

ANEJO 7:

ESTUDIO DE LA TIPOLOGIA DE LA CIMENTACIÓN

El objeto del presente Anejo es el estudio de soluciones para la tipología de la cimentación. Con esta finalidad, se realiza un proceso iterativo de diseño y comprobación de las diferentes tipologías, con el objetivo de cumplir un factor de seguridad de 3 frente a hundimiento. Asimismo, se estiman los asientos elásticos y de consolidación para las soluciones que cumplen la comprobación de hundimiento.

Contenido

1	OBJETO.....	2
2	CIMENTACIONES	3
2.1	CLASIFICACIÓN	3
2.2	TIPOLOGÍAS DE CIMENTACIÓN	5
2.2.1	CIMENTACIONES SUPERFICIALES.	5
2.2.2	CIMENTACIONES SEMIPROFUNDAS.	12
2.2.3	CIMENTACIONES PROFUNDAS.	14
3	ELECCIÓN DEL TIPO DE CIMENTACIÓN.....	16
3.1	SOLUCIÓN CON ZAPATAS AISLADAS	17
3.1.1	PROCESO DE DIMENSIONADO DE LAS ZAPATAS Y COMPROBACIÓN DE LA CARGA DE HUNDIMIENTO.....	19
3.1.2	RESULTADOS ARROJADOS POR EL MODELO.	24
3.2	SOLUCIÓN POR LOSA.....	39
3.2.1	COMPROBACIÓN DE LA CARGA DE HUNDIMIENTO.	39
3.2.2	ASIENTOS.	47
3.2.2.1	ASIENTO ELÁSTICO.....	47
3.2.2.2	ASIENTO DE CONSOLIDACIÓN.....	53
3.3	MEJORAS DEL TERRENO.....	61

1 OBJETO.

El objeto del presente Anejo es el estudio de soluciones para la tipología de la cimentación. Con esta finalidad, se realiza un proceso iterativo de diseño y comprobación de las diferentes tipologías, con el objetivo de cumplir un factor de seguridad de 3 frente a hundimiento. Asimismo, se estiman los asientos elásticos y de consolidación para las soluciones que cumplen la comprobación de hundimiento.

Finalmente, se proponen posibles alternativas y sus implicaciones técnicas y económicas.

2 CIMENTACIONES

2.1 CLASIFICACIÓN

Las cimentaciones tradicionalmente se clasifican en tres grupos, cimentaciones superficiales o directas, cimentaciones semiprofundas y cimentaciones profundas.

Un criterio para establecer una distinción objetiva entre estos grupos puede establecerse haciendo relaciones entre la profundidad y el ancho de la cimentación, así como estableciendo unos límites para la profundidad, tal y como se muestra en la siguiente figura.

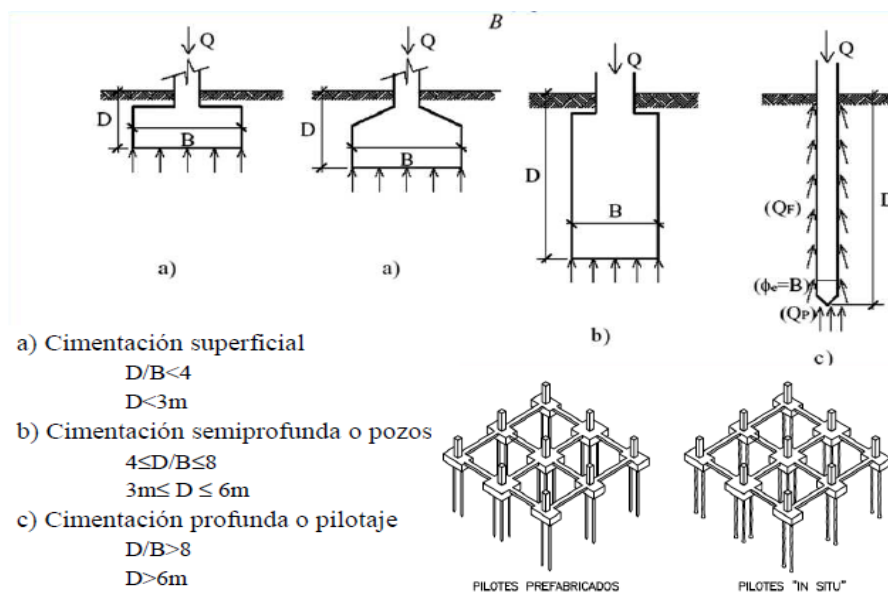


Figura 7. 1. Clasificación de las cimentaciones.

Otro criterio de clasificación, en este caso más cualitativo, consiste en clasificar la cimentación en función del mecanismo de trabajo para resistir las cargas o de la profundidad del estrato resistente en el que se apoya, tal y como se expone a continuación:

- **Cimentación superficial o directa:**

Cuando las cargas se reparten en superficie y existe un terreno competente a escasa profundidad.

- **Cimentación semiprofunda:**

Solución intermedia, cuando se quiere repartir las cargas en superficie, pero el suelo firme se encuentra a una profundidad media.

- **Cimentación profunda:**

Cuando el estrato competente se encuentra a gran profundidad, o cuando la cimentación resiste las cargas por punta y por fuste.

Dentro de cada grupo existen diversas tipologías de cimentación con características diferentes que hacen posible la transmisión de cargas al terreno en casi cualquier tipo de situación que se pueda dar en la realidad.

2.2 TIPOLOGÍAS DE CIMENTACIÓN

2.2.1 CIMENTACIONES SUPERFICIALES.

- **Zapatas:**

- **Zapata centrada, de medianería y zapata de esquina:**

Son económicas en suelos con tensiones admisibles superiores a 0,15 Mpa. La EHE las clasifica en rígidas y flexibles según su canto y vuelo máximo, siendo necesario en caso de ser una zapata flexible, el cálculo tensiones y deformaciones de la misma.

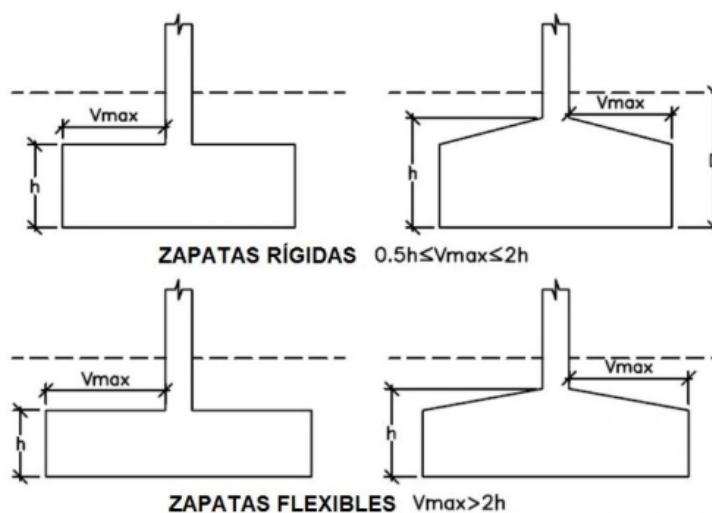


Figura 7. 2. Condiciones de rigidez para las zapatas.

Las zapatas de esquina y medianería necesitan corregir el momento flector que tiende a levantar la parte más alejada del pilar, para ello se puede disponer de vigas centradoras o de tirantes anclados al forjado de la estructura, tal y como se muestra en la Figura 7. 3. *Uniones entre zapatas.*

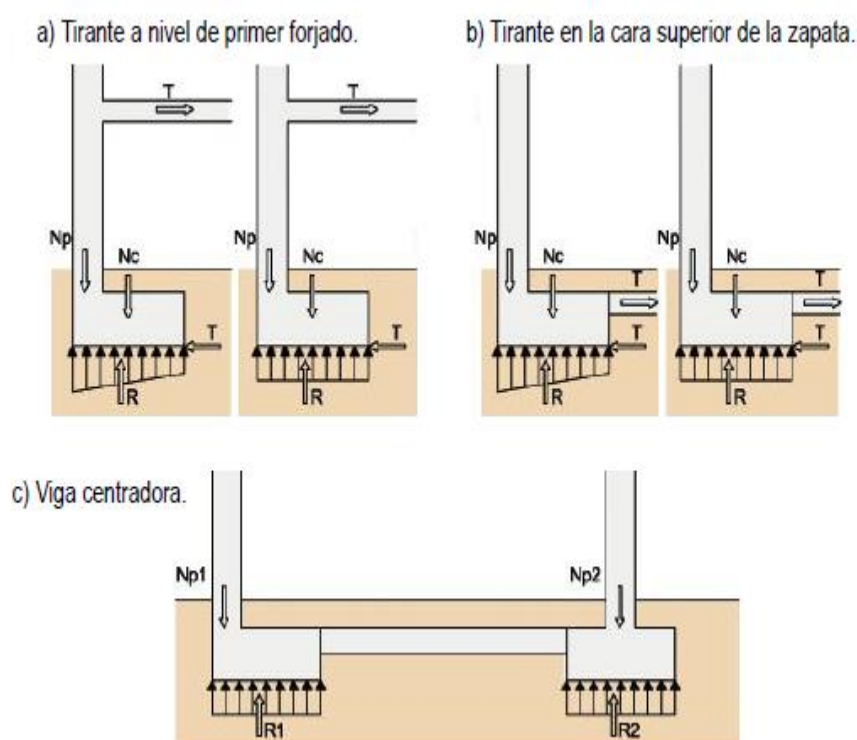


Figura 7. 3. Uniones entre zapatas.

También es conveniente asegurar que la resultante de la distribución de tensiones que se genera bajo la cimentación en contacto con el terreno, pase por el tercio central del ancho de la zapata.

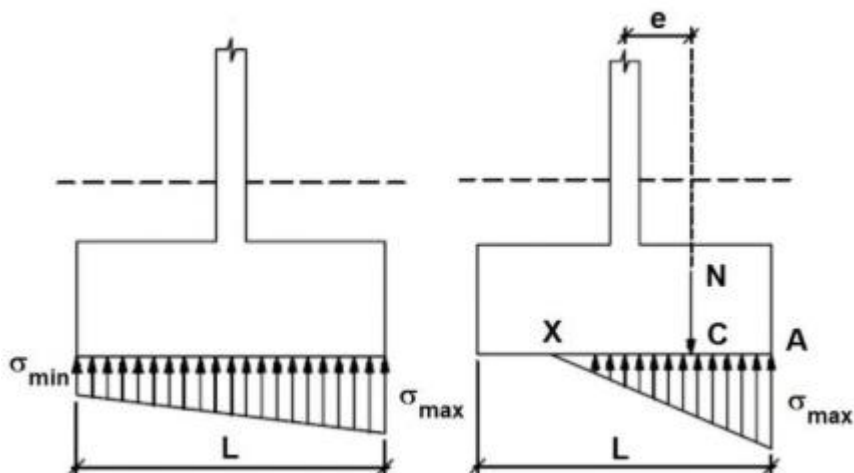


Figura 7. 4. Distribución de momentos en zapatas.

Una práctica recomendable consiste en disponer vigas de atado a fin de unir las zapatas ante sismo y movimientos horizontales, además de contribuir a disipar tensiones adicionales inducidas por asientos diferenciales y deformaciones del terreno.

En ciertas ocasiones es recomendable realizar aligeramientos y cambios de geometría en la zapata para optimizar el consumo de hormigón, o para mejorar su eficiencia estructural.

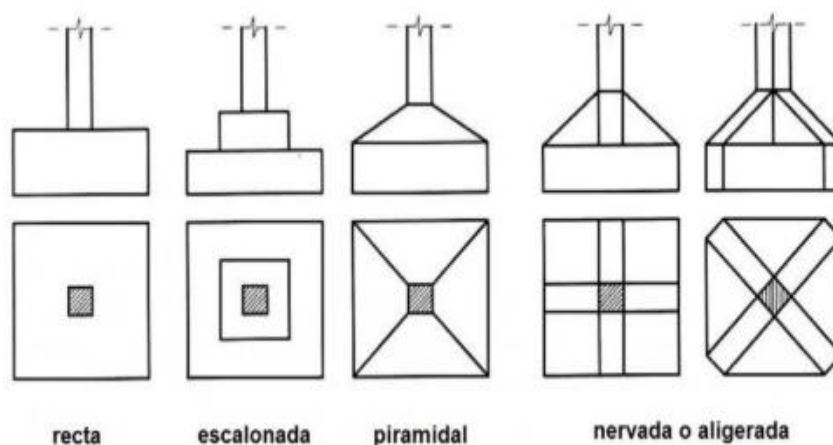


Figura 7. 5. Tipos de zapatas según su forma.

- **Zapata combinada:**

Consiste en una zapata que recibe dos o más pilares contiguos. Aunque esta disposición no es muy utilizada en la práctica se pueden dar situaciones donde su empleo sea obligado.

En el dimensionamiento de este tipo de cimentaciones es conveniente que la resultante de fuerzas transmitida a través de los pilares a la cimentación, pase por el centro de gravedad de la zapata, siendo necesario para ello disponer la geometría adecuada, pues en caso contrario se generarían momentos flectores que pueden producir el vuelco.

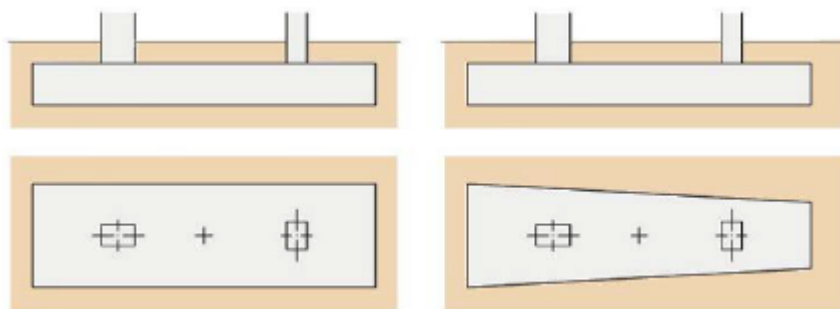


Figura 7. 6. Zapatas combinadas.

- **Zapata corrida:**

Pueden resultar económicas cuando se disponen consecutivamente tres o más pilares, además, su procedimiento constructivo es de mayor facilidad que en las zapatas aisladas. Con su utilización se busca homogeneidad en los asientos y reducir las tensiones inducidas al terreno.

Para su cálculo y diseño se puede considerar a efectos de cálculo, la longitud de la zapata como una viga con cargas puntuales apoyada sobre una superficie deformable, computada mediante el coeficiente de balasto. Mientras que para la carga de hundimiento, vuelco y deslizamiento, se considerará únicamente su sección transversal, siendo válido en este caso el modelo de Terzaghi para la carga de hundimiento, donde se analiza el mecanismo de rotura de una zapata corrida rugosa con peso propio.

- **Emparrillados y losas:**

- **Emparrillados:**

Cuando el área de zapatas es superior al 50% de la superficie en planta del edificio, es recomendable usar emparrillados. Con esta tipología se pretende reducir asentamientos diferenciales y optimizar el consumo de hormigón, sin embargo necesita mayor mano de obra que las losas, por lo que no suele ser la solución más utilizada.

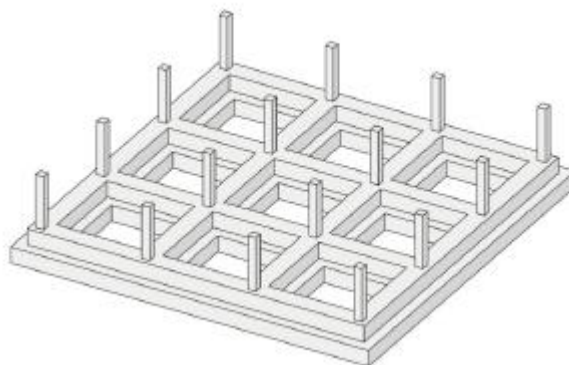


Figura 7. 7. Emparrillado de cimentación.

○ **Losas y placas:**

Al igual que en los emparrillados, su uso es recomendable cuando el área de las zapatas es superior al 50% de la superficie en planta del edificio, normalmente con terrenos de tensión admisible inferior a 0,15 Mpa. Con esta tipología no existen prácticamente problemas de hundimiento ni tampoco asentamientos diferenciales, sin embargo se debe realizar un correcto análisis estructural.



Figura 7. 8. Losa de cimentación

(http://www.generadordeprecios.info/obra_nueva/Cimentaciones/Superficiales/Losas/Losa_de_cimentacion.html)

2.2.2 CIMENTACIONES SEMIPROFUNDAS.

- **Pozos de cimentación:**

También llamados Caisson, son utilizados cuando existe terreno firme a una profundidad de entre unos 3 y 5 metros. Se utiliza en suelos blandos donde no son adecuadas las cimentaciones superficiales. Con esta tipología se permite resistir la carga vertical junto con fuerzas horizontales, provenientes en la mayoría de los casos, de fuerzas de filtración y la acción del viento, así como de las cargas del tráfico, en el caso de puentes.

Son similares a los pilotes, sin embargo, cuentan con un mayor diámetro y se suelen construir in-situ con encofrado, y si lo requiere con un encamisado. El proceso constructivo permite realizar un ensanchamiento en su base, lo que reduce las tensiones de trabajo.



Figura 7. 9. Caisson de cimentación. (<https://weinsteinconstruction.com/caissons/>).

- **Cajones indios:**

Consiste en realizar una excavación de un terreno blando mediante la hincada de una estructura biselada en su punta, la cual penetra debido al peso propio y a la bentonita, empleada para contribuir a la reducción de fuerzas de rozamiento entre la estructura y el terreno, y así ayudar a evitar derrumbamientos.

Las fuerzas de rozamiento en la hincada aumentan con la profundidad, por lo que será necesario aumentar el peso de la estructura mediante lastre. El material del interior del cajón se suele retirar mediante medios mecánicos tales como la cuchara bivalva.

Será necesario asegurar la estabilidad del terreno ante el peligro de sifonamiento, para lo cual se pueden inyectar fluidos que disminuyan la permeabilidad o utilizar bombas de agotamiento. Otra solución, aunque más peligrosa, es usar cajones comprimidos, de tal forma que se iguale la presión interior a la ejercida por las fuerzas de filtración sobre la base, sin embargo, esta práctica requiere una vigilancia extrema por los riesgos que comporta para la salud de los trabajadores.

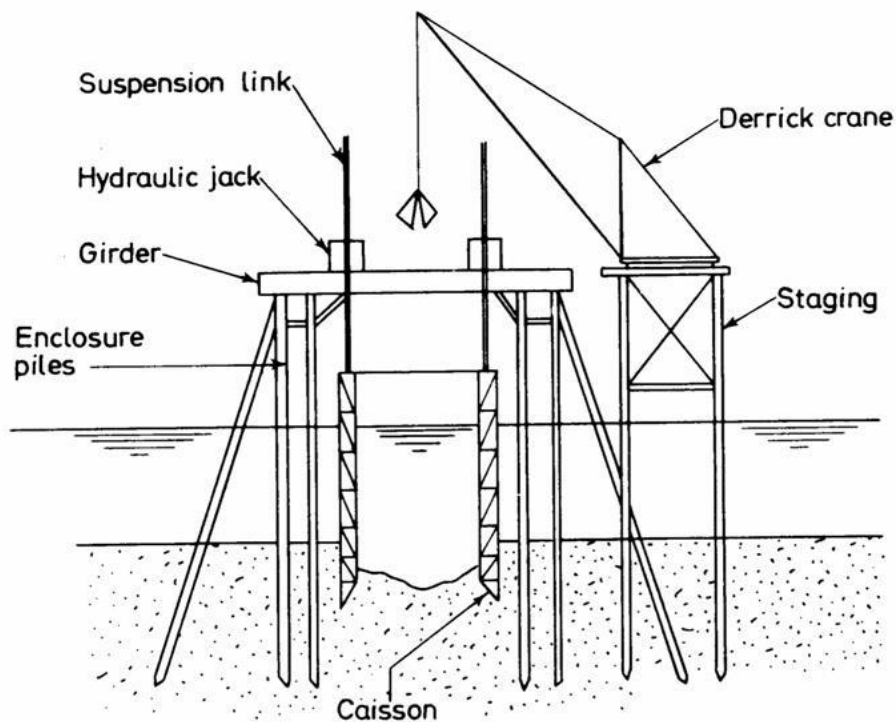


Figura 7. 10. Esquema de un cajón indio.

2.2.3 CIMENTACIONES PROFUNDAS.

- **Pilotes:**

Cuando el estrato competente se encuentra a más de 8 metros es necesario realizar una cimentación por pilotes, aunque también pueden ser útiles en terrenos sueltos donde puedan trabajar por fuste.

Existen diversas clasificaciones para los tipos de pilotes existentes, por procedimiento de construcción, por tipo de material, por sus dimensiones y/o geometría, etc.

En la práctica lo más habitual es clasificarlos en pilotes prefabricados o pilotes in-situ y posteriormente según el procedimiento de extracción o hincado.



Figura 7. 11. Pilotes perforados mediante hélice. (<https://victoryepes.blogs.upv.es/tag/pilotes-helicoidales/>).

3 ELECCIÓN DEL TIPO DE CIMENTACIÓN

Para la elección de la cimentación se realizará un estudio técnico-económico de las distintas posibilidades con cálculos sencillos a fin de encontrar la opción que mejor integra la solución para la cimentación y para el sistema geotérmico.

El proceso de selección consiste en comprobar las tipologías con las dimensiones propuestas frente a hundimiento y posteriormente calcular sus asentos. En caso de que la cimentación incumpla alguna comprobación, se vuelve a proponer un diseño o un cambio de tipología.

3.1 SOLUCIÓN CON ZAPATAS AISLADAS

La solución con zapatas aisladas es a priori la que menor consumo de hormigón debería requerir, y por tanto, la más económica. Además permite una buena integración con el sistema geotérmico.

La opción de integración con el sistema geotérmico, depende en gran medida de la superficie libre disponible entre zapatas, pues es en esa zona donde podremos disponer los tubos del el intercambiador geotérmico horizontal.

La longitud necesaria de intercambiador geotérmico debe de poder enterrarse en el hueco disponible entre zapatas, ya sea mediante intercambiadores verticales u horizontales, pues el coste de ocupar terrenos colindantes para tal fin es muy elevado, ya que dichos terrenos no podrán recibir cargas importantes, estando destinados a zonas verdes o de tránsito de personas.

Una solución razonable, para este caso sería una solución mixta con intercambiadores de circuito cerrado horizontales dispuestos en el espacio comprendido entre zapatas y un sistema de circuito abierto, mediante pozos de agua. Esta solución puede resultar ser muy efectiva para el caso de estudio, pues el nivel freático se encuentra a 2.5 metros bajo la superficie.

Además, en invierno, cuando el nivel freático está alto y la demanda calorífica es elevada, el trabajo que realiza la bomba hidráulica del sistema de circuito abierto será menor, pues se reduce la altura a la que es necesario elevar el agua; mientras que en verano, cuando el nivel freático está bajo, pero la demanda energética es menor, el sistema de circuito cerrado realizaría entonces la mayor parte del intercambio de calor, a fin de reducir los costes de explotación que pueda producir la bomba hidráulica del sistema de circuito abierto.

Sin embargo, para la implementación de este sistema es necesario contar con un espacio razonable entre zapatas. También hay que tener en cuenta, tal y como se dijo en el apartado 2.2.1, que cuando la superficie de zapatas es superior al 50% de la superficie en planta del edificio, conviene pasar a otra solución.

3.1.1 PROCESO DE DIMENSIONADO DE LAS ZAPATAS Y COMPROBACIÓN DE LA CARGA DE HUNDIMIENTO.

Es evidente que en el caso de estudio, la primera comprobación a realizar para garantizar la estabilidad geotécnica es la de la carga de hundimiento, pues no existen fuerzas horizontales y los momentos que se puedan producir por la excentricidad de los pilares serán compensados mediante los forjados, a modo de tirante, o mediante vigas centradoras.

En el terreno de aplicación, dado que nos encontramos ante un estrato arenoso de compacidad media en la parte superior y arcillas blandas en el estrato inferior, el modo de rotura a esperar será por punzonamiento de la capa superior.

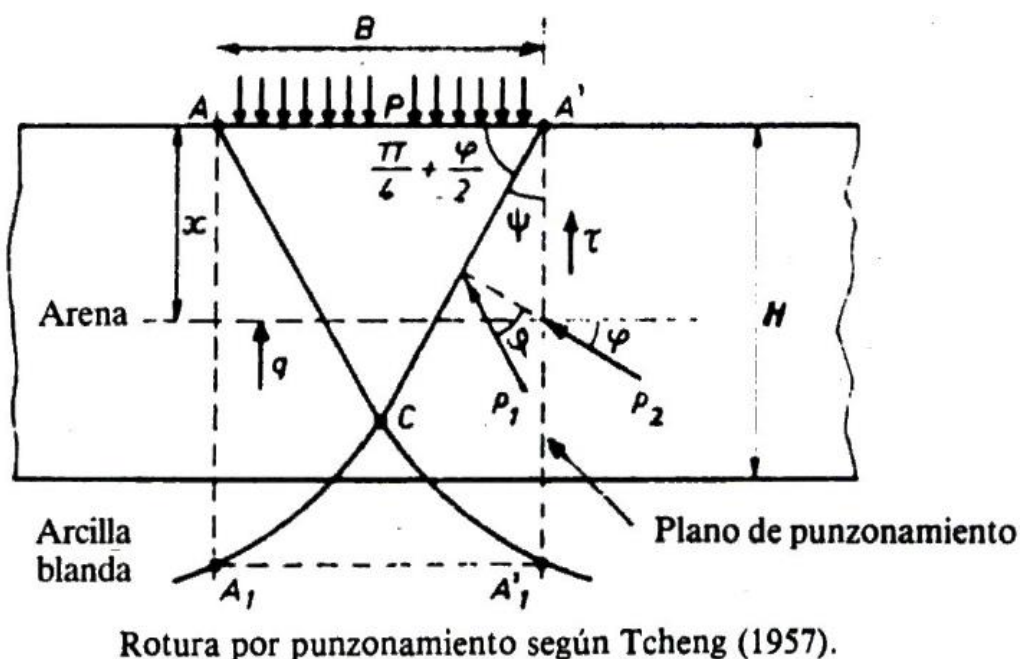


Figura 7. 12. Esquema de rotura por punzonamiento. Rodríguez Ortiz (1989).

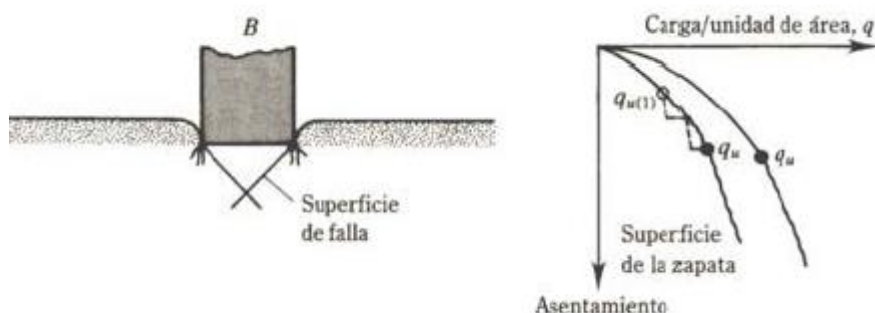


Figura 7. 13. Falla por punzonamiento.

Por tanto, tal y como se muestra en la Figura 7. 13, se producirán importantes asentamientos, quedando el valor último para la carga de hundimiento mal definido. Por lo que no se espera un colapso instantáneo y catastrófico en caso de superar la carga de hundimiento, como es el caso de la rotura general, sino más bien se podrán predecir importantes asientos diferenciales que puedan poner en compromiso la seguridad estructural de la vivienda. Por ello, se recomienda que la estructura de la vivienda esté diseñada para admitir tales deformaciones, imponiendo uniones flexibles que redistribuyan los momentos y tensiones que puedan inducirse por efecto del terreno en la estructura, así como de asegurar el efecto diafragma de los forjados.

Ante este primer razonamiento, se puede prever que la solución de zapatas corridas, losas o emparrillados será mejor desde el punto de vista estructural, ya que su geometría permite homogeneizar los asientos, de tal forma que se reduce la interacción del cimiento con la estructura.

Para determinar la carga de hundimiento para la solución mediante zapatas aisladas, se ha realizado la comprobación de Tcheng (1957) y la de Vesic (1970), que consideran el caso particular de rotura por punzonamiento, sin embargo se ha complementado el cálculo con la comprobación para la carga de hundimiento en arenas, propuesta por la guía de cimentaciones para Obras de Carretera y mediante la formulación propuesta para el caso de rotura general, por Brinch Hansen (1970). Todo ello con el fin de calcular los coeficientes de seguridad para los diferentes tipos de formulaciones y valorar mejor el riesgo real frente a hundimiento.

Para la comprobación de la cimentación se ha optado por programar manualmente los modelos matemáticos en una hoja Excel, con el fin de aprender en el proceso, las relaciones entre las variables, así como la sensibilidad del modelo ante ciertos parámetros. El objetivo es obtener un conocimiento más profundo y global de la mecánica de suelos.

El procedimiento seguido durante el proceso es el que se expone a continuación.

1. Se programa el modelo, de tal forma que solo necesitamos introducir unos determinados datos y parámetros de entrada, que en este caso son: La altura del nivel freático, potencia de los estratos, el peso específico aparente y saturado del terreno, la resistencia a compresión simple, la cohesión efectiva, el ángulo de rozamiento interno efectivo, la carga vertical, la excentricidad del pilar y el peso específico del hormigón.

$$H, F, H, \gamma_{ap}, \gamma_{sat}, C_u, C', \phi', V, e_x, e_y, \gamma_H$$

2. Se definen unas variables de diseño, que en este caso se corresponden con: El ancho y largo de la zapata, su espesor y la profundidad del plano de cimentación.

3. Se realizan iteraciones para llegar a la solución que mejor integre todos los requisitos y condiciones que buscamos. En este caso se han considerado las siguientes condiciones, siguiendo el orden de preferencia que se muestra a continuación:

- a. Un coeficiente de seguridad cercano a 3, dada la gran variabilidad e incertidumbre en las propiedades del terreno.
- b. Mínima superficie de zapata y mínimo volumen de hormigón.
- c. Mínima profundidad de excavación*.
- d. Máxima rigidez de la zapata, donde el vuelo máximo es inferior a dos veces el canto.
- e. Homogeneidad de geometría y dimensiones para las zapatas, con preferencia de zapatas cuadradas por su facilidad constructiva.

4. Se analiza el resultado y se valora la solución constructiva.

Nota: *. Se intenta minimizar la profundidad de excavación, pues ello conlleva una reducción de costes, sin embargo esta condición no puede ir en contra de la condición “a.”, pues, normalmente, una mayor profundidad aumenta la resistencia del terreno frente a hundimiento.

En casos como el de aplicación, donde el estrato resistente se sitúa sobre otro de menor capacidad portante, el anterior comportamiento puede darse a la inversa. Además, una mayor profundidad mejorará la eficiencia de la instalación geotérmica, dada la relativa menor variabilidad de temperaturas con la profundidad.

3.1.2 RESULTADOS ARROJADOS POR EL MODELO.

Primero se realiza la comprobación para el pilar más cargado, en este caso, el pilar que recibe una carga vertical de 1290 KN. La zapata que recibirá el pilar será una zapata centrada por lo que no existirán momentos ni excentricidades.

Se define la presión admisible como la presión de hundimiento neta dividida entre un factor de seguridad, habitualmente de 3 (más adelante se justificará).

Se inicia el proceso iterativo de diseño con unos valores de 2 metros de ancho, 2 metros de largo, 90 centímetros de espesor y 1 metro de profundidad, por lo que la presión admisible deberá ser superior a 322.5 KN/m². El programa nos devuelve los resultados mostrados en la siguiente tabla:

	Tcheng (1957)	Vesic (1970)	Guía de cimentaciones	Brinch Hansen (1970)	Brinch Hansen estratificado
Presión de Hundimiento neta (KN/m ²)	372	709	325	414	358
Superficie (m ²)	4	4	4	4	4
Carga de Hundimiento (KN)	1488	2836	1300	1656	1433
Factor de Seguridad	1.12	2.13	0.98	1.24	1.08
Presión admisible (F.S=3) (KN/m ²)	124	236.3	108.3	138	119

Figura 7. 14. Tabla de resultados para la carga de hundimiento de zapatas aisladas. Elaboración propia.

En el Anejo 10 de este trabajo se detalla el procedimiento de cálculo por los que se ha obtenido los anteriores resultados.

El motivo por el que he elegido 90 cm de espesor será visible posteriormente, cuando se requiera diseñar zapatas de dimensiones superiores, que requerirán una relación entre el vuelo máximo y el canto menor a 2 para ser consideradas rígidas.

Como se puede apreciar, en ningún modelo se llega a un coeficiente de seguridad de 3.

El coeficiente de variación para las propiedades del terreno, que afecta directamente al factor de seguridad, puede estar en el rango de 0.3 y 0.4, por lo que, si usamos un coeficiente de seguridad de 3, la probabilidad de fallo del sistema (Factor de Seguridad menor o igual a uno) será cercana al 5% (0.478), en caso de emplear el valor de la cota superior del coeficiente de variación.

Si buscamos una probabilidad de fallo inferior del 1% con un coeficiente de variación de 0.4, necesitaremos un coeficiente de seguridad de en torno a 12,5, lo cual es exageradamente elevado. Tendremos que asumir un coeficiente de variación de 0.3, para que con un coeficiente de seguridad de 3.3 tengamos una probabilidad de fallo de en torno al 1%. Se puede apreciar lo sensible que es el coeficiente de seguridad al coeficiente de variación, para una misma probabilidad de fallo, por lo que lo más realista es asumir que con un coeficiente de seguridad cercano a 3, la probabilidad de fallo está en el orden de 10^{-2} . Sin embargo con un coeficiente de seguridad cercano a 2, la probabilidad de fallo sube un orden de magnitud hasta 10^{-1} , siendo un riesgo intolerable.

La única forma de asegurar que reducimos el coeficiente de variación al máximo es realizando adecuadamente los ensayos de laboratorio y tomando muestras aceptables, que nos permitan confiar en los parámetros geotécnicos del terreno, pues los valores de las acciones ya han sido calculados como el valor característico, con una probabilidad de ser superados del 5%. Además, la resistencia de los materiales también será minorada con coeficientes de seguridad para llegar a su valor característico.

Se realiza un segundo redimensionado, ahora con unos valores de 2 metros de ancho, 2 de largo, 90 centímetros de espesor y 2 metros de profundidad, la presión admisible debe seguir siendo superior a 322.5 KN/m².

	Tcheng (1957)	Vesic (1970)	Guía de cimentaciones	Brinch Hansen (1970)	Brinch Hansen estratificado
Presión de Hundimiento neta (KN/m ²)	299	343	372	667	287
Superficie (m ²)	4	4	4	4	4
Carga de Hundimiento (KN)	1196	1372	1488	1656	1148
Factor de Seguridad	0.9	1	1.1	1.95	0.83
Presión admisible (F.S=3) (KN/m ²)	100	114	124	222	96

Figura 7. 15. Tabla de resultados para la carga de hundimiento de zapatas aisladas. Elaboración propia.

Vemos ahora que todos los modelos reducen la capacidad portante, excepto el de la guía de cimentaciones y el de Brinch Hansen. Esto es debido a que en ambos modelos no se tiene en cuenta la estratificación del terreno y por tanto la presión admisible crece conforme se incrementa el nivel de tensiones del terreno con la profundidad.

La presencia de un estrato arcilloso normalmente consolidado de consistencia blanda, bajo el estrato arenoso resistente, aumenta su influencia conforme se incrementa la profundidad, y reduce la presión admisible.

En la siguiente gráfica se muestra la presión de hundimiento neta en función de la profundidad para todos los modelos considerados, con las dimensiones anteriormente descritas.

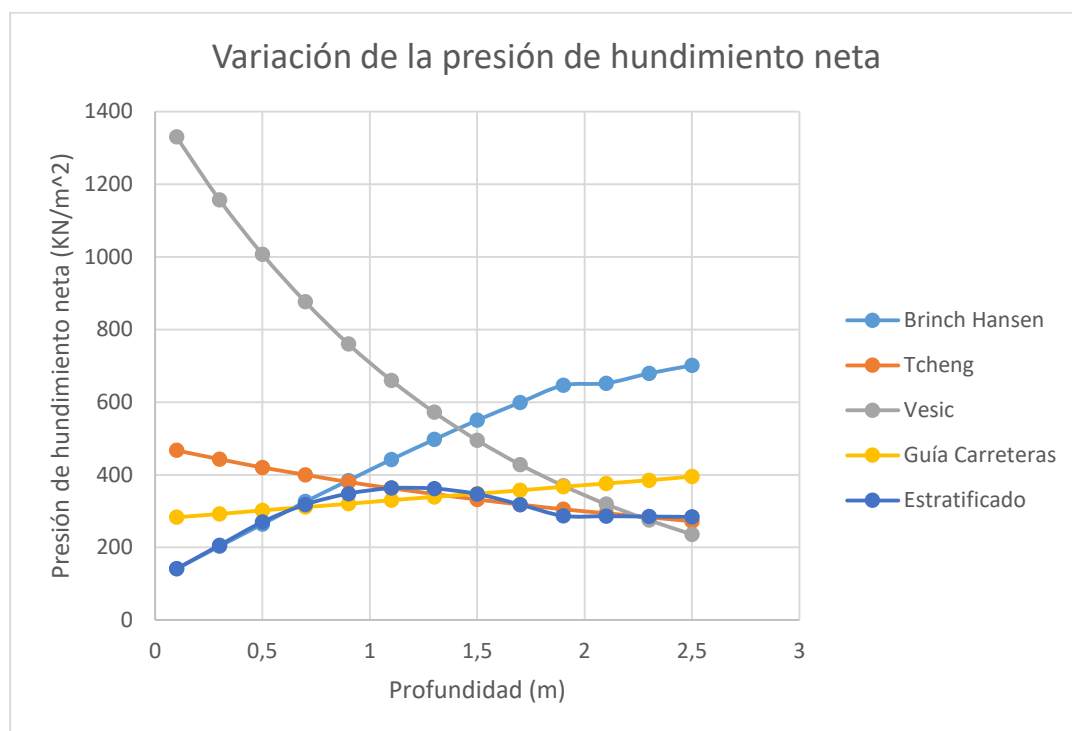


Figura 7. 16. Variación de la presión de hundimiento neta con la profundidad para diferentes modelos de cálculo. Elaboración propia.

Vemos como el método de la Guía de carreteras tiene unos valores similares a los del resto de modelos que consideran la estratificación, por el contrario, el método para la rotura general propuesto por Brinch Hansen dista mucho del resto, al igual que el propuesto por Vesic, por lo que los desecharemos para calcular el valor promedio y la desviación estándar.

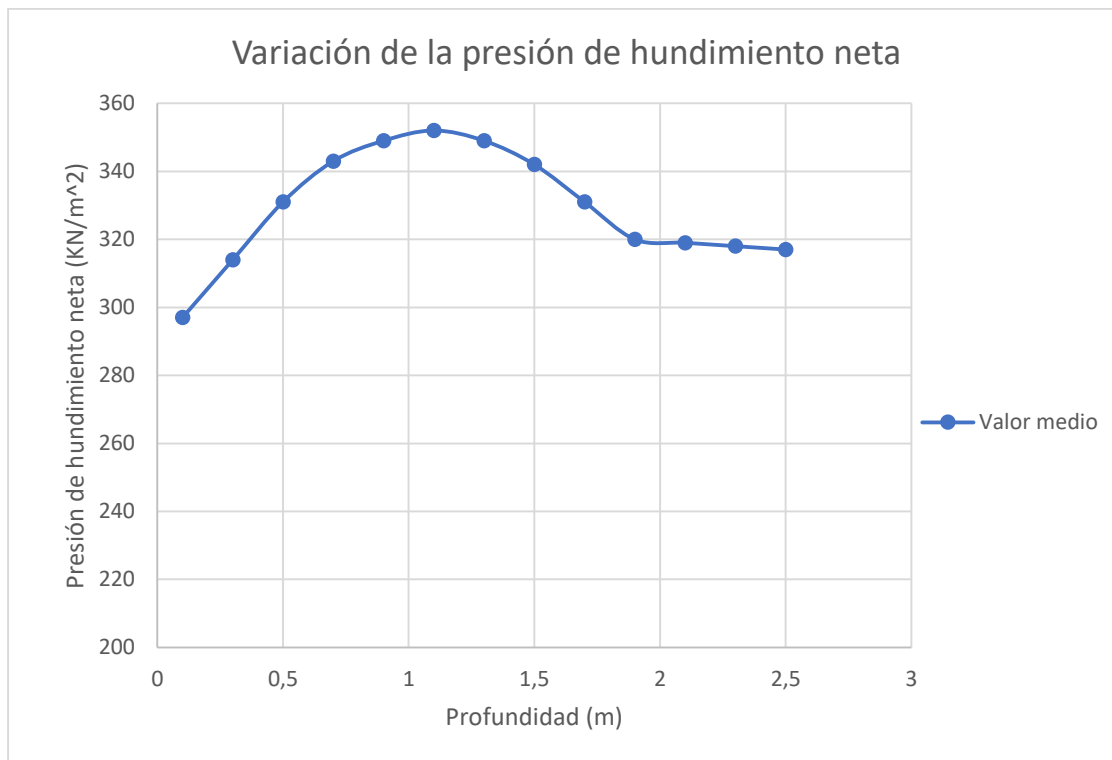


Figura 7. 17. Variación de la presión de hundimiento neta con la profundidad para el valor medio de diferentes modelos de cálculo. Elaboración propia.

En la Figura 7. 17, se representa el valor medio de los valores de los diferentes modelos para cada profundidad.

Se observa como la función presenta un máximo en los 1.1 metros de profundidad, debido a que inicialmente se incrementa la capacidad portante por el incremento de tensiones en el terreno, pero al pasar dicha profundidad, la influencia del estrato arcilloso hace disminuir la presión de hundimiento.

Además, en la siguiente gráfica podemos ver como la desviación respecto de la media de los modelos tiene un mínimo en 1.5 metros, donde los valores de los 3 modelos presentan un mayor grado de similitud.

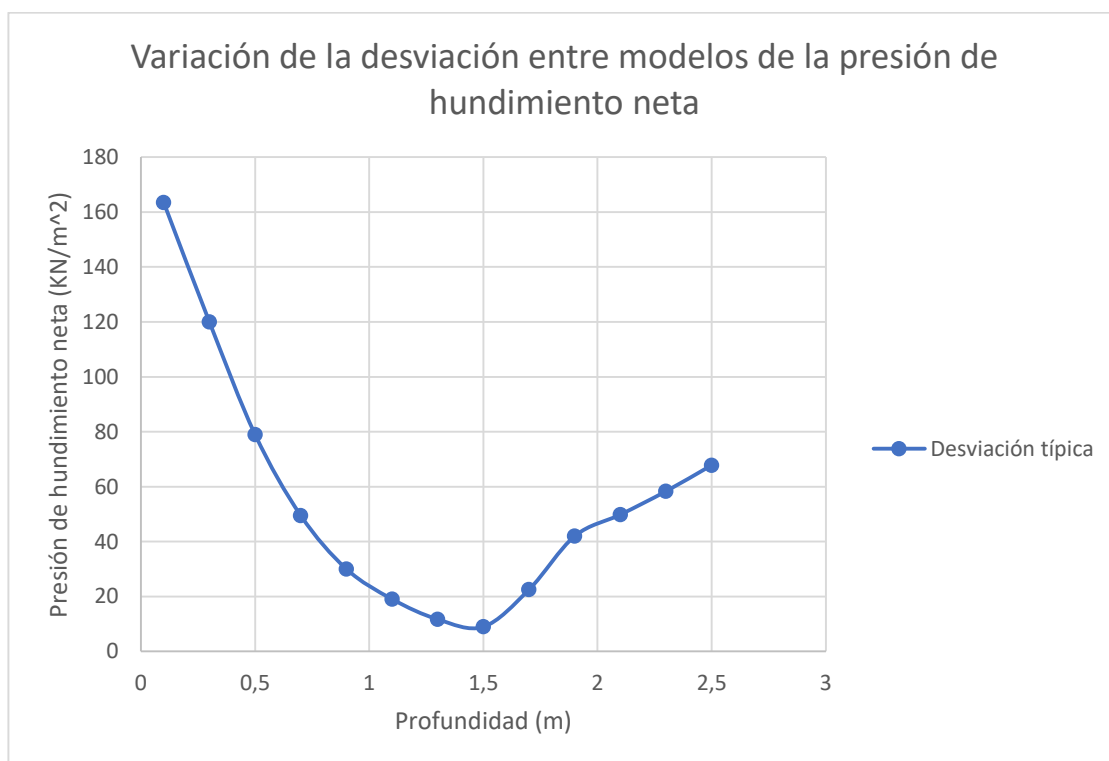


Figura 7. 18. Variación de la desviación entre modelos de la presión de hundimiento neta con la profundidad.
Elaboración propia.

El valor óptimo para la profundidad se puede obtener combinando las dos gráficas anteriores en una que sintetice mejor la información, para ello se define la variable “Z” como la resta de la desviación típica a la media, de tal manera que el máximo anterior en 1.1 metros deja de serlo, pues la varianza para ese valor no es mínima. En la siguiente gráfica se muestra la variable “Z” en función de la profundidad, observándose un máximo en 1.3 metros.

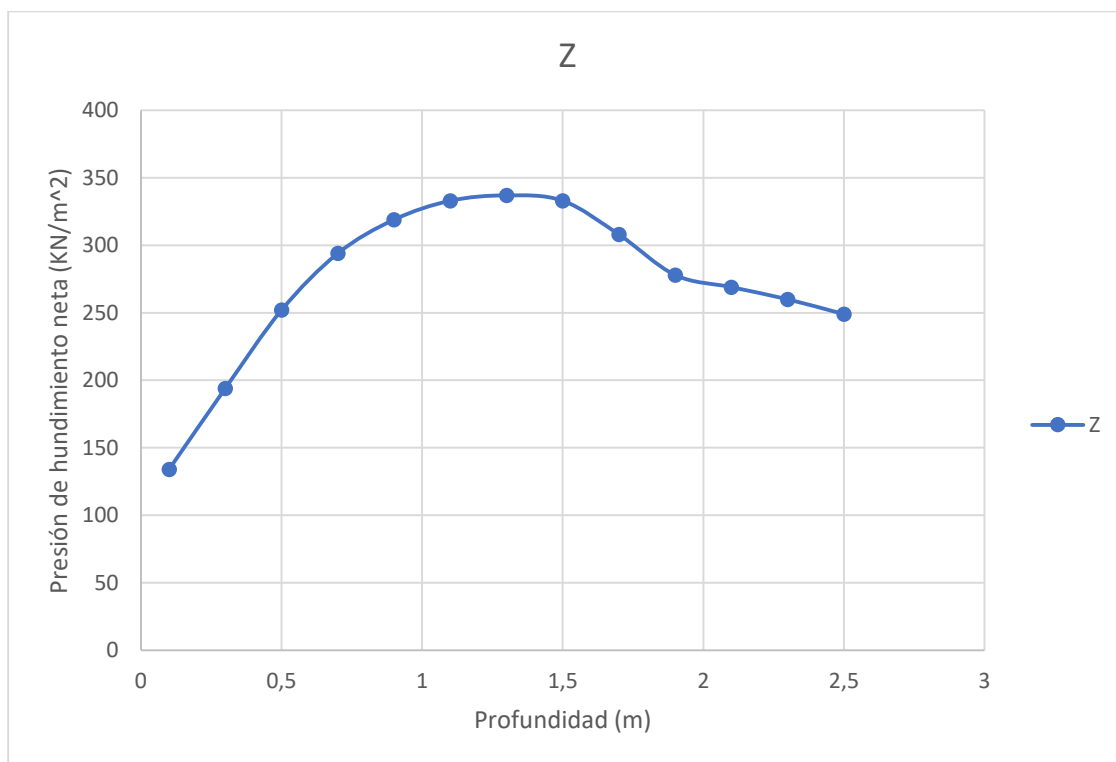


Figura 7. 19. Función Z, correspondiente al valor medio menos una desviación típica de la presión de hundimiento neta, para diferentes modelos. Elaboración propia.

Como conclusión de lo anterior, podemos decir que el máximo para la carga de hundimiento neta se encuentra muy cercano al nivel de tensiones transmitido por la cimentación, con un factor de seguridad de 1.94, por lo que con ese nivel de riesgo, no será viable realizar una cimentación cuadrada de 2 metros de lado.

Hay que tener en cuenta que los resultados anteriores están fuertemente condicionados por el método aproximado para el cálculo de la carga de hundimiento en terrenos estratificados y por el de Tcheng (1957). En ambos métodos se define la carga de hundimiento como una función a trozos que depende de la relación entre profundidad a la que se sitúa el estrato arcilloso respecto al plano de cimentación y el ancho de la cimentación.

$$Ratio = \frac{t}{B} \quad (7.1)$$

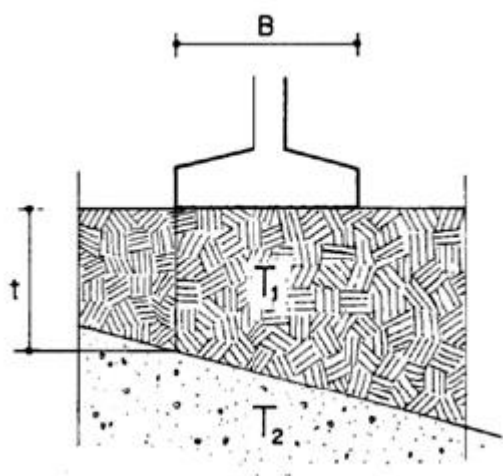


Figura 7. 20. Esquema para modelos estratificados de la carga de hundimiento.

En el método de Tcheng, se considera que se puede despreciar la influencia del estrato inferior cuando el ratio anterior es mayor o igual a 3.5. Por el contrario, cuando el ratio es inferior a 1.5 se considera que la resistencia global se ve considerablemente afectada.

En el método simplificado para un terreno estratificado, un ratio inferior a 0.2 indica que solamente se considera la resistencia del terreno blando inferior. A su vez, un ratio inferior a 1 implica una influencia a tener en cuenta en la resistencia frente a hundimiento.

De estas consideraciones y con una potencia para el estrato arenoso superior de 2.25 metros, fácilmente se puede deducir que a partir de anchos de zapata superiores a 2.25 metros, la resistencia global frente a hundimiento se verá fuertemente reducida con la profundidad, por lo que cabe esperar que con zapatas de dimensiones mayores desaparezca el óptimo anterior, siendo el plano superficial el que mejor resistencia ofrece.

Se tomará como punto de partida para el dimensionamiento, una profundidad de 1.3 metros, sin embargo esta profundidad es variable con las dimensiones de la cimentación.

Para conseguir un factor de seguridad de 3 necesitaríamos unas zapatas cuadradas de 4.1 metros de lado para el pilar más cargado. Este valor tan elevado en proporción a la distancia entre pilares nos obliga a asignar a cada zapata o grupo de zapatas unas dimensiones diferentes.

Para el más cargado del perímetro, con 670 KN, necesitaremos unas zapatas cuadradas de 2.8 metros de lado. Mientras que para el pilar más cargado de esquina, con 310 KN, necesitaremos zapatas cuadradas de 1.7 metros de lado.

De los anteriores resultados se deduce, según lo redactado anteriormente, que la profundidad de diseño será la mínima posible, pues al superar los 2.25 metros de ancho de zapata no se espera una mejora de la resistencia en profundidad.

A 0.6 metros de profundidad, a la cota inferior del relleno antrópico, se definen las siguientes dimensiones para las zapatas en función de 3 grupos, designados por la similitud en la magnitud de las cargas.

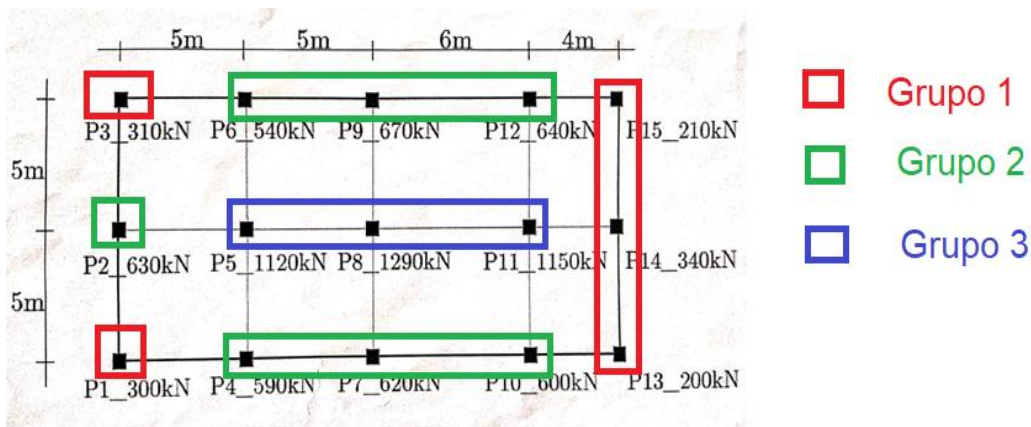


Figura 7. 21. Agrupación de pilares en función de la carga vertical. Elaboración propia.

Para cada pilar se asignará una geometría de zapata, tal y como se muestra a continuación:

- Grupo 1: Zapatas cuadradas de 2 metros de lado
- Grupo 2: Zapatas cuadradas de 2.8 metros de lado
- Grupo 3: Zapatas cuadradas de 3.9 metros de lado

El plano de cimentación visto en planta, quedaría como muestra la siguiente imagen.

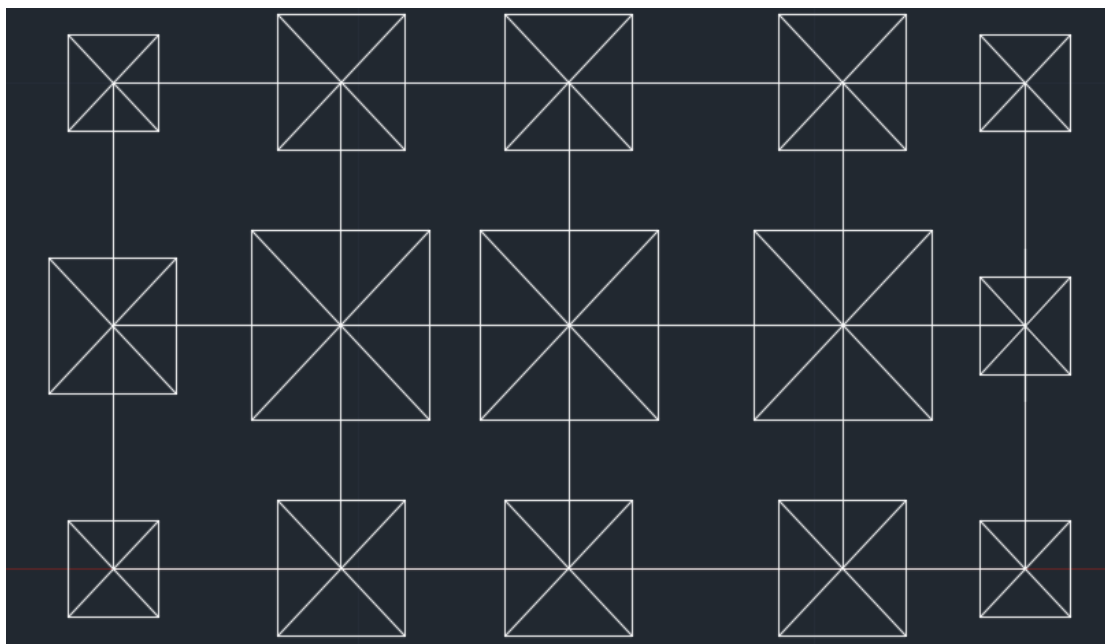


Figura 7. 22. Esquema en planta para la solución por zapatas. Elaboración propia.

La superficie de zapatas es de 120.51 m^2 , de los cuales 79.07 m^2 quedan dentro del interior del plano de la vivienda. La superficie de zapatas representa aproximadamente un 60% de la superficie en planta del edificio, quedando un 40% en el interior, por lo que es aconsejable pasar a otro tipo de solución para la cimentación. Las alternativas más razonables son cimentaciones superficiales como losa o emparrillados, o en su defecto emplear cimentaciones profundas como los pilotes, pues las losas y emparrillados pueden tener serios problemas de asentamientos en terrenos arcillosos blandos.

3.2 SOLUCIÓN POR LOSA

3.2.1 COMPROBACIÓN DE LA CARGA DE HUNDIMIENTO.

Es de esperar que una losa de cimentación resistirá frente a hundimiento con un holgado factor de seguridad, pues con un 60% de superficie de zapatas se consigue un factor de 3.

Para el cálculo de la presión de hundimiento para la losa, se calculará como una zapata de grandes dimensiones, cuya carga vertical será la resultante de todas las cargas aplicada en el centro de gravedad de la losa, junto con un momento producido por la distancia de la resultante al centro de gravedad.

Los resultados para una losa de 10 metros de ancho, 20 metros de largo y 40 centímetros de espesor, a 1.3 metros de profundidad, se muestran en la siguiente tabla:

	Tcheng (1957)	Vesic (1970)	Guía de cimentaciones	Brinch Hansen (1970)	Brinch Hansen estratificado
Presión de Hundimiento neta (KN/m ²)	305	327	139	702	295
Superficie (m ²)	200	200	200	200	200
Carga de Hundimiento (MN)	61	65.4	27.8	140.4	59
Factor de Seguridad	4.92	5.27	2.23	11.1	4.76
Presión admisible (F.S=3) (KN/m ²)	102	109	46	234	98

Figura 7. 23. Tabla de resultados para la carga de hundimiento de la cimentación por losa. Elaboración propia.

La vertical total es de 9210 KN, por lo que la presión vertical es de 46 KN/m, no obstante esa presión no tiene en cuenta el peso propio del hormigón de la losa, lo que si se ha tenido en cuenta en los cálculos de la tabla anterior.

Vemos que ahora el método de Vesic no dista tanto del resto, sin embargo si lo hace el método de la Guía de cimentaciones para obras de carretera y el de Brinch Hansen.

Se espera que se anule por completo el incremento de resistencia por profundidad, pues el mayor ancho de cimentación hace que el estrato inferior se vea más fácilmente afectado.

Como se puede apreciar en la siguiente imagen, la situación es muy diferente a la del caso de zapatas aisladas.

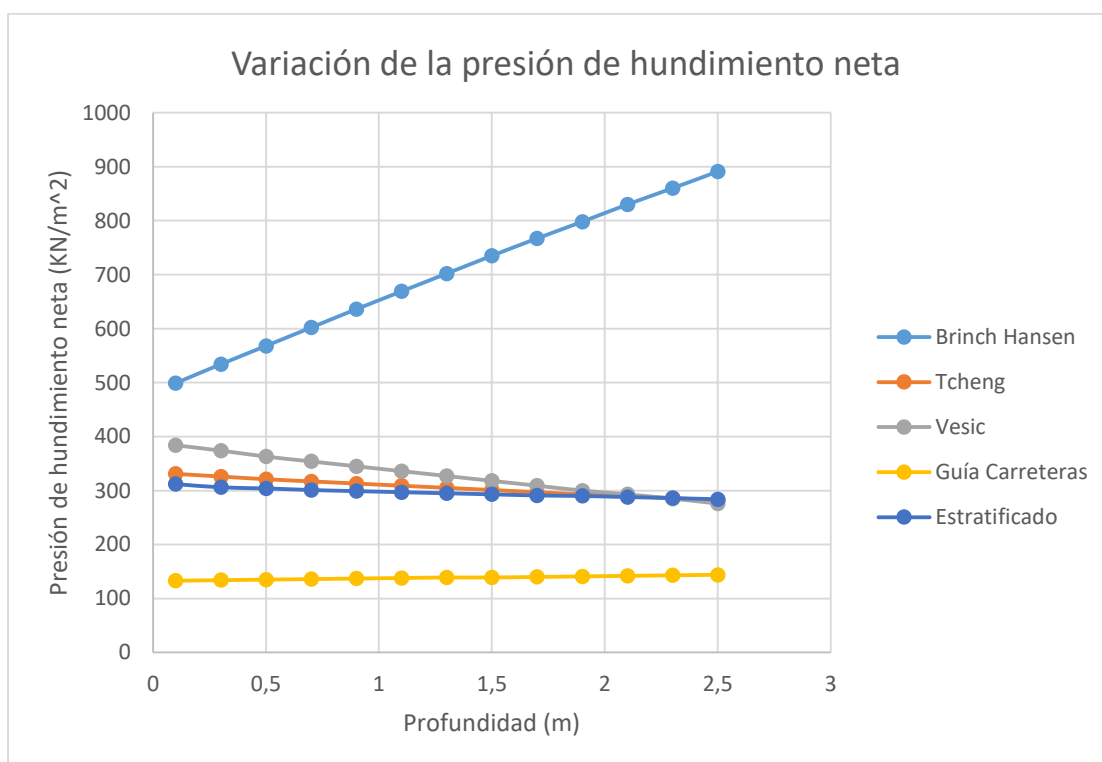


Figura 7. 24. Variación de la presión de hundimiento neta con la profundidad para diferentes modelos de cálculo. Elaboración propia.

Es evidente que ahora los métodos de Brinch Hansen y el de la Guía de cimentaciones para obras de carretera reflejan valores muy dispares al resto, por los que los desecharemos para el resto de cálculos.

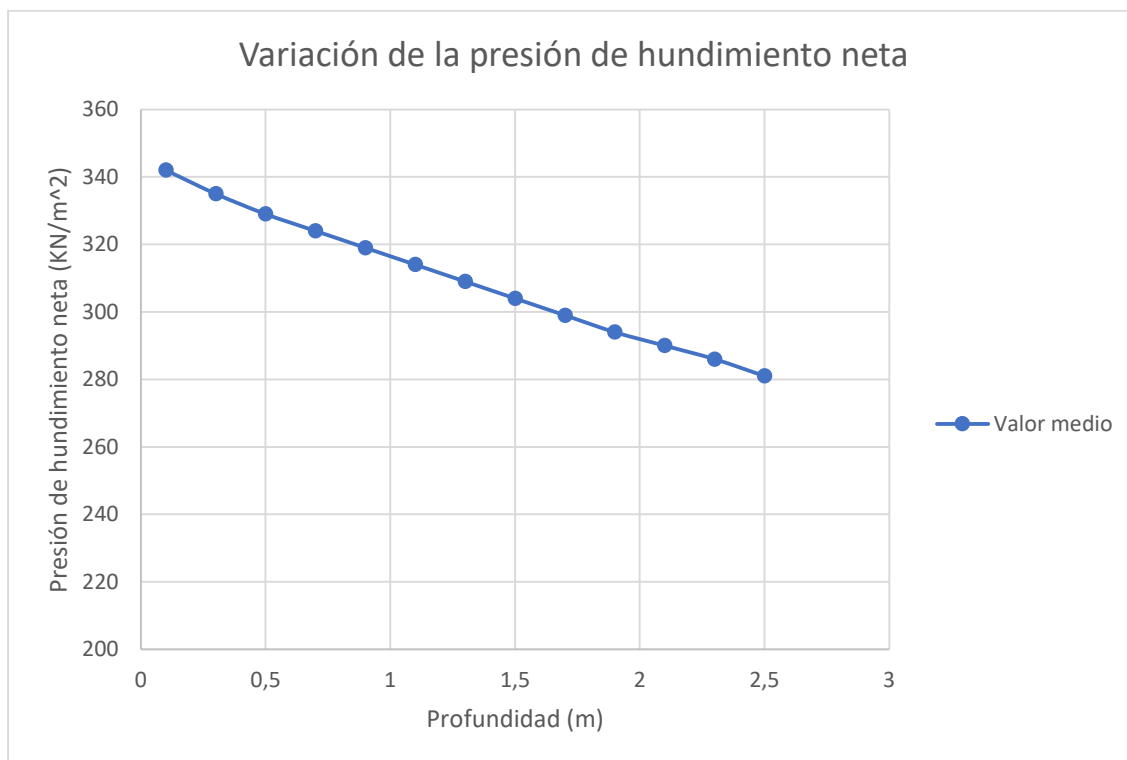


Figura 7. 25. Variación de la presión de hundimiento neta con la profundidad para el valor medio de diferentes modelos de cálculo. Elaboración propia.

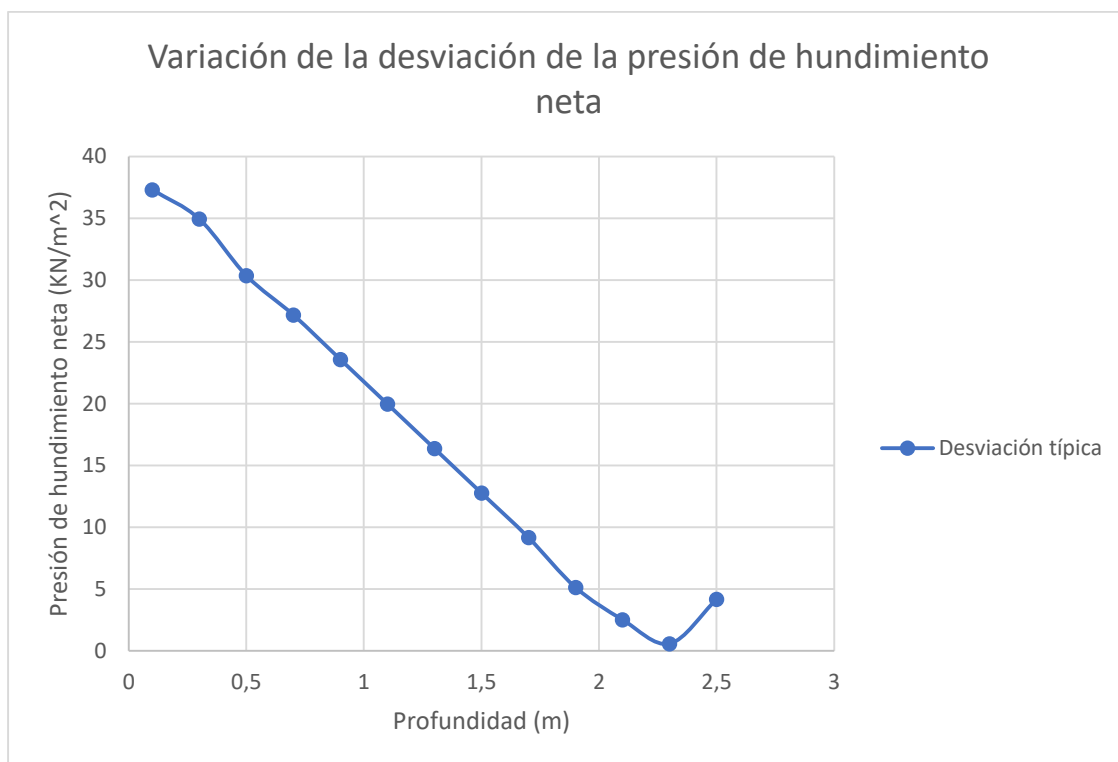


Figura 7. 26. Variación de la desviación entre modelos de la presión de hundimiento neta con la profundidad.
Elaboración propia.

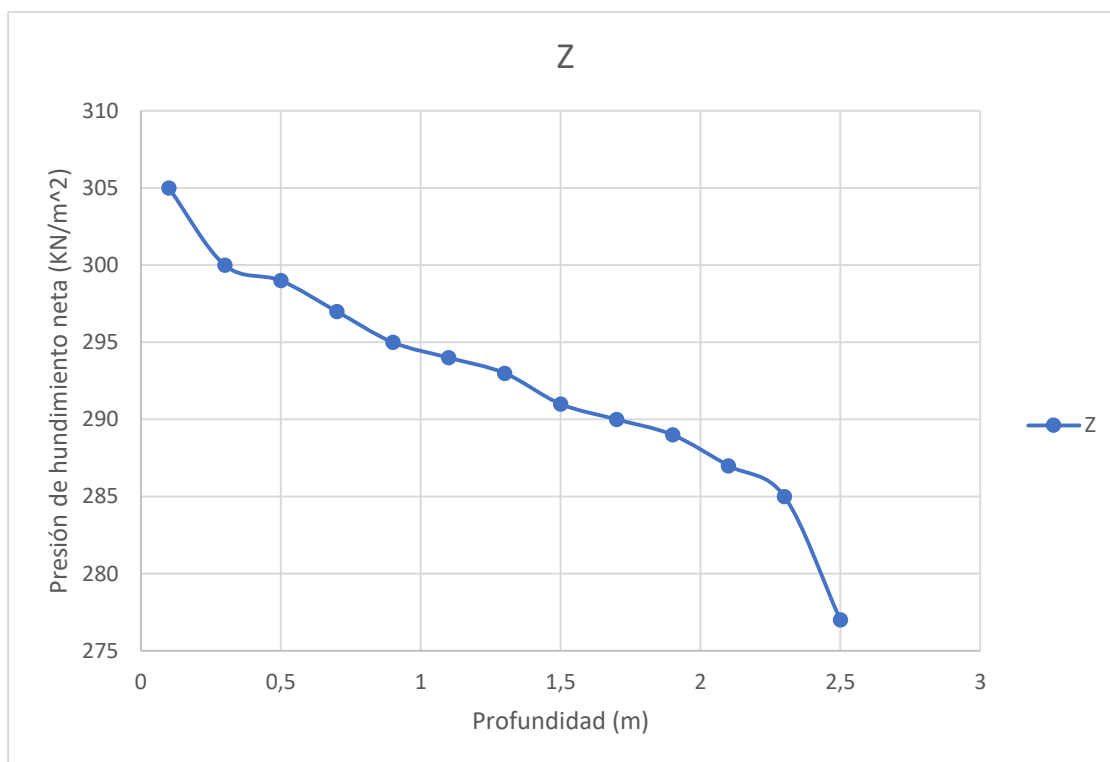


Figura 7. 27. Función Z, correspondiente al valor medio menos una desviación típica de la presión de hundimiento neta, para diferentes modelos. Elaboración propia.

Como se observa en las gráficas anteriores, en este caso no se muestra un máximo óptimo como en el caso anterior, tal y como se razonaba anteriormente, esto es debido a que la influencia del estrato arcilloso se aprecia a menor profundidad, ya que al aumentar considerablemente la superficie de reparto también se reduce la relación entre el ancho de la cimentación y la profundidad del estrato arenoso.

La consecuencia es que no existe una zona con una relación positiva entre presión de hundimiento y profundidad, donde el peso de las tierras ayude en mayor medida a mejorar la carga de hundimiento de lo que se empeora por la influencia del estrato inferior.

Al no tener una profundidad óptima, se ejecutará el plano de cimentación en la rasante del lugar menos el espesor de la losa junto con el solado, de tal manera que el suelo de la vivienda quede a cota 0.

A fin de simplificar los cálculos, se considerará la misma carga de hundimiento para la losa que para el emparrillado. Esta simplificación es justificable por el hecho de que un emparrillado se puede considerar como una losa aligerada, con huecos en su interior por donde el terreno no puede ascender debido a su reducida superficie, por lo que, el terreno se ve obligado a realizar la circulación normal, siguiendo la superficie de rotura del caso general.

El factor de seguridad para la losa y el emparrillado a cota 0 es de 13.3, aunque incluso a la profundidad del estrato arcilloso, de 2.25 metros (restando los 60 centímetros de relleno antrópico) el factor de seguridad es de 6.2, por lo que supera con creces el objetivo de 3.

Lo más comprometedor para el diseño de la losa o del emparrillado son los asientos y las tensiones internas.

Desde el punto de vista económico, puede ser más rentable ejecutar una losa que un emparrillado, por la facilidad constructiva y la necesidad de menor mano de obra. Además, técnicamente, un emparrillado se puede considerar como una losa aligerada, por lo que el ancho de cimentación se puede estimar de dimensiones similares.

3.2.2 ASIENTOS.

El asiento del terreno se compone de la suma del asiento elástico, el asiento de consolidación y el asiento de fluencia, el cual será descartado para el caso de aplicación.

$$S = S_{elástico} + S_{Consolidación}$$

3.2.2.1 ASIENTO ELÁSTICO.

Para la comprobación y diseño de la losa se deberá calcular primero los parámetros elásticos correspondientes, como el módulo de balasto, para tener en cuenta la interacción entre el cimiento y la estructura. Para ello se recurre al Código Técnico de la Edificación, en su documento básico de seguridad estructural, referente a cimientos, donde se expone en el Anejo E, la interacción suelo-estructura.

Se define el módulo de balasto como la relación entre la presión vertical aplicada en un punto de la cimentación directa y su asiento.

$$K_s = \frac{q}{S} \quad (7.2)$$

El módulo de Balasto se puede obtener a partir del ensayo de carga con placa, mediante la pendiente de la curva presión-asiento obtenida del ensayo, sin embargo el coeficiente de balasto no es una constante del terreno, sino que depende del nivel de presiones y de la superficie cargada. El módulo de balasto disminuye conforme aumenta la superficie cargada, para una misma presión, pues se afecta a un mayor volumen de terreno y por tanto los asientos serán mayores.

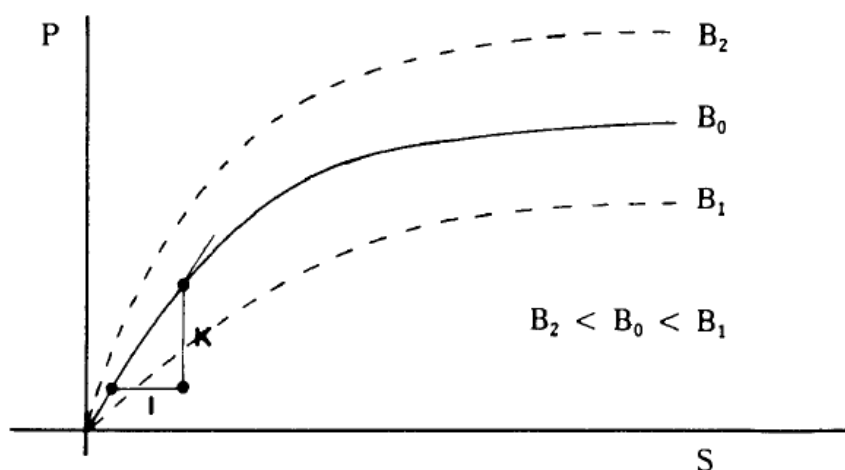


Figura 7. 28. Diagrama presión-desplazamiento, para el ensayo de carga con placa. Código Técnico de la Edificación/Cimientos.

El valor de referencia del ensayo de carga con placa es el K30, en el que se emplean placas cuadradas de 0.3 metros de lado. A partir de este valor se calcula el módulo de balasto para el ancho de la cimentación, mediante diferentes formulaciones propuestas por diversos autores.

Ha de tenerse en cuenta que los efectos de escala son muy importantes, pudiendo ser el ensayo de placa insuficiente. Esta limitación se agrava cuando existe un terreno estratificado en el que se sitúa un estrato blando en la parte inferior y otro más rígido en la superior, pues el tamaño reducido del bulbo de tensiones producido por el ensayo de carga con placa solo afectaría al estrato superior, obviando el asiento que se produciría con un mayor ancho al afectar al estrato blando inferior.

Tal y como se discutió en el apartado 3.2, al considerar el ancho de cimentación de la losa, el comportamiento del terreno cambiaba respecto al ancho de zapata cuadrada de 2 metros, haciendo que la influencia del estrato inferior fuese más importante. Por lo que se considerarán los parámetros elásticos del estrato arcilloso inferior, con el fin de quedar del lado de la seguridad, ya que un menor módulo de balasto, producirá mayores asientos.

En la siguiente tabla se muestran valores de referencia para el ensayo de carga con placa K30 en diferentes tipos de terreno.

Tipo de suelo	K₃₀ (MN/m³)
Arcilla blanda	15 – 30
Arcilla media	30 – 60
Arcilla dura	60 – 200
Limo	15 – 45
Arena floja	10 – 30
Arena media	30 – 90
Arena compacta	90 – 200
Grava arenosa floja	70 – 120
Grava arenosa compacta	120 – 300
Margas arcillosas	200 – 400
Rocas algo alteradas	300 – 5.000
Rocas sanas	>5.000

*Figura 7. 29 Valores orientativos del coeficiente de balasto K30. Código Técnico de la Edificación/Cimientos
Tabla D.29.*

En el Anejo 2, se obtuvo que el estrato arcilloso inferior tenía una consistencia media-blanda, por lo que según la tabla anterior deberíamos obtener un coeficiente de balasto K30 cercano a 30 MN/m³.

En el apartado 5 del Anejo E del Documento básico de Seguridad Estructural, referente a cimientos, se proponen algunas formulaciones para relacionar el resultado del ensayo de carga en placa K30 con el módulo de balasto correspondiente al ancho de cimentación. Para terrenos cohesivos, la expresión matemática es la siguiente.

$$K_B = K_{30} * \frac{0.3}{B} \quad (7.3)$$

La expresión anterior muestra una relación inversamente proporcional al ancho de cimentación, referenciado al ensayo de carga con placa K30. El resultado para el ancho de 10 metros de la losa de cimentación es de 0.9 MN/m³.

Dada la excesiva simplicidad de la ecuación (7. 3) se utilizará la siguiente correlación propuesta por Vogt para una carga rectangular de dimensiones b x l.

$$K = 1.33 \cdot \frac{E_s}{\sqrt[3]{l \cdot b^2}} \quad (7.4)$$

Donde se considera un módulo de deformación “Es” de 7 Mpa, correspondiente al estrato arcilloso inferior.

Vemos que si asignamos unas dimensiones de 0.3 m x 0.3 m, el resultado es un módulo de deformación de 31.03 MN/m³, que está muy cercano al obtenido según la Figura 7. 29 de 30 MN/m³, por lo que podemos considerar por válidas las consideraciones realizadas.

El módulo de balasto para el ancho de cimentación, según la formulación propuesta por Vogt es de 0.739 MN/m³, el cual es más restrictivo que el propuesto por el Código Técnico de la Edificación, pues este último, al tener un valor de 0.9 MN/m³, provocará menores asientos de los reales.

El asiento elástico será por tanto de unos 5 cm, según el CTE y de 6 cm, según la formulación de Vogt, lo que nos llevará a niveles elevados de armado que incrementará considerablemente el precio de la cimentación. Más allá de los posibles costes, este asiento podría ser tolerado por la estructura, tal y como muestra la siguiente tabla.

<i>Asientos admisibles. Criterios tradicionales</i>	<i>ARENAS (mm)</i>	<i>ARCILLAS (mm)</i>
ZAPATAS		
Asiento máximo	25 (40)	(65)
Asiento diferencial máximo	20 (25)	(40)
LOSAS		
Asiento máximo	50 (40-65)	(65-100)

Figura 7. 30. Asientos admisibles según los criterios tradicionales.

3.2.2.2 ASIENTO DE CONSOLIDACIÓN.

En los datos obtenidos del estudio geotécnico no se extrae información sobre parámetros de consolidación para el estrato arcilloso, por lo que se supondrán valores tomados de la bibliografía geotécnica. Los ensayos necesarios para la obtención de los parámetros de consolidación se explican en el Anejo 3.

Debido a que nos encontramos sobre un estrato de arcillas blandas normalmente consolidadas, saturadas bajo el nivel freático, debemos esperar grandes asientos por consolidación diferidos en el tiempo. Si añadimos a lo anterior la elevada superficie de reparto para la cimentación, hace que se afecte un mayor volumen de terreno, provocando mayores asientos.

Al tratarse de arcillas normalmente consolidadas, el asiento de consolidación se producirá siguiendo la recta de compresión noval. Esta recta se representa en una gráfica en la que el eje de abscisas representa el logaritmo decimal de la tensión efectiva y en ordenadas el índice de huecos, donde la pendiente indica el índice de compresión.

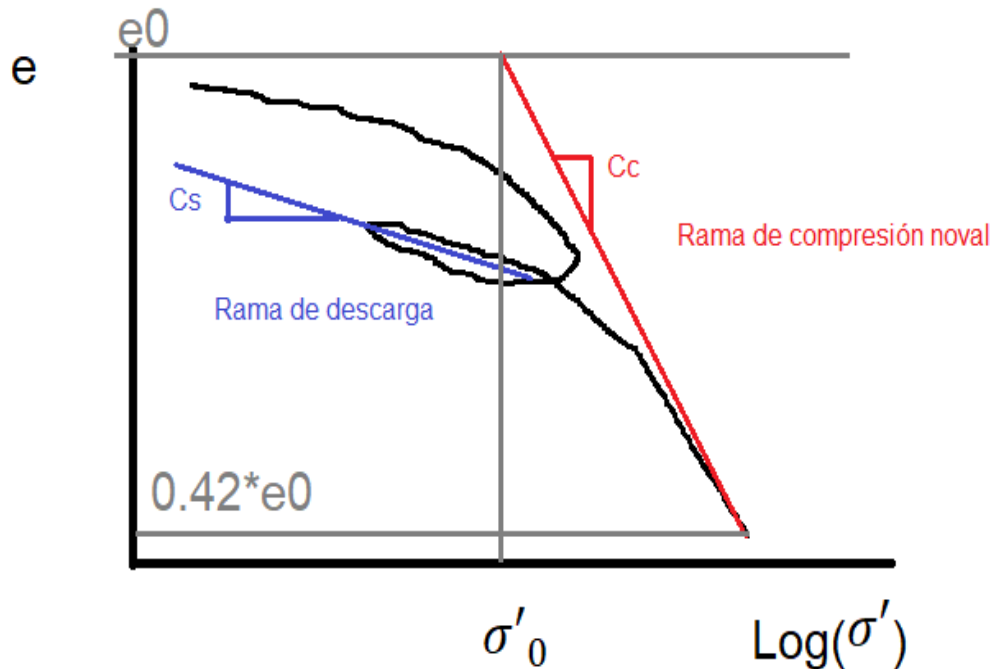


Figura 7. 31. Esquema de la curva de consolidación. Elaboración propia.

El índice de compresión se puede determinar a partir de las siguientes expresiones, válidas únicamente para arcillas normalmente consolidadas, en las que se obtiene el índice de compresión para condiciones con drenaje y sin drenaje respectivamente.

$$C_c = 1.3 \quad (7.5)$$

$$C_c' = 0.009 \cdot (Wl - 10\%) \quad (7.6)$$

(Terzaghi a Peck 1948)

Dado que el estrato arcilloso cuenta con un límite líquido del 43.1% de humedad, el índice de compresión en condiciones de drenaje será de 0.298 aproximadamente.

Con los datos anteriores se puede calcular el asiento edométrico por medio de la siguiente ecuación:

$$S_{edom} = \frac{H_0}{1 + e_0} \cdot C_c \cdot \log_{10}\left(\frac{\sigma'}{\sigma_0}\right) \quad (7.7)$$

Donde:

H_0 : Es la potencia del estrato que presenta consolidación.

e_0 : Es el índice de huecos inicial.

C_c : Es el índice de compresión.

σ_0' : Es la tensión efectiva inicial, que coincide con la de preconsolidación.

σ' : Es la tensión efectiva a la que se somete el terreno.

Dado que no se tienen datos para el índice de huecos inicial, se ha recurrido a la literatura geotécnica para encontrar un rango de valores con el que poder hacer una estimación.

Según la Swiss Standard SN 670 010b, Characteristic Coefficients of soils, Association of Swiss Road and Traffic Engineers, el índice de huecos máximo y mínimo para las arcillas inorgánicas de baja plasticidad CL es de 0.69 y 0.41 respectivamente.

El índice de huecos puede obtenerse a partir de la siguiente relación entre propiedades índice.

$$e = \frac{\gamma_s - \gamma_d}{\gamma_d} \quad (7.8)$$

Donde:

γ_s : Es el peso específico de las partículas sólidas.

γ_d : Es el peso específico seco.

También se sabe que el peso específico relativo de las partículas G_s , varía en un rango de entre 2.68 y 2.8 para las arcillas, el cual está relacionado con el peso específico de las partículas sólidas por medio de la siguiente expresión.

$$G_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_w} \quad (7.9)$$

Combinando la ecuación (7. 8) y la (7. 9), junto con los valores de la Figura 7. 32, se obtiene un valor máximo y mínimo para el índice de huecos de 1 y 0.28, respectivamente.

Tipo de suelo	γ_{sat} (kN/m³)	γ_d (kN/m³)
Grava	20 – 22	15 – 17
Arena	18 – 20	13 – 16
Limo	18 – 20	14 – 18
Arcilla	16 – 22	14 – 21

*Figura 7. 32. Valores orientativos de densidades de suelos. Código Técnico de la Edificación/Cimientos
Tabla D.26*

El incremento de presión en el estrato arcilloso se puede calcular según las soluciones tensionales en el semiespacio de Boussinesq.

El incremento de tensiones para un punto situado bajo una esquina de una carga rectangular en superficie, viene dado por el producto de la carga repartida y un factor de influencia I_z , calculado según muestran las siguientes expresiones, donde B y L son las dimensiones espaciales de la carga rectangular y z la profundidad a la que se quiere determinar el incremento de presión.

$$\Delta\sigma = q_t \cdot I_z \quad (7.10)$$

$$m = \frac{B}{z}; n = \frac{L}{z}$$

- Si $m^2 + n^2 + 1 \geq m^2 \cdot n^2$

$$I_z = \frac{1}{4 \cdot \pi} \cdot \left(\frac{2 \cdot m \cdot n \cdot \sqrt{m^2 + n^2 + 1}}{m^2 + n^2 + m^2 \cdot n^2 + 1} \cdot \left(\frac{m^2 + n^2 + 2}{m^2 + n^2 + 1} \right) + \tan^{-1} \left(\frac{2 \cdot m \cdot n \cdot \sqrt{m^2 + n^2 + 1}}{m^2 + n^2 - m^2 \cdot n^2 + 1} \right) \right) \quad (7.11)$$

- Si $m^2 + n^2 + 1 < m^2 \cdot n^2$

$$I_z = \frac{1}{4 \cdot \pi} \cdot \left(\frac{2 \cdot m \cdot n \cdot \sqrt{m^2 + n^2 + 1}}{m^2 + n^2 + m^2 \cdot n^2 + 1} \cdot \left(\frac{m^2 + n^2 + 2}{m^2 + n^2 + 1} \right) + \tan^{-1} \left(\frac{2 \cdot m \cdot n \cdot \sqrt{m^2 + n^2 + 1}}{m^2 + n^2 - m^2 \cdot n^2 + 1} \right) + \pi \right)$$

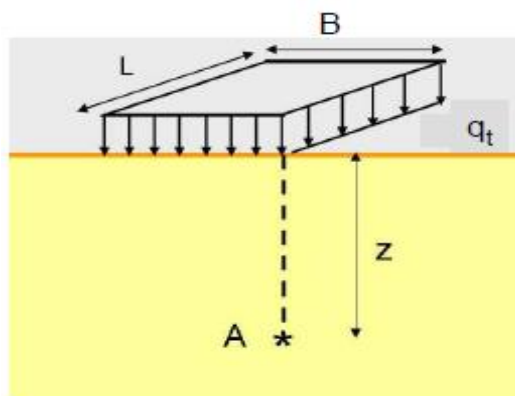


Figura 7. 33. Esquema geométrico para la determinación del factor de influencia.

Para calcular el incremento de tensión en el centro del rectángulo se puede aplicar el principio de superposición, al ser una teoría lineal.

La profundidad afectada por la cimentación se puede determinar siguiendo el siguiente esquema.

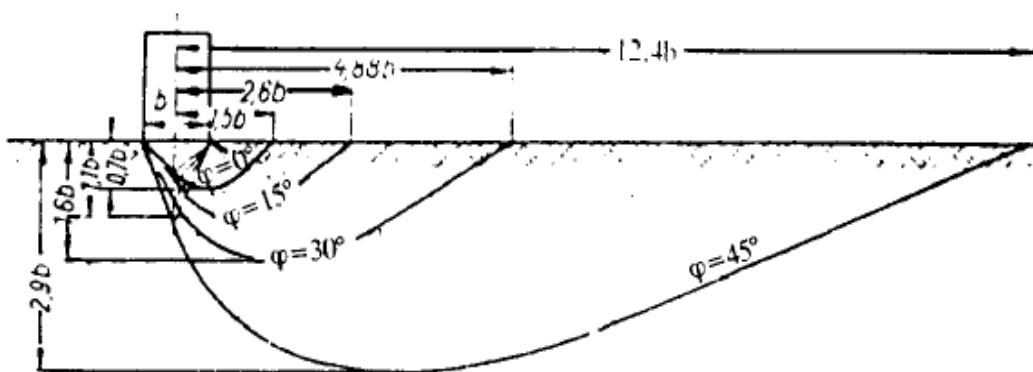


Figura 7. 34. Zonas de afección según el ancho de cimentación y el ángulo de rozamiento interno. Rodríguez Ortiz (1989). Figura 2.8.

La profundidad afectada para un ángulo de rozamiento de 23° será inferior que para un ángulo de 30° . Tomando una profundidad de 1.6 veces el ancho de cimentación, referente al ángulo de 30° , la profundidad afectada será de 16 metros.

El espesor de terreno que puede sufrir consolidación, dentro de la zona afectada por la cimentación es de 13.25 metros, resultado obtenido de descontar los 2.25 metros del estrato arenoso inicial y los 50 cm del estrato arenoso a 6.7 metros de profundidad.

Según las expresiones anteriores, el incremento de tensiones en el punto medio de la zona afectada por la cimentación, a 8 metros, es de 27.3 KN/m^2 bajo el centro de la losa, considerando que el incremento de tensiones en superficie inducido por el edificio es de 46 KN/m^2 .

Si sumamos el incremento de tensiones a 8 metros bajo la base del centro de la losa, al nivel de tensiones existente anteriormente, obtenemos una tensión efectiva de 116.8 KN/m^2 (el nivel de tensiones efectivas anterior es de 89.45 KN/m^2 , restando los 60 cm de relleno antrópico).

Considerando una potencia del estrato afectado por la consolidación de 13.25 metros, un índice de huecos de 0.54, una presión efectiva inicial de 89.45 KN/m^2 y una presión efectiva actuante de 116.8 KN/m^2 , se obtiene un asiento edométrico de 29 centímetros, que supone una distorsión angular máxima de 0.058 (3.3°), suponiendo que la losa pivota sobre el eje central paralelo al lado mayor.

Dado que el asiento producido por la cimentación será de alrededor de 300 mm, será necesario reducirlo un 80% para conseguir unos asientos adecuados y en torno a un 70% para unos asientos aceptables, con los que la distorsión angular máxima será del orden de 1° sexagesimal.

3.3 MEJORAS DEL TERRENO.

Dados los grandes asentamientos producidos por consolidación, debido al elevado ancho de cimentación, se plantea como solución para la cimentación por losa, una mejora del terreno mediante precarga para forzar los asentamientos de consolidación en un tiempo reducido, mediante la ayuda de pozos drenantes. El procedimiento es el que se detalla a continuación.

- Excavación de pozos de agua y relleno con grava de elevada permeabilidad.
- Recogida y transporte del material para la precarga.
- Sellado de los pozos y vertido del material.
- Reposo del material durante el tiempo necesario hasta conseguir el grado de consolidación adecuado.
- Retirada del material y transporte a vertedero.
- Excavación hasta la cota de cimentación.
- Ejecución de la cimentación.
- Utilización de parte del material de la precarga para relleno.
- Empleo de los pozos drenantes como fuentes de alimentación para el sistema geotérmico, mediante intercambiadores abiertos.

El principal problema que plantea esta solución, es que no se conoce la curva edométrica y, por tanto, no se puede determinar correctamente el tiempo de consolidación. Otro problema es el excesivo coste que pueda suponer la compra y transporte del material para la precarga, ya que solo se le puede dar ese uso.

Como ventaja se puede señalar, que los pozos drenantes cumplen una doble función, primero, reduciendo el tiempo de consolidación y, posteriormente, como fuente para alimentar el sistema geotérmico.

Las columnas de gravas no son del todo viables para este proyecto, pues no se encuentra un estrato firme a escasa profundidad, por lo que la mejor alternativa sería una cimentación profunda por pilotes.