

MEMORIA DE CALCULO ESTRUCTURAL

VIVIENDA MULTIFAMILIAR

Junio 06, 2022

Contenido

	Página
0.1 Diseño de la cimentación	4
0.1.1 Modelamiento	4
0.1.2 Tipología de la cimentación	5
0.1.3 Exportación de cargas de ETABS a SAFE	5
0.1.4 Predimensionamiento	5
0.1.5 Control de presiones	6
0.1.6 Diseño en concreto armado	9
1 Diseño de la Cimentación	10
1.1 Diseño de Zapata Aislada	10
1.1.1 Datos para el diseño de una zapata aislada con carga y momentos	10
1.1.2 Dimensionamiento en altura	10
1.1.3 Dimensionamiento en planta	12
1.1.4 Verificación de zapatas con cargas y momentos biaxiales	12
1.1.5 Diseño de la zapata	13
1.1.6 Verificación de corte por punzonamiento	14
1.1.7 Verificación de corte por flexión	15
1.1.8 Cálculo de acero por flexión	15

Lista de Figuras

Página

Lista de Tablas

	Página
Tabla 1 Cargas y momentos para el diseño	10

0.1 Diseño de la cimentación

Se presentaran las consideraciones para el dimensionamiento de la cimentación, control de presiones y el cálculo del refuerzo con las verificaciones necesarias en concreto armado.

Se asumen dos hipótesis básicas:

1. El suelo es homogéneo, elástico y aislado del suelo circundante.
2. Considerar la flexibilidad de la Cimentación y del suelo.

0.1.1 Modelamiento

El modelo matemático simple que se usa en la practica consiste en incluir la flexibilidad del suelo a través de módulos de subrasante, el modelo más conocido es la solución de Winkler.

Es un modelo aproximado que se propuso en 1867, el cual sirve para resolver fundaciones sobre medios elásticos. Este método considera el suelo como un lecho de resortes. La presión de contacto queda definida por el producto de la rigidez elástica del resorte y el asentamiento que se ha producido en él debido a las cargas que actúan.

En su tesis de maestría el ingeniero Nelson Morrison recopila varios estudios anteriormente realizados que relacionan directamente el módulo de subrasante con la capacidad admisible del suelo, el cual es válido para un área y NO necesita ser modificado a las dimensiones de la cimentación.

Cabe resaltar que para el diseño de fundaciones SAFE usa el Modelo de Winkler , el cual se resuelve a través del método de los elementos finitos FEM, usando elementos línea, áreas y resorte.

Structural Analysis by Finite Elements (SAFE), es un software creado por la empresa Computers and Structures, Inc. (CSI) , el cual sirve para diseñar sistemas de pisos (Losas y Vigas) y Sistemas de Fundaciones.

0.1.2 Tipología de la cimentación

Se proyectan zapatas aisladas, zapatas combinadas y plateas parciales, debido a la presencia de las edificaciones vecinas las cimentaciones resultan excéntricas en 3 lados del edificio por lo que se hace uso de vigas rígidas de cimentación para controlar los momentos producto de la excentricidad de la carga axial. Tales vigas son diseñadas solo para tomar los momentos y uniformizar las presiones en la cimentación y no es diseñada para soportar fuerzas inducidas por la presión del suelo, por lo que debe ser aislada del suelo adecuadamente.

El peralte de la cimentación adoptado es el requerido para las solicitaciones de corte y/o punzonamiento en la cimentación, así como para asegurar el desarrollo del refuerzo que llega de las columnas y muros.

En las zapatas aisladas no existe momentos que traccionen la cara superior de la zapata por lo que no es necesario colocar refuerzo superior, sin embargo en las zapatas combinadas o cuando se colocan vigas de conexión si existen momento positivo y negativo, por lo que es necesario colocar doble malla.

0.1.3 Exportación de cargas de ETABS a SAFE

Debido a que los resultados del análisis modal espectral son productos de una combinación se pierde el signo en las fuerzas, para un análisis racional se exporto las cargas de los modos principales en ambas direcciones escalando sus valores proporcionalmente al valor los momentos totales en la base que se generan a partir de las fueras sísmicas de diseño.

0.1.4 Predimensionamiento

Se dimensiono preliminarmente considerando cargas en servicio (D+L) con un 90% de la capacidad portante para tener holgura cuando se verifica con cargas sísmicas, posteriormente estas dimensiones se corrigieron después del análisis.

Para las zapatas combinadas se trató de hacer coincidir el centro de gravedad de la zapata con el de las cargas para el caso de cargas gravitacionales (D+L), adicionalmente en todos los casos se dimensiono tratando de tener volados iguales en ambas direcciones para uniformizar el diseño en concreto armado.

Después de realizar un análisis iterativo se obtiene las áreas de cimentación mostradas en la figura para no superar la presión admisible tanto para cargas de gravedad y sísmicas.

0.1.5 Control de presiones

15.2.4 y 15.2.5 de la norma E-060:

15.2.4 Se podrá considerar un incremento del 30% en el valor de la presión admisible del suelo para los estados de cargas en los que intervengan cargas temporales, tales como sismo o viento.

15.2.5 Para determinar los esfuerzos en el suelo o las fuerzas en pilotes, las acciones sísmicas podrán reducirse al 80% de los valores provenientes del análisis, ya que las sollicitaciones sísmicas especificadas en la NTE E.030 Diseño Sismorresistente están especificadas al nivel de resistencia de la estructura.

Por lo tanto las combinaciones para el control de presiones en condiciones de servicio sera:

$$S1= CM + CV$$

$$S2= (CM+CV + 0.8 SX)/1.3$$

$$S3= (CM+CV - 0.8 SX)/1.3$$

$$S4= (CM+CV + 0.8 SY)/1.3$$

$$S5= (CM+CV - 0.8 SY)/1.3$$

Donde:

CM: Carga muerta en servicio

CV: Carga viva en servicio

SX: Carga sísmica en dirección X

SY: Carga sísmica en dirección Y

La capacidad portante admisible del terreno a -2.8m donde se cimienta la parte frontal del edificio es de 1.82 kg/cm².

En la parte posterior a una cota de +0.50m la capacidad portante admisible del terreno es 1.42 kg/cm².

En todos los casos se cumple con la condición: $q_u \leq q_n$, siendo el caso mas critico la combinación de cargas gravitacionales dado que las cargas sísmicas se reducen considerablemente debido a lo mencionado en los artículos 15.2.4 y 15.2.5 de la Las dimensiones finales se muestran en la figura

0.1.6 Diseño en concreto armado

Según el artículo 10.5.4 la cuantía mínima en zapatas será de 0.0018, y cuando el refuerzo se distribuya en 2 capas la cuantía mínima en la cara en tracción será 0.0012.

1 Diseño de la Cimentación

1.1 Diseño de Zapata Aislada

1.1.1 Datos para el diseño de una zapata aislada con carga y momentos

Dimensiones de la columna	:	$C_1 = 0.35 \text{ m}$	$C_2 = 0.35 \text{ m}$
Diámetro de la barra de acero de la columna	:	$d_b = 5/8''$	
Profundidad de cimentación	:	$D_f = 1.8 \text{ m}$	
Resistencia a compresión del concreto	:	$f'_c = 210.0 \text{ kgf/cm}^2$	
Resistencia a la fluencia del acero	:	$f_y = 4200.0 \text{ kgf/cm}^2$	
Peso específico del relleno	:	$\gamma_m = 2.1 \text{ tonf/m}^3$	
Peso específico del concreto	:	$\gamma_c = 2.4 \text{ tonf/m}^3$	
Altura de piso terminado	:	$h_p = 0.1 \text{ m}$	
Sobrecarga de piso	:	$S/C_{piso} = 500.0 \text{ kgf/m}^3$	
Capacidad portante del terreno	:	$\sigma_t = 5.0 \text{ kgf/cm}^2$	

Cargas:

	Carga en la dirección Z F_z	Momento en la dirección X M_x	Momento en la dirección Y M_y
P_m	130	10	2
P_v	70	6	1
S_x	10	15	0
S_y	9	0	13
V_x	180	16	11
V_y	180	16	11
P_p	180	16	11

Tabla 1: Cargas y momentos para el diseño

P_m	=	Carga muerta
P_v	=	Carga viva
S_x	=	Carga sísmica debido al sismo en la dirección x
S_y	=	Carga sísmica debido al sismo en la dirección y
V_x	=	Carga por viento en la dirección x
V_y	=	Carga por viento en la dirección y
P_p	=	Peso propio

1.1.2 Dimensionamiento en altura

Longitud de desarrollo

$$L_{d1} = \frac{0.24 \cdot f_y \cdot d_b}{\sqrt{f'_c}} \quad (1)$$

$$L_{d2} = (0.043 \cdot f_y) d_b \quad (2)$$

$$d = \max(L_{d1}, L_{d2}) \quad (3)$$

$$h_z = d + 0.1m \quad (4)$$

Para la altura de la zapata h_z , tomaremos el mayor valor de L_{d1} y L_{d2} más el recubrimiento.

$$L_{d1} = \frac{0.24 \cdot 4200.0 \text{ kgf/cm}^2 \cdot 1.587 \text{ cm}}{\sqrt{210.0 \text{ kgf/cm}^2}} = 36.808 \text{ cm}$$

$$L_{d2} = (0.043 \cdot 4200.0 \text{ kgf/cm}^2) 1.587 \text{ cm} = 26.67 \text{ cm}$$

$$d = \max(36.808 \text{ cm}, 26.67 \text{ cm}) = 36.808 \text{ cm}$$

$$h_z = 36.808 \text{ cm} + 10 \text{ cm} = 46.808 \text{ cm}$$

1.1.3 Dimensionamiento en planta

Nota:

Para el dimensionamiento en planta de una cimentación, considerar un incremento de la carga para tomar en cuenta el **peso propio de la zapata** (5 a 10% dependiendo si el terreno es duro o blando)

$$PP_{zapata} = 5 - 10\%(P_m + P_v) \quad (5)$$

Considerando peso de la zapata, calculamos el área tentativa.

$$A_t = \frac{P_{servicio}}{\sigma_n} = \frac{107873.15 \text{ N}}{0.147 \text{ N/mm}^2} \quad (6)$$

$$A_t = 7333.333 \text{ cm}^2$$

Buscamos dos lados de zapata aproximadamente:

$$L = \sqrt{A_t} + \frac{c_1 - c_2}{2} \quad (7)$$

$$B = \sqrt{A_t} - \frac{c_1 - c_2}{2} \quad (8)$$

$$A = L \cdot B \quad (9)$$

Reemplazando valores:

$$L = \sqrt{7333.333 \text{ cm}^2} + \frac{0.35 \text{ m} - 0.35 \text{ m}}{2} = 0.856 \text{ m}$$

$$B = \sqrt{7333.333 \text{ cm}^2} - \frac{0.35 \text{ m} - 0.35 \text{ m}}{2} = 0.856 \text{ m}$$

$$A = 0.856 \text{ m} \cdot 0.856 \text{ m} = 0.733 \text{ m}^2$$

1.1.4 Verificación de zapatas con cargas y momentos biaxiales

Si la carga aplicada viene acompañada con momentos que simultáneamente actúan en dos direcciones, asumiendo que la zapata es rígida y que la distribución de presiones sigue siendo lineal se puede obtener las

presiones en las cuatro esquinas de una zapata rectangular con la siguiente expresión:

$$\sigma_{1,2,3,4} = \frac{P_{ultima}}{A} \pm \frac{M_x \cdot V_x}{I_{yy}} \pm \frac{M_y \cdot V_y}{I_{xx}} \quad (10)$$

$$\sigma_1 = 0.098 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = 0.088 \text{ MPa}$$

$$\sigma_3 = 0.147 \text{ MPa}$$

$$\sigma_4 = 0.118 \text{ MPa}$$

Esta expresión será válida mientras no se tenga ninguna esquina con presión negativa, lo cual implicaría admitir tracciones entre el suelo y la zapata.

1.1.5 Diseño de la zapata

Para el diseño por el método de resistencia o de cargas últimas, debemos amplificar las cargas según la combinación de cargas a usar.

Esto significa que deberíamos repetir todos los cálculos anteriores, amplificando las cargas y los momentos según las combinaciones indicadas por la norma, y obtener la presión última.

Sin embargo, este proceso puede ser simplificado, si amplificamos directamente la presión obtenida con cargas de servicio usando un coeficiente intermedio aproximado.

RNE - Norma E.060

La resistencia requerida para cargas muertas (CM) y cargas vivas (CV) será como mínimo:

$$U = 1.4CM + 1.7CV \quad (11)$$

Si en el diseño se tuvieran que considerar cargas de sismo (CS), además de lo indicado en (5), la resistencia requerida será como mínimo:

$$U = 1.25(CM + CV) \pm CS \quad (12)$$

$$U = 0.90CM \pm CS \quad (13)$$

Presión (kg/cm ²)		Presión de diseño (kg/cm ²)
Sin carga sísmica	$\sigma_u = 29.59$	$\sigma_u = 47.34$
Con sismo en X	$\sigma_u = 34.31$	$\sigma_u = 42.89$
Con sismo en Y	$\sigma_u = 34.17$	$\sigma_u = 42.71$

Por tanto se efectuará el diseño con $\sigma_u = 47.34$

1.1.6 Verificación de corte por punzonamiento

$$b_o = 2(c_1 + d) + 2(c_2 + d) \quad (14)$$

$$A_o = (c_1 + d) \cdot (c_2 + d) \quad (15)$$

$$b_o = 2(0.35 \text{ m} + 36.808 \text{ cm}) + 2(0.35 \text{ m} + 36.808 \text{ cm}) = 2.872 \text{ m}$$

$$A_o = (0.35 \text{ m} + 36.808 \text{ cm}) \cdot (0.35 \text{ m} + 36.808 \text{ cm}) = 0.516 \text{ m}^2$$

Cortante de diseño por punzonamiento:

$$V_u = \sigma_u \cdot (A - A_o) \quad (16)$$

$$V_u = 0.147 \text{ MPa} \cdot (0.733 \text{ m}^2 - 0.516 \text{ m}^2)$$

$$V_u = 32.023 \text{ kN} \quad (17)$$

Debe cumplirse que $V_u \leq \phi V_c$

Cortante resistente de concreto al punzonamiento:

Verificación del corte por punzonamiento

La resistencia del concreto al corte por punzonamiento es igual a la menor determinada a través de las siguientes expresiones indicadas en la tabla 22.6.5.2 del ACI 318-14:

$$\phi V_{c1} = 0.85 \cdot \left(0.17 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d\right) \quad (18)$$

$$\phi V_{c2} = 0.85 \cdot \left(0.083 \left(\frac{\alpha_s \cdot d}{b_o} + 2\right) \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d\right) \quad (19)$$

$$\phi V_{c3} = 0.85 \cdot (0.33 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d) \quad (20)$$

Donde:

V_c = Resistencia del concreto al corte.

β = Cociente de la dimensión mayor de la columna entre la dimensión menor.

b_o = Perímetro de la sección crítica.

α_s = Parámetro igual a 40 para columnas interiores, 30 para las laterales y 20 para las esquineras. Se considera interiores aquellas en que la sección crítica de punzonamiento tiene 4 lados, laterales las que tienen 3 y esquineras las que tienen 2.

Reemplazando valores:

$$\begin{aligned}\phi V_{c1} &= 0.85 \cdot (0.17 \left(1 + \frac{2}{0.1}\right) \sqrt{210.0 \text{ kgf/cm}^2} \cdot 2.872 \text{ m} \cdot 36.808 \text{ cm}) = 0.981 \text{ MPa} \\ \phi V_{c2} &= 0.85 \cdot (0.083 \left(\frac{36.808 \text{ cm}}{2.872 \text{ m}} + 2\right) \sqrt{210.0 \text{ kgf/cm}^2} \cdot 2.872 \text{ m} \cdot 36.808 \text{ cm}) = 0.883 \text{ MPa} \\ \phi V_{c3} &= 0.85 \cdot (0.33 \cdot \sqrt{210.0 \text{ kgf/cm}^2} \cdot 2.872 \text{ m} \cdot 36.808 \text{ cm}) = 0.686 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Como $V_u \leq \phi V_c$, cumple el valor de $d = 36.808 \text{ cm}$. Si en caso no cumpliera, aumentamos el peralte efectivo a $d + 10 \text{ cm}$ y volveremos a calcular.

1.1.7 Verificación de corte por flexión

Cortante de diseño

$$\begin{aligned}V_u &= \sigma_u \cdot B \cdot (c - d) \\ V_u &= 0.147 \text{ MPa} \cdot 0.856 \text{ m} \cdot (25.317 \text{ cm} - 0.368 \text{ m}) \\ V_u &= -14.475 \text{ kN}\end{aligned} \tag{21}$$

Cortante resistente

$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0.85 \cdot 0.17 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot B \cdot d \\ \phi V_c &= 0.85 \cdot 0.17 \cdot \sqrt{210.0 \text{ kgf/cm}^2} \cdot 0.856 \text{ m} \cdot 0.368 \text{ m} \phi V_c = 0.981 \text{ MPa}\end{aligned} \tag{22}$$

Debe cumplirse que $V_u \leq \phi V_c$

El peralte efectivo de 0.368 m cm. es adecuado

1.1.8 Cálculo de acero por flexión

$$\begin{aligned}M_u &= \frac{\sigma_u \cdot (L_v)^2 \cdot B}{2} \\ M_u &= \frac{0.147 \text{ MPa} \cdot (25.317 \text{ cm})^2 \cdot 0.856 \text{ m}}{2} \\ M_u &= 4.037 \text{ kN} - \text{m}\end{aligned} \tag{23}$$

Datos:

$$\begin{aligned}M_u &= 4.037 \text{ kN} - \text{m} \\ \phi &= 0.90 \\ b &= 0.856 \text{ m} \\ d &= 36.808 \text{ cm} \\ f'_c &= 210.0 \text{ kgf/cm}^2\end{aligned}$$

$$M_u = \phi(B)(d^2)(f'_c)(w)(1 - 0.59 \cdot w) \quad (24)$$

$$4.037 \text{ kN} - m = 0.90(0.856 \text{ m})(36.808 \text{ cm}^2)(210.0 \text{ kgf/cm}^2)(w)(1 - 0.59 \cdot w)$$

De la ecuación y los datos despejamos el valor de w.

$$w_1 =$$

$$w_2 =$$

Se toma el valor menor de w y se calcula el acero

$$A_s = \frac{w \cdot b \cdot d \cdot f'_c}{f_y} \quad (25)$$

$$A_s = \frac{0.001 \cdot 0.856 \text{ m} \cdot 36.808 \text{ cm} \cdot 210.0 \text{ kgf/cm}^2}{4200.0 \text{ kgf/cm}^2} \quad (26)$$

$$A_s = 0.158 \text{ cm}^2$$

Acero mínimo

$$A_{s,min} = 0.0018 \cdot b \cdot h \quad (27)$$

$$A_{s,min} = 0.0018 \cdot 0.856 \text{ m} \cdot 46.808 \text{ cm} \quad (28)$$

$$A_{s,min} = 7.215 \text{ cm}^2$$

De 9.7.3 y 10.5.4 del RNE - Norma E.060, (Acero mínimo)

Nos dice que, para zapatas de espesor uniforme el área mínima de acero para barras corrugadas o malla de alambre (liso o corrugado) debe ser 0.0018 del área de la sección total de concreto.