

CAPÍTULO 4

DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS ZAPATAS AISLADAS Y LAS TRABES DE LIGA

El proceso de diseño de un sistema principia con la formulación de los objetivos que se pretenden alcanzar y de las restricciones que deben tenerse en cuenta. El proceso es cíclico; se parte de consideraciones, que se afinan en aproximaciones sucesivas, a medida que se acumula la información sobre el problema.

En el diseño de estructuras, una vez planteado el problema, obtenidas las acciones y definidas las dimensiones generales, es necesario ensayar diversas estructuraciones para resolverlo. En esta fase del diseño es donde, el conocimiento, la intuición y la experiencia del Ingeniero desempeñan un papel primordial. La elección del tipo de estructuración, sin duda es uno de los factores que más afecta el costo de un proyecto.

La fase final del diseño consiste en comunicar los resultados del proceso descrito a las personas que van a ejecutar la obra. La comunicación de los datos necesarios para la realización del diseño se hace mediante planos y especificaciones. Este aspecto final no debe descuidarse, puesto que el disponer de planos claros y sencillos, de especificaciones concretas, evita errores y confusiones a los constructores.

Idealmente, el objeto del diseño de un sistema es la optimización del mismo, es decir, la obtención de la mejor de todas las soluciones posibles. Pero cabe mencionar que, el lograr una solución óptima absoluta es prácticamente imposible; lo que conlleva a decir que, lo que es óptimo en un conjunto de circunstancias, no lo es en otro, es decir, no existen soluciones únicas, sino solamente razonables. Sin embargo, puede ser útil optimizar de acuerdo con determinado criterio, por ejemplo el de costos mínimos o el de máxima seguridad.

Uno de los aspectos importantes en el diseño, es el dimensionamiento de los elementos estructurales (trabes, columnas, muros, etc.), esto es, la determinación de las propiedades geométricas de dichos elementos y de la cantidad y posición del acero de refuerzo (según sea el caso). El procedimiento de dimensionamiento tradicional, basado en esfuerzos de trabajo, consiste en determinar los esfuerzos correspondientes a acciones interiores obtenidas de un análisis elástico de la estructura, bajo sus supuestas acciones de servicio, estos esfuerzos se comparan con esfuerzos permisibles, especificados como una fracción de las resistencias del concreto y del acero, y así se logra un comportamiento satisfactorio en condiciones de servicio y un margen razonable de seguridad.

El procedimiento más comúnmente utilizado en la actualidad es el denominado *método plástico, de resistencia* o *de resistencia última*, según el cual los elementos o secciones se dimensionan para que tengan una resistencia determinada; consiste en definir las acciones interiores, correspondiente a las condiciones de servicio, mediante un análisis elástico y multiplicarlas por un factor de carga, que puede ser constante o variable según los distintos elementos, para así obtener las resistencias de dimensionamiento. El factor de carga puede introducirse también incrementando las acciones exteriores y realizando posteriormente un análisis elástico de la estructura.

El procedimiento de dimensionamiento plástico puede también aplicarse a los resultados de un análisis límite, del cual se obtienen directamente las acciones interiores correspondientes a la carga de falla que convierte la estructura en un mecanismo. El dimensionamiento a partir de un análisis límite no es todavía de aplicación práctica, debido a las incertidumbres que se

tienen sobre mecanismos de colapso, la inestabilidad general de la estructura y la capacidad de rotación de los elementos de la misma.

El análisis límite no debe confundirse con el criterio general de dimensionamiento, denominado de *estados límite*. El enfoque de estados límite no es sino un formato en el que se consideran todos los aspectos del diseño en forma ordenada, racional y que permite la fácil incorporación de criterios probabilistas. Se trata de lograr que las características de acción – respuesta de un elemento estructural o de una estructura estén dentro de límites que se consideren aceptables. Según este método, una estructura o un elemento estructural deja de ser útil cuando alcanza un estado, llamado estado límite, en el que deja de realizar la función para la cual fue diseñado.

Se consideran dos categorías de estados límite: los de falla y los de servicio. Los de falla corresponden al agotamiento definitivo de la capacidad de carga de la estructura o de cualquiera de sus miembros, o al hecho de que la estructura, sin agotar su capacidad de carga, sufra daños irreversibles que afecten su resistencia ante nuevas aplicaciones de carga. Los estados límite de servicio tiene lugar cuando la estructura llega a estados de deformaciones, agrietamientos, vibraciones o daños que afecten su correcto funcionamiento, pero no su capacidad para soportar cargas. Para revisar los estados límite de falla, es decir, la seguridad de la estructura, se debe verificar que la resistencia de cada elemento estructural y de la estructura en su conjunto sea mayor que las acciones que actúan sobre los elementos o sobre la estructura, lo anterior se puede resumir, mediante los siguientes pasos:

- a) Se determinan las acciones que obran sobre la estructura, las cuales se clasifican en permanentes, como la carga muerta; carga variable, como la carga viva; y las accidentales, como el sismo o viento.
- b) Se calculan mediante un análisis estructural, los efectos de las acciones sobre la estructura, es decir, los valores de las fuerzas axiales y cortantes, y de los momentos flexionantes y torsionantes. Estos valores se denominan acciones o fuerzas internas.
- c) Las fuerzas internas se multiplican por un factor de carga F_c , para obtener las llamadas fuerzas últimas de diseño. Cabe mencionar que cuando se usan métodos lineales de análisis estructural, se obtiene el mismo resultado multiplicando las acciones por los factores de carga antes de realizar el análisis.
- d) Se calculan las resistencias nominales de cada elemento, y se multiplican por factores reductivos, para obtener las llamadas resistencias de diseño.
- e) Se verifica que las resistencias de diseño sean iguales o mayores que las fuerzas últimas de diseño. Esta verificación, constituye el criterio básico de comprobación de la seguridad de una estructura.

Dado que cada punto anterior engloba diferentes aspectos, los cuales requieren una explicación mas detallada, la descripción de éstas se presenta a continuación:

Primeramente, las acciones permanentes y variables tienen distribuciones de frecuencia, muy variable, por tal motivo, se han señalado en ella tres valores de las intensidades de las acciones: a) una intensidad nominal máxima, que es aquella cuya probabilidad de ser excedida es aproximadamente del dos por ciento, o sea, que es un valor máximo probable de la carga; b) una intensidad nominal mínima, que es aquella cuya probabilidad de no ser alcanzada es de dos por ciento, es decir, que es un valor mínimo probable de la carga; y la intensidad promedio.

Las fuerzas internas, se determinan efectuando el análisis de la estructura sujeta a las distintas combinaciones de acciones que tengan una probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente, es decir, se deberá efectuar un análisis estructural bajo carga muerta y viva, o bajo carga muerta, viva o sismo simultáneamente, para determinar cual es la combinación mas desfavorable.

Los factores de carga son números con los que se incrementan las cargas nominales máximas y se reducen las mínimas, de tal manera que con ellos se aumenta o se disminuye, respectivamente, la probabilidad de que las cargas sean excedidas o no sean alcanzadas. Los factores de carga toman en cuenta la posibilidad de que se presenten sobrecargas y las imprecisiones en los métodos de análisis estructural. La probabilidad de que varias acciones existan simultáneamente con su máxima intensidad es pequeña, por eso generalmente se especifican factores de carga menores para acciones combinadas, por ejemplo el Reglamento de Construcción del Distrito Federal (RCDF), establece los siguientes factores de carga:

- a) Para combinaciones que incluyan exclusivamente acciones permanentes y variables, el factor de carga, será de 1.4, excepto en estructuras que soporten pisos en los que pueda haber normalmente aglomeración de personas, o en construcciones que contengan equipo sumamente valioso, caso en el cual el factor de carga será de 1.5
- b) Para combinaciones de acciones que incluyan una accidental, como viento o un sismo, además de las acciones permanentes y variables, el factor de carga, será de 1.1.
- c) Para acciones cuyo efecto sea favorable a la resistencia o estabilidad de la estructura, se tomará un factor de carga de 0.9.
- d) En la revisión de estados límite de servicio se tomará un factor de carga igual a uno.

Se entiende por resistencia a la magnitud de una acción, o de una combinación de acciones, que provocaría la aparición de un estado límite de falla en un elemento estructural; por ejemplo, la resistencia a flexión de una viga es la magnitud del momento flexionante que

provocaría su falla en flexión. La resistencia es también una variable probabilista. Para estimar la resistencia de muchos elementos estructurales, existen métodos probados experimentalmente o que han demostrado su validez a través de la experiencia, al valor calculado comúnmente se le llama resistencia nominal. Las resistencias nominales deben multiplicarse por factores reductivos de resistencia, para tomar en cuenta la naturaleza aproximada de las fórmulas utilizadas para calcular las resistencias, errores en las dimensiones de los elementos, efectos adversos debidos a procedimientos inadecuados de colocación. El valor de estos factores depende también, del tipo de falla; la reducción es mayor para elementos de falla frágil que para elementos de falla dúctil.

La última etapa del procedimiento consiste en verificar que para todo estado límite de falla, la resistencia de diseño exceda a la fuerza interna actuante de diseño; por ejemplo, la resistencia de diseño a flexión de una viga debe ser mayor que el momento flexionante de diseño.

Por lo que respecta a los estados límite de servicio, el Reglamento de Construcción del Distrito Federal (RCDF), especifica calcular la magnitud de las respuestas, tales como deflexiones y vibraciones bajo la acción de cargas nominales, sin incrementarlas ni disminuirlas con factores de carga, y comparar estas magnitudes con valores especificados en el mismo Reglamento.

4.1 DISEÑO POR FLEXIÓN

a) Trabes de liga

Se tienen dos diferentes tipos de armado por flexión, uno de ellos es el simplemente armado, es decir, únicamente se tiene acero de refuerzo para cubrir los momentos flexionantes positivos; por otra parte puede suceder que una sección cuyas dimensiones han sido fijadas por alguna restricción funcional no pueda soportar, como sección simplemente armada, el momento a que está expuesta sin violar los requisitos de ductilidad, en tal caso, la capacidad de la sección puede aumentarse adicionando acero de compresión e incrementando el acero en tensión, y así se tendrá una sección doblemente armada.

Dado que la cimentación es simétrica tanto en geometría como en cargas aplicadas se deduce que los ejes 1, 4, A, D son iguales, del mismo modo se tiene que los ejes 2, 5, B, E y 3, 6, C, F también son iguales entre sí. De tal modo, a continuación se presentan los diagramas de momento flexionante únicamente de los ejes 1, 2 y 3, obtenidos en la última iteración del proceso (iteración 16) en el SAP2000.

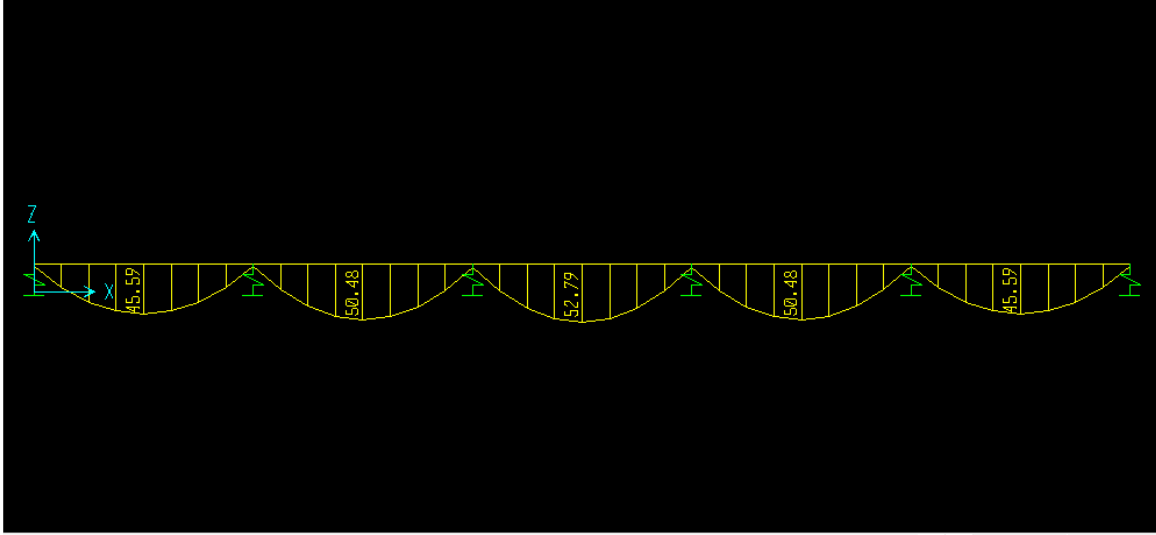


Imagen 35. Diagrama de Momento Flexionante en el eje 1.

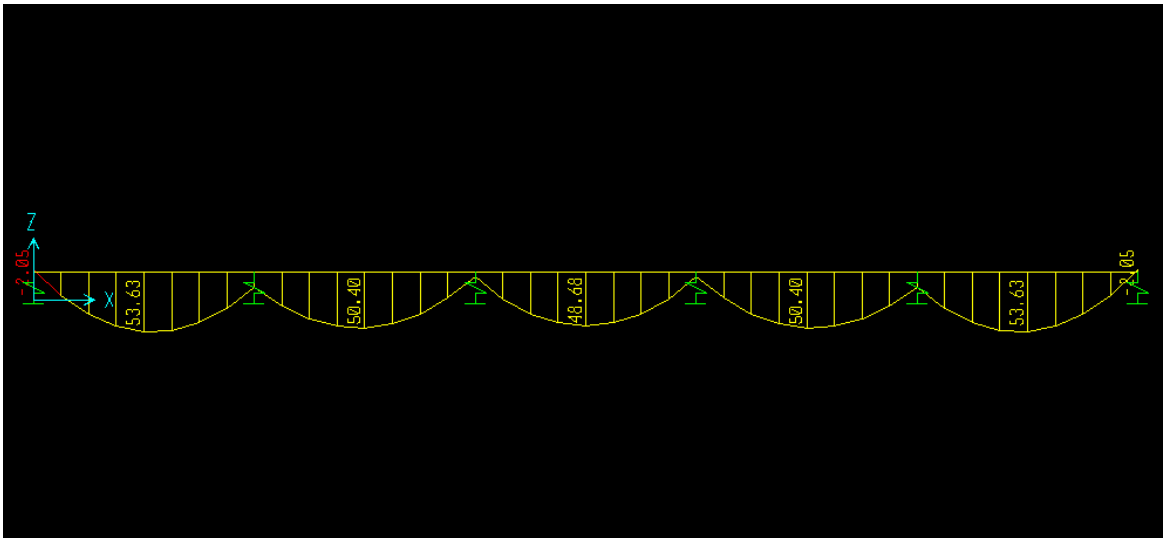


Imagen 36. Diagrama de Momento Flexionante en el eje 2.

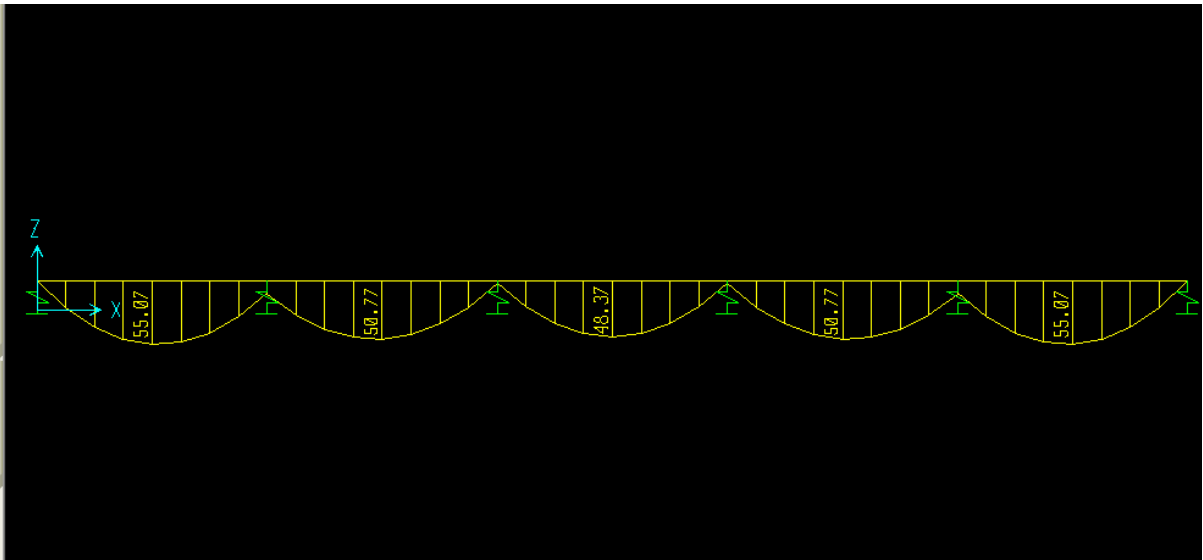


Imagen 37. Diagrama de Momento Flexionante en el eje 3.

Para cada uno de los ejes se tienen valores representativos, es decir, al centro de cada claro, están los valores del momento flexionante máximo, por tal motivo el acero de refuerzo se calculará para estos valores.

En la tabla siguiente se resume el cálculo del acero de refuerzo dadas las dimensiones de la sección de las traveses de liga.

| Refuerzo Longitudinal | | | | | | | | | | | | | | |
|-----------------------|-----|-------|------|-------|-------|----|----|--------|--------|-----------------|--------|--------|-------|-----------|
| NIVEL | EJE | TRAMO | F.C. | M | Mu | b | d | q | p | As | Armado | | | Revisión |
| | | | | ton.m | ton.m | cm | cm | | % | cm ² | Corr. | Var. # | As | |
| Cimentación | 1 | A-B | 1.1 | 45.59 | 50.15 | 40 | 75 | 0.1582 | 0.0064 | 19.21 | 3 | 10 | 23.75 | Si cumple |
| Cimentación | 1 | B-C | 1.1 | 50.48 | 55.53 | 40 | 75 | 0.1770 | 0.0072 | 21.49 | 3 | 10 | 23.75 | Si cumple |
| Cimentación | 1 | C-D | 1.1 | 52.79 | 58.07 | 40 | 75 | 0.1860 | 0.0075 | 22.58 | 3 | 10 | 23.75 | Si cumple |
| Cimentación | 1 | D-E | 1.1 | 50.48 | 55.53 | 40 | 75 | 0.1770 | 0.0072 | 21.49 | 3 | 10 | 23.75 | Si cumple |
| Cimentación | 1 | E-F | 1.1 | 45.59 | 50.15 | 40 | 75 | 0.1582 | 0.0064 | 19.21 | 3 | 10 | 23.75 | Si cumple |
| Cimentación | 2 | A-B | 1.1 | 53.63 | 58.99 | 40 | 75 | 0.1893 | 0.0077 | 22.98 | 3 | 10 | 23.75 | Si cumple |
| Cimentación | 2 | B-C | 1.1 | 50.40 | 55.44 | 40 | 75 | 0.1766 | 0.0072 | 21.45 | 3 | 10 | 23.75 | Si cumple |
| Cimentación | 2 | C-D | 1.1 | 48.68 | 53.55 | 40 | 75 | 0.1700 | 0.0069 | 20.64 | 3 | 10 | 23.75 | Si cumple |
| Cimentación | 2 | D-E | 1.1 | 50.40 | 55.44 | 40 | 75 | 0.1766 | 0.0072 | 21.45 | 3 | 10 | 23.75 | Si cumple |
| Cimentación | 2 | E-F | 1.1 | 53.63 | 58.99 | 40 | 75 | 0.1893 | 0.0077 | 22.98 | 3 | 10 | 23.75 | Si cumple |
| Cimentación | 3 | A-B | 1.1 | 55.07 | 60.58 | 40 | 75 | 0.1950 | 0.0079 | 23.68 | 3 | 10 | 23.75 | Si cumple |
| Cimentación | 3 | B-C | 1.1 | 50.77 | 55.85 | 40 | 75 | 0.1781 | 0.0072 | 21.62 | 3 | 10 | 23.75 | Si cumple |
| Cimentación | 3 | C-D | 1.1 | 48.37 | 53.21 | 40 | 75 | 0.1688 | 0.0068 | 20.50 | 3 | 10 | 23.75 | Si cumple |
| Cimentación | 3 | D-E | 1.1 | 50.77 | 55.85 | 40 | 75 | 0.1781 | 0.0072 | 21.62 | 3 | 10 | 23.75 | Si cumple |
| Cimentación | 3 | E-F | 1.1 | 55.07 | 60.58 | 40 | 75 | 0.1950 | 0.0079 | 23.68 | 3 | 10 | 23.75 | Si cumple |

Tabla 7. Cantidad de acero requerido por flexión para las traveses de liga.

Como se observa en la tabla anterior el armado longitudinal a lo largo de todos los ejes se hará con 3 varillas del # 10, con un recubrimiento de 5 cm.

b) Zapatas Aisladas

La sección crítica por flexión en el ala de la zapata, depende del material que forma la columna o muro que llega a la zapata.

La revisión por flexión se realiza verificando que el momento último en la sección crítica sea menor que el momento resistente en dicha sección. De acuerdo con las Normas Técnicas para el Diseño de Estructuras de Concreto, el momento resistente, en una sección subreforzada, está dado por:

$$M_R = F_R b d^2 f_c'' q (1 - 0.5q) \quad (4.1)$$

$$q = \frac{p f_y}{f_c''} \quad (4.2)$$

El acero mínimo por flexión vale:

$$P_{min} = \frac{0.7 \sqrt{f_c'}}{f_y} \quad (4.3)$$

Mientras que el máximo es $0.75P_b$, donde P_b es el porcentaje balanceado, que vale:

$$P_b = \frac{f_c''}{f_y} \left[\frac{4800}{f_y + 6000} \right] \quad (4.4)$$

donde

$$f_c'' = 0.85 f_c^* \quad (4.5) \quad \text{si} \quad f_c^* \leq 250 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f_c'' = 1.05 - \frac{f_c^*}{250} \quad (4.5') \quad \text{si} \quad f_c^* > 250 \frac{kg}{cm^2}$$

La cuantía de acero necesaria para resistir un momento último M_u se obtiene haciendo $M_u = M_R$ de la ecuación 4.1 y despejando q .

$$q = 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{F_R b d^2 f_c''}} \quad (4.6)$$

pero

$$p = \frac{q f_c''}{f_y} \quad (4.7)$$

$$A_s = p b d \quad (4.8)$$

La separación de las varillas se obtiene:

$$s = \frac{a_s g}{A_s} \quad (4.9)$$

donde:

s = separación entre varillas

a_s = área de la varilla que se emplea

g = distancia para la que se requiere el área A_s

A_s = área de acero requerida

El diseño por flexión de las zapatas aisladas se muestra en los anexos 1 y 2.

4.2 DISEÑO POR CORTANTE

a) Trabes de Liga

Como primer criterio de diseño se tienen las recomendaciones hechas por el ACI (American Concrete Institute), las cuales se enuncian a continuación.

La resistencia al esfuerzo cortante de miembros con refuerzo en el alma se considera igual a la suma de la resistencia del concreto, y la contribución a la resistencia del refuerzo en el alma, o sea:

$$V_n = V_c + V_s \quad (4.10)$$

donde:

V_n = Resistencia nominal de un miembro con refuerzo en el alma

V_c = Resistencia del concreto

V_s = Contribución de refuerzo en el alma

Suponiendo que el refuerzo en el alma fluye en la falla. La expresión que se presenta en el Reglamento ACI 318-89 se simplifica a la siguiente ecuación:

$$V_s = \frac{A_v(\text{sen}\alpha + \text{cos}\alpha)d}{s} \quad (4.11)$$

donde:

V_c = Área total del refuerzo en el alma en una distancia, medida en dirección paralela al refuerzo longitudinal

α = Ángulo entre las barras o estribos de refuerzo en el alma y el eje longitudinal del miembro.

s = Separación de estribos o barras dobladas, medida en dirección paralela a la del refuerzo longitudinal.

En el caso de estribos perpendiculares al refuerzo longitudinal ($\alpha = 90$), la ecuación se reduce a:

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \quad (4.12)$$

El valor de V_s en ningún caso debe ser mayor que $2\sqrt{f'_c}bd$ ($0.64\sqrt{f'_c}bd$ en sistema SI) ya que si tuviese una cantidad excesiva de refuerzo en el alma, no se garantizaría que la resistencia total fuese la suma de la resistencia del concreto y de la contribución del acero. El reglamento ACI 318-89 también especifica que el esfuerzo de fluencia de diseño del refuerzo en el alma no exceda de 4200 kg/cm^2 .

Además de aumentar la resistencia a fuerza cortante, el refuerzo transversal aumenta la ductilidad y proporciona un aviso de falla que no poseen elementos sin dicho refuerzo. Este refuerzo resulta de gran valor cuando se presentan fuerzas imprevistas en la estructura lo que evita fallas catastróficas. Es por eso que se recomienda, en general colocar una cantidad mínima de acero. El ACI recomienda colocar dicha cantidad mínima igual a:

$$A_v = 3.5 \frac{bs}{f_y} \quad (4.13)$$

$$A_v = 0.34 \frac{bs}{f_y} \text{ (SI)} \quad (4.13')$$

Para calcular la resistencia total, se suman las resistencia del concreto V_c , y del acero V_s , la resistencia del concreto se calcula con la expresión:

$$V_c = 0.16\sqrt{f'_c}bd \quad (4.14)$$

Otra consideración que recomienda el ACI, es que la resistencia total no debe considerarse mayor a $0.48\sqrt{f'_c}bd$.

Los reglamentos también limitan la separación del refuerzo transversal cuando éste se considera necesario. El motivo, es por que se trata de impedir que se puedan desarrollar grietas a 45° sin que sea interceptada por una barra en la zona comprendida entre el refuerzo de tensión y el semiperalte efectivo del elemento. El Reglamento ACI 318-89 especifica que la separación de estribos perpendiculares al eje longitudinal de un elemento no exceda de $d/2$ ni de 60 cm. Cuando V_s excede $\sqrt{f'_c}bd$, estas separaciones deben reducirse a la mitad.

Ahora para el caso del Reglamento de Construcción del Distrito Federal (RCDF-2004) se hacen las siguientes consideraciones.

Los criterios del RCDF son los mismos que los del Reglamento ACI. La resistencia es igual a la suma de la contribución del acero y la contribución del concreto. La resistencia de diseño se obtiene multiplicando la resistencia nominal por un factor igual a 0.80.

No se permite que la resistencia total de estos miembros exceda de $2F_R\sqrt{f_c^*}bd$, ni usar estribos con esfuerzo de fluencia mayor de 4200 kg/cm².

En vigas en las que la carga de diseño, V_u , sea menor que la resistencia del concreto V_{CR} , y en las que por lo tanto no se requiera teóricamente refuerzo por cortante, se especifica colocar estribos por lo menos del No. 2, espaciados a cada medio peralte efectivo, a partir de toda unión de viga con columnas o muros hasta un cuarto del claro correspondiente.

Cuando V_u es mayor que V_{CR} , pero menor a $1.5FR\sqrt{f_c^*}bd$, el espaciamiento de estribos no debe exceder de $\frac{FRA_vf_y}{3.5b}$ ni de 0.5d. Si V_u es mayor que $1.5FR\sqrt{f_c^*}bd$, el espaciamiento no debe ser mayor que 0.25d.

El comportamiento en cuanto a la fuerza cortante es similar al de momento flexionante, como se explicó en el subcapítulo 4.1, dada la simetría de la cimentación, por tal razón solamente se limitará a exponer los diagramas de los ejes 1, 2 y 3.

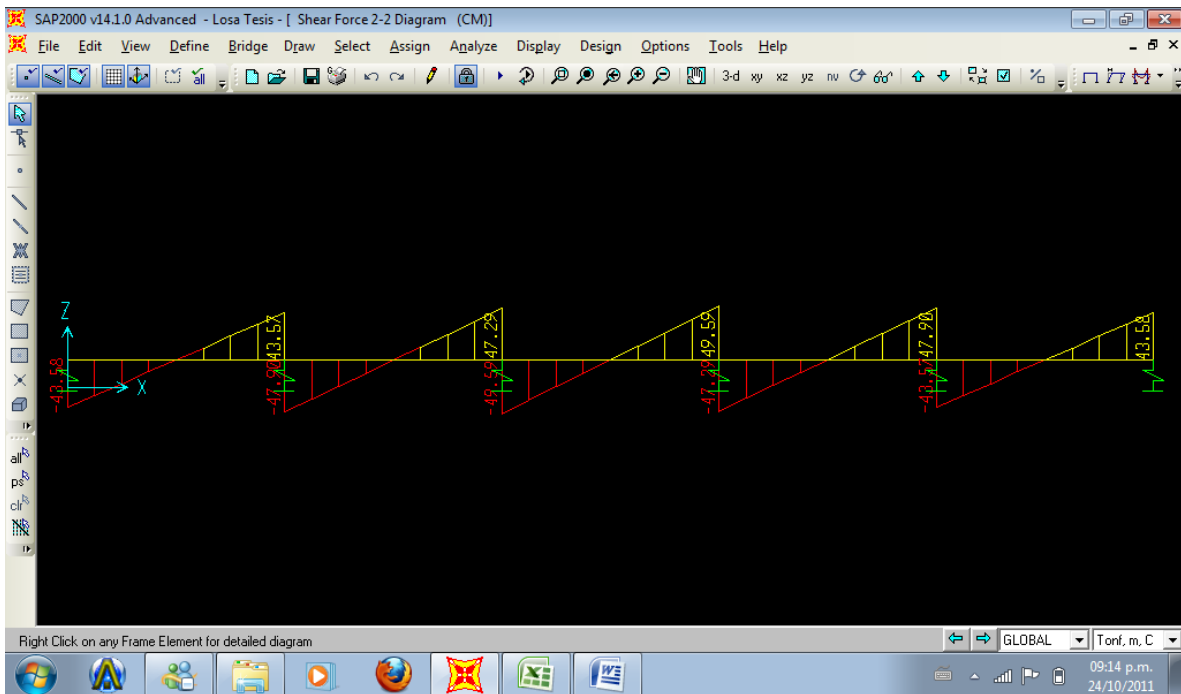


Imagen 38. Diagrama de Fuerza Cortante en el eje 1.

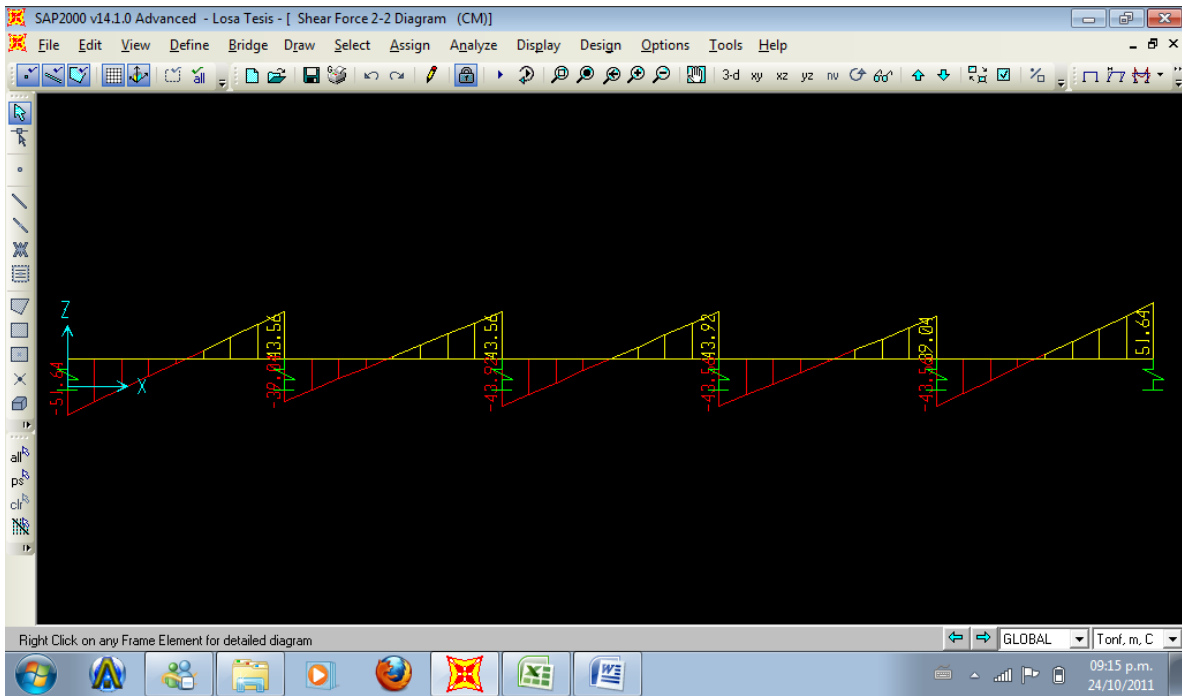


Imagen 39. Diagrama de Fuerza Cortante en el eje 2.

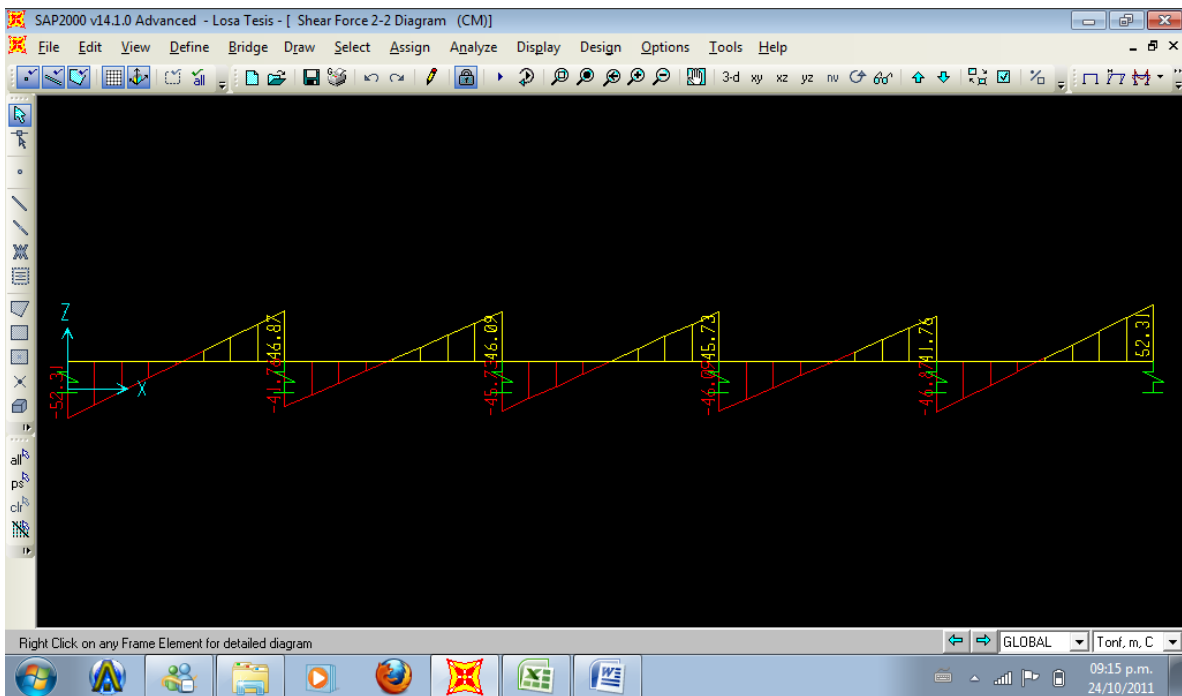


Imagen 40. Diagrama de Fuerza Cortante en el eje 3.

Los diagramas presentan valores representativos, los cuales se utilizarán para el diseño por cortante, ya que son los valores mas desfavorables que se presentan en la trabe.

En la siguiente tabla se presentan los ejes analizados por cortante con su respectiva cantidad de acero, así como la separación entre ellos.

| Refuerzo transversal | | | | | | | | | | | | | | |
|----------------------|-----|-------|------------------------------------|----------|-----------------|-----------|-----|------------------------------|-----|--------|-------------|---------------------------|--------------|------------------|
| NIVEL | EJE | PUNTO | Requisitos mínimos por resistencia | | | | | Requisitos mínimos RCDF 2004 | | | Sfinal (cm) | Separación propuesta (cm) | Verificación | |
| | | | P | Vcr (kg) | Vu (kg) | Vsr (kg) | E # | S (cm) | E # | S | | | | S |
| Cimentación | 1 | A | 0.008 | 12138.34 | 43580.00 | 31441.656 | 8 | 81.224 | 8 | 277.10 | 37.5 | 38.0 | 25.0 | Si cumple |
| Cimentación | 1 | B | 0.008 | 12138.34 | 91470.00 | 79331.656 | 8 | 32.192 | 8 | 277.10 | 37.5 | 32.0 | 25.0 | Si cumple |
| Cimentación | 1 | C | 0.008 | 12138.34 | 96880.00 | 84741.656 | 8 | 30.136 | 8 | 277.10 | 37.5 | 30.0 | 25.0 | Si cumple |
| Cimentación | 1 | D | 0.008 | 12138.34 | 96880.00 | 84741.656 | 8 | 30.136 | 8 | 277.10 | 37.5 | 30.0 | 25.0 | Si cumple |
| Cimentación | 1 | E | 0.008 | 12138.34 | 91470.00 | 79331.656 | 8 | 32.192 | 8 | 277.10 | 37.5 | 32.0 | 25.0 | Si cumple |
| Cimentación | 1 | F | 0.008 | 12138.34 | 43580.00 | 31441.656 | 8 | 81.224 | 8 | 277.10 | 37.5 | 38.0 | 25.0 | Si cumple |
| Cimentación | 2 | A | 0.008 | 12138.34 | 51640.00 | 39501.656 | 8 | 64.651 | 8 | 277.10 | 37.5 | 38.0 | 25.0 | Si cumple |
| Cimentación | 2 | B | 0.008 | 12138.34 | 82600.00 | 70461.656 | 8 | 36.244 | 8 | 277.10 | 37.5 | 36.0 | 25.0 | Si cumple |
| Cimentación | 2 | C | 0.008 | 12138.34 | 87480.00 | 75341.656 | 8 | 33.896 | 8 | 277.10 | 37.5 | 34.0 | 25.0 | Si cumple |
| Cimentación | 2 | D | 0.008 | 12138.34 | 87480.00 | 75341.656 | 8 | 33.896 | 8 | 277.10 | 37.5 | 34.0 | 25.0 | Si cumple |
| Cimentación | 2 | E | 0.008 | 12138.34 | 82600.00 | 70461.656 | 8 | 36.244 | 8 | 277.10 | 37.5 | 36.0 | 25.0 | Si cumple |
| Cimentación | 2 | F | 0.008 | 12138.34 | 51640.00 | 39501.656 | 8 | 64.651 | 8 | 277.10 | 37.5 | 38.0 | 25.0 | Si cumple |
| Cimentación | 3 | A | 0.008 | 12138.34 | 52310.00 | 40171.656 | 8 | 63.572 | 8 | 277.10 | 37.5 | 38.0 | 25.0 | Si cumple |
| Cimentación | 3 | B | 0.008 | 12138.34 | 88630.00 | 76491.656 | 8 | 33.387 | 8 | 277.10 | 37.5 | 33.0 | 25.0 | Si cumple |
| Cimentación | 3 | C | 0.008 | 12138.34 | 91820.00 | 79681.656 | 8 | 32.050 | 8 | 277.10 | 37.5 | 32.0 | 25.0 | Si cumple |
| Cimentación | 3 | D | 0.008 | 12138.34 | 91820.00 | 79681.656 | 8 | 32.050 | 8 | 277.10 | 37.5 | 32.0 | 25.0 | Si cumple |
| Cimentación | 3 | E | 0.008 | 12138.34 | 88630.00 | 76491.656 | 8 | 33.387 | 8 | 277.10 | 37.5 | 33.0 | 25.0 | Si cumple |
| Cimentación | 3 | F | 0.008 | 12138.34 | 52310.00 | 40171.656 | 8 | 63.572 | 8 | 277.10 | 37.5 | 38.0 | 25.0 | Si cumple |

Tabla 8. Cantidad de acero requerida por cortante y verificación del cumplimiento del Reglamento de Construcción.

De tal modo, la separación de los estribos se propone de 25 cm a partir del eje, ésta se mantiene por un metro de largo y en la parte central (en dos metros) será de 30 cm, el diseño se uniformizó para todos los ejes y así evitar problemas constructivos. Los detalles del armado tanto longitudinal como transversal se muestran en los anexos.

b) Zapatas Aisladas

En una zona cercana al paño de la columna o muro que llega a la zapata se puede presentar una falla por tensión diagonal, ocasionada ésta a su vez por esfuerzo cortante. Esta revisión se lleva a cabo verificando que la fuerza cortante última a una distancia d del paño de la columna o muro sea menor que la fuerza cortante resistente.

Para valuar la fuerza cortante resistente, las Normas de Concreto (2004) contienen las siguientes expresiones:

$$\text{Si } p < 0.01 \quad V_{CR} = F_R b d (0.2 + 30p) \sqrt{f_c^*} \quad (4.15)$$

$$\text{Si } p > 0.01 \quad V_{CR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} \quad (4.16)$$

donde

b = ancho de cálculo del elemento estructural

d = peralte efectivo del elemento estructural

p = cuantía de acero

$$f_c^* = 0.8 f_c'$$

F_R = factor de resistencia

En elementos anchos como puede ser el ala de una zapata, en los que el ancho B no sea menor que cuatro veces el peralte efectivo d , con espesor hasta de 60 cm y donde la relación $\frac{M}{Vd}$ no exceda de 2, la fuerza resistente V_{CR} puede tomarse igual a $0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*}$, independientemente de la cuantía del refuerzo.

El diseño de las zapatas aisladas por cortante se muestra en los anexos 3 y 4.

4.3 DISEÑO POR PENETRACIÓN

a) Trabes de Liga

Los criterios para el cálculo de resistencia son semejantes a los del Reglamento ACI. La contribución del concreto en el caso de falla por penetración será el menor de los valores siguientes:

$$V_{CR} = FR \sqrt{f_c^*} b d \quad (4.17)$$

$$V_{CR} = (0.5 + \gamma) FR \sqrt{f_c^*} b d \quad (4.18)$$

o bien en sistema SI

$$V_{CR} = 0.32FR\sqrt{f_c^*}bd \quad (4.17')$$

$$V_{CR} = 0.32(0.5 + \gamma)FR\sqrt{f_c^*}bd \quad (4.18')$$

donde γ es la relación del lado corto al lado largo del área donde actúa la carga o reacción. Las NTC-2004 especifican que si la zapata está sujeta a acciones permanentes, variables y sismo, se use un factor de reducción de 0.7 en vez de 0.8.

Se permite usar un refuerzo por cortante, pero la contribución del concreto debe limitarse a:

$$V_{CR} = 0.4FR\sqrt{f_c^*}bd \quad (4.19)$$

$$V_{CR} = 0.13FR\sqrt{f_c^*}bd \quad (4.20)$$

De acuerdo a los datos obtenidos en el análisis por cortante, el diseño por penetración se muestra en la siguiente tabla:

| Refuerzo transversal | | | | | | | | | | | |
|----------------------|-----|-------|------------------------------------|----------|-----------------|-----------|-----|--------|----------------------|--------------|------------------|
| NIVEL | EJE | PUNTO | Requisitos mínimos por resistencia | | | | | Sfinal | Separación propuesta | Verificación | |
| | | | P | Vcr (kg) | Vu (kg) | Vsr (kg) | E # | | | | S (cm) |
| Cimentación | 1 | A | 0.008 | 12138.34 | 43580.00 | 31441.656 | 8 | 81.224 | 81.0 | 40.0 | Si cumple |
| Cimentación | 1 | B | 0.008 | 12138.34 | 91470.00 | 79331.656 | 8 | 32.192 | 32.0 | 25.0 | Si cumple |
| Cimentación | 1 | C | 0.008 | 12138.34 | 96880.00 | 84741.656 | 8 | 30.136 | 30.0 | 25.0 | Si cumple |
| Cimentación | 1 | D | 0.008 | 12138.34 | 96880.00 | 84741.656 | 8 | 30.136 | 30.0 | 25.0 | Si cumple |
| Cimentación | 1 | E | 0.008 | 12138.34 | 91470.00 | 79331.656 | 8 | 32.192 | 32.0 | 25.0 | Si cumple |
| Cimentación | 1 | F | 0.008 | 12138.34 | 43580.00 | 31441.656 | 8 | 81.224 | 81.0 | 40.0 | Si cumple |
| Cimentación | 2 | A | 0.008 | 12138.34 | 51640.00 | 39501.656 | 8 | 64.651 | 65.0 | 40.0 | Si cumple |
| Cimentación | 2 | B | 0.008 | 12138.34 | 82600.00 | 70461.656 | 8 | 36.244 | 36.0 | 25.0 | Si cumple |
| Cimentación | 2 | C | 0.008 | 12138.34 | 87480.00 | 75341.656 | 8 | 33.896 | 34.0 | 25.0 | Si cumple |
| Cimentación | 2 | D | 0.008 | 12138.34 | 87480.00 | 75341.656 | 8 | 33.896 | 34.0 | 25.0 | Si cumple |
| Cimentación | 2 | E | 0.008 | 12138.34 | 82600.00 | 70461.656 | 8 | 36.244 | 36.0 | 25.0 | Si cumple |
| Cimentación | 2 | F | 0.008 | 12138.34 | 51640.00 | 39501.656 | 8 | 64.651 | 65.0 | 40.0 | Si cumple |
| Cimentación | 3 | A | 0.008 | 12138.34 | 52310.00 | 40171.656 | 8 | 63.572 | 64.0 | 40.0 | Si cumple |
| Cimentación | 3 | B | 0.008 | 12138.34 | 88630.00 | 76491.656 | 8 | 33.387 | 33.0 | 25.0 | Si cumple |
| Cimentación | 3 | C | 0.008 | 12138.34 | 91820.00 | 79681.656 | 8 | 32.050 | 32.0 | 25.0 | Si cumple |
| Cimentación | 3 | D | 0.008 | 12138.34 | 91820.00 | 79681.656 | 8 | 32.050 | 32.0 | 25.0 | Si cumple |
| Cimentación | 3 | E | 0.008 | 12138.34 | 88630.00 | 76491.656 | 8 | 33.387 | 33.0 | 25.0 | Si cumple |
| Cimentación | 3 | F | 0.008 | 12138.34 | 52310.00 | 40171.656 | 8 | 63.572 | 64.0 | 40.0 | Si cumple |

Tabla 9. Cantidad de acero requerida por penetración y verificación del cumplimiento del Reglamento de Construcción.

b) Zapatas Aisladas

De acuerdo con las Normas de Concreto, la sección crítica forma una figura semejante a la definida por la periferia del área cargada, a una distancia de ésta igual a $d/2$, siendo d el peralte efectivo de la losa.

Cuando hay transferencia de momento se supondrá que una fracción de momento dada por:

$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \sqrt{\frac{c_1 + d}{c_2 + d}}} \quad (4.21)$$

Se transmite por excentricidad de la fuerza cortante total, con respecto al centroide de la sección crítica definida antes. El esfuerzo cortante máximo de diseño V_u se obtendrá tomando en cuenta el efecto de la carga axial y del momento, suponiendo que los esfuerzos cortantes varían linealmente, es decir:

$$V_{AB} = \frac{V}{A_c} + \alpha \frac{M_{CAB}}{J_c} \quad (4.22)$$

$$A_c = 2d(c_1 + c_2 + 2d) \quad (4.23)$$

$$J_c = \frac{d(c_1 + d)^3}{6} + \frac{(c_1 + d)d^3}{6} + \frac{d(c_2 + d)(c_1 + d)^2}{2} \quad (4.24)$$

En columnas rectangulares c_1 es la dimensión paralela al momento transmitido y c_2 es la dimensión perpendicular a c_1 .

En las expresiones anteriores, V es la fuerza cortante que actúa en toda el área de la sección crítica, la cual la obtenemos a partir de la reacción neta q_v , restando a la reacción del terreno las presiones debidas al peso propio de la zapata y relleno.

El esfuerzo cortante de diseño V_{ABU} (esfuerzo cortante último) obtenido con los criterios anteriores no debe exceder ninguno de los dos siguientes valores:

$$V_{CR1} = F_R(0.5 + \gamma)\sqrt{f_c^*} \quad (4.25)$$

$$V_{CR2} = F_R\sqrt{f_c^*} \quad (4.26)$$

$$f_c^* = 0.8f_c' \quad (4.27)$$

A menos que se suministre refuerzo, γ es la relación del lado corto al lado largo del área donde actúa la carga o reacción.

El diseño por penetración de las zapatas aisladas se muestra en los anexos 5 y 6.

4.4 DISEÑO POR TEMPERATURA

Este criterio únicamente se aplicará para el caso del diseño de las zapatas aisladas.

Cuando el espesor de la zapata es mayor que 15 cm se requiere colocar acero por temperatura en la porción sometida a compresión (donde no se requiere acero por motivos estructurales). Para esto se emplea la siguiente ecuación:

$$A_s = \frac{66000\left(\frac{h}{2}\right)}{f_y\left(\frac{h}{2}+100\right)} \quad (4.28)$$

en que,

A_s = área de acero requerida por temperatura, para un espesor $\frac{h}{2}$ de la losa de la zapata, en $\frac{cm^2}{m}$

$\frac{h}{2}$ = semiespesor de la losa de la zapata, en cm.

Cuando el elemento estructural está en contacto con el suelo, se recomienda emplear por temperatura un área de acero igual a $1.5A_s$. Empleando $1.5A_s$ en vez de A_s dado que los cimientos están siempre en contacto con el terreno, obtenemos la siguiente expresión:

$$A_s = \frac{99000\left(\frac{h}{2}\right)}{f_y\left(\frac{h}{2}+100\right)} \quad (4.29)$$

Entonces empleando la ecuación anterior la cantidad de acero por temperatura será:

$$A_s = \frac{99000\left(\frac{50}{2}\right)}{4200\left(\frac{50}{2}+100\right)}$$
$$A_s = 4.71 \frac{cm^2}{m}$$

En este caso emplearemos varillas del número 4, para obtener la separación de éstas empleamos la siguiente ecuación:

$$s = \frac{a_s g}{A_s}$$
$$s = \frac{1.26 \text{ cm}^2 (100 \text{ cm})}{4.71 \text{ cm}^2}$$
$$s = 26 \text{ cm}$$