ²)			0.1

A continuación el metrado de las cargas muertas del 1er al 8vo piso

Tabla 4.4-b: Metrado de carga Muertas de placa PL-01´

Piso	H Placa (m.)	W Placa (tn)	Wtecho (tn)	Wtabiq + VT+VCH (tn)	Metrado por piso (tn)	Metrado Acumulado (tn)
8vo	2.65	6.68	11.61	5.47	22.67	23.76
7mo	2.65	6.68	11.61	14.02	31.22	56.07
6to	2.65	6.68	11.61	14.02	31.22	88.37
5to	2.65	6.68	11.61	14.02	31.22	120.68
4to	2.65	7.95	11.61	14.02	31.22	154.26
3ro	2.65	7.95	11.61	14.02	31.22	187.84
2do	2.65	7.95	11.61	14.02	31.22	221.42
1ero	3.00	9.00	11.61	14.02	34.63	256.05

Metrado de cargas vivas

Para el metrado de la carga viva, la Norma E.020 "Cargas" en su artículo 10 permite la reducción de las cargas vivas para el diseño de acuerdo a la siguiente expresión.

$$L_r = L_o \times \left(0.25 + \frac{4.6}{\sqrt{A_i}} \right)$$

L_r = Intensidad de la carga viva reducida.

L_o = Intensidad de la carga viva sin reducir.

A_i = Área de influencia del elemento estructural en m², que se calculará mediante:

$$A_i = k \times A_t$$

A_i = Área tributaria del elemento en m²

k = Factor de carga viva sobre el elemento

Además indica que las reducciones de la carga viva, estarán sujetas por las siguientes limitaciones:

- El área de influencia (A_i) deberá ser mayor que 40 m², en caso contrario no se aplicará ninguna reducción.
- El valor de la carga viva reducida (L_r) no deberá ser menor que $0.5L_o$
- Para columnas o muros que soporten más de un piso deben sumarse las áreas de influencia de los diferentes pisos.

La Tabla 4.4-c, muestra los valores de carga viva 1er al 8vo y los porcentajes de reducción aplicados a cada piso.

Tabla 4.4-c: Metrado de Carga viva en placa PL-01 con reducción de cargas.

Piso	k	At (m ²)	Ai = k.At acumulado	Lo (tn)	Lr (tn)	%	CV (tn) acumulado
8vo	2	29.02	58.04	2.90	2.48	85	2.48
7mo	2	29.02	116.08	5.80	3.93	68	6.41
6to	2	29.02	174.12	5.80	3.47	60	9.88
5to	2	29.02	232.16	5.80	3.20	55	13.08
4to	2	29.02	290.20	5.80	3.02	52	16.10
3ro	2	29.02	348.24	5.80	2.90	50	19.00
2do	2	29.02	406.28	5.80	2.90	50	21.91
1ro	2	29.02	464.32	5.80	2.90	50	24.81

4.5 METRADO DE COLUMNA

Se consideró a la columna C-2 de la fachada principal para el presente ejemplo de metrado. En la figura 4.5-a se enseña el área tributaria de esta columna.

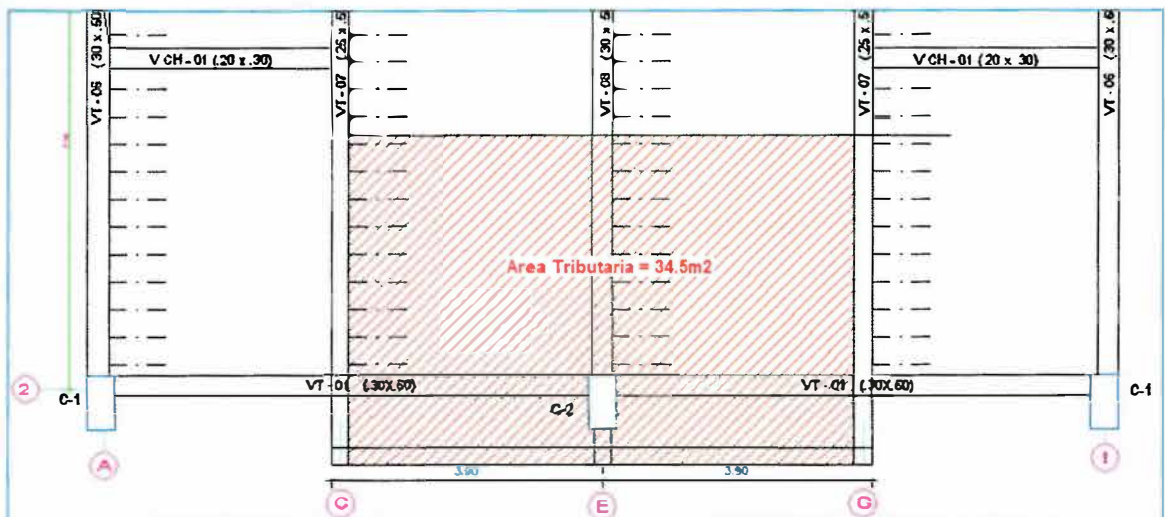


Figura 4.5-a Área tributaria de Columna de Fachada Central.

A continuación los metrados disgregados de un piso típico y azotea.

METRADO DE CARGAS PISO TIPICO 1-7mo		
CARGA MUERTA (tn)		
Peso viga VT-08	0.3x0.5x2.4x3.48	1.25
Peso tabique en VT-08	0.432x3.48	1.50
Peso viga VT-01 x2	0.3x0.5x2.4x3.43x2	2.47
Peso parapeto balcón	4.45x0.18x2	1.60
Peso aligerado +p.t.	12.1x0.4x2	9.68
Peso aligerado balcón	3.08x0.4x2	2.46
Peso tabique en VT-01 x2	1.1x0.432x2	0.96
Peso propio columna	0.8x0.4x2.4x2.65	2.04
		CM=21.9 tn
CARGA VIVA		
Sobrecarga sala-comedor	12.1x0.2x2	4.84
Sobrecarga balcón	3.08x0.2x2	1.65
		CV=7.0 tn

METRADO DE CARGAS PISO AZOTEA 8vo		
CARGA MUERTA		
Peso viga VG-01	0.3x0.5x2.4x3.48	1.25
Peso viga VG-02 x2	0.3x0.5x2.4x3.43x2	2.47
Peso parapeto	4.45x0.18x2	1.60
Peso aligerado +p.t.	12.1x0.4x2	9.68
Peso propio columna	0.8x0.4x2.4x2.65	2.04
		CM=17.0 tn
CARGA VIVA		
Sobrecarga sala azotea	12.1x0.1x2	4.84
		CV=2.4 tn

El cálculo de la carga axial en el 1º piso sin reducción de carga viva de ningún tipo a continuación.

CARGA AXIAL EN EL 1ER PISO	
CARGA MUERTA	CARGA VIVA
(21.96x7+17.04) = 170.7 Tn	(7.09x7+2.42) = 52.0 Tn

4.6 METRADO DE ESCALERA

El metrado de la escalera se realizó tomando una carga uniformemente distribuida en una franja de 1 m. de ancho.

El peso propio de la escalera por franja de 1 m. se calculó con la siguiente expresión obtenida del libro de Angel San Bartolomé: *Análisis de Edificios* (Referencia 5).

$$W_{escalera} = 2.4 \times \left\{ \frac{cp}{2} + t \times \sqrt{1 + \left(\frac{cp}{p}\right)^2} \right\}$$

Donde:

Cp: Contrapaso = 17.6cm

p: Paso = 25.0cm

t : Espesor de garganta de escalera = 15cm

A continuación se calculan las cargas uniformemente distribuidas y la carga última actuante en la escalera.

CARGAS DISTRIBUIDAS SOBRE ESCALERA		
CARGA MUERTA		(tn)
Peso Propio escalera	Wescalera	0.65
Peso Piso Terminado	0.1x1.00	0.10
		0.75
		Tn/m
CARGA VIVA		(tn)
Sobrecarga vivienda	0.20x1.00	0.20
		0.20
		Tn/m
CARGA ULTIMA		(tn)
1.4Wm + 1.7Wv	1.4x0.75 + 1.7x0.20	1.39
		Tn/m

Para los descansos de las escaleras se considerará un peso propio igual a:

Peso losa 20cm espesor: $1m \times 1m \times 0.2m \times 2.4tn/m^3 = 0.48Tn/m$

Peso Piso terminado 0.1Tn/m

Carga Ultima 1.15 Tn/m

CAPÍTULO 5: ANÁLISIS SÍSMICO

5.1 DESCRIPCIÓN GENERAL

El análisis sísmico tiene como función principal el determinar las fuerzas internas de los elementos bajo movimientos sísmicos, y determinar la magnitud de los desplazamientos laterales de los pisos del edificio expresado en derivas. Estos desplazamientos laterales deberán cumplir que sean menores que los permitidos por la norma sismo resistente E.030 (Referencia 6).

Para el presente análisis el cociente entre el desplazamiento relativo entrepiso y la altura de entrepiso debe ser menor que 0.007 por norma para el material predominante de concreto armado.

El cálculo de las fuerzas internas de todos los elementos estructurales fue realizado considerando los dos métodos: estático y dinámico. La Norma Peruana de Diseño Sismo resistente E.030, establece que la fuerza cortante mínima en la base no será menor del 80% del valor calculado por el método estático, y si fuera necesario incrementar la cortante para cumplir el mínimo señalado, se deberá escalar todos los otros resultados obtenidos, excepto desplazamientos.

5.2 PARÁMETROS DEL ANÁLISIS SISMICO

Los principales parámetros que influyen en las solicitaciones sísmicas son:

PARAMETROS DE SITIO

5.2.1 Factor de zona: Z

La norma de Diseño Sismo Resistente E.030 considera al territorio nacional dividido en tres zonas sísmicas, a cada cual le asigna un factor Z que se interpreta como la aceleración máxima en la base rocosa, que tiene un 10% de probabilidad de ser superada en 50 años.

Esta aceleración esperada corresponde a un tiempo de exposición aceptado para edificaciones comunes (tiempo de vida útil de edificación: 50 años).

Para el presente proyecto multifamiliar ubicado en la región costera de Lima y en la zona 3, se considera el valor de $Z = 0.4g$.

5.2.2 Consideraciones Geotécnicas: Factor S y parámetro Tp

La norma E.030 considera la amplificación que sufren las solicitaciones sísmicas al pasar desde la base rocosa del subsuelo, a través de los estratos de suelo hasta las cimentaciones. La norma considera cuatro tipos de perfiles de suelo, de los cuales

tres son asociados a un factor de amplificación S y un parámetro T_p . El factor S permite estimar la amplificación de las solicitaciones sísmicas respecto a la base rocosa; y el parámetro T_p corresponde al extremo derecho de la plataforma horizontal del espectro de aceleraciones. Se cumplirá siempre que el periodo T_p es mayor que el periodo fundamental del perfil del suelo.

Entonces según la norma E.030, si el valor S representa el factor de amplificación de aceleraciones por efecto del perfil del suelo, entonces la aceleración máxima esperada en la cimentación de una estructura es representada por el producto **ZS**.

El suelo sobre el cual se cimentará este proyecto es una grava con capacidad admisible de 4 kg/cm^2 , valor que corresponde a un tipo **S1** y le toca el factor $S=1.0$ y un periodo $T_p = 0.4 \text{ seg}$.

5.2.3 Factor de amplificación Sísmico: Factor C

En un sismo la aceleración máxima alcanzada por una estructura en su cimentación (ZS) es incrementada para cada tipo de estructura en función de su periodo fundamental de vibración T.

La Norma permite estimar la amplificación de la aceleración de la respuesta estructural, respecto a la aceleración en el suelo, por el factor C, que se define:

$$C = 2.5x \left(\frac{T_p}{T} \right) \quad C \leq 2.5; \quad \text{debe cumplirse } C/R \geq 0.125$$

Por último, como C representa el factor de amplificación estructural respecto de la aceleración en su base, la aceleración máxima de respuesta de la estructura se interpretará como el producto $Z \times S \times C$.

REQUISITOS GENERALES

5.2.4 Categoría, Uso y Factor de importancia: U

El coeficiente de uso e importancia U es un amplificador de las solicitaciones sísmicas para edificaciones.

La Norma E.030 clasifica a las estructuras en cuatro categorías a las que le asigna un valor al factor U. El presente edificio en análisis por ser edificio multifamiliar clasifica en la categoría C (edificios comunes) y se le asigna un factor de importancia $U = 1.0$.

5.2.5 Configuración Estructural

La norma establece que se debe clasificar toda edificación como regular ó irregular con el fin de establecer el correcto procedimiento de análisis.

Se descartarán irregularidades por altura y quedan por comprobar irregularidades en planta. Mientras tanto el edificio clasifica como estructura regular.

5.2.6 Sistema Estructural, Factor de Reducción de la Fuerza Sísmica: R

El factor de reducción R permite diseñar estructuras con una fracción de la resistencia requerida en caso se comportarse siempre elásticamente durante el sismo de diseño.

Dado que el sistema estructural resistente en la dirección x-x son placas de la caja de ascensor, y la fuerza basal es resistida en su mayoría por este pórtico. El R asignado será igual a 6. Mientras que en la dirección y-y el sistema estructural es dual porque es conformado por las columnas, la caja de la escalera y parte de las placas en L. Se consideran que las columnas toman un mínimo de 25% de la fuerza basal y el R asignado será 7.

Los valores de R son señalados a continuación en la tabla N°6 de la norma E.030 para diferentes sistemas estructurales.

Sistema Estructural	R para estructuras regulares
De muros estructurales (3) dirección XX	6
Dual II (2) dirección YY	7

(2) Las acciones sísmicas son resistidas por una combinación de pórticos y muros estructurales. Los pórticos deberán ser diseñados para tomar por lo menos el 25% de la cortante basal.

(3) Sistema en el que la resistencia sísmica está dada predominantemente por muros estructurales sobre los que actúa por lo menos el 80% de la cortante basal.

5.3 ANÁLISIS ESTÁTICO

5.3.1 Pautas del análisis

Este método presenta las sollicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas horizontales equivalentes actuando en cada nivel de la edificación.

La Norma E.030 señala que es posible usar este método solo para edificios regulares de no más de 45 m de altura.

5.3.2 Periodo fundamental

La norma permite calcular de manera aproximada el periodo fundamental de la estructura en sus dos direcciones principales con la siguiente formula.

$$T = h/C_t$$

Donde:

h: altura total de la estructura h: 21.55m.

C_t: Para edificios de concreto armado cuyos elementos sismo resistente sean pórticos, las cajas de ascensores y escaleras. C_t: 45

Así tenemos que: $T_{xx} = T_{yy} = \frac{21.5}{45} = 0.479 \text{ s}$

Sin embargo se usarán los valores obtenidos del análisis dinámico (T_{xx}=0.64, T_{yy}=0.57) descritos en el capítulo 5.4.5, afectados por 0.85 ya que el método dinámico no consideró el efecto de los elementos no estructurales.

1º modo en x	T _{xx} = 0.643	con el 46% de masa participativa	0.85T _{xx} = 0.546 seg.
1º modo en y	T _{yy} = 0.576	Con el 70.% de masa participativa	0.85T _{yy} = 0.489 seg.

Con los periodos fundamentales en cada dirección, podremos hallar el factor C de amplificación.

En la dirección XX $C = 2.5 \times \left(\frac{0.4}{0.546}\right) = 1.831$ cumple que C/R=1.83/6 = 0.305 ≥ 0.125 ... C/R = 0.305..ok

En la dirección YY $C = 2.5 \times \left(\frac{0.4}{0.489}\right) = 2.044$ cumple que C/R= 2.04/7 = 0.292 ≥ 0.125 ... C/R=0.292..ok

5.3.3 Fuerza cortante mínima en la base

La norma E.030 en su artículo 16.3 indica que para el análisis de estructuras regulares, se deberá determinar la cortante estática en la base con la siguiente expresión.

$$V_{estatico} = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \times \text{Peso edificación}$$

Cálculo del Peso de la edificación

La norma E.030 en su artículo 16.3 indica el porcentaje de carga viva adicional que se adiciona a la carga permanente para hallar el peso de la edificación. Para categoría C, el peso se hallará adicionando el 25% de la carga viva.

PESO TANQUE ELEVADO +CV	78	Tn
PESO AZOTEA+0.25xCV.	245	Tn
PESO PISO TIPICO +0.25xCV.	290	Tn
PESO 1ER PISO +0.25xCV.	307	Tn
<hr/>		
PESO TOTAL (1ER PISO + 6xPISO TIPICO + AZOTEA + TQ)	2373	Tn
Peso por m2 (Peso Edificio /Área Total planta)	1.10	Tn/m2

Entonces, procedemos a calcular la fuerza cortante en la base con los parámetros que tenemos:

PARÁMETROS							
Z	U	Cxx	Cyy	S	Peso	Rxx	Ryy
0.4	1	1.831	2.044	1	2373	6	7

Las fuerzas cortantes en la base de la estructura en las dos direcciones son:

	V estático	
Vxx	289.5	Tn
Vyy	277.0	Tn

5.3.4 Distribución de la fuerza sísmica en la altura

Las magnitudes de las fuerzas sísmicas distribuidas en cada piso de la edificación, se hallaron con la expresión que se encuentra en el artículo 17.4 de la norma sismo resistente E.030.

$$F_i = \frac{P_i \times h_i}{\sum_{i=1}^n P_i \times h_i} \times V$$

La tabla 5.3.4-a muestra el cálculo de las fuerzas sísmicas en la altura, en las dos direcciones principales de la estructura. Esto serviría para hacer un análisis estático considerando traslación pura.

Tabla 5.3.4-a: Fuerzas sísmicas distribuidas en altura

	Peso Pi ton	Altura hi m	Peso xAltura Ton x m	%	Fi X Fuerza c/piso Ton	Fi Y Fuerza c/piso ton
PISO 8	255	21.55	5497	19%	55.74	53.33
PISO 7	300	18.90	5672	20%	57.51	55.03
PISO 6	300	16.25	4877	17%	49.45	47.32
PISO 5	300	13.60	4082	14%	41.39	39.60
PISO 4	300	10.95	3286	12%	33.32	31.88
PISO 3	300	8.30	2491	9%	25.26	24.17
PISO 2	300	5.65	1696	6%	17.19	16.45
PISO 1	317	3.00	951	3%	9.64	9.22
TOTALES	2373		28552	100%	289.50	277.0

5.3.5 Efectos de torsión

La norma contempla que se debe de considerar para el análisis estático una excentricidad del 5% de la dimensión de edificio perpendicular a la aplicación de las fuerzas. Esto con el fin de sopesar la incertidumbre que existe en la ubicación real del centro de masa en cada nivel de la estructura. La consecuencia de la aplicación de la fuerza con una excentricidad inducida respecto de los centros de masas, es un Momento que representa la torsión accidental.

$$M_i = F_i \times e$$

Los valores de las excentricidades accidentales por cada dirección son las siguientes:

$$E_x = 0.05 \times 14.90 = 0.745\text{m (Fuerzas en Y)}$$

$$E_y = 0.05 \times 20.30 = 1.015\text{m (Fuerzas en X)}$$

La tabla 5.3.5-a presenta las fuerzas y momentos del análisis estático.

Tabla 5.3.5-a: Fuerza sísmica y Momentos para Análisis Estático.

PISO	Fuerza en X c/piso ton	Fuerza en Y c/piso ton	Momento sismo dirección X ton x m	Momento sismo dirección Y ton x m
PISO 8	55.7	53.3	56.6	39.7
PISO 7	57.5	55.0	58.4	41.0
PISO 6	49.5	47.3	50.2	35.2
PISO 5	41.4	39.6	42.0	29.5
PISO 4	33.3	31.9	33.8	23.8
PISO 3	25.3	24.2	25.6	18.0
PISO 2	17.2	16.5	17.5	12.3
PISO 1	9.6	9.2	9.8	6.9
	289.5	277.0		

Estos valores servirían para hacer un análisis estático con tres grados de libertad por piso. Sin embargo, en esta tesis se optó por hacer el análisis dinámico asistido por el programa ETABS.

5.4 ANALISIS DINÁMICO

5.4.1 Pautas del análisis

La norma establece dos métodos de análisis dinámico, el primero de combinación espectral y el segundo de respuesta en el tiempo. Para el presente emplearemos el análisis de combinación espectral porque se usa para cualquier edificación convencional, mencionada en la norma.

5.4.2 Análisis Dinámico empleando el programa ETABS

1. Se ingresaron al programa ETABS las características de los materiales de construcción Acero y concreto.

Acero f_y : 42 000 Tn/m²

Concreto f_c : 2 100 Tn/m²

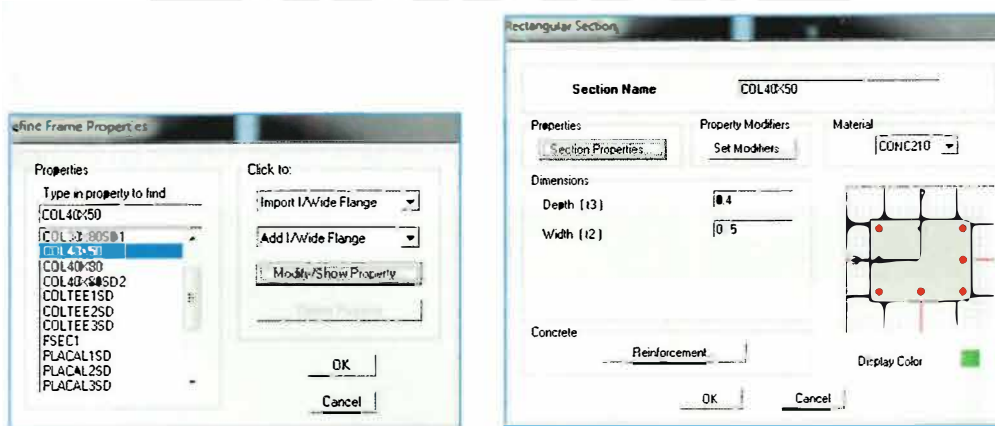
Módulo de Elasticidad E: 2 200 000 Tn/m²

Módulo de poisson ν : 0.15

Peso del concreto armado: 2.4 Tn/m³

2. Se definen todos los elementos estructurales

Columnas y Vigas: Elementos *Frame*, asignando la sección a cada uno. El programa asignará automáticamente el peso propio.



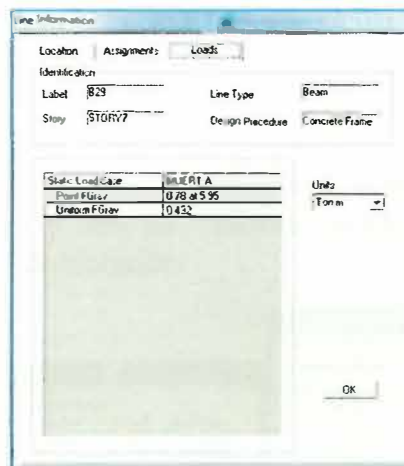
Losas: Elementos *Slab* asignando el sentido unidireccional para las losas aligeradas, y *membrane* de 1mm. de espesor dado que luego asignaremos manualmente los pesos propios. La función de un espesor tan mínimo será de transmitir las cargas asignadas hacia las vigas de apoyo de las losas. Las cargas distribuidas vivas y muertas se asignarán en cada caso de cargas en Ton/m².

Losas macizas: Elementos *Slab* con espesor de 0.2m, con el fin de aportar alguna rigidez. Las losas macizas en dos direcciones distribuirán automáticamente las cargas distribuidas por el método del sobre.

Placas: Elementos *Wall/Shell* de espesor de la placa,

3. Se consideran todos los apoyos en la base de la estructura como empotradas al suelo, debido a que el suelo de fundación es grava y tiene un $\sigma_{admisible} = 4kg/cm^2$, donde podemos suponer que el giro de la cimentación es despreciable.

4. Se asignaron los pesos de los tabiques y parapetos a las vigas, directamente como cargas puntuales.

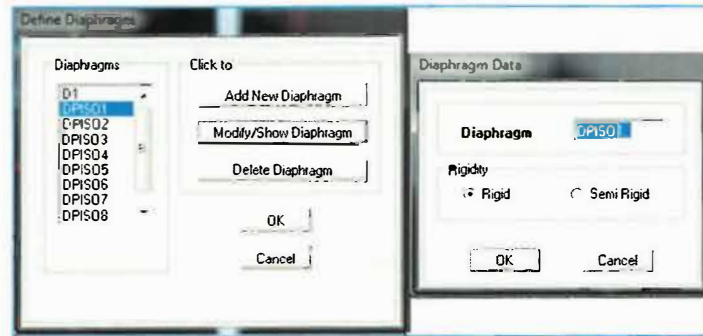


5. Se asignaron liberaciones en los extremos de algunas vigas que se encuentran apoyadas en otras vigas y en muros perpendiculares a ellas, debido a que los apoyos no pueden tomar el Momento como un empotramiento.



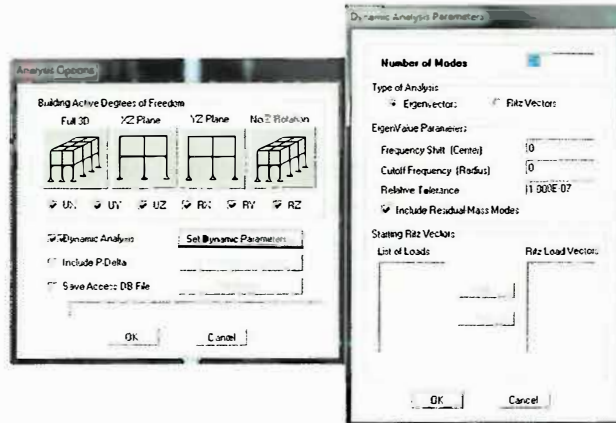
6. Se definieron y asignaron los diafragmas rígidos a cada piso de la estructura, con el fin de que todos los desplazamientos de todos los puntos contenidos en el

diafragma sean iguales. y que tengan todos los mismos desplazamientos laterales frente a las solicitaciones del sismo.



7. Se define el peso de la edificación como la carga muerta más el 25% de la carga viva. Esto último según lo estipulado en el artículo 16.3 *para edificaciones de categoría C* de la norma E.030.

8. Se define el número de modos de vibración de la estructura que son tres por piso, dos de traslación y uno de rotación. La estructura tiene 8 pisos y le corresponde 24 modos de vibración.



9. Se define el espectro de aceleraciones SPECTROXX, SPECTROY, relacionando el periodo con la aceleración espectral. La función es $S_a = Z \times U \times (2.5 \times T_p / T) \times g / R$. Para el sismo en XX el factor S_a será igual a 0.654; para sismo YY S_a es igual a 0.561.

10. Se definen las combinaciones de cargas considerando los sismos para ambas direcciones.
 - 1.4 CM +1.7 CV
 - 1.25 (CM+CV) ± Sismo*f

0.9 CM ± f*Sismo

De las combinaciones, el factor f es el valor de escalamiento de los resultados obtenidos del análisis sísmico dinámico, respecto del estático. Esto se indica en el artículo 18.2 “Análisis por Combinación Modal” de la norma E.030

$$f = 0.8 \times V_{estatico} / V_{dinamico}$$

5.4.3 Fuerza Cortante Mínima en la Base

La norma indica que para el análisis de estructuras regulares, se deberá considerar que la fuerza cortante en la base del edificio, no deberá ser menor que 80% del valor calculado anteriormente en el punto 5.3.4 Cortante basal por análisis estático.

La tabla 5.4.3-a indica los valores de cortantes dinámicos y estáticos en porcentaje del peso de la estructura ($P = 2373$ Tn).

Tabla 5.4.3-a: Cortantes basales estáticas y dinámicas en ambos sentidos.

	V Estático (Tn)	%Peso Edificio	V Dinámico (Tn)	%Peso Edificio	80% Vestático (Tn)	%Peso Edificio
X-X	289.5	12.2%	142.0	6.0%	231.6	9.7%
Y-Y	277	11.7%	180.5	7.6%	221.6	9.3%

Para ambas direcciones la cortante basal dinámica está por debajo del 80% Vestático, por lo que se necesitaría incrementar la cortante dinámica. Por lo tanto se incrementarían proporcionalmente todos los resultados obtenidos, a excepción de los desplazamientos usando un factor de escala.

	80% V estático/V dinámico	Factor de escala f
X-X	231.6/142.0	1.6
Y-Y	221.6/180.5	1.2

5.4.4 Efectos de torsión

Para considerar el posible cambio en la ubicación de los centros de masas, o en la distribución de las rigideces, la norma E.030 considera una excentricidad accidental de 0.05 veces la dimensión del diafragma perpendicular a la dirección de análisis.

5.4.5 Periodo de vibración

La Norma E.030 señala en su artículo 18.2, sección a), como válido que para hallar los periodos de vibración se identifiquen y escojan los modos fundamentales, según los mayores porcentajes de masas efectivas de la estructura.

En la tabla 5.4.5-a presentan los 24 modos de vibración de la estructura con su respectiva masa efectiva.

En el eje X-X: El modo 2 es el modo fundamental de vibración

En el eje Y-Y: El modo 3 es el modo fundamental de vibración

Tabla 5.4.5-a: 24 Periodos y Modos de Vibración

Modo	Periodo	%Masa Efectiva UX	%Masa Efectiva UY
1	0.961	22.95	0.01
2	0.643	46.76	0.04
3	0.576	0.04	70.33
4	0.268	3.24	0.00
5	0.149	14.94	0.03
6	0.136	0.02	18.50
7	0.132	1.07	0.01
8	0.080	0.18	0.00
9	0.066	5.40	0.01
10	0.060	0.01	6.43
11	0.055	0.05	0.01
12	0.041	0.39	0.00
13	0.039	2.22	0.00
14	0.037	0.01	2.63
15	0.033	0.07	0.00
16	0.028	0.00	0.00
17	0.028	1.38	0.00
18	0.026	0.00	1.13
19	0.022	0.77	0.00
20	0.020	0.00	0.52
21	0.018	0.37	0.00
22	0.017	0.00	0.23
23	0.016	0.10	0.00
24	0.015	0.00	0.07

Las aceleraciones espectrales se hallan con la expresión: $A_{(i)} = ZUSC_{(i)} \times g/R$.

Para cada modo de vibración, el programa ETABS calcula las masas efectivas M_i y las fuerzas cortantes basales. Los resultados finales se obtienen de la combinación cuadrática completa (CQC), modo de combinación especificado en la norma E.030, siendo las cortantes y fuerzas internas obtenidas de los 24 modos por el programa.

Seleccionamos el modo de combinación en el programa ETABS. Figura 5.4.5-a

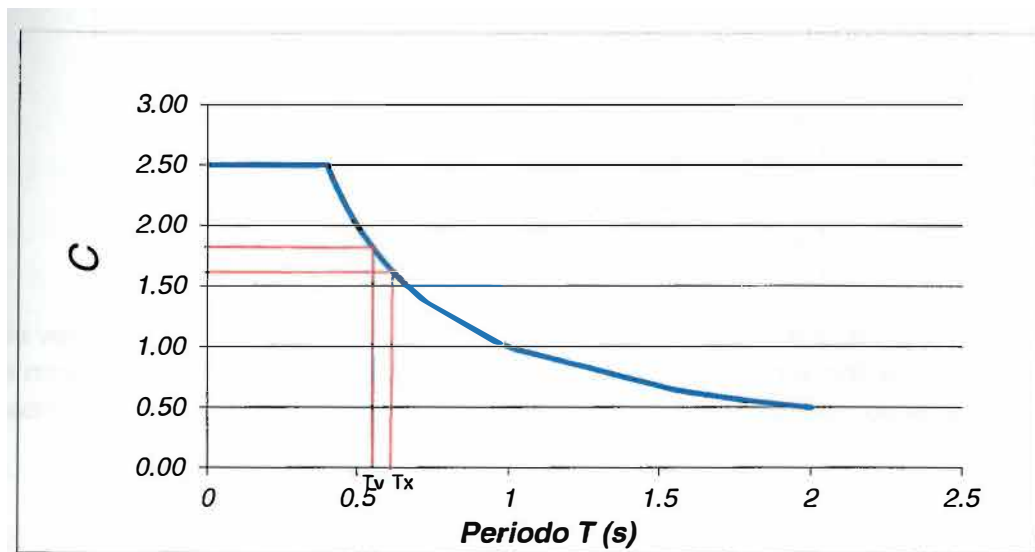


Figura 5.4.5-a: Periodos de los modos fundamentales de vibración

5.4.6 Desplazamientos Laterales.

Los desplazamientos laterales y derivas de entre piso fueron calculados multiplicando los desplazamientos elásticos por $0.75 \times R$ para cada dirección.

Desplazamientos y deriva máxima en la dirección de análisis X

Piso	Diafragma	SISMO X-X	ΔUX elastica	ΔUY elastica	Δux inelástico $\Delta UX * R * 0.75$	Δuy inelástico $\Delta UY * R * 0.75$
STORY8	DPISO8	SPECTROXX	0.0011		0.0048	
				0.0004		0.0023
STORY7	DPISO7	SPECTROXX	0.0012		0.0054	
				0.0006		0.0029
STORY6	DPISO6	SPECTROXX	0.0013		0.0060	
				0.0007		0.0036
STORY5	DPISO5	SPECTROXX	0.0014		0.0064	
				0.0008		0.0042
STORY4	DPISO4	SPECTROXX	0.0015		0.0067	
				0.0009		0.0046
STORY3	DPISO3	SPECTROXX	0.0015		0.0067	
				0.0009		0.0047
STORY2	DPISO2	SPECTROXX	0.0013		0.0058	
				0.0008		0.0041
STORY1	DPISO1	SPECTROXX	0.0007		0.0029	
				0.0004		0.0020

Se verifica que para los desplazamientos producidos por el sismo en la dirección X, la máxima deriva ocurre en el 4º piso y es 0.0067. La norma indica que la deriva permitida para edificios de concreto es 0.0070. Por lo tanto cumple con la norma.

$$\Delta_{\text{máx. X}} = 0.006 \ll \Delta_{\text{permitida}} = 0.007$$

Desplazamientos y deriva máxima en la dirección de análisis Y

Piso	Diafragma	SISMO Y-Y	ΔUX elastica	ΔUY elastica	Δux inelástico $\Delta UX * R * 0.75$	Δuy inelástico $\Delta UY * R * 0.75$
STORY8	DPISO8	SPECTROY Y	0.0002		0.0009	
				0.0007		0.0037
STORY7	DPISO7	SPECTROY Y	0.0002		0.0011	
				0.0008		0.0040
STORY6	DPISO6	SPECTROY Y	0.0002		0.0013	
				0.0008		0.0043
STORY5	DPISO5	SPECTROY Y	0.0003		0.0015	
				0.0008		0.0043
STORY4	DPISO4	SPECTROY Y	0.0003		0.0016	
				0.0008		0.0042
STORY3	DPISO3	SPECTROY Y	0.0003		0.0017	
				0.0007		0.0038
STORY2	DPISO2	SPECTROY Y	0.0003		0.0015	
				0.0006		0.0030
STORY1	DPISO1	SPECTROY Y	0.0001		0.0007	
				0.0003		0.0015

Se verifica que para los desplazamientos producidos por el sismo en la dirección Y, la máxima deriva ocurre en el 5º piso y es 0.0043. La norma indica que la deriva permitida para edificios de concreto es 0.0070. Por lo tanto cumple con la norma.

$$\Delta_{\text{máx. Y}} = 0.0043 \ll \Delta_{\text{permitida}} = 0.007$$

Los desplazamientos máximos del 1er piso hasta a la azotea en cm:

	DX	DY
Azotea	0.11	0.07
Piso 7	0.10	0.06
Piso 6	0.08	0.05
Piso 5	0.08	0.04
Piso 4	0.07	0.03
Piso 3	0.07	0.02
Piso 2	0.06	0.01
Piso 1	0.06	0.00

5.5 JUNTA DE SEPARACIÓN SÍSMICA

En el artículo 15.2 de la norma E.030, se indica que toda estructura debe ser separada de las estructuras vecinas una distancia mínima “s”, para evitar el contacto durante un movimiento sísmico.

Se calcula la junta de separación sísmica en la dirección xx con las expresiones de la norma, y tomaremos la mayor separación:

1. $S=3+0.004(h-500)$, donde h es la altura del nivel +0.00 hasta la azotea, en cm.

$$S=3+0.004(2155-500) = 9.6 \text{ cm.}$$

2. $S= \frac{2}{3} S_{m\acute{a}x}$, donde $S_{m\acute{a}x}$. es el desplazamiento máx. de azotea.

$$S=2*11.51/3 = 7.7 \text{ cm.}$$

De esta manera la junta de separación sísmica será S/2 ó 5cm de separación con el límite de propiedad.

5.6 CONTROL DE GIRO (Irregularidad en planta)

Se analizará la posible irregularidad con los desplazamientos inelásticos de las esquinas del edificio en ambas direcciones principales.

Para que el edificio clasifique como irregular se deben de cumplir las siguientes condiciones:

$$D_1 > 1.3 \left(\frac{D_1 + D_2}{2} \right) \quad \text{y} \quad \left(\frac{D_1 + D_2}{2} \right) > 0.5 * D_{permisible}$$

El análisis de control de giros en la dirección X:

Story	D1 UX	D2 UX	Dprom (D1+D2)x 0.5	1.3xDprom	Dmax ≥ 1.3xDprom
STORY8	0.115	0.104	0.109	0.142	REGULAR
STORY7	0.104	0.093	0.098	0.128	REGULAR
STORY6	0.091	0.081	0.086	0.111	REGULAR
STORY5	0.076	0.067	0.071	0.092	REGULAR
STORY4	0.059	0.051	0.055	0.072	REGULAR
STORY3	0.041	0.035	0.038	0.049	REGULAR
STORY2	0.024	0.019	0.021	0.028	REGULAR
STORY1	0.008	0.006	0.007	0.010	REGULAR
BASE	0.000	0.000	0.000	0.000	REGULAR

El análisis de control de giros en la dirección Y:

Story	D1 UY	D2 UY	Dprom (D1+D2)x 0.5	1.3xDprom	Dmax ≥ 1.3xDprom
STORY8	0.064	0.064	0.064	0.083	REGULAR
STORY7	0.059	0.059	0.059	0.076	REGULAR
STORY6	0.053	0.052	0.053	0.068	REGULAR
STORY5	0.045	0.044	0.045	0.058	REGULAR
STORY4	0.035	0.035	0.035	0.046	REGULAR
STORY3	0.025	0.025	0.025	0.032	REGULAR
STORY2	0.014	0.014	0.014	0.018	REGULAR
STORY1	0.005	0.005	0.005	0.006	REGULAR
BASE	0.000	0.000	0.000	0.000	REGULAR

El edificio clasifica como regular por el control de giros.

Irregularidad por esquinas entrantes

Se debe cumplir que las aberturas sean menores al 20% de la máxima dimensión de la estructura: $a < 0.2 \times A$ y $b < 0.2 \times B$, para que sea regular. (Ver figura 5.6)

$$a = 3.41m \text{ y } A = 20.30m. \quad 3.41 < 4.06m$$

$$b = 3.21m \text{ y } B = 15.00m. \quad 3.21 > 3.00m.$$

Como no cumplen las dos condiciones en simultáneo, la estructura clasifica como regular por esquinas entrantes.

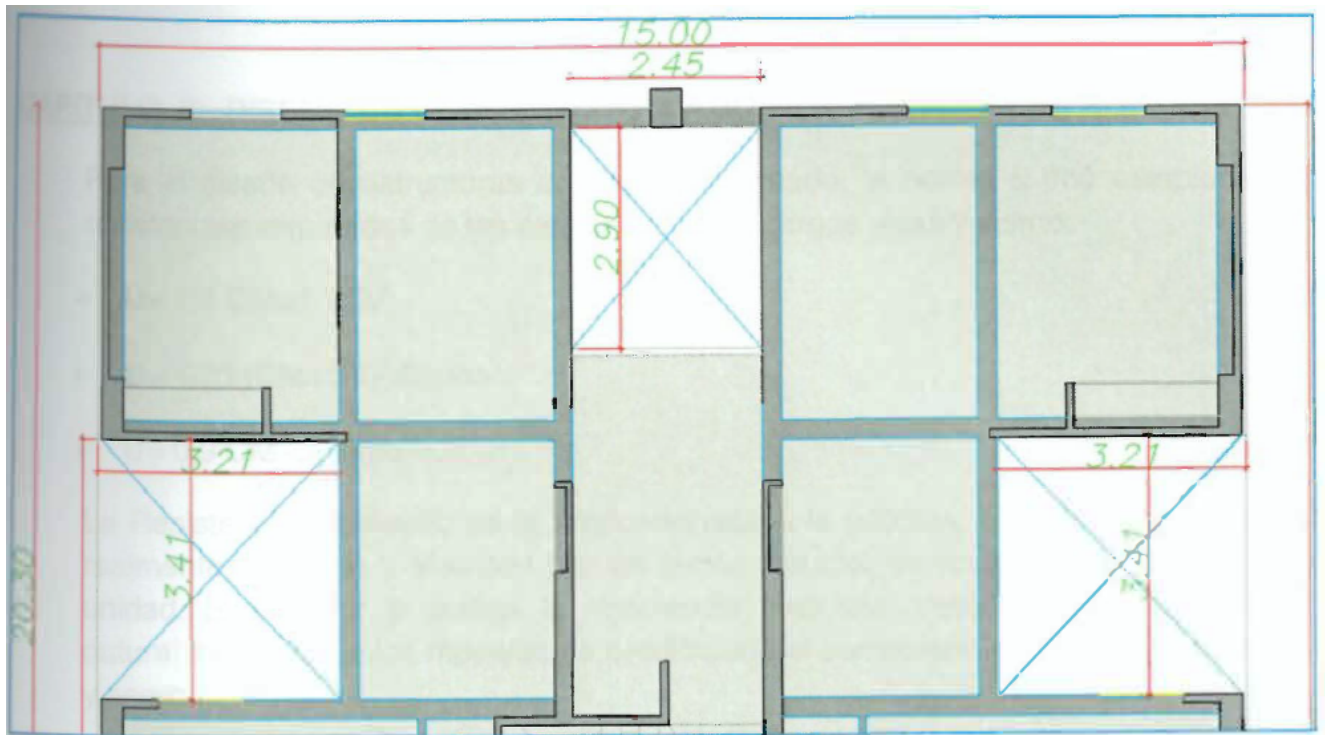
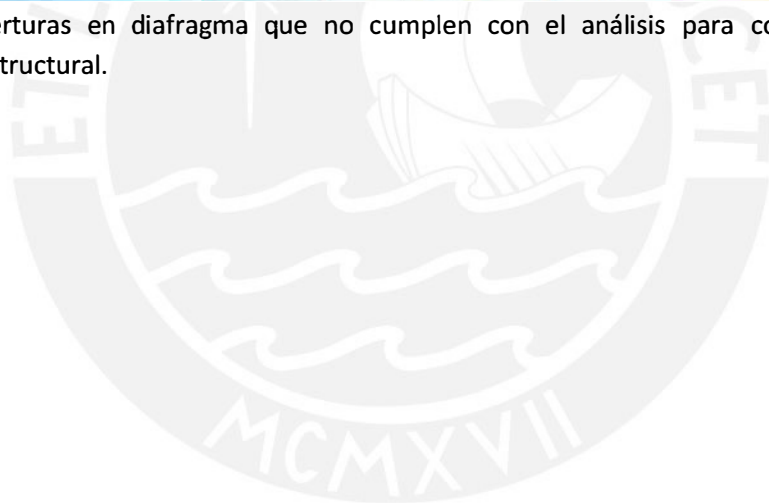


Figura 5.6 Aberturas en diafragma que no cumplen con el análisis para considerarse con irregularidad estructural.



CAPÍTULO 6: DISEÑO EN CONCRETO ARMADO

Para el diseño de estructuras de concreto armado, la norma E.060 establece las resistencias requeridas de las cargas muertas, cargas vivas y sismo:

- $U = 1.4 CM + 1.7 CV$
- $U = 1.25 (CM + CV) \pm \text{Sismo}$
- $U = 0.9 CM \pm \text{Sismo}$

La Resistencia de diseño es la proporcionada a la sección, considerando el acero realmente colocado y afectada por un factor reductor de resistencia menor que la unidad. Este factor ϕ castiga la resistencia colocada, debido a la incertidumbre natural existente en los modelos de predicción del comportamiento real del concreto y acero.

El factor de reducción de resistencia ϕ :

- $\phi = 0.90$ Flexión sin Carga Axial.
- $\phi = 0.75$ Flexión con Carga Axial de compresión.
- $\phi = 0.85$ Para cortante con o sin torsión.

Los elementos diseñados por flexión y corte son:

Vigas
Losas
Escaleras
Zapatas

Los elementos diseñados por Flexo Compresión y corte son:

Columnas
Placas

CAPÍTULO 7: DISEÑO DE SISTEMAS DE TECHADO

7.1 DISEÑO DE LOSA ALIGERADA CONVENCIONAL

Se escogió la vigueta representada en la figura 7.1-a:

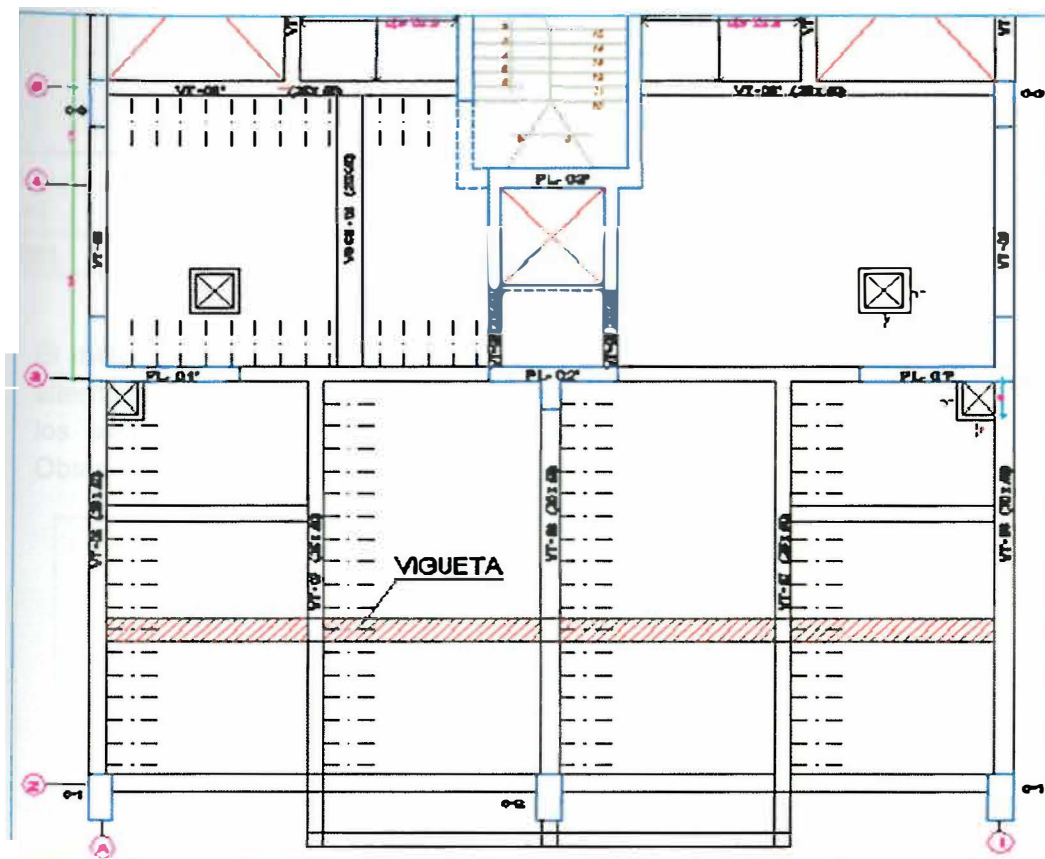


Figura 7.1-a: Vigueta de aligerado por diseñar

Anteriormente en el capítulo 4.1 Metrado de cargas de losa aligerada en una dirección, se calculó la carga última sobre la vigueta, $W_u = 0.36 \text{ Tn/ml}$.

Como la vigueta se encuentra apoyada sobre otras vigas de concreto de 0.30 y 0.25m de ancho, se modelarán como simplemente apoyadas a sus ejes y se tomarán los Momentos y fuerzas cortantes a las caras de los apoyos.

La vigueta por diseñar presenta las medidas de la figura 7.1-b:

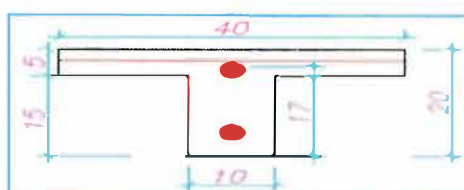


Figura 7.1-b: Dimensiones de vigueta de aligerado

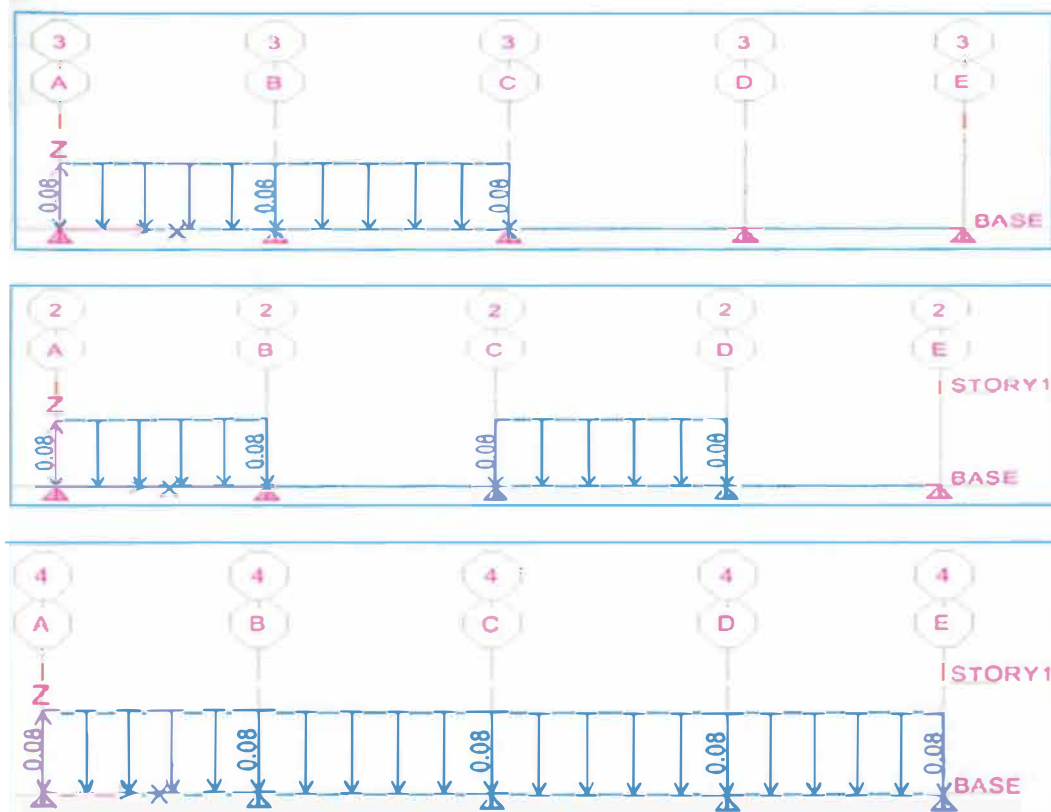
El acero mínimo debe de garantizar una resistencia de al menos 1.2 veces el Momento de agrietamiento (M_{cr}), y además la cuantía máxima será el 75% de la cuantía balanceada. Ver tabla 7.1-a.

$$\phi M_n \geq 1.2 M_{cr} \quad \text{y} \quad A_{s\text{máx}} = 0.75 A_s \cdot b \cdot d$$

Tabla 7.1-a: Propiedades y Aceros mínimos de vigueta

lg cm ⁴	M+ cr kg-m	M- cr kg-m	As+ min	As- min	Asb(+)	Asb(-)	Asmáx(+)	Asmáx(-)
11801	258.9	503.7	0.49	1.00	9.99	3.61	7.5	2.7

El método de análisis empleado para obtener las solicitaciones fue el método de alternancia de sobrecargas los esfuerzos debidos a las deflexiones en los apoyos de los ejes B y D. A continuación las tres combinaciones de casos mostradas. Obtenemos las solicitaciones máximas. Figura 7.1-c



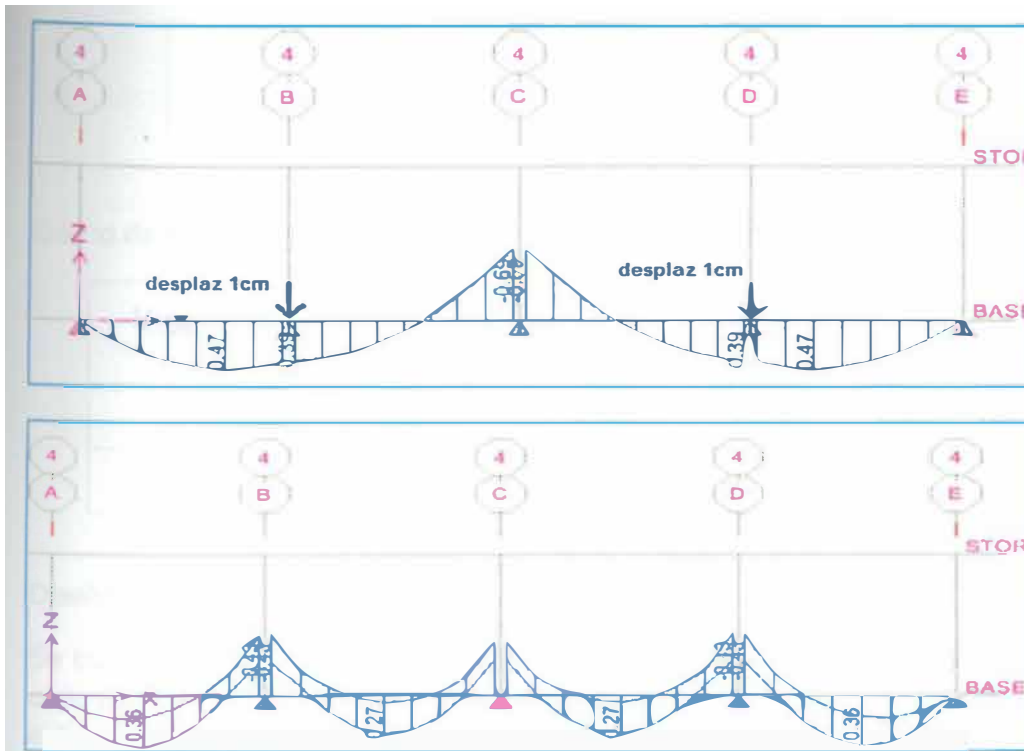


Figura 7.1-c: Envolvente de Momentos Flectores a la cara de los apoyos en Tn.m

Similarmenete para las fuerzas cortantes se obtuvo la envolvente de la figura 7.1-d:

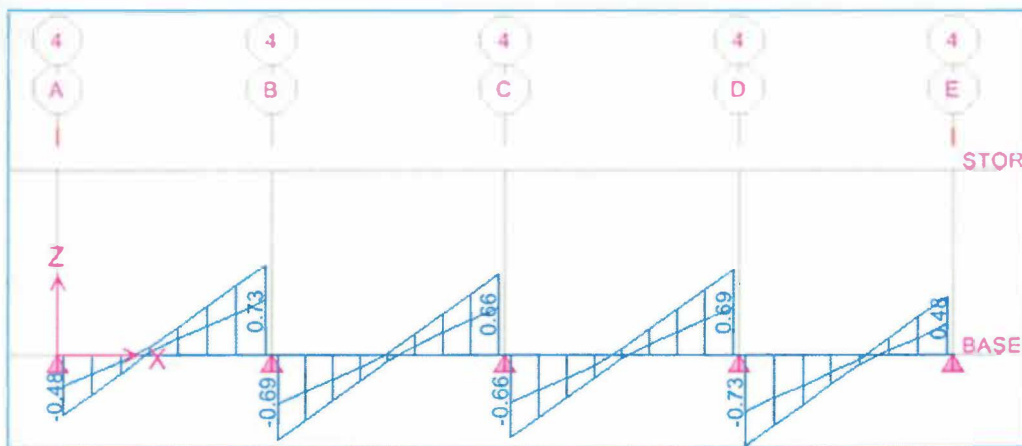


Figura 7.1-d: Envolvente de Fuerzas Cortantes a la cara de los apoyos en Tn.

Diseño de Acero Inferior positivo:

Mu+ (tnxm)	As requerido (cm ²)	As colocado (cm ²)
------------	---------------------------------	--------------------------------

0.36	0.56	1.00 = 1 \varnothing 3/8"
0.92	1.47	1.42 = 2 \varnothing 3/8"

Diseño de Acero Superior negativo:

Mu- (tn.m)	As requerido (cm ²)	As colocado (cm ²)
0.43	0.70	1.42 = 2 \varnothing 3/8"
1.14	1.72	2.0 = 1 \varnothing 1/2" + 1 \varnothing 3/8"

Diseño por Corte:

Se busca que en los aligerados, toda la fuerza cortante última sea resistida por el concreto de las viguetas, ($\phi V_c \geq V_u$). De lo contrario se utilizarían ensanches en los extremos de la vigueta donde el concreto no cumpla la condición anterior.

Tenemos que la resistencia del concreto al corte en la vigueta es:

$$\phi V_c = \phi \times 0.53 \times 1.1 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d$$

$$\phi = 0.85, \quad f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2 \quad b = 10 \text{ cm}, \quad d = 17 \text{ cm}$$

$$\phi V_c = 1.43 \text{ Tn.}$$

$$V_u = 0.73 \text{ Tn.}$$

Se cumple que $\phi V_c \geq V_u$.

La distribución de acero en bastones en vigueta típica de cuatro tramos en la figura 7.1-e:

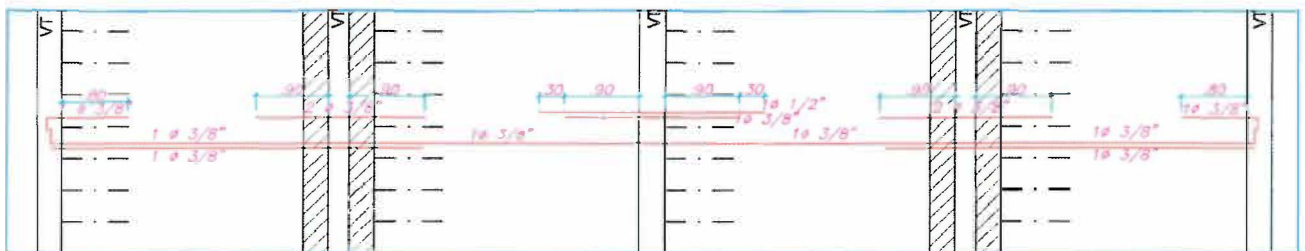


Figura 7.1-e: Distribución de Acero y bastones en Vigueta típica de Aligerado.

7.2 DISEÑO DE LOSA MACIZA

Las losas macizas por diseñar son aquellas en donde están los servicios higiénicos y corredor de circulación. La losa tiene un espesor de 20 cm. y se encuentra delimitada en sus cuatro bordes por vigas y placas, (Figura 7.2-a).

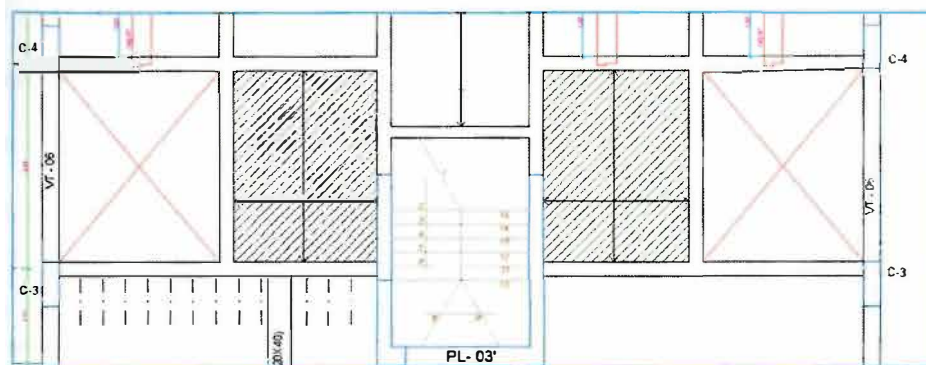


Figura 7.2-a: Ubicación de losa maciza por diseñar.

Diseño por Flexión

Se consideran como condiciones de frontera que la losa estará empotrada en los bordes con otras losas continuas y simplemente apoyadas en vigas y placas.

En el capítulo 4.2 se calcularon las cargas últimas de losas macizas $W_u=1.52Tn/m^2$ con el que se hallarán los momentos requeridos modelando la losa con elementos finitos en el programa ETABS, Figura 7.2-b

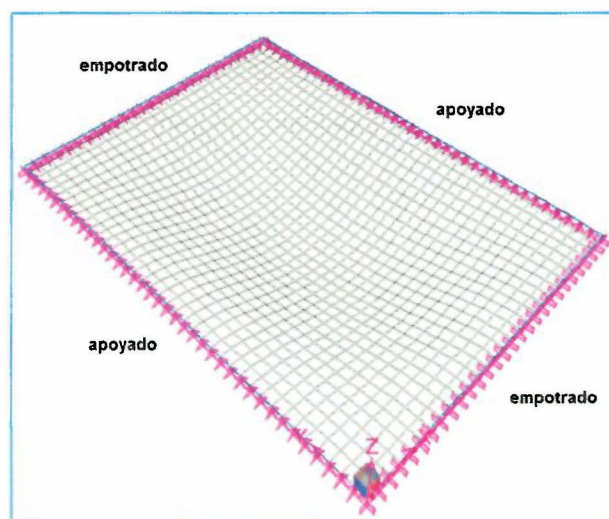


Figura 7.2-b: Restricciones de bordes de losa maciza.

Los momentos requeridos con los aceros escogidos son:

$$M_{u+ (2-2)} = M_{u+ (x)} = 0.199 \text{ Tn.m/ml} \quad A_s \text{ req} = 0.31 \text{ cm}^2$$

$$M_{u- (2-2)} = M_{u- (x)} = 0.660 \text{ Tn.m/ml} \quad A_s \text{ req} = 1.03 \text{ cm}^2$$

$$M_{u+ (1-1)} = M_{u+ (y)} = 0.390 \text{ Tn.m/ml} \quad A_s \text{ req} = 0.61 \text{ cm}^2$$

$$M_{u- (1-1)} = M_{u- (y)} = 0.850 \text{ Tn.m/ml} \quad A_s \text{ req} = 1.34 \text{ cm}^2$$

El acero mínimo en una sección de losa maciza de un metro de ancho es:

$$a_{s \text{ min}} = 0.0018b * h = 0.0018 * 100 * 20 = 3.6 \text{ cm}^2.$$

$$a_{s \text{ min } x \text{ cara}} = 1.8 \text{ cm}^2$$

Pero para el presente diseño usare un A_s mayor que el mínimo de 3/8 @ 20cm en doble malla Para proteger la losa de fisuras debido a cambios volumétricos del concreto y aumentar la rigidez del diafragma rígido, dado que en los baños hay tuberías dentro de la losa.

Diseño por Cortante

La resistencia de la losa maciza de concreto al corte debe ser mayor que la resistencia requerida.

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

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 17 = 11.1 \text{ Tn.}$$

$$V_{u x} = 1.97 \text{ Tn}$$

$$V_{u y} = 1.74 \text{ Tn}$$

Finalmente se comprueba que $\phi V_c > V_u$

CAPÍTULO 8: DISEÑO DE ESCALERA

Se diseñará como ejemplo un tramo de la escalera central que permite la circulación vertical desde el cuarto de bombas, debajo del estacionamiento, hasta la azotea.

La figura 8.1-a, muestra el tramo de las escalera, que se modeló con apoyos a los centros de los descansos. Esto es así porque la losa inclinada está apoyada en el descanso de 20cm y en la placa rígida de 35cm.

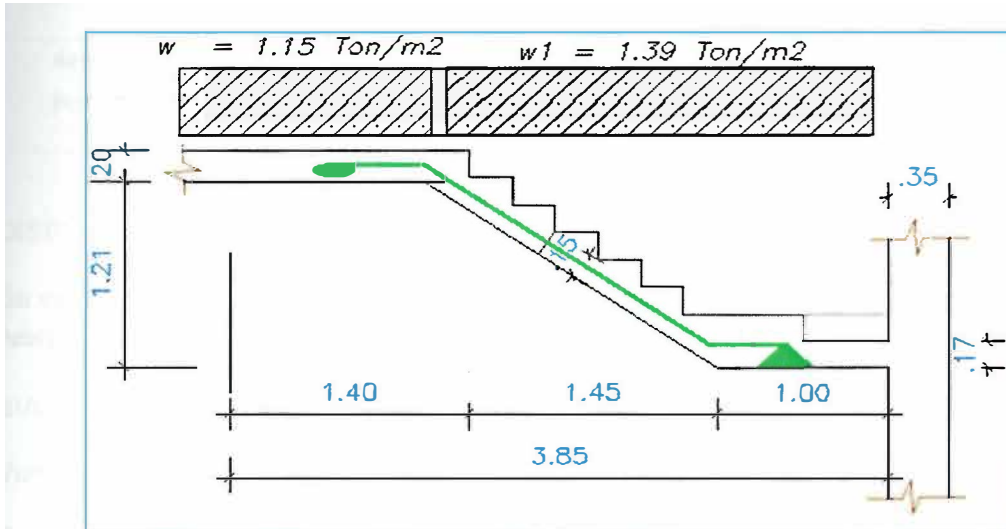


Figura 8.1-a: Modelo de mitad de escalera apoyada en descansos.

DISEÑO POR FLEXION

Para el cálculo de los momentos actuantes en los tramos de escaleras, se asignó una carga distribuida última calculada anteriormente de 1.39 ton/m^2 . Se obtienen los momentos de la figura 8.1-b

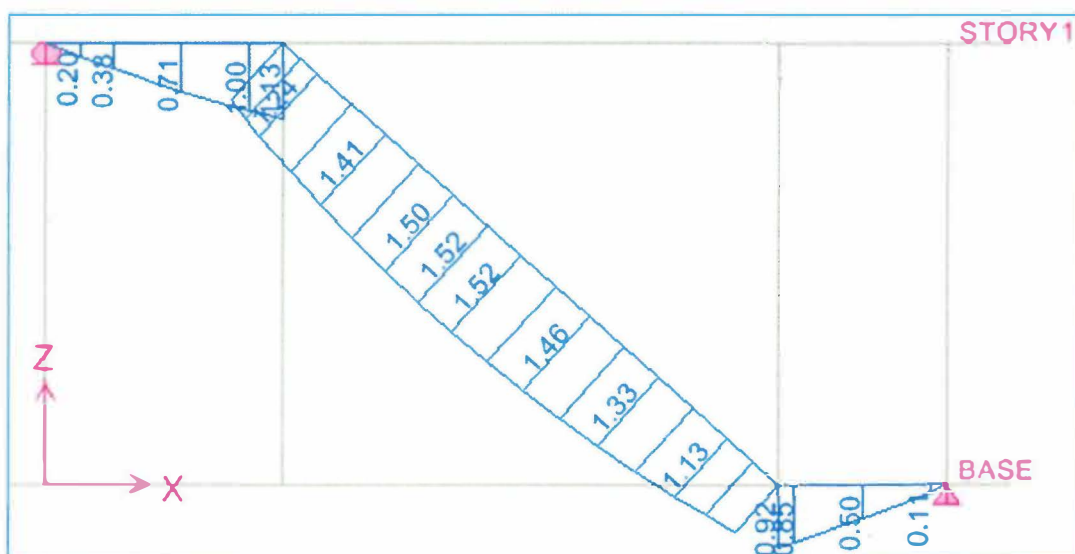


Figura 8.1-b: DMF último en tramo de escalera en Tn.m.

La losa de la escalera tiene sección rectangular de 1m de ancho y una garganta de 15 cm de espesor. La distribución de acero escogido con el momento último se indica en la Tabla 8.1-a

Tabla 8.1-a: Distribución de acero para escalera

Descripcion	M (Tonxm)	Acero (cm ²)	Acero Colocado
Acero Longitudinal	1.52	3.4 cm ²	Ø 3/8" @ 20 cm
Acero Transversal por Temperatura		Asmín= 0.0018xbxh = =2.7 cm ²	Ø 3/8" @ 20 cm

DISEÑO POR CORTE

Se verificó que el aporte de la resistencia del concreto es suficiente para resistir fuerzas cortantes sin necesidad de refuerzo de acero.

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times (15 - 2.5) = 8.16 \text{ ton.}$$

$$V_u = 2.33 \text{ Ton}$$

Se cumple que $\phi V_c > V_u$

CAPITULO 9: DISEÑO DE VIGAS PERALTADAS

Se presentarán dos diseños de vigas peraltadas, influenciadas principalmente:

- Por cargas de gravedad
- Por sismo

9.1 VIGA ESFORZADA PRINCIPALMENTE POR CARGAS DE GRAVEDAD

La figura muestra 9.1-a muestra la viga peraltada VT-07 (25x50) T del 1ºer piso ubicada en el eje C, esforzada principalmente por las cargas de gravedad. Es clasificada así porque la viga VT-07 al estar apoyada sobre otras vigas, sus apoyos no logran desarrollar la longitud de anclaje, para tomar los momentos negativos, así que los extremos se asemejan a apoyos simples.

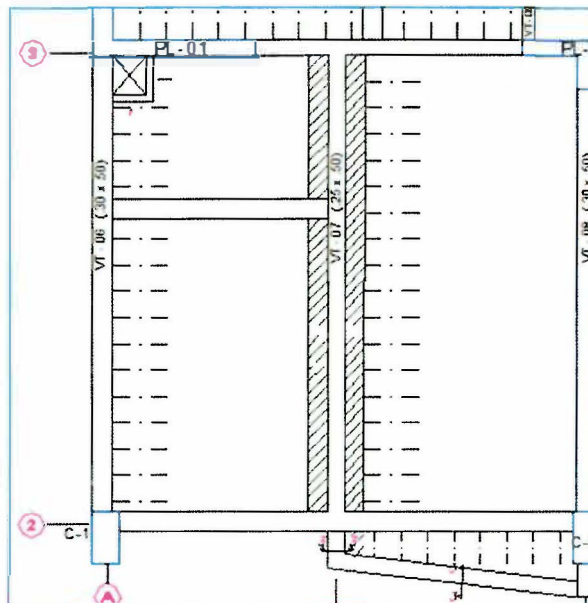


Figura 9.1-a: viga VT-07 (25x50) apoyadas sobre vigas

El DMF se ve en la figura 9.1-b y su DFC se ve en la figura 9.1-c:

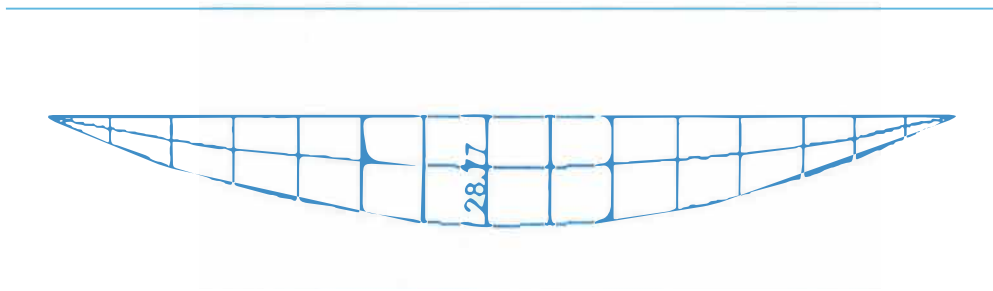


Figura 9.1-b: Diagrama de Momento por combinación 1.4CM+1.7CV

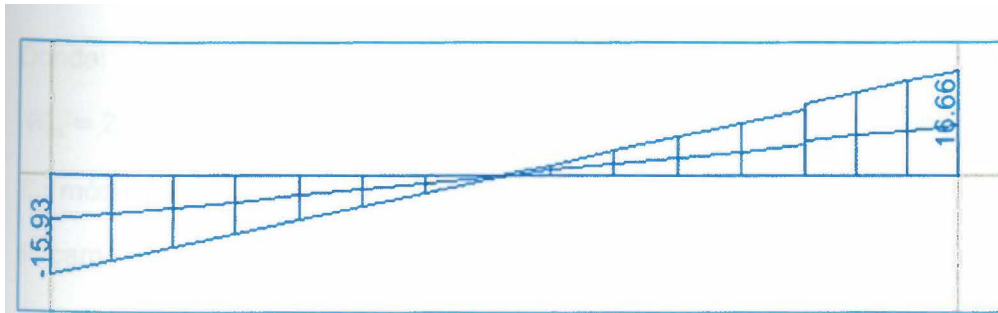


Figura 9.1-c: Diagrama de Fuerza Cortante por combinación. 1.4CM+1.7CV

El esquema de la viga VT-07 con los aceros y bastones y estribos se muestra a continuación:

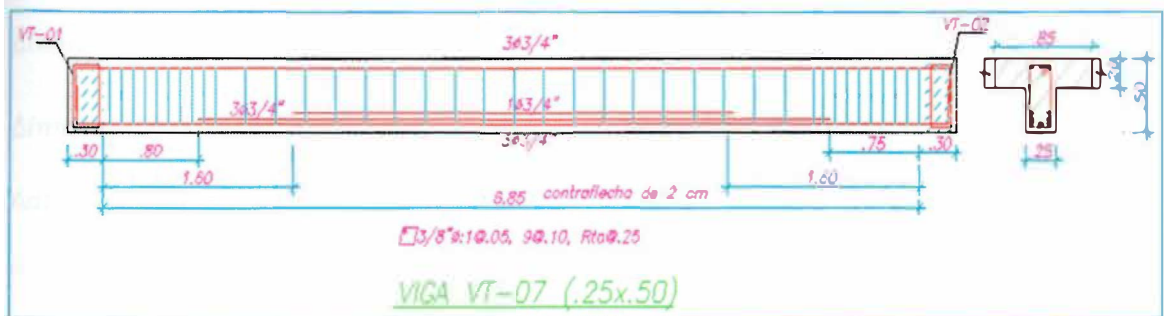


Figura 9.1-d: Armadura de Viga VT-07

9.1.2 Condiciones de Servicio: Deflexiones

La norma E.060 indica en su tabla 9.2 las deflexiones máximas admisibles: “Pisos o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes”, y la tolerancia de la deflexión es $L/480$.

$$\Delta_{\text{permitido}} = L/480 = 6.95\text{m}/480 = 0.0144 \text{ m} = 1.44\text{cm}.$$

El cálculo de la deflexión contemplará las deflexiones inmediatas producto de la carga muerta y el 30% de la carga viva, más las deflexiones diferidas producto de la carga muerta y el 30% de la carga viva. Así tenemos:

$$\Delta_{\text{total}} = \Delta_{\text{inmed}} (CM) + \Delta_{\text{inmed}} (30\%CV) + \Delta_{\text{difer}} (CM) + \Delta_{\text{difer}}(30\%CV)$$

Del análisis elástico de la viga para cargas distribuidas W y carga puntual P .

$$\Delta_{\text{inmed}} = \frac{5}{384} \times \frac{W \cdot L^4}{E_c \cdot I_{cr}} + \frac{P \cdot L \cdot b \cdot a}{6 \cdot E_c \cdot I_{cr}} \times \left(1 - \frac{b^2}{L^2} - \frac{a^2}{L^2} \right),$$

$$\Delta_{\text{difer}} = \frac{2}{1 + 50\rho'} \times \Delta_{\text{inmed}}$$

Donde:

$$W_m = 2.14 \text{ Tn/m}^2 ; L=6.95\text{m}. E_c = 2.2 \times 10^6 \text{ Tn/m}^2 ; I_{cr} = 0.00245 \text{ m}^4 = .57 I_g$$

E_c : módulo de elasticidad del concreto ; I_{cr} : Inercia de agrietamiento de la sección

P : carga puntual por el peso del tabique = $0.432 \text{ Tn/ml} \times 1.625\text{ml} = 0.7 \text{ Tn}$

$$p' = \frac{As(neg)}{b * d} = 0.76\% ; As(neg) = 3 * 2.84 = 8.52\text{cm}^2 ; b = .25\text{m} ; d = .45\text{m}$$

Reemplazando tenemos entonces que:

$$\Delta_{inmed}(CM) = 1.2 \text{ cm} ; \quad \Delta_{inmed}(CV) = 0.62 \text{ cm}$$

$$\Delta_{inmed}(CM)_{tab} = 1.2 \times \frac{W_{tab}}{W_m} = 1.2 \times \frac{0.43}{2.14} = 0.24\text{cm}$$

$$\Delta_{inmed}(30\%CV) = 0.3 \times \frac{W_v}{W_m} \times \Delta_{inmed}(CM) = 0.3 * \frac{.73}{2.14} * 1.29 = 0.13 \text{ cm}$$

$$\Delta_{difer}(CM) = 1.50 \times 1.20 = 1.93 \text{ cm}$$

$$\Delta_{difer}(30\%CV) = 1.50 \times 0.13 = 0.20 \text{ cm}$$

Debido a que el tabique divisorio se ejecuta unas semanas después de desencofrada la losa: $\Delta_{limite} = \frac{L}{480} = 1.5 \text{ cm}$

$$: \Delta_{in \text{ tabiq}} + \Delta_{in 100\%CV} + \Delta d \text{ CM} + \Delta d 30\%CV$$

$$\Delta_{total} = 0.24 + 0.62 + 1.93 + 0.20 = 2.99 \text{ cm}$$

$$\Delta_{total} = 2.99 \text{ cm.}$$

Con el fin de reducir el efecto de las deflexiones diferidas debido a la carga muerta distribuida y la carga puntual del peso del tabique $\Delta d (CM)$, se le dará una contraflecha de 2cm al centro de la viga VY-07 que compense estas deflexiones.

9.2 DISEÑO DE VIGA ESFORZADA PRINCIPALMENTE POR SISMO

La viga por diseñar será la VT-02 (30x50) debido a que se encuentra ubicada entre dos placas del pórtico del eje 3, en el sentido transversal del edificio. Esta viga será gobernada principalmente por el sismo en la dirección X-X (figura 9.2.a)

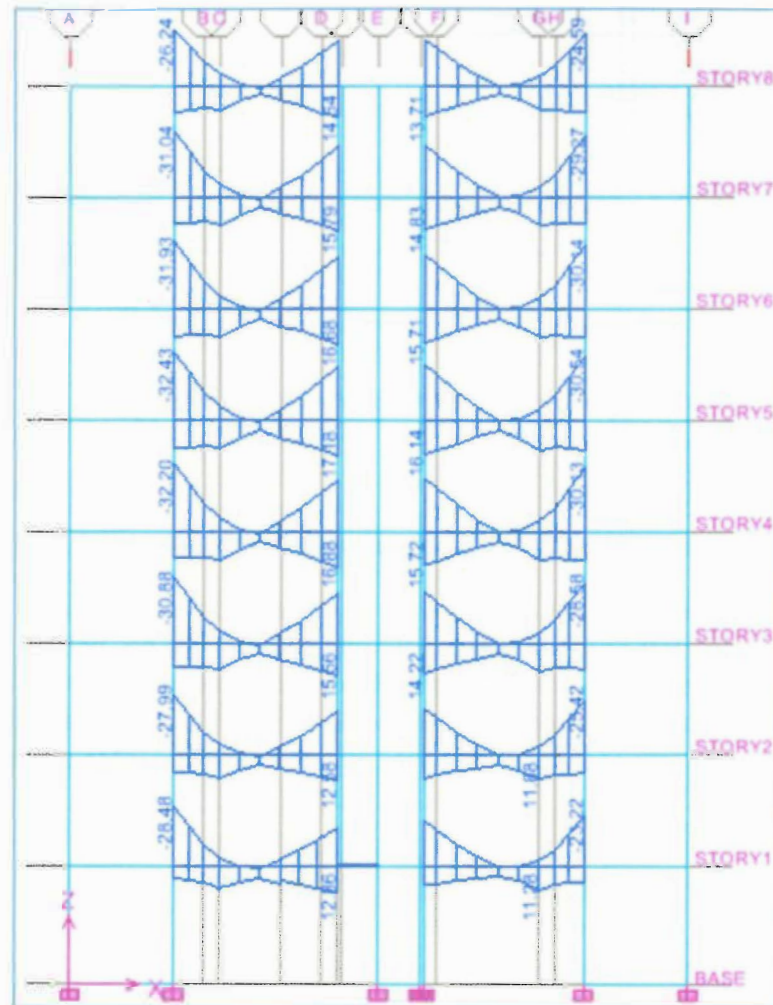


Figura 9.2.a: Pórtico del eje 3 Viga VT-02 (30x50) del 5to piso

9.2.1 Diseño por flexión

Las figuras 9.2.b y 9.2.c presentan los DMF obtenidos de todas las combinaciones de cargas que más momentos generan en la viga. VT-02

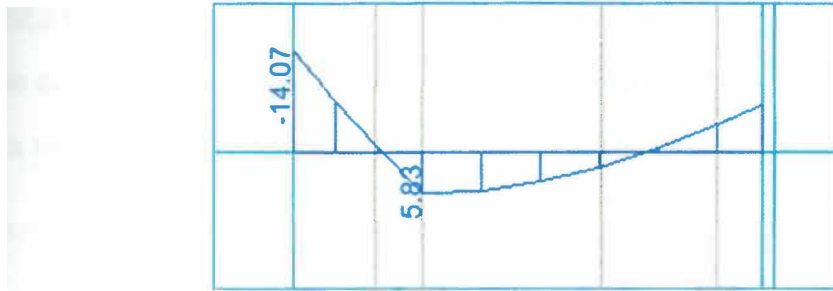


Figura 9.2.1b: DMF por combinación 1.4 CM +1.7 CV

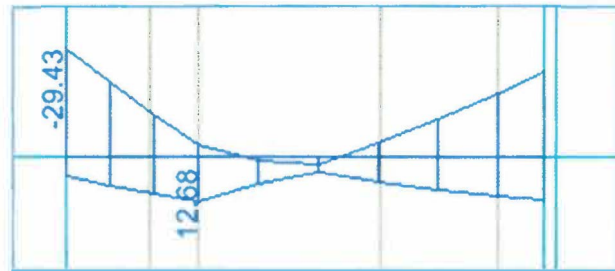


Figura 9.2.1c: DMF por combinación 1.25*(CM+CV)±Sismo XX

Entonces es claro que las solicitaciones por sismo superan a las solicitaciones por cargas de gravedad, en las uniones con placas. En la figura 9.2.1d, se observa los momentos últimos requeridos junto con los momentos suministrados de los aceros colocados, afectados por el factor ϕ . Se comprueba con la revisión de la capacidad de los aceros que $\phi M_n > M_u$.

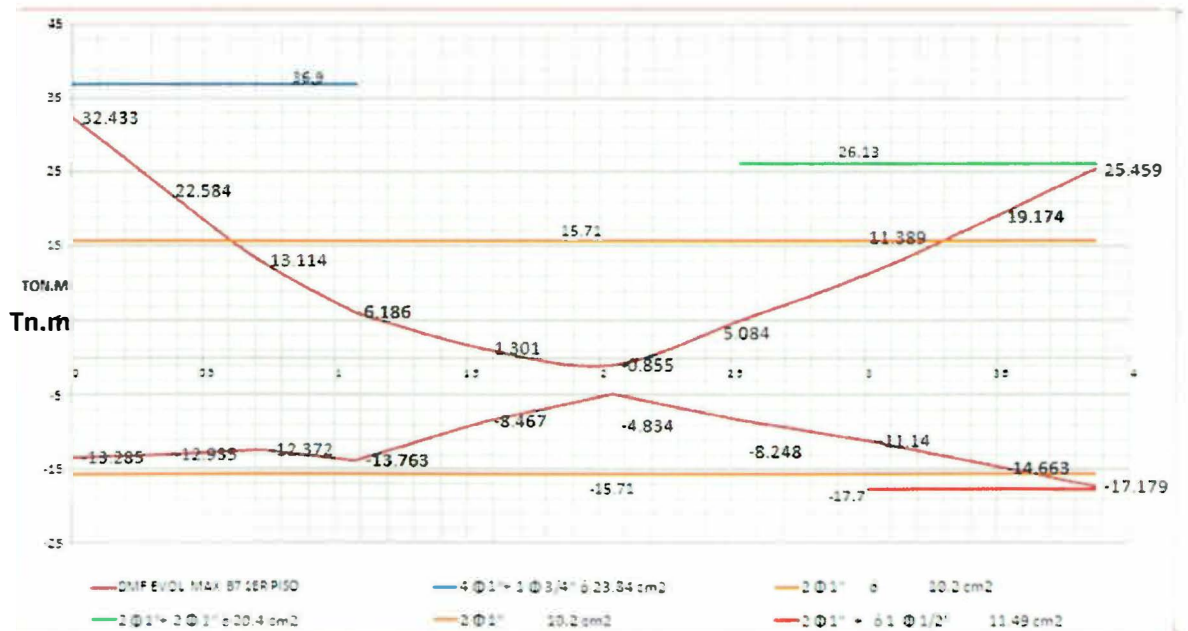


Figura 9.2.1d: Envolvente de demanda (M_u) y la Resistencias de Diseño suministradas (ϕM_n) de viga VT-02.

9.2.2 Diseño por Cortante

Se debe cumplir con la ecuación $\phi V_c + \phi V_s \geq V_u$

La resistencia al corte de la sección de concreto es ϕV_c :

$$\phi = 0.85; f'_c = \frac{210\text{kg}}{\text{cm}^2}; b = 30\text{cm}; d = 43\text{cm}$$

$$\phi V_c = \phi * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 30 * 43 = 7.94 \text{ Tn.}$$

El aporte de resistencia del acero a la sección es ϕV_s :

$$A_v = 2 * 0.71 = 1.42; f_y = \frac{4200\text{kg}}{\text{cm}^2}; d = 43\text{cm}; S = \text{espaciamiento estribos}$$

$$\phi V_s = (A_v * f_y * d) / s$$

La cortante ultima actuante (lado izq.) de la envolvente de DFC es $V_u = 26.2\text{Tn.}$

$$\text{De acuerdo a la norma E.060, } V_u = V_{est} + \frac{M_{n1} + M_{n2}}{L} = 17.22 + \frac{32.10 + 24.83}{4.0} = 26.6\text{Tn}$$

$$\text{Entonces: } V_s \geq \left(\frac{V_u}{\phi}\right) - V_c \dots \dots \dots V_s \geq 24.2\text{Tn.}$$

Usando 1 estribo de $\emptyset 3/8''$ obtenemos el espaciamiento s con:

$$s = (A_v * f_y * d) / V_s = 1.42 * 4200 * 43 / 26200 = 10 \text{ cm.}$$

Se usarán 1 estribo $3/8'' @ 5\text{cm}$, 12 estribos de $3/8'' @ 10\text{cm}$, resto estribos $@ d/2 = 43/2 = 20\text{cm}$ desde ambos extremos. Ver figura 9.2.2 a

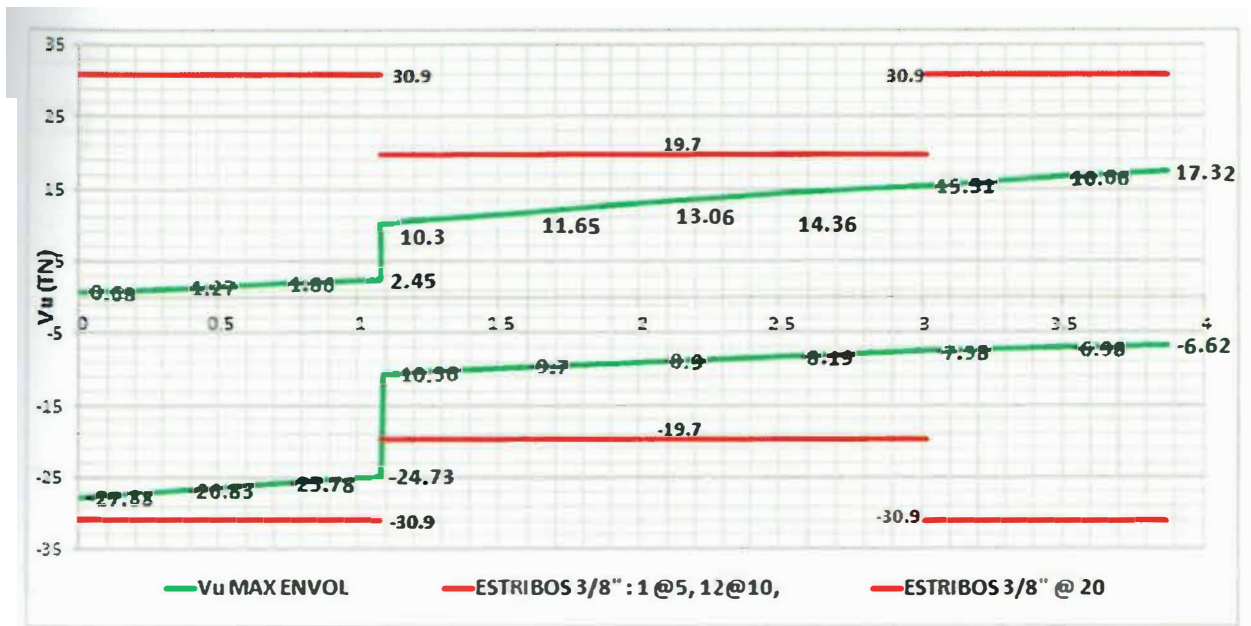


Figura 9.2.2 a: Envoltura de Demanda (V_u) y la resistencia al corte suministrada (ϕV_n) en color rojo.

La Norma E.060 en su artículo 11.5.8 señala que adicionalmente a los estribos por cortante, se colocarán estribos de suspensión en la cara de la viga principal (VT-02) debido a que recibe el apoyo de la viga secundaria (VT-07).

Se calculan los estribos adicionales con la expresión $\phi A_h * f_y \geq V_u * h_s / h_p$

Donde h_s = peralte de VT-07 ; h_p = peralte de VT-02 ; $V_u = 15.93 Tn$

Resolviendo $A_h = (V_u * h_s) / (f_y * \phi * h_p)$, = $15930 * 25 \div 4200 * .85 * 25$

$A_h = 4.46 \text{ cm}^2$ por cara de viga entonces $4.46 / 0.71 = 6$ estribos de 3/8" en 25cm.

Finalmente en la figura 9.2.2 b, la armadura y estribaje de la viga VT-02 (30x50)

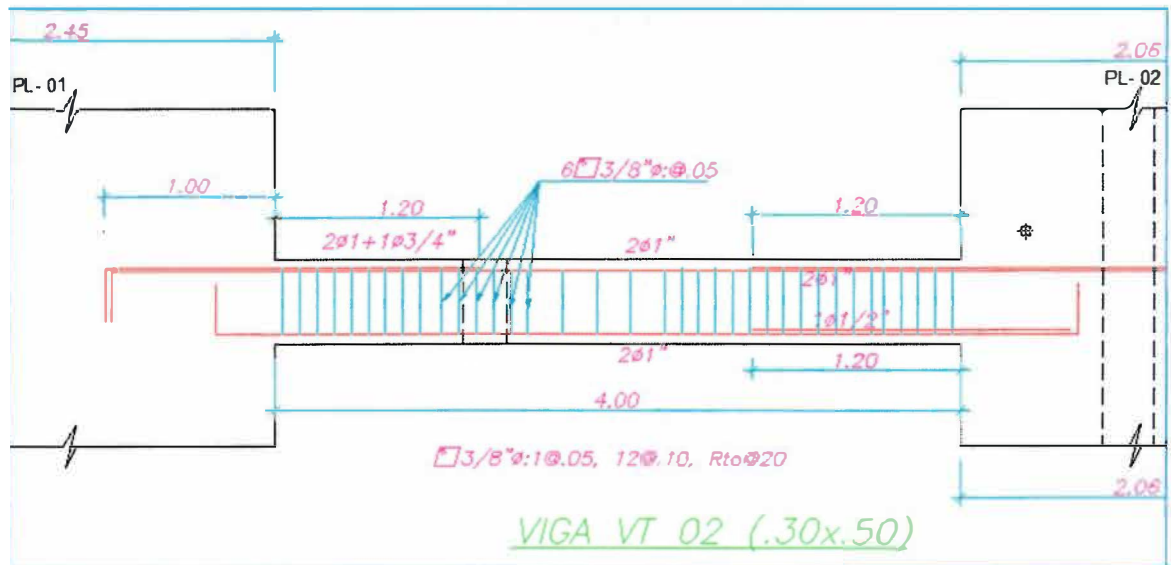


Figura 9.2.2 b: Armadura de Viga VT 02 1er al 7mo piso

9.3 DISEÑO DE VIGAS CHATAS.

Se escogió a la viga V CH-01(30x20), que fundamentalmente está influenciada por cargas de gravedad porque sostiene un tabique divisorio, y se comportará como simplemente apoyada en sus extremos.

9.3.1 Diseño por Cortante

La viga V CH-01 (30x20), será diseñada para que su sección de concreto resista (ϕV_c) la cortante última solicitada V_u .

La resistencia del concreto al corte es: $\phi V_c = \phi * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d$

De donde: $\phi = 0.85$; $f'_c = 210\text{kg/cm}^2$ $b = 30\text{cm}$. $d = 17\text{cm}$.

Tenemos entonces $\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 30 * 17 = 3.33 \text{ Tn}$

La Cortante última a la cara del apoyo es: 1.92 Tn

Dado que $\phi V_c > V_u$ ya no será necesario los estribos, pero colocaremos los estribos mínimos por montaje: estribos de 1/4" @25cm.

9.3.2 Diseño por Flexión.

La viga se comportará como apoyada en sus extremos, el momento al centro de la viga es $M_u = 2.57\text{Tn.m}$

El As(+) requerido es de 4.9cm^2 , el As colocado será..... 5.16cm^2 ó $4 \text{ } \varnothing \frac{1}{2}"$

El As(-) es el mínimo requerido.

Se colocará fierro negativo $2 \text{ } \varnothing \frac{1}{2}"$ por montaje.

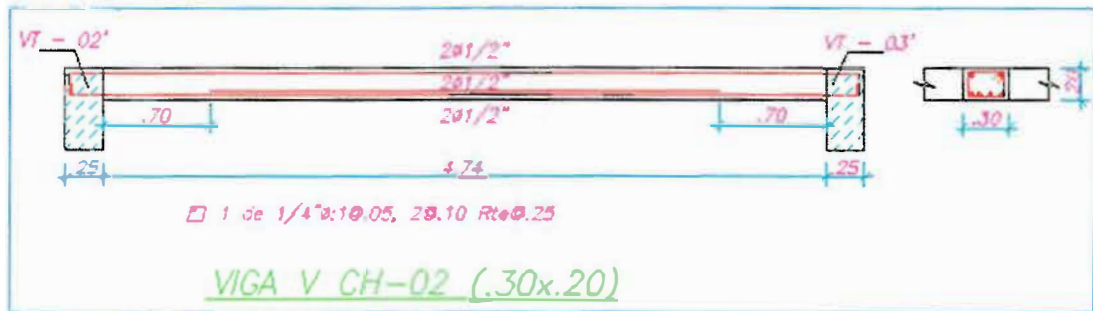
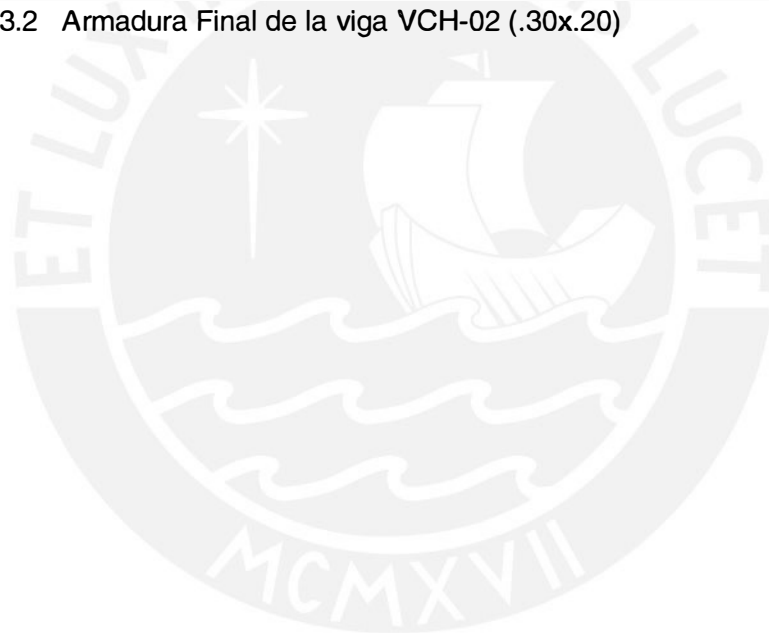


Figura 9.3.2 Armadura Final de la viga VCH-02 (.30x.20)



CAPÍTULO 10: DISEÑO DE COLUMNAS.

La columna C-2 (40x80) fue escogida para el diseño pertenece al pórtico del eje 7/E. ver figura 10.0.1a.

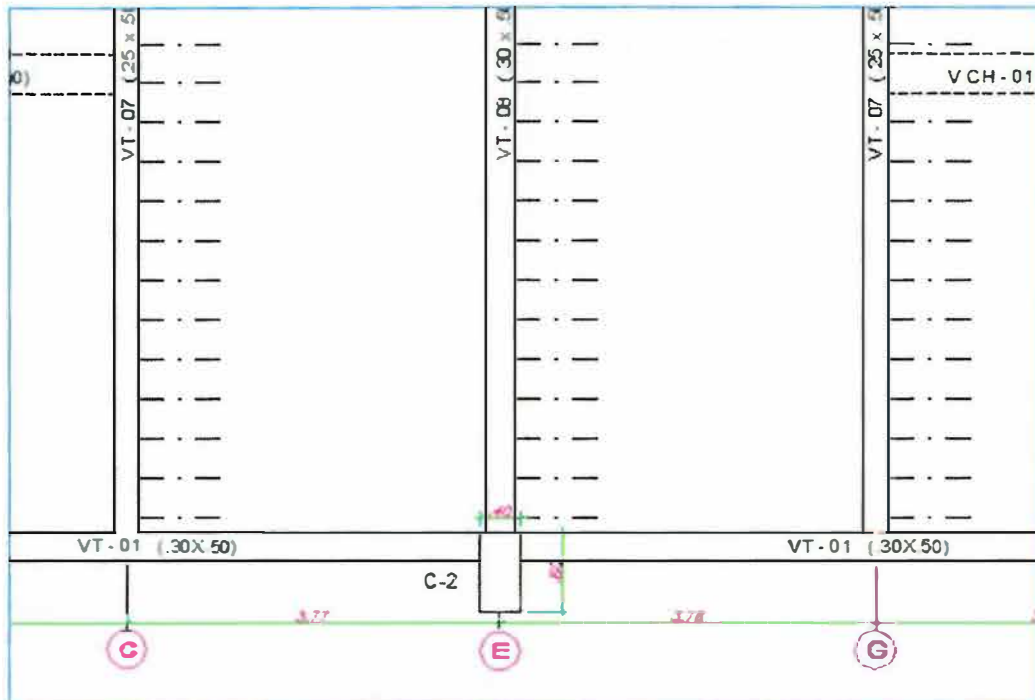


Figura 10.0.1a Columna central C-2 pertenece a pórtico de fachada

10.1 DISEÑO POR FLEJO COMPRESIÓN

Se inicia verificando el artículo 21.4.2 de la Norma E.060 que indica la carga axial de compresión mínima que debe cargar la columna para que sea diseñada por flexo compresión: $Pu_{min} \geq 0.1 * f'c * Ag$, sobre todo en los pisos superiores.

De las cargas de servicio y de sismo, se tienen las combinaciones dadas en la tabla 10.1a.

Tabla 10.1a Combinaciones de Cargas (Pu, Mu) en dos direcciones.

Combinaciones	Columna C - 2 (1° piso)		
	Pu (Tn)	Mu ₃₋₃ (Tn.m)	Mu ₂₋₂ (Tn.m)
1.4CM+1.7CV	341.77	0.16	-0.24
1.25(CM+CV) ± SX	292.04	9.03	0.35
1.25(CM+CV)+SY	303.40	1.45	8.32
0.9*CM ± SX	163.66	8.98	0.60
0.9*CM+SY	175.02	1.39	8.56

Donde P_u (1º piso) = 341.7 Tn. > $0.1 \cdot 2100 \cdot 0.4 \cdot 0.8 = 67.2$ Tn.

P_u (8º piso) = 29.7 Tn. > 67.2 Tn → se usa el P_u min

Entonces la columna será analizada a flexo compresión.

Se escogió para el primer análisis, una distribución inicial de acero longitudinal de $4\phi 1'' + 8\phi 3/4''$ que hacen una cuantía de $\rho = 1.34\%$ mayor que la mínima requerida por norma $\rho_{\min} = 1.0\%$ (figura 10.1.b).

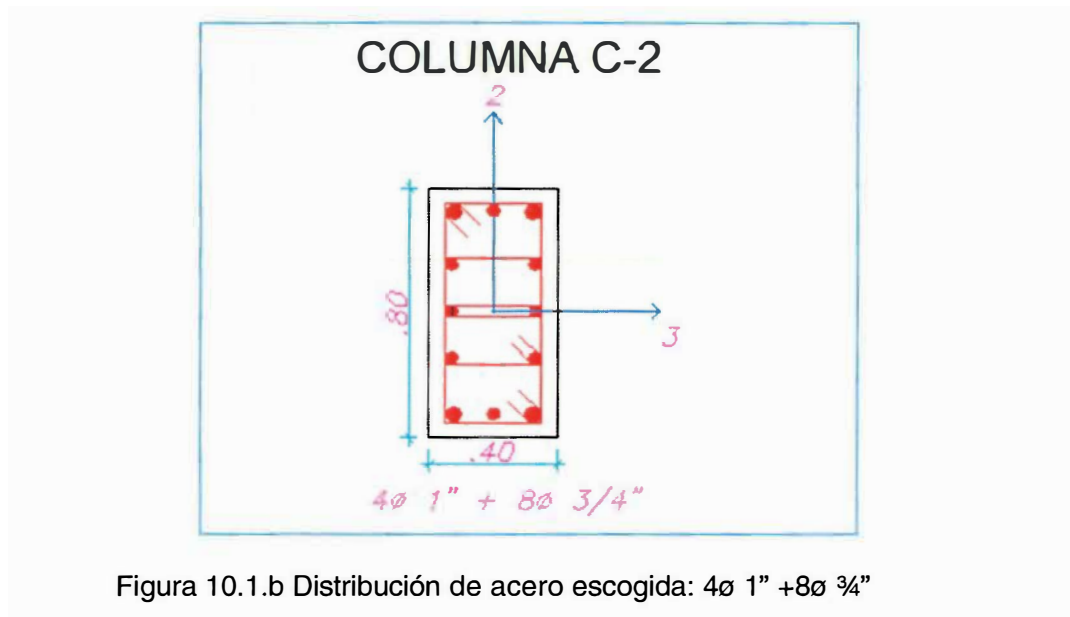


Figura 10.1.b Distribución de acero escogida: $4\phi 1'' + 8\phi 3/4''$

Se representaron a cada una de las combinaciones de cargas (P_u , M_u) del análisis sísmico y los diagramas de interacciones, en los ejes principales (Figura 10.1.c).

Se observa que los pares (P_u , M_u) son contenidos por los diagramas generados por la distribución inicial de acero escogido. Por lo tanto el diseño inicial satisface las demandas.

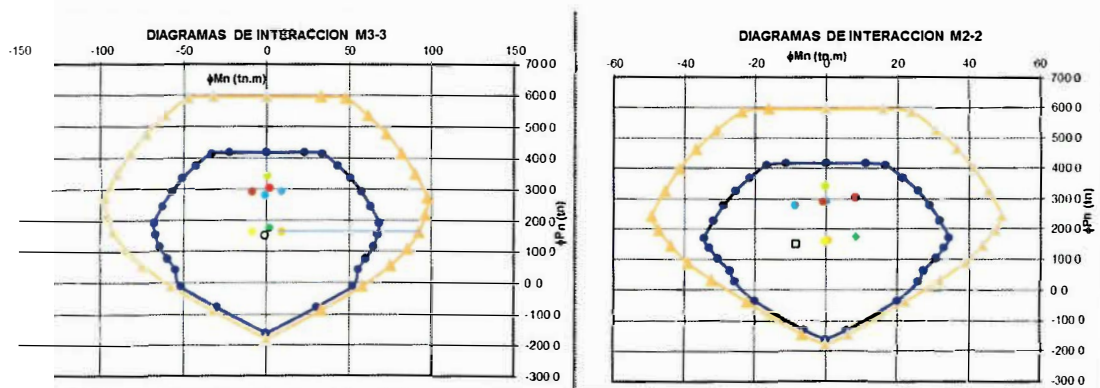


Figura 10.1.c. Diagrama de interacciones de columna C-2 y combinaciones de cargas

10.2 DISEÑO POR CORTANTE (SISTEMA DUAL TIPO I)

Las combinaciones de carga y cortantes (P_u , V_u) se presentan en la tabla 10.2.

Tabla 10.2. Combinaciones de carga (V_u) en dos direcciones.

Combinaciones	Columna C – 2 (1° piso)		
	P_u (Tn)	$V_{u_{2-2}}$ (Tn)	$V_{u_{3-3}}$ (Tn)
1.4CM+1.7CVV	341.77	0.07	-3.11
1.25(CM+CV) ± SX	292.04	-3.45	-2.87
1.25(CM+CV)+SY	303.40	-0.69	-5.06
0.9*CM ± SX	163.66	3.43	-1.64
0.9*CM+SY	175.02	0.66	-3.48

La resistencia al corte del elemento sometido a compresión esta dada por la ecuación 11.4 de la Norma E.060 $V_c = 0.53 * \sqrt{210} * \left(1 + \frac{N_u}{140 * A_g}\right) * b_w * d$, donde $N_u = 341.7Tn.$; $A_g = 0.32m^2$; $b_w = 0.8m.$; $d = 0.35m.$

Entonces: $\phi V_c = 32.22 Tn.$

La Cortante última cumplirá con los requisitos para columnas de un sistema resistente Dual Tipo I..... $V_u = (Mn.inf + Mn.sup.)/hn$

Donde $Mn.inf = 43.9Tn.m$; $Mn.sup = 43.9Tn.m$; $hn = 2.50m.$

Entonces $V_u = 35.12 Tn$ $\phi V_c < V_u$

Pero con los estribos mínimos requeridos para un sistema estructural Dual tipo I cumplirá que $\phi(V_c + V_s) > V_u$ bastará con estribos triples de 3/8" @ 25cm

La columna se confinará con los estribos según la figura 10.2.a

Zona de confinamiento= mayor dimensión de columna: 80cm.....8 estribos @ 10cm.

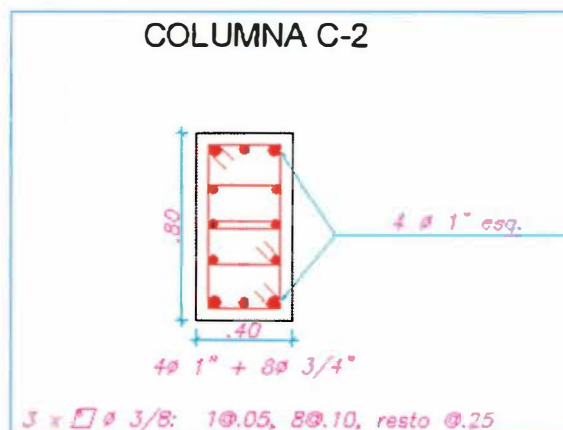


Figura 10.2.a: Configuración final de refuerzo en columna C-2 del 1er al 3er piso

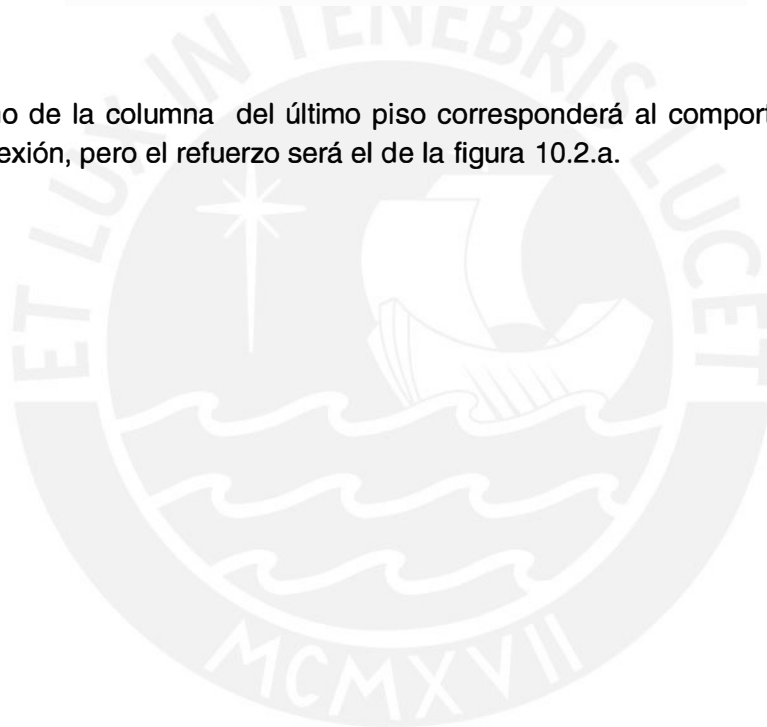
Se redujo el acero longitudinal de la columna C-2 del 4ºto al 8º piso, colocando 12ø 3/4", haciendo una cuantía de $\rho=1.07\%$

Se verificó la ecuación de comportamiento de las columnas con $Pu_{min} = 67.2 Tn \geq 0.1 * f'c * Ag$ para su análisis por flexo compresión.

Tabla 10.2.1b: Carga Axial última (Pu)

PISO	CM (Tn)	CV (Tn)	1.4CM+1.7CV
8	18.31	2.42	29.7

El diseño de la columna del último piso corresponderá al comportamiento de una viga a flexión, pero el refuerzo será el de la figura 10.2.a.



CAPITULO 11: DISEÑO DE MUROS

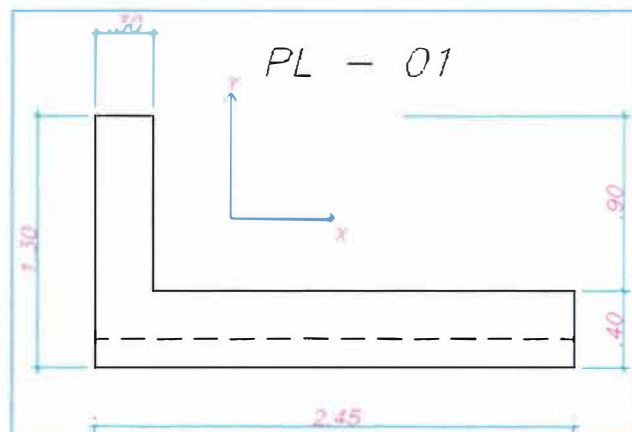
11.1 CONSIDERACIONES DEL DISEÑO POR FLEXIÓN

La esbeltez de los muros cumplirán con la relación que $H/L > 1$ para que sean diseñados por flexo compresión en base a la relación P_u ; M_u . La relación de Carga última y Momento último deberá estar contenida en los diagramas de interacción del muro.

Se ubicará el refuerzo longitudinal concentrado en los extremos, zonas donde llegan a apoyarse vigas, esquinas de las placas, mientras que en el alma del muro, el refuerzo longitudinal será en dos capas con la cuantía mínima requerido de 0.002.

Adicionalmente, la norma exige que los refuerzos verticales en los extremos de las placas, se confinen con estribos tal y como si fuesen columnas individuales.

A continuación la placa por diseñar como ejemplo es la placa PL-01,



Para el primer piso hallamos las solicitaciones (P_u , M_u) producto de las combinaciones de cargas, tal como se muestran en las tablas 11.1.a y 11.1.b

Tabla 11.1.a: Combinaciones de Cargas para PL-01 en 1ºer piso para sismo en x-x

	P_u (tn)	M_{u3-3} (Tn.m)	M_{u2-2} (Tn.m)	V_u 2-2 (Tn)	V_u 3-3 (Tn)
1.4M+1.7V	407.01	69.99	19.30	-12.81	1.00
1.25(M+V)+SX	408.82	613.92	164.34	81.41	44.22
1.25(M+V)- SX	296.18	-492.92	-130.93	-103.26	-42.57
0.9M + SX	273.49	590.30	157.90	86.20	43.77
0.9M - SX	160.85	-516.54	-137.36	-98.47	-43.01

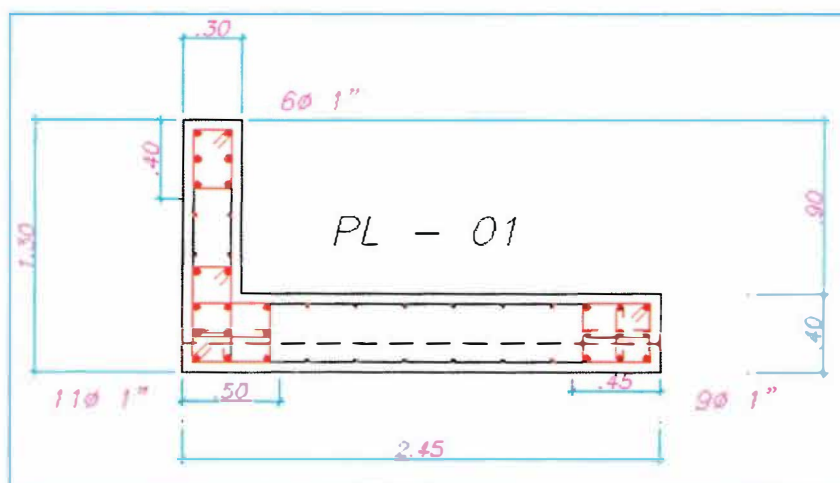
Tabla 11.1.b: Combinaciones de Cargas para PL-01 en 1ºer piso para sismo en y-y

	Pu (Tn)	Mu3-3 (Tn.m)	Mu2-2 (Tn.m)	Vu 2-2 (Tn)	Vu 3-3 (Tn)
1.4M+1.7V	407.01	69.99	19.30	-12.81	1.00
1.25(M+V)+SY	379.71	153.29	104.31	4.14	25.22
1.25(M+V)-SY	325.29	-32.28	-70.90	-25.99	-23.57
0.9M + SY	244.38	129.66	97.87	8.93	24.77
0.9M – SY	189.96	-55.90	-77.33	-21.21	-24.01

La cantidad de acero tentativa se calculó con la expresión:

$Mu = \phi \cdot As \cdot fy \cdot (d - \frac{a}{2})$, por eso en los extremos horizontales colocamos 9 $\phi 1''$ y 11 $\phi 1''$, mientras que en el extremo vertical 6 $\phi 1''$.

El muro de 40cm de espesor se reducirá a partir del 4º nivel a 30cm, por lo que solo continuarán los aceros longitudinales dentro de la línea entrecortada.

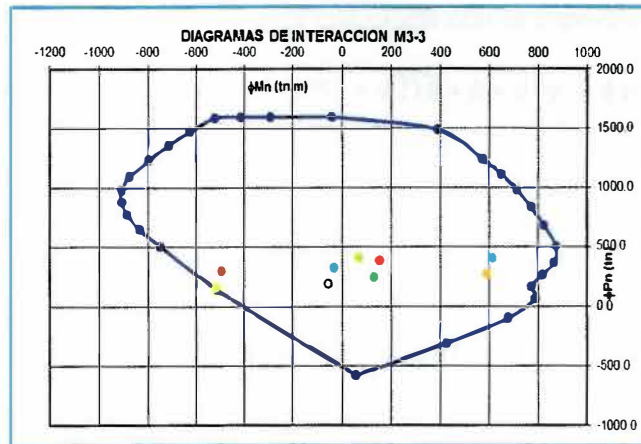


Con la cantidad de acero calculada para los tres núcleos de la placa, y con la geometría de la misma, se elaboran mediante el programa de computación CSCOL de ETABS los diagramas de interacción.

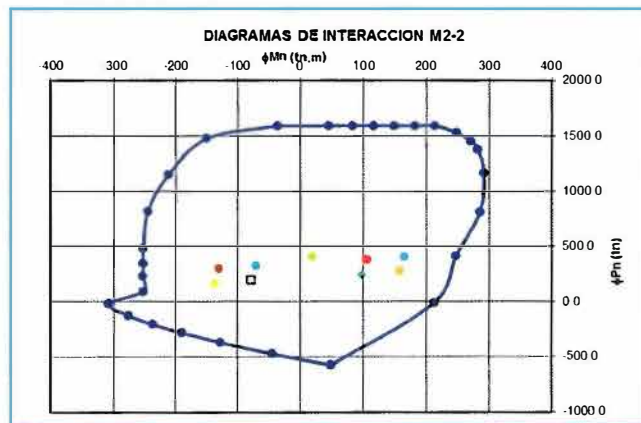
El diagrama de interacción se conoce también como la curva que describe las combinaciones (Fuerza, Momento) que agotan la capacidad flexión y compresión combinadas en la placa PL-01.

En la curva de interacción para cada eje principal, se graficaron las solicitaciones últimas (Pu, Mu) de las cinco combinaciones de carga empleando una hoja de cálculo.

Se puede observar a continuación que todas los pares de cargas y momentos (Pu, Mu) son contenidas por los diagramas de interacción de la placa, que se obtuvieron con los aceros concentrados en los núcleos.



Figuras11.1.1a: Diagrama de interacción de la placa PL-01 con solicitaciones de sismo en X



Figuras11.1.1b: Diagrama de interacción de la placa PL-01 con solicitaciones de sismo en Y.

11.2 CONSIDERACIONES DEL DISEÑO POR CORTANTE

El diseño por cortante debe cumplir con lo expuesto en el artículo 21.9.5.3 de la norma E.060 que indica que la cortante última V_u , no deberá ser menor que el cortante último proveniente del análisis V_{ua} multiplicado por el cociente entre el momento nominal de (M_n) calculado con los aceros realmente colocados y el momento proveniente del análisis (M_{ua}).

$$V_u \text{ diseño} \geq V_{ua} \times \frac{M_n}{M_{ua}}$$

El cociente M_n/M_{ua} no será mayor que R, y se diseñará por capacidad hasta los dos primeros pisos de altura.

La resistencia al corte de los muros será calculada con la expresión:

$$V_n = \phi(V_c + V_s) \dots \text{donde } \phi V_c = \phi * 0.53 * \sqrt{210} * b * d \text{ y } \phi V_s = \phi * \frac{A_s * f_y * d}{s}$$

Diseño de placa PL-01 por cortante:

Dirección X:

$$b = 0.40m; L = 2.45m; d = 0.8L = 1.96m.$$

$$M_n = 1172Tn.m, (M_u = 613.9Tn.m \text{ y } P_u = 408.8Tn.)$$

$$V_u \text{ diseño} = 103.3 \times 1172 / 613.9 = 197.2Tn.$$

$$\text{Aporte del Concreto : } \phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 40 * 196 = 51.1 Tn.$$

$$\text{Aporte del Acero : } V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = 180.9 Tn.$$

$$\text{Espaciamiento } S = \frac{A_s * f_y * d}{V_s} = 13.0cm \dots 15.0cm \text{ doble malla } \phi \frac{1}{2}'' @ 15.0cm$$

$$A_s \text{ minimo} = 0.002 * 100 * 40 = 4cm \text{ x dos capas}$$

Dirección Y:

$$b = 0.30m; L = 1.30m; d = 0.8L = 1.04m.$$

$$M_n = 320Tn.m \text{ Para un } (M_u = 164.3Tn.m \text{ y } P_u = 408.8Tn.)$$

$$V_u \text{ diseño} = 43.7 \times 320 / 164.3 = 84.1Tn.$$

$$\phi V_c = 20.37Tn.$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = 75Tn$$

$$\text{Espaciamiento } S = \frac{A_s * f_y * d}{V_s} = 15 \text{ cm.} \text{ Se usará también doble malla } \phi \frac{1}{2}'' @ 15 \text{ cm.}$$

La distribución final del acero en la placa PL-01 del primer piso será la siguiente:

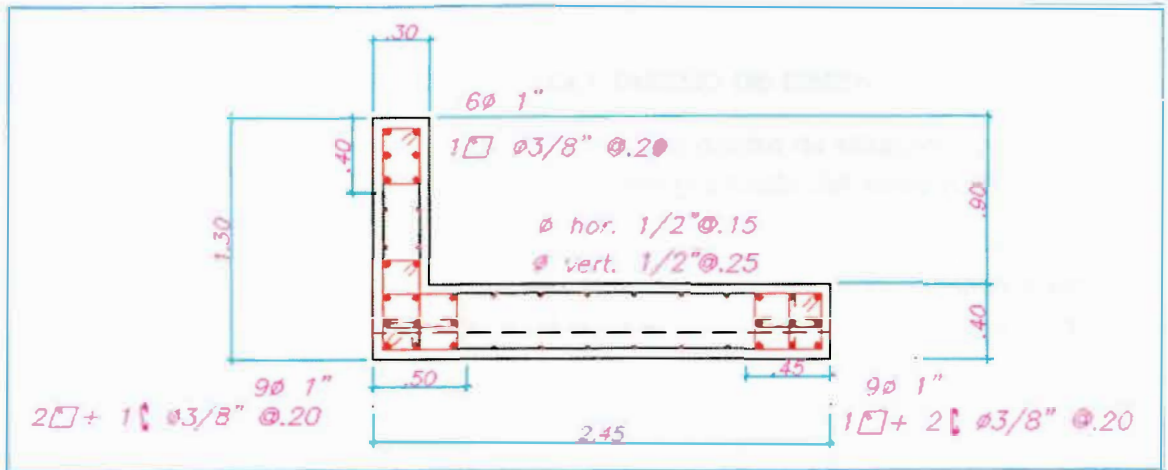


Figura 11.2.1: Distribución final del acero en placa PL-01 del 1° al 4° piso



CAPÍTULO 12: DISEÑO DE CIMENTACIONES

12.1 GENERALIDADES DEL SUELO Y DEL DISEÑO DE CIMENTACIONES:

Las condiciones del suelo de la ciudad de Lima y el distrito de Miraflores permiten suponer que por su clasificación como grava bien graduada del suelo (GW) tiene una capacidad portante de 4kg/cm^2 .

El primer paso serán calcular las dimensiones de la zapata que transmitirá las cargas al suelo, sin superar el $\sigma_{admissible}$, se usarán las expresiones:

$$\sigma_{actuante} = \frac{P_{grav.}}{\text{Area zapata}} \leq \sigma_{admissible}$$

$$\sigma_{actu} = \frac{P_{grav.} + P_{sis.}}{\text{Area zapata}} \pm \frac{M_{sismo x} * C_x}{I_{yy}} \pm \frac{M_{sismo y} * C_y}{I_{xx}} \leq 1.3 \sigma_{admissible}$$

Una vez obtenidas las dimensiones de la zapata, para el diseño se hallará el mayor esfuerzo generado por las cargas amplificadas por las combinaciones de cargas y sismo: $\sigma_{\text{último}}$. El diseño del espesor de la zapata por punzonamiento, el diseño del refuerzo por flexión y cortante serán calculados para resistir el $\sigma_{\text{último}}$.

12.2 DISEÑO DE ZAPATA AISLADA DE PLACA DEL ASCENSOR Y ESCALERA

En el presente diseño todas las zapatas son consideradas conectadas con vigas de conexión a otras zapatas. Sin embargo la zapata Z-5 que recibe a la placa del ascensor y caja de escaleras será considerada como una gran zapata aislada. El fundamento principal para el pre dimensionamiento respetará que las presiones actuantes sobre la zapata serán menores que las presiones admisibles que pueda soportar el suelo. Caso contrario se deben redistribuir los esfuerzos en caso aparezcan tracciones en suelo.

Se admite que se incremente las presiones admisibles del suelo en un 30% cuando actúen cargas temporales como sismos. (Artículo 15.2.4 Norma E.060)

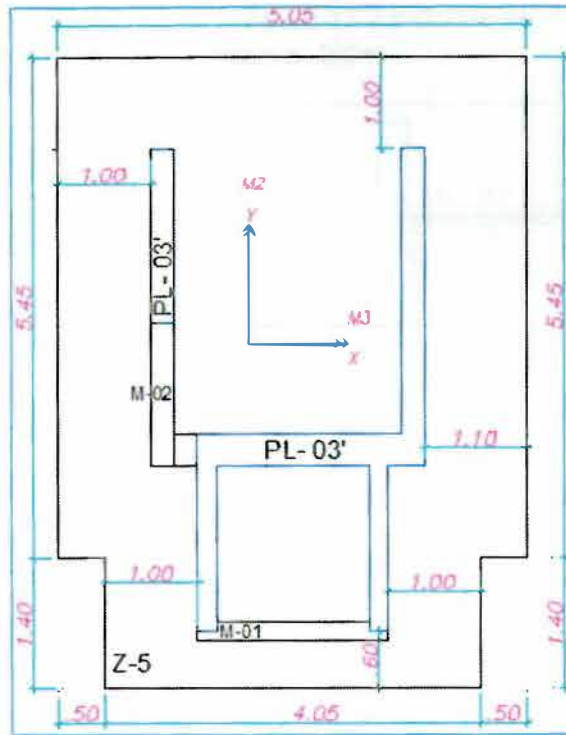


Figura 12.2.a Planta de Zapata y muros del asesor y escalera

El procedimiento de análisis para el dimensionamiento será cumpliendo la siguiente pauta que indica la influencia del sismo en ambas direcciones, conocida como flexión biaxial:

$$\sigma_{actuante} = \frac{P + P_p + P_s}{Area} \pm \frac{M_x * C_x}{I_{yy}} \pm \frac{M_y * C_y}{I_{xx}} \leq 1.3 \sigma_{admissible}$$

Análisis por cargas de gravedad y sismo en X

Análisis por cargas de gravedad y sismo en Y

Las cargas resultantes transmitidas de la placa PL-03, sin amplificación alguna, y con los casos de sismo castigados entre 1.25. tal como se indica en la tabla 12.2.a

Tabla 12.2.a: Cargas actuantes sin amplificar

	P (Tn)	M2 (Tn)	M3 (Tn)
MUERTA	688.0	125.8	442.0
VIVA	107.0	214.0	68.9
SISMO XX	2.2	615.5	27.4
SISMO YY	52.1	51.9	782.3

El corte de la zapata se muestra en la figura 12.2.b donde se muestran el pit del ascensor y el nivel del cuarto de bombas a -3.0m.

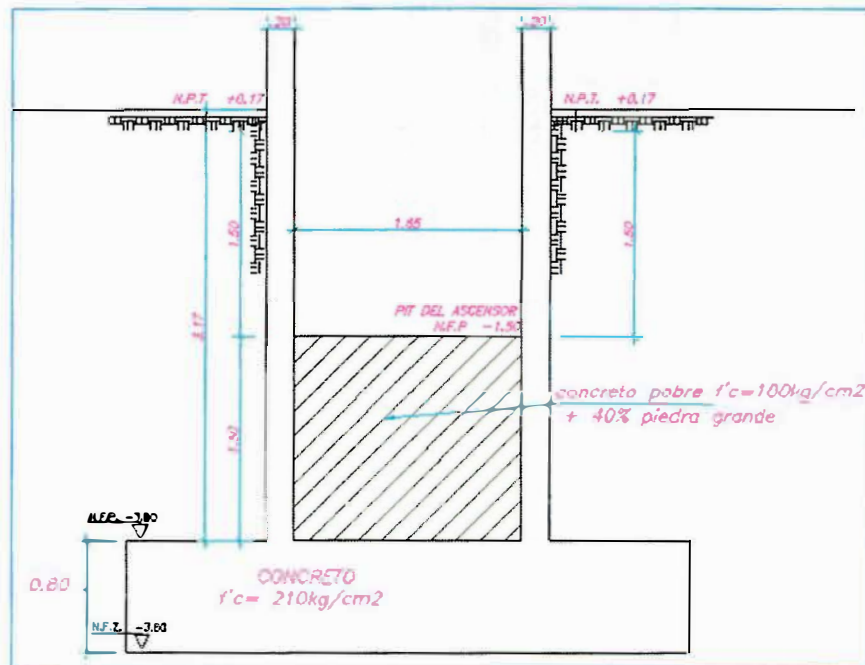


Figura 12.2.b: Sección de zapata a dimensionar.

Características de la zapata:

Peso propio + dado pit: $2.4 \times 33.19 \times 0.7 + 1.65 \times 1.8 \times 1.5 \times 2.1 = 65.11 \text{ Tn.}$ apróx.

Peso de tierra: $2 \times 2.85 \times (33.19 - 17.99) = 86.64 \text{ Tn.}$

$$\sigma_4 = 28.7 - 18.53 - 0.62 = 9.56 \text{ Tn/m}^2 < 1.3\sigma_{\text{admisible}} = 52 \text{ Tn/m}^2 \dots \text{ok}$$

Por lo tanto, los máximos esfuerzos ocurren en la esquina superior derecha con 52.4 Tn/m^2 en el análisis de carga de gravedad y sismo en x.

Análisis por cargas de gravedad y sismo en Y

Procedemos a hallar los esfuerzos en la esquina superior derecha de la zapata.

$$\sigma_1 = (688 + 107 + 52.1 + 65.1 + 86.6)/33.1 + 51.9 * 2.53/67.40 + 782.3 * 3.31/156.1$$

$$\sigma_1 = 30.18 + 1.94 + 16.59 = 48.7 \text{ Tn/m}^2 < 52 \text{ Tn/m}^2 \dots \text{ok}$$

$$\sigma_2 = (688 + 107 + 52.1 + 65.1 + 86.6)/33.1 - 51.9 * 2.53/67.40 - 782.3 * 3.31/156.1$$

$$\sigma_2 = 30.18 - 1.94 - 16.59 = 11.64 \text{ Tn/m}^2 < 52 \text{ Tn/m}^2 \dots \text{ok}$$

Procedemos a hallar los esfuerzos en la esquina inferior izquierda de la zapata.

$$\sigma_3 = (688 + 107 + 52.1 + 65.1 + 86.6)/33.1 + 51.9 * 2.03/67.40 + 782.3 * 3.54/156.1$$

$$\sigma_3 = 30.18 + 1.56 + 17.7 = 49.48 \text{ Tn/m}^2 < 52 \text{ Tn/m}^2$$

$$\sigma_4 = (688 + 107 + 52.1 + 65.1 + 86.6)/33.1 - 51.9 * 2.03/67.40 - 782.3 * 3.54/156.1$$

$$\sigma_4 = 30.18 - 1.56 - 17.7 = 10.88 \text{ Tn/m}^2 < 52 \text{ Tn/m}^2$$

Por lo tanto, los máximos esfuerzos ocurren en la esquina inferior izquierda con 49.4 Tn/m^2 en el análisis de carga de gravedad y sismo en Y. Se concluye que las dimensiones en planta son adecuadas.

12.2.2 Esfuerzo último σ para el diseño.

Para el diseño por concreto armado, hallaré el *σ* último con las combinaciones de cargas.

Para cargas por gravedad: P_u/A

$$1.4CM + 1.7CV \rightarrow 1.4(688 + 65.1 + 86.6) + 1.7(107) = 1357 \text{ Tn.}$$

$$\sigma_1 = \frac{1357}{31.19} = 40.9 \text{ Tn/m}^2$$

Por cargas de gravedad + sismo xx

$$\frac{P_u}{A} \pm \frac{M_y C_y}{I_x} \pm \frac{M_x C_x}{I_y} = \frac{1.25(688 + 107 + 65.1 + 86.6)}{33.19} \pm \frac{615.5 * 2.53}{67.4} \pm \frac{27.4 * 3.31}{156.1} =$$

$$\sigma_{ult 1} = 35.7 + 23.10 + 0.58 = 59.3 \text{ Tn/m}^2$$

$$\sigma_{ult 2} = 35.7 - 23.10 - 0.58 = 11.97 \text{ Tn/m}^2$$

Por cargas de gravedad +sismo yy

$$\frac{Pu}{A} \pm \frac{MyCy}{Ix} \pm \frac{MxCx}{Iy} = \frac{1.25(688 + 107 + 65.1 + 86.6)}{33.19} \pm \frac{51.9 * 2.03}{67.4} \pm \frac{782.3 * 3.54}{156.1} =$$

$$\sigma_{ult 3} = 35.7 + 1.56 + 17.74 = 54.5 \text{ Tn/m}^2$$

$$\sigma_{ult 4} = 35.7 - 1.56 - 17.74 = 16.4 \text{ Tn/m}^2$$

El mayor esfuerzo producto de las combinaciones de cargas $\sigma_{\text{último}}$ que se empleará para el diseño será 59.3 Tn/m^2

12.2.3 Análisis por cortante en una dirección.

Se busca en este análisis comprobar que la cortante que proviene del $\sigma_{\text{último}}$ a la zapata será tomada por el concreto.

Con las dimensiones de la zapata y un peralte tentativo de 80cm, verificaré la resistencia al corte de la zapata, en la zona donde los volados son mayores a $d=70\text{cm}$ (toda el área sombreada en la figura 12.2.3).

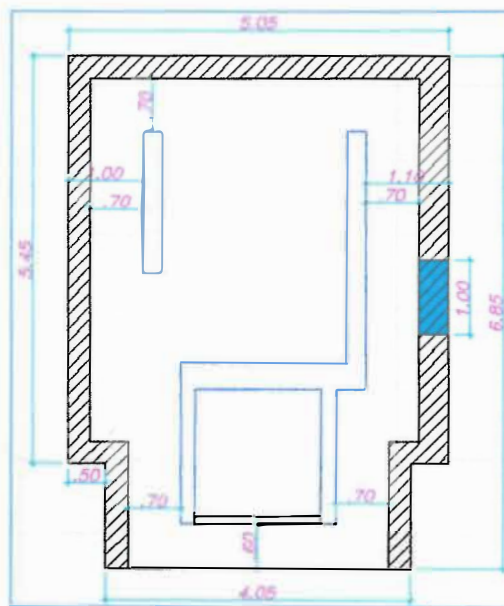


Figura 12.2.3: Volados de zapata mayores que $d=70\text{cm}$, se verificarán por corte.

Donde $V_u = \sigma_{\text{último}} * (B_y) * (\text{Ancho volado})$

$$V_u = 59.3 * 1.0 * 0.4 = 23.72 \text{ Tn}$$

Donde $\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 70 = 45.70 \text{ Tn}$.

Entonces se comprueba que $\phi V_c > V_u$...no necesitara fierro por cortante.

12.2.4 Diseño por punzonamiento.

Se analiza por punzonamiento para evitar fallas de aplastamiento en el concreto de la zapata alrededor de la placa que se apoya en la zapata.

En esta parte del diseño comprobaremos si el peralte asumido de 80cm es suficiente para resistir el Último calculado desde una distancia de $d/2$ de las placas.

Asumo: $H=80\text{cm}$; entonces $d=70\text{cm}$ y $d/2 =35\text{cm}$.

$A_0=20.08\text{m}^2$; $b_0=19.9\text{m}$.

$$\phi V_c = \phi * 0.53 * 1.1 * \sqrt{210} * b_0 * d. \quad \text{y} \quad V_{ultimo} = \sigma_{ult} * (Area_{zapata} - A_0)$$

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * 1.1 * \sqrt{210} * 1990 * 70 = 964.6\text{Tn}.$$

$$V_{ultimo} = 59.3 * (33.19 - 20.08) = 777.4\text{Tn}.$$

$$\phi V_c = 964.6\text{Tn} > V_{ultimo} = 777.4\text{Tn}$$

El peralte asumido de 80cm resistió al análisis por punzonamiento.

12.2.5 Diseño por Flexión.

El diseño por flexión de la zapata se hizo modelando la zapata como una losa de simplemente apoyada en todo el desarrollo de las placas que forman la caja del ascensor y escaleras. Se modeló con elementos finitos de 20cm de arista y aplicándole una carga distribuida igual al $\sigma_{ultimo} = 59.3\text{Tn}/\text{m}^2$ calculado anteriormente.

Los momentos últimos resultantes alrededor de los ejes X e Y se muestran en las figuras 12.2.5a y 12.2.5b.

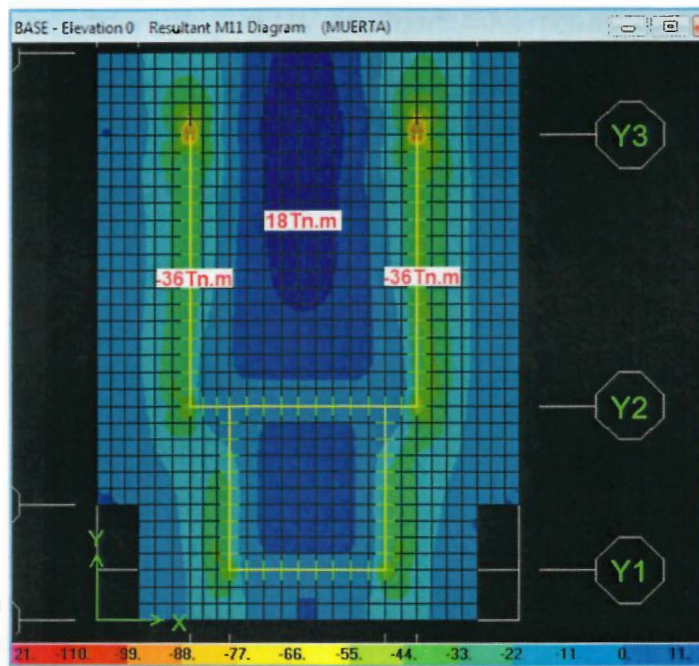


Figura 12.2.5a: Momentos Últimos alrededor de eje Y.

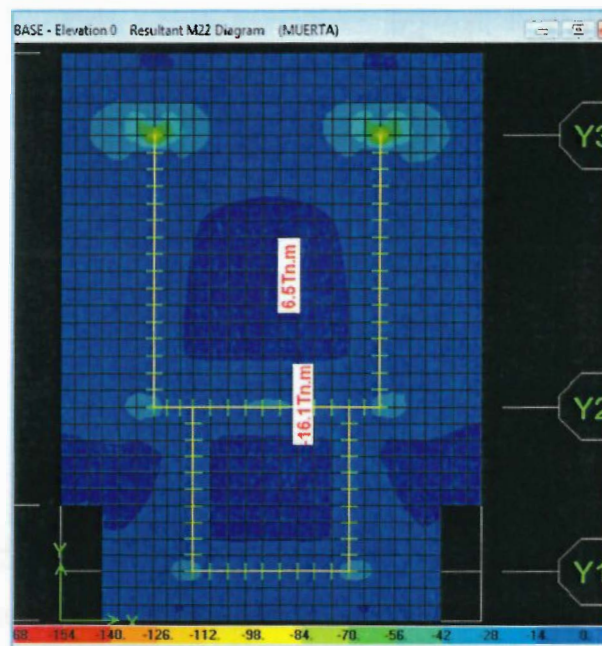


Figura 12.2.5b: Momentos últimos alrededor de eje X.

Las áreas de acero respectivas cuando $b=100\text{cm}$, $d=70\text{cm}$

$Mu1 (-) = 36.0\text{Tn.m}$ $Ku=7.35$ $\rho=0.2\%$ $As=14\text{cm}^2$ $\rightarrow As \text{ coloc}=3/4''@20\text{cm}$

$Mu1 (+) = 18.0\text{Tn.m}$ $Ku=3.67$ $\rho=0.1\%$ $As=7\text{cm}^2$ $\rightarrow As \text{ requerido}=3/4''@40\text{cm}$

$Mu2 (-) = 16.0\text{Tn.m}$ $Ku=3.26$ $\rho=0.1\%$ $As=7\text{cm}^2$ $\rightarrow As \text{ requerido}=3/4''@40\text{cm}$

$Mu_2 (+) = 6.5Tn.m$ $Ku = 1.33$ $\rho = 0.1\%$ $As = 7cm^2 \rightarrow As \text{ requerido} = 3/4'' @ 40cm$

Se empleará el acero de la cuantía mínima similar a la que se cumplen como cuantía mínima en losas: $\rho_{mín} = 0.18\% \rightarrow 2.84 / (20 \times 80) = 0.0018$. $\rightarrow 3/4'' @ 22cm$

Entonces el acero colocado será $3/4'' @ 20cm$

En la figura 12.2.5c se muestra el diseño final de la zapata de la caja del ascensor y escalera.

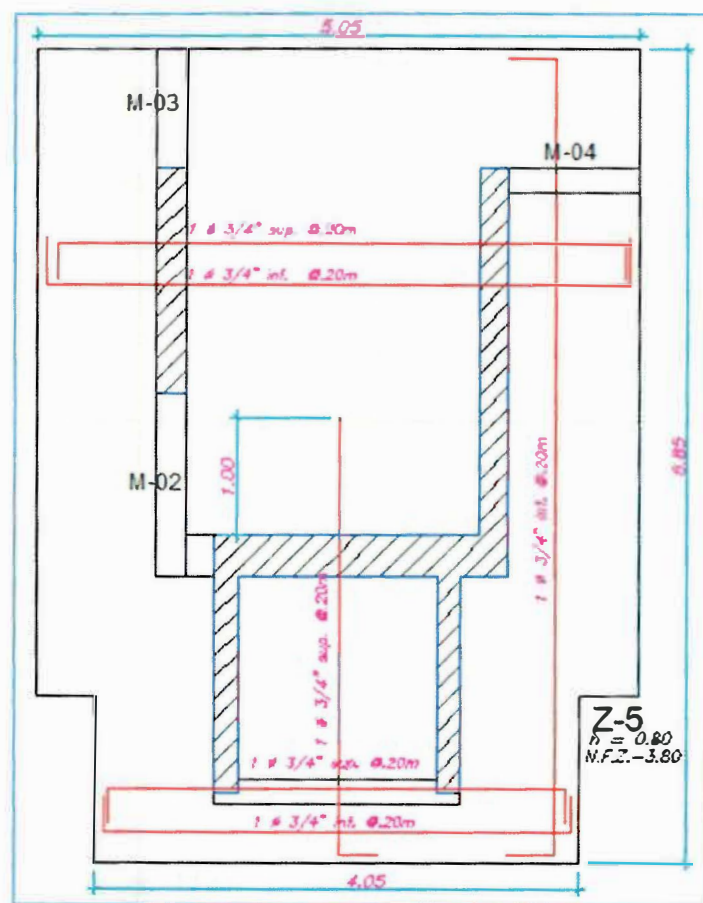


Figura 12.2.5c: Diseño de zapata de placa PL-03

CAPÍTULO 13: DISEÑO DE ZAPATA CONECTADA

13.1 JUSTIFICACIÓN DE VIGA DE CONEXIÓN

La zapata de la placa PL-01 se evito diseñar como una zapata aislada, pero si como conectada con una viga de conexión a la zapata central de la placa PL-02. Ver la Figura 13.1a.

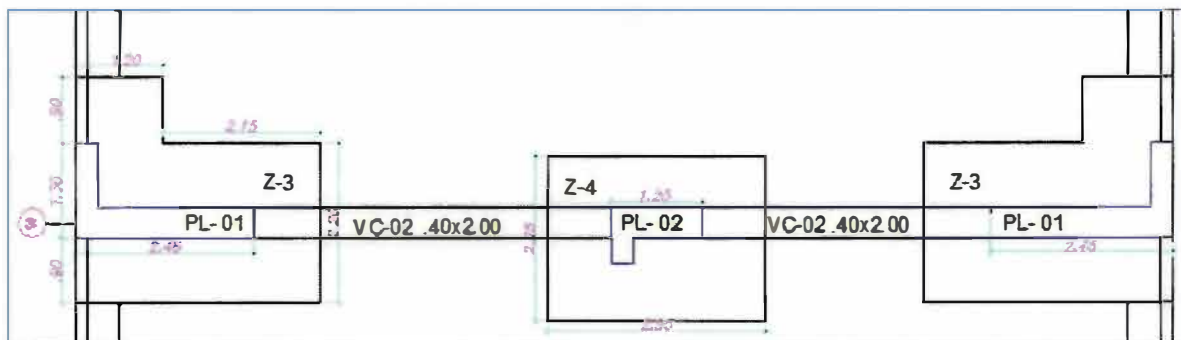


Figura 13.1a: Modelo de las zapata PL-01 y PL-02 conectadas por viga.

Iniciamos con el predimensionamiento de la zapata por cargas de gravedad, y sismo usando las cargas en la base de la placa PL-01 de la tabla 13.1.1a.

Tabla 13.1.1a Cargas actuantes sin amplificar en placa PL-01

	P (Tn)	M2 (Tn)	M3 (Tn)
MUERTA	211.6	11.3	-40.7
VIVA	42.4	1.9	7.4
SISMO XX	-53.3	188.6	543.9
SISMO YY	-26.8	86.4	91.8

$$\sigma_{actuante} = \frac{P + P_p + P_s}{Area} \pm \frac{M_x * C_x}{I_{yy}} \pm \frac{M_y * C_y}{I_{xx}} \leq 1.3 \sigma_{admissible}$$

$$\sigma_{actuante} = \frac{211.6 + 42.4 + 211.6 * 0.1}{7.49} \pm \frac{\left(\frac{543.9}{1.25}\right) * 1.77}{6.84} \pm \frac{\left(\frac{188.6}{1.25}\right) * 0.9}{4.04} =$$

$$36.7 \pm 112.6 \pm 33.6 = 182.9 \text{Tn/m}^2 \gg \sigma_{admissible} = 52 \text{Tn/m}^2.$$

El resultado del análisis de la zapata como si fuese aislada y bajo las cargas sin amplificar, demuestra que no es suficiente para resistir los esfuerzos de sismo. Por eso para reducir el momento flector en la zapata, se conectará con una viga, con el fin que tome el momento y de que reduzca el esfuerzo en el suelo. Una viga de conexión, tomará el 100% del Momento del sismo en x.

A continuación el modelo simplificado de la viga de conexión con las tres zapatas del eje 3 en la figura 13.1b.

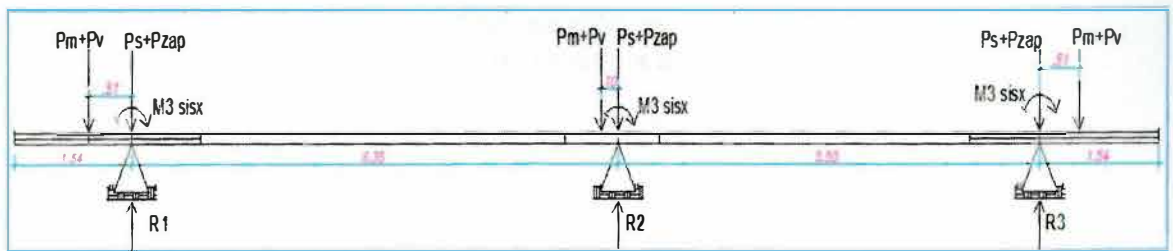


Figura 13.1b: Modelo Simplificado de viga de conexión y zapata Z3 - Z4 - Z3

Se modeló el conjunto como tres apoyos simples ubicados en los centroides de las zapatas Z3 y Z4, y conectadas por una viga rígida que tomará el momento generado por el sismo. Las cargas que bajan por las placas a las cimentaciones se aplicarán en los centroides de las placas, mientras que los pesos propios de las zapatas y del suelo se aplican en los centroides de las zapatas.

Las cargas y momentos aplicados sobre el modelo las zapatas son las siguientes

Z-3		
Pm	(Tn)	226.6
Pv	(Tn)	42.4
Ps+Pzap	(Tn)	21.2
M3 sisx horario	(Tn.m)	387.8
M3 sisx antihor	(Tn.m)	-387.8
Psisx /1.25	(Tn)	-.53.2/1.25

Z-4		
Pm	(Tn)	135.4
Pv	(Tn)	34.1
Ps+Pzap	(Tn)	15.0
M3 sisx horario	(Tn.m)	50.1
M3 sisx antihor	(Tn.m)	-50.1
Psisx /1.25	(Tn)	0.0

13.2 ANÁLISIS DE MODELO CON SISMO X(+) Y X(-)

Las figura 13.2.1 muestran las reacciones del suelo ante un sismo en ambas direcciones.

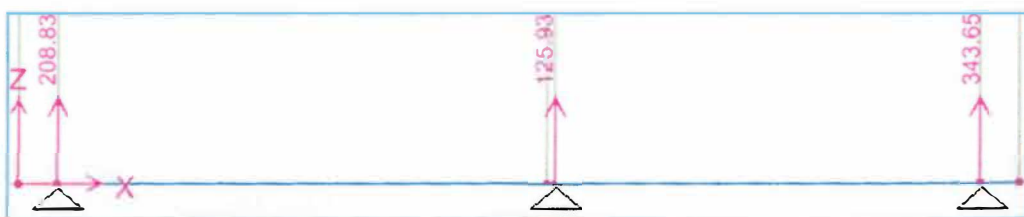


Figura 13.2.1a: Reacciones en las zapatas en Tn. por el sismo en sentido X(+)

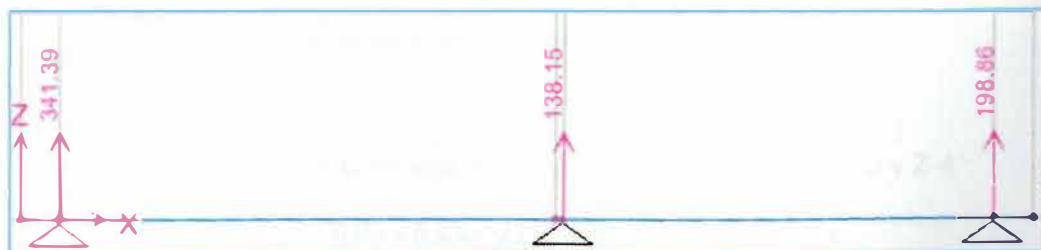


Figura 13.2.1b: Reacciones en las zapatas en Tn. por el sismo en sentido X(-).

El caso de sismo X(-) produce la mayor reacción del suelo en la zapata Z-3. Y además cumple porque esta reacción no excede a la presión admisible del suelo.

$$R1_{max}/Area = 341.4/8.45 = 39.96 \text{ Tn/m}^2 \leq 1.3\sigma_{admissible} = 52 \text{ Tn/m}^2$$

13.3 FUERZAS INTERNAS Y DISEÑO DE VIGA

13.3.1 Diseño por flexión y Corte:

La combinación de envolventes más influyente la tiene el sismo X(-), obtengo el momento M_u negativo a la cara de la placa PL-01 que se muestra en la figura 13.3.1a

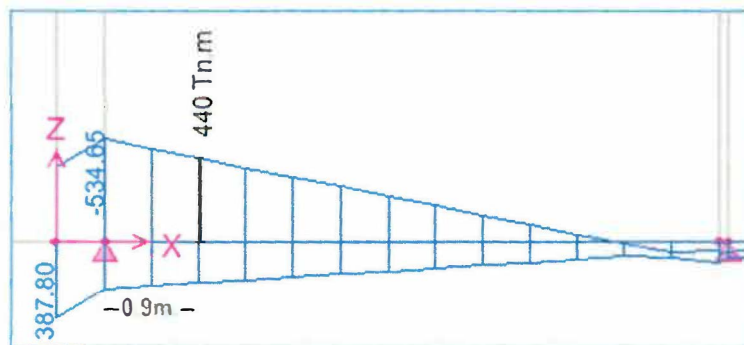


Figura 13.3.1a: Envolvente de viga de cimentación entre zapata Z-3 Z-4, y momento a la cara.

Para una viga de dimensiones $h=200\text{cm}$, $d=170\text{cm}$, $b=40\text{cm}$, $M_n=440 \text{ Tn.m}$

$K_u=38.06 \rightarrow$ cuantía $\rho=1.17\%$..el límite de acero máximo

$A_s (-) = 79.56\text{cm}^2 \rightarrow 4\phi 1 \frac{3}{8}'' + 4\phi 1'' + 4\phi 1''$.

Diseño por corte:

Con la envolvente de combinaciones de carga, obtengo la cortante V_u negativo a la cara de la placa PL-01 de 101 Tn . que se muestra en la figura 15.3.2a

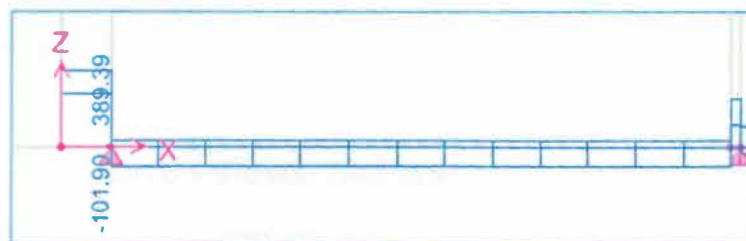


Figura 13.3.1b: DFC de viga de cimentación entre zapata Z-3 y Z-4

Aporte del concreto $\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 170 * 40 = 44.39 \text{ Tn}$.

Bastará con estribos de $\frac{1}{2}'' 1 @ 5$, resto @ 22cm . $\phi V_s = 69.08 \text{ Tn}$.

13.4 DISEÑO DE ZAPATA Z-3

El diseño de la zapata será con el σ_{ultimo} producto de la máxima reacción del suelo sobre la zapata Z3.

De las combinaciones de cargas comparo la máxima reacción del suelo sobre la zapata Z3 (R1). Siendo la combinación 1.4CM+1.7CV que da R1=465.8 Tn.

$$\sigma_{ultimo} = \frac{R1}{Area} = \frac{465.8}{8.45} = 55.1 \text{ Tn/m}^2$$

13.4.1 Diseño Por Punzonamiento

Con un peralte de zapata de h=80cm, d=70cm, $A_0=39688\text{cm}^2$, $b_0=692\text{cm}$

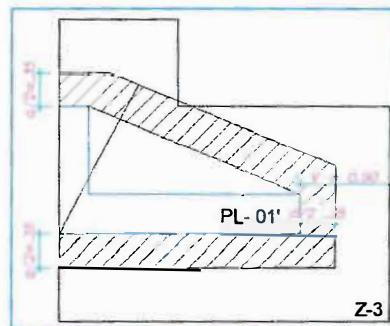


Figura 13.4.1 a: Área de corte alrededor a d/2

Aporte del concreto al corte: $\phi V_c = 0.85 * 0.53 * 1.04 * \sqrt{210} * 692 * 70 = 328.8 \text{ Tn}$.

$$V_u = \sigma_{ultimo} * (Area - A_0) = 55.1 * (8.45 - 3.96) = 247 \text{ Tn}$$

Se cumple.... $\phi V_c = 328 > 247 \text{ Tn} = V_u$

13.4.2 Diseño Por Flexión y Corte

El momento a la cara de la placa se calcula: $M_u = \sigma_{ultimo} * B^2 * (V-d)/2$

$$M_u = \sigma_{ultimo} * (1.0)^2 * (0.2)/2 = 5.51 \text{ Tn.m/ml}$$

Se colocó el As mín de $\frac{3}{4} @ 20\text{cm}$. en ambas direcciones.

Diseño Por Corte

Los volados son de ancho = $V-d = 90-70=20\text{cm}$

Se comprobó por punzonamiento, por corte cumplirá $\phi V_c > V_u$

CAPÍTULO 14: DISEÑO DE CISTERNA ENTERRADA Y CUARTO DE BOMBA

14.1 DESCRIPCIÓN Y MODELO

Los muros de la cisterna enterrada serán diseñados para cumplir la función de muros de contención de suelos y líquidos. El techo de la cisterna y cuarto de bombas se diseña para soportar la sobrecarga ejercida en un patio de maniobras vehicular.

Se escogió la profundidad de la cisterna de acuerdo a la capacidad de almacenamiento mínima de cada cisterna (24 m³) según el RNE de -3.0m.

Datos de la geometría del techo de la cisterna y cuarto de bombas.:

Espesor (h) = .20m

Peralte efectivo (d) = .17m

Ancho franja: 1.00m

Metrado de Losa Maciza (h=0.20x 1.0m de ancho)

Tabla 14.1 Metrado de Cargas de Techo de Tanque enterrado

	TIPO	CARGA	espesor(m)	
CM	Peso propio (m ²)	2.4Tn/m ³	0.2	0.48
	Peso piso ter.(m ²)	.02Tn/cm	0.05	0.1
		Wm	=	0.58 ton/m

	TIPO	CARGA	espesor(m)	
CV	Sobrecarga estacionamiento	0.25Tn/m ²		0.25
		Wv	=	0.25Tn/m²

Wultimo = 1.4 Wm x1.7Wv	1.24Tn/m²
--------------------------------	-----------------------------

14.2 DISEÑO POR FLEXIÓN DE LA LOSA DE TECHO DE CISTERNA.

Se modeló la losa maciza como una malla de elementos finitos de 5 cm de lado, con apoyos simples en todas las fronteras de los paños, debido a que los límites de la losa son los mismos muros de contención, tal como se ilustra en la figura 14.2.1a

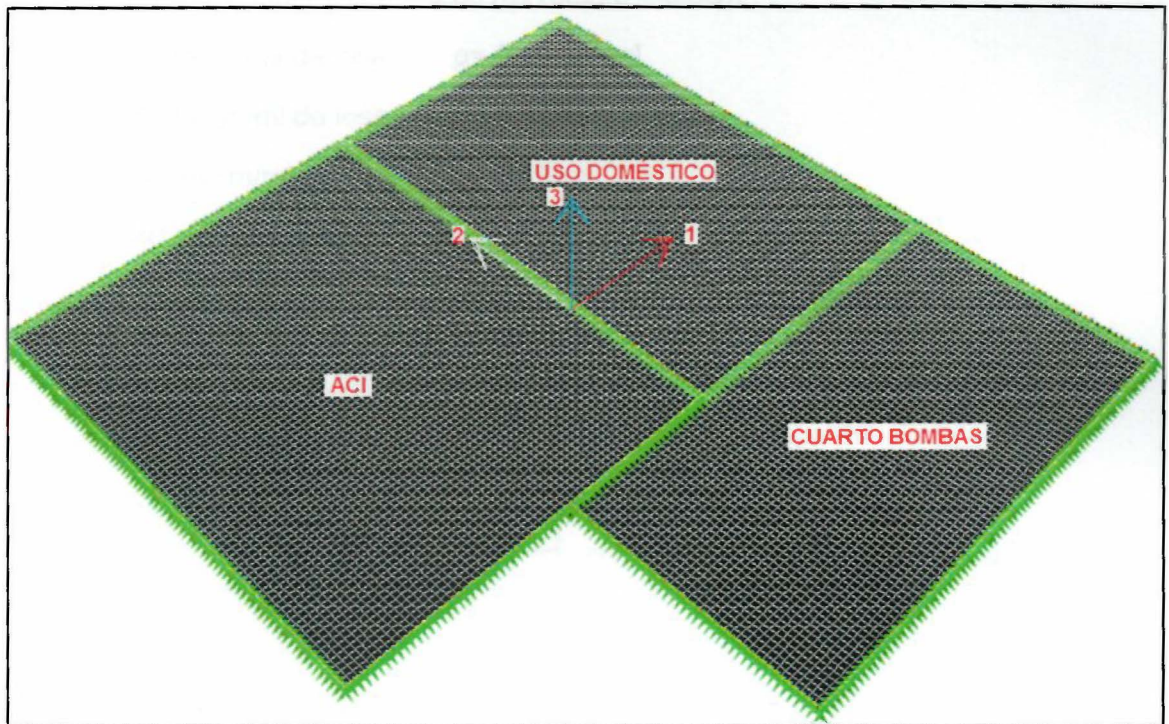


Figura 14.2.1a: Modelo de losa de techos con elementos finitos.

Del modelo, una vez asignadas la carga ultima y definida las fronteras, interpreto los máximos momentos en las direcciones M11 y M22 al centro del paño y hacia los bordes respectivamente. Tal como se ve en la figura 14.2.1b

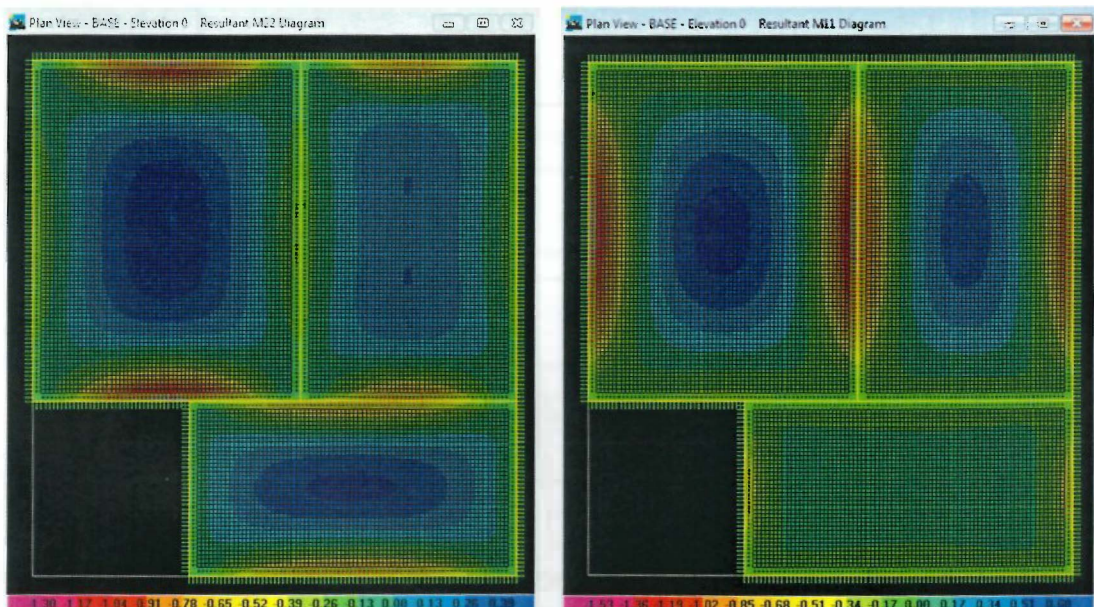


Figura 14.2.1b: Intensidad de momentos en Y(M22) y X (M11) respectivamente.

El acero minimo en toda la seccion de la losa por franja de metro de ancho es:

$$As_{min} = 0.18\% \min = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 100 \times 20 = 3.6 \text{ cm}^2.$$

M11---Mu+ 0.76ton.m/ml de losa $\rho = 0.10 \text{ cm}^2/\text{ml}$

M11---Mu- 1.67 ton.m/ml de losa $\rho = 0.11\% \text{ cm}^2/\text{ml}$

M22---Mu+ 0.49 ton.m/ml de losa $\rho = 0.1\% \text{ cm}^2/\text{ml}$

M22---Mu- 1.40 ton.m/ml de losa $\rho = 0.11\% \text{ cm}^2/\text{ml}$

As cisterna : Malla superior e inferior de acero de 3/8" @ 0.20m. en ambas direcciones, ver la figura 14.2.1c

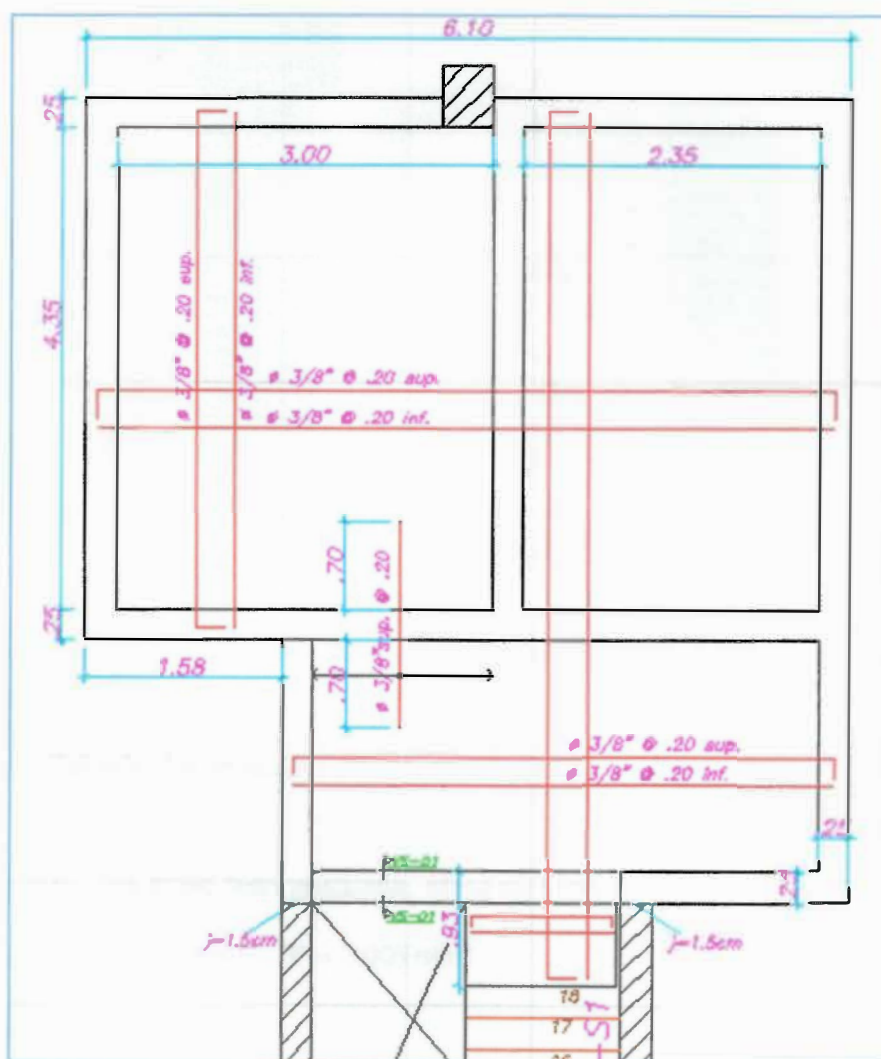


Figura 14.2.1c: Armadura Final de Techo de Cuarto de bombas, cisternas de ACI y cisterna de uso doméstico.

14.3 DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

Siguiendo la metodología de diseño de muros enterrados, expuesta en el libro de Estructuras de C.A. del Ing. Teodoro Harmsen, se modeló el muro de la cisterna como simplemente apoyado en su base y en el techo, y se consideran los diagramas de presiones en el muro, por el empuje del terreno y por la sobrecarga del estacionamiento. (Figura 14.3.1a).

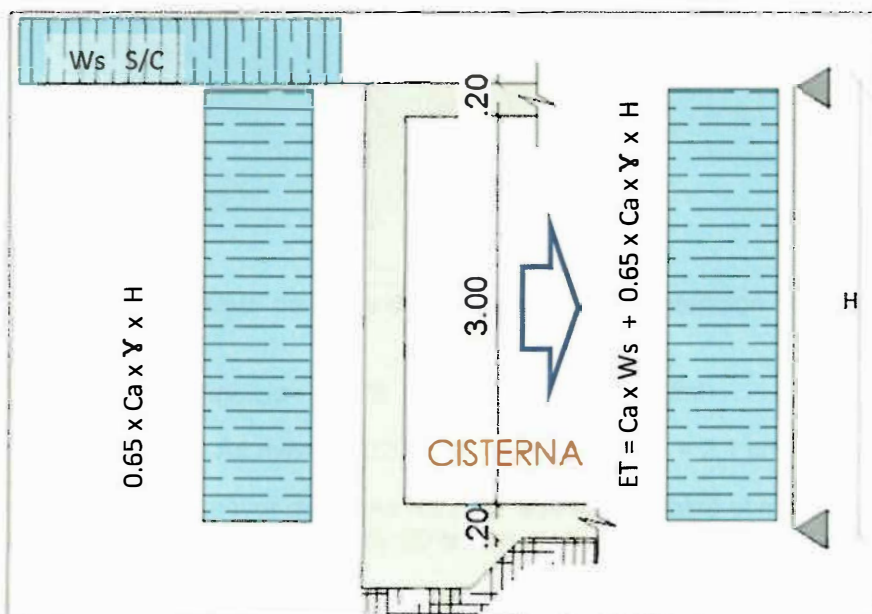


Figura 14.3.1a: Presiones actuantes en muro de contención de cuarto de bombas

14.3.1 Cálculo del empuje:

El suelo es una grava bien graduada típica de Lima.

Peso específico del suelo: $\gamma = 2.00 \text{ Tn/m}^3$

Angulo de fricción $\phi = 30^\circ$

Coefficiente de empuje Activo: $C_a = \frac{1 - \text{sen}(\phi)}{1 + \text{sen}(\phi)} = 0.33$

Sobrecarga estacionamiento: $W_s = 0.25 \text{ Tn/m}^2$

Altura del muro: $H = 3.00 \text{ m}$

Empuje total del Terreno: $ET = Ca \times Ws + 0.65 \times Ca \times \gamma \times H = 1.37 \text{ Tn/ml}$

Las Cargas amplificadas para el diseño : $1.7 \times ET = 2.33 \text{ Tn/ml}$

14.3.2 Diseño por Flexión y corte

Se modeló la pared de la cisterna como una franja de 1m de ancho, simplemente apoyada en su fundación y en el techo para resistir las presiones del suelo .

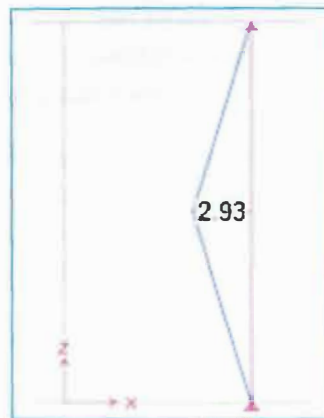


Figura 14.3.2a: DMF de franja de 1m. de muro de contención de cisterna de $h=3.0\text{m}$.

$M_u (+) = 2.93 \text{ ton.m/ml} \dots p = 0.27\% \text{ As vertical} = 4.6 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

El acero mínimo es : $As_{\text{min}} = 0.0020 \times b \times d = 0.002 \times 100 \times 21 = 2.1 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ por capa

El As por flexión es mayor que el As mínimo, aún así colocaré el mismo acero que en la cisterna muro vertical.. 3/8" @ 20 cm en mallas

Para el acero horizontal igual usaré 3/8 @20 para controlar la retracción del concreto.

Para el diseño por corte se cumple que:

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 21 = 12.90 \text{ Ton}$$

se cumple que $\phi V_c > V_u$, basta con la resistencia al corte del concreto

CONCLUSIONES

ACERCA DEL PREDIMENSIONAMIENTO

El predimensionamiento de las columnas se realiza para obtener un área suficiente que resista solo cargas de servicio, sin llevar al concreto a deformaciones excesivas típicas por cargas cercanas a su resistencia especificada. En todas las columnas de 30x80 se cumplieron las recomendaciones.

El predimensionamiento de placas, no logró satisfacer la cantidad de área resistente para tomar solo con el concreto la cortante basal en dirección x-x. Por lo tanto para el diseño de las placas o muros en esa dirección el refuerzo de acero horizontal en las placas en x-x aportarán la resistencia faltante.

ACERCA DEL ANÁLISIS SÍSMICO

Los desplazamientos máximos de entrepiso se dieron para el sismo en x-x en el 4to y 5to nivel de 6.7‰ y cumplen al límite con la deriva permitida por el diseño en concreto armado de 7‰.

ACERCA DEL DISEÑO

Se escogió colocar vigas en todos los pisos entre los ejes 5 y 6 con la función de mantener una continuidad en los pórticos de los perímetros A e I, y contribuir con la hipótesis del comportamiento del piso como un diafragma rígido. Además entre los mismos ejes 5-6 y alrededor de la caja de la escalera, se consideró en vez de losa aligerada la losa maciza con el fin de aportar con la rigidez al comportamiento del diafragma rígido.

El Pórtico del eje 3 en la dirección XX- se lleva el 80% toda la cortante inducida por el sismo, debido a que lo conforman tres de las cuatro placas de corte que resisten esa dirección.

En la cimentación del pórtico 3, la viga de conexión que une a las cimentaciones del pórtico 3, resiste prácticamente el 100% del momento transmitido por la placa PL-02 a la zapata, por ello se escogió un peralte de 2.0m de viga. Sin embargo la zapata de la placa PL-02 es capaz de resistir solo hasta un 20% del momento generado por el sismo en la cimentación.

En las cimentaciones, todas las zapatas aisladas excéntricas debieron de conectarse con viga de conexión para evitar la falla por volteo.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- OTTAZZI, Gianfranco
2011 *Apuntes del Curso Concreto Armado I.* Material de enseñanza. Lima:
Pontificia Universidad Católica del Perú, Facultad de ciencias e ingeniería.
- HARMSSEN, Teodoro
2002 *Diseño de Estructuras de Concreto Armado.* Lima:
Fondo editorial PUCP.
- SAN BARTOLOMÉ, Ángel
1999 *Análisis de Edificios.* Lima:
Fondo editorial PUCP.
- MINISTERIO DE VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO
2009 *Norma E.060 Concreto Armado*
Fondo editorial SENCICO.
- MINISTERIO DE VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO
2006 *Norma E.020 Cargas*
Fondo editorial SENCICO.
- MINISTERIO DE VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO
2003 *Norma E.030 Diseño Sismo resistente*
Fondo editorial SENCICO.
- COMPAÑÍA MINERA LUREN LACASA
2014 *Manual de instalación para muros no portantes con placas P-7, P-10, P-12 y
P-14. DECIMO CUARTA VERSIÓN*