



PONTIFICIA **UNIVERSIDAD CATÓLICA** DEL PERÚ

Esta obra ha sido publicada bajo la licencia Creative Commons
Reconocimiento-No comercial-Compartir bajo la misma licencia 2.5 Perú.

Para ver una copia de dicha licencia, visite
<http://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/2.5/pe/>



**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERIA**



TESIS PARA OPTAR POR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

“DISEÑO DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE CONCRETO
ARMADO DE SIETE NIVELES”

PRESENTADA POR:

FRANK ROBERTO CHUQUÍN MONTOYA

LIMA-PERU
2007

RESUMEN

El objetivo de este trabajo es el análisis y diseño estructural en concreto armado de un edificio multifamiliar de 7 niveles, ubicado en el distrito de Magdalena, en la ciudad de Lima, sobre un suelo de 4 Kg/cm^2 de capacidad portante.

El sistema estructural del edificio es de muros de concreto armado de espesor delgado, referidos en el código como muros de ductilidad limitada. Sólo existen vigas en las fachadas para acoplar los muros. Las losas son macizas con un espesor de 12cm. Se usó cimientos corridos cuya cara superior coincide con el nivel del piso terminado.

En el análisis y diseño se siguieron los lineamientos del Reglamento Nacional de Edificaciones y en especial las Especificaciones Normativas para el Diseño Sismorresistente y de Concreto Armado de las Edificaciones con Muros de Ductilidad Limitada. El diseño de los elementos estructurales fue por capacidad última o rotura.

Para el análisis estructural se elaboraron modelos de elementos finitos usando los programas ETABS y SAP 2000.

Para el diseño de muros se usó el programa GALA. Las vigas de acoplamiento se diseñaron como vigas de gran peralte.

Para satisfacer los requerimientos de rigidez del código, sólo fueron necesarios los muros dispuestos en la arquitectura. Se obtuvieron derivas de 3.3 ‰ y 1.1 ‰ en las direcciones principales.

Las vigas de acoplamiento se usaron para mejorar la distribución del acero de refuerzo en los muros.

Al diseñar los muros por flexo compresión se verificó que no fue necesario confinar sus extremos. Al diseñar por fuerza cortante, la fuerza cortante proveniente del análisis (V_{ua}) se escaló por el cociente entre el momento nominal y el momento del análisis (M_n/M_{ua}), en algunos casos este valor fue cercano a 2. Aun con esta amplificación el acero requerido estuvo por debajo del mínimo exigido por la norma.

En este trabajo se encontró que los cimientos corridos constituyen una buena alternativa de cimientos porque se facilita el proceso constructivo utilizando encofrados de altura típica de 2.4m y permiten reducir la altura libre de los muros evitándose problemas de pandeo.

Porque el “Ya se verá” siempre fue una excusa para seguir adelante y tomar nuevos retos.

Frank.



INDICE

	Pág.
PARTE 1: ESTRUCTURACIÓN Y ANÁLISIS	1
1.- Descripción del proyecto	1
2.- Estructuración	3
2.1.- Descripción estructural del edificio	3
2.2.- Criterios de estructuración	3
2.2.1.- Simplicidad y simetría	4
2.2.2.- Hiperestaticidad	4
2.2.3.- Rigidez Lateral	4
2.2.4.- Diafragma rígido	4
2.2.5.- Elementos no estructurales	4
2.2.6.- Cimentación	5
3.- Pre-dimensionamiento	6
3.1.- Muros de ductilidad limitada	6
3.2.- Losas Macizas	7
3.3.- Escalera	7
4.-Metrado y Análisis por Cargas de Gravedad	8
4.1.- Metrado de Losa Maciza	8
4.2.- Metrado de escalera	8
4.3.- Metrado de muros	9
5.- Análisis sísmico	12
5.1.- Descripción del análisis	12
5.2.- Parámetros del análisis sísmico	12
5.2.1.- Parámetros de Sitio	12
5.2.1.1.- Zonificación	12
5.2.1.2.- Condiciones Geotécnicas	12
5.2.1.3.- Factor de Amplificación Sísmica	12
5.2.2.- Requisitos Generales	13
5.2.2.1.- Categoría de las edificaciones	13
5.2.2.2.- Configuración estructural	13
5.2.2.3.- Sistema estructural	13
5.3.- Procedimiento de análisis	13
5.4.- Procedimiento de análisis usando un programa de computadora	14
5.5.- Análisis Dinámico	15

5.5.1.- Peso del edificio	15
5.5.2.- Aceleración Espectral	16
5.5.3.- Criterios de combinación	17
5.5.4.- Efecto de torsión	17
5.5.5.- Fuerza cortante mínima en la base	17
5.5.6.- Desplazamientos laterales	19
5.6.- Resultado de fuerzas internas	20
PARTE 2: DISEÑO	23
1.- Diseño	23
1.1.- Consideraciones generales	23
1.2.- Diseño por flexión	23
1.3.- Diseño por cortante	23
2.- Diseño de losas macizas	24
2.1.- Consideraciones	24
2.2.- Diseño por flexión	24
2.3.- Diseño por fuerza cortante	25
2.4.- Ejemplo de diseño de losa	25
2.4.1.- Diseño por flexión	28
2.4.2.- Diseño por fuerza cortante	29
3.- Diseño de vigas	31
3.1.- Consideraciones	31
3.2.- Diseño por flexión	31
3.3.- Diseño por corte	31
3.4.- Ejemplo de Diseño	32
3.4.1.- Diseño por flexión	32
3.4.2.- Diseño por corte	33
4.- Diseño de muros	35
4.1.- Consideraciones	35
4.2.- Diseño por flexo compresión	35
4.2.1.-Procedimiento para el diseño por flexo- compresión	36
4.3.- Diseño por fuerza cortante	37
4.3.1.-Procedimiento para el diseño por cortante	38
4.4.- Diseño por corte fricción	39
4.5.- Ejemplo de diseño	39

4.5.1.-Diseño a través de pórticos planos	41
4.5.1.1.- Sismo Y-Y	41
4.5.1.2.- Sismo X-X	45
4.5.2.- Diseño con el muro completo	53
PARTE 3: CIMENTACION, CISTERNA, ESCALERA Y CUARTO DE MÁQUINAS	59
1.- Cimentación	59
1.1.- Consideraciones	59
1.2.- Método de análisis	60
1.3.- Análisis	60
1.3.1.- Pre-dimensionamiento del ancho del cimiento	60
1.3.2.- Análisis global de la cimentación	61
1.3.2.1.- Análisis para sismo en “x-x”	63
1.3.2.2.- Análisis para sismo en “y-y”	63
1.3.3.- Análisis local	64
1.3.3.1.- Análisis para sismo en “x-x”	64
1.3.3.2.- Análisis para sismo en “y-y”	66
1.3.4.- Análisis de vigas de conexión	69
1.3.5.- Verificar la longitud de anclaje	71
2.- Cisterna	73
2.1.- Diseño de las paredes de la cisterna	73
2.1.1.- Diseño por flexión	74
2.1.2.- Diseño por fuerza cortante	75
2.1.3.- Cimiento	75
2.2.- Diseño de la losa superior	75
2.3.- Diseño de losa inferior	76
3.- Escalera	77
3.1.- Diseño del tramo inclinado	78
3.2.- Diseño del descanso	78
3.3.- Cimiento	79
4.- Cuarto de máquinas	80
4.1.- Diseño de losa inferior	80
4.1.1.- Diseño para momentos en “X”	80
4.1.2.- Diseño para momentos en “Y”	81
4.2.- Diseño de la losa superior	81

PARTE 4: CONCLUSIONES Y BIBLIOGRAFIA	82
1.- Conclusiones	82
2.- Bibliografía	84



PARTE 1: ESTRUCTURACION Y ANALISIS

1.- DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

Se trata de un edificio multifamiliar de departamentos de 7 niveles localizado en el distrito de Magdalena. El área del terreno es de 804m². El número de pisos de la edificación es de 7 niveles. En cada nivel se tienen 5 departamentos.

El edificio se encuentra situado en una esquina y tiene dos zonas de acceso al edificio. Cada acceso permite ingreso a las denominadas torres "A" y torre "B". En donde la torre "A" tiene 2 departamentos por piso y la torre "B" tiene 3 departamentos en cada piso. Cada una de las torres cuenta con una escalera y un ascensor (Ver figura 1. Planta de Arquitectura).

Se dispone de ocho estacionamientos en cada uno de los frentes del edificio, los cuales hacen un total de dieciséis estacionamientos con los que cuenta el proyecto.

Cada uno de los departamentos cuenta con: sala-comedor, cocina, patio-lavandería, dormitorio principal, dormitorio secundario, escritorio, un baño de visitas y un baño particular. Los departamentos del primer piso cuentan con un jardín ubicado en la parte posterior. El área de los departamentos de un piso típico se muestra a continuación:

A1	A2	B1	B2	B3
73.63m ²	72.88m ²	69.96m ²	76.36m ²	73.67m ²

Sólo en algunos departamentos se dispone de un balcón ubicado en el ambiente de la sala. El balcón resulta ser un pequeño volado de 0.6m de ancho.

En el proyecto se incluye la construcción de una cisterna enterrada cuya área será de: 10.4m x 3.6m y de una altura de: 3.5m

En el último techo del edificio, en la azotea, encontraremos dos cuartos de máquinas cada uno de un área de. 2.3m x 3.35m

El suelo sobre el que se cimienta corresponde al cascajo de Lima, el cual tiene una capacidad portante de 4 Kg/cm².

Por último, en el primer piso se dispone de rejas que rodean los dos frentes de nuestro proyecto.

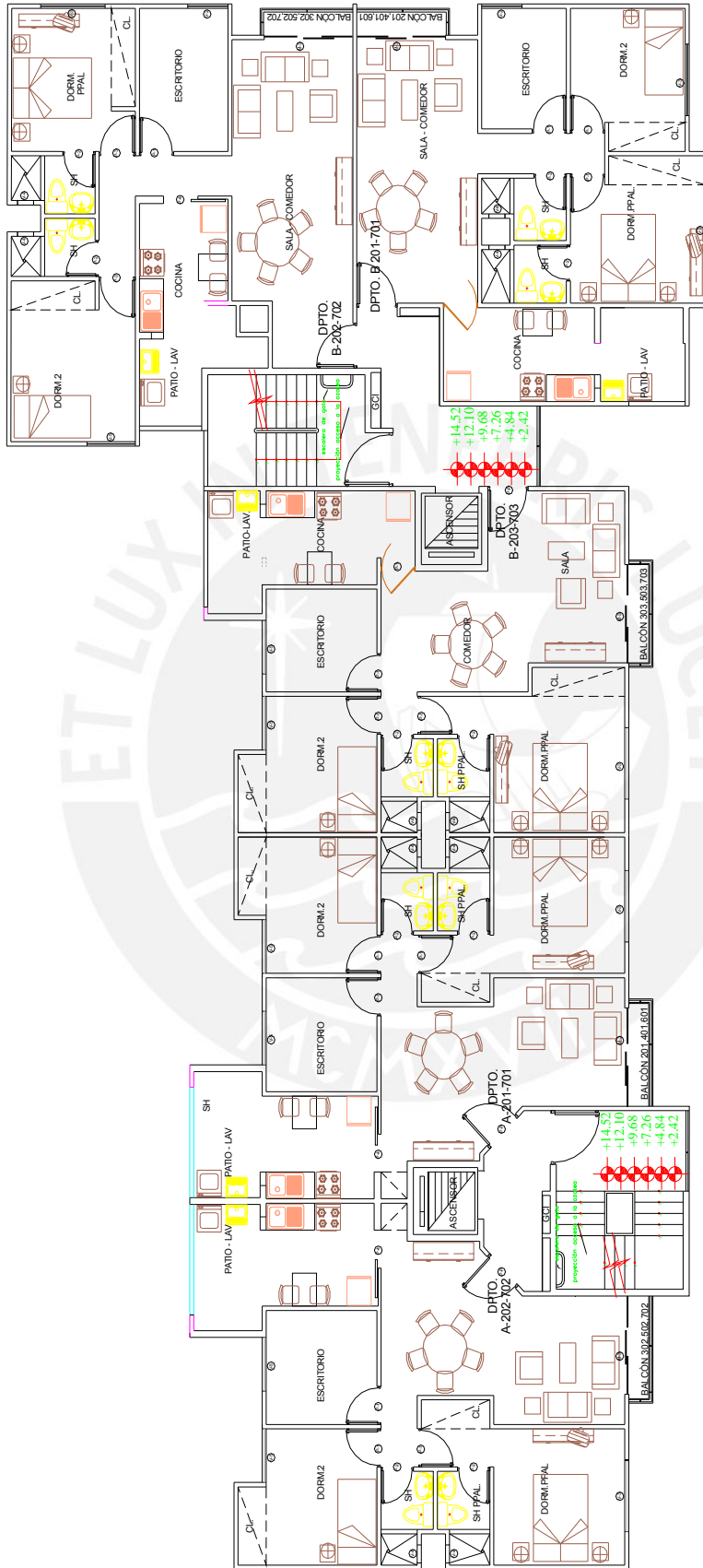


FIGURA 1
PLANTA DE
ARQUITECTURA

2.- ESTRUCTURACIÓN

2.1.- Descripción estructural del edificio

El sistema estructural del edificio consta de muros de concreto armado de espesor delgado, referidas en el código como muros de ductilidad limitada cuyo espesor es de 15cm. en la zona de la caja del ascensor y de 10cm. en los demás muros.

Las losas macizas tienen un espesor de 12cm. pero en la zona de los baños la losa es de 17cm.

No se cuenta con dinteles de concreto armado en la zona de los vanos de las puertas ni de las ventanas pues éstos serán del material denominado drywall.

La tabiquería es de ladrillo sílico-calcáreo dispuesta en la zona de baños.

La cimentación consta de cimientos corridos conectados para que trabajen de manera integral frente a sollicitaciones sísmicas.

Los dos cuartos de máquinas situados en la azotea del edificio están apoyados sobre los muros que definen la caja del ascensor. La losa de estos cuartos de máquinas será una losa maciza tanto en el techo como el piso. Mientras que las paredes serán las placas del ascensor que se prolongan.

En la cisterna, la losa superior como inferior y los muros serán de concreto armado.

La resistencia a compresión del concreto para todos los elementos estructurales es de $f'c = 175 \text{ Kg/cm}^2$.

2.2.- Criterios de estructuración

La estructuración que se realiza parte de la arquitectura del proyecto y esta estructuración busca obedecer los siguientes criterios:

- Simplicidad y simetría
- Hiperestaticidad
- Rigidez lateral
- Diafragma rígido
- Elementos no estructurales
- Cimentación

Cada uno de estos criterios fueron considerados para la estructuración del edificio analizando las ventajas y desventajas que se obtienen al realizar una y otra decisión en la estructuración.

2.2.1.- Simplicidad y simetría

El edificio tiene una estructura simple porque cuenta con muros o placas continuas.

Es deseable que el edificio posea simetría en ambos sentidos, en este edificio no ocurre. Por tanto se espera efectos torsionales que son más importantes debido a que se encuentra ubicado en una esquina.

2.2.2.- Hiperestaticidad

La estructura cuenta con un nivel de hiperestaticidad bajo pues los muros son elementos en voladizo, excepto los muros de las fachadas que se encuentran conectados por vigas de acoplamiento que trabajan como un pórtico.

2.2.3.- Rigidez Lateral

Se dispone de placas de concreto armado en las dos direcciones ortogonales del edificio las cuales brindan la rigidez lateral necesaria para controlar las deformaciones laterales. Puesto que si se tienen excesivas deformaciones generarán pánico en las personas y daño en los elementos no estructurales. Teniendo el edificio una estructura rígida se obtienen menores deformaciones laterales con lo cual no es imperativo detallar de manera cuidadosa el aislamiento de los elementos no estructurales.

2.2.4.- Diafragma rígido

Las losas del edificio en cada uno de los niveles no presentan grandes aberturas con las cuales se debilite la rigidez de las losas, solamente se tienen pequeñas aberturas en las zonas por donde se tiene las montantes de instalaciones sanitarias.

Las losas macizas son consideradas en el análisis como losas rígidas en su plano haciendo que los elementos estructurales de un mismo nivel sufran igual deformación lateral, produciéndose la distribución de la fuerza de sismo en cada una de las placas según la rigidez lateral que posea cada elemento.

2.2.5.- Elementos no estructurales

La influencia de los elementos no estructurales en una estructura rígida como la nuestra, en donde se dispone de placas de concreto en las dos direcciones ortogonales es mínima puesto que la rigidez de los tabiques es pequeña en comparación con la de los elementos de concreto armado. Por tanto podrá dejarse de considerar los tabiques en el análisis.

2.2.6.- Cimentación

Para la cimentación de la edificación se buscará una acción integral del cimiento corrido que se dispondrá, frente a las sollicitaciones de sismo. Considerándose luego en el diseño los momentos volcantes y la transmisión de la cortante basal de la estructura a la cimentación.



3.- PRE-DIMENSIONAMIENTO

3.1.- Muros de ductilidad limitada

Para el pre-dimensionamiento de los muros se toma en cuenta el artículo 15.4.1.2 de la norma técnica E.060 en donde se señala que el espesor mínimo a considerar deberá ser de 10cm. Por tanto, se tomará este espesor de muros excepto en los muros que constituyen los ascensores, en estos últimos utilizaremos un espesor de muro de 15cm. Este pre-dimensionamiento resulta conveniente desde el aspecto arquitectónico pues se está respetando en todo momento las especificaciones técnicas en cuanto al área de los ambientes.

De acuerdo al artículo 15.3 de la referida norma, un muro diseñado como elemento en compresión tiene una resistencia a carga vertical ϕP_{nw} que se expresa:

$$\phi P_{nw} = 0.55 \cdot \phi \cdot f_c \cdot A_g \cdot \left[1 - \left(\frac{K \cdot l_c}{32 \cdot t} \right) \right]^2$$

Donde:

$\phi = 0.7$,

$f_c = 175 \text{Kg/cm}^2$,

$l_c = \text{distancia vertical entre apoyos} = 2.30\text{m}$,

$K = \text{factor de restricción} = 0.8$

Se verificará si el muro M21 cumple con $P_u \leq \phi P_{nw}$. Para ello, en el capítulo de metrados se tiene la carga muerta y viva que se transmite al primer piso:

CM	19.61 ton
CV	4.05 ton.
P_u	36.705 ton

Luego,

$$\phi P_{nw} = 0.55 \cdot 0.7 \cdot 175 \cdot (160 \cdot 10) \cdot \left[1 - \left(\frac{0.8 \cdot 230}{32 \cdot 10} \right) \right]^2 = 19471.375 \text{ Kg} = 19.47 \text{ ton}$$

Se tiene que no se cumple la desigualdad $P_u \leq \phi P_{nw}$, con lo que se debería aumentar el espesor de 10cm del muro. Sin embargo, se toma este espesor con cargo a verificar el pre-dimensionamiento cuando a través del análisis sísmico se obtengan los desplazamientos de cada entrepiso y se compare con el valor de 0.005 como deriva máxima.

3.2.- Losas macizas

Se considera para las losas macizas un espesor de 12cm excepto en la zona de baños en donde se dispondrá de una losa con un espesor de 17cm.

A modo de verificación se considera la recomendación que expresa lo siguiente: “El peralte de la losa podrá considerarse como $1/40$ de la luz o igual al perímetro del paño dividido entre 180”.

Por tanto, en un piso típico se toma el mayor paño de losa que tiene las siguientes dimensiones: 7.35×2.5 . Con lo cual se tiene un perímetro de 19.7m que dividido entre 180 resulta 11cm, un valor menor que el asumido para la losa, la cuál tendrá un peralte de 12cm.

Por supuesto, la razón por la cuál se decide que la losa en la zona de los baños sea de 17cm y no de 12 se debe a las tuberías de las instalaciones sanitarias que en el caso del desagüe utilizará tubería de 4” por lo que será imperativo que esta losa permita disponer a las tuberías dentro de la losa.

3.3.- Escalera

En el pre-dimensionamiento de la escalera se toma en cuenta el reglamento nacional de construcción en donde se señala que debe verificarse lo siguiente: $60\text{cm.} \leq 2c_p + p \leq 64\text{cm.}$

El ancho de escalera es de 1.20m, cada paso mide 25cm, mientras que cada contrapaso tiene una medida de 18.5cm. y el espesor de la garganta de la escalera es de 15cm.

Remplazando en la desigualdad arriba señalada se tiene que $2c_p + p$ es igual a 62cm con lo cual se cumple con lo que señala el reglamento nacional de construcción.

4.- METRADO Y ANALISIS POR CARGAS DE GRAVEDAD

4.1.- Metrado de losa maciza

Se tienen 2 diferentes tipos de losa maciza de acuerdo a su espesor, de 12cm y de 17cm.

Se considera en el metrado de losa maciza una carga uniformemente distribuida por unidad de área.

A continuación se muestran los cálculos:

Losa maciza $e = 0.12\text{m}$.

Descripción	Cálculo	Valor(ton/m^2)
Peso propio	$=2.4 \times 0.12$	0.288 ton/m^2
acabado	$=0.1$	0.100 ton/m^2
Carga muerta	total	0.388 ton/m^2
Carga viva	$=0.2$	0.200 ton/m^2

Losa maciza $e=0.17\text{m}$

Descripción	Cálculo	Valor(ton/m^2)
Peso propio	$=2.4 \times 0.17$	0.408 ton/m^2
acabado	$=0.1$	0.100 ton/m^2
Carga muerta	total	0.508 ton/m^2
Carga viva	$=0.2$	0.200 ton/m^2

La sobrecarga en la azotea es de $100 \text{ Kg}/\text{m}^2$, la cual diferirá de los demás pisos en donde es de $200\text{kg}/\text{m}^2$.

4.2.- Metrado de escalera

De acuerdo al pre-dimensionamiento de la escalera se tiene que cada paso mide 25cm. mientras que cada contrapaso tiene una medida de 18.5cm. y el espesor de la garganta de la escalera es de 15cm.

Para hallar el peso propio de la escalera se hace uso de la siguiente expresión:

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

En donde se tiene:

cp = contrapaso = 18.5cm.

p = paso = 25cm.

γ = peso específico del concreto = 2.4 ton/m³

t = espesor de la garganta = 15cm.

Por tanto, el metrado para el tramo inclinado es el siguiente:

Descripción	Cálculo	Unidades
peso propio	0.670	ton/m ²
acabado	0.100	ton/m ²
Carga muerta	0.770	ton/m ²
Carga viva	0.200	ton/m ²

Para el descanso:

Descripción	Cálculo	Unidades
peso propio	0.360	ton/m ²
acabado	0.100	ton/m ²
Carga muerta	0.460	ton/m ²
Carga viva	0.200	ton/m ²

4.3.- Metrado de muros

Como primer paso para realizar el metrado de cargas axiales que cada uno de los muros soporta, se procede a asignar las áreas tributarias. El procedimiento seguido para esta asignación es la correspondiente a una losa maciza armada en dos sentidos en donde deberán trazarse en el encuentro de muros, líneas a 45° para proceder a hallar el área tributaria de cada muro, este método es también llamado “método del sobre”.

Luego se halla la carga muerta y carga viva para cada muro. Dentro de los elementos que aportan carga muerta a un muro típico son: la losa maciza, acabados y el peso propio del muro. La sobrecarga que será carga viva.

Se seguirá lo que se dice en el artículo 4.2 la norma técnica E.020 sobre la reducción de carga viva en cada uno de los niveles. Siendo a partir del penúltimo piso aplicable esta reducción que empieza en 85% de la carga viva y luego decrecerá cada 5% hasta un límite máximo de reducción de carga viva de 50%.

Se muestra a continuación el área tributaria del muro M21 en la figura 2:

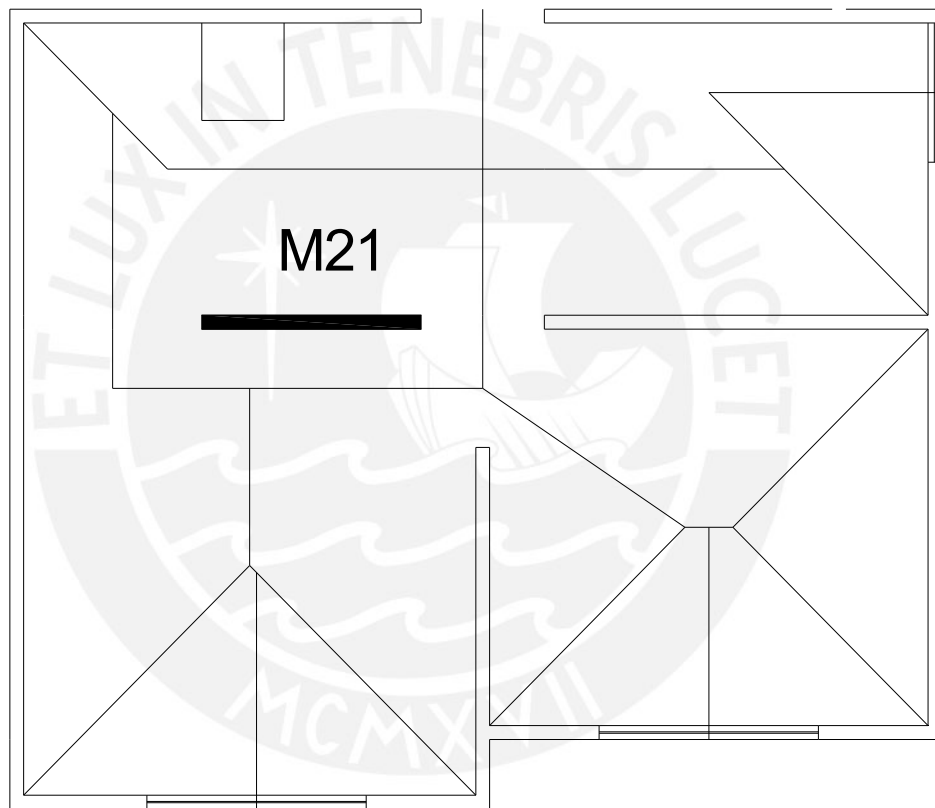


Figura 2

El metrado correspondiente al muro M21 se muestra a continuación, en donde todas las cantidades se encuentran en toneladas:

	MURO 21	
PISO	CM (Ton.)	CV (Ton.)

7	2.59	0.42
6	5.42	1.13
5	8.26	1.79
4	11.10	2.42
3	13.94	3.00
2	16.77	3.55
1	19.61	4.05



5.- ANÁLISIS SISMICO

5.1.- Descripción del análisis

A través del análisis sísmico se busca determinar las fuerzas internas en cada uno de los elementos del sistema estructural para proceder a diseñarlos.

Con este análisis se halla los desplazamientos totales y de entrepiso. Los cuales serán luego comparados con los desplazamientos laterales permisibles de entrepiso que estipula la norma E.030 en su artículo 15.

5.2.- Parámetros del análisis sísmico

5.2.1.- Parámetros de Sitio

5.2.1.1.- Zonificación

Sabiendo que el proyecto se localizará en la ciudad de Lima se tiene que, según la tabla número 1 de la norma técnica E.030, la zona será la llamada zona 3 que tendrá como factor Z (aceleración máxima del terreno con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años) de 0.4 .

5.2.1.2.- Condiciones Geotécnicas

Será considerado el perfil del suelo como tipo S_1 , es decir como roca o suelo muy rígido, esto es debido a que se trata del cascajo de Lima, el cuál tiene una capacidad portante de 4 Kg. /cm².

Sabiendo que se tiene un perfil del suelo tipo S_1 , en la tabla número 2 de la norma E.030 tenemos el periodo que define la plataforma del espectro para cada tipo de suelo (T_p) como 0.4 y un factor de suelo (S) de 1.0.

5.2.1.3.- Factor de Amplificación Sísmica

Este factor será necesario evaluar cuando se realice el análisis dinámico y la expresión con la que se halla el valor de "C" (factor de amplificación sísmica) es:

$$C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p}{T} \right); C \leq 2.5$$

Expresión que luego es útil para la determinación de la aceleración espectral para el análisis dinámico.

5.2.2.- Requisitos Generales

5.2.2.1.- Categoría de las edificaciones

El proyecto se trata de una edificación común pues es destinada a viviendas, por ello según la tabla número 3 de la norma técnica E.030 se tiene como factor de uso e importancia (U) a 1.0.

5.2.2.2.- Configuración estructural

La edificación es clasificada como irregular debido a que según la tabla número 5 de la norma técnica E.030 la estructura presenta esquinas entrantes.

Esto es debido a que esta esquina tiene en ambas direcciones dimensiones mayores al 20% de la correspondiente dimensión total en planta.

En la dirección "X" la dimensión total es 35.05m. y la dimensión de la esquina en ésta dirección es de 9.9m lo cuál representa el 28% con lo que se excede el 20% dispuesto en la norma.

En la dirección "Y" la dimensión total es 16.94m. y la dimensión de la esquina en ésta dirección es de 5.57m lo cuál representa el 33%, con lo que se excede el 20% dispuesto en la norma.

5.2.2.3.- Sistema estructural

El sistema estructural como ya ha sido mencionado es el de muros de ductilidad limitada por tanto de acuerdo a la tabla número 6 de la norma técnica E.030 y considerando que la configuración de nuestro edificio es el de una estructura irregular, tendremos como coeficiente de reducción de solicitaciones sísmicas (R) el valor de 3.0 pues debemos de considerar como "R" los $\frac{3}{4}$ de los valores anotados en la tabla.

5.3.- Procedimiento de análisis

El análisis dinámico puede ser utilizado para cualquier tipo de estructura y también según la norma técnica E.030 el análisis estático podrá ser aplicado a edificaciones cuya estructura sea de muros portantes pero no más de 15m de altura.

El edificio tiene una altura de 16.94m. con lo cual no se puede utilizar el análisis estático o llamado también de fuerzas estáticas equivalentes.

Por tanto, será a través del análisis dinámico que se encontrarán los resultados para el diseño de los elementos estructurales.

5.4.- Procedimiento de análisis usando un programa de computadora

Para realizar el modelo estructural del edificio se usó el programa ETABS versión 9.

Se empezó definiendo el número de pisos que tendrá la edificación, que en este caso será de 7 pisos, cada uno de una altura de 2.42m. Posteriormente se definen los ejes para la ubicación de los elementos estructurales. Luego, se define el material con el cuál se trabajará. En este aspecto, se define un concreto de resistencia de 175 Kg/cm^2 este será el concreto tanto de muros como de losa.

Como siguiente paso, se define la sección de los elementos, de esta manera se definen las secciones de los muros de ductilidad limitada. Para ello son 2 secciones definidas como muro, pues se tienen aquellos de espesor de 10cm. y otros de 15cm. Con ello se procede a dibujar en su respectiva ubicación estos elementos, considerando su base empotrada, lo cual es muy común en el análisis de edificios ubicados en la ciudad de Lima, de esa manera se restringe el giro de los soportes en la base debido principalmente a que el suelo sobre el cuál se cimienta es rígido. En cambio, si el suelo se tratará de un material blando podría considerarse la posibilidad de giro en cada soporte. Se pasa entonces a definir la sección de la losa que se dispondrá en el edificio dibujando paños soportados en la línea media de cada muro.

La declaración de los casos de carga estática se realiza para el caso de carga muerta y carga viva. Considerando que solamente en el caso de carga muerta se considera el peso propio.

Luego, siendo el objetivo realizar el método dinámico será necesario definir las masas de los entrepisos además del espectro de aceleraciones. Para el cálculo del peso del edificio se seguirá aquello que dispone la norma técnica E.030, que en su artículo 16.3 declara: "En edificaciones de la categoría C, se tomará el 25% de la carga viva".

Para la definición del espectro de aceleraciones primero se debe establecer cuál es la función que relaciona el periodo con la aceleración espectral y luego se define el criterio de combinación que será utilizado.

Para asegurar que en cada piso todos los elementos estructurales de ese piso tengan el mismo desplazamiento lateral frente a sollicitaciones sísmicas, se debe asignar diafragmas rígidos a cada piso.

A continuación se asignan las cargas de gravedad las cuales serán definidas como carga viva y como carga muerta. Con ello restará definir las combinaciones de cargas.

Hasta este punto se tiene completo el modelo con el programa y se podrá proceder a ejecutar el análisis para obtener los resultados que deben verificarse.

5.5.- Análisis dinámico

Según la norma E.030 el análisis dinámico puede efectuarse por combinación espectral o por medio de un análisis tiempo historia. Para este proyecto se utilizará el análisis por combinación espectral.

5.5.1.- Peso del edificio

El peso del edificio se calcula según el artículo 16.3 de la norma técnica E.030 como la suma de la carga permanente con un porcentaje de la carga viva. Que en este caso es de 25% pues la edificación es de categoría C.

El cálculo del peso de edificio sirve para cuando se deba verificar la fuerza cortante mínima en la base pues según el artículo 18.2 en su inciso c) esta fuerza cortante obtenida mediante el análisis dinámico no podrá ser, para estructuras irregulares, menor que el 90% de la cortante basal calculada a partir de lo estipulado en el artículo 17.3 de la misma norma, la cual brinda la siguiente expresión para la fuerza cortante en la base:

$$V = \frac{ZUCS}{R} \cdot P$$

Expresión en donde P es el peso del edificio y por ello la importancia de conocer su valor numérico.

El metrado de carga muerta para la edificación es el siguiente:

Descripción	CM(ton)	Número niveles	Sub-total(ton)
Peso de muros	141.04	7	987.31
Losa típica	151.10	6	906.62
Vigas	5.09	7	35.66
Azotea	146.40	1	146.40
Escalera	14.56	7	101.93
Cuarto Máquinas	35.50	1	35.50
		Total(ton)	2213.42

El metrado de carga viva para el edificio es el siguiente:

Descripción	CV(ton)	Número niveles	Sub-total(ton)
Losa típica	75.46	6	452.78
Azotea	37.73	1	37.73
Escalera	4.85	7	33.98
Cuarto de Máquinas	14.20	1	14.20
		Total(ton)	538.69

Finalmente se tiene:

Descripción	CM(ton)	25% CV(ton)	Total(ton)
Peso del edificio	2213.42	134.67	2348.09

5.5.2.- Aceleración Espectral

Tanto para la dirección “X” como para la dirección “Y” se utiliza un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones, el cuál se define de la siguiente manera:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} \cdot g$$

Los valores de cada una de las variables ya han sido definidas por lo que se presenta a continuación a modo de resumen cada una de ellas.

Parámetro	Valor	Descripción
Z =	0.4	Zona 3
U =	1	Factor de importancia
S =	1	Factor de suelo
Tp =	0.4	Periodo de la plataforma del suelo
R =	3	Coeficiente de reducción (Edificio irregular)
ZUS/R	0.13	Constante

Con estos valores y junto con el factor de amplificación sísmica “C” se tiene la aceleración espectral en función del periodo “T” en la figura 3.

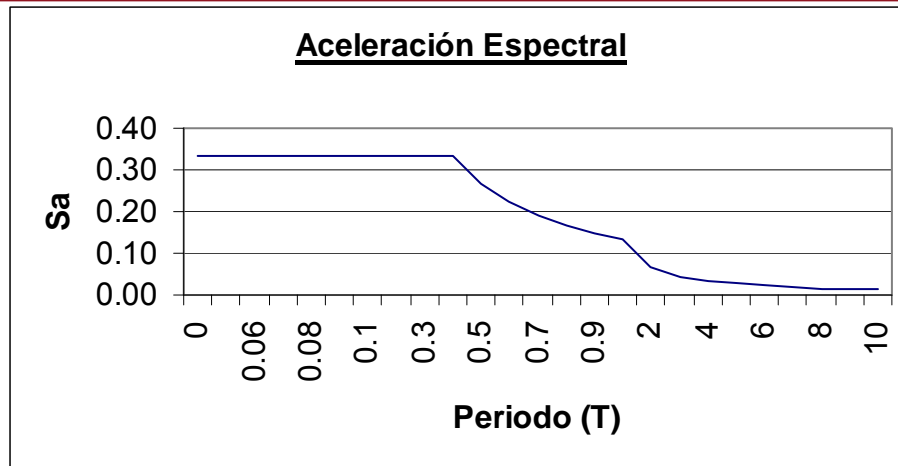


Figura 3

5.5.3.- Criterios de combinación

Según el artículo 18 inciso c) de la norma técnica E.030. Para obtener la respuesta máxima esperada puede usarse dos métodos. El primero de ellos toma el 0.75 de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados más el 0.25 de la suma de valores absolutos, mientras que el segundo método es el denominado “Combinación cuadrática completa” (CQC).

En este caso se usó el segundo método para hallar la respuesta máxima esperada tanto de las fuerzas internas como de los parámetros globales del edificio.

5.5.4.- Efecto de torsión

Se considera en el análisis una excentricidad accidental perpendicular a la dirección del sismo e igual a 0.05 veces la dimensión del edificio, según lo requiere la norma técnica E.030 en el artículo 18.2 inciso e) esto refiere, es debido a la incertidumbre en la localización de los centros de masa en cada nivel.

5.5.5.- Fuerza cortante mínima en la base

Según lo señala el artículo 18.2 en el inciso c) de la norma técnica E.030 se debe verificar que en cada dirección de análisis, la fuerza cortante en la base del edificio sea mayor o igual al 80% del valor de fuerza cortante que se obtiene al aplicar el artículo 17.3 de la norma E.030, para el caso de una estructura regular y 90% para el caso de una estructura irregular, que es el caso de esta edificación.

Por tanto, se debe hallar el valor de la fuerza cortante basal según el artículo 17.3 con la siguiente expresión:

$$V = \frac{ZUCS}{R} \cdot P$$

Los valores de los parámetros ya han sido mostrados cuando se realizó la definición de la aceleración espectral.

Sin embargo, se debe comprobar lo siguiente:

$$\frac{C}{R} \geq 0.125$$

Analizando la dirección "X" se debe primero determinar el factor de amplificación sísmica "C" que depende del periodo T. El cuál es tomado como lo dice el artículo 18.2 inciso a). Se tiene en la dirección "X" un periodo de 0.352 segundos. Con lo que el valor de C = 2.84 sin embargo "C" no puede ser mayor a 2.5 por tanto se toma como valor de "C" a 2.5.

Luego, C/R es igual a 0.83 cumpliendo con la restricción de que debe ser mayor que 0.125.

Finalmente, teniendo todos los datos necesarios para calcular el valor de la cortante basal, se tiene:

$$V_x = \frac{0.4 * 1 * 2.5 * 1}{3} * 2348.09 = 782.70 \cdot ton$$

En la dirección "Y" se debe determinar el factor de amplificación sísmica "C" que depende del periodo T. El cuál es tomado como lo dice el artículo 18.2 inciso a). Se tiene en la dirección "Y" un periodo de 0.204 segundos. Con lo que el valor de C = 4.9 sin embargo "C" no puede ser mayor a 2.5 por tanto se toma como valor de "C" a 2.5.

Luego, C/R es igual a 0.83 cumpliendo con la restricción de que debe ser mayor que 0.125.

Finalmente, teniendo todos los datos necesarios para calcular el valor de la cortante basal, se tiene:

$$V_y = \frac{0.4 * 1 * 2.5 * 1}{3} * 2348.09 = 782.70 \cdot ton$$

Se tiene por tanto un valor de fuerza cortante basal de acuerdo al artículo 17.3 de la norma técnica E.030 igual en la dirección "X" como en la dirección "Y". Entonces el valor mínimo de cortante que se debe comprobar es igual al 90% de 790.78 toneladas.

De esta manera tenemos en la dirección "X" e "Y":

Dirección X	Dirección Y
-------------	-------------

Descripción	V(ton)	V(ton)
V estático	782.70	782.70
V mínimo (90% V est.)	704.43	704.43
V dinámico	548.42	416.01
V mín./V din.	1.28	1.69

En la dirección “X” e “Y” se tiene que la fuerza cortante en la base del edificio (V dinámico) es menor que el cortante mínimo. Por tanto será necesario escalar los resultados obtenidos excepto los desplazamientos.

5.5.6.- Desplazamientos laterales

Obtenidos los resultados en cuanto a los desplazamientos del análisis lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas (se utilizó un coeficiente de reducción sísmica de $R = 3$) se procede al cálculo de los desplazamientos laterales inelásticos multiplicando por $0.75 \cdot R$ como lo indica la norma E.030 en su artículo 16.4.

Se halla los desplazamientos relativos de entrepiso y las derivas para verificar que se cumpla con el requerimiento de la norma sismo-resistente que en su artículo 15.1 define como deriva máxima 0.005.

Se procede a realizar el análisis en la dirección X: En donde obtenidos los desplazamientos elásticos, se calcula el desplazamiento inelástico en cada piso. Luego, se halla el desplazamiento relativo de entrepiso y por último se halla la deriva de cada piso para verificar que se encuentre por debajo de 0.005.

Entrepiso	D(cm.)	$=D \cdot 0.75 \cdot R$ (cm.)	Entrepiso	Deriva	< 0.005
1	0.042	0.095	0.095	0.0004	OK
2	0.135	0.303	0.209	0.0009	OK
3	0.258	0.581	0.278	0.0011	OK
4	0.400	0.899	0.318	0.0013	OK
5	0.548	1.232	0.333	0.0014	OK
6	0.695	1.563	0.331	0.0014	OK
7	0.837	1.883	0.320	0.0013	OK

La deriva máxima obtenida en el último piso es de 0.0013 la cual es menor que la máxima admisible que es 0.005 por tanto se puede afirmar que en la dirección "X" se cumple con el requerimiento de la norma técnica E.030.

En la dirección "Y" se realiza el mismo procedimiento para hallar las derivas de cada piso y para ello se muestra la siguiente tabla en la cual se verifica que en la dirección "Y" se cumple con el requerimiento de la norma sismo-resistente.

Piso	D(cm.)	=D*0.75*R(cm.)	Entrepiso	Deriva	< 0.005
1	0.026	0.059	0.059	0.0002	OK
2	0.083	0.186	0.127	0.0005	OK
3	0.160	0.360	0.174	0.0007	OK
4	0.251	0.564	0.205	0.0008	OK
5	0.349	0.785	0.221	0.0009	OK
6	0.449	1.011	0.225	0.0009	OK
7	0.539	1.214	0.203	0.0008	OK

5.6.- Resultado de fuerzas internas

Se muestran las fuerzas internas en el muro denominado 25 que forma parte del sistema estructural del edificio. Se presenta el diagrama de momento flector, de fuerza cortante y fuerza axial debido a la combinación de carga: $U = 1.25*(CM+CV)+CS$.

En la figura 4 se muestra el diagrama de momento flector en unidades ton.m

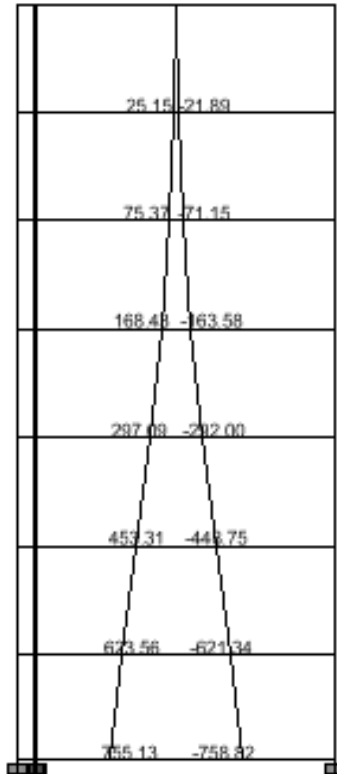


Figura 4

En la figura 5 se tiene el diagrama de fuerza cortante en unidades de toneladas:

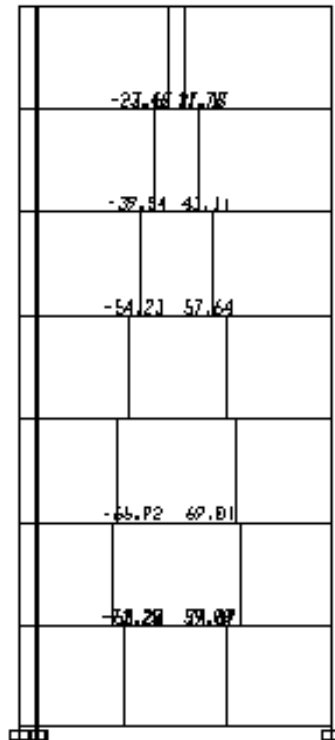


Figura 5

En la figura 6 se muestra el diagrama de fuerza axial en unidades de toneladas:

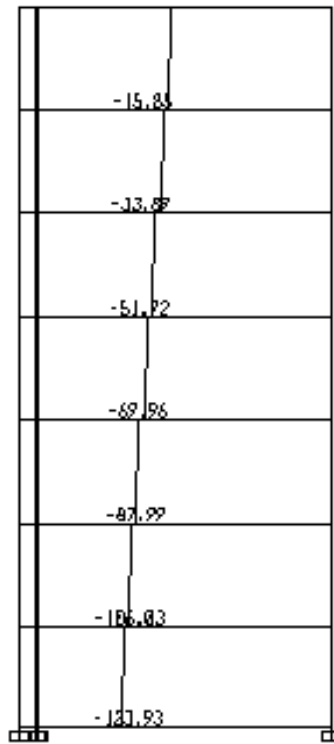


Figura 6

PARTE 2: DISEÑO

1.-DISEÑO

1.1.- Consideraciones generales

La norma técnica E.060 en el capítulo 10, señala que los elementos estructurales se diseñan considerando que la resistencia de diseño debe ser por lo menos igual a la resistencia requerida, cumpliéndose la siguiente relación:

$$R_u \leq \phi R_n$$

Utilizándose de esta manera el diseño a la rotura para los elementos estructurales.

La resistencia requerida para cargas muertas (CM), cargas vivas (CV) y de sismo (CS) debe ser como mínimo:

$$U = 1.5CM + 1.8CV$$

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

$$U = 0.9CM +/- CV$$

1.2.- Diseño por flexión

El diseño de las secciones transversales de los elementos estructurales debe cumplir con la siguiente expresión.

$$M_u \leq \phi M_n$$

En donde:

Mu = resistencia requerida por flexión en la sección analizada.

Mn = resistencia nominal a la flexión de la sección.

El área de acero mínimo esta dada por la siguiente fórmula:

$$A_s \min = 0.7 \cdot \frac{\sqrt{f'c}}{f_y} \cdot b \cdot d$$

1.3.- Diseño por cortante

Se toma en cuenta lo descrito en el artículo 17.10 de la norma técnica E.060 en cuanto a que se debe verificar que la resistencia requerida por corte sea menor o igual a la resistencia nominal al corte afectada por el factor de reducción:

$$V_u \leq \phi V_n$$

En donde la resistencia nominal esta conformada por la contribución del acero de refuerzo Vs y el concreto Vc que se halla a partir de la expresión:

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d$$

2.- DISEÑO DE LOSAS MACIZAS

2.1.- Consideraciones

Para el diseño de losas macizas armadas en 2 sentidos se usó el método de coeficientes descrito en el artículo 17.9 de la norma técnica E.060. Este método es utilizado cuando se tiene losas soportadas en sus bordes por muros o vigas monolíticas de concreto cuya altura es mayor que 3 veces el espesor de la losa.

Los coeficientes necesarios para la obtención de los momentos en la losa, tabulados en las tablas, se basan en análisis elásticos pero también tienen en cuenta la redistribución inelástica., lo que genera que los momentos de diseño en cada dirección sean menores que los momentos máximos elásticos en esa dirección.

Cuando se tiene paños de losa de forma irregular se halla los momentos de diseño a través del programa SAP 2000 considerando un enmallado con un objeto tipo shell.

2.2.- Diseño por flexión

Se define las condiciones de borde para cada uno de los paños de losa y con ello se establece el número de caso para el uso de las tablas. En donde un borde achurado indica que es la losa continua o que se encuentra empotrada en los apoyos, mientras que un borde sin achurar señala un apoyo cuya resistencia torsional no es significativa.

Según el artículo 17.9.1.1 de la norma técnica E.060 se define una franja central para cada paño de losa así como la franja de columna o también llamada franja de borde. Los momentos que se obtienen del uso de las tablas con este método se encuentran en la franja central y se considera que en la franja de borde se tienen momentos equivalentes a un tercio de los obtenidos en la franja central. Según el artículo 17.9.1.3 se debe considerar en bordes discontinuos un momento negativo igual a un tercio del momento positivo.

Para el diseño se ha considerado un peralte efectivo “d” igual a la altura de la losa menos 3cm. Con el objetivo de hallar la cuantía de acero se usó la tabla de diseño por flexión para una resistencia de concreto $f'_c = 175 \text{ Kg/cm}^2$.

Se considera como lo indica la norma técnica E.060 en su artículo 7.6.5 que el espaciamiento máximo para el refuerzo es de 3 veces el espesor de la losa o 45cm. El espaciamiento máximo para una losa de 12cm. es de 36cm.

Se tiene en un cuenta que en losas armadas en dos direcciones, el refuerzo en la cara inferior es como mínimo $0.0012 \cdot b \cdot h$. Además, se proporciona refuerzo necesario para resistir los esfuerzos de contracción y temperatura, para ello se cumple con proporcionar un área de acero de $0.0018 \cdot b \cdot h$ según el artículo 7.10.2 de la norma técnica E.060.

2.3.- Diseño por fuerza cortante

Se toma en cuenta lo descrito en la sección 1.3 sobre diseño por fuerza cortante. Considerando que la resistencia nominal esta exclusivamente conformada por la contribución del concreto V_c .

El cálculo de la resistencia requerida se hace a partir de la tabla 17.9.2.5 de la norma E.060 en donde se encuentra el porcentaje de la carga que se transmite en cada dirección.

2.4.- Ejemplo de diseño de losa

Se muestra el procedimiento seguido para el diseño de losa maciza armada en 2 sentidos para el paño ubicado entre las intersecciones de los ejes A-B/3-4. En los que se tiene las siguientes condiciones de borde mostradas en la figura 7:

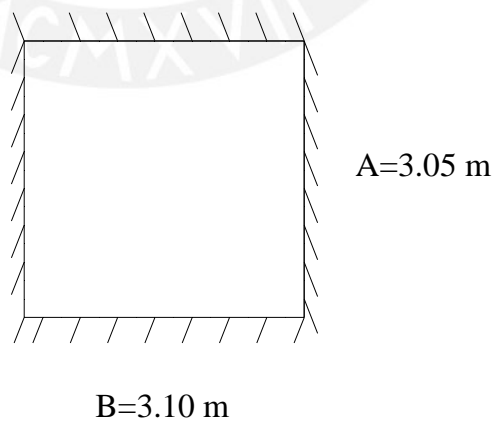


Figura 7

Se considera las cargas muertas y vivas amplificadas por 1.5 y 1.8 respectivamente. La carga última es: $W_u = 1.5 \cdot 388 + 1.8 \cdot 200 = 942 \text{ kg/m}^2$

Se obtiene la relación entre el lado menor y el lado mayor. Se define el caso según los bordes de la losa:

	Relación	Núm. caso
m =A/B	0.984	2

Se calculan los coeficientes para momentos negativos, obtenidos a partir de una interpolación lineal:

	A/B	Coeficientes
CA	1.000	0.045
CA	0.984	0.047
CA	0.950	0.050

	A/B	Coeficientes
CB	1.000	0.045
CB	0.984	0.044
CB	0.950	0.041

Se calcula el momento de flexión negativo en la dirección “A” y en la dirección “B”, utilizando la siguiente fórmula:

$$Ma = Ca \cdot Wu \cdot A^2$$

$$Mb = Cb \cdot Wu \cdot B^2$$

MA(negativo)	408.467	Kg.m
MB(negativo)	395.687	Kg.m

Se calculan los coeficientes para momentos positivos debidos a carga muerta:

	A/B	Coeficientes
CA	1.000	0.018
CA	0.984	0.019
CA	0.950	0.020

	A/B	Coeficientes
CB	1.000	0.018
CB	0.984	0.017

CB	0.950	0.016
----	-------	-------

Los momentos flexionantes positivos debido a carga muerta son:

MA(positivo)	100.946	Kg.m
MB(positivo)	97.066	Kg.m

Se calculan los coeficientes para momentos positivos debidos a carga viva:

	A/B	Coeficientes
CA	1.000	0.027
CA	0.984	0.028
CA	0.950	0.030

	A/B	Coeficientes
CB	1.000	0.027
CB	0.984	0.026
CB	0.950	0.025

Los momentos flexionantes positivos debido a carga viva son:

MA(positivo)	93.661	Kg.m
MB(positivo)	91.177	Kg.m

Finalmente, los momentos obtenidos son:

Dirección	Mu (negativo)	Mu (positivo)	Unidades
Dirección A	408.467	194.607	Kg.m
Dirección B	395.687	188.243	Kg.m

2.4.1.- Diseño por flexión

Datos:

Mu negativo =	40846.68	Kg.cm
---------------	----------	-------

b=	100	cm.
h=	12	cm.
d=	9	cm.
f'c =	175	Kg./cm ²

Haciendo uso de la tabla de diseño para f'c= 175 Kg./cm²

Ku =	5.04	
Pho =	0.14%	
As =	1.22	cm ²
Se coloca una malla superior QE-79 más bastones de 6mm @ 0.35m.		

Para el momento positivo se tiene lo siguiente.

Mu positivo =	19460.71	Kg.cm
Ku=	2.40	
Pho =	0.07%	
As =	0.59	cm ²
As mínima =	1.44	cm ²
Se coloca una malla inferior QE-147		

En donde el área de acero mínimo (As mínima) se obtiene de la siguiente expresión:

$$As_{mín} = 0.0012 \cdot b \cdot h$$

El refuerzo por contracción de fragua y temperatura se calcula a partir de la siguiente expresión:

$$As = 0.0018 \cdot b \cdot h$$

As requerido =	2.16	cm ²
As colocado =	2.26	cm ²
verificación OK		

2.4.2.- Diseño por fuerza cortante

A partir de la relación entre los lados del paño y de las condiciones de borde se tiene:

Relación	Núm. caso
----------	-----------

$m = A/B$	0.984	2
-----------	-------	---

Para encontrar cuál es la carga que se transmite en cada dirección se debe hallar los coeficientes y para ello se realiza una interpolación lineal

En la dirección "A" se tiene:

	A/B	Coeficientes
CA	1.000	0.500
CA	0.984	0.516
CA	0.950	0.550

En la dirección "B" se tiene:

	A/B	Coeficientes
CB	1.000	0.500
CB	0.984	0.484
CB	0.950	0.450

Por tanto, el diseño por cortante en la dirección A es el siguiente:

$V_u =$	4596.960	Kg.
$V_c =$	21384.285	Kg.
$\phi \cdot V_c =$	18176.642	Kg.
$V_u < V_c$ OK		

Luego, el diseño por cortante en la dirección B es el siguiente:

$V_u =$	4309.650	Kg
$V_c =$	21734.847	Kg
$\phi \cdot V_c =$	18176.642	Kg
$V_u < V_c$ OK		

Cuando se tiene paños de forma irregular como la figura 8 se usó el programa SAP 2000 para encontrar los momentos de diseño.

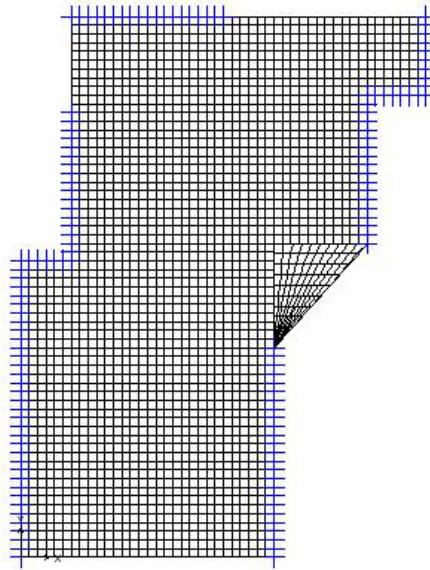
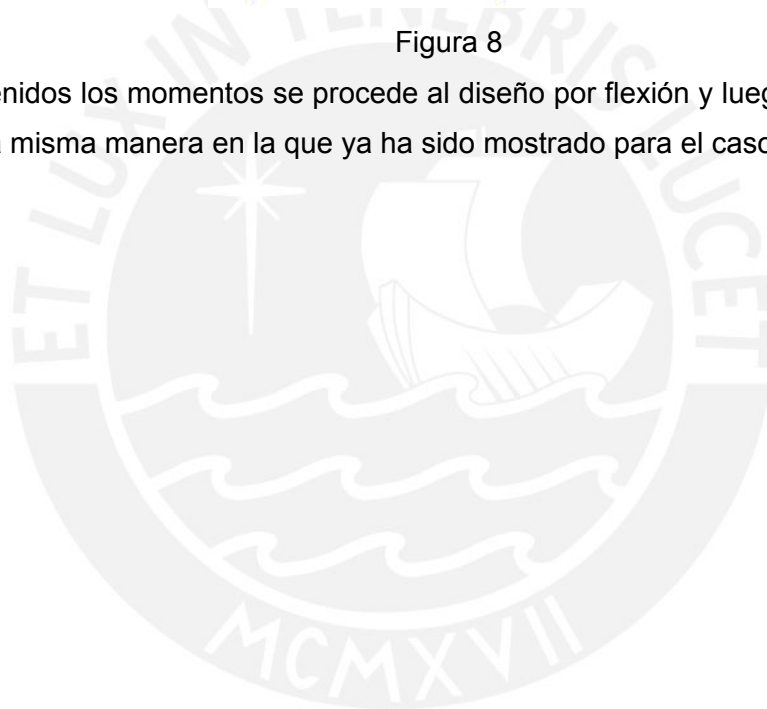


Figura 8

Obtenidos los momentos se procede al diseño por flexión y luego por cortante de la misma manera en la que ya ha sido mostrado para el caso anterior.



3.- DISEÑO DE VIGAS

3.1.- Consideraciones

Debido a que las vigas que se encuentran en los ejes de fachadas son de un solo tramo y tienen una relación de luz libre entre altura (l/h) de 1.57, se debe seguir los lineamientos del capítulo 14 de vigas de gran peralte de la norma técnica E.060.

3.2.- Diseño por flexión

Para el diseño por flexión debe de proporcionarse el área de acero necesario para que se cumpla la siguiente expresión:

$$M_u \leq \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot Z$$

Donde “Z” es el brazo de par interno y se calcula de acuerdo a:

$$Z = 0.2 \cdot (l + 2 \cdot h)$$

Considerando que “l” es la distancia entre apoyos sin exceder a 1.15 veces la luz libre.

El área de acero mínimo esta dada por la siguiente fórmula:

$$A_{s \text{ min}} = 0.7 \cdot \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot b \cdot d$$

Se debe tomar en cuenta el acero repartido en el alma según lo indica el artículo 11.7.2.3 que debe ser como mínimo el 10% del acero principal por flexión.

3.3.- Diseño por corte

En el diseño por corte se debe cumplir lo siguiente: $\phi V_n \geq V_u$. Es decir la resistencia nominal al corte debe ser mayor o igual a la resistencia requerida por corte. En donde $V_n = V_c + V_s$ y $\phi = 0.85$.

La resistencia requerida o resistencia última, se obtiene a partir de la suma de las fuerzas cortantes asociadas con el desarrollo de las resistencias nominales en flexión en los extremos de la luz libre y la fuerza cortante isostática calculada para las cargas permanentes.

Luego, se debe calcular el aporte a la resistencia al corte del concreto con la siguiente expresión.

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

Y el aporte del refuerzo transversal se calcula de acuerdo con la siguiente fórmula.

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{S}$$

En donde V_s no puede ser mayor a: $V_s \leq 2.1 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$

Se debe cumplir con el requerimiento que se menciona en el inciso 13.7.1.3, donde se señala que debe colocarse estribos en ambos lados del elemento dentro de la zona de confinamiento. Esta zona de confinamiento tiene una longitud de dos veces el peralte del elemento y en donde el espaciamiento es menor de:

-0.25d.

-Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro.

-Menor de 30cm.

3.4.- Ejemplo de Diseño

La viga que se desarrolla como ejemplo es mostrada en la figura 9:



Figura 9

3.4.1.- Diseño por flexión

Se tiene " $l=3.15\text{m}$ ", en donde " l " es la distancia centro a centro entre apoyos la cual no debe exceder a 1.15 la luz libre ($1.15l_n$). En este caso " l " sí excede este valor pues $1.15l_n$ es igual a 1.84m . Por tanto, el valor de " l " que se utiliza para el cálculo del brazo del par interno será 1.84m .

Luego, $h = 1.02\text{m}$, por tanto el valor de " Z " utilizando la siguiente expresión:

$$Z = 0.2 \cdot (l + 2 \cdot h) \text{ es: } Z = 77.6\text{cm}$$

A partir de los momentos últimos calculados se tiene que el momento último negativo de la viga es de $M_u = 17.53$ ton.m. Ahora, se debe cumplir con la siguiente relación: $M_u \leq \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot Z$ en donde se tiene a $\phi=0.9$ y $f_y = 4200$ Kg/cm². Se halla el área de acero requerida: $A_s = 5.98$ cm². Lo que equivale a 6 ϕ 12mm en doble capa. Se pasa a verificar que se cumpla con el acero mínimo: $A_{s \text{ min}} = 0.7 \cdot \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot b \cdot d = 3.24$ cm² tomando a $d = h - 4$ cm. Por

tanto, se está cumpliendo con el acero mínimo pues el acero colocado es 6.72 cm².

Luego, el momento último positivo es de $M_u = 17.35$ ton.m con lo que se tiene un área de acero requerida de: $A_s = 5.91$ cm². Por lo que se coloca 6 ϕ 12mm en doble capa. Con esta cantidad de acero colocado A_s colocado = 6.72 cm² se cumple con el valor mínimo de $A_s \text{ min.} = 3.24$ cm². Por último, el acero repartido es de 8mm cada 15cm. en cada uno de los lados de la caras laterales de la viga.

3.4.2.- Diseño por corte

La cortante última es la suma de la fuerza cortante asociada con el desarrollo de resistencia nominal en flexión que es igual a $V_1 = 29.05$ ton mientras que la fuerza cortante isostática asociada a las cargas permanentes es igual a $V_2 = 0.66$ ton. Por tanto, la fuerza cortante última es: $V_u = 29.71$ ton

Se calcula la resistencia a fuerza cortante del concreto a través de la siguiente expresión: $V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$, con lo cual se tiene que $V_c = 10.31$ ton.

Luego, se calcula el aporte de la resistencia al corte del refuerzo transversal:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = 24.64 \text{ ton}$$

El área de acero se calcula a partir de $V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{S}$ considerando que se

tiene estribos de 8mm con una separación "S" de 15cm. Por tanto, el diseño es de estribos espaciados cada 15cm, pero el primero de ellos esta a 5cm, es decir 1 ϕ 5cm y el resto cada 15cm a cada lado.

La figura 10 muestra la sección de la viga:

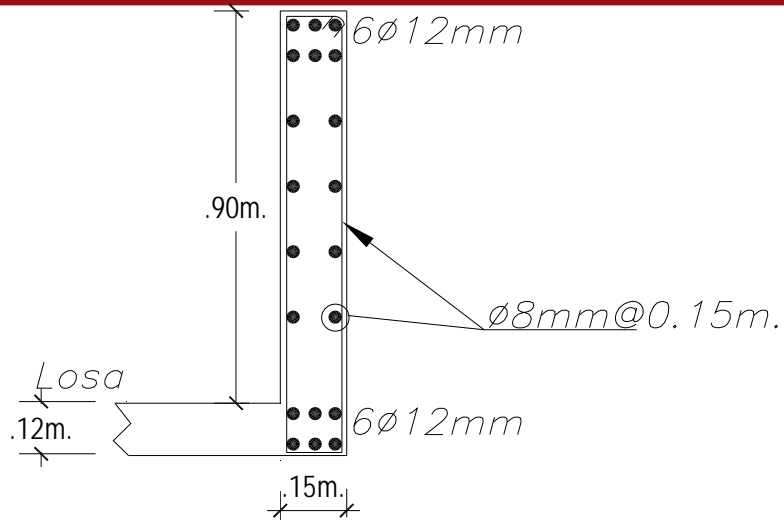


Figura 10



4.- DISEÑO DE MUROS

4.1.- Consideraciones

El diseño de los muros sigue los lineamientos que se especifican en la “Norma para el diseño de edificios con muros de concreto de ductilidad limitada”

En ella se especifica que la resistencia a compresión del concreto no debe ser menor que $f'c = 175 \text{ Kg/cm}^2$. Las barras de refuerzo deben ser de grado 60 y cumplir con la norma ASTM A615.

Luego, en el inciso 2 de la mencionada norma se especifica que el espesor mínimo de los muros es de 0.10m.

El refuerzo concentrado en los extremos de los muros debe ser dúctil y de grado 60. Mientras que puede hacerse uso de malla electrosoldada solamente en los pisos superiores, asegurándose que en el tercio inferior del edificio se use acero dúctil.

4.2.- Diseño por flexo compresión

Al diseñar se debe tener en cuenta que en el tercio inferior del edificio y en no menos de los dos primeros pisos se debe garantizar que la resistencia nominal a flexo compresión del muro posea como mínimo 1.2 veces el momento de agrietamiento de éste.

Debe verificarse que la profundidad del eje neutro “c” cumpla con la siguiente relación.

$$c < \frac{lm}{600 \times \left(\frac{\Delta m}{hm} \right)}$$

En donde se tiene:

lm: es la longitud del muro en el plano horizontal

hm: la altura total del muro

Δm : es el desplazamiento del nivel más alto del muro que corresponde a la altura hm. Este desplazamiento debe calcularse según el artículo 16.4 de la norma NTE. 030 lo cual indica que debe multiplicarse los desplazamientos elásticos por 0.75R.

Por tanto, debe comprobarse la validez de la desigualdad respecto a la posición del eje neutro. En el caso en que no se cumpla la relación

establecida debe confinarse los extremos del muro evaluado, con lo cual el espesor del muro se incrementa a 15cm. y los estribos de confinamiento tienen un diámetro mínimo de 8mm. y un espaciamiento máximo de 12 veces el diámetro de la barra vertical, pero no mayor a 0.20m.

Cuando no sea necesario confinar los extremos de los muros se tiene en cuenta que el refuerzo debe espaciarse tal como lo indica el inciso 2.8 de la norma con una cuantía menor a 1% del área en que se distribuye.

En el inciso 2.15 de la norma se indica la cuantía mínima de refuerzo tanto vertical como horizontal de los muros. Cuantía mínima que está en función de la relación entre la cortante última y el 50% de la resistencia al corte del concreto.

4.2.1.-Procedimiento para el diseño por flexo compresión

Los pasos que se seguirán en el diseño por flexo compresión son los siguientes:

1.- Obtención de las fuerzas de diseño según las combinaciones de cargas. Por supuesto en este paso se ha tomado en cuenta la exigencia de amplificar las fuerzas internas de acuerdo a la relación entre la cortante estática (90%) y la cortante dinámica. Para este caso, el factor de amplificación en la dirección del eje X es de 1.28 mientras que en la dirección del eje Y se tiene un factor de amplificación de 1.69.

2.- Se procede a iniciar una primera aproximación a la colocación de acero considerando acero mínimo repartido como lo indica la norma con un cuantía 0.0025 de acero vertical.

3.- Se obtiene el diagrama de interacción.

4.- Se verifica que las fuerzas de diseño se encuentren dentro del diagrama de interacción. En caso no se logre, debe cambiarse la disposición asumida para el refuerzo y proceder con otra disposición hasta lograrlo.

5.- Comprobar que la resistencia nominal a flexo compresión sea mayor o igual a 1.2 veces la resistencia de agrietamiento.

6.- Comprobar la validez de la relación $c < \frac{lm}{600 \times \left(\frac{\Delta m}{hm}\right)}$, con lo cual se

decide si se confinan los extremos de los muros.

4.3.- Diseño por fuerza cortante

En el diseño por fuerza cortante debe calcularse la cortante última de diseño, la cual depende de la fuerza cortante obtenida del análisis y del factor proveniente del cociente entre el momento nominal y el momento del análisis. Es decir, la obtención de la fuerza cortante última queda establecida por la siguiente relación:

$$V_u \geq V_{ua} \cdot \left(\frac{M_n}{M_{ua}} \right)$$

En donde:

V_u : es la fuerza cortante última que desea determinarse.

V_{ua} : es el cortante último proveniente del análisis.

M_n : es el momento nominal asociado al acero colocado, sin embargo para su cálculo debe considerarse como esfuerzo de fluencia para el acero 1.25fy.

M_{ua} : es el momento último proveniente del análisis.

La relación M_n/M_{ua} en la mitad superior del edificio tendrá como límite máximo 1.5.

Por otro lado, en el inciso 2.10 de la norma se señala que la resistencia al corte de los muros se determina según la siguiente fórmula:

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s = \phi \cdot (A_c \cdot \alpha \cdot \sqrt{f'c}) + \phi \cdot (A_c \cdot \rho_h \cdot f_y)$$

Donde se tiene que:

$$\phi = 0.85$$

A_c = área de corte

ρ_h = cuantía horizontal del muro

α = depende del cociente entre la altura del muro (hm) y la longitud del muro en planta lm.

$$\text{Si } \left(\frac{hm}{lm} \right) \leq 1.5 \text{ entonces } \quad \alpha = 0.8$$

Si $\left(\frac{hm}{lm}\right) \geq 2.5$ entonces $\alpha = 0.53$

Si $1.5 \leq \left(\frac{hm}{lm}\right) \leq 2.5$ entonces $\alpha =$ se debe interpolar entre 0.8 y 0.53

En la norma se señala que se tiene un valor máximo para la resistencia nominal V_n , el cual está dado por la siguiente fórmula.

$$V_n < 2.7 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A_c$$

Por último, en el inciso 2.15 de la norma se indica la cuantía mínima de refuerzo horizontal de los muros. Cuantía mínima que está en función de la relación entre la cortante última y el 50% de la resistencia al corte del concreto.

4.3.1.-Procedimiento para el diseño por cortante

A continuación se describe el procedimiento para el diseño por fuerza cortante:

- 1.- Obtener la fuerza cortante última del análisis.
- 2.- Obtener el momento último del análisis.
- 3.- Calcular el momento nominal de acuerdo al refuerzo colocado considerando como esfuerzo de fluencia $1.25f_y$.
- 4.- Calcular el cortante último de diseño según la siguiente expresión:

$$V_u \geq V_{ua} \cdot \left(\frac{M_n}{M_{ua}}\right)$$

5.- Hallar el valor máximo de la resistencia al corte de los muros V_n utilizando la fórmula: $V_n < 2.7 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A_c$. Con el objetivo de luego verificar que ϕV_n sea mayor o igual a V_u (cortante último de diseño).

6.- Se procede a hallar la resistencia al corte del concreto V_c . De esta manera, según la relación que se establezca entre el cortante último de diseño y $0.5 \phi V_n$ se establece cuál es la cuantía mínima exigida.

7.- Se halla la cuantía requerida igualando los términos del cortante último de diseño y la resistencia al corte del muro, $V_u = \phi V_n$, en donde la única incógnita es la cuantía horizontal ρ_h .

8.- A partir de la cuantía horizontal ρ_h se obtiene el refuerzo horizontal que es necesario para cumplir con el requerimiento.

4.4.- Diseño por corte fricción

Como se indica en el inciso 2.11 de la norma, debe calcularse la resistencia a corte fricción a través de la siguiente expresión:

$$\phi \cdot V_n = \phi \cdot \mu \cdot (N_u + A_v \cdot f_y)$$

En donde se tiene:

$$\phi = 0.85$$

$$\mu = 0.6$$

N_u = es la fuerza normal última, la cual se calcula en función de la carga muerta N_m como $N_u = 0.9 N_m$.

A_v = área de acero vertical.

Por último, debe verificarse que la resistencia al corte fricción (ϕV_n) sea mayor o igual a la fuerza cortante última de diseño V_u .

4.5.- Ejemplo de diseño

Se muestra dos tipos de procedimiento para el diseño. El primero de ellos es a través de pórticos planos y el segundo tomando el muro completo. Se hace un diseño cada 2 pisos, de esa manera se va variando el armado del muro pero de manera moderada.

Entonces, para el diseño del 1er y 2do piso, las fuerzas de diseño para las sollicitaciones sísmicas en el primer piso son:

Sismo Y-Y	P_u (ton)	M_u_{3-3} (ton.m)	M_u_{2-2} (ton.m)	V (ton)
1.5CM+1.8CV	247.52	-7.89	-0.83	2.55
1.25(CM+CV)+CS	192.30	559.52	646.78	36.59
1.25(CM+CV)-CS	205.03	-571.96	-648.10	-32.58
0.9CM+CS	109.31	562.52	647.10	35.61
0.9CM-CS	122.04	-568.95	-647.78	-33.57
Sismo X-X	P_u (ton)	M_u_{3-3} (ton.m)	M_u_{2-2} (ton.m)	V (ton)
1.5CM+1.8CV	247.52	-7.89	-0.83	0.05
1.25(CM+CV)+CS	193.84	422.27	489.71	59.56
1.25(CM+CV)-CS	203.49	-434.71	-491.03	-59.47

0.9CM+CS	110.85	425.28	490.03	59.54
0.9CM-CS	120.50	-431.70	-490.71	-59.49

Las cuales están aplicadas sobre el muro de la figura 11:

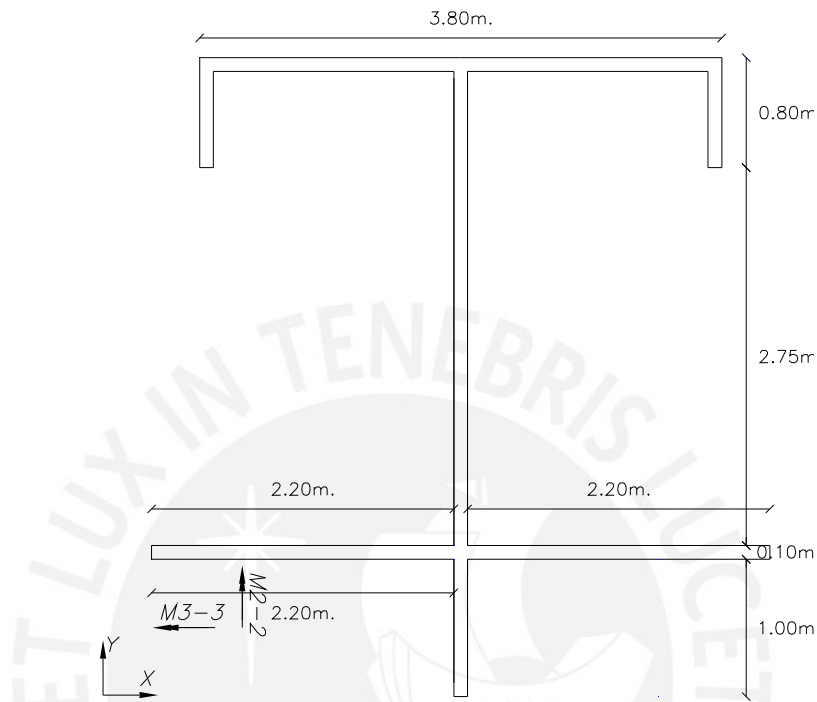


Figura 11

4.5.1.-Diseño a través de pórticos planos

Se emplea modelos seudo tridimensionales de pórticos planos considerando la contribución de los muros perpendiculares.

4.5.1.1.- Sismo Y-Y

-Diseño por flexo-compresión

-Armado pre-liminar de los extremos del muro

El momento M_{3-3} es resistido por el muro paralelo al eje “Y” y el aporte de los muros perpendiculares a éste teniendo la siguiente forma geométrica de la figura 12 en dónde además se muestra el armado preliminar que se detalla a continuación.

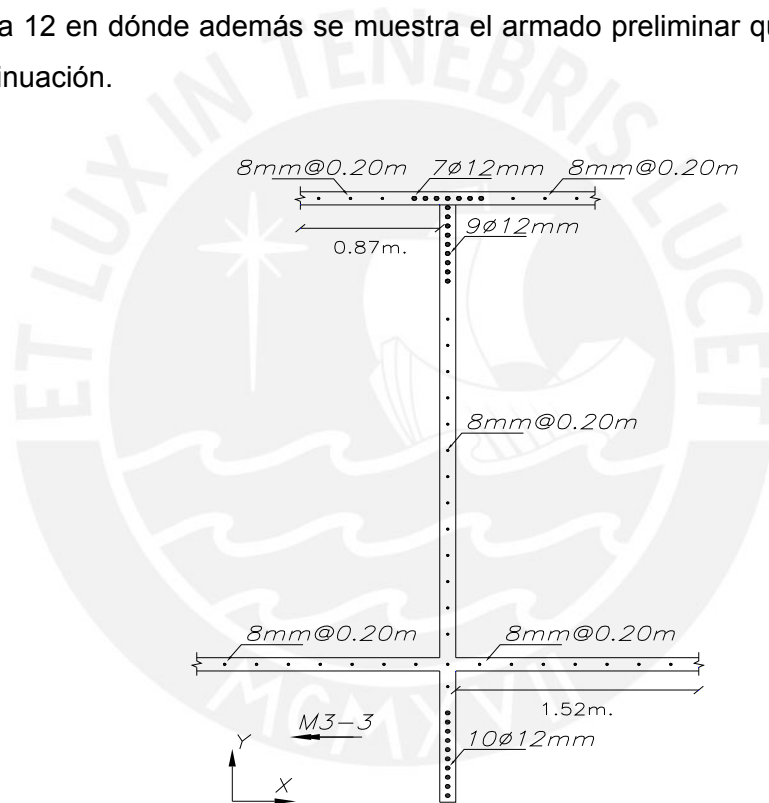


Figura 12

Se tiene las siguientes propiedades geométricas:

Inercia en X-X	I_{xx}	$2.24m^4$
Área bruta	A_g	$0.95m^2$
Área de corte	A_c	$0.39m^2$

Como una primera aproximación para el armado de acero en los extremos se tiene:

$$\text{Fuerza axial} = P = \frac{\text{Momento 3-3}}{\text{Longitud total}} = \frac{571.96}{(0.8+2.75+0.1+1.0)} = 123 \text{ ton}$$

$$\text{Área de acero} = A_s = \frac{\text{Fuerza axial}}{\frac{\text{Esfuerzo de fluencia}}{4.2}} = 123 = 29.3 \text{ cm}^2 \longrightarrow 26\phi 12\text{mm}$$

Los cuales están repartidos en el extremo superior en inferior.

-Armado preliminar del acero distribuido

Se toma en cuenta que el cortante último es igual al cortante de análisis:

$$V_u = 36.59 \text{ ton}$$

El aporte del concreto es: $V_c = (A_c \cdot \alpha \cdot \sqrt{f'_c})$ donde $\alpha = 0.53$ pues

$$\frac{h_m}{l_m} = \frac{16.88m}{4.65m} = 3.63 \text{ por tanto } V_c = 27.57 \text{ ton.}$$

Se cumple $V_u > 0.5\phi V_c$ y con ello $\rho_{m\text{mín}} = 0.0025 = \rho_{v\text{mín}} = 0.0025$. Entonces para esta cuantía vertical mínima se dispone de 8mm@0.20m de acero distribuido.

-Diagrama de interacción

Con el acero dispuesto en el muro se obtiene el diagrama de interacción y no se logra que las combinaciones de carga axial y momento flector del sismo Y-Y se encuentren en el interior del diagrama de la figura 13.

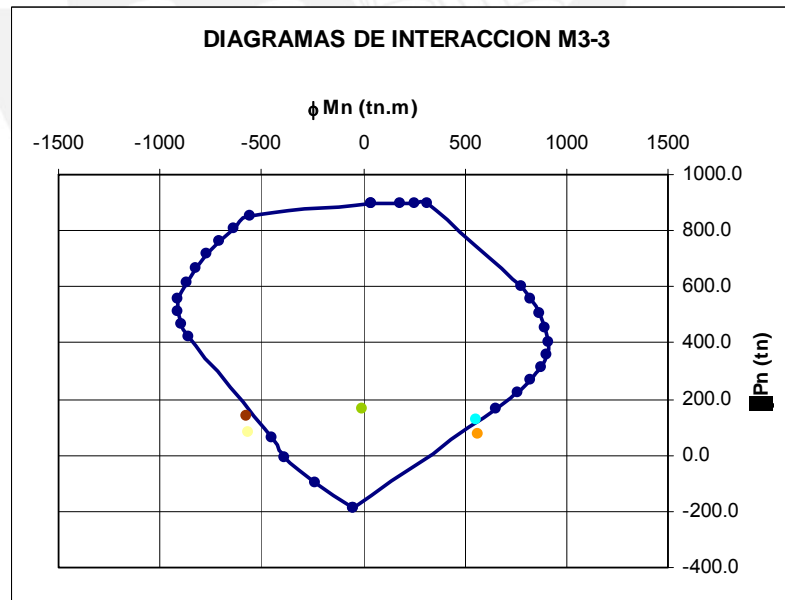


Figura 13

Se debe modificar el armado del refuerzo para ello se cambiará el acero de 12mm colocado en los extremos por acero de 5/8" como se muestra en la figura14.

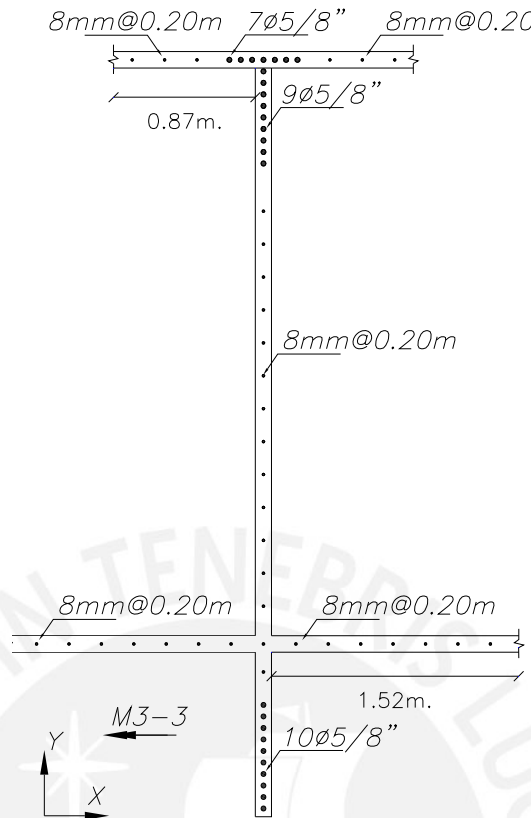


Figura 14

Cuyo diagrama de interacción se muestra en la figura 15 y en el que sí se obtiene que las combinaciones de carga axial y momento flector se encuentren dentro del diagrama.

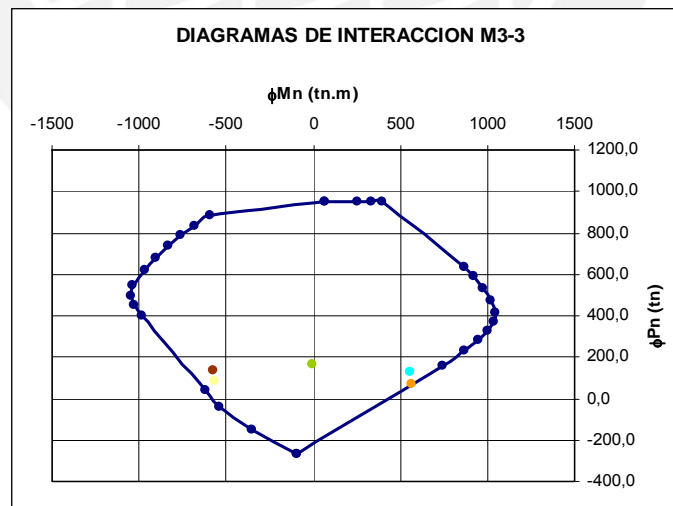


Figura 15

El momento nominal M_n se halla a partir de trazar una línea horizontal que pase por la combinación de carga axial-momento flector últimos y que intersecte al diagrama de interacción donde $\phi = 1$. Se tiene $M_n = 720$ ton.m valor que debe ser 1.2 veces mayor al momento de agrietamiento.

$$M_{cr} = \frac{I}{Y_t} \cdot \left(2\sqrt{f'c} + \frac{P_u}{A_g} \right) = \frac{2.24}{2.33} \cdot \left(2\sqrt{175} \cdot 10 + \frac{73.0}{0.95} \right) = 486.08$$

Se cumple entonces que $M_n > 1.2 M_{cr}$.

Para no confinar lo extremos del muro debe verificarse que se cumpla que la posición del eje neutro sea menor a $\frac{l_m}{600 \times \left(\frac{\Delta m}{h_m}\right)}$, en donde la longitud del

muro $l_m = 4.65\text{m}$, $h_m = 16.88\text{m}$ es la altura total del muro y Δm es el desplazamiento del análisis sísmico multiplicado por $0.75R$, con lo que se tiene $\Delta m = 0.011\text{ m}$. Con estos valores $\frac{l_m}{600 \times \left(\frac{\Delta m}{h_m}\right)} = 12.11\text{m}$.

La posición del eje neutro es aquel que corresponde al punto del diagrama de interacción obtenido de trazar una línea horizontal por la combinación de carga y momento flector últimos más desfavorable. Con lo que $c = 1.22\text{m}$ (cuando la compresión ocurre en el lado derecho del muro) y $c = 0.20\text{m}$ (cuando el bloque de compresiones ocurre en el lado izquierdo). Por tanto no se necesita confinar los extremos del muro pues: $c < \frac{l_m}{600 \times \left(\frac{\Delta m}{h_m}\right)}$

-Diseño por fuerza cortante

La fuerza cortante última es igual a $V_u = V_{ua} \cdot \left(\frac{M_n}{M_{ua}}\right)$, en donde M_n es el momento nominal, pero considerando el esfuerzo de fluencia como 5250 Kg/cm^2 se tiene entonces:

M_n	880.00 ton.m
M_{ua}	562.52 ton.m
V_{ua}	36.59 ton
V_u	57.24 ton

Se debe verificar que $V_u \leq \phi V_{n\text{máx}}$. En donde $V_n < 2.7 \cdot \sqrt{f'c} \cdot A_c = 140.44$ con $\phi = 0.85$ la desigual se cumple $57.24 \leq 119.37$.

El valor de $V_c = (A_c \cdot \alpha \cdot \sqrt{f'c}) = 27.57$ ton, con esto se tiene que el $\rho_{h\min} = 0.0025$ pues $V_u > 0.5\phi V_c$.

La contribución del refuerzo transversal es:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{57.24}{0.85} - 27.57 = 39.77 \text{ ton}$$

y para hallar la cuantía horizontal

necesaria: $\rho_h = \frac{V_s}{A_c \cdot f_y} = \frac{39.77}{3932 \cdot 4.2} = 0.0024 < \rho_{h\min} = 0.0025$ por tanto se

dispone como acero horizontal 8mm@0.20m.

-Diseño por corte-fricción

La resistencia al corte fricción es igual a: $\phi \cdot V_n = \phi \cdot \mu \cdot (N_u + A_v \cdot f_y)$, donde $\phi = 0.85$, $\mu = 0.6$ y $N_u = 0.9Nm$. Con $N_m = 85.83$ ton (carga muerta) y A_v es el área del acero vertical $26\phi 5/8" + 35\phi 12\text{mm} = 69.50 \text{ cm}^2$. Entonces $\phi V_n = 188.27$ ton. El cual cumple con ser mayor a $V_u = 57.24$ ton.

4.5.1.2.- Sismo X-X

La carga y el momento último M_{2-2} son distribuidos, pues el muro es dividido en 2 tramos, según el área y la inercia de los muros paralelos a la dirección X considerando la contribución de los muros perpendiculares. Se tiene entonces las siguientes 2 formas geométricas. A esta primera forma que se muestra en la figura 16 se denomina tramo superior:

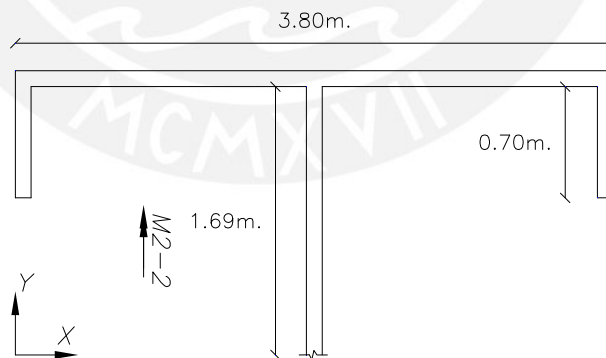


Figura 16

Propiedades geométricas:

Inercia en Y-Y	I_{yy}	0.94m^4
Área bruta	A_g	0.69m^2
Área de corte	A_c	0.37m^2

Luego, la siguiente forma geométrica que se muestra en la figura 17 se denomina tramo inferior:

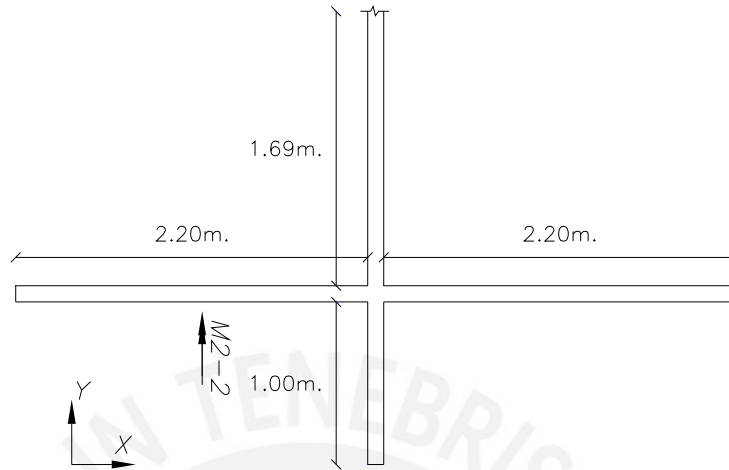


Figura 17

Propiedades geométricas:

Inercia en Y-Y	I_{yy}	$0.76m^4$
Área bruta	A_g	$0.72m^2$
Área de corte	A_c	$0.39m^2$

-Diseño del tramo superior

-Diseño por flexo-compresión

-Armado preliminar de los extremos del muro

Para el muro denominado superior se tiene como momento $M_{2-2 \text{ superior}}$:

$$M_{2-2SUP.} = \frac{M_{2-2TOT.}}{I_{ysup.} + I_{yinf.}} \cdot I_{ysup.} = \frac{491.03}{0.94 + 0.76} \cdot 0.94 = 271.51 \text{ ton.m}$$

Luego,

$$\text{Fuerza axial} = P = \frac{\text{Momento 2-2sup.}}{\text{Longitud total}} = \frac{271.51}{3.8} = 71.45 \text{ ton}$$

$$\text{Área de acero} = A_s = \frac{\text{Fuerza axial}}{\text{Esfuerzo de fluencia}} = \frac{71.45}{4.2} = 17 \text{ cm}^2 \longrightarrow 14\phi 12\text{mm}$$

Los cuales son distribuidos en los extremos de la manera en que se muestra en la figura 18:

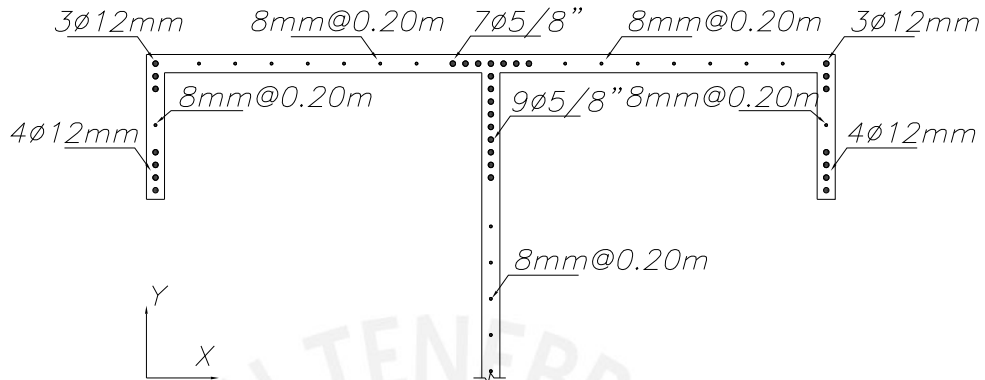


Figura 18

Se muestra el refuerzo en los extremos además del acero requerido cuando se realizó el análisis en la dirección Y.

-Armado preliminar del acero distribuido

Con $V_{utotal} = 59.56\text{ton}$ se divide este valor en función de las áreas de corte por tanto V_u para el muro superior es:

$$V_u = \frac{V_{utotal}}{A_{csup.} + A_{cinf.}} \cdot A_{csup.} = \frac{59.56}{0.37 + 0.39} \cdot 0.37 = 29.07\text{ton}$$

El aporte del concreto $V_c = 26.26\text{ton}$. Como $V_u > 0.5\phi V_c$ se tiene $p_{v\text{mín}} = 0.025$ por tanto se tiene como acero distribuido $8\text{mm}@0.20\text{m}$.

-Diagrama de interacción

Se obtiene el diagrama de la figura 19, pero se observa que el muro tiene demasiado refuerzo.

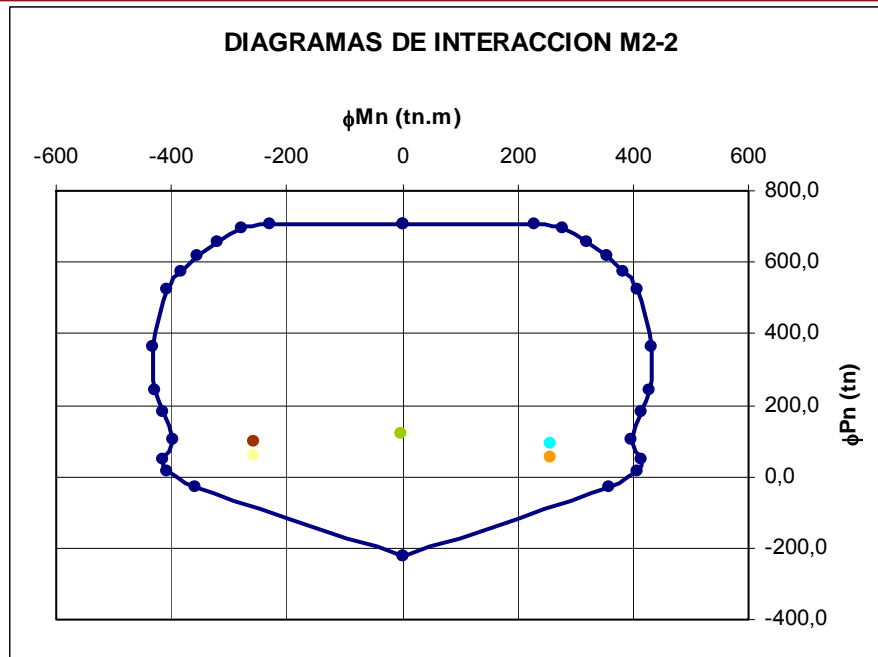


Figura 19

Por tanto, se decide que en cada extremo del muro se coloque $7\phi 8\text{mm}$. Se obtiene ahora un diseño más ajustado como se muestra en el diagrama de interacción de la figura 20:

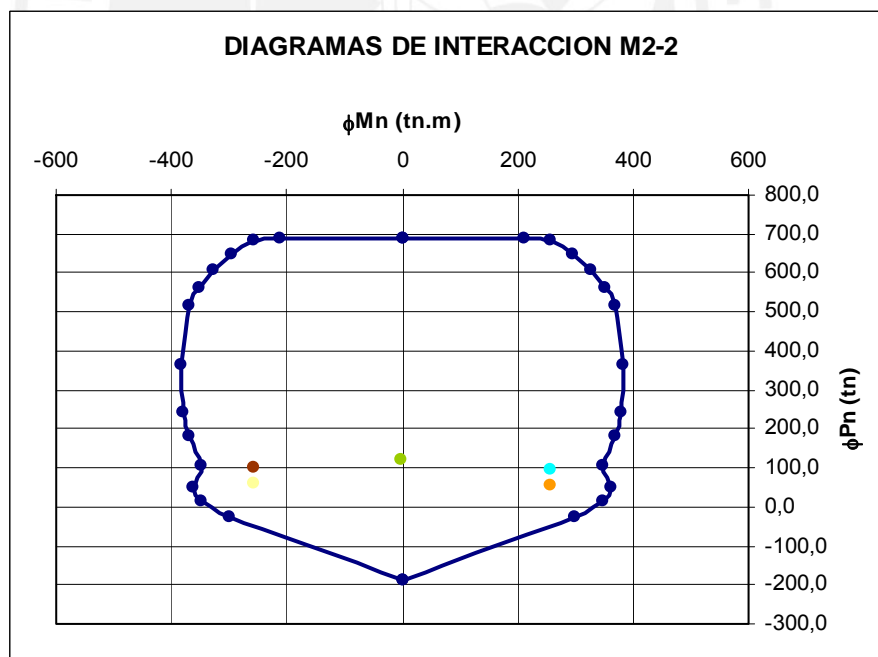


Figura 20

El momento nominal $M_n = 450 \text{ ton.m}$ es mayor a 1.2 el momento de agrietamiento $M_{cr} = 169.06 \text{ ton.m}$.

No es necesario confinar los extremos de lo muro pues la posición del eje neutro $c=1.24\text{m}$ (cuando la compresión ocurre en el lado derecho del muro) y $c=1.27\text{m}$ (cuando el bloque de compresiones ocurre en el lado izquierdo)

mientras que $l_m = 3.8m$, $\Delta m = 0.002$ y $h_m = 16.88m$. Por tanto $c <$

$$\frac{l_m}{600 \times \left(\frac{\Delta m}{h_m}\right)} = 9.90m$$

-Diseño por fuerza cortante

El momento nominal $M_n = 480 \text{ ton.m}$ (con $1.25f_y$), el $M_{ua} = 255.89 \text{ ton.m}$ y $V_{uanál.} = 29.07 \text{ ton}$ por tanto $V_u = 54.53 \text{ ton}$. El aporte del concreto $V_c =$

$$26.26 \text{ ton. Entonces: } V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{51.12}{0.85} - 26.26 = 37.89 \text{ ton}$$

La cuantía horizontal requerida es $\rho_h = 0.0024$ mientras que el $\rho_{h\text{mín}} = 0.0025$. Se dispone entonces $8\text{mm}@0.20\text{m}$.

-Diseño por corte fricción

Con $N_m = 62.57 \text{ ton}$ y $A_v = 49.50 \text{ cm}^2$. Se tiene $\phi V_n = 134.75 \text{ ton}$ cuyo valor es mayor a $V_u = 54.53 \text{ ton}$.

-Diseño del tramo inferior

-Diseño por flexo-compresión

-Armado preliminar de los extremos del muro

El momento $M_{2-2 \text{ INFERIOR}} = M_{2-2 \text{ TOTAL}} - M_{2-2 \text{ SUPERIOR}} = 219.88 \text{ ton}$.

$$P = \frac{M_{2-2 \text{ INF.}}}{L} = \frac{219.88}{4.5} = 48.86 \text{ ton} \quad , \quad A_s = \frac{P}{f_y} = \frac{219.88}{4.2} = 11.63 \text{ cm}^2 \quad \text{lo que}$$

significa $10\phi 12\text{mm}$. Por tanto en cada extremo se dispone de $5\phi 12\text{mm}$.

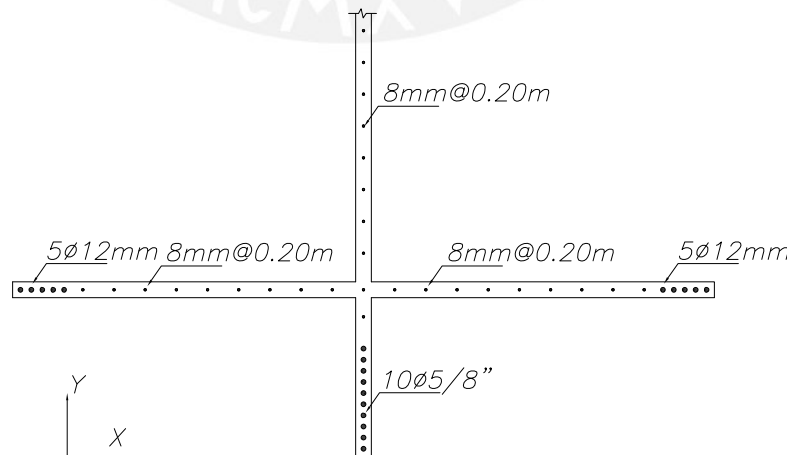


Figura 21

Se muestra en la figura 21 el refuerzo en los extremos además del acero requerido cuando se realizó el análisis en la dirección Y.

-Armado preliminar del acero distribuido

El cortante que toma el muro es:

$$V_u = \frac{V_{total}}{A_{c\sup.} + A_{c\inf.}} \cdot A_{c\inf.} = \frac{59.56}{0.37 + 0.39} \cdot 0.39 = 30.49\text{ton}$$

El aporte del concreto $V_c = 27.57$ ton. Se cumple $V_u > 0.5\phi V_c$ por tanto $\rho_{mín} = 0.0025$ lo cual significa $8\text{mm}@0.20\text{m}$.

-Diagrama de interacción

A través del diagrama de la figura 22, se tiene que aún es posible ajustar el diseño disminuyendo el área de acero en los extremos.

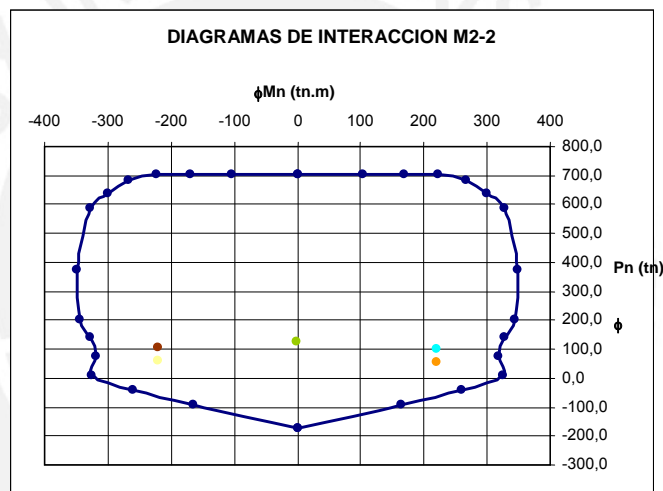


Figura 22

Por tanto, se dispone del acero en la forma en la que se muestra en la figura 23:

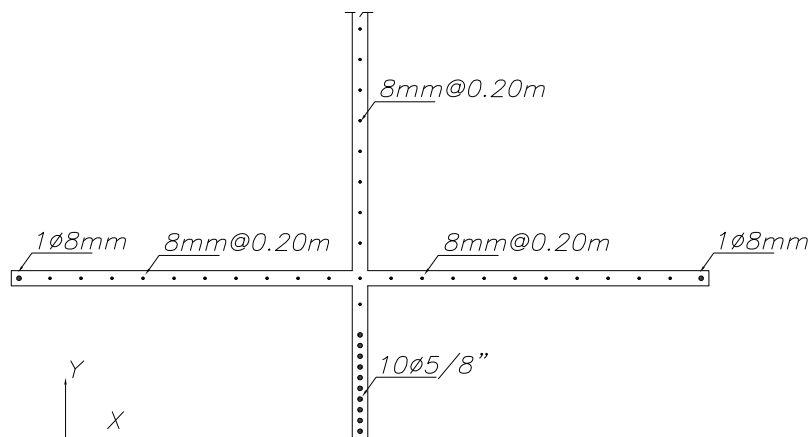


Figura 23

La figura 24 muestra el diagrama de interacción correspondiente:

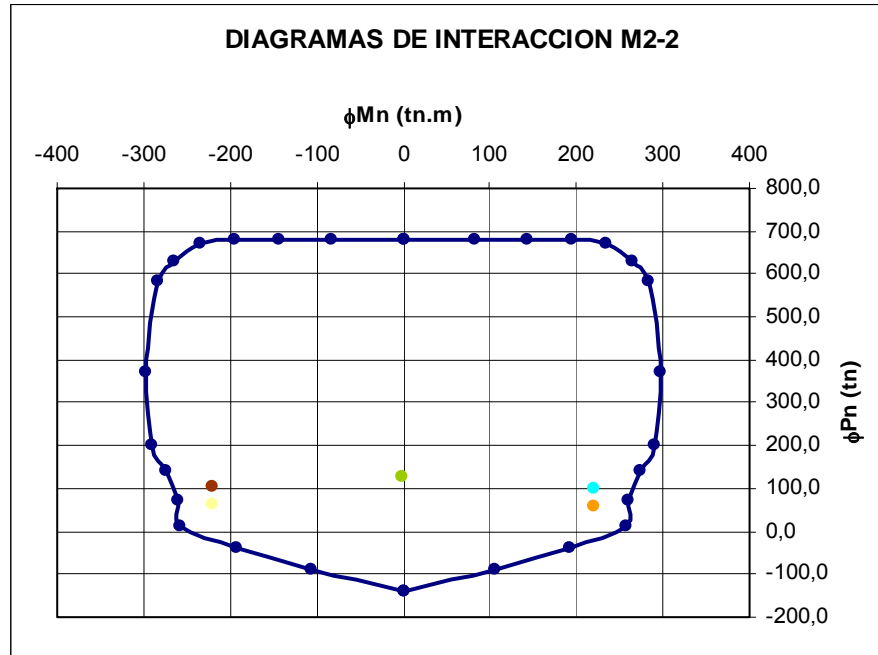


Figura 24

El momento nominal $M_n = 325 \text{ ton.m}$ y es mayor a $1.2 M_{cr}$, donde el $M_{cr} = 115.76 \text{ ton.m}$.

No será necesario confinar los extremos del muro pues la posición del eje neutro $c = 1.23 \text{ m}$ (cuando la compresión ocurre en el lado derecho del muro) y $c = 1.30 \text{ m}$ (cuando el bloque de compresiones ocurre en el lado izquierdo) mientras que para $l_m = 4.5 \text{ m}$, $\Delta m = 0.002 \text{ m}$ y $h_m = 16.88 \text{ m}$. Se cumple que:

$$c < \frac{l_m}{600 \times \left(\frac{\Delta m}{h_m}\right)} = 11.72 \text{ m} .$$

-Diseño por fuerza cortante

Considerando $1.25 f_y$ el $M_n = 350 \text{ ton.m}$, $M_{ua} = 219.43 \text{ ton}$ y $V_{ua} = 30.49 \text{ ton.m}$ entonces $V_u = 48.63 \text{ ton}$.

El aporte del concreto $V_c = 27.55 \text{ ton}$ con lo que $V_s = 29.67 \text{ ton}$ y la cuantía requerida $\rho_h = 0.018$ pero $\rho_{h\text{mín}} = 0.0025$. Se coloca $8\text{mm}@0.20\text{m}$.

-Diseño por corte-fricción

Se halla ϕV_n con $N_m = 65.27 \text{ ton}$, $A_v = 36.00 \text{ cm}^2$, se tiene $\phi V_n = 107.07 \text{ ton}$ valor que es mayor a $V_u = 48.63 \text{ ton}$.

La figura 25 muestra el armado final del muro:

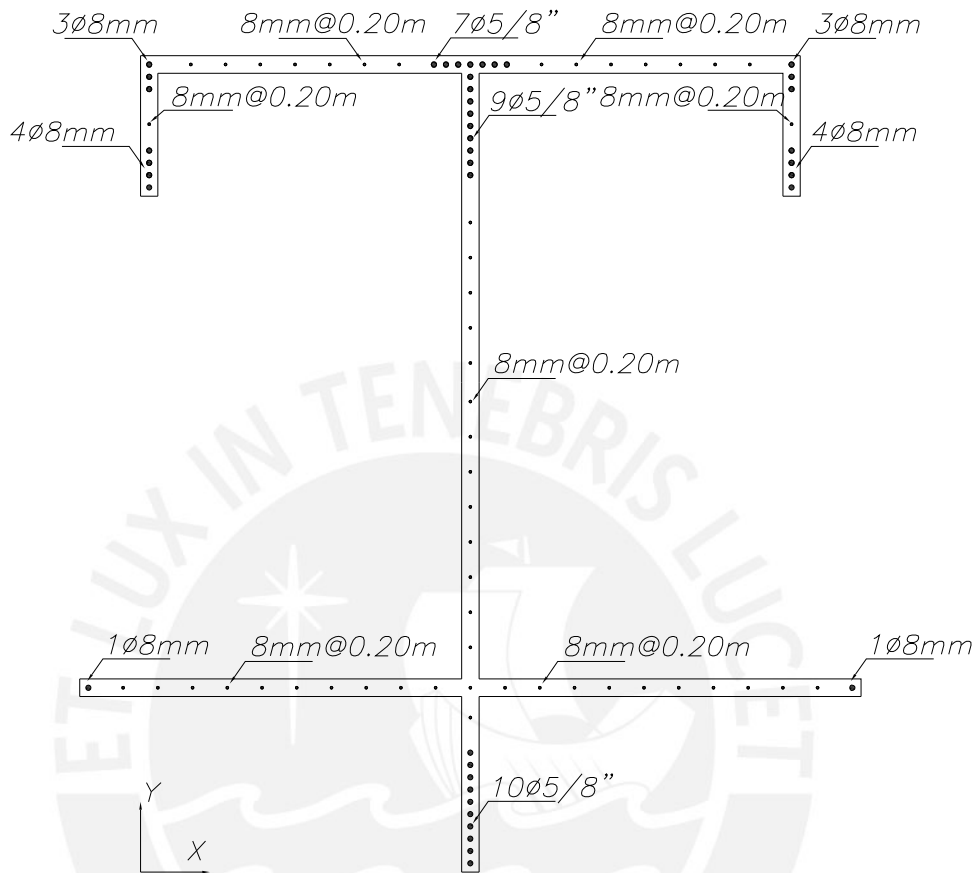


Figura 25

4.5.2.- Diseño con el muro completo

Se realiza ahora un diseño tomando a todo el muro en su conjunto.

-Armado de acero

A partir del armado preliminar obtenido cuando se realizó el diseño por pórticos planos se tomará ésta disposición tanto para el acero en los extremos del muro como para el refuerzo repartido como una primera aproximación para el problema. La figura 26 muestra esta disposición:

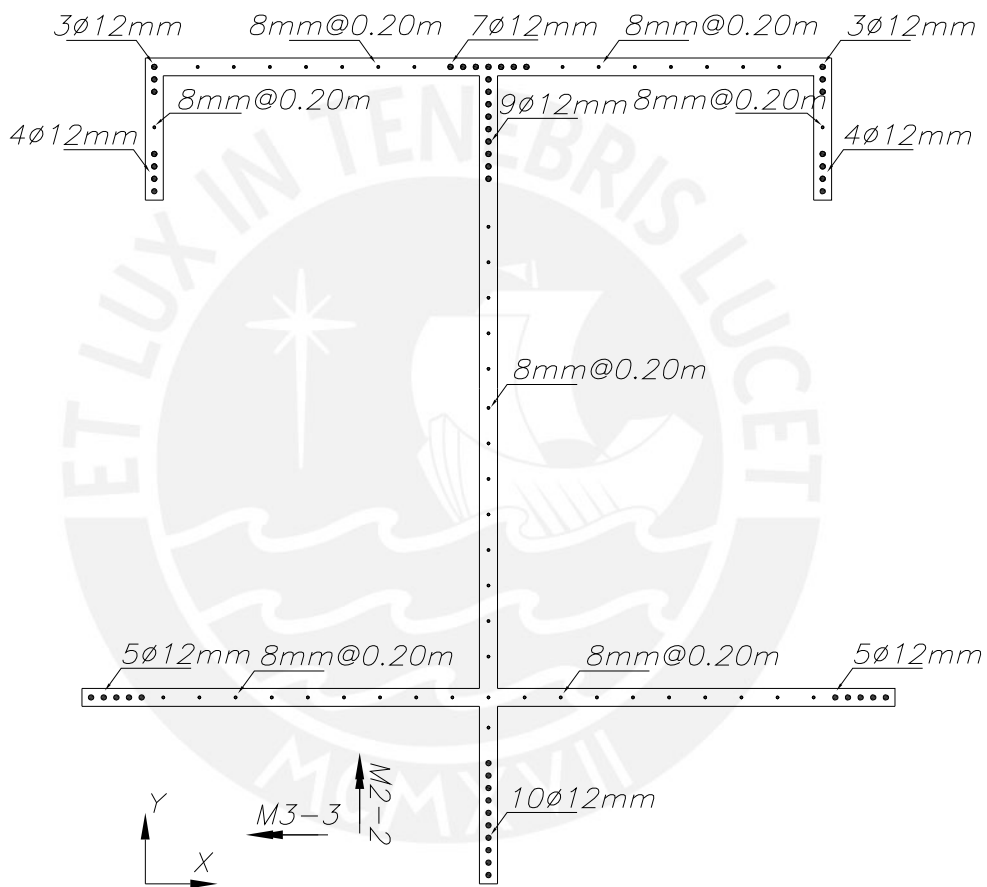


Figura 26

Las propiedades geométricas son:

$I_{xx} =$	3.74m ⁴	$A_{cx} =$	0.77m ²	$A_g =$	1.41m ²
$I_{yy} =$	1.66m ⁴	$A_{cy} =$	0.42m ²		

-Diagrama de interacción

La figura 27 y 28 muestran los diagramas de interacción en cada dirección. En la figura 28 se tiene que, es posible lograr un mejor diseño pues se ha dispuesto

de demasiado acero para el momento M_{2-2} .

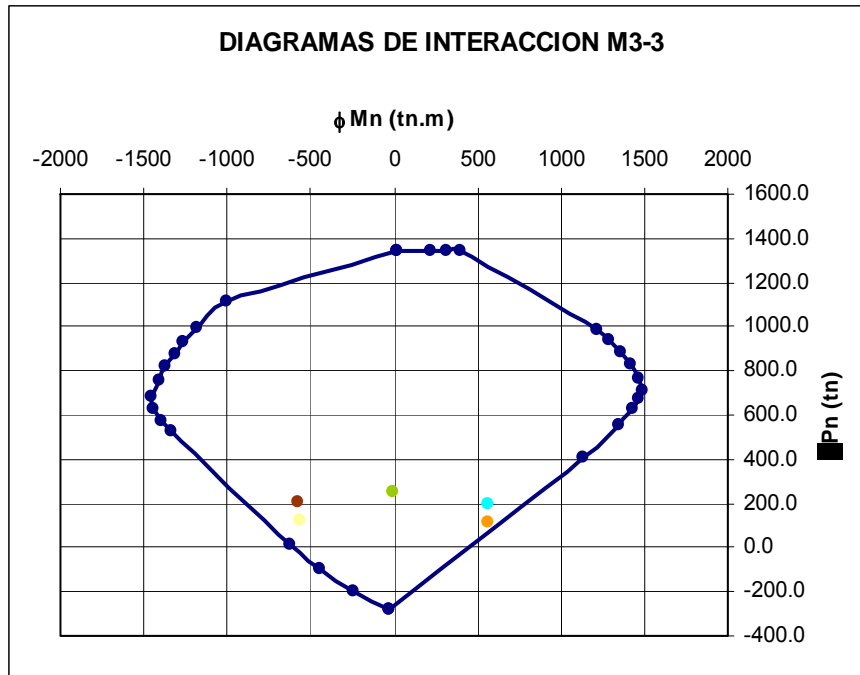


Figura 27

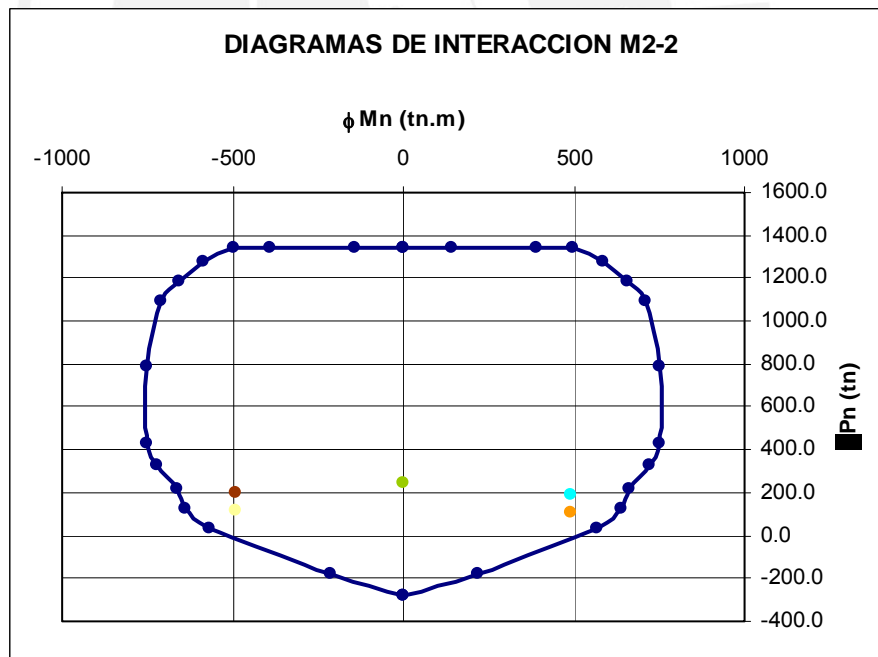


Figura 28

Se disminuye el acero concentrado en los extremos teniéndose ahora la disposición que se muestra en la figura 29 tanto para el extremo derecho como el izquierdo:

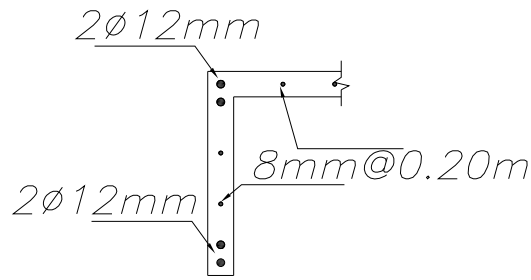


Figura 29

Y en los extremos donde se habían dispuesto $5\phi 12\text{mm}$ ahora se tienen $3\phi 12\text{mm}$ tanto en el extremo derecho como izquierdo, como se señala en la figura 30:

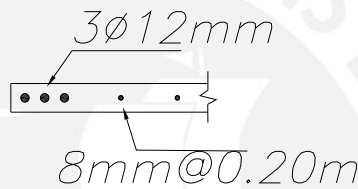


Figura 30

Con el cual se tiene los siguientes diagramas de interacción mostrados en la figura 31 y 32, para cada una de las direcciones:

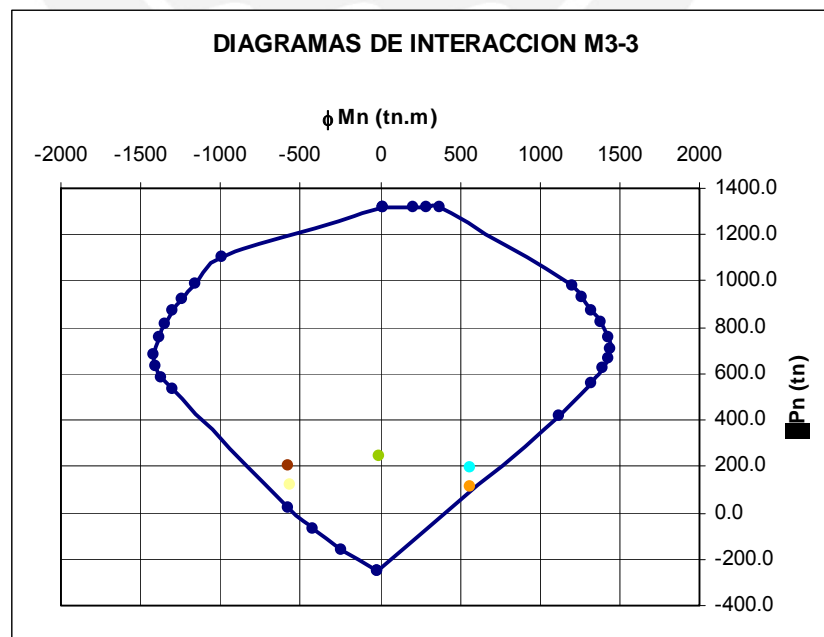


Figura 31

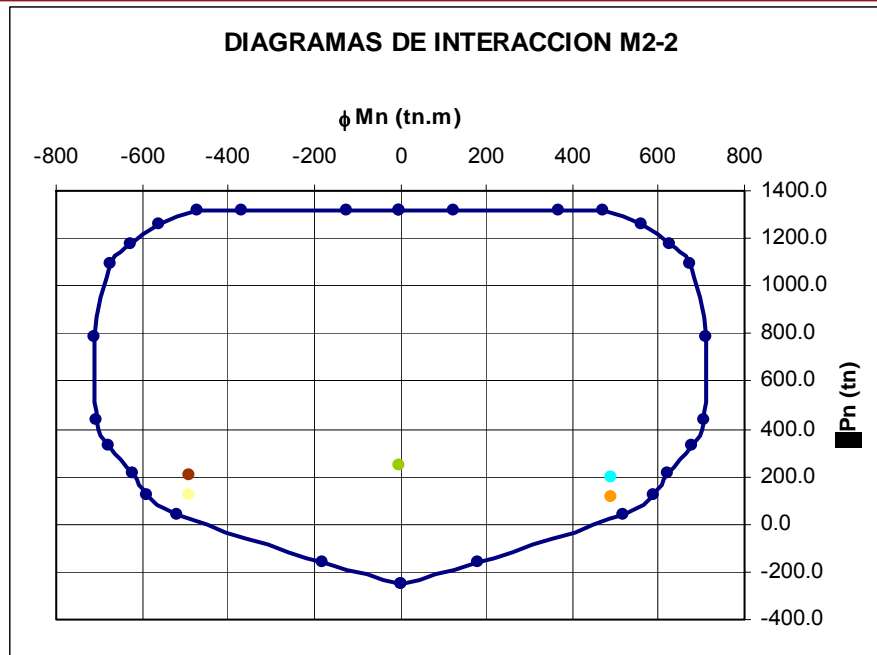


Figura 32

-Sismo Y-Y

-Diseño por flexo-compresión

Para la dirección “Y” el momento producido es el denominado M_{3-3} . Como se muestra en el diagrama de interacción de la figura 31, la combinación Pu-Mu más desfavorable es $P_u = 109.31 \text{ ton}$, $M_u = 562.52 \text{ ton.m}$. Para esta combinación más crítica se obtiene como momento nominal $M_n = 700 \text{ ton.m}$, el cual debe ser mayor a $1.2M_{cr}$, donde el $M_{cr} = 551.39 \text{ ton.m}$. La exigencia de la norma $M_n > 1.2 M_{cr}$ se cumple satisfactoriamente.

La posición del eje neutro $c=1.21\text{m}$ (cuando la compresión ocurre en el lado derecho del muro) y $c=0.06\text{m}$ (cuando el bloque de compresiones ocurre en el

lado izquierdo del muro) es menor a la expresión $\frac{l_m}{600 \times (\Delta m/h_m)}$ ya que $l_m =$

4.65m , $\Delta m = 0.011\text{m}$ y $h_m = 16.88\text{m}$. Cumpliéndose $c < 12.11\text{m}$. Por tanto, no es necesario confinar los extremos del muro.

-Diseño por fuerza cortante

Considerando que para obtener el momento nominal M_n se utiliza $1.25f_y$ como fluencia para el acero, el valor de $M_n = 830 \text{ ton.m}$, $M_{ua} = 562.52\text{ton.m}$ y la $V_{ua} = 36.59 \text{ ton}$. Por tanto $V_u = 53.59 \text{ ton}$.

El aporte de concreto es: $V_c = A_{cy} \cdot \alpha \cdot \sqrt{f_c} = 29.79 \text{ ton}$. Luego, $V_s = 33.72$ ton. El ρ requerido es 0.0019 mientras que $\rho_{\text{mín}} = 0.0025$ entonces se dispone de 8mm@0.20m como acero horizontal.

-Diseño por corte-fricción

Teniéndose a $N_m = 128.53$ ton y el área de acero $A_v = 66.04 \text{ cm}^2$ se obtiene $\phi V_n = 200.44$ ton valor que resulta mayor a $V_u = 53.59$ ton.

-Sismo X-X

-Diseño por flexo-compresión

Para una sollicitación sísmica en la dirección X-X se produce un momento que se ha denominado M_{2-2} . A partir del diagrama de interacción de la figura 32, se tiene que la combinación $P_u - M_u$ más desfavorable es $P_u = 110.85$ ton, $M_u = 490.03$ ton.m. Con lo cual el $M_n = 705$ ton.m tiene un valor mayor a 1.2 M_{cr} pues $M_{cr} = 253.71$ ton.m

No es necesario confinar los extremos pues la posición del eje neutro es $c = 0.95$ m (cuando la compresión ocurre en el lado derecho del muro) y $c = 1.35$ m (cuando el bloque de compresiones ocurre en el lado izquierdo del muro) mientras que $l_m = 4.65$ m, $\Delta m = 0.020$ m y $h_m = 16.88$ m. Se verifica

$$\text{que } c < \frac{l_m}{600 \times \left(\frac{\Delta m}{h_m}\right)} = 6.47 \text{ m.}$$

-Diseño por corte

Con $M_n = 800$ ton.m, $M_{ua} = 490.03$ ton.m y $V_u = 59.56$ ton. Se tiene $V_u = 97.24$ ton. El aporte del concreto $V_c = A_{cx} \cdot \alpha \cdot \sqrt{f_c} = 53.79 \text{ ton}$. Con lo que $V_s = 60.60$ ton. El ρ requerido = 0.0019 mientras que $\rho_{\text{mín}} = 0.0025$. Se coloca entonces como acero horizontal 8mm@0.20m

-Diseño por corte-fricción

Con $N_m = 128.53$ ton, $A_v = 66.04 \text{ cm}^2$ se obtiene $\phi V_n = 200.44$ ton cuyo valor es mayor a $V_u = 97.24$ ton.

El diseño final del muro es el que se muestra en la figura 33:

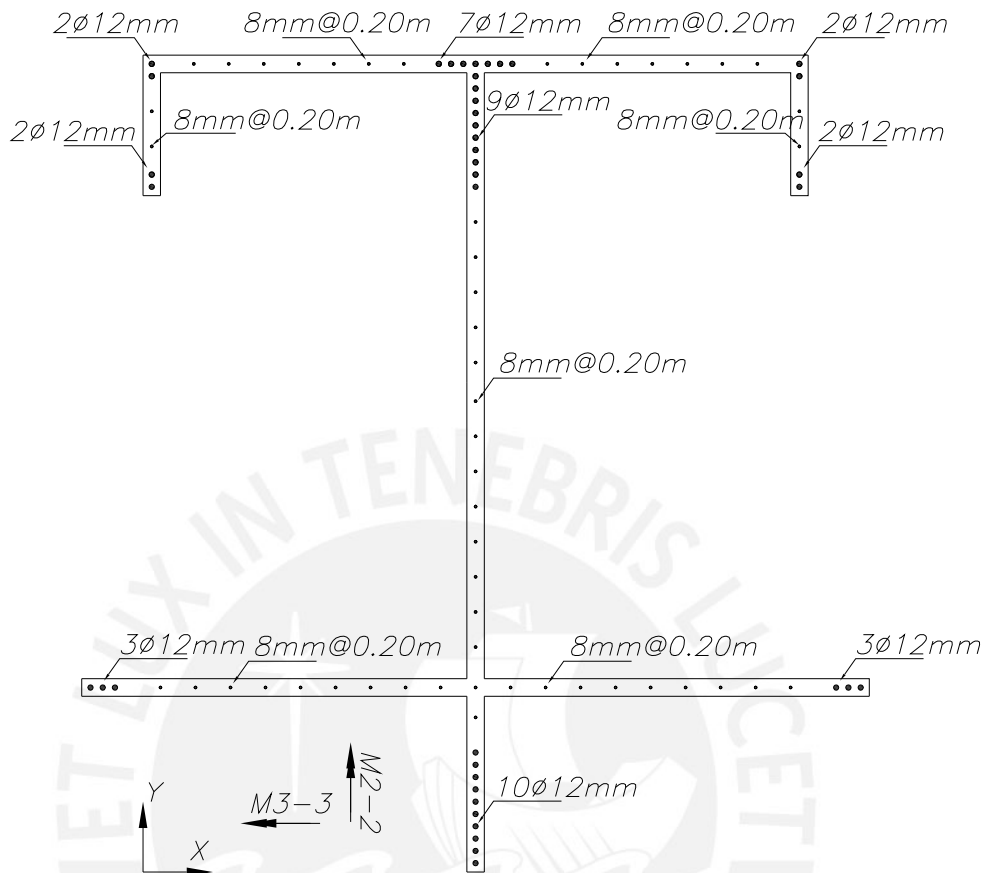


Figura 33

Para el diseño de los demás muros se toma a todo el muro completo, de la misma manera en que se ha mostrado en este ejemplo.

PARTE 3: CIMENTACION, CISTERNA, ESCALERA Y CUARTO

DE MÁQUINAS

1.- CIMENTACIÓN

1.1.- Consideraciones

La cimentación es la parte de la estructura que transmite las cargas de los muros al terreno. El objetivo es que la presión que se transmite al suelo sea menor o igual a la capacidad admisible.

El terreno sobre el que se cimienta es una grava arenosa medianamente compacta con una carga de trabajo de 4 Kg/cm^2 . La importancia de que el terreno trabaje como máximo con esta carga de trabajo es que no se produzcan asentamientos o deformaciones excesivas que causen esfuerzos que dañen los elementos estructurales y no estructurales.

En general el tipo de cimentación que se utiliza depende de la resistencia del estrato del suelo, la magnitud de las cargas de los muros y consideraciones tales como el pandeo de muros y el sistema constructivo. Con respecto a los efectos de pandeo; cuando la estructuración del edificio se basa en muros de espesor delgado las solicitaciones que llegan a los muros del primer piso producen efectos de pandeo sobre éstos. Para evitarlo se utilizan cimientos cuya cara superior no esté más de 10cm. por debajo del nivel +0.0.

Otra consideración a tomar en cuenta es la del sistema constructivo; ya que los paneles que suelen utilizarse para el encofrado de los muros tienen una altura típica de 2.4m. Y se busca que los muros del primer piso también tengan esta altura típica.

La cimentación que puede utilizarse tomando en cuenta las consideraciones antes mencionadas es la de un solado de cimentación o la de cimientos corridos. Una cimentación que consiste en un solado debe contar con un relleno controlado de ingeniería. Y los cimientos corridos deben tener una altura tal que lleguen hasta la profundidad de cimentación que para este caso es de -1.5m.

La cimentación será la de cimientos corridos, los cuales pueden ser de concreto ciclópeo, concreto simple o concreto armado dependiendo de la magnitud de los esfuerzos a los que se encuentran sometidos.

En general no es necesario que en el cimiento corrido se coloque acero de refuerzo (luego se verificara en los tramos de cimientos de conexión), pero sí se ancla el acero de los muros y para que esto se realice con mayor facilidad se decide por un concreto simple de $f'c = 100 \text{ Kg/cm}^2$.

Estos cimientos corridos trabajan en una dirección presentando los esfuerzos principales perpendiculares al muro. Por tal motivo el análisis de estos cimientos es por flexión pero no se verifica el corte por punzonamiento.

1.2.- Método de análisis

El diseño de los cimientos corridos tiene los siguientes pasos:

- 1.- Pre-dimensionamiento del ancho del cimiento.
- 2.- Análisis global de la cimentación.
 - 2.1.- Análisis para sismo en “x-x”.
 - 2.2.- Análisis para sismo en “y-y”.
- 3.- Análisis local en cada dirección.
 - 3.1.- Análisis para sismo en “x-x”.
 - 3.2.- Análisis para sismo en “y-y”.
- 4.- Análisis de tramos de cimientos de conexión.
- 5.- Verificar la longitud de anclaje del refuerzo de los muros en la cimentación.

1.3.- Análisis

1.3.1.- Pre-dimensionamiento del ancho del cimiento

Este pre-dimensionamiento se realiza en un tramo del cimiento corrido de largo unitario. Para ello se obtiene las cargas verticales por metro lineal de muro. Como ejemplo se toma el muro denominado 25 y del metrado se obtienen los siguientes valores por metro lineal de muro para carga muerta $CM = 10.8 \text{ ton}$ y carga viva $CV = 3.2 \text{ ton}$

Considerando como $10\%(CM+CV)$ como peso propio del cimiento corrido se obtiene a través de la siguiente desigualdad el ancho del cimiento “b”:

$$\frac{10.76 + 3.20 + 10\% \cdot (13.96)}{b \cdot 1} \leq 40 \text{ ton} / m^2 \longrightarrow b \geq 0.38m$$

Entonces, el ancho del cimiento debe ser mayor a 38cm como el análisis por carga vertical lo exige. Sin embargo, se toma como ancho del cimiento corrido 60cm para considerar los efectos de las cargas sísmicas que se verifican luego.

El nivel de profundidad de la cimentación es de -1.5 m. Por tanto, la altura del cimiento corrido será de 1.4m como se muestra en la figura 34:

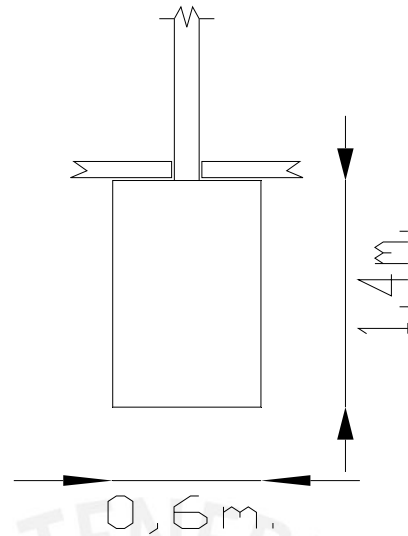


Figura 34

1.3.2.- Análisis global de la cimentación

La forma en planta de toda la cimentación se muestra en la figura 35. La cual tiene las siguientes propiedades geométricas:

Área bruta	Ag	217.70m ²
Inercia X-X	Ixx	5484.12m ⁴
Inercia Y-Y	Iyy	21897.00m ⁴

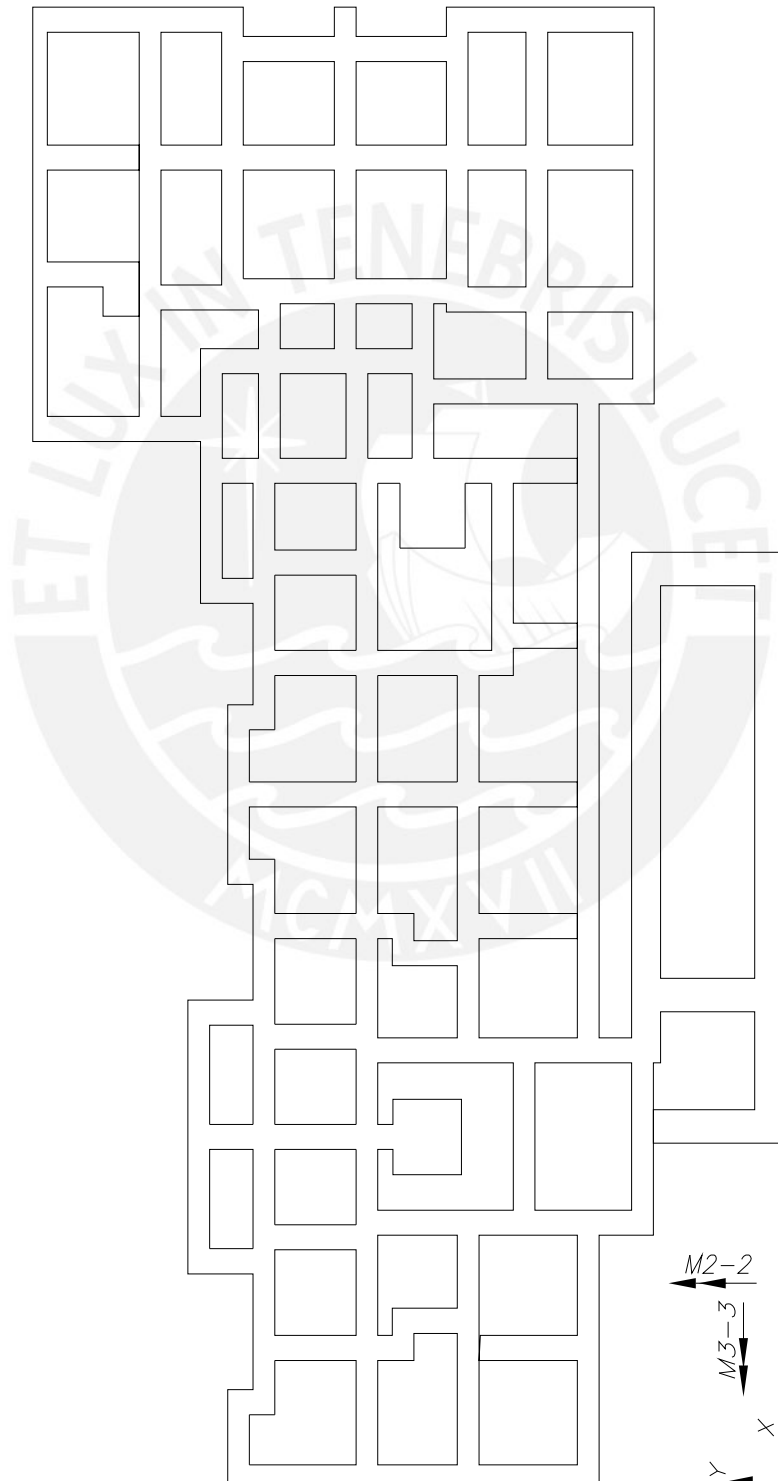
Extremo derecho	Xder.	16.39m
Extremo izquierdo	Xizq.	18.91m
Extremo superior	Ysup.	10.81m
Extremo inferior	Yinf.	9.96m

Luego, se realiza el análisis general de esfuerzos. Para ello se muestra las combinaciones de carga a considerar y las solicitaciones.

	P (ton.)	M ₃₋₃ (ton.m)	M ₂₋₂ (ton.m)
CM+CV	2762.59	153.24	-23.53
CM+CV+CS	1821.06	9949.95	5030.90
CM+CV-CS	3704.11	-9535.59	-5079.09

CM+CS	1283.94	9885.73	5037.72
CM-CS	3166.97	-9599.79	-5072.29

Donde una sollicitación sísmica en la dirección X-X produce momentos M_{2-2} y una sollicitación sísmica en la dirección Y-Y produce momentos M_{3-3} .



CIMENTACION
FIGURA 35

1.3.2.1.- Análisis para sismo en “x-x”

Para cada una de las combinaciones de carga se verifica las presiones actuantes. Para ello, el peso propio de la cimentación (la cuál tiene una altura de 1.4m) es de $P_p = 217.7 \cdot 1.4 \cdot 2.4 = 731.47 \text{ ton}$.

Ejemplo:

Combinación: CM+CV-CS

Las solicitaciones a considerar son: $P = 3704.11 \text{ ton}$ y $M_{2-2} = 5079.09 \text{ ton.m}$.

(↓). Con ello los esfuerzos bajo esta combinación de carga son:

$$\sigma_{izq} = \frac{P + P_p}{A} + \frac{M_{2-2} \cdot X_{izq}}{I_{yy}} = \frac{3704.11 + 731.47}{217.70} + \frac{5079.09 \cdot 18.91}{21897} = 24.76 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{der} = \frac{P + P_p}{A} - \frac{M_{2-2} \cdot X_{der}}{I_{yy}} = \frac{3704.11 + 731.47}{217.70} - \frac{5079.09 \cdot 16.39}{21897} = 16.57 \text{ ton/m}^2$$

Se verifica que los esfuerzos actuantes en el terreno son menores a 40 ton/m^2 . De esta manera se realiza el análisis con las demás combinaciones de carga, obteniéndose los esfuerzos que se muestran en la tabla. Sin embargo, el esfuerzo admisible cuando se evalúan esfuerzos debidos a las solicitaciones sísmicas será de 48 ton/m^2 y para cargas estáticas $\sigma_{adm} = 40 \text{ ton/m}^2$, según la interpretación que se hace del artículo 3.3 de la norma E.050 de suelos y cimentaciones.

	$\sigma_{izq} \text{ (ton/m}^2\text{)}$	$\sigma_{der} \text{ (ton/m}^2\text{)}$	$< \sigma_{adm} = 48 \text{ ton/m}^2$
CM+CV	16.07	16.03	OK
CM+CV+CS	7.41	15.49	OK
CM+CS	4.91	13.03	OK
CM-CS	22.29	14.11	OK

1.3.2.2.- Análisis para sismo en “y-y”

Una sollicitación sísmica en Y-Y produce momentos M_{3-3} . Se procede a verificar las presiones actuantes debidas a las distintas combinaciones de carga:

	$\sigma \text{ superior (ton/m}^2\text{)}$	$\sigma \text{ inferior (ton/m}^2\text{)}$
--	--------------------------------------------	--------------------------------------------

CM+CV	16.35	15.77
CM+CV+CS	31.32	-6.35
CM+CV-CS	1.60	37.69
CM+CS	28.73	-8.70
CM-CS	-1.00	35.34

Debido a que antes solicitaciones sísmicas se producen tracciones debe redistribuirse las presiones. Como ejemplo, se toma la combinación: CM+CV+CS que tiene como carga axial $P = 1821.06$ ton y $M_{3-3} = 9949.95$ ton.m ($\leftarrow\leftarrow$). Para ello se calcula la excentricidad:

$$e = \frac{M}{R} = \frac{M}{P + Pp} = \frac{9949.95}{1821.06 + 731.47} = 3.90m$$

Y el esfuerzo según Meyerhoff es de:

$$\sigma = \frac{R}{2 \cdot B \cdot \left[\frac{L}{2} - e \right]} = \frac{P + Pp}{2 \cdot \left(\frac{A}{Y_{sup} + Y_{inf}} \right) \cdot [Y_{sup} - e]}$$

$$\sigma = \frac{1821.06 + 731.47}{2 \cdot \left(\frac{217.70}{10.80 + 9.96} \right) \cdot [10.80 - 3.90]} = 17.64 \text{ ton/m}^2$$

Esfuerzo que es menor que el esfuerzo admisible. Para las demás combinaciones de carga se obtiene los siguientes esfuerzos:

	σ (ton/m ²)	$< \sigma_{adm} = 48 \text{ ton/m}^2$
CM+CS	16.31	OK
CM-CS	24.78	OK

1.3.3.- Análisis local

Se toma el muro más exigido por momento flector y se verifican los esfuerzos.

1.3.3.1.- Análisis para sismo en “x-x”

Para la solicitación sísmica en la dirección X-X el muro más exigido es el muro M25.

La zona de cimiento corrido que trabaja para distribuir estas solicitaciones no es solamente el cimiento debajo del muro sino que al ser conectados los cimientos corridos trabajan con los cimientos de los muros adyacentes.

La figura 36 muestra la zona de cimientos corridos considerada para el análisis y los muros involucrados.

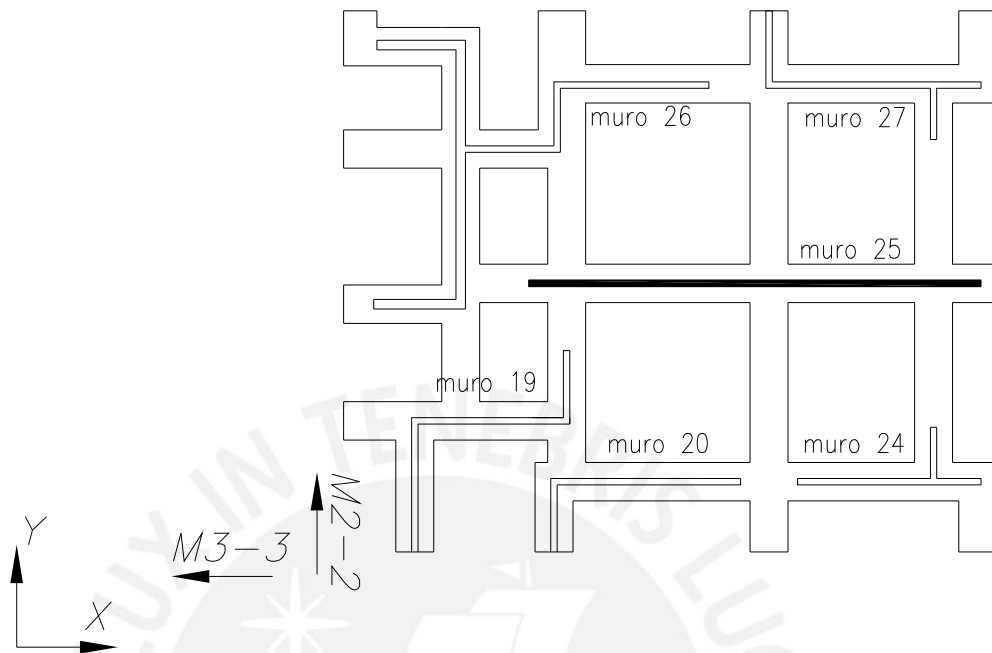


Figura 36

Las propiedades geométricas de la forma en planta de la cimentación que se considera como zona de análisis son:

Área bruta	Ag	35.88 m ²
Inercia X-X	Ixx	231.68 m ⁴
Inercia Y-Y	Iyy	332.47 m ⁴
Peso propio	Pp	120.56 ton

Extremo derecho	Xder.	5.22 m
Extremo izquierdo	Xizq.	5.10 m

Para cada uno de los muros se tiene las solicitaciones de carga a las cuales están sometidos, así como el momento que se produce al trasladar todas las cargas al centroide de la zona de análisis junto con el momento de sismo, los resultados se muestran en la siguiente tabla:

	Pcm (ton.)	Pcv (ton.)	Pcs (ton.)	Ms (ton.m)
Muro 19	47.02	12.2	0	171.17
Muro 20	44.58	11.59	0	162.15
Muro 24	35.28	9.71	0	70.30
Muro 25	76.43	22.71	0	605.58
Muro 26	137.99	32.00	0	298.23
Muro 27	52.57	14.47	0	192.97

Los esfuerzos que se obtienen en el extremo derecho e izquierdo son

$$\sigma_{izq} = \frac{P + Pp + Ps}{A} - \frac{Ms \cdot X_{izq}}{I_{yy}} = \frac{496.55 + 120.56 + 0}{35.88} - \frac{1505.40 \cdot 5.10}{332.47} = -5.89 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{der} = \frac{P + Pp + Ps}{A} + \frac{Ms \cdot X_{der}}{I_{yy}} = \frac{496.55 + 120.56 + 0}{35.88} + \frac{1505.40 \cdot 5.22}{332.47} = 40.84 \text{ ton/m}^2$$

Debido a que se obtienen “tracciones” se pasa a re-distribuir las presiones:

$$e = \frac{M}{R} = \frac{M}{P + Pp + Ps} = \frac{1505.40}{496.55 + 120.56} = 2.44 \text{ m}$$

Y el esfuerzo según Meyerhoff es de:

$$\sigma = \frac{R}{2 \cdot B \cdot \left[\frac{L}{2} - e \right]} = \frac{P + Pp + Ps}{2 \cdot \left(\frac{A}{X_{der} + X_{izq}} \right)} \cdot [X_{der} - e]$$

$$\sigma = \frac{496.55 + 120.56}{2 \cdot \left(\frac{35.88}{5.22 + 5.10} \right)} \cdot [5.22 - 2.44] = 31.92 \text{ ton/m}^2$$

Se verifica entonces, que el esfuerzo por condiciones locales obtenido es menor al admisible.

1.3.3.2.- Análisis para sismo en “y-y”

El muro más exigido cuando se tiene una sollicitación sísmica en la dirección Y-Y es el muro 6. En la figura 37 se muestra el cimiento que se toma en cuenta para el análisis y los muros que se deben considerar.

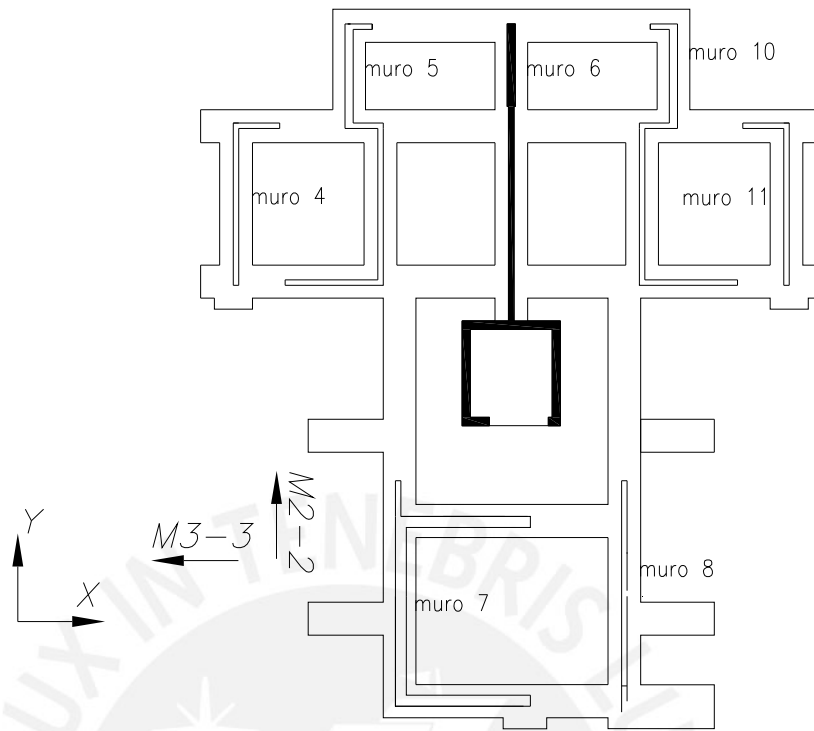


Figura 37

Las propiedades geométricas de la forma en planta del cemento corrido que se toma como zona de análisis son.

Área bruta	Ag	48.45 m ²
Inercia X-X	Ixx	685.82 m ⁴
Inercia Y-Y	Iyy	352.03 m ⁴
Peso propio	Pp	162.79 ton

Extremo derecho	Ysup.	5.75 m
Extremo izquierdo	Yinf.	7.32 m

Para cada uno de los muros se tiene las solicitaciones de carga a las cuales están sometidos, así como el momento que se produce al trasladar todas las cargas al centroide de la zona de análisis junto con el momento de sismo, los resultados se muestran en la siguiente tabla:

	Pcm (ton.)	Pcv (ton.)	Pcs (ton.)	Ms (ton.m)
Muro 4	34.32	7.30	-18.22	96.41
Muro 5	72.44	16.19	-61.82	373.52
Muro 6	138.45	36.10	0.00	903.95
Muro 7	116.48	23.91	0.00	408.03
Muro 8	50.30	13.81	0.00	106.05
Muro 10	72.68	16.31	-66.82	323.04
Muro 11	34.94	7.55	-11.69	70.52

Los esfuerzos en el extremo superior e inferior son:

$$\sigma_{sup} = \frac{P + Pp + Ps}{A} + \frac{Ms \cdot Y_{sup}}{I_{xx}}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{640.78 + 162.79 - 158.55}{48.45} + \frac{2281.52 \cdot 5.75}{685.82} = 32.44 \text{ ton} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{inf} = \frac{P + Pp + Ps}{A} - \frac{Ms \cdot Y_{inf}}{I_{xx}}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{640.78 + 162.79 - 158.55}{48.45} - \frac{2281.52 \cdot 7.32}{685.82} = -11.04 \text{ ton} / \text{m}^2$$

Re-distribuyendo las presiones se tiene:

$$e = \frac{M}{R} = \frac{M}{P + Pp + Ps} = \frac{2281.52}{645.02} = 3.54 \text{ m}$$

Y el esfuerzo según Meyerhoff es de:

$$\sigma = \frac{R}{2 \cdot B \cdot \left[\frac{L}{2} - e \right]} = \frac{P + Pp + Ps}{2 \cdot \left(\frac{A}{Y_{sup} + Y_{inf}} \right) \cdot [Y_{sup} - e]}$$

$$\sigma = \frac{645.02}{2 \cdot \left(\frac{48.45}{5.75 + 7.32} \right) \cdot [5.75 - 3.54]} = 39.37 \text{ ton} / \text{m}^2$$

Esfuerzo que es menor al esfuerzo admisible.

1.3.4.- Análisis de tramos de cimientos de conexión

Zona de análisis

La figura 38 muestra el cimiento de conexión (área sombreada) a analizar, que corresponde a la zona en la que se realizó el análisis local para sismo en “x-x”.

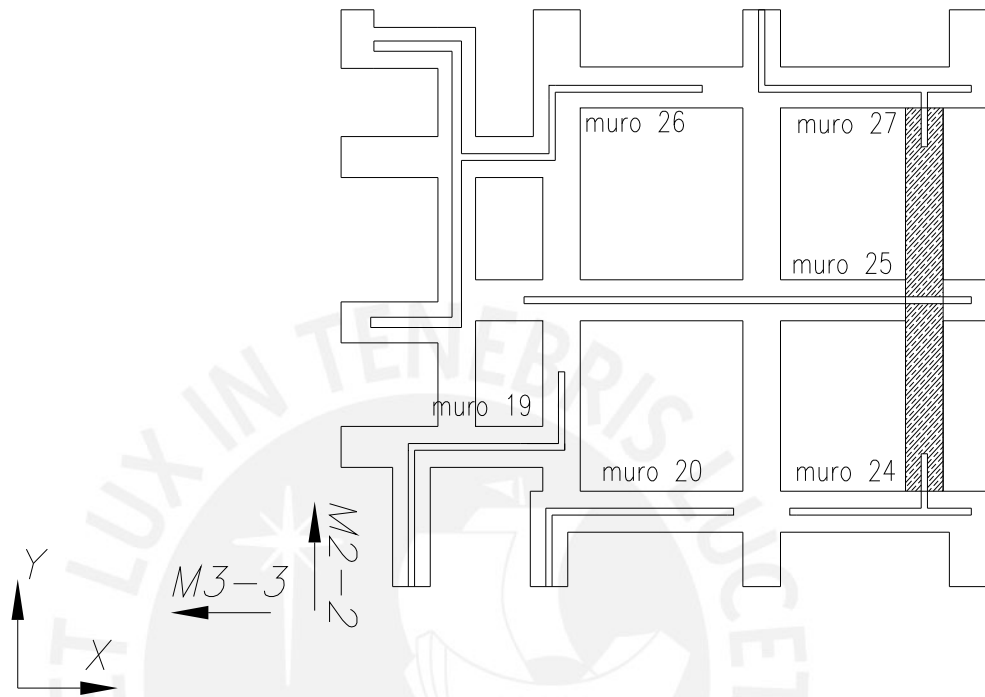
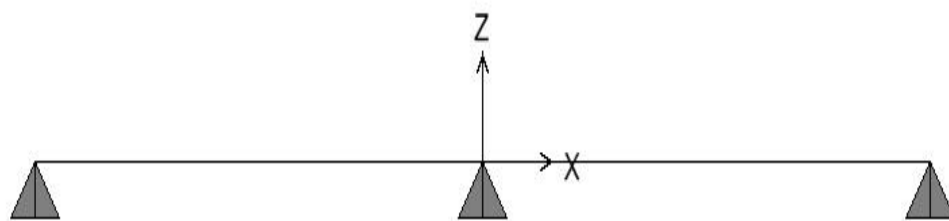


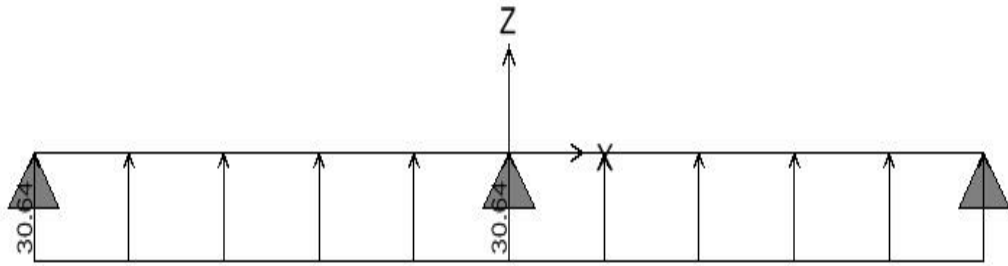
Figura 38

El modelo que se considera para el análisis es el siguiente:

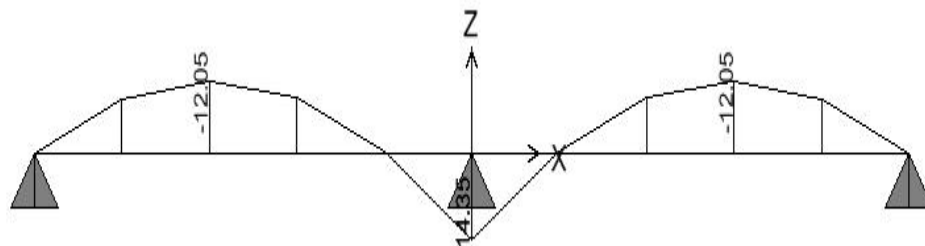


Cada uno de los tramos tiene una longitud de 2.2m. La carga distribuida aplicada “ ω ” tiene la dirección de abajo hacia arriba y es igual a $\omega = \sigma \cdot 0.6$. Donde el esfuerzo “ σ ” es el obtenido cuando se realizó el análisis local para sismo en “x-x”. Por tanto $\sigma = 31.92 \text{ ton/m}^2$ el cual será multiplicado por 0.6 m que es el ancho del cimiento. Obtenido “ ω ” se debe llevarlo a una condición última “ ω_u ” multiplicando por 1.6 a “ ω ”:

$$\omega_u = 1.6 \cdot (\sigma_{suelo} \cdot 0.6) = 1.6 \cdot (31.92 \cdot 0.6) = 30.64 \text{ ton/m}$$



Se obtiene los momentos que producen esfuerzos de compresión y tracción en cada sección del cimiento de conexión.



Con la inercia $I = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 = \frac{1}{12} \cdot 0.6 \cdot 1.4^3 = 0.1372 m^4$ se obtiene el esfuerzo de tracción y compresión en las secciones más exigidas.

M =	12.05ton.m
y =	0.7m
I =	0.1372m
$\sigma =$	64.18ton/m ²

M =	14.35ton.m
y =	0.7m
I =	0.1372m
$\sigma =$	73.21 ton/m ²

El módulo de rotura $f_r = 2\sqrt{f_c}$ con $f_c = 100 \text{ Kg/cm}^2$ es $f_r = 20 \text{ Kg/cm}^2 = 200 \text{ ton/m}^2$.

Los esfuerzos de tracción son menores al módulo de rotura. Por ello, no es necesario colocar acero de refuerzo.

1.3.5.- Verificar la longitud de anclaje del refuerzo de los muros en la cimentación.

El refuerzo de los muros debe anclarse en la cimentación no solamente en tracción sino además en compresión. Para el anclaje en tracción se hace uso de ganchos mientras que para el anclaje en compresión se debe constatar que la porción recta de la varilla que ancla en el cimiento sea mayor que la longitud de anclaje en compresión.

Respecto al anclaje en compresión la norma E.060, en el capítulo 8 inciso 3 señala que ésta longitud debe cumplir con las siguientes desigualdades:

$$Ld \geq 0.08Db \cdot fy / \sqrt{f'c}$$

$$Ld \geq 0.004 \cdot Db \cdot fy$$

$$Ld \geq 0.20m$$

Las barras que se anclan en el cimiento son de diámetro de 8mm, 12mm y 5/8". Por tanto, las longitudes de anclaje deben ser mayor a:

	$Ld \geq 0.08Db \cdot fy / \sqrt{f'c}$ Con $f'c=175 \text{ Kg/cm}^2$	$Ld \geq 0.004 \cdot Db \cdot fy$
8mm	20.32cm.	13.44cm.
12mm	30.48cm.	20.16cm.
5/8"	40.38cm.	26.71cm.

Considerando las longitudes que se muestran en el cuadro, se garantiza el anclaje por compresión, pues se la altura del cimiento es de 1.4m. Con lo que la porción recta de la varilla que ancla en el cimiento es de 1.33m.

Para el anclaje en tracción se hace uso de ganchos. En la norma E.060, en el capítulo 8 inciso 5 se señala que debe cumplirse con las siguientes desigualdades:

$$Ldg \geq 318 \cdot Db / \sqrt{f'c}$$

$$Ldg \geq 8 \cdot Db$$

$$Ldg \geq 0.15m$$

Con lo que se tiene el siguiente cuadro:

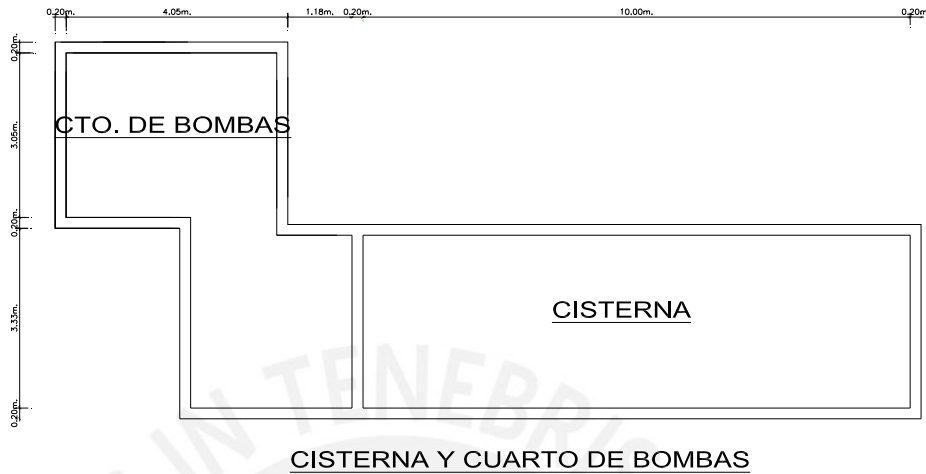
	$Ldg \geq 318 \cdot Db / \sqrt{f'c}$ Con $f'c = 175 \text{ Kg/cm}^2$	$Ldg \geq 8 \cdot Db$
8mm	19.23cm.	6.4cm.
12mm	28.85cm.	9.66cm.
5/8"	38.22cm.	12.72cm.

Con el ancho del cimiento que se tiene se garantiza el anclaje en tracción.



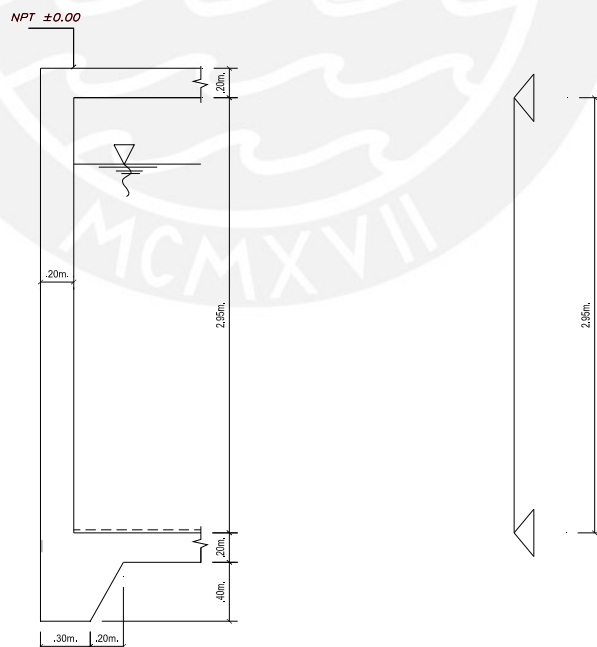
2.- CISTERNA

Se muestra el diseño de las paredes, de la losa superior y de la losa inferior de la cisterna. La disposición en planta de la cisterna junto con el cuarto de bombas es la siguiente:



2.1.- Diseño de las paredes de la cisterna

Se toma el muro de 10m. de longitud como ejemplo de diseño. El muro se encuentra sometido a la fuerza de la tierra que corresponde a la de los suelos en reposo y a una carga axial. La idealización que se realiza es la siguiente:



En donde la fuerza del suelo en reposo se considera como una carga distribuida y “h” es medido hasta la parte más baja del muro. El peso

volumétrico $\gamma = 1800 \text{ Kg/m}^3$, el coeficiente de empuje activo es de 0.3 y la sobrecarga es de 250 Kg/m^2 .

Con lo que la carga distribuida ω_u es de:

$$\omega_u = 1.8 \cdot (0.8 \cdot 0.3) \cdot (1800 \cdot 3.75 + 250) = 3024 \text{ Kg/m}$$

2.1.1.- Diseño por flexión

Se tiene, $M_u = \omega_u \cdot l^2 / 8 = 3024 \cdot (2.95)^2 / 8 = 3289.55 \text{ Kg.m}$. Momento que resulta mayor al momento de agrietamiento de $M_{cr} = 1764 \text{ Kg.m}$.

Se procede al diseño hallando K_u , con los valores de.

b =	100cm.
d =	20-5 = 15cm.

Entonces $K_u = 14.62$ y para un concreto de $f'c = 175 \text{ Kg/cm}^2$ la cuantía $\rho = 0.42\%$ lo que significa 6.3 cm^2

Se debe considerar la carga axial que soporta el muro, la cual es:

Peso propio	= $2400 \cdot 0.2 \cdot 1.5$	720 Kg/m
Peso del muro	= $2400 \cdot 0.2 \cdot 1.5$	720 Kg/m
Peso de la carga viva	= $250 \cdot 1.5$	375 Kg/m
P_u	= $1.5 \cdot (720 + 720) + 1.8 \cdot 375$	2835 Kg/m

La sección de análisis es a la mitad de la altura del muro es por ello que para el cálculo del peso del muro se considera 1.5m como altura. Entonces, el área de acero a considerar es:

$$A_s = \frac{2835}{4200} = 0.68 \text{ cm}^2$$

Área de acero que sumada a la anterior se obtiene: $A_s = 6.3 + 0.68 = 6.98 \text{ cm}^2$.

Por lo que se coloca acero en doble malla de $3/8" @ 0.20\text{m}$.

Por último, el acero horizontal mínimo será $0.003 \cdot 100 \cdot 20 = 6 \text{ cm}^2$. Lo que significa colocar acero de $3/8" @ 0.20 \text{ m}$ a cada lado.

2.1.2.- Diseño por fuerza cortante

La fuerza cortante a “d” de la cara es: $V_u = 3024 \cdot (2.95 - 0.3) / 2 = 4006.8 \text{Kg}$.
Luego, $V_c = 0.53 \cdot \sqrt{175} \cdot 100 \cdot 15 = 10516.86 \text{ Kg}$ con lo que $\phi V_c = 7887.65 \text{kg}$. Se cumple que $V_u \leq \phi V_c$.

2.1.3.- Cimiento

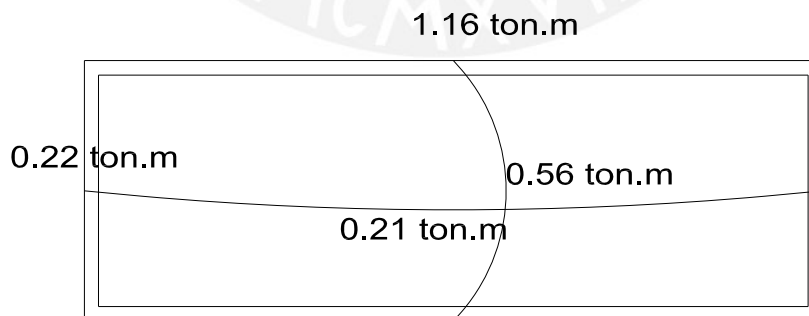
La carga axial de servicio es $P = 720 + 1440 + 675 = 2835 \text{kg}$ y con un peso de cimiento de $2400 \cdot 0.6 \cdot 0.30 = 432 \text{Kg}$. Entonces $P = 2835 + 432 = 3267 \text{Kg}$ que en un área de $0.3 \cdot 1 = 0.3 \text{m}^2$. Se tiene un esfuerzo de $P/A = 10.89 \text{ ton/m}^2$ menor al esfuerzo admisible de 40 ton/m^2 .

2.2.- Diseño de la losa superior

La losa tiene un espesor de 20cm. Y el metrado de cargas de la losa es el siguiente:

Peso propio	= $2400 \cdot 0.2$	480 Kg/m ²
Piso terminado	= 100	100 Kg/m ²
Carga viva	= 250	250 Kg/m ²
ω_u	= $1.5 \cdot (480 + 100) + 1.8 \cdot 250$	1320 Kg/m ²

Los momentos que se obtienen son:



Los mayores momentos se tienen en la dirección más corta. El momento en el extremo es $M_u = 1.16 \text{ ton.m}$, con $b = 100 \text{cm}$, $d = 20 - 3 = 17 \text{cm}$ y $f'c = 175 \text{ Kg/cm}^2$ se tiene $K_u = 4.01$, una cuantía de $\rho = 0.11\%$ y un área de acero de 1.87 cm^2

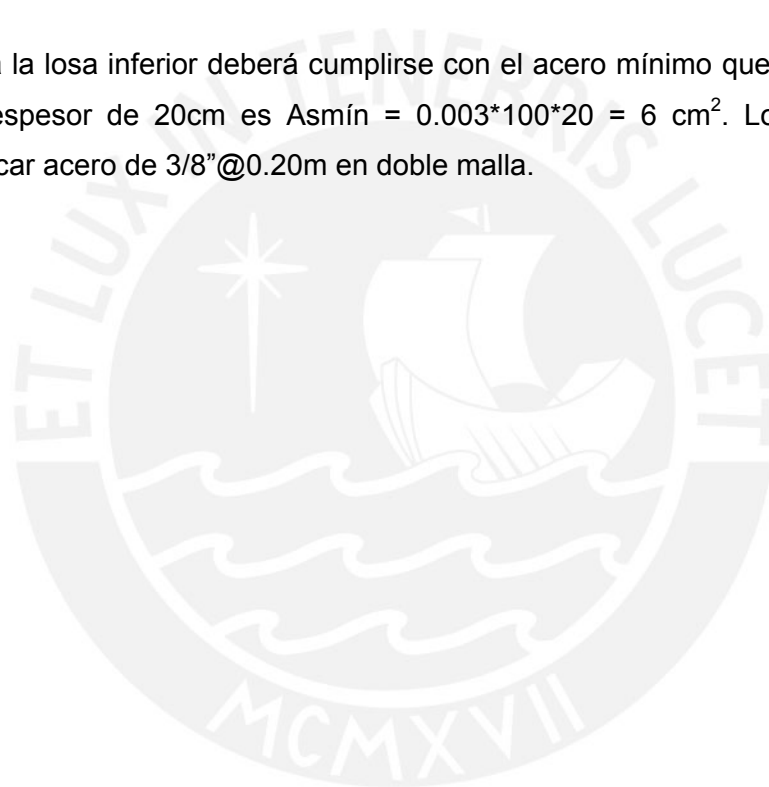
lo que significa $3/8'' @ 0.35\text{m}$. Como acero inferior se coloca $\text{Asmín} = 0.0018 \cdot 100 \cdot 20 = 3.6$ por lo que se dispone de $3/8'' @ 0.20\text{m}$.

Siendo los demás momentos menores a $M_u = 1.16 \text{ ton.m}$. Se coloca también acero mínimo en la dirección larga.

El cortante en la dirección más corta es de 2 ton . mientras que en la otra dirección es de 1.15 ton . Valores que son mucho menores que la resistencia al corte del concreto $V_c = 0.53 \cdot \sqrt{175} \cdot 10 \cdot 17 = 11.92 \text{ ton}$. Por tanto $\phi V_c = 10.13 \text{ ton}$. Cumpliéndose que $V_u \leq \phi V_c$.

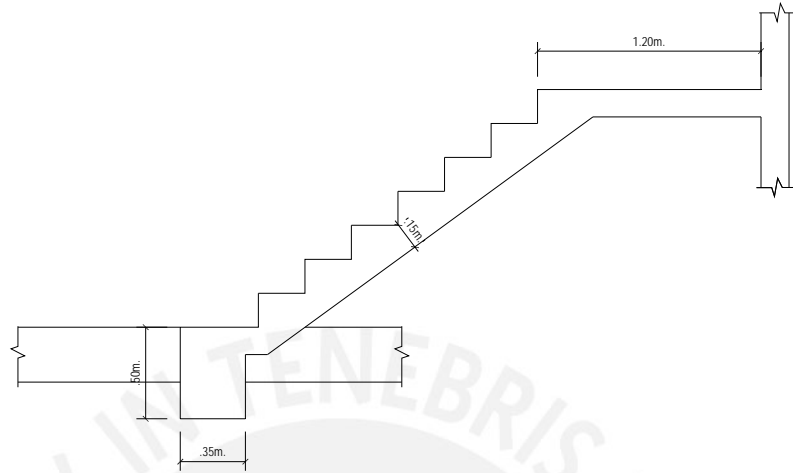
2.3.- Diseño de losa inferior

Para la losa inferior deberá cumplirse con el acero mínimo que para una losa de espesor de 20cm es $\text{Asmín} = 0.003 \cdot 100 \cdot 20 = 6 \text{ cm}^2$. Lo que significa colocar acero de $3/8'' @ 0.20\text{m}$ en doble malla.



3.- ESCALERA

Se muestra como ejemplo el diseño del arranque de la escalera 2:



El metrado del tramo inclinado y del descanso es el siguiente, el cual se muestra en detalle en el capítulo de metrados.

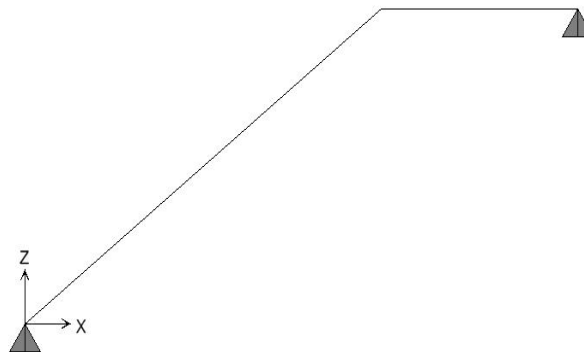
Tramo inclinado:

Carga muerta	=0.77 ton/m ²
Carga viva	=0.20 ton/m ²

Descanso:

Carga muerta	=0.46 ton/m ²
Carga viva	=0.20 ton/m ²

El ancho de la escalera es de 1.20m. La idealización de la escalera sobre las que se aplican las cargas encontradas es la siguiente:



3.1.- Diseño del tramo inclinado

El momento positivo que se obtiene es $M_u = 0.53\text{ton.m}$ y con los siguientes valores se determina K_u .

b	= 120cm.
d	= 15-3=12cm.
K_u	= 3.07

Sabiendo que $f'c = 175 \text{ Kg/cm}^2$ se obtiene la cuantía $\rho = 0.09\%$ lo que significa un área de acero $A_s = 1.3\text{cm}^2$. Sin embargo, el acero mínimo

$$A_{s \text{ min}} = 0.7 \cdot \frac{\sqrt{f'c}}{f_y} \cdot b \cdot d = 0.7 \cdot \frac{\sqrt{175}}{4200} \cdot 100 \cdot 12 = 2.64\text{cm}^2.$$

cumplir con este acero mínimo se dispone de 8mm @ 0.20m.

En el tramo inclinado se coloca refuerzo transversal que obedece a un refuerzo de temperatura $A_s = 0.0018 \cdot 100 \cdot 15 = 2.7\text{cm}^2$ por lo que se colocará 8mm @ 0.20m.

Luego, en los extremos del tramo inclinado se coloca un refuerzo negativo el cual se considera como $M_u = \omega_u \cdot l^2 / 24 = 1.82 \cdot (1.9)^2 / 24 = 0.27 \text{ ton.m}$. Momento con el cuál se obtiene un área de acero de 0.65cm^2 , valor éste menor al $A_{s \text{ min}} = 2.64\text{cm}^2$ por lo que se dispone de acero de 8mm @ 0.20m.

La fuerza cortante V_u a "d" de la cara es 1.82 ton y la resistencia al corte del concreto es $V_c = 0.53 \cdot \sqrt{175} \cdot 120 \cdot 12 / 1000 = 10.1\text{ton}$ con lo que $\phi V_c = 7.57 \text{ ton}$ cumpliéndose la desigualdad $V_u \leq \phi V_c$.

3.2.- Diseño del descanso

En el descanso se prolonga el acero negativo que se coloca en el extremo del tramo inclinado. Como acero de refuerzo positivo se dispone de $A_{s \text{ min}} = 2.64\text{cm}^2$ lo que significa 8mm @ 0.20m.

Como refuerzo transversal se coloca acero de temperatura, por lo que se colocará 8mm @ 0.20m.

Se verifica el cortante teniéndose $V_u = 1.1 \text{ ton}$ que es menor a $\phi V_c = 7.57 \text{ ton}$.

3.3.- Cimiento

Debe verificarse que el esfuerzo transmitido al suelo sea menor que el admisible. Para ello debe cumplirse:

$$\frac{P_m + P_v + P_p}{A} \leq 40 \text{ ton} / \text{m}^2$$

En donde:

P _m	Carga muerta	= 0.72 ton
P _v	Carga viva	= 0.19 ton
P _p	Peso propio	= 2.4*0.35*0.5*1.2=0.5 ton
A	Área	= 1.2*0.35 = 0.42 m ²

Con lo que se obtiene:

$$\frac{0.72 + 0.19 + 0.5}{0.42} = 3.37 \text{ ton} / \text{m}^2 \leq 40 \text{ ton} / \text{m}^2$$

Con lo cual se verifica la desigualdad.

4.- CUARTO DE MÁQUINAS

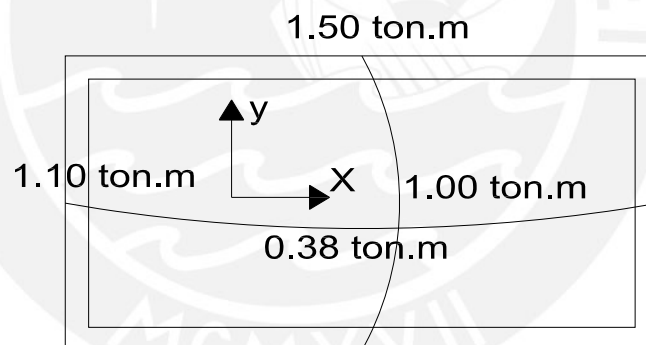
El diseño que se hace del cuarto de máquinas corresponde a la losa inferior y a la losa superior pues los muros del cuarto de máquinas son las placas del ascensor que se prolongan.

4.1.- Diseño de losa inferior

El espesor de la losa es de 15cm. El metrado de cargas es el siguiente:

Peso propio	= $2.4 \cdot 0.15$	= 0.36 ton/m^2
Piso terminado	= 0.1	= 0.1 ton/m^2
Peso de maquinas	= 3	= 3 ton/m^2
Sobre carga	= 1	= 1 ton/m^2
Wu	= $1.5 \cdot (0.36 + 0.1 + 3) + 1.8 \cdot 1$	= 6.99 ton/m^2

Los momentos que se obtienen son:



4.1.1.- Diseño para momentos en "X"

Se tiene $M_u = 1.5 \text{ ton.m}$ y con los siguiente valores se obtiene K_u

b	= 100cm.
d	= $15 - 3 = 12 \text{ cm.}$
K_u	= 10.42

La cuantía es $\rho = 0.29\%$ con lo que el área de acero es $A_s = 3.48 \text{ cm}^2$. El cuál es mayor al acero mínimo $A_{s\text{mín}} = 0.0018 \cdot 100 \cdot 15 = 2.7 \text{ cm}^2$. Entonces, se dispone de acero de 3/8" @ 0.20m como refuerzo negativo.

El momento positivo $M_u = 1 \text{ ton.m}$ hace necesario un área de acero de refuerzo de $A_s = 2.28 \text{ cm}^2$. Sin embargo, debe cumplirse con el acero mínimo por lo que se coloca $3/8" @ 0.20$ como refuerzo inferior.

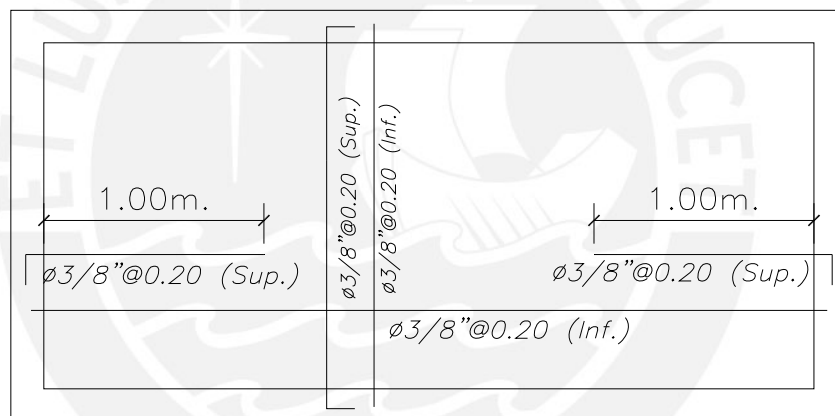
La fuerza cortante es $V_u = 5.6 \text{ ton}$ y la resistencia al corte del concreto $V_c = 8.41 \text{ ton}$ y $\phi V_c = 6.31 \text{ ton}$. Con lo que se cumple la desigualdad $V_u \leq \phi V_c$.

4.1.2.- Diseño para momentos en "Y"

Para el momento negativo $M_u = 1.1 \text{ ton.m}$ se obtiene un área de acero $A_s = 2.52 \text{ cm}^2$, pero $A_{s\text{mín}} = 2.7 \text{ cm}^2$, por tanto se dispone de $3/8" @ 0.20 \text{ m}$. Y siendo el momento positivo $M_u = 0.38 \text{ ton.m}$ se coloca como refuerzo positivo $A_{s\text{mín}} 3/8" @ 0.20 \text{ m}$.

La fuerza cortante es $V_u = 4.7 \text{ ton}$ y la resistencia al corte del concreto $V_c = 8.41 \text{ ton}$ y $\phi V_c = 6.31 \text{ ton}$. Con lo que se cumple la desigualdad $V_u \leq \phi V_c$.

A continuación se muestra el diseño de la losa inferior:



4.2.- Diseño de la losa superior

El espesor es de 12cm y por la magnitud de las cargas bastará con colocar acero mínimo $A_{s\text{mín}} = 0.0018 \cdot 100 \cdot 12 = 2.16 \text{ cm}^2$. Por lo que se dispone de acero de $8\text{mm} @ 0.20 \text{ m}$.

PARTE 4: CONCLUSIONES Y BIBLIOGRAFÍA

1.- CONCLUSIONES

Pre-dimensionamiento y Estructuración

- En este tipo de edificaciones, la disposición y dimensiones de los muros y losas, están dados por la arquitectura; el pre-dimensionamiento consistió en estimar el espesor de los muros y losas.
- Los alfeizar de ventana situados en los ejes de fachada fueron aprovechados para ubicar vigas de acoplamiento.

Análisis

- En el modelo del edificio sin vigas de acoplamiento, las derivas fueron $3.3^{0}/_{00}$ y $1.1^{0}/_{00}$ en las direcciones principales. En el modelo con vigas de acoplamiento se obtuvieron derivas de $1.3^{0}/_{00}$ y $0.8^{0}/_{00}$.
En las Especificaciones Normativas para el Diseño Sismorresistente en el caso de Edificaciones de Muros de Ductilidad Limitada, se señala como recomendación que pueden utilizarse vigas de acoplamiento con el fin de controlar los desplazamientos laterales. En este trabajo, se usaron las vigas para lograr una mejor distribución del refuerzo en los muros. Podría extenderse la recomendación de la norma contemplando este uso.
- El máximo esfuerzo que se obtuvo en el análisis global de la cimentación fue de 37.7 ton/m^2 y para solicitaciones locales fue de 39.4 ton/m^2 , valores inferiores a la capacidad portante de 40 ton/m^2 del suelo.

Diseño

- Las losas fueron armadas con 2 mallas; una superior y otra inferior. La malla superior corrida de $0.79 \text{ cm}^2/\text{ml}$ y la malla inferior corrida de $1.47 \text{ cm}^2/\text{ml}$. En la zona de momentos negativos se añadieron varillas de refuerzo superiores. Para los momentos positivos no fue necesario.

- Las vigas de acoplamiento se diseñaron como vigas de gran peralte y satisfaciendo los requisitos de ductilidad. Para ello, se consideró a la fuerza cortante última como la suma de la fuerza cortante asociada al desarrollo de las resistencias nominales en flexión y la fuerza cortante isostática calculada para las cargas permanentes.
- No fue necesario confinar los extremos de los muros atendiendo las indicaciones del Reglamento Nacional de Edificaciones. El diseño de los muros conformados por varios tramos rectos se realizó en primer lugar usando un análisis local en cada tramo, con lo cual se obtuvo un armado de acero que luego se verificó considerando el muro completo sujeto a las acciones del conjunto.
- En el diseño de los muros, la fuerza cortante proveniente del análisis (V_{ua}) se amplificó por el cociente entre el momento nominal y el momento proveniente del análisis (M_n/M_{ua}) y no se consideró el factor de amplificación dinámica W_y señalado en la Norma E.060 por consultas realizadas a los profesores de los cursos de diseño estructural de la PUCP.
- En el diseño por fuerza cortante de los muros, sí se consideró el aporte del concreto (V_c) sin importar la carga axial tal como lo señala la Norma Peruana de Edificaciones. La cuantía de refuerzo distribuido en los muros fue de 0.0025 y 0.0020. Si no se hubiera considerado el aporte del concreto la cuantía horizontal habría excedido del mínimo (0.0025) en algunos casos.
- El uso de cimientos corridos es adecuado para este tipo de edificaciones debido a que al encontrarse la cara superior de la cimentación 10cm por debajo del nivel de piso terminado, se evitan problemas de pandeo en los muros y se facilita el proceso constructivo utilizando encofrados de altura típica 2.4m.

2.- BIBLIOGRAFÍA

Título: Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado.

Autor: Blanco Blasco, Antonio.

Pie de Imprenta: Lima, Colegio de Ingenieros del Perú, 1994

Título: Diseño de estructuras de concreto armado.

Autor: Harmsen, Teodoro E.

Pie de Imprenta: Lima, PUCP. Fondo Editorial, 2005

Título: Análisis de edificios.

Autor: San Bartolomé Ramos, Ángel Francisco.

Pie de Imprenta: Lima, PUCP, 1998

Título: Diseño de estructuras de concreto.

Autor: Nilson, Arthur H.

Pie de Imprenta: Bogotá, McGraw-Hill, 1994

Título: Estructuras de concreto reforzado.

Autor: Park, R.

Pie de Imprenta: México, Limusa, 1980

Título: Tablas para el cálculo de placas y vigas pared.

Autor: Bares, Richard

Pie de Imprenta: Barcelona, G. Gili, 1970

Título: Reglamento nacional de construcciones: Norma E.020: Norma de cargas.

Pie de Imprenta: Lima, Junio 1985

Título: Reglamento nacional de construcciones: Norma E.030: Norma sismorresistente.

Pie de Imprenta: Lima, Abril 2003

Título: Reglamento nacional de construcciones: Norma E.050: Norma de suelos y cimentaciones.

Pie de Imprenta: Lima, Enero 1997

Título: Reglamento nacional de construcciones: Norma E.060: Norma de concreto armado.

Pie de Imprenta: Lima, Mayo 1989

Título: Especificaciones normativas para el diseño en concreto armado en el caso de edificaciones con muros de ductilidad limitada.

Pie de Imprenta: Lima, Sencico Octubre 2004

Título: Especificaciones normativas para el diseño sismorresistente en el caso de edificaciones con muros de ductilidad limitada.

Pie de Imprenta: Lima, Sencico Octubre 2004

Título: Requisitos de reglamento para concreto estructural (ACI 318S-05) y comentario: (versión en español y en sistema métrico).

Autor: American Concrete Institute.

Pie de Imprenta: Farmington Hills, MI: ACI, 2005

Título: Apuntes del curso: ingeniería antisísmica 1.

Autor: Muñoz Peláez, Alejandro.

Pie de Imprenta: Lima, PUCP. Facultad de Ciencias e Ingeniería.

Título: Apuntes del curso: concreto armado 1.

Autor: Ottazzi Pasino, Gianfranco.

Pie de Imprenta: Lima, PUCP. Facultad de Ciencias e Ingeniería, 2006

Título: Apuntes del curso: concreto armado 2.

Autor: Blanco Blasco, Antonio.

Pie de Imprenta: Lima, PUCP. Facultad de Ciencias e Ingeniería.