

# Anejo N° 2

## Cálculos geotécnicos

**Estudio estructural y constructivo de un edificio en altura en Nueva York**  
Concepción y diseño de la cimentación y construcción bajo rasante



UNIVERSITAT  
POLITÈCNICA  
DE VALÈNCIA



## ÍNDICE

1. Alcance y objeto .....	Pag.2
2. Datos de partida.....	Pag.2
3. Normativa y recomendaciones .....	Pag.2
4. Tipología de la cimentación .....	Pag.2
5. Comprobaciones geotécnicas .....	Pag.4
5.1. Cálculos previos .....	Pag.4
5.1.1. Empujes del terreno sobre el muro del sótano.....	Pag.4
5.1.1.1. Empuje activo.....	Pag.4
5.1.1.2. Empuje pasivo .....	Pag.5
5.2. Comprobaciones .....	Pag.6
5.2.1. Estado Límite de hundimiento.....	Pag.6
5.2.2. Estado Límite de deslizamiento .....	Pag.7
5.2.3. Estado Límite de Vuelco.....	Pag.8
5.2.4. Estado Límite de estabilidad global.....	Pag.9
5.2.5. Comprobación de asientos.....	Pag.9

## 1. Alcance y objeto

El objeto del presente anejo es elegir la tipología de cimentación que mejor se adecue a los esfuerzos que transmite la superestructura y las características geotécnicas del terreno donde se va a cimentar, además se realizarán las respectivas comprobaciones geotécnicas de la cimentación por la que se ha optado.  
No se ha considerado en los cálculos las acciones generadas por el sismo.

## 2. Datos de partida

Los datos de partida necesarios que se utilizarán en este Anejo, son los obtenidos en el estudio geotécnico, los parámetros necesarios de la roca se resumen en la tabla siguiente:

Material	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	$\phi'$ (°)	$c'$ (MPa)	W (%)	Em (MPa)	$q_u$ (MPa)	$q_t$ (Mpa)	RQD (%)	GSI	RMR	SO <sub>4</sub> <sup>-2</sup> (mg/kg)
Relleno	18	26	0.002								
Arena limosa	19	28	0.004	22.29		0.038					
Grava	21	34	0.003	13.74							
Esquisto alterado	27	30	5.11	13.41	34580	10.17	0.665	82	64	67	175.9

Figura 2.1. Parámetros geotécnicos más representativos

Se considerará una sobrecarga en la coronación del muro del sótano de  $q = 10 \text{ KN/m}^2$ .  
Se ha utilizado en la elección de la tipología de cimentación y en las comprobaciones geotécnicas los esfuerzos obtenidos con la envolvente de esfuerzos ENV\_GEO\_CPG, que como ya se ha explicado anteriormente en el modelo general de la estructura, equivale a la envolvente de la combinación de acciones para la comprobación geotécnica con la situación casi-permanente de ELU, según la Guía de cimentaciones para obras de carreteras.

## 3. Normativa y recomendaciones

Se ha utilizado para la realización de las comprobaciones geotécnicas, así como para la elección de la tipología de cimentación:

- Guía de cimentaciones para obras de carreteras

Se ha seguido alguna recomendación del libro:

- Cimentaciones: alternativas a la formulación del CTE (Autor: F.J. Torrijo Echarri)

## 4. Tipología de la cimentación

Teniendo en cuenta las características del terreno donde se va a cimentar y sabiendo que la cimentación se realizará sobre roca, se ha optado por elegir entre una

cimentación superficial con zapatas aisladas y/o corridas o una losa de cimentación, para elegir cual es la más adecuada se necesitará la carga de hundimiento de la roca.

Para hallar la carga de hundimiento se ha recurrido a la formulación que se expone en la Guía de cimentaciones para obras de carretera.  
Según la Guía de cimentaciones, en el caso de rocas con  $q_u > 1 \text{ MPa}$  y con  $\text{RQD} > 10\%$ , como en este caso, se puede determinarse a partir de los datos siguientes:

- Resistencia a compresión simple de la roca sana,  $q_u$ .
- Tipo de roca.
- Grado de alteración medio.
- Valor del RQD y separación de las litoclasas.

La expresión se expone a continuación:

$$P_{v \text{ adm}} = p_o \cdot a_1 \cdot a_2 \cdot a_3 \cdot \sqrt{\frac{q_u}{p_o}}$$

Donde:

- $P_{v \text{ adm}}$  = Presión admisible.
- $p_o$  = Presión de referencia. Deberá tomarse un valor de 1 MPa.
- $q_u$  = Resistencia a compresión simple de la roca sana.
- $a_1, a_2, a_3$  = Parámetros adimensionales que dependen del tipo de roca, de su grado de alteración y del espaciamiento de las litoclasas.

En la Guía de cimentaciones para obras de carreteras, la carga de hundimiento en el caso de rocas con estas características, se expresa en la formulación como presión admisible, siendo la diferencia que la presión admisible que nos da como resultado es la carga de hundimiento mayorada con un coeficiente de seguridad de 3. A partir de ahora, seguiremos con el criterio de nomenclatura de la Guía de cimentaciones.

Los parámetros adimensionales que intervienen en la fórmula, se han obtenido como se describe a continuación:

- Influencia del tipo de roca,  $a_1$ :

$$\alpha_1 = \sqrt{\frac{10 \cdot q_t}{q_u}} = 0.809$$

- Influencia del grado de meteorización,  $a_2$ :

Grado de meteorización II (Roca ligeramente meteorizada)  $\alpha_2 = 0.7$

- Influencia del espaciamiento entre litoclasas,  $a_3$ :

$$\alpha_3 = \min(\alpha_{3a}, \alpha_{3b}) \quad \alpha_{3a} = \sqrt{\frac{S}{1m}} \quad \alpha_{3b} = \sqrt{\frac{RQD(100\%)}{100}}$$

Donde:

S = Espaciamiento entre las litoclasas expresado en m.

1m = Valor que se utiliza para hacer adimensional la expresión.

RQD = Valor del parámetro "Rock Quality Designation", expresado en tanto por cien.

$$\alpha_{3a} = \sqrt{\frac{S}{1m}} = \sqrt{\frac{0.9}{1}} = 0.949$$

$$\alpha_{3b} = \sqrt{\frac{RQD(100\%)}{100}} = \sqrt{\frac{82}{100}} = 0.906$$

$$\alpha_3 = 0.906$$

Con estos valores obtenemos la presión admisible de hundimiento

$$P_{v adm} = 0.809 \cdot 0.7 \cdot 0.906 \cdot \sqrt{\frac{10.17}{1}} = 1.635 \text{ MPa}$$

Como queremos ver manera aproximada cuál sería el porcentaje de superficie de cimentación que tendría zapatas, procederemos hacer una estimación de la superficie de las zapatas con los valores de los esfuerzos que llegan a la cimentación, expresados con la siguiente fórmula:

$$P_{v adm} = \frac{V}{A}$$

Donde:

V = Carga vertical

A = Área de la zapata

Teniendo en cuenta que en el modelo estructural del edificio se ha considerado la acción del viento en dos direcciones solamente, y puesto que esta acción puede incidir en cualquier dirección, se ha decidido considerar que todos los soportes estén sometidos al estado pésimo de esfuerzo. En la zona del muro se ha hecho la misma consideración.

Procedemos al cálculo de área de zapatas de la cimentación, teniendo en cuenta que los esfuerzos los hemos obtenido con la envolvente de esfuerzos ENV\_GEO\_CPG, que

como ya se ha explicado anteriormente equivale a la envolvente de la combinación de acciones para la comprobación geotécnica con la situación casi-permanente de ELU, según la Guía de cimentaciones

Muro central:

$$V = 9258.7 \text{ KN/m}$$

$$A = \frac{V}{P_{v adm}} = 5.67 \text{ m}^2 / \text{m}$$

Soportes mixtos del edificio:

$$V = 7387.27 \text{ KN}$$

$$A = \frac{V}{P_{v adm}} = 4.53 \text{ m}^2$$

Soportes del sótano

$$V = 1156.69 \text{ KN}$$

$$A = \frac{V}{P_{v adm}} = 0.708 \text{ m}^2$$

Si de modo aproximado, consideramos unas vigas de atado con una dimensión de 0.4x0.4 m, y la zapata del muro de sótano de 1 metros de ancho, tendríamos un área total de zapatas distribuida de la siguiente manera:

ZAPATAS	
A <sub>zapata muro central (m<sup>2</sup>)</sub>	955.3
A <sub>zapatas pilares del edificio (m<sup>2</sup>)</sub>	219.2
A <sub>zapata pilares del sótano (m<sup>2</sup>)</sub>	70
A <sub>zapata muro de sótano (m<sup>2</sup>)</sub>	288
A <sub>vigas de atado (m<sup>2</sup>)</sub>	172.8
<b>A<sub>total (m<sup>2</sup>)</sub></b>	<b>1705.3</b>

Tabla 4.1. Área de cimentación mediante zapatas

Si sabemos que el área del sótano es:

<b>A<sub>sótano (m<sup>2</sup>)</sub></b>	<b>3136</b>
---	-------------

Tabla 4.2. Área de sótano

Siguiendo la recomendación del libro Cimentaciones: alternativas a la formulación del CTE (F.J. Torrijo Echarri), se suele emplear losas en los casos en el que el área de cimentación mediante zapatas, cubre más del 50 % de la superficie del sótano, además en la imagen 1 se observar la compleja distribución que tendrían las zapatas, algo que dificultaría mucho la construcción. Por lo tanto, concluimos que sería más viable realizar una losa de cimentación.

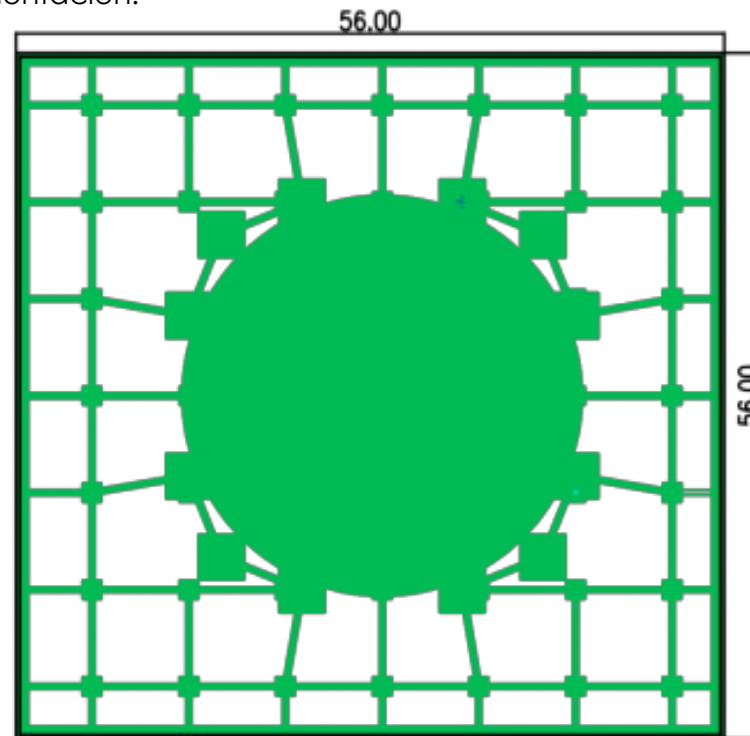


Figura 4.1. Distribución aproximada de la cimentación con zapatas

## 5. Comprobaciones geotécnicas

Para la realización de las comprobaciones geotécnicas se ha considerado una losa de cimentación con un canto  $h = 1.2$  m.

En primer lugar calcularemos los empujes del terreno, dato necesario para realizar las comprobaciones

Después, realizaremos las correspondientes comprobaciones geotécnicas para una losa de cimentación.

### 5.1. Cálculos previos

#### 5.1.1. Empujes del terreno sobre el muro del sótano

##### 5.1.1.1. Empuje Activo

El terreno simplificado de la excavación puede verse en la figura 2, donde del lado de la seguridad se ha considerado que los estratos de mayor calidad son horizontales en su punto de menor cota.

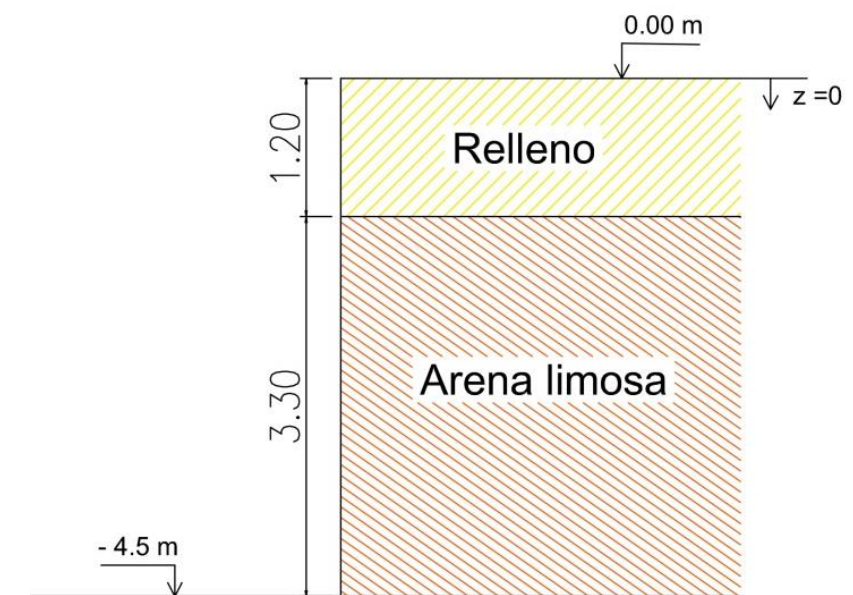


Figura 5.1. Estratos del sótano

Según la teoría de Rankine, el empuje activo viene dado por la siguiente expresión:

$$e'_a = k_a \cdot \sigma'_v - 2 \cdot c' \cdot \sqrt{k_a}$$

Siendo  $\sigma'_v$  la tensión efectiva vertical,  $k_a$  el coeficiente de empuje activo y  $c'$  la cohesión efectiva, se procede a calcular la distribución de empujes activos en los estratos.

Como se ha dicho anteriormente, se adoptará una sobrecarga sobre la superficie del terreno de  $q = 10$  KN/m<sup>2</sup>.

$$+ \text{Relleno } (0 \text{ m} \leq z \leq 1.2 \text{ m}); \gamma = 18 \text{ KN/m}^3, \phi = 26^\circ, c' = 2 \text{ KN/m}^2$$

En primer lugar calculamos las tensiones efectivas en el terreno, para posteriormente calcular los empujes según la teoría de Rankine.

$$\sigma_v = 10 \text{ KN/m}^2 + 18 \text{ KN/m}^3 \cdot z$$

La presión intersticial es nula

$$u = 0$$

Por lo tanto:

$$\sigma'_v = \sigma_v - u = 10 \text{ KN/m}^2 + 18 \text{ KN/m}^3 \cdot z$$

El coeficiente de empuje activo viene dado por:

$$k_a = \frac{1 - \text{Sen}(\phi)}{1 + \text{Sen}(\phi)} = \frac{1 - \text{Sen}(26^\circ)}{1 + \text{Sen}(26^\circ)} = 0.39$$

Procedemos a calcular:

$$e'_a = k_a \cdot \sigma'_v - 2 \cdot c' \cdot \sqrt{k_a}$$

$$e'_a(z) = 0.39 \cdot (10 \text{ KN/m}^2 + 18 \text{ KN/m}^3 \cdot z) - 2 \cdot 2 \text{ KN/m}^2 \cdot \sqrt{0.39} = 7.02 \cdot z + 1.4$$

Siendo, el empuje en el techo del estrato:

$$e'_a(z=0) = 7.02 \cdot 0 + 1.4 = 1.4 \text{ KN/m}^2$$

El empuje en el muro del estrato:

$$e'_a(z=1.2 \text{ m}) = 7.02 \cdot 1.2 + 1.4 = 9.82 \text{ KN/m}^2$$

Y la resultante de empujes tiene el siguiente valor para el estrato de Relleno:

$$E'_{a1} = 1.4 \text{ KN/m}^2 \cdot 1.2 = \mathbf{1.68 \text{ KN/m}}$$

$$E'_{a2} = 0.5 \cdot (9.82 \text{ KN/m}^2 - 1.4 \text{ KN/m}^2) \cdot 1.2 \text{ m} = \mathbf{5.052 \text{ KN/m}}$$

Siendo sus respectivos puntos de aplicación:

$$d_{Ea1} = 3.90 \text{ m} \quad d_{Ea2} = 3.70 \text{ m}$$

$$+ \text{ Arena Limosa } (1.2 \text{ m} \leq z \leq 4.5 \text{ m}); Y = 19 \text{ KN/m}^3, \phi = 28^\circ, c' = 4 \text{ KN/m}^2$$

Realizando el mismo proceso de cálculo que en el caso anterior obtenemos la tensión en el terreno:

$$\sigma_v = 10 \text{ KN/m}^2 + 18 \text{ KN/m}^3 \cdot 1.2 \text{ m} + 19 \text{ KN/m}^3 \cdot (z - 1.2) = 8.8 + 19 \cdot z$$

$$u = 0$$

Y la tensión efectiva de la arena limosa:

$$\sigma'_v = \sigma_v - u = 8.8 + 19 \cdot z$$

El coeficiente de empuje activo viene dado por:

$$k_a = \frac{1 - \text{Sen}(\phi)}{1 + \text{Sen}(\phi)} = \frac{1 - \text{Sen}(28^\circ)}{1 + \text{Sen}(28^\circ)} = 0.36$$

Procedemos a calcular los empujes del terreno:

$$e'_a = k_a \cdot \sigma'_v - 2 \cdot c' \cdot \sqrt{k_a}$$

$$e'_a(z) = 0.36 \cdot (8.8 + 19 \cdot z) - 2 \cdot 4 \cdot \sqrt{0.36} = 6.84 \cdot z - 1.64$$

$$e'_a(z=1.2 \text{ m}) = 6.84 \cdot 1.2 + 1.64 = 6.58 \text{ KN/m}^2$$

$$e'_a(z=4.5 \text{ m}) = 6.84 \cdot 4.5 + 1.64 = 29.15 \text{ KN/m}^2$$

La resultante de empujes tiene el siguiente valor para el estrato de Arena limosa:

$$E'_{a3} = 6.58 \text{ KN/m}^2 \cdot 3.3 = \mathbf{21.71 \text{ KN/m}}$$

$$E'_{a4} = 0.5 \cdot (29.15 \text{ KN/m}^2 - 6.58 \text{ KN/m}^2) \cdot 3.3 \text{ m} = \mathbf{37.4 \text{ KN/m}}$$

Siendo sus respectivos puntos de aplicación:

$$d_{Ea3} = 1.65 \text{ m} \quad d_{Ea4} = 1.10 \text{ m}$$

#### 5.1.1.2. Empuje pasivo

El empuje pasivo no se ha considerado en el cálculo, por ir del lado de la seguridad.

En la tabla 5.1 quedan resumidas las resultantes de empujes y sus puntos de aplicación obtenidas en los apartados anteriores:

Terreno		Empuje (KN/m)	Punto de aplicación (m)
Relleno	E <sub>a1</sub>	1.68	3.9
	E <sub>a2</sub>	5.052	3.7
Arena limosa	E <sub>a3</sub>	21.71	1.65
	E <sub>a4</sub>	37.4	1.1

Tabla 5.1. Empujes y distancias de aplicación para cada estrato

En la figura 5.2. quedan resumidos cada uno de los empujes unitarios, mientras que en la figura 5.3. puede verse sus resultantes y puntos de aplicación:

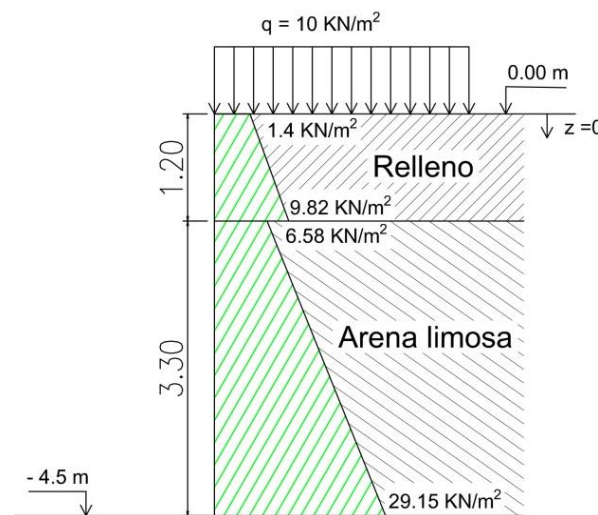


Figura 5.2. Empujes unitarios sobre el sótano

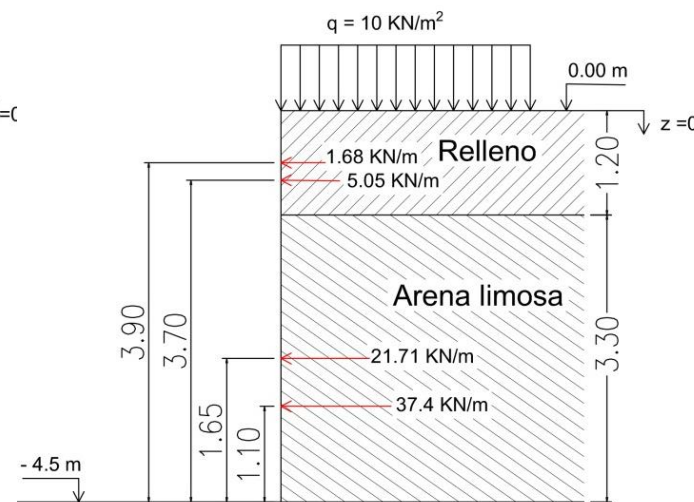


Figura 5.3. Resultante de empujes y punto de aplicación

La resultante de empuje será:

$$E_a = E'_{a1} + E'_{a2} + E'_{a3} + E'_{a4} = 1.68 + 5.052 + 21.71 + 37.4 = 65.84 \text{ KN/m}$$

Siendo su punto de aplicación:

$$d_{Ea} = 1.55 \text{ m}$$

## 5.2. Comprobaciones

Según la Guía de cimentaciones, una cimentación sobre roca queda comprobada frente a los modos de fallo de hundimiento, deslizamiento, vuelco y movimientos excesivos cuando la presión de servicio de la misma no sobrepase el valor de la presión admisible calculada, es decir, cuando:

$$P_{sv} \leq P_{v \text{ adm}}$$

En este caso, como la superficie de apoyo de la cimentación es mayor a 100 m², deben realizarse los cálculos específicos para comprobar la seguridad de la cimentación.

### 5.2.1. Estado Límite de hundimiento

El cálculo analítico de la carga de hundimiento que se realizó en el apartado 3, nos dio como resultado la presión admisible de la roca:

$$P_{v \text{ adm}} = 1.635 \text{ MPa}$$

Y sabiendo que la presión admisible considera ya en su fórmula el coeficiente de seguridad de 3, procedemos a calcular la presión transmitida al terreno que nos da la combinación casi permanente:

COMBINACIÓN DE ACCIONES	COEFICIENTE DE SEGURIDAD FRENTE AL HUNDIMIENTO
Casi permanente (*)	$F_1 \geq 3,00$
Característica	$F_2 \geq 2,60$
Accidental	$F_3 \geq 2,20$

(\*) Como valor del coeficiente de seguridad para la combinación de acciones casi permanente, en situaciones transitorias y de corto plazo, podrá adoptarse el coeficiente de seguridad  $F_2$  (véase apartado 2.10).

Tabla 5.2. Coeficientes de seguridad frente al hundimiento

Para hallar la presión transmitida, se ha tomado la máxima deformación que se ha producido en la losa de cimentación y la hemos multiplicado por el coeficiente de balasto, como se muestra en la siguiente expresión:

$$P_v = K \cdot \delta$$

Donde:

$K$  = coeficiente de balasto (KN/m² m)

$\delta$  = deformación vertical (m)

Por lo tanto:

$$P_v = K \cdot \delta = 110000 \cdot 0.00971 = 1068.1 \text{ KN/m}^2$$

Además, teniendo en cuenta que interviene la presión de descarga del terreno, por lo tanto tenemos:

$$P_{\text{descarga}} = 84.3 \text{ KN/m}^2$$

$$P_v = 1068.1 - 84.3 = 0.984 \text{ MPa}$$

Finalmente si se cumple la siguiente expresión, se cumplirá la comprobación de hundimiento:

$$P_v \leq \frac{P_{vh}}{F} = P_{v \text{ adm}}$$

$$0.984 \text{ MPa} \leq 1.635 \text{ MPa} \longrightarrow \text{CUMPLE}$$

### 5.2.2. Estado Límite de deslizamiento

Para evaluar la seguridad frente a deslizamiento, se supondrá que el movimiento se produce según la dirección de actuación de la componente horizontal de la resultante de las acciones sobre el plano de cimentación. Se obtendrá el coeficiente de seguridad frente al deslizamiento según la siguiente expresión:

$$F_{\text{deslizamiento}} = \frac{V \cdot \text{tg}(\phi_c) + B' \cdot L' \cdot c_c + R}{H}$$

Donde:

V = Resultante vertical efectiva

H = Resultante de las fuerzas horizontales que actúan sobre el plano de cimentación

B' · L' = Dimensiones eficaces de la cimentación

$\phi_c$ ,  $c_c$  = Ángulo de rozamiento y cohesión, del contacto del elemento de cimentación con el terreno. ( $\text{tg } \phi_c = 0.8 \cdot \text{tg } \phi$ )

R = Suma de las posibles resistencias adicionales en la misma dirección y sentido contrario a H.

Dicho coeficiente habrá de cumplir las limitaciones impuestas por la norma, que vienen descritas en la tabla 3 que se muestra a continuación:

COMBINACIÓN DE ACCIONES	COEFICIENTE DE SEGURIDAD FRENTE AL DESLIZAMIENTO
Casi permanente (*)	$F_1 \geq 1,50$
Característica	$F_2 \geq 1,30$
Accidental	$F_3 \geq 1,10$

(\*) Como valor del coeficiente de seguridad para la combinación de acciones casi permanente, en situaciones transitorias y de corto plazo, podrá adoptarse el coeficiente de seguridad  $F_2$  (véase apartado 2.10).

Tabla 5.3. Coeficientes de seguridad frente al deslizamiento

Las acciones que intervienen en el deslizamiento se representan en la siguiente figura:

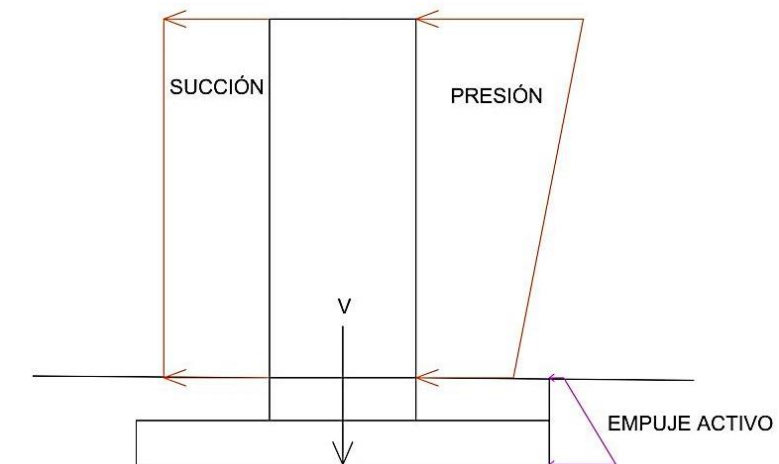
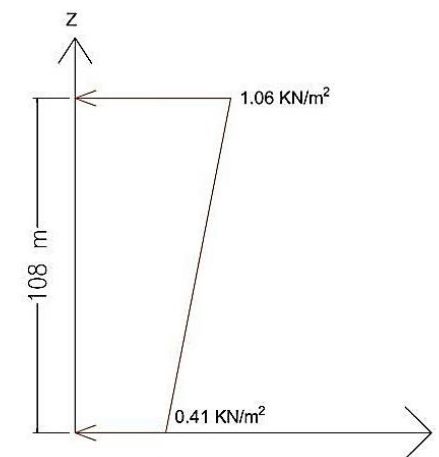


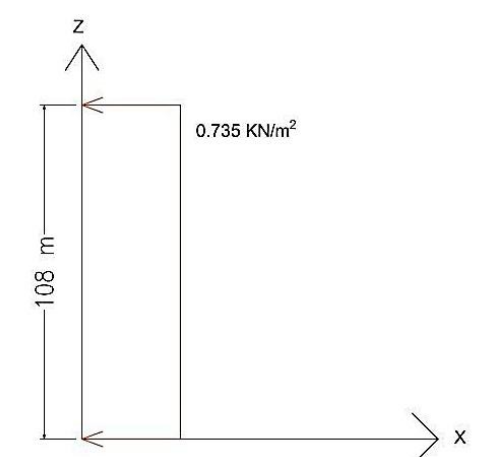
Figura 5.4. Resultante de empujes y punto de aplicación

Para hacer un cálculo simplificado de la resultante horizontal del empuje del viento sobre el edificio, se ha considerado la presión constante con la altura:



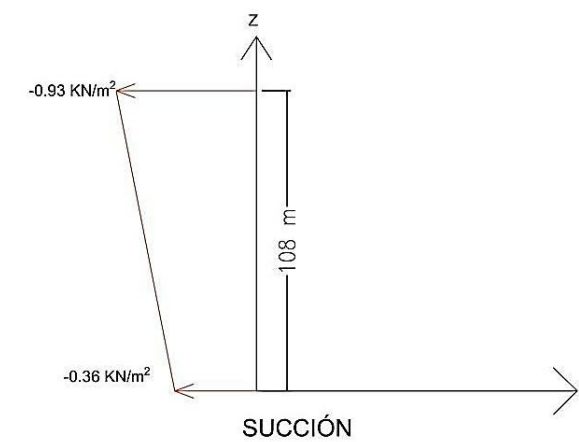
PRESIÓN

Figura 5.5. Presión del viento



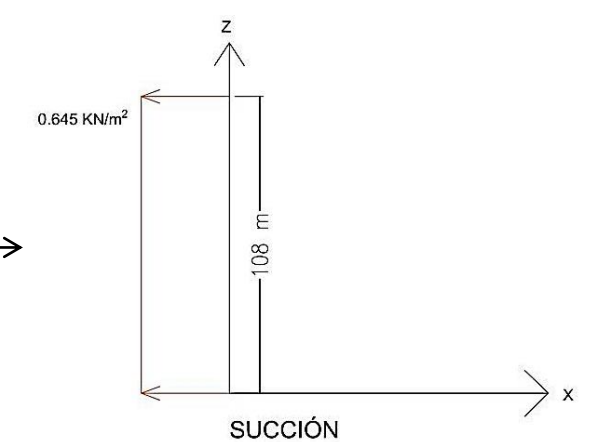
PRESIÓN

Figura 5.6. Presión simplificada del viento



SUCCIÓN

Figura 5.7. Succión del viento



SUCCIÓN

Figura 5.8. Succión simplificada del viento

Considerando que la superficie donde en la que incide el viento, ya sea de presión o succión, es aproximadamente 3202.64 m<sup>2</sup>.  
Obtenemos una resultante horizontal de viento:

$$H_{\text{viento}} = (0.735 + 0.645) \cdot 3202.64 = 4419.64 \text{ KN}$$

Siendo su punto de aplicación:

$$d_{H_{\text{viento}}} = 54 \text{ m}$$

El Empuje activo:

$$E_a = 65.84 \text{ KN/m} \cdot 56 \text{ m} = 3687.04 \text{ KN}$$

Por lo tanto, la resultante de las fuerzas horizontales que actúan sobre el plano de cimentación es igual a:

$$H = H_{\text{viento}} + E_a = 4419.64 + 3687.04 = 8106.68 \text{ KN}$$

La resultante vertical efectiva es:

$$V = 89293.92 \text{ KN}$$

En resumen, los parámetros que intervienen en la expresión para obtener el coeficiente de seguridad frente al deslizamiento adoptan los siguientes valores:

$$H = 8106.68 \text{ KN}$$

$$V = 89293.92 \text{ KN}$$

$$B' = B = 56 \text{ m} \quad (\text{La resultante vertical pasa por el cdg de la cimentación y no hay excentricidad})$$

$$L' = L = 56 \text{ m}$$

$$c_c = c = 5110 \text{ KN/m}^2$$

$$\phi = 30^\circ$$

$$R = 0$$

Para quedar del lado de la seguridad se ha decidido no contabilizar ninguna fuerza de resistencia adicional que se oponga al movimiento.

Como un primer tanto y por quedarnos del lado de la seguridad, no consideramos el efecto favorable de la cohesión, por lo tanto, si sustituimos cada término restante obtenemos un coeficiente de seguridad frente al deslizamiento de:

$$F_{\text{deslizamiento}} = \frac{89293.92 \cdot 0.8 \cdot \text{Tg}(30)}{8106.68} = 5.08 \geq 1.5 \longrightarrow \text{CUMPLE}$$

No consideramos los demás términos favorables porque ya cumple el estado límite de deslizamiento.

### 5.2.3. Estado Límite de vuelco

De acuerdo con la normativa aplicada, Guía de cimentaciones en obras de carretera, para evaluar la seguridad frente al vuelco se obtendrá la relación entre momentos volcadores y momentos estabilizadores generados sobre el eje de giro que se considerará sobre la arista de la losa de cimentación.

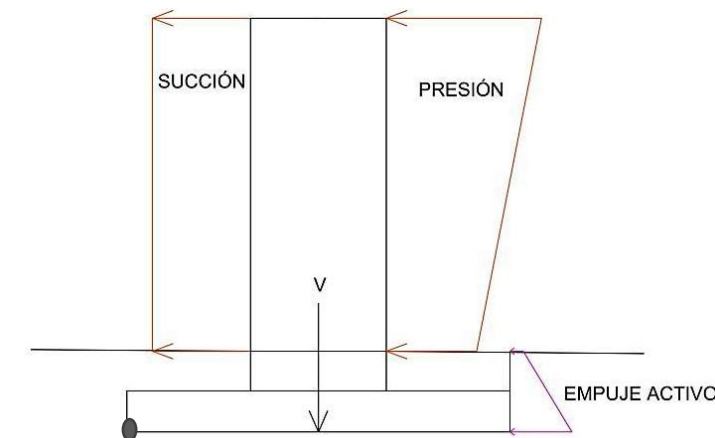


Figura 5.9. Punto de aplicación de los momentos

De modo que, el coeficiente de seguridad frente al vuelco queda definido según la expresión:

$$F_{\text{vuelco}} = \frac{\sum M_{\text{estabilizadores}}}{\sum M_{\text{volcadores}}}$$

Se considerarán como momentos estabilizadores aquellos producidos por las fuerzas verticales más los esfuerzos horizontales generados por empujes pasivos que se considere que haya que tener en cuenta. Para nuestro cálculo, se ha decidido no considerar el momento generado por el empuje activo, quedando así del lado de la seguridad.

Se consideraran como momentos volcadores aquellos generados por las fuerzas horizontales.

Las limitaciones que nos imponen la norma para este coeficiente quedan definidas en la tabla que se muestra a continuación:

COMBINACIÓN DE ACCIONES	COEFICIENTE DE SEGURIDAD AL VUELCO RÍGIDO	COEFICIENTE DE SEGURIDAD AL VUELCO PLÁSTICO
Casi permanente(*)	$F_1 \geq 2,00$	$F_1 \geq 1,50$
Característica	$F_2 \geq 1,80$	$F_2 \geq 1,30$
Accidental	$F_3 \geq 1,50$	$F_3 \geq 1,10$

(\*) Como valor del coeficiente de seguridad para la combinación de acciones casi permanente, en situaciones transitorias y de corto plazo, podrá adoptarse el coeficiente de seguridad  $F_2$  (véase apartado 2.10).

Tabla 5.4. Coeficientes de seguridad frente al vuelco

En nuestro caso tendrá de ser superior a 2,00 ya que para el planteamiento que se ha tenido en cuenta el vuelco es rígido. Al considerar que el eje de giro si sitúa en una arista de la losa de cimentación y no a una distancia de retranqueo, estamos considerando que existen presiones infinitas en el terreno, lo cual solo podría suceder si este fuera infinitamente rígido y resistente.

Obtenemos primero los momentos estabilizadores del vuelco, para hallarlo hemos considerado la resultante vertical del edificio y el peso propio de la losa de cimentación.

$$M_{\text{estabilizador}} = 89293.92 \text{ KN} \cdot 28 \text{ m} + 25 \text{ KN/m}^3 \cdot 3763.2 \text{ KN} \cdot 28 = 5134469.7 \text{ KNm}$$

Para el momento volcador se ha considerado el empuje provocado por el viento, y el empuje activo del terreno.

$$M_{\text{volcador}} = 4419.64 \text{ KN} \cdot 112.5 \text{ m} + 3687.04 \text{ KN} \cdot 1.55 \text{ m} = 502924.41 \text{ KNm}$$

Por lo tanto el coeficiente de seguridad frente al vuelco es:

$$F_{\text{vuelco}} = \frac{5134469.7 \text{ KNm}}{502924.41 \text{ KNm}} = 10.20 \geq 2.00 \longrightarrow \text{CUMPLE}$$

Además, en el caso de losas de cimentación es recomendable que la resultante de cargas pase lo más cerca posible del centro de gravedad de la losa, para evitar que pueda producirse el basculamiento o inclinación del edificio. Se considera aceptable si la resultante queda dentro de la llamada zona de seguridad de la losa:

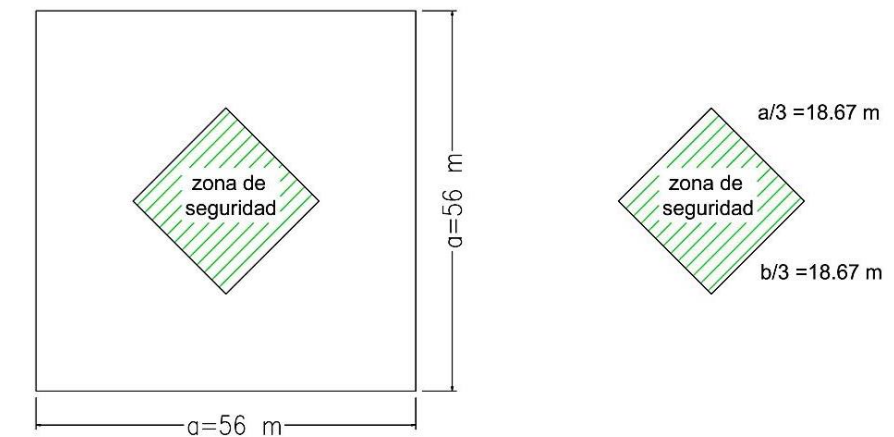


Figura 5.10. Zona de seguridad de la losa

En este caso, al estar el edificio centrado en la losa, la resultante de cargas pasa por la zona de seguridad de la losa.

#### 5.2.4. Estado Límite de estabilidad global

No se ha comprobado la estabilidad global del elemento debido a que este tipo de rotura es típico en estructuras de contención de tierras y cimentaciones próximas a la coronación de taludes de desmonte o relleno o en medias laderas, particularmente si su estabilidad natural es precaria. Como no estamos en este caso, no es necesario realizar este tipo de comprobación.

#### 5.2.5. Comprobación de asientos

En este caso no se ha considerado necesario realizar la comprobación de asientos porque al encontrarse la losa de cimentación sobre roca, las deformaciones en el punto más solicitado, provocadas por el muro del núcleo, tienen valores pequeños de alrededor 1 cm.

La máxima deformación que se ha producido en la losa de cimentación, considerando un coeficiente de balasto de  $K = 110000 \text{ KN/m}^2 \text{ m}$  es igual a:

$$\delta = 0.97 \text{ cm}$$