Ing. César Barros L.

Cálculo aproximado de la influencia de la fachada en la repartición de presiones en muros medianeros

Es frecuente, en el cálculo asísmico de edificios de hormigón armado, el tener que determinar las tensiones a que está sometido el terreno de fundación y las fundaciones mismas en las zonas de muros divisorios o medianeros como también en los muros rígidos interiores.

Según sea la planta del edificio en estudio y la magnitud de los esfuerzos horizontales acumulados en los muros resistentes a la acción sísmica, suele suceder que la resultante de las acciones exteriores cae bastante fuera del núcleo central, cuando en una primera aproximación se toma como elemento comprometido en la solicitación sólo la zapata del muro considerado. Se ve en este caso la necesidad de comprometer en la resistencia al vuelco también a las fundaciones normales al muro considerado.

Se presentan lo antes indicado principalmente en los muros medianeros de edificios, los cuales por no tener perforaciones constituyen un elemento de por sí apropiado para absorber los esfuerzos sísmicos en forma económica siguiéndoles en importancia las cajas de escaleras y ascensores.

Tienen, sin embargo, estos elementos un gran inconveniente, que es su poca carga vertical, generalmente inferior a las que se desarrollan en las otras partes del edificio y en consecuencia al emplear estos elementos como resistentes a las acciones horizontales deberá estudiarse su acción conjunta en la zona de fundaciones con los demás elementos ubicados normalmente a ellos y constituídos casi siempre por partes de la fachada.

Ha sido siempre entre nuestros proyectistas tema de especial interés el determinar qué parte de la fachada puede considerarse como comprometida en la acción resistente al vuelco y qué armaduras hay que prever en ella para que se garantice una acción conjunta de los diversos elementos

Proponemos, como solución aproximada del problema considerado, lo siguiente:

Consideremos el caso típico de un muro medianero unido a dos fachadas, una interior y otra exterior que, para el caso más sencillo y a fin de llegar a fórmulas breves, supondremos iguales o muy aproximadamente semejantes. (Fig. 1).

Al producirse un efecto de volcamiento, las fachadas estarán solicitadas en una zona próxima al muro. La parte activa de la fachada puede ser determinada de acuerdo con las ecuaciones que rigen el estudio de vigas sobre un medio elástico y por lo tanto existirá una longitud de viga característica de la cual dependerá la repartición de presiones en el terreno.

Si hay dos muros relativamente próximos la fachada se verá íntegramente comprometida en el vuelco y actuará como una viga invertida apoyada en los 2 muros rígidos próximos.

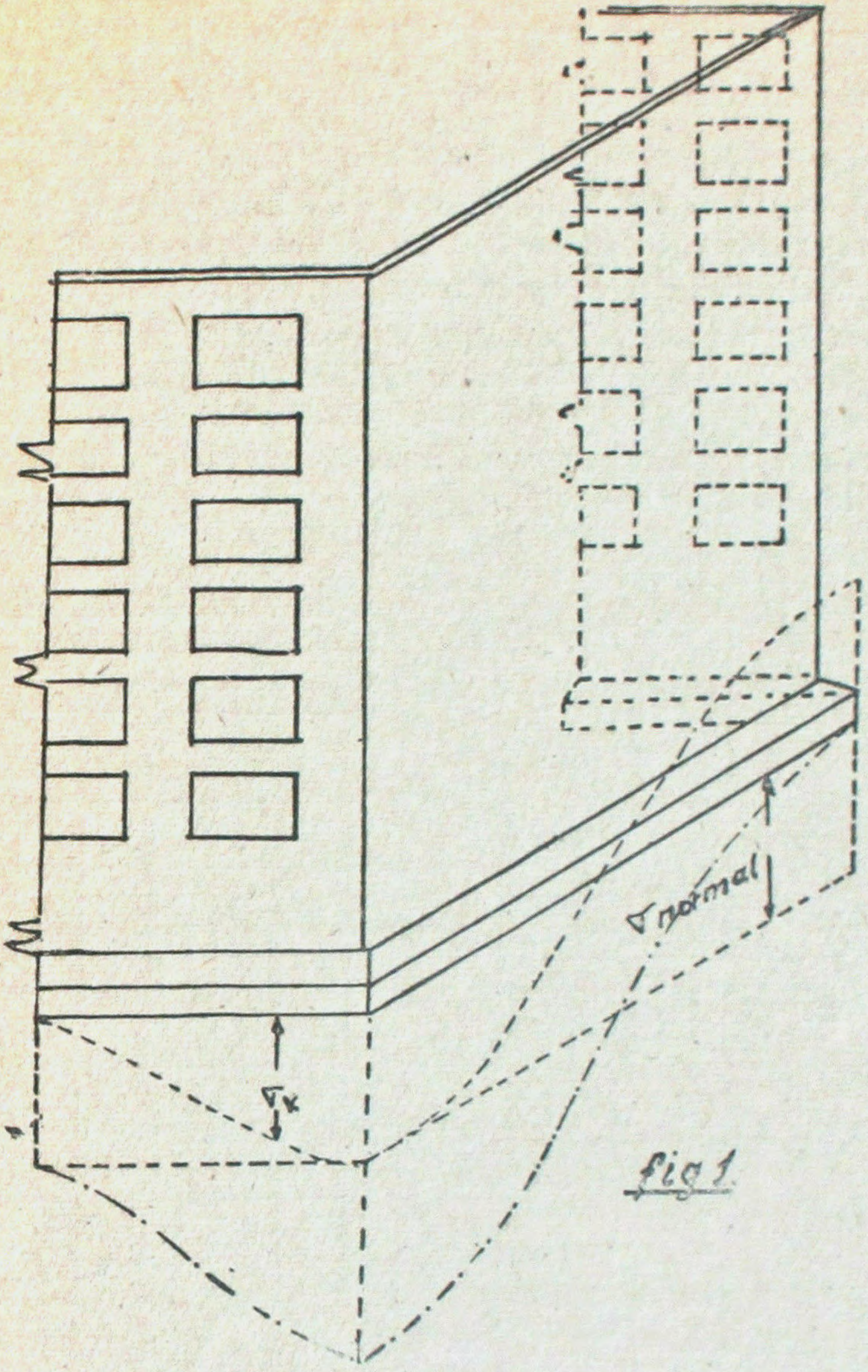


fig 1.

Si los muros están distantes entre sí, sólo una parte de la fachada, la más próxima al muro transversal en estudio, se verá comprometida en una longitud que estará dada por la relación.

$$L = \sqrt[4]{\frac{4 E_1 I}{E_0}}$$

fórmula en que E_1 = Módulo de elasticidad del hormigón

I = Momento de inercia de la viga equivalente.

E_0 = Módulo de elasticidad del terreno.

En la figura 2 hemos indicado las curvas que dan, para una viga de luz B con dos cargas en los extremos, los valores de las presiones en el terreno. Estas curvas están tomadas de la obra Baugrund y Bauwerk de Kögler-Scheidig.

De ellas podemos deducir que para valores de λ superiores o iguales a 4 el coeficiente w_3 toma el valor 2 esto es $p = \frac{2Q_1}{Lu}$ lo cual significa que las presiones se reparten de acuerdo con un diagrama triangular.

De la misma obra antes citada hemos tomado los diagramas de repartición de presiones para el caso = 4 aproximada y exacta por lo que puede deducirse que el error cometido al suponer la variación triangular es pequeño.

En el caso que nos ocupa el momento de inercia de las fachadas es muy grande, pero sus deformaciones por cisalle son apreciables, dadas las dimensiones de los elementos comparados con las producidas por flexión, de manera que habrá que encontrar un valor de I, que corresponda a las verdaderas deformaciones del elemento de fachada considerado como viga.

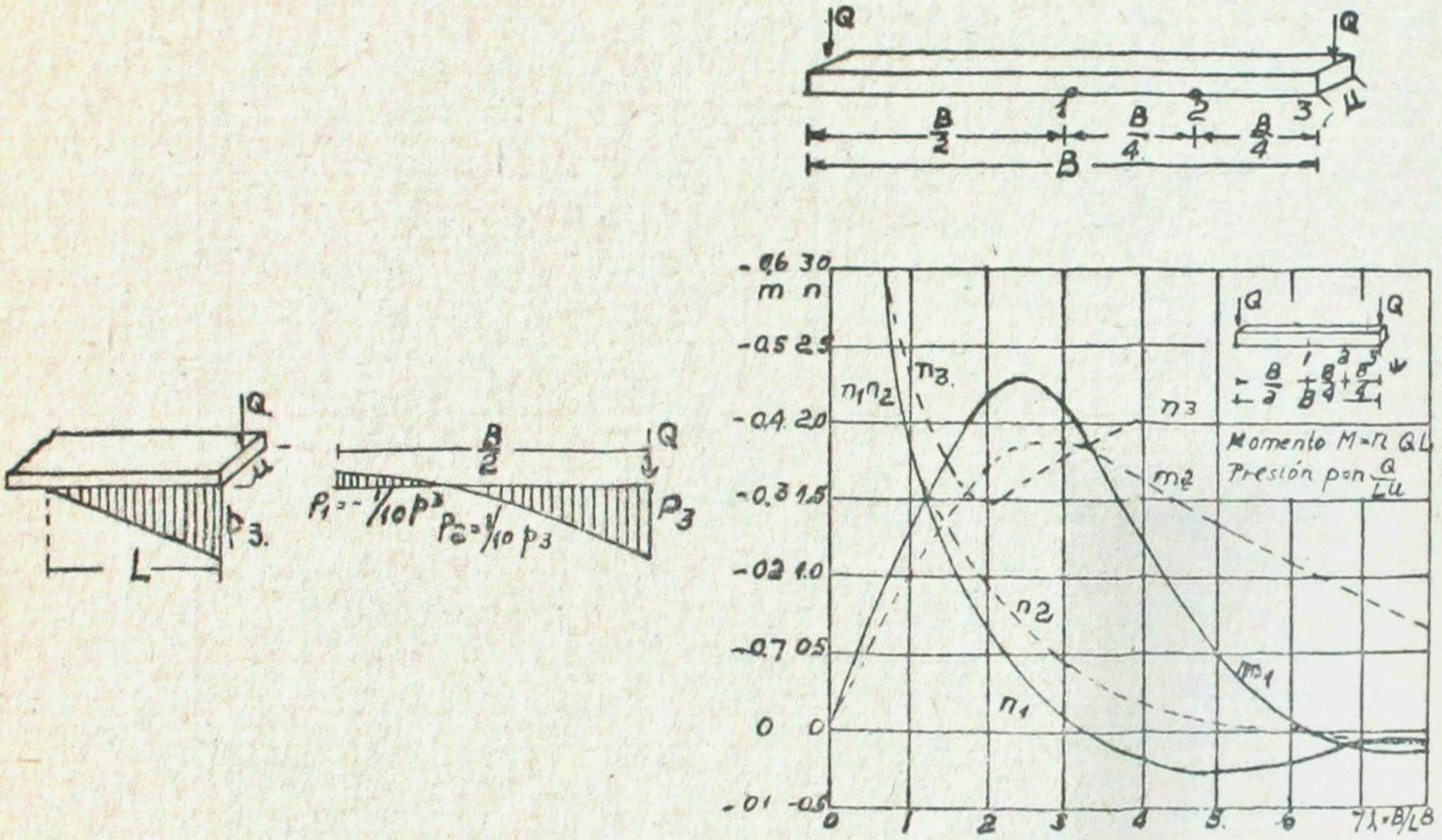


fig. 2.

Caben aquí dos soluciones: 1.° Considerar sólo el momento de inercia de la zapata de fundación y su nervio, que cuando se trata de grandes edificios abarca generalmente todo el subterráeno y por lo tanto es de apreciable rigidez, despreciando en consecuencia las rigideces de los elementos superiores y su contribución a la resistencia; y

2.° Considerar el total de la fachada lo cual será tanto más acertado cuanto más rígida sea ésta.

En ambos casos y dada la magnitud de los esfuerzos cortantes, deberá determinarse la deformación total de los elementos bajo una carga triangular obtenida de una primera aproximación de L considerando para el valor de I la suma de los momentos de inercia de los diferentes elementos horizontales que componen la fachada.

Para el largo de zapata L así considerado se determinará la deformación extrema del conjunto bajo la carga triangular aproximada, estudiando la fachada como un marco sometido a fuerzas horizontales tal como se indica en la figura.

Esta determinación podrá hacerse mediante las fórmulas indicadas en el folleto publicado por la Asoc. de Cemento Portland Argentina, reproducción del mismo folleto publicado por la Portland-Cement Association.

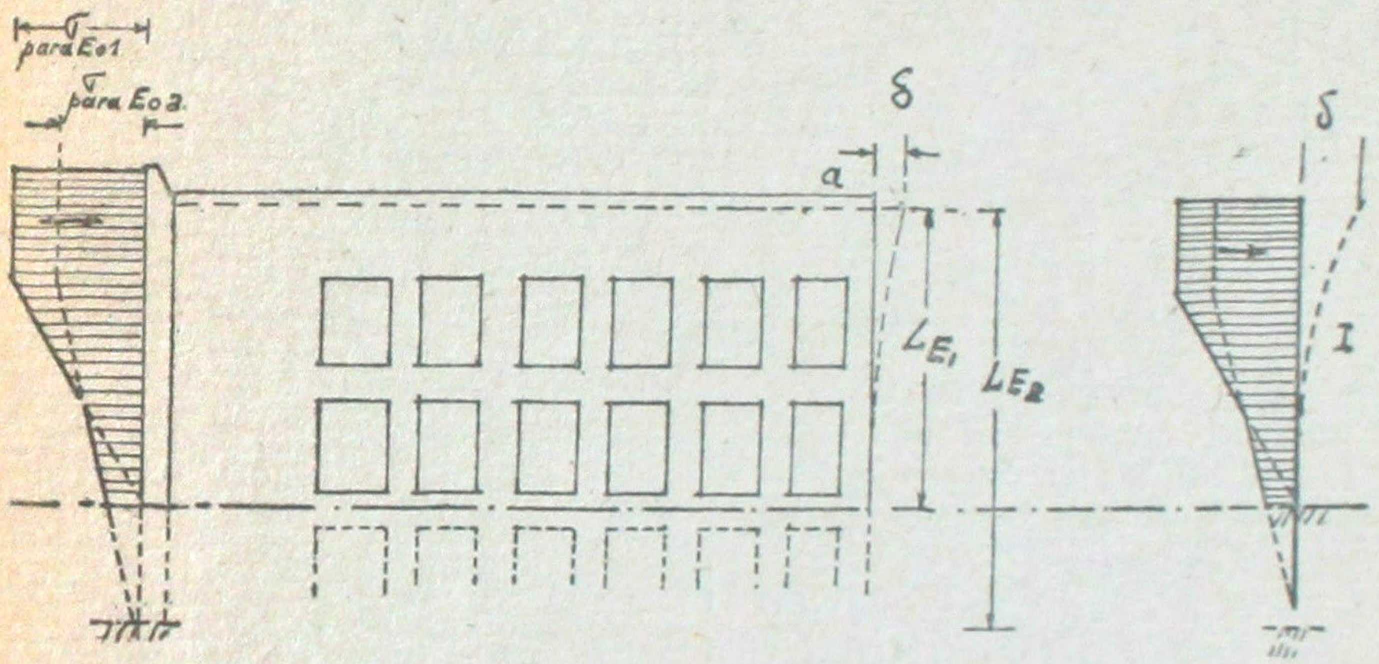
Una vez obtenido el valor del desplazamiento total en a (fig. 3) se calculará el momento de inercia de la viga equivalente, esto es, de una viga de la misma luz L y bajo la misma carga triangular cuya deformación extrema sea el valor d.

Para ello nos servirá la siguiente relación:

$$\delta = \frac{11}{120} \frac{L^4 p}{E_1 I_1} \qquad\qquad I_1 = \frac{11}{120} p \frac{L^4}{E_1 \delta}$$

Para el valor de p puede tomarse la unidad en ambos casos de manera que obtendremos para I_1 el valor

$$I = \frac{11}{120} \frac{L^4}{E_1 \delta}$$



Fachada Colocada Horizontal. fig. 3. Viga equivalente.

Esta operación puede hacerse varias veces según sea la precisión que se desee obtener para el valor de L sin olvidar naturalmente que se trata de un cálculo con el cual se persigue resolver sólo en forma aproximada el problema.

Será conveniente, además, hacer la determinación de L para dos valores extremos posibles de E_0 para los cuales indicamos a continuación y a título ilustrativo una tabla tomada de la obra de Kögler antes citada.

Debemos hacer notar aquí que los valores de E dado por Kögler corresponden a valores muy generales determinados por cargas estáticas. En el caso de movimientos sísmicos las cargas serán dinámicas y por lo tanto deberá tenerse en cuenta que el valor de E_0 resulta algo más alto, especialmente en terrenos de gran cohesión y plasticidad.

Una vez determinados los valores de I y de L para un caso dado y suponiendo como decimos que ambas fachadas tengan igual rigidez, podremos escribir las siguientes relaciones deducidas de la figura.

1.ª Condición de equilibrio a los momentos exteriores M.

$$\left[b_1(L-b_2)\frac{\sigma}{2}+b_1b_2\sigma\right]\frac{l_0}{2}+\left(\frac{l_0}{2}-\frac{b_1}{2}\right)b_2\,\frac{2}{3}\left(\frac{l_0}{2}-\frac{b_1}{2}\right)\frac{\sigma}{2}=M$$

$$\sigma\left(\left[\frac{b_1}{2}(L-b_2)+b_1b_2\right]\frac{l_0}{2}+\left(\frac{l_0}{2}-\frac{b_1}{2}\right)^2\frac{1}{3}b_2\right)=M$$

$$\sigma=\frac{M}{\dfrac{b_1\,l_0\,L}{4}+\dfrac{b_2}{12}\left(l_0^2+b_1^2+b_1\,l_0\right)}$$

$$\sigma=\frac{12M}{b_1\,l_0\,(3L-b_2)+b_2\,(l_0+b_1)^2}$$

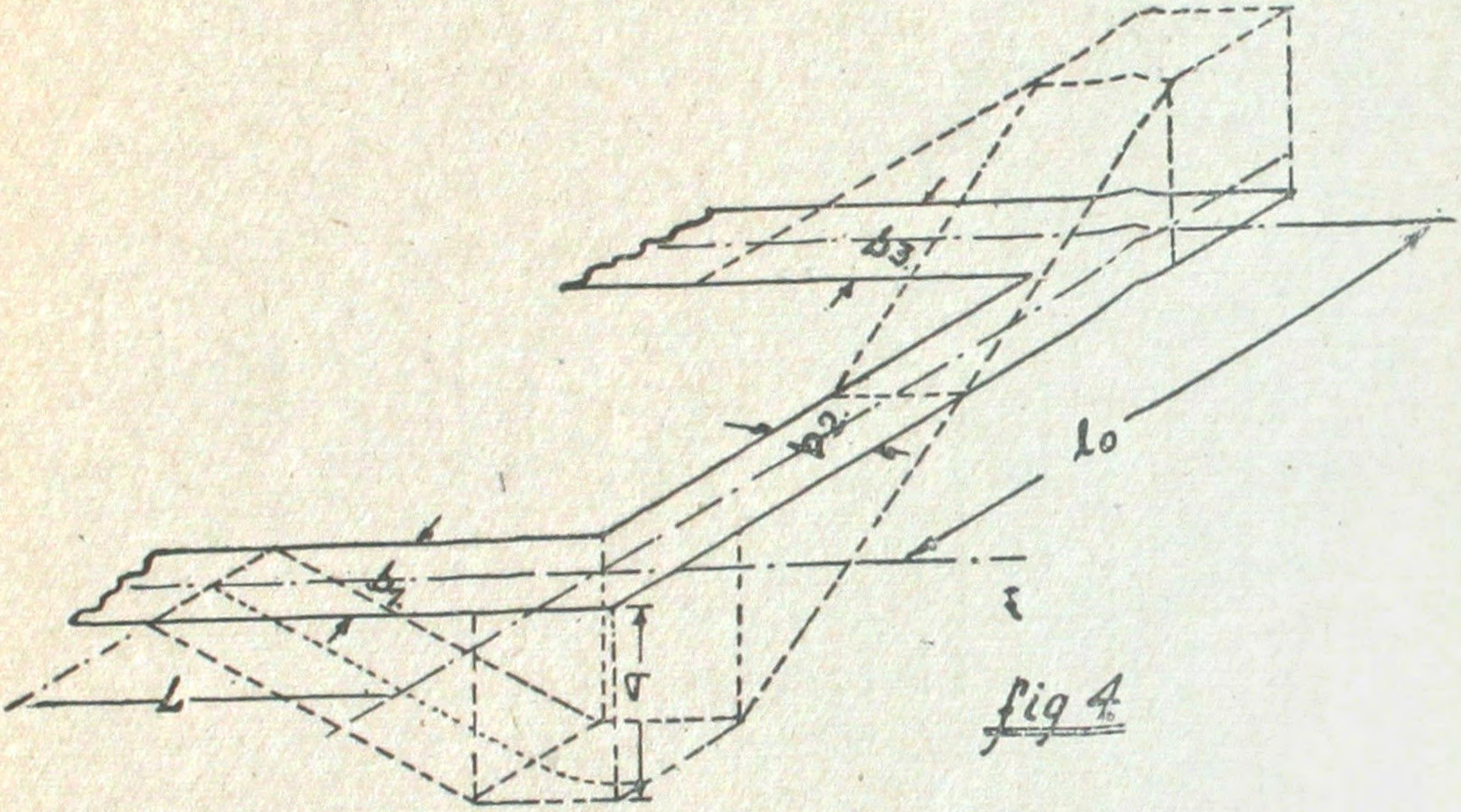


fig 4

En esta fórmula se conocen o se dan todos los datos indicados en el 2.° miembro y por ellos puede conocerse el valor de σ.

Debemos aquí aclarar el por qué de la distribución rectangular equivalente a la teórica indicada en la figura de puntos que hemos adoptado; ello se debe a que hemos considerado que las salientes de las zapatas son más elásticas y que en la realidad esta elasticidad dará una repartición de tensiones en los extremos más uniformes. Además las deformaciones de los muros se producen con un giro menor por cuanto predomina en ellos la deformación por cisalle, de manera que la sección extrema de la fachada se desplaza sin girar sobre su base tomando en consecuencia la elástica una menor inclinación en el extremo.

El cálculo de la fachada misma se hará con las cargas determinadas, de acuerdo al diagrama de presiones calculado a base de los valores de σ obtenidos para los dos casos extremos considerados para E_0 siendo el esquema de estructura a calcular el indicado en la figura 3.

Deberá comprobarse, además, que el valor obtenido de F no sea superior al valor de las presiones normales de la zapata bajo las cargas estáticas verticales, pues en caso contrario se producirá un levantamiento de la zapata en la parte posterior y en consecuencia la resultante se sale del núcleo central y, por lo tanto, habrá de buscarse la forma de reducir las cargas horizontales que recibe el muro reduciendo su rigidez comparada con la de otros elementos resistentes al esfuerzo horizontal especialmente en las partes inferiores a fin de que esa reducción sea más eficaz. Esto puede hacerse fácilmente mediante substitución o eliminación de algunas de las partes rígidas o por disminución de espesores cuando las solicitaciones así lo permitan.

Para el caso de 2 fachadas de rigidez distinta, habrá de plantearse el problema de acuerdo con el nuevo diagrama indicado en la figura, siendo por lo tanto necesario recurrir a resolver un sistema de 3 ecuaciones cuyo planteamiento general se indica a continucción y para el cual no damos solución cerrada para F, por cuanto resulta más sencillo y menos engorroso introducir los valores en las ecuaciones y resolver éstas luego para cada caso particular.

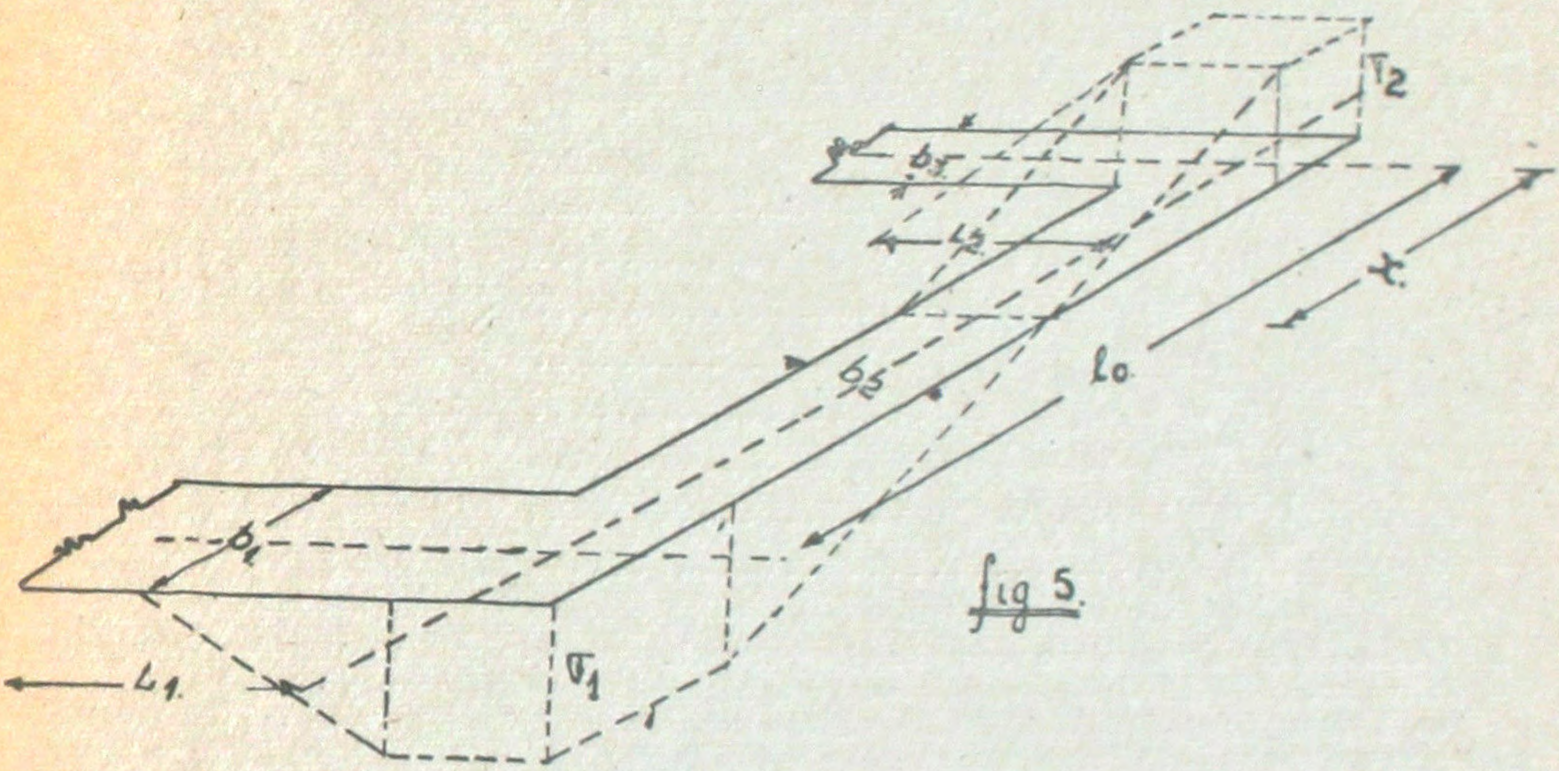


fig 5.

De las condiciones de equilibrio de las fuerzas con respecto al momento externo μ se tiene:

$$\left[b_1\left(L_1-\frac{b_1}{2}\right)\frac{\sigma_1}{2}+b_1 b_2 \sigma_1 \right](l_0-x)+b_2\left(l_0-x-\frac{b_1}{2}\right)^2\frac{\sigma_1}{3}$$

$$+\left[b_3\left(L_2-\frac{b_2}{2}\right)\frac{\sigma_2}{2}+b_3 b_2 \sigma_2 \right]x+b_2\left(x-\frac{b_3}{2}\right)^2\frac{\sigma_2}{3}=M$$

y ordenando los términos se tiene

$$\sigma_1\,[(6b_1L_1+5b_1b_2)\,(l_0-x)+4b_2(l_0-x)^2+b_1b_2{}^2]+$$

$$\sigma_2[(6b_3L_2+5b_2b_3)x+4b_2x^2+b_2b_3{}^2]=12M$$

De la condición de equilibrio para las fuerzas verticales se obtiene

$$b_1\left(L_1-\frac{b_2}{2}\right)\frac{\sigma_1}{2}+b_1b_2\sigma_1+b_2\left(l_0-x-\frac{b_1}{2}\right)\frac{\sigma_1}{2}=$$

$$b_3\left(L_2 - \frac{b_2}{2}\right)\frac{\sigma_2}{2} + b_3 b_2 \sigma_2 + b_2\left(x - \frac{b_3}{2}\right)\frac{\sigma_2}{2}$$

y ordenando los términos se tiene

$$\sigma_1 [b_1 (L_1 + b_2) + b_2 (l_0 - x)] + \sigma_2 [b_3 (L_2 + b_2) + b_2 x] = 0$$

De la relación de proporcionalidad de F_1 a F_2 se obtiene:

$$\sigma_1\left(x - \frac{b_3}{2}\right) - \sigma_2\left(l_0 - x - \frac{b_1}{2}\right) = 0 \qquad x = \frac{\sigma_2\left(l_0 - \frac{b_1}{2}\right) + \sigma_1 \frac{b_3}{2}}{\sigma_1 + \sigma_2}$$

y con estas tres ecuaciones pueden despejarse los valores de σ_1, σ_2 y x conocidos todos los demás por los antecedentes del problema.

Valores de E para distintos tipos de terreno:

Arenas ripiosas compactas.	1000—2000
Arena compacta	500—800
Arena suelta	100—200
Arcilla compacta.	80—150
Arcilla semiplástica.	40—80
Arcilla plástica blanda	15—40
Klei y terreno vegetal	5—30
Fango	1—5

Nota: Estos valores sólo son aproximados y tomados como valores medios de diversos ensayos, de manera que habrá de tenerse en cuenta este hecho al valorar los resultados de las fórmulas.

La hipótesis de apoyo elástico de Zimmerman también es válida en un terreno ideal en que sólo exista una acción en el sentido vertical; en casos especiales de fundaciones delicadas habrá de revisarse la influencia de las tensiones en el sentido horizontal especialmente en terrenos con fuerte cohesión.