

## EJERCICIO:

Se trata de diseñar una base cuadrada con carga centrada (considerar valor de reacción, dimensiones de columna, obtenidas en el ejercicio de compresión de columnas de hormigón armado). Las características de los materiales son  $f'c=21$  MPa y  $f_y=420$  MPa.

El suelo a una profundidad de 2.0 metros tiene una capacidad de carga  $q_c = 30$  ton/m<sup>2</sup>. Adopte  $\phi=0.60$ . Suponga que el peso específico del suelo es  $\gamma_s = 2.0$  ton/m<sup>3</sup>.

Diseñe la base como losa de altura constante. Graficar detalles a escala.

**Se considerará el dimensionamiento en Estado Último:** Se aplican factores, mayores a uno, que incrementan las cargas de servicio con objeto de considerar la probable variación de las mismas. Los factores de cargas se pueden aplicar a las cargas de servicio directamente, o a los efectos internos de las cargas calculados a partir de las cargas de servicio.

### 1- MATERIALES:

- Acero ADN-420:  $f_y = 420$  MPa = 4200 kg/cm<sup>2</sup>
- Hormigón H-21:  $f'c = 21$  MPa = 210 kg/cm<sup>2</sup>

### 2- ANÁLISIS DE CARGAS:

Las cargas de servicio son las que surgen directamente de la determinación de las fuerzas y efectos mencionados (no mayoradas), según resulta de la aplicación de los Proyectos de Reglamento CIRSOC 201-2005 que se mencionan en siguiente Tabla:

**Tabla:** Distintas cargas de servicio a considerar para determinar la resistencia requerida.

Tipo de carga	Símbolo	Proyecto de Reglamento para su determinación
Carga muerta o permanente ( <i>dead</i> )	D	CIRSOC 101 – Capítulo 3
Cargas vivas o sobrecarga ( <i>live</i> )	L	CIRSOC 101 – Capítulo 4
Sobrecargas en las cubiertas	Lr	CIRSOC 101– Capítulo 4
Cargas de lluvia ( <i>rain</i> )	R	No se tiene Reglamento específico
Fuerzas del viento ( <i>wind</i> )	W	CIRSOC 102 – 2001
Cargas de nieve ( <i>snow</i> )	S	CIRSOC 104
Fuerzas sísmicas ( <i>earthquake</i> )	E	IMPRES - CIRSOC 103-2000
Cargas debidas al peso y presión de los fluidos	F	No se tiene Reglamento específico
Cargas debidas al peso y presión del suelo o del agua en el suelo	H	No se tiene Reglamento específico
Solicitaciones de coacción y efectos que provienen de contracción o expansión de temperatura, fluencia lenta de los materiales, cambios de humedad, asentamientos diferenciales y sus combinaciones.	T	Se deben fundamentar en una evaluación realista de la ocurrencia de tales efectos durante la vida útil de la estructura.

### 3- COMBINACIÓN DE CARGAS

Con el objeto de determinar la condición de diseño más crítica, se deben considerar las diversas combinaciones de carga. Esto resulta particularmente válido, cuando la resistencia depende de más de un efecto de carga, como en el caso de la resistencia a la flexión y carga axial combinadas, o la resistencia al esfuerzo de corte en elementos con carga axial. Se considerará a los efectos del práctico, la siguiente combinación:

$$q_u = 1.2 \cdot D + 1.6 \cdot L$$

Resistencia requerida por cargas mayoradas

- **Cubierta de Techo:**

$$Pu = 1.2 \cdot (D \cdot Ainf) + 1.6 \cdot (L \cdot Ainf)$$

$$Pu = 1.2 \cdot (500 \text{ Kg/m}^2 \cdot 30 \text{ m}^2) + 1.6 (200 \text{ Kg/m}^2 \cdot 30 \text{ m}^2)$$

$$Pu = 1.2 \cdot 15 \text{ tn} + 1.6 \cdot 6 \text{ tn}$$

$$Pu \text{ cub} = 27.6 \text{ tn}$$

- **Entrepisos:**

$$Pu = 1.2 \cdot (D \cdot Ainf) + 1.6 \cdot (L \cdot Ainf)$$

$$Pu = 1.2 \cdot (600 \text{ Kg/m}^2 \cdot 30 \text{ m}^2) + 1.6 (200 \text{ Kg/m}^2 \cdot 30 \text{ m}^2)$$

$$Pu = 1.2 \cdot 18 \text{ tn} + 1.6 \cdot 6 \text{ tn} = 31.2 \text{ tn}$$

$$Pu \text{ ent} = 4 \text{ pisos} \times Pu = 4 \cdot 31.2 \text{ tn}$$

$$Pu \text{ ent} = 124.8 \text{ tn}$$

$$Pu = Pu \text{ cubierta} + Pu \text{ entrepiso} = 27.6 \text{ tn} + 124.8 \text{ tn} = 152.4 \text{ tn}$$

#### 4- DIMENSIONAMIENTO:

El Método de Diseño por Resistencia Última, exige que la resistencia de diseño de un elemento en cualquier sección, debe ser igual o superior a la resistencia requerida, calculada según las combinaciones de carga mayoradas especificadas en el Reglamento, como se expresa a continuación:

$$\text{Suministro} \geq \text{Demanda}$$

$$\text{Resistencia de Diseño} \geq \text{Resistencia Requerida}$$

$$Rd = \phi \cdot Rn \geq Rr = Ru$$

Este criterio provee un margen de seguridad estructural de dos maneras diferentes:

1. Disminuye la resistencia del elemento estructural, multiplicando la resistencia nominal  $Rn$  por el factor de reducción de la resistencia  $\phi$  (flexión,  $\phi = 0.90$ ; corte  $\phi = 0.75$ ; compresión  $\phi = 0.65$ ; capacidad del suelo  $\phi = 0.60$ ).

2. Aumenta la resistencia requerida, usando cargas mayoradas o los momentos y fuerzas internas mayoradas.

En la siguiente Tabla, se especifica el criterio para los distintos tipos de solicitaciones.

**Tabla:** Criterio de diseño para los distintos tipos de solicitación.

Solicitación	Criterio de diseño
Flexión	$\phi Mn \geq Mu$
Corte	$\phi Vn \geq Vu$
<b>Carga axial</b>	<b><math>\phi Pn \geq Pu</math></b>
Torsión	$\phi Tn \geq Tu$

Aplicando lo indicado anteriormente:

Resistencia de Diseño  $\geq$  Resistencia Requerida

$$Rd = \phi \cdot Rn \geq Rr = Ru$$

$$Pd = \phi \cdot Pn \geq Pu$$

Pd: Carga axial de diseño.

Pn: Carga axial nominal.

Pu: Carga axial última.

$$qd = \phi \cdot qc \geq qr = qu$$

Entonces  $q_d = \phi \cdot q_c \geq q_u$   
 $q_d = 0.6 \cdot 30 \text{ tn/m}^2 = 18 \text{ tn/m}^2$

• **Área de Contacto:**

**$P_u = P_u \text{ cubierta} + P_u \text{ entrepiso} + 1.2 P_p(\text{base} + \text{suelo}) = 152.4 \text{ tn} + 1.2 P_p(\text{base} + \text{suelo})$**

Se puede realizar una primera aproximación, para determinar el peso propio de la base y suelo que hay por encima de ella. Se considera un 10% de la carga  $P_u$  de la columna.

**$P_{u_{\text{base}}} = P_u + (10\% P_u) = 152.4 \text{ tn} + 0.1 \cdot 152.4 \text{ tn} = 167.64 \text{ tn}$**

$q_u = P_{u_{\text{base}}} / A_{\text{req}}$

Despejando  $A_{\text{req}} = P_{u_{\text{base}}} / q_d$

$A_{\text{req}} = 167.64 \text{ tn} / 18 \text{ tn/m}^2$

$A_{\text{req}} = 9.31 \text{ m}^2$

Considerando una base cuadrada:

$A = B = \sqrt{(A_{\text{req}})}$

$A = B = 3.05 \text{ m}$ , adoptamos una base cuadrada de  $(A \times B) = (3.10 \times 3.10) \text{ m}$

$A_{\text{real}} = 3.1 \text{ m} \cdot 3.1 \text{ m} = 9.61 \text{ m}^2$

**5- VERIFICACIÓN:**

$P_d = \phi \cdot P_n \geq P_u$

$P_d = \phi \cdot q_c \cdot A_{\text{req}} \geq P_u$

$P_d = 0.60 \cdot 30 \text{ tn/m}^2 \cdot 9.61 \text{ m}^2$

**$P_d = 172.98 \text{ tn} \geq P_u = 167.64 \text{ tn}$  [VERIFICA]**

**6- DISEÑO A FLEXIÓN:**

Los ensayos de zapatas donde la falla es por flexión han demostrado, que ésta se produce a lo largo de secciones de fractura que pasan bordeando las caras de las columnas. El momento flector producido en esta sección, se encuentra por simple estática como el producido por la presión última  $q_u$ . Los ensayos han demostrado que, al igual que en entrepisos sin vigas, la armadura en cada dirección debe resistir todo el momento estático producido por dicha presión. Por ello, se debe dimensionar a flexión simple en cada dirección y en forma independiente.

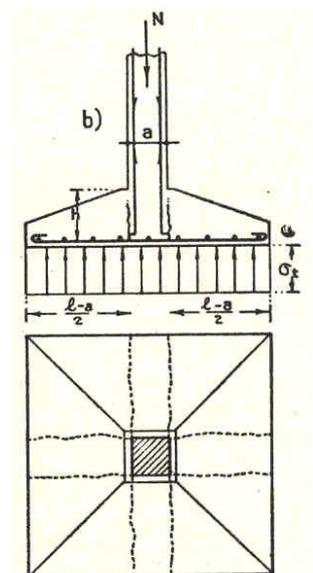
Entonces:

$M_{ux} = M_{uy} = q_u \cdot (A - a)^2 / 8$

$q_u = P_u / A_{\text{real}} = 167.64 \text{ tn} / 9.61 \text{ m}^2 = 17.44 \text{ tn/m}^2$

$M_{ux} = M_{uy} = 17.44 \text{ tn/m}^2 \cdot (3.1 \text{ m} - 0.4 \text{ m})^2 / 8$

**$M_{ux} = M_{uy} = 15.89 \text{ tn.m}$  (por metro de ancho de base)**



- **Predimensionado (condición de RIGIDEZ)**

Se puede considerar, en forma aproximada, una altura  $h = (B - c) / 3$ , o como dato práctico podemos decir que, para cumplir la condición de rigidez, la altura  $h$  (o espesor) de la base, en el contacto con la columna, no debe ser inferior a  $\frac{1}{2}$  del voladizo  $h \geq [(B - c) / 2] / 2$ .

Para que la base, efectivamente cumpla con las hipótesis de que la tensión del terreno, es uniforme en toda su extensión, es preciso que la base sea rígida. Con estas proporciones de dimensiones, se logra la rigidez que debe tener la base para lograr una distribución más o menos uniforme de tensiones.

El suelo, como todo material resistente, cuando se carga se deforma, y además cuanto más se carga más se deforma; por tal motivo las bases muy flexibles tienden a descargarse en las áreas vecinas a sus bordes, que son las zonas en que el suelo menos se deforma. La falta de rigidez podría provocar concentraciones de tensiones no deseadas, en la zona inmediata ubicada bajo la columna.

Para el ejemplo:  $h = (B - c) / 3 = (310 - 40) / 3 = 90 \text{ cm}$   
 $h = [(B - c) / 2] / 2 = [(310 - 40) / 2] / 2 = 67.5 \text{ cm}$

Se adopta una altura de  $h = 70 \text{ cm}$

La cuantía mínima que establece el C-201-05, para el caso de losas, es el que corresponde a temperatura y contracción, y es de 0.0018 para el acero ADN-420. Por lo tanto, en este caso:

$As_{min} \geq 0.0018 \cdot b \cdot h = 0.0018 \cdot 100 \text{ cm} \cdot 70 \text{ cm} = 12.6 \text{ cm}^2/\text{m}$

- **Cálculo de la Armadura (As), condición de RESISTENCIA:**

$M_n = T (d - d') = A_s \cdot f_y \cdot (d - d')$

$A_s = M_u / [0.9 \cdot f_y \cdot (d - d')] = 15.89 \text{ tm} / (0.9 \cdot 4.2 \text{ t/cm}^2 \cdot (0.65 \text{ m} - 0.05 \text{ m})) = 7.01 \text{ cm}^2/\text{m}$

$d' = 5 \text{ cm}$  (recubrimiento mínimo, para estructuras en contacto con el suelo).

Se aprecia que esta armadura, es menor a la armadura mínima, entonces se adopta la armadura mínima.

Se determina el número de barras/m, dividiendo la armadura necesaria, por la sección de la barra elegida:

Para  $\phi = 16\text{mm}$  ( $A_{s\phi 16} = 2.01 \text{ cm}^2$ )

$Nro. = 12.60 \text{ cm}^2/\text{m} / 2.01 \text{ cm}^2 = 6.0 \text{ barras/m}$

La separación de las barras:  $1 / nro \text{ barras} = 1 / 6.0 \text{ barras/m} \sim 16\text{cm}$

Se puede adoptar  $\phi 16 @ 15\text{cm}$  ( $A_{sreal} = 13.4 \text{ cm}^2/\text{m}$ )

- **Verificación de RESISTENCIA:**

$M_n = A_s \cdot f_y \cdot (d - d') = 13.4 \text{ cm}^2/\text{m} \cdot 4.2 \text{ t/cm}^2 \cdot (0.65 \text{ m} - 0.05 \text{ m}) = 33.77 \text{ tn.m}$

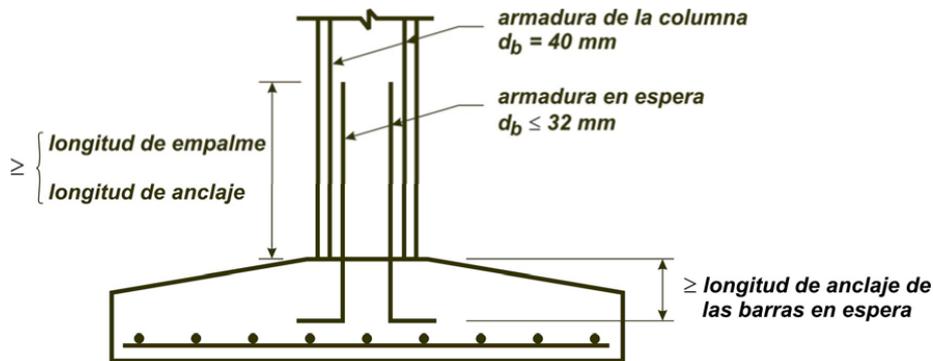
$M_d = \phi \cdot M_n = 0.9 \cdot 33.77 \text{ tn.m} = 30.39 \text{ tn.m} \geq M_u = 15.89 \text{ tn.m}$

**DISPOSICIONES DE ARMADO:**

**Disposiciones Reglamentarias:** Distribución de las armaduras según C201-05.

Footing Type	Square Footing	Rectangular Footing
One-way	<p>(15.4.3)</p>	<p>(15.4.3)</p>
Two-way	<p>(15.4.3)</p>	<p>(15.4.4)</p> $A_{s1} = \left( \frac{2}{\beta + 1} \right) A_{sL}$ $A_{s2} = \frac{A_{sL} - A_{s1}}{2}$ $\beta = \frac{L}{B}$

Detalles de armado, anclajes y empalmes, según el C201-05, en la unión de la columna con la base



Separaciones mínimas de barras

$$s \leq 2.5 \cdot h$$

$$s \leq 25 \cdot db$$

$$s \leq 30 \text{ cm}$$

db: diámetro de la barra de menor diámetro

Para este ejemplo, se adopta barras de  $\phi 16\text{mm}$

$$s \leq 2.5 \cdot h = 2.5 \cdot 70\text{cm} = 175 \text{ cm}$$

$$s \leq 25 \cdot db = 25 \cdot 1.6\text{cm} = 40 \text{ cm}$$

$$s \leq 30 \text{ cm}$$

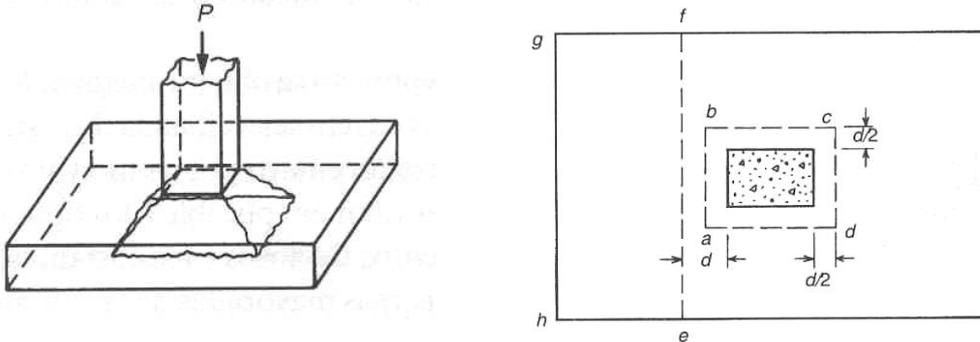
Con esto verifica las separaciones mínimas a cumplir, ya que las barras están separadas  $15\text{cm} < 30\text{cm}$

Queda como ejercitación para el alumno, realizar el detalle de la sección transversal de la base.

### 7- VERIFICACIÓN AL PUNZONADO:

El corte puede ser crítico en las losas, en las zonas adyacentes a cargas concentradas, porque allí el cortante por unidad de longitud puede resultar muy elevado. En las losas, las cargas concentradas pueden ser aplicadas por transferencia de fuerzas: (i) de la losa a la columna en el caso de losas placas o planas; (ii) de las columnas a las losas de las bases y (iii) de cargas aplicadas sobre las losas como el caso de ruedas de equipos, de camiones, etc.

La resistencia al corte de losas, sea de entresijos o fundaciones, en la vecindad de cargas concentradas, es controlada por la más severa de estas dos condiciones: acción de viga (una dirección) o acción de losa (dos direcciones). La figura muestra en forma esquemática, los planos de falla en cada caso.



Para la resistencia al corte de bases, es de aplicación la siguiente ecuación:  $V_d = \phi \cdot V_n \geq V_u$

Para nuestro caso, el suministro de corte sería:

$$V_d = 0.75 \cdot V_n = 0.75 \cdot V_c = 0.75 \cdot (1/6) \cdot \sqrt{f_c} \cdot B \cdot d$$

$$V_d = 0.75 \cdot 0.17 \cdot \sqrt{21} \cdot 310\text{cm} \cdot 65\text{cm}$$

$$V_d = 0.75 \cdot 0.17 \cdot 4.58 \text{ MPa} \cdot 310\text{cm} \cdot 65\text{cm}$$

$$V_d = 0.75 \cdot 0.17 \cdot 45.8 \text{ kg/cm}^2 \cdot 310\text{cm} \cdot 65\text{cm} = 117.666 \text{ kg} = 117.67 \text{ tn}$$

Para calcular el esfuerzo de corte  $V_u$ , se considera la presión generada por la carga axial  $P_u$  que transmite la columna, sin considerar el peso de la base ni el peso del suelo sobre ella, pues estas presiones se auto eliminan al efecto de dichos esfuerzos internos. La demanda para este caso sería:

$$q_u = P_u / A_{\text{greal}} = 152.4 \text{ tn} / (3.1\text{m} \cdot 3.1\text{m}) = 15.86 \text{ tn/m}^2$$

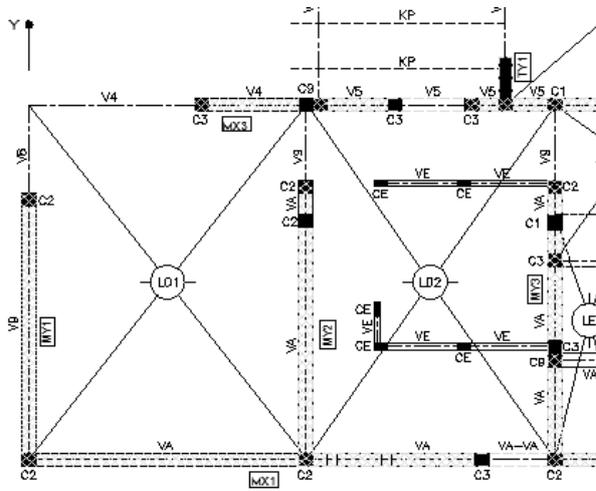
$$V_u = q_u \cdot A_{\text{efgh}} = q_u \cdot B \cdot (B/2 - c/2 - d)$$

$$V_u = 15.86 \text{ tn/m}^2 \cdot 3.1\text{m} \cdot (1.5\text{m} - 0.2\text{m} - 0.65\text{m}) = 31.96 \text{ tn}$$

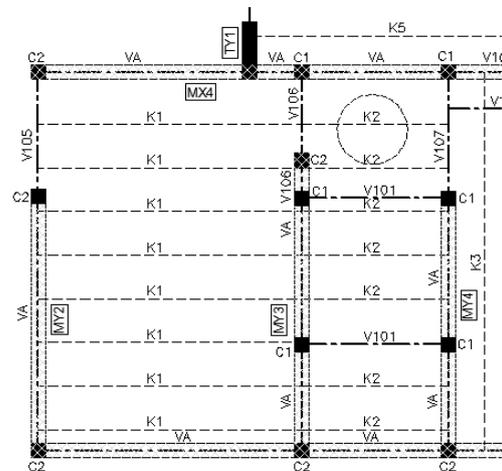
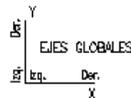
$$V_d = 117.67 \text{ tn} > V_u = 31.96 \text{ tn} \quad (\text{VERIFICA})$$

## EJERCICIO VERIFICACIÓN FUNDACIÓN (Cimientos) en MUROS:

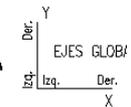
### Esquema Estructural:



ESTRUCTURA PLANTA BAJA



ESTRUCTURA PLANTA ALTA



### Muro de Mampostería MY2: 2 Niveles.

Materiales: LMC (Ladrillos cerámicos comunes, Ladrillos cerámicos macizos).

### Análisis de Cargas:

Planta Alta:	Aislación Hidrófuga	5.00 kg/m <sup>2</sup>
	Mezcla alivianada p/pendiente	90.0 kg/m <sup>2</sup>
	Machimbre ¾"	12.0 kg/m <sup>2</sup>
	Correas Metálicas	9.50 kg/m <sup>2</sup>
	Cielorraso suspendido	20.0 kg/m <sup>2</sup>
	Azotea Inaccesible	D = 136.5 kg/m <sup>2</sup>
		L = 100.0 kg/m <sup>2</sup>

Carga en Servicio:  $q = D + L = 236.5 \text{ kg/m}^2$

Planta Baja:	Piso + Carpeta	160.0 kg/m <sup>2</sup>
	Losa Cerámica	250.0 kg/m <sup>2</sup>
	Cielorraso suspendido	20.00 kg/m <sup>2</sup>
	Dormitorio	D = 430.0 kg/m <sup>2</sup>
		L = 200.0 kg/m <sup>2</sup>

Carga en Servicio:  $q = D + L = 630 \text{ kg/m}^2$

### Geometrías:

Losas: L01: Long = 4.0m  
L02: Long = 3.6m

Correas: K1: Long = 3.6 m

Muro: Long = 3.70 m  
Altura PA y PB = 2.9 m  
bmuro = 0.20 m

Cimiento: Long = Lmuro + 0.4m = 4.1 m  
Ancho bcim = 0.45 m  
Altura hcim = 0.70 m

**Cargas:**

**SERVICIO**

Correas: RK1= 426 kg/m  
 Losas: RL01= 1260 kg/m  
 RL02= 1134 kg/m  
 Muro: Dmuro= 2 . (0.2 m . 2.9 m . 1600 kg/m3) = 1856 kg/m  
 Cimiento: Dcim= 0.45 m . 0.70 m . 2200 kg/m3 = 693 kg/m

**Tensiones Suelo (obtenidos según Estudio de Suelos):**

SERVICIO: fadm = 1.5 kg/cm2  
 ULTIMO: fsis = 2.5 kg/cm2

**Verificación (Se aplica lo establecido en el CSSRMZA'87):**

SERVICIO: Se considera por metro de longitud  
 $f_{ser} \leq f_{adm}$   
 $f_{ser} = D_{total} / b_{cim} = (RK1 + RL01 + RL02 + D_{muro} + D_{cim}) / 0.45 \text{ m}$   
 $f_{ser} = 5369 \text{ kg/m} / 0.45 \text{ m} = 11931 \text{ kg/m}^2 = 11.93 \text{ tn/m}^2 = 1.19 \text{ kg/cm}^2$   
 $1.19 \text{ kg/cm}^2 \leq 1.5 \text{ kg/cm}^2$  [VERIFICA]

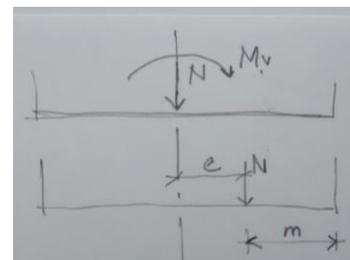
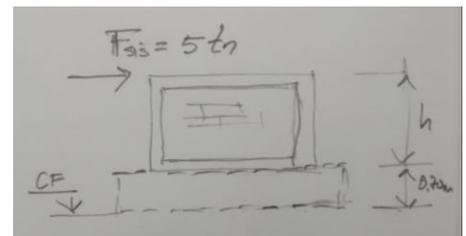
ÚLTIMO: Se consideran cargas totales y una carga sísmica horizontal  $F_s = 5 \text{ tn}$

RK1= 426 kg/m . 3.7 m = 1576 kg  
 RL01= 1260 kg/m . 3.7 m = 4662 kg  
 RL02= 1134 kg/m . 3.7 m = 4196 kg  
 Dmuro= 2 . (0.2 m . 2.9 m . 1600 kg/m3) . 3.7 m = 6867 kg  
 Dcim= 0.45 m . 0.70 m . 2200 kg/m3 . 4.1 m = 2841 kg

Carga total  $P = 20142 \text{ kg} = 20.14 \text{ tn}$   
 Momento de vuelco  $M_v = 5 \text{ tn} . (2.9 \text{ m} + 0.7 \text{ m}) = 18 \text{ tnm}$   
 Excentricidad  $e = M_v / P = 18 \text{ tnm} / 20.14 \text{ tn} = 0.89 \text{ m}$

Distancia  $m = L_{cim} / 2 - e = 4.1 \text{ m} / 2 - 0.89 \text{ m} = 1.16 \text{ m}$   
 Area equivalente =  $(2 . m) . 0.45 \text{ m} = 2 . 1.16 \text{ m} . 0.45 \text{ m} = 1.04 \text{ m}^2$

$f_{sis} = P / A_{eq} = 20.14 \text{ tn} / 1.04 \text{ m}^2 = 19.37 \text{ tn/m}^2 = 1.94 \text{ kg/cm}^2$   
 $1.94 \text{ kg/cm}^2 \leq 2.5 \text{ kg/cm}^2$  [VERIFICA]



**Esquema Estructural:**

