

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**PONTIFICIA
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DEL PERÚ**

**DISEÑO EN CONCRETO ARMADO DE EDIFICIO
MULTIFAMILIAR DE SIETE PISOS SIN SÓTANO**

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

Álvaro Rodrigo Cisneros Milla

ASESOR: César Antonio Huapaya Huapaya

Lima, agosto de 2016

Anexo 1: Análisis Dinámico con la Actualización de la Norma E.030 (aprobada en 2016)

En el **Subcapítulo 4.2**, se realizó un análisis sísmico usando el método modal-espectral, siguiendo los parámetros de la NTE.030 publicada en el año 2003. Sin embargo, en el año 2016, antes que se publicara esta tesis, se aprobó la nueva Norma de Diseño Sismorresistente, ocasionando que, legalmente al menos, pierda vigencia la Norma que se usó para el proyecto.

Se consideró que el diseño estructural de este proyecto, realizado con parámetros “anticuados”, debía quedarse tal cual. Después de todo, ninguna Norma va a asegurar al cien por ciento que el edificio tenga un correcto comportamiento al venir el gran sismo. Es más, se considera que es mucho más importante el criterio del diseñador.

Es, sin embargo, académicamente interesante ponerse en el supuesto que este proyecto se hubiese desarrollado un año después, con esta nueva Norma (que por aquel entonces seguía en proyecto) oficializada.

Se comenzará calculado la cortante basal estática a partir de los parámetros sísmicos propuestos por la nueva Norma, mostrados en la **Tabla A.1**.

Tabla A.1 Parámetros sísmicos con NTE 0.30 2016

	Descripción	Valor	Observación
Z	Factor de Zona	0.45	Zona Z4 (Lima Metropolitana)
S	Factor de Suelo	1.05	Suelo S2 en Zona Z4
C	Coeficiente de amplificación sísmica	2.5	El periodo fundamental (0.3 s) es menor al periodo T_P (0.6 s).
U	Factor de Uso	1	Correspondiente a la Categoría C
R_0	Factor de Reducción	6	Los muros son los principales elementos resistentes a cargas laterales.
I_P	Factor de Irregularidad en Planta	0.9	Irregularidad por esquinas entrantes
P	Peso del edificio	2100 ton	Calculado por el software ETABS

La diferencia más saltante de valores presentados, con respecto a la **Tabla 4.2**, es el factor de irregularidad que es 0.9, en vez de 0.75. Para la nueva Norma, la irregularidad por esquinas entrantes es bastante leve con respecto a las demás, y es por eso que no se hace un castigo tan fuerte. El producto ZS es prácticamente el mismo (de 0.48

disminuye a 0.473), puesto que ambos factores se han modificado. Entonces, la principal diferencia en la cortante basal, vendrá por parte de R , que toma el valor de 5.4.

$$V = 0.23P = 488 \text{ ton}$$

Dado que la cortante basal estática usada en el proyecto fue 558 ton, se tiene una reducción de 70 ton usando la nueva Norma, que representa una disminución de 13% con respecto al valor original.

Los desplazamientos y derivas, que cuantifican la rigidez del edificio, son independientes del factor R . Sin embargo, la nueva versión de la Norma hace una diferenciación para hallar la rigidez requerida para edificios irregulares. Ahora, en vez de multiplicarse por $0.75R$, se multiplican por R los desplazamientos para aproximarse a un comportamiento inelástico. El incremento en las derivas es claro (+33%) y se puede apreciar numéricamente en la **Tabla A.2**.

Tabla A.2 Comparación de derivas obtenidas con las dos versiones de la Norma

Piso	Derivas (NTE 0.30 2003)		Derivas (NTE 0.30 2016)	
	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y
7	0.0017	0.0034	0.0023	0.0046
6	0.0019	0.0035	0.0025	0.0046
5	0.0019	0.0034	0.0026	0.0045
4	0.0019	0.0031	0.0026	0.0041
3	0.0018	0.0026	0.0023	0.0035
2	0.0015	0.0020	0.0020	0.0026
1	0.0009	0.0009	0.0012	0.0012

Este incremento en los desplazamientos para un edificio irregular no tiene una explicación física, aunque se entiende que se exija una mayor rigidez a edificios que tienen mayor incertidumbre en su comportamiento sísmico, debido a su irregularidad. En la **Tabla A.2** se ve la gran holgura en las derivas de diseño que, a pesar del incremento, no se acercan al límite de 0.007. Por tanto, **no habría modificación en la estructuración y dimensionamiento de la superestructura.**

No obstante, la cortante basal sísmica no solo se aplica en la obtención de desplazamientos, también se utiliza para el diseño de elementos de responsabilidad sísmica y esta disminución en las fuerzas de diseño reduciría el refuerzo requerido. Asimismo, se facilitaría el dimensionamiento de la cimentación de los muros de corte, ya que los momentos sísmicos son los que más propician esfuerzos altos en el terreno.

En el diseño de los elementos sísmicos del edificio (como las placas) se considera 0.9 veces la cortante estática y se escalan todas las fuerzas sísmicas a este valor. Así, por ejemplo, en el muro PL-04, cuyo diseño se presentó en el **Capítulo 6**, la cortante en la base de la placa se reduce en 13% a 90 ton, y el momento volcante, que es proporcional a este valor, a 900 ton-m. Es fácil imaginar que esta reducción de fuerzas sísmicas permitiría ahorrar un poco en el acero de refuerzo y por eso se propone un diseño alternativo para el primer piso de la placa, que se muestra en la **Fig. A.1**. El procedimiento es exactamente el mismo que se realizó en el **Capítulo 6** por lo que no se detalla en este Anexo.

Como se puede apreciar, la malla tiene un espaciamiento mayor en ambas direcciones con respecto al diseño original (se reduce 12% en cuantía vertical y 9% en cuantía horizontal) y el refuerzo concentrado ha disminuido ligeramente (10% en área de acero). Puede que en este diseño no se vea aun un ahorro sustancial en acero, pero suponiendo que se esta situación se dé de forma similar en todos los pisos y en todas las placas del edificio, puede lograrse una reducción considerable del refuerzo (idealmente, un ahorro de 10% en acero solo en la partida de placas).

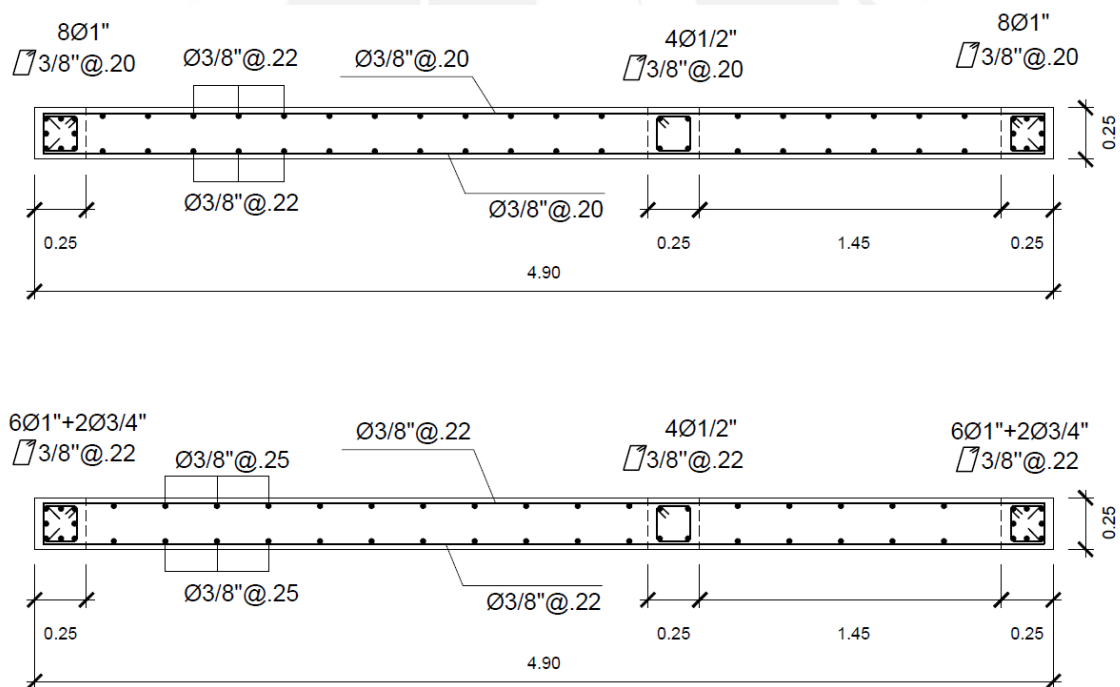


Fig. A.1 Diseño de PL-04 con fuerzas sísmicas correspondientes a la NTE 0.30 2016 (abajo) comparado con el diseño del proyecto (arriba)

En conclusión, el diseñar con la nueva Norma de Diseño Sismorresistente significa una reducción considerable en la cortante basal del edificio (13% menos), debido al castigo más leve que le aplica esta al edificio, generando ahorros en materiales. No se ha

hablado en este Anexo de la cimentación, pero es un hecho que al existir menores cargas de sismo, el dimensionamiento de las zapatas corridas de los muros se hubiese simplificado enormemente.

Por otro lado, dejando al margen lo económico, la lección más importante que deja este análisis rápido que se ha hecho, es que la Norma antigua no contemplaba que hubiesen irregularidades que afecten el comportamiento sísmico de la edificación más que otras: si bien las esquinas entrantes son indeseables, no se considera una irregularidad mayor (en comparación con otras), siempre y cuando las alas salientes no sean muy largas (Bazán, 2004). Se concluye, finalmente, que el edificio de este proyecto cumple con holgura cualquier requerimiento, sea de rigidez o resistencia, de la Norma ahora vigente.



Anexo 2: Detalle del diseño por flexocompresión de la placa PL-10

En el **Subcapítulo 6.4** se trató el diseño de los muros de corte del proyecto, y ya que todos tenían secciones simétricas conformadas únicamente por un alma, el proceso de diseño era prácticamente idéntico. No obstante, se tiene en el eje 3 del edificio la placa PL-10, la cual, además de ser mucho más larga que las demás, tiene la caja del ascensor unida a su alma. Por ello, se tratará a este muro compuesto (alma y caja del ascensor) como un solo elemento.

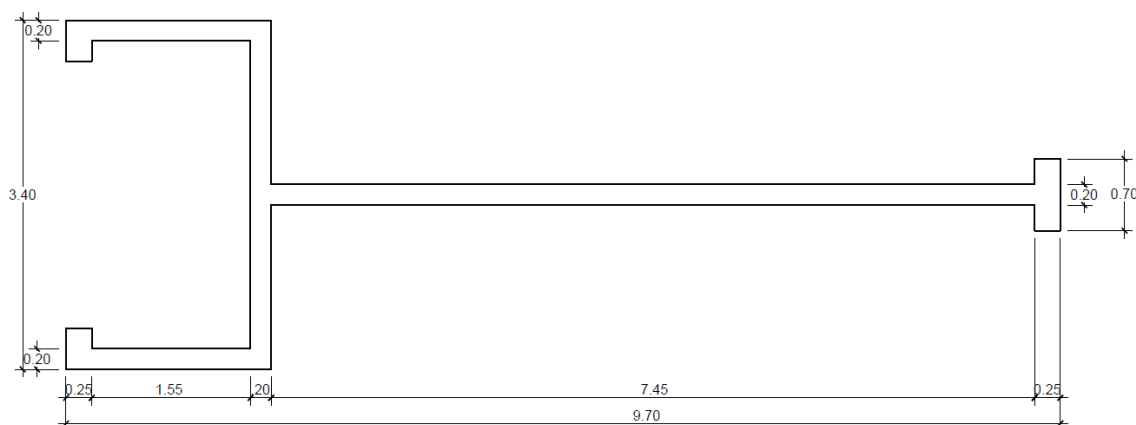


Fig. A.2 Sección de placa a diseñar

Tal vez la principal cuestión es saber hasta qué punto el muro compuesto se comporta como un solo elemento, que cumpla con las hipótesis del diseño por flexocompresión. Según el Antonio Blanco, una placa cuya altura sea mayor a su largo se comportará como una gran viga en voladizo y se podrá aplicar el diseño por flexocompresión que se realizó para columnas y el resto de placas (usando diagramas de interacción). El largo total de la placa considerando la caja del ascensor, que se muestra en la **Fig. A.2**, es 9.7 m, lo cual es aproximadamente la mitad de la altura del edificio. Por lo tanto, el elemento cumple con este primer requisito.

En el análisis sísmico en ETABS, el muro compuesto se definió como un solo elemento 'pier', tal que se obtengan las fuerzas resultantes para los muros como conjunto. De haberlos modelado independientes uno del otro (aunque interactuando, pues tienen nudos en común), se tendrían tracciones en uno y compresiones en otro, cuando en realidad forman el par que da origen al momento flector. Entonces, se usarán en el diseño las fuerzas sísmicas calculadas por el programa para el gran elemento 'pier', como se ve en la **Tabla A.3**.

Tabla A.3 Fuerzas internas para el diseño por flexocompresión

Piso	P _{sismo} (ton)	M _{sismo} (ton-m)	U1 = 1.25(D + L) + S		U2 = 0.9D - S	
			Pu (ton)	Mu (ton-m)	Pu (ton)	Mu (ton-m)
2	50	2853	244	2853	66	-2853
1	54	3555	282	3555	82	-3555

A continuación, se debe decidir qué modelo usar para el diseño de la sección. Se utilizará el mismo tipo de modelamiento numérico que se hizo con el resto de placas para definir el diagrama de interacción.

- El acero de los núcleos y de cada fila de la malla se idealizarán concentrados en puntos discretos a lo largo de la placa. Cada fila aporta resistencia dependiendo de su deformación.
- La forma de la placa se tratará de modelar como una sección I, es decir, se tendrán anchos distintos para el alma y para cada una de las alas (las cuales contendrán los núcleos). Con el modelo que se viene trabajando, no se podría replicar geoméricamente la totalidad de la sección de la placa, es decir se tendrá que prescindir de parte de la caja del ascensor, y para ello se proponen dos modelos de la sección.

El primer modelo que se propone para propósitos del diseño obviará las alas en dirección X-X, asemejándose a una sección T. En la **Fig. A.3** se tiene un esquema que muestra el modelo de la sección transversal. Se observa que se cuenta con a la derecha con el ala pequeña, tal como se dimensionó, y en el otro un ala que es de menor tamaño a la definida en el dimensionamiento (**Fig. A.2**). Esto es porque la Norma permite tomar para el análisis y diseño un ala efectiva de ancho igual a 10% de la altura del muro (es decir 1.80 m).

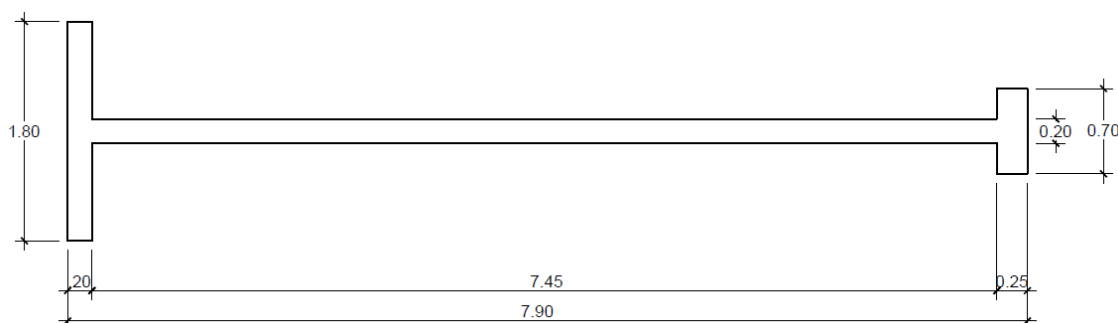


Fig. A.3 Primer modelo geométrico para el diseño de la placa

Siendo coherente con la exigencia del ala efectiva, es de imaginar que si la totalidad del ala (en dirección Y-Y) no trabaja para dar resistencia a la sección, menos lo harán las

porciones de la caja del ascensor en dirección X-X, que se encuentran más alejadas del alma. Esta hipótesis le resta gran resistencia al muro, pues disminuye significativamente el brazo de palanca de la sección. Existe la contradicción de usar la sección completa para el análisis y una reducida para el diseño, pero al recortar la placa en el modelo sísmico (como si el concreto de la caja del ascensor se hubiese triturado), tanto la carga axial como el momento flector disminuían menos del 10% (fuerzas que se redistribuirían en la otra placa en dirección X-X), por lo que no habría mayor diferencia en el diseño.

Colocando 80 cm^2 en el ala grande y 100 cm^2 en el ala pequeña, se llega a un diagrama de interacción que se acomoda bastante a las solicitaciones últimas, el mismo que se ve en la Fig. A.4. Véase que el diagrama está rotado pues los momentos se están tomado del centroide de la sección y no del centroide plástico.

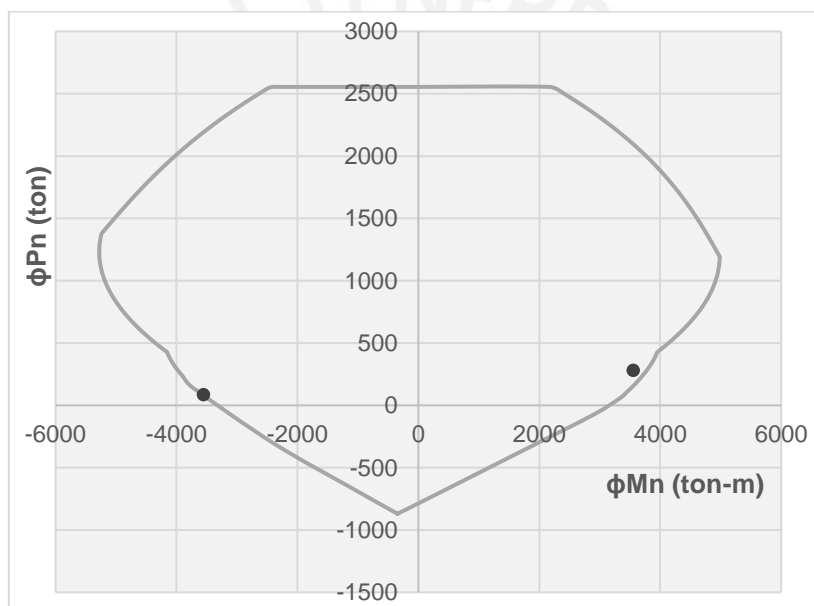


Fig. A.4 Diagrama de interacción del primer modelo (con 80 y 100 cm^2 en los bordes) con las solicitaciones últimas del primer piso

El segundo modelo (ver Fig. A.5) que usó para el diseño consiste en el alma con la caja convertida en una larga cabeza (que es la unión de las alas paralelas al alma que componen la caja), esta vez prescindiendo del ala perpendicular, en favor a dar una mayor largo al modelo de la placa.

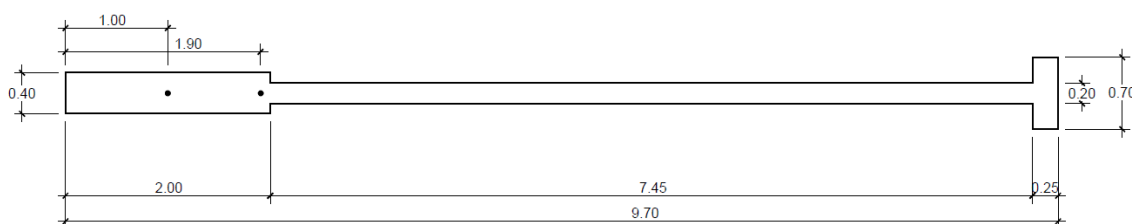


Fig. A.5 Segundo modelo geométrico para el diseño de la placa

En la **Fig. A.5**, se representan, con puntos sobre la cabeza mayor, dos posibles posiciones del “centro” del núcleo. El primero se ubicó en la mitad de la cabeza, lo cual sería equivalente a distribuir equitativamente el refuerzo a lo largo (en dirección X-X) de la caja del ascensor. El segundo está más alejado del extremo, aceptando el hecho de que el refuerzo en su mayoría se concentrará en el ala perpendicular (que no se representa en el esquema), lo cual le reduce el brazo de palanca para la flexión (necesitando mayor área de refuerzo).

En el diagrama completo de la **Fig. A.4** (del modelo anterior), la forma de la mitad derecha (de momentos positivos) es controlada por el refuerzo ubicado en la cabeza menor (al modelar la placa, se definió que este estará en tracción bajo en un momento positivo), mientras que a la otra mitad del diagrama la controla el acero del otro extremo.

Siguiendo la anterior premisa para este segundo modelo, se fija una cantidad de refuerzo en la cabeza menor, suficiente para tomar los momentos positivos que produzca el sismo (70 cm^2), y se procede a encontrar el acero que requieren las dos posiciones del centro del refuerzo en el núcleo propuestos para el modelo.

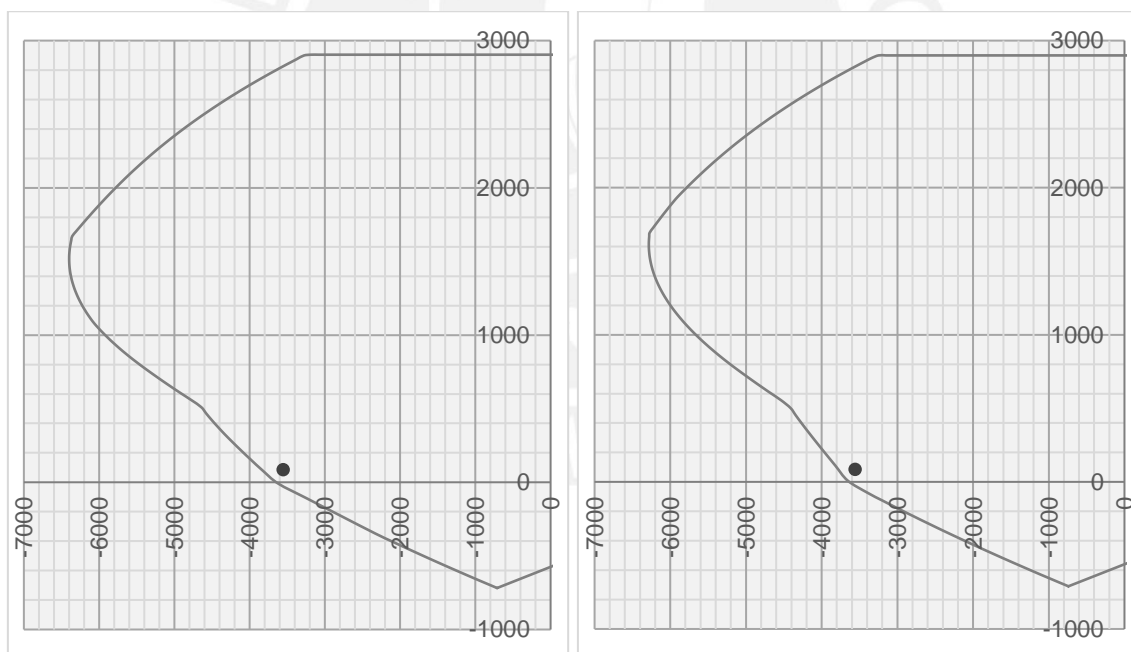


Fig. A.6 Diagrama de interacción para el segundo modelo con mayor brazo de palanca con 60 cm^2 en la cabeza (izquierda); y con menor brazo pero con 80 cm^2 (derecha)

En la **Fig. A.6** se grafican dos diagramas de interacción (solo la mitad controlada por el núcleo derecho del modelo de la **Fig. A.5**). La imagen de la izquierda corresponde al modelo con mayor brazo de palanca, el cual precisa menor cuantía en el núcleo (60 cm^2), mientras que la de la derecha corresponde a la opción más conservadora, que necesita mayor cantidad de refuerzo (80 cm^2) para contrarrestar el menor brazo de

palanca. Se observa en la **Fig. A.6** que ambos diagramas, de formas ligeramente distintas, cumplen con la sollicitación del “sismo negativo”.

Ahora, toca detenerse a revisar las áreas de acero obtenidas en los tres modelos, para definir el refuerzo que finalmente compondrá la placa. En la **Tabla A.4** se presenta un resumen de lo encontrado al realizar los modelos para el diseño de la placa.

Tabla A.4 Áreas resultantes de refuerzo para cada modelo de placa PL-10

Modelo	Acero en Núcleo 1 (Caja del ascensor)	Acero en Núcleo 2
Modelo 1	80 cm ²	90 cm ²
Modelo 2 con mayor brazo	60 cm ²	70 cm ²
Modelo 3 con menor brazo	80 cm ²	70 cm ²

El lector puede haber llegado a la conclusión que hay, en alguno de los modelos de la sección de placa, ciertas incongruencias con la realidad que hacen que los resultados obtenidos no sean del todo creíbles. La verdad es que no existe ningún modelo perfecto y lo que se ha intentado demostrar en este Anexo es que, modelando la placa de distintas formas, se llegan a cuantías parecidas, todas en el mismo orden de magnitud.

En la **Fig. A.7** se propone un diseño del refuerzo vertical de la placa (que es el que finalmente aparecerá en los planos). En el núcleo 1 se tienen confinados 60 cm² de acero. Si es que se le suma el refuerzo distribuido en lo que resta del ala efectiva (que es también un modelo propuesto por la Norma) se llegaría a 70 cm² de refuerzo concentrado en esa cabeza. Tomando en cuenta todo el acero distribuido en el ala se superan los 90 cm², superando lo calculado en la **Tabla A.4**.

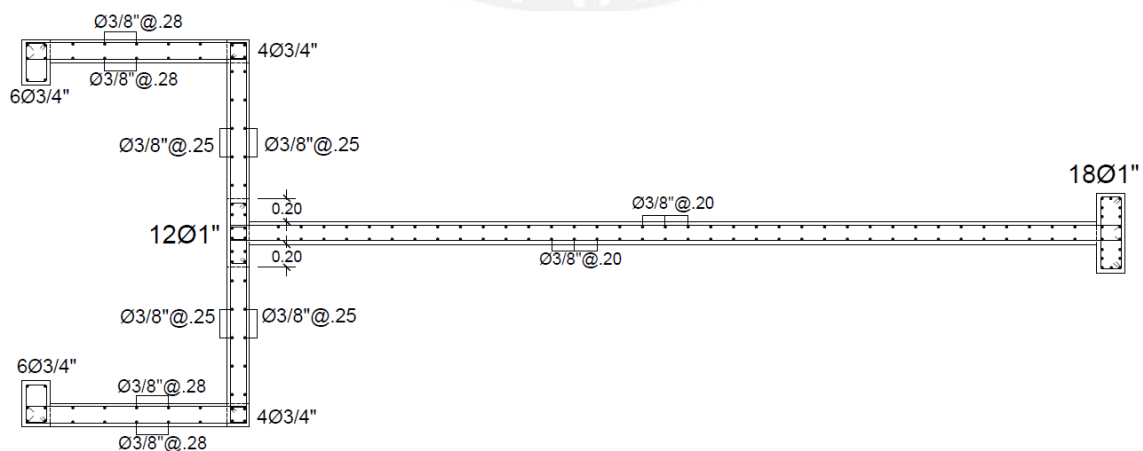


Fig. A.7 Diseño del primer y segundo piso de la placa PL-10 (solo acero vertical)

Anexo 3: Detalle del análisis de la zapata principal Z8 (Cimentación combinada)

Dimensionados las zapatas de los muros, se resolvió que la mejor opción era combinarlas, dado que se traslapaban unas con otras. En este Anexo se describirá lo más saltante del análisis y diseño.

Se analizará primero la franja izquierda de la cimentación, en la dirección Y-Y, en la cual trabajan las dos placas cimentadas. Se propone para ella un largo de 15.5 m y un ancho de 2 m con el objetivo de no exceder los esfuerzos admisibles del suelo. Las cargas en servicio que bajan de las placas así como el peso propio se grafican sobre el modelo de zapata en la imagen izquierda de la Fig. A.8, todos condición de servicio. El modelo de esfuerzos (rectangular, según la expresión 6.18) con la fuerza resultante se muestra a su derecha. Las fuerzas, momentos y esfuerzos están en ton, ton-m y ton/m^2 , respectivamente.

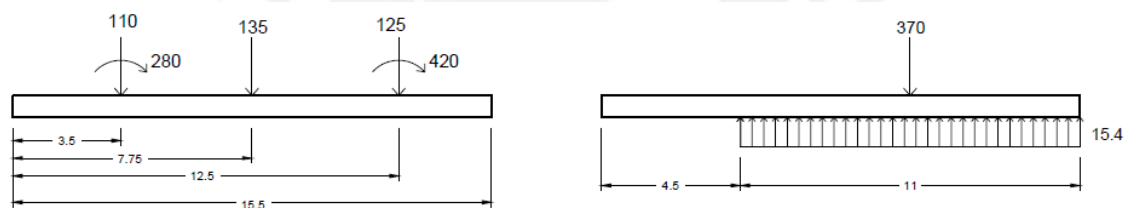


Fig. A.8 Esquema de zapata con cargas (izq.) y modelo de esfuerzos utilizado (der.)

El esfuerzo está por debajo del admisible de 26 ton/m^2 , aún si se usara el modelo triangular, por lo que las dimensiones son apropiadas. Ahora bien, no resulta muy coherente esperar que una zapata tan larga se comporte como un sólido rígido y que se pueda modelar esa porción de la cimentación como se muestra en la Fig. A.9.

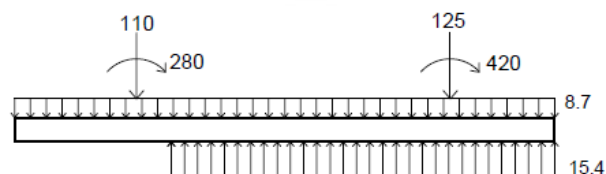


Fig. A.9 Modelo de fuerzas en la zapata de los muros

Con el fin dar rigidez y resistencia a la porción central de la zapata, la cual sufrirá grandes esfuerzos por flexión, se proyectará una viga de cimentación que unirá los dos muros. El diseño de esta obedecerá a la resistencia requerida por flexión, graficada en el diagrama de la Fig. A.10. El momento de diseño para la viga será tomado a la cara del muro (en el diagrama resaltado con un trazo oscuro): 270 ton-m. Este diagrama

corresponden al sismo positivo; el negativo, con el signo cambiado, tiene valores absolutos muy similares, puesto que los momentos sísmicos de las placas gobiernan el análisis.

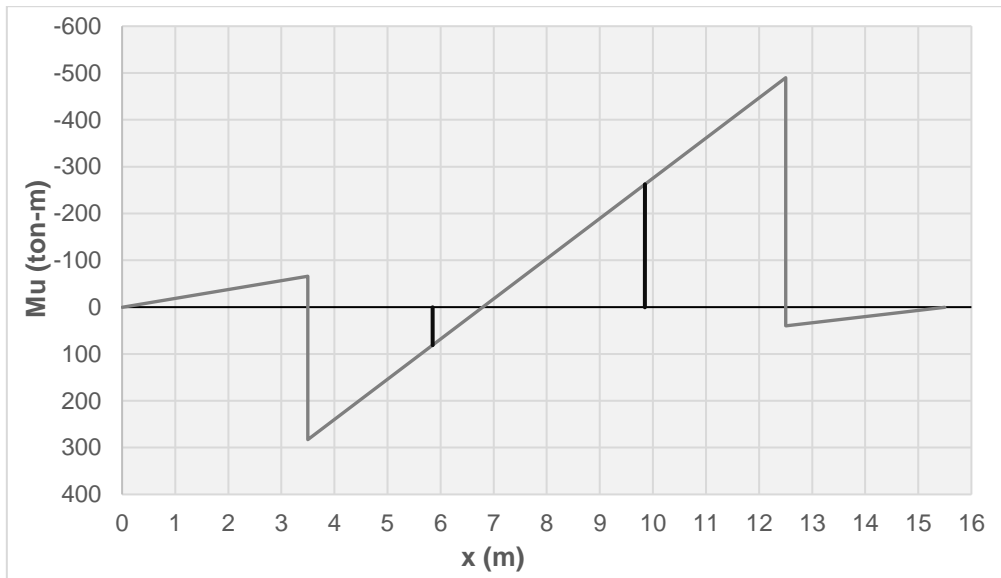


Fig. A.10 DMF para el diseño de la viga

No hay criterios generales para el dimensionamiento de esta viga, pero se tratará de colocarle las menores dimensiones posibles, tal que no se necesite un refuerzo excesivo por flexión. Se propone el diseño para la viga graficado en la **Fig. A.11**: se tiene la misma cantidad de acero arriba y abajo, debido a la inversión de momentos.

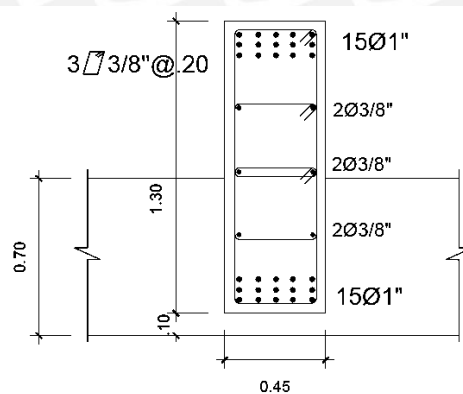


Fig. A.11 Sección de viga diseñada

Un análisis similar (en una dirección) se realizó en la franja opuesta y en la zona central de la cimentación. En el diseño de la zona central no se utilizaron vigas de rigidez, puesto que no existían grandes momentos; no obstante, si se realizó en ella un análisis adicional en dos direcciones, con elementos finitos, para verificar algún esfuerzo localizado que no se pueda considerar en el análisis simplificado.