

**FACULTAD DE CIENCIAS MATEMATICAS Y FISICAS
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL**

MATERIA: CÁLCULO ESTRUCTURAL

CONTIENE:

- **TALLER #1 MUROS DE CONTENCION**
- **TALLER #2 CIMENTACIONES SUPERFICIALES**
- **TALLER #3 PROVISIONES DEL CAPITULO 21 DEL CODIGO A.C.I - 08**

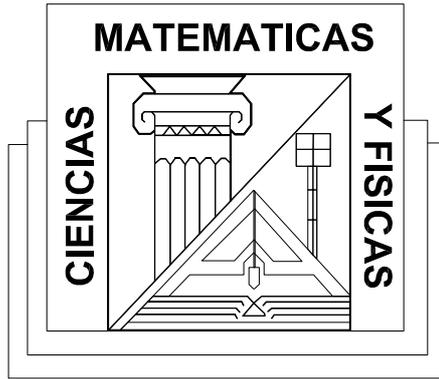
ELABORADO POR:

MANUEL GUEVARA ANZULES.

DIRIGIDO POR:

ING. SILVIO ZAMBRANO ARTEAGA.

**2008 – 2009
GUAYAQUIL - ECUADOR**



**FACULTAD DE CIENCIAS MATEMATICAS Y FISICAS
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL**

MATERIA: CÁLCULO ESTRUCTURAL

**TALLER DE GRADUACIÓN
TALLER #1**

MUROS DE CONTENCIÓN

CONTENIDO:

ESTUDIO COMPARATIVO DEL ANALISIS DE MUROS DE CONTENCION TANTO COMO, MURO EN VOLADIZO VS MURO CON CONTRAFUERTE, DE UN MURO DE ALTURA = 7.5m, TANTO EN SU ANALISIS ESTRUCTURAL COMO EN SU ANALISIS TECNICO-ECONOMICO.

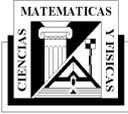
ELABORADO POR:

MANUEL GUEVARA ANZULES.

DIRIGIDO POR:

ING. SILVIO ZAMBRANO ARTEAGA.

**2008 – 2009
GUAYAQUIL - ECUADOR**

**TALLER #1**

ESTUDIO COMPARATIVO DEL ANALISIS DE MUROS DE CONTENCIÓN TANTO COMO, MURO EN VOLADIZO VS MURO CON CONTRAFUERTE, DE UN MURO DE ALTURA = 7.5m, TANTO EN SU ANALISIS ESTRUCTURAL COMO EN SU ANALISIS TECNICO-ECONOMICO.

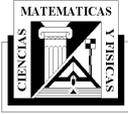
OBJETIVO:

El objetivo de este trabajo es analizar dos clases de muros de contención frecuentes en nuestro medio, **Muros en voladizo** y **Muros con contrafuerte**.

Realizar una comparación Técnica – Económica de los resultados obtenidos de los diversos análisis a proponerse, tanto para Muros en voladizo, como para Muros con contrafuertes.

CONTENIDO:

	PAG
1. Introducción.....	3
2. Consideraciones Fundamentales	3
3. Tipos de Muros:	5
3.1. Muros de gravedad	5
3.2. Muros en voladizo o en ménsula	6
3.3. Muros con contrafuertes	7
4. Estabilidad	8
4.1. Método de los Esfuerzos Admisibles o Estado Límite de Servicio	8
4.1.1. Estabilidad al volcamiento y deslizamiento	8
4.1.2. Presiones de contacto	9
5. Incumplimiento de las condiciones de estabilidad	10
6. Verificación de la resistencia a corte y flexión de los elementos del muro	11
6.1. Verificación de los esfuerzos de corte	11
6.2. Verificación de los esfuerzos de flexión	11
7. Evaluación del empuje de tierras	12
7.1. Presión Estática	13
7.1.1. Empuje de Reposo	13
7.1.2. Empuje Activo	13
7.1.2.1 Ecuación de Coulomb	14
7.1.2.2 Ecuación de Rankine	16
7.2. Empuje Pasivo	16
7.3. Incremento Dinámico de Presión por Efecto Sísmico	17
7.3.1. Incremento Dinámico del Empuje de Reposo	17
7.3.2. Incremento Dinámico del Empuje Activo	18
7.3.3. Incremento Dinámico del Empuje Pasivo	18
8. Muros con sobrecarga uniforme	19
Análisis comparativo técnica –económica de 2 clases de muros	
9. Muro en voladizo	20
9.1. Predimensionamiento.	20
9.2. Caso 1: Empuje de tierra + Sobrecarga Vehicular	21
9.2.1 Diseño geotécnico de la Base (Pie-Talón)	24
9.3. Caso 2: Empuje de tierra + Sismo	26
9.3.1 Diseño geotécnico de la Base (Pie-Talón)	29
9.3.2 Factor de mayoración de cargas dinámicas – estáticas	30
9.4 Diseño estructural de la Base	31
9.4.1 Por corte	31
9.4.2 Por flexión	31



9.5 Diseño estructural de la Pantalla	33
9.5.1 Por corte	33
9.5.2 Por flexión	36
9.6 Sección Típica	37
9.7 Despiece del Muro	38
9.7.1 Análisis técnico-económico del muro en voladizo	39
10. Muro con contrafuerte	40
10.1. Pre dimensionado	40
10.2. Caso 1: Empuje de tierra + Sobrecarga Vehicular	41
10.2.1 Diseño geotécnico del Pie del muro	44
10.2.2 Diseño geotécnico del Talón del muro	45
10.3. Caso 2: Empuje de tierra + Sismo	46
10.3.1 Diseño geotécnico del Pie del muro	49
10.3.2. Diseño geotécnico del Talón del muro	50
10.3.3. Factor de mayoración Ponderado de cargas estáticos + dinámicos.	51
10.4. Diseño Estructural del Pie del Muro	52
10.4.1. Por Corte	52
10.4.2. Por Flexión	53
10.5. Diseño Estructural del Talón de Muro a flexión como losa de espesor constante	54
10.5.1. Caso 1: Empuje de tierra + Sobrecarga Vehicular	55
10.5.2. Caso 2: Empuje de tierra + Sismo	57
10.5.3. Momentos de diseño	59
10.6. Diseño Estructural de la Pantalla del Muro a flexión como losa de espesor constante	60
10.6.1. Caso 1: Empuje de tierra + Sobrecarga Vehicular	62
10.6.2. Caso 2: Empuje de tierra + Sismo	63
10.6.2.1 Para Empuje Activo E_a	64
10.6.2.2. Incremento dinámico del empuje activo de la tierra ΔDE_a :	63
10.6.3. Momentos de diseño	66
10.7. Diseño Estructural del Contrafuerte del Muro.	67
10.7.1 Por Corte	68
10.7.2 Por Flexión	69
10.8. Sección Típica	70
10.9. Despiece del Muro con Contrafuertes	71
10.9.1 Análisis técnico-económico del muro con contrafuertes	73
11. Conclusiones	74
12. Referencias.....	75
13. Bibliografía de interés	75
14. Anexo A: Mapa de Zonificación Sísmica de Ecuador	76

1. INTRODUCCIÓN

Los muros de contención tienen como finalidad resistir las presiones laterales ó empuje producido por el material retenido detrás de ellos, su estabilidad la deben fundamentalmente al peso propio y al peso del material que está sobre su fundación. Los muros de contención se comportan básicamente como voladizos empotrados en su base.

Designamos con el nombre de empuje, las acciones producidas por las masas que se consideran desprovistas de cohesión, como arenas, gravas, cemento, trigo, etc. En general los empujes son producidos por terrenos naturales, rellenos artificiales o materiales almacenados.

Muros de contención y su funcionamiento

Los muros de contención se utilizan para detener masas de tierra u otros materiales sueltos cuando las condiciones no permiten que estas masas asuman sus pendientes naturales. Estas condiciones se presentan cuando el ancho de una excavación, corte o terraplén está restringido por condiciones de propiedad, utilización de la estructura o economía.

Por ejemplo, en la construcción de vías férreas o de carreteras, el ancho de servidumbre de la vía es fijo y el corte o terraplén debe estar contenido dentro de este ancho. De manera similar, los muros de los sótanos de edificios deben ubicarse dentro de los límites de la propiedad y contener el suelo alrededor del sótano.

Para proyectar muros de sostenimiento es necesario determinar la magnitud, dirección y punto de aplicación de las presiones que el suelo ejercerá sobre el muro.

El proyecto de los muros de contención consiste en:

a- Selección del tipo de muro y dimensiones.

b- Análisis de la estabilidad del muro frente a las fuerzas que lo solicitan. En caso que la estructura seleccionada no sea satisfactoria, se modifican las dimensiones y se efectúan nuevos cálculos hasta lograr la estabilidad y resistencia según las condiciones mínimas establecidas.

c- Diseño de los elementos o partes del muro.

El análisis de la estructura contempla la determinación de las fuerzas que actúan por encima de la base de fundación, tales como empuje de tierras, peso propio, peso de la tierra, cargas y sobrecargas con la finalidad de estudiar la estabilidad al volcamiento, deslizamiento, presiones de contacto suelo-muro y resistencia mínima requerida por los elementos que conforman el muro.

2. CONSIDERACIONES FUNDAMENTALES

Un volumen de tierras, que suponemos sin cohesión alguna, derramado libremente sobre un plano horizontal, toma un perfil de equilibrio que nos define el ángulo de talud natural de las tierras o ángulo de fricción interna del suelo ϕ .

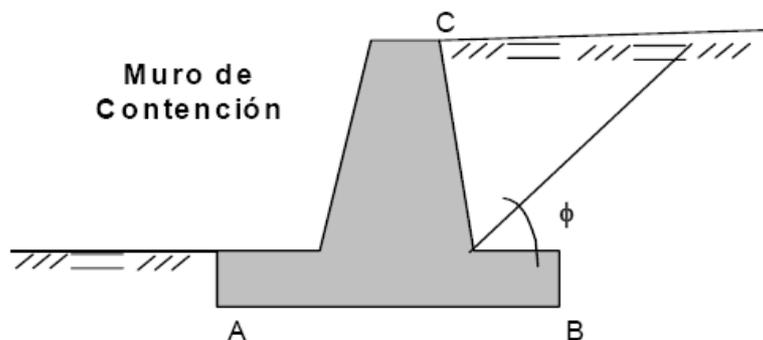


Figura 2

El tipo de empuje que se desarrolla sobre un muro esta fuertemente condicionado por la deformabilidad del muro. En la interacción muro-terreno, pueden ocurrir en el muro deformaciones que van desde prácticamente nulas, hasta desplazamientos que permiten que el suelo falle por corte. Pueden ocurrir desplazamientos de tal manera que el muro empuje contra el suelo, si se aplican fuerzas en el primero que originen este efecto.

Si el muro de sostenimiento cede, el relleno de tierra se expande en dirección horizontal, originando esfuerzos de corte en el suelo, con lo que la presión lateral ejercida por la tierra sobre la espalda del muro disminuye gradualmente y se aproxima al valor límite inferior, llamado **empuje activo de la tierra**, ver figura 3.

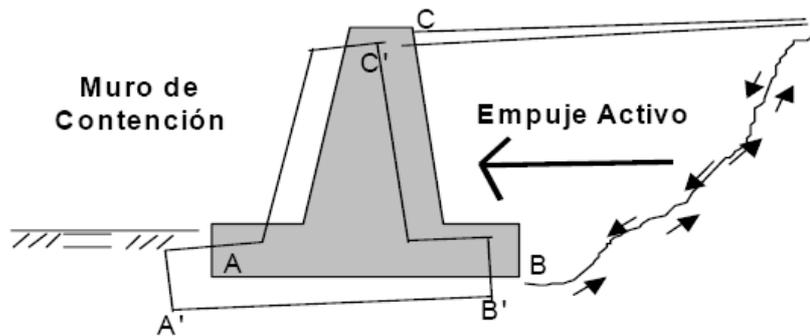


Figura 3

Si se retira el muro lo suficiente y pierde el contacto con el talud, el empuje sobre él es nulo y todos los esfuerzos de corte los toma el suelo, ver figura 4.

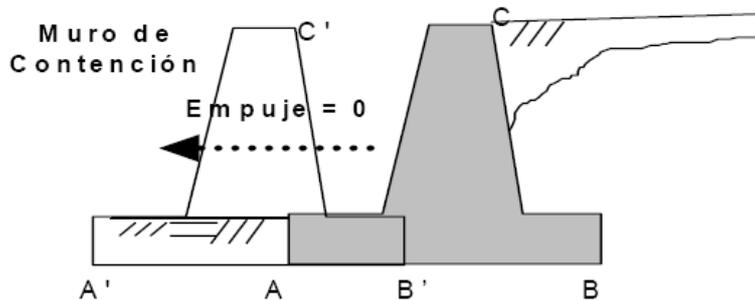


Figura 4

Si el muro empuja en una dirección horizontal contra el relleno de tierra, como en el caso de los bloques de anclaje de un puente colgante, las tierras así comprimidas en la dirección horizontal originan un aumento de su resistencia hasta alcanzar su valor límite superior, llamado **empuje pasivo de la tierra**, ver figura 5. Cuando el movimiento del muro da origen a uno de estos dos valores límites, el relleno de tierra se rompe por corte.

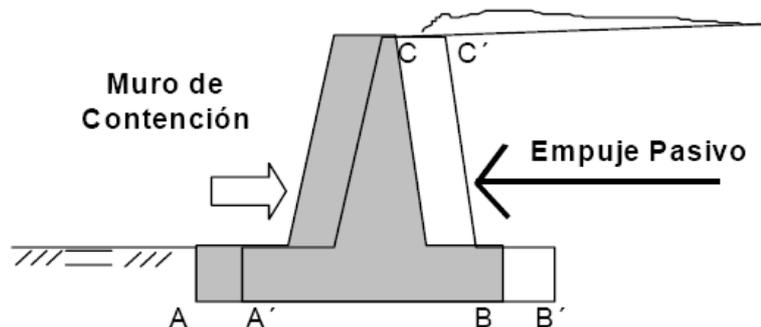


Figura 5

Si el muro de contención es tan rígido que no permite desplazamiento en ninguna dirección, las partículas de suelo no podrán desplazarse, confinadas por el que las rodea, sometidas todas ellas a un mismo régimen de compresión, originándose un estado intermedio que recibe el nombre de **empuje de reposo de la tierra**, ver figura 6.

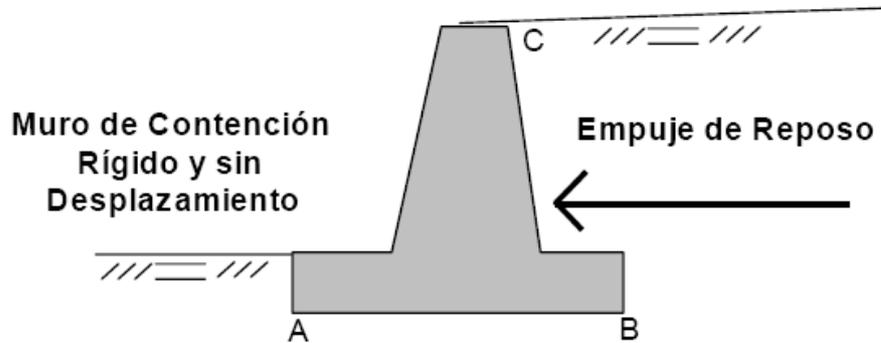


Figura 6

Se puede apreciar que los empujes de tierra se encuentran fuertemente relacionados con los movimientos del muro o pared de contención. Dependiendo de la interacción muro-terreno se desarrollaran empujes activos, de reposo o pasivos, siendo el empuje de reposo una condición intermedia entre el empuje activo y el pasivo. Con el estado actual del conocimiento se pueden estimar con buena aproximación los empujes del terreno en suelos granulares, en otros tipos de suelos su estimación puede tener una mayor imprecisión. Los suelos arcillosos tienen apreciable cohesión, son capaces de mantener taludes casi verticales cuando se encuentran en estado seco, no ejercen presión sobre las paredes que lo contienen, sin embargo, cuando estos suelos se saturan, pierden prácticamente toda su cohesión, originando empuje similar al de un fluido con el peso de la arcilla, esta situación nos indica que si se quiere construir un muro para contener arcilla, este debe ser diseñado para resistir la presión de un líquido pesado, mas resistente que los muros diseñados para sostener rellenos no cohesivos. En caso de suelos mixtos conformados por arena y arcilla, es conveniente despreciar la cohesión, utilizando para determinar el empuje de tierra solo el ángulo de fricción interna del material.

3. TIPOS DE MUROS DE CONTENCIÓN

Los muros de contención de uso mas frecuente son:

3.1. Muros de gravedad: Son muros con gran masa que resisten el empuje mediante su propio peso y con el peso del suelo que se apoya en ellos; suelen ser económicos para alturas moderadas, menores de 5 m, son muros con dimensiones generosas, que no requieren de refuerzo.

En cuanto a su sección transversal puede ser de varias formas, en la figura 7 se muestran algunas secciones de ellas. Los muros de gravedad pueden ser de concreto ciclópeo, mampostería, piedra o gaviones.

La estabilidad se logra con su peso propio, por lo que requiere grandes dimensiones dependiendo del empuje. La dimensión de la base de estos muros oscila alrededor de 0,4 a 0,7 de la altura. Por economía, la base debe ser lo mas angosta posible, pero debe ser lo suficientemente ancha para proporcionar estabilidad contra el volcamiento y deslizamiento, y para originar presiones de contacto no mayores que las máximas permisibles.

Muros de Gravedad

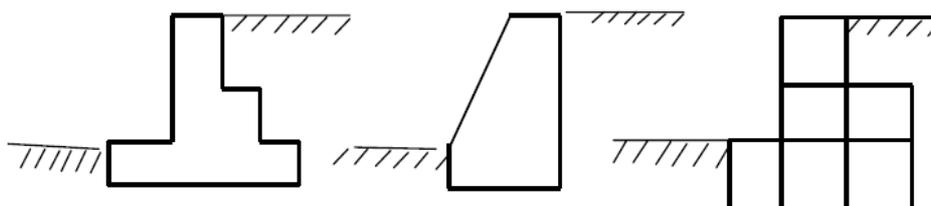


Figura 7

3.2. Muros en voladizo o en ménsula: Este tipo de muro resiste el empuje de tierra por medio de la acción en voladizo de una pantalla vertical empotrada en una losa horizontal (zapata), ambos adecuadamente reforzados para resistir los momentos y fuerzas cortantes a que están sujetos, en la figura 8 se muestra la sección transversal de un muro en voladizo.

Estos muros por lo general son económicos para alturas menores de 10 metros, para alturas mayores, los muros con contrafuertes suelen ser más económicos.

La forma más usual es la llamada **T**, que logra su estabilidad por el ancho de la zapata, de tal manera que la tierra colocada en la parte posterior de ella, ayuda a impedir el volcamiento y lastra el muro aumentando la fricción suelo-muro en la base, mejorando de esta forma la seguridad del muro al deslizamiento.

Estos muros se diseñan para soportar la presión de tierra, el agua debe eliminarse con diversos sistemas de drenaje que pueden ser barbacanas colocadas atravesando la pantalla vertical, o sub-drenajes colocados detrás de la pantalla cerca de la parte inferior del muro.

Si el terreno no esta drenado adecuadamente, se puede presentar presiones hidrostáticas no deseables.

La pantalla de concreto en estos muros son por lo general relativamente delgadas, su espesor oscila alrededor de (1/10) de la altura del muro, y depende de las fuerzas cortante y momentos flectores originados por el empuje de tierra. El espesor de la corona debe ser lo suficientemente grande para permitir la colocación del concreto fresco, generalmente se emplean valores que oscilan entre 20 y 30 cm.

El espesor de la base es función de las fuerzas cortantes y momentos flectores de las secciones situadas delante y detrás de la pantalla, por lo tanto, el espesor depende directamente de la posición de la pantalla en la base, si la dimensión de la puntera es de aproximadamente 1/3 del ancho de la base, el espesor de la base generalmente queda dentro del intervalo de 1/8 a 1/12 de la altura del muro.

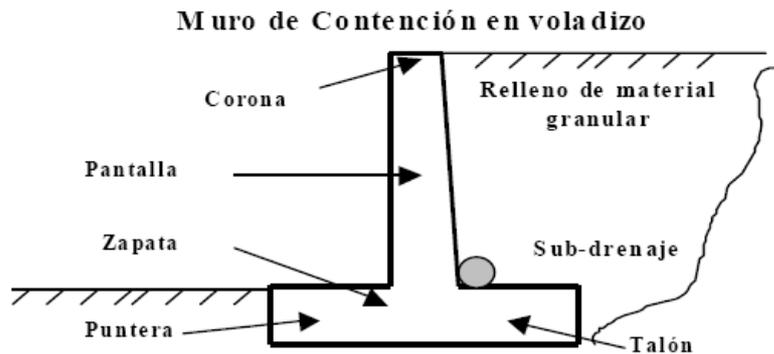
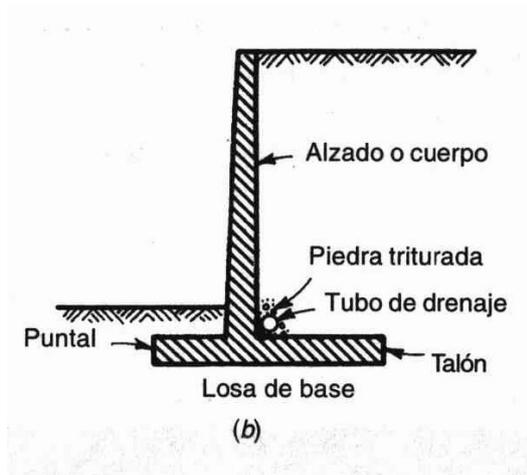


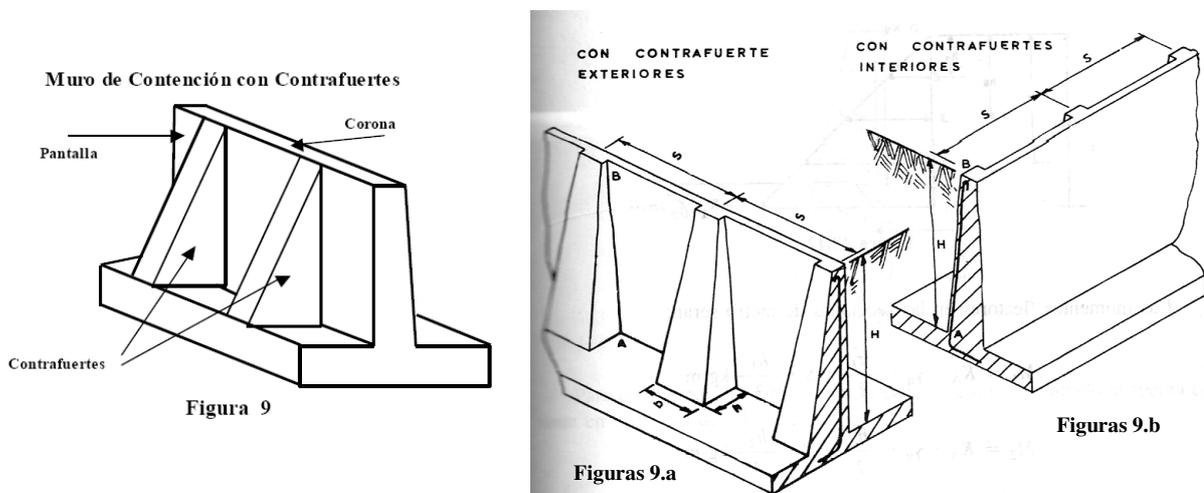
Figura 8



3.3. Muros con contrafuertes: Los contrafuertes son uniones entre la pantalla vertical del muro y la base. La pantalla de estos muros resiste los empujes trabajando como losa continua apoyada en los contrafuertes, es decir, el refuerzo principal en el muro se coloca horizontalmente, son muros de concreto armado, económicos para alturas mayores a 10 metros.

En la figura 9, se muestra una vista parcial de un muro con contrafuertes, tanto la pantalla como los contrafuertes están conectados a la losa de fundación. Los contrafuertes se pueden colocar en la cara interior de la pantalla en contacto con la tierra o en la cara exterior donde estéticamente no es muy conveniente.

Los muros con contrafuertes representan una evolución de los muros en voladizo, ya que al aumentar la altura del muro aumenta el espesor de la pantalla, este aumento de espesor es sustituido por los contrafuertes; la solución conlleva un armado, encofrado y vaciado más complejo.



En los Muros con contrafuertes el empuje del terreno es recibido por una pantalla y transmitido al suelo de cimentación por medio de una zapata. La unión entre la pantalla y zapata se lleva a cabo por medio de contrafuertes, que pueden ser exteriores o interiores, como se muestra en las figuras 9.a y 9.b.

Como características de estos muros se tiene:

1.- el contrafuerte es un elemento de unión entre la pared vertical y la zapata, que evita el giro y colapso que pueda tener la pantalla debido al empuje de las tierras. Estos contrafuertes están sujetos a tensiones y por lo tanto requerirán acero a lo largo de AB. Así mismo debe anclarse tanto en la pantalla como en la zapata de cimentación.

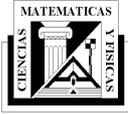
2.- La separación económica entre contrafuertes puede obtenerse por la ecuación empírica propuesta por algunos autores, con ligeras modificaciones:

$$S = 0.75 + 0.30H < 3.00m$$

Siendo S la separación entre ejes, en metros, y h la altura del contrafuerte en metros. Otros autores aconsejan emplear una separación máxima de 3m.

3.- La estabilidad exterior y el deslizamiento se investiga para una unidad de contrafuerte de longitud correspondiente a la misma que existe entre contrafuerte.

4.- La longitud de la zapata puede quedar, aproximadamente siendo igual a la mitad del muro y con un 30% de dicha longitud formando el pie de la zapata y el resto para talón



4. ESTABILIDAD

El análisis de la estructura contempla la determinación de las fuerzas que actúan por encima de la base de fundación, tales como empuje de tierra, peso propio, peso de la tierra de relleno, cargas y sobrecargas con la finalidad de estudiar la estabilidad al volcamiento y deslizamiento, así como el valor de las presiones de contacto.

El peso propio del muro: esta fuerza actúa en el centro de gravedad de la sección, y puede calcularse de manera fácil subdividiendo la sección del muro en áreas parciales sencillas y de propiedades geométricas conocidas.

La presión que la tierra ejerce sobre el muro que la contiene mantiene una relación directa con el desplazamiento del conjunto, en el estado natural si el muro no se mueve se dice que existe presión de reposo; si el muro se mueve alejándose de la tierra o cede, la presión disminuye hasta una condición mínima denominada presión activa. Si el muro se desplaza contra la tierra, la presión sube hasta un máximo denominado presión pasiva.

El diseño suele empezar con la selección de dimensiones tentativas para luego verificar la estabilidad de esa configuración. Por conveniencia, cuando el muro es de altura constante, puede analizarse un muro de longitud unitaria, de no resultar la estructura seleccionada satisfactoria, se modifican las dimensiones y se efectúan nuevas verificaciones hasta lograr la estabilidad y la resistencia requerida.

En un muro pueden fallar las partes individuales por no ser suficientemente fuertes para resistir las fuerzas que actúan, para diseñar contra esta posibilidad se requiere la determinación de espesores y refuerzos necesarios para resistir los momentos y cortantes.

En el caso de muros de contención de concreto armado, se puede emplear los procedimientos comúnmente utilizados para dimensionar y reforzar, que son estipulados por el Código ACI, para el proyecto y construcción de obras en concreto estructural.

4.1. Método de los Esfuerzos Admisibles o Estado Límite de Servicio: Las estructuras y elementos estructurales se diseñarán para tener en todas las secciones una resistencia mayor o igual a la resistencia requerida R_s , la cual se calculará para cargas y fuerzas de servicio según las combinaciones que se estipulen en las normas.

En el método de los esfuerzos admisibles, se disminuye la resistencia nominal dividiendo por un factor de seguridad FS establecido por las normas o especificaciones técnicas.

$$R_s \leq R_{adm}$$
$$R_{adm} \leq \frac{R_n}{FS}$$

R_n = Resistencia nominal, correspondiente al estado límite de agotamiento resistente, sin factores de minoración. Esta resistencia es función de las características mecánicas de los materiales y de su geometría.

R_{adm} = Resistencia admisible.

Se estudia la estabilidad al volcamiento, al deslizamiento y las presiones de contacto originadas en la interfase suelo-muro.

4.1.1. Estabilidad al volcamiento y deslizamiento:

Donde se incluya el sismo se puede tomar $FS \geq 1,4$. Para estudiar la estabilidad al volcamiento, los momentos se toman respecto a la arista inferior de la zapata en el extremo de la puntera.

La relación entre los momentos estabilizantes M_e , producidos por el peso propio del muro y de la masa de relleno situada sobre el talón del mismo y los momentos de volcamiento M_v , producidos por los empujes del terreno, se conoce como factor de seguridad al volcamiento FS_v , esta relación debe ser mayor de 1,5.

$$FS_v = \frac{M_e}{M_v} \geq 1,5$$

La componente horizontal del empuje de tierra debe ser resistida por las fuerzas de roce entre el suelo y la base del muro. La relación entre las fuerzas resistentes y las actuantes o deslizantes (empuje), se conoce como factor de seguridad al deslizamiento **FS_d**, esta relación debe ser mayor de 1,5. Es común determinar esta relación sin considerar el empuje pasivo que pudiera presentarse en la parte delantera del muro, a menos que se garantice éste durante toda la vida de la estructura. Para evitar el deslizamiento se debe cumplir:

$$FS_d = \frac{F_r}{E_h} \geq 1.5$$

$$F_r = \mu (R_v + E_v) + c' \cdot B + E_p$$

$$\mu = \tan \delta$$

$$c' = (0.5 \text{ a } 0.7) \cdot c$$

Donde, **F_r** es la fuerza de roce, **E_h** es componente horizontal del empuje, **R_v** es la resultante de las fuerzas verticales, **E_v** es la componente vertical del empuje, **B** es el ancho de la base del muro, **c'** es el coeficiente de cohesión corregido o modificado, **c** es el coeficiente de cohesión del suelo de fundación, **E_p** es el empuje pasivo (si el suelo de la puntera es removible, no se debe tomar en cuenta este empuje), **μ** es el coeficiente de fricción suelo - muro, **δ** el ángulo de fricción suelo-muro, a falta de datos precisos, puede tomarse:

$$\delta = \left(\frac{2}{3} \phi \right)$$

4.1.2. Presiones de contacto: La capacidad admisible del suelo de fundación **σ_{adm}** debe ser mayor que el esfuerzo de compresión máximo o presión de contacto **σ_{máx.}** transferido al terreno por el muro, para todas las combinaciones de carga:

$$\sigma_{adm} \geq \sigma_{max}$$

$$\sigma_{adm} \leq \frac{q_{ult}}{FS_{cap. portante}}$$

FS_{cap. Portante} es el factor de seguridad a la falla por capacidad del suelo, este valor no debe ser menor que tres para cargas estáticas, **FS_{cap. Portante} ≥ 3**, y para cargas dinámicas de corta duración no menor que dos, **FS_{cap. Portante} ≥ 2**. En caso que la información geotécnica disponible sea **σ_{adm}** para cargas estáticas, se admite una sobre resistencia del suelo de 33% para cargas dinámicas de corta duración.

En los muros corrientes, para que toda el área de la base quede teóricamente sujeta a compresión, la fuerza resultante de la presión del suelo originada por sistema de cargas debe quedar en el tercio medio. De los aspectos mencionados anteriormente podemos decir que no se debe exceder la resistencia admisible del suelo, y la excentricidad **e_x** de la fuerza resultante vertical **R_v**, medida desde el centro de la base del muro **B**, no debe exceder del sexto del ancho de ésta, en este caso el diagrama de presiones es trapezoidal. Si la excentricidad excede el sexto del ancho de la base (se sale del tercio medio), la presión máxima sobre el suelo debe recalcularse, ya que no existe compresión en toda la base, en este caso el diagrama de presión es triangular, y se acepta que exista redistribución de presiones de tal forma que la resultante **R_v** coincida con el centro de gravedad del triángulo de presiones.

En ambos casos las presiones de contacto por metro de ancho de muro se pueden determinar con las expresiones 15 a 18 según sea el caso. En la figura 13 se muestran ambos casos de presiones de contacto.

$$e_x = \left(\frac{B}{2} - X_r \right)$$

$$X_r = \frac{M_e - M_v}{R_v}$$

X_r es la posición de la resultante medida desde el extremo inferior de la arista de la puntera del muro.

Si: $e_x \leq B/6$

$$\sigma_{\max} = \frac{R_v}{B} \left(1 + \frac{6 \cdot e_x}{B} \right)$$

$$\sigma_{\min} = \frac{R_v}{B} \left(1 - \frac{6 \cdot e_x}{B} \right)$$

Si: $B/6 \leq e_x \leq B/2$

$$\sigma_{\max} = \frac{2 \cdot R_v}{3 \cdot \left(\frac{B}{2} - |e_x| \right)}$$

$$\sigma_{\min} = 0$$

Es buena práctica lograr que la resultante se localice dentro del tercio medio, ya que las presiones de contacto son mas uniformes, disminuyendo el efecto de asentamientos diferenciales entre la puntera y el talón.

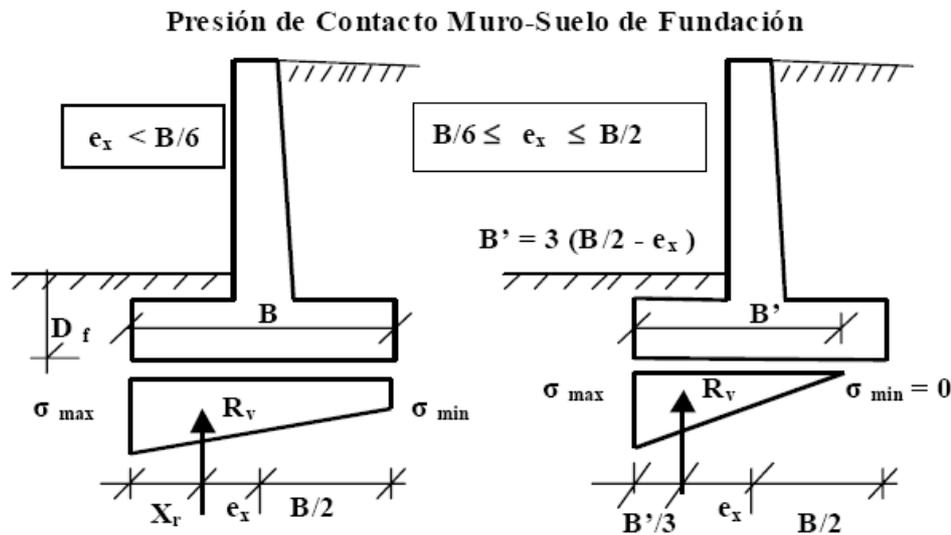


Figura 13

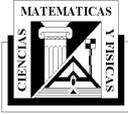
En general dos criterios pueden ser útiles para dimensionar la base:

1. La excentricidad de la fuerza resultante, medida respecto al centro de la base, no debe exceder el sexto de ella.
2. La presión máxima de contacto muro-suelo de fundación, no debe exceder la presión admisible o capacidad de carga del suelo de fundación.

Según recomendaciones de la norma AASHTO 2002, la profundidad de fundación D_f , no será menor de 60 cm (2 pies) en suelos sólidos, sanos y seguros. En otros casos y en terrenos inclinados la D_f no será menor de 120 cm (4 pies).

5. INCUMPLIMIENTO DE LAS CONDICIONES DE ESTABILIDAD

En caso de no cumplir con la estabilidad al volcamiento y/o con las presiones de contacto, se debe redimensionar el muro, aumentando el tamaño de la base.



Si no se cumple con la estabilidad al deslizamiento, debe modificarse el proyecto del muro, para ello hay varias alternativas:

1. Colocar dentellón o diente que se incruste en el suelo, de tal manera que la fricción suelo–muro cambie en parte por fricción suelo-suelo, generando empuje pasivo frente al dentellón. En la figura 14, se muestra un muro de contención con dentellón en la base. Se recomienda colocar el dentellón a una distancia $2.Hd$ medida desde el extremo de la puntera, Hd es la altura del dentellón y suele escogerse en la mayoría de los casos mayor o igual que el espesor de la base.

2. Aumentar el tamaño de la base, para de esta manera incrementar el peso del muro y la fricción suelo de fundación–muro.

3. Hacer uso del empuje pasivo E_p , su utilización debe ser objeto de consideración, puesto que para que éste aparezca deben ocurrir desplazamientos importantes del muro que pueden ser incompatibles con las condiciones de servicio, además se debe garantizar la permanencia del relleno colocado sobre la puntera del muro, de no poderse garantizar durante toda la vida útil del muro, solo se podrá considerar el empuje pasivo correspondiente a la altura del dentellón.

6. VERIFICACIÓN DE LA RESISTENCIA A CORTE Y FLEXIÓN DE LOS ELEMENTOS QUE COMPONEN EL MURO (PANTALLA Y ZAPATA)

Una vez revisada la estabilidad al volcamiento, deslizamiento, presiones de contacto y estando conformes con ellas, se debe verificar que los esfuerzos de corte y de flexión en las secciones críticas de la pantalla y la zapata del muro no sean superiores a los máximos establecidos por las normas.

6.1. Verificación de los esfuerzos de corte: La resistencia al corte de las secciones transversales debe estar basada en:

$$V_u \leq \Phi \cdot V_n$$

Donde, V_u es la fuerza cortante mayorada en la sección considerada y V_n es la resistencia a la corte nominal calculada mediante:

$$V_n = V_c + V_s$$

donde, V_c es la resistencia al corte proporcionada por el concreto, y V_s es la resistencia al corte proporcionada por el acero de refuerzo, se considera que la resistencia al corte la aporta solo el concreto, ya que en los muros de contención no se estila colar acero de refuerzo por corte, es decir, $V_s = 0$.

$$V_c = 0,53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

El código ACI 318S-05, indica que la resistencia al cortante para elementos sujetos únicamente a cortante y flexión puede calcularse con la siguiente ecuación. f'_c es la resistencia especificada a la compresión del concreto en Kg/cm^2 , b_w es el ancho del alma de la sección, en cm, en nuestro caso como se analizan los muros en fajas de 1m de ancho, $b_w = 100$ cm, d es la altura útil medida desde la fibra extrema mas comprimida al centroide del acero de refuerzo longitudinal en tensión, en cm.

6.2. Verificación de los esfuerzos de flexión: La resistencia a flexión de las secciones transversales debe estar basada en:

$$M_u \leq \Phi \cdot M_n$$

M_u es el momento flector mayorada en la sección considerada y M_n es el momento nominal resistente.

En elementos sujetos a flexión el porcentaje de refuerzo en tensión o cuantía de la armadura en tracción ρ_{max} , no debe exceder del 0,75 de la cuantía de armadura balanceada ρ_b que produce la condición de

deformación balanceada en secciones sujetas a flexión sin carga axial. Para lograr secciones menos frágiles en zonas sísmicas ρ_{max} no debe exceder de 0,50 de ρ_b . La máxima cantidad de refuerzo en tensión de elementos sujetos a flexión esta limitada con el fin de asegurar un nivel de comportamiento dúctil.

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

$$\rho_{max} = 0,75 \cdot \rho_b \quad \text{Zona no sísmica}$$

$$\rho_{max} = 0,50 \cdot \rho_b \quad \text{Zona sísmica}$$

A_s es el área de acero de refuerzo en tensión en cm^2 , b el ancho de la cara en compresión del elemento en cm , y d la altura útil en cm .

La altura útil efectiva requerida en una sección considerada, en zonas no sísmicas:

$$d \geq \sqrt{\frac{M_u}{0,263 \cdot \Phi \cdot f_c \cdot b}}$$

La altura útil efectiva requerida en una sección considerada, en zonas sísmicas:

$$d \geq \sqrt{\frac{M_u}{0,189 \cdot \Phi \cdot f_c \cdot b}}$$

7. EVALUACION DEL EMPUJE DE TIERRAS

Los muros son estructuras cuyo principal objetivo es el de servir de contención de terrenos naturales o de rellenos artificiales. La presión del terreno sobre el muro está fundamentalmente condicionada por la deformabilidad de éste. Para la evaluación del empuje de tierras deben tomarse en cuenta diferentes factores como la configuración y las características de deformabilidad del muro, las propiedades del relleno, las condiciones de fricción suelo-muro, de la compactación del relleno, del drenaje así como la posición del nivel freático.

La magnitud del empuje de tierras varía ampliamente entre el estado activo y el pasivo dependiendo de la deformabilidad del muro. En todos los casos se debe procurar que el material de relleno sea granular y de drenaje libre para evitar empujes hidrostáticos que pueden originar fuerzas adicionales no deseables.

Las presiones laterales se evaluarán tomando en cuenta los siguientes componentes:

- a) Presión estática debida a cargas gravitatorias.
- b) Presión forzada determinada por el desplazamiento del muro contra el relleno.
- c) Incremento de presión dinámica originado por el efecto sísmico.

Las presiones que el suelo ejerce sobre un muro aumentan como las presiones hidrostáticas en forma lineal con la profundidad. Para la determinación del empuje de tierra E se utilizará el método del fluido equivalente, con expresiones del tipo:

$$E = \left(\frac{1}{2} \gamma H^2 \right) K$$

H es la altura del muro, γ es el peso específico del suelo contenido por el muro, el coeficiente de empuje de tierra K , se define como la relación entre el esfuerzo efectivo horizontal y el esfuerzo efectivo vertical en cualquier punto dentro de la masa de suelo.

$$K = \frac{\sigma_h}{\sigma_v}$$

Para que se produzca el empuje activo o pasivo en el suelo, los muros de contención deben experimentar traslaciones o rotaciones alrededor de su base, que dependen de las condiciones de rigidez (altura y geometría) del muro y de las características del suelo de fundación.

El movimiento del tope del muro requiere para alcanzar la condición mínima activa o la condición máxima pasiva, un desplazamiento Δ por rotación o traslación lateral de éste, los valores límites de desplazamiento relativo requerido para alcanzar la condición de presión de tierra mínima activa o máxima pasiva se muestran en la tabla 4 (AASHTO 2005, LRFD).

TABLA 4. Valores de movimiento relativo Δ/H para alcanzar la condición mínima Activa y máxima Pasiva de presión de tierras

Tipo de suelo	Valores de Δ/H	
	Activa	Pasiva
Arena densa	0,001	0,01
Arena medianamente densa	0,002	0,02
Arena suelta	0,004	0,04
Limo compacto	0,002	0,02
Arcilla compacta	0,010	0,05

7.1. PRESIÓN ESTÁTICA

La presión estática puede ser de reposo o activa.

7.1.1. Empuje de Reposo: Cuando el muro o estribo está restringido en su movimiento lateral y conforma un sólido completamente rígido, la presión estática del suelo es de reposo y genera un empuje total E_0 , aplicado en el tercio inferior de la altura.

$$E_0 = \left(\frac{1}{2} \gamma H^2 \right) K_0$$

K_0 es el coeficiente de presión de reposo.

Para suelos normales o suelos granulares se utiliza con frecuencia para determinar el coeficiente de empuje de reposo la expresión de Jaky (1944):

$$K_0 = 1 - \text{Sen } \phi$$

7.1.2. Empuje Activo: Cuando la parte superior de un muro o estribo se mueve suficientemente como para que se pueda desarrollar un estado de equilibrio plástico, la presión estática es activa y genera un empuje total E_a , aplicada en el tercio inferior de la altura. En la figura 20 se muestra un muro de contención con diagrama de presión activa.

$$E_a = \left(\frac{1}{2} \gamma H^2 \right) K_a$$

K_a es el coeficiente de presión activa.

El coeficiente de presión activa se puede determinar con las teorías de Coulomb o Ranking para suelos granulares; en ambas teorías se establecen hipótesis que simplifican el problema y conducen a valores de empuje que están dentro de los márgenes de seguridad aceptables.

7.1.2.1. Ecuación de Coulomb: En el año 1773 el francés Coulomb publicó la primera teoría racional para calcular empujes de tierra y mecanismos de falla de masas de suelo, cuya validez se mantiene hasta hoy día, el trabajo se tituló: “Ensayo sobre una aplicación de las reglas de máximos y mínimos a algunos problemas de Estática, relativos a la Arquitectura”.

La teoría de Coulomb se fundamenta en una serie de hipótesis que se enuncian a continuación:

1. El suelo es una masa homogénea e isotrópica y se encuentra adecuadamente drenado como para no considerar presiones intersticiales en él.
2. La superficie de falla es plana.
3. El suelo posee fricción, siendo ϕ el ángulo de fricción interna del suelo, la fricción interna se distribuye uniformemente a lo largo del plano de falla.
4. La cuña de falla se comporta como un cuerpo rígido.
5. La falla es un problema de deformación plana (bidimensional), y se considera una longitud unitaria de un muro infinitamente largo.
6. La cuña de falla se mueve a lo largo de la pared interna del muro, produciendo fricción entre éste y el suelo, δ es el ángulo de fricción entre el suelo y el muro.
7. La reacción E_a de la pared interna del muro sobre el terreno, formará un ángulo δ con la normal al muro, que es el ángulo de rozamiento entre el muro y el terreno, si la pared interna del muro es muy lisa ($\delta = 0^\circ$), el empuje activo actúa perpendicular a ella.
8. La reacción de la masa de suelo sobre la cuña forma un ángulo ϕ con la normal al plano de falla.

El coeficiente K_a según Coulomb es:

$$K_a = \frac{\text{Sen}^2(\psi + \phi)}{\text{Sen}^2\psi \cdot \text{Sen}(\psi - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{Sen}(\phi + \delta) \cdot \text{Sen}(\phi - \beta)}{\text{Sen}(\psi - \delta) \cdot \text{Sen}(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

ψ = Angulo de la cara interna del muro con la horizontal.

β = Angulo del relleno con la horizontal.

δ = Angulo de fricción suelo-muro.

Seguindo recomendaciones de Terzaghi, el valor de δ puede tomarse en la práctica como:

$$\left(\delta = \frac{2}{3} \phi \right).$$

Si la cara interna del muro es vertical ($\psi = 90^\circ$), la ecuación (63) se reduce a:

$$K_a = \frac{\text{Cos}^2(\phi)}{\text{Cos}(\delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{Sen}(\phi + \delta) \cdot \text{Sen}(\phi - \beta)}{\text{Cos}(\delta) \cdot \text{Cos}(\beta)}} \right]^2}$$

Si el relleno es horizontal ($\beta = 0^\circ$), la ecuación (64) se reduce a:

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi)}{\cos(\delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi)}{\cos(\delta)}} \right]^2}$$

Si no hay fricción, que corresponde a muros con paredes muy lisas ($\delta = 0^\circ$), la ecuación se reduce a:

$$K_a = \frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)$$

La teoría de Coulomb no permite conocer la distribución de presiones sobre el muro, porque la cuña de tierra que empuja se considera un cuerpo rígido sujeto a fuerzas concentradas, resultantes de esfuerzos actuantes en áreas, de cuya distribución no hay especificación ninguna, por lo que no se puede decir nada dentro de la teoría respecto al punto de aplicación del empuje activo.

Coulomb supuso que todo punto de la cara interior del muro representa el pie de una superficie potencial de deslizamiento, pudiéndose calcular el empuje sobre cualquier porción superior del muro ΔE_a , para cualquier cantidad de segmentos de altura de muro.

Este procedimiento repetido convenientemente, permite conocer con la aproximación que se desee la distribución de presiones sobre el muro en toda su altura. Esta situación conduce a una distribución de presiones hidrostática, con empuje a la altura $H/3$ en muros con cara interior plana y con relleno limitado también por una superficie plana. Para los casos en que no se cumplan las condiciones anteriores el método resulta ser laborioso, para facilitararlo.

Terzaghi propuso un procedimiento aproximado, que consiste en trazar por el centro de gravedad de la cuña crítica una paralela a la superficie de falla cuya intersección con el respaldo del muro da el punto de aplicación deseado.

En la teoría de Coulomb el E_a actúa formando un ángulo δ con la normal al muro, por esta razón esta fuerza no es horizontal generalmente. El E_a será horizontal solo cuando la pared del muro sea vertical ($\psi = 90^\circ$) y el ángulo ($\delta = 0^\circ$). En tal sentido, las componentes horizontal y vertical del E_a se obtienen adecuando la expresión (62) según Coulomb de la siguiente manera:

$$E_{ah} = \left(\frac{1}{2} \gamma H^2 \right) \cdot K_a \cdot \cos \omega$$

$$E_{av} = \left(\frac{1}{2} \gamma H^2 \right) \cdot K_a \cdot \sin \omega$$

$$\omega = 90 + \delta - \psi$$

E_{ah} y E_{av} son las componentes horizontal y vertical del E_a .

Para valores de: $\psi = 90^\circ$ y $\delta = 0^\circ$, resulta: $\omega = 0^\circ$, $E_{ah} = E_a$ y $E_{av} = 0$.

7.1.2.2. Ecuación de Rankine: En el año 1857, el escocés W. J. Macquorn Rankine realizó una serie de investigaciones y propuso una expresión mucho más sencilla que la de Coulomb. Su teoría se basó en las siguientes hipótesis:

1. El suelo es una masa homogénea e isotrópica.
2. No existe fricción entre el suelo y el muro.
3. La cara interna del muro es vertical ($\psi = 90^\circ$).
4. La resultante del empuje de tierras está ubicada en el extremo del tercio inferior de la altura.
5. El empuje de tierras es paralelo a la inclinación de la superficie del terreno, es decir, forma un ángulo β con la horizontal.

El coeficiente K_a según Rankine es:

$$K_a = \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}$$

Si en la ecuación (70), la inclinación del terreno es nula ($\beta = 0^\circ$), se obtiene una ecuación similar a la de Coulomb (ecuación 66) para el caso particular que ($\delta = \beta = 0^\circ$; $\psi = 90^\circ$), ambas teorías coinciden:

$$K_a = \frac{1 - \operatorname{Sen} \phi}{1 + \operatorname{Sen} \phi} = \operatorname{Tan}^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)$$

Para que la hipótesis de un muro sin fricción se cumpla el muro debe tener paredes muy lisas, esta condición casi nunca ocurre, sin embargo, los resultados obtenidos son aceptables ya que están del lado de la seguridad. En el caso de empuje activo la influencia del ángulo δ es pequeña y suele ignorarse en la práctica.

En la teoría de Rankine, se supone que la cara interna del muro es vertical ($\psi = 90^\circ$), y que el empuje de tierras es paralelo a la inclinación de la superficie del terreno, es decir, forma un ángulo β con la horizontal, es este sentido, esta fuerza no es siempre horizontal. Las componentes horizontal y vertical del E_a se obtienen adecuando la expresión.

Rankine de la siguiente manera:

$$E_{a_h} = \left(\frac{1}{2} \gamma H^2 \right) \cdot K_a \cdot \cos \beta$$

$$E_{a_v} = \left(\frac{1}{2} \gamma H^2 \right) \cdot K_a \cdot \operatorname{Sen} \beta$$

Para valores de: $\beta = 0^\circ$, resulta: $E_{a_h} = E_a$ y $E_{a_v} = 0$.

7.2 EMPUJE PASIVO: Cuando un muro o estribo empuja contra el terreno se genera una reacción que se le da el nombre de empuje pasivo de la tierra E_p , la tierra así comprimida en la dirección horizontal origina un aumento de su resistencia hasta alcanzar su valor límite superior E_p , la resultante de esta reacción del suelo se aplica en el extremo del tercio inferior de la altura, la figura 21 muestra un muro con diagrama de presión pasiva.

$$E_p = \left(\frac{1}{2} \gamma H^2 \right) K_p$$

K_p es el coeficiente de presión pasiva.

La presión pasiva en suelos granulares, se puede determinar con las siguientes expresiones:

1. El coeficiente **K_p** adecuando la ecuación de Coulomb es:

$$K_p = \frac{\text{Sen}^2(\psi - \phi)}{\text{Sen}^2\psi \cdot \text{Sen}(\psi + \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\text{Sen}(\phi + \delta) \cdot \text{Sen}(\phi + \beta)}{\text{Sen}(\psi + \delta) \cdot \text{Sen}(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

2. Cuando se ignora los ángulos (δ , β , ψ) en la ecuación (77) se obtiene la el coeficiente **K_p** según Rankine:

$$K_p = \frac{1 + \text{Sen}\phi}{1 - \text{Sen}\phi} = \text{Tan}^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)$$

7.3. INCREMENTO DINAMICO DE PRESION POR EL EFECTO SISMICO

Los efectos dinámicos producidos por los sismos se simularán mediante empujes de tierra debidos a las fuerzas de inercia de las masas del muro y del relleno. Las fuerzas de inerciase determinarán teniendo en cuenta la masa de tierra apoyada directamente sobre la cara interior y zapata del muro con adición de las masas propias de la estructura de retención. El empuje sísmico generado por el relleno depende del nivel de desplazamiento que experimente el muro. Se considerará un estado activo de presión de tierras cuando el desplazamiento resultante permita el desarrollo de la resistencia al corte del relleno. Si el desplazamiento de la corona del muro esta restringido, el empuje sísmico se calculará con la condición de tierras en reposo. El estado pasivo de presión de tierras solo puede generarse cuando el muro tenga tendencia a moverse hacia el relleno y el desplazamiento sea importante.

7.3.1. Incremento Dinámico del Empuje de Reposo: Si el suelo está en la condición de reposo, los efectos sísmicos incrementan la presión de reposo sobre la estructura. La propuesta de Norma para el Diseño Sismorresistente de Puentes (1987), indica que se puede adoptar un diagrama de presión trapezoidal con ordenadas superior en el tope del muro σ_{xs} , y ordenada inferior en la base del muro σ_{xi} . La figura 22 muestra un muro con diagrama de presión estática mas incremento dinámico del empuje de reposo.

$$\sigma_{xs} = 1,5 A_0 \gamma H$$

$$\sigma_{xi} = 0,5 A_0 \gamma H$$

El incremento dinámico del empuje de reposo ΔDE_0 se aplicará a 0,60 H desde la base del muro y se determinará con la expresión:

$$\Delta DE_0 = A_0 \gamma H$$

A₀ es la aceleración del suelo según el mapa de zonificación sísmica de cada país, en Ecuador los valores de **A₀** son los indicados por la norma INEN (C.I.E- 1979), ver anexo A.

Empuje de Reposo + Incremento Dinámico del Empuje de Reposo

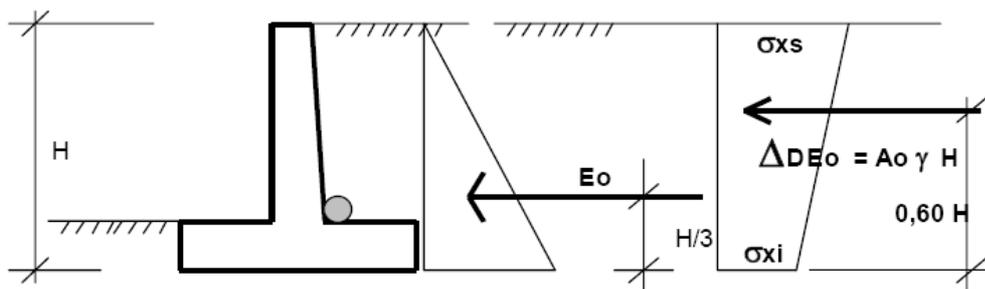


Figura 22

7.3.2. Incremento Dinámico del Empuje Activo: Cuando el muro de contención es suficientemente flexible como para desarrollar desplazamientos en su parte superior, la presión activa se incrementa bajo la acción de un sismo. Este aumento de presión se denomina incremento dinámico del empuje activo ΔDE_a . El Eurocódigo 8 propone calcular el coeficiente de presión dinámica activa K_{as} a partir de la fórmula de Monobe-Okabe, este coeficiente incluye el efecto estático mas el dinámico, aplicando la fuerza total en un mismo sitio, sin embargo, considerando que la cuña movilizada en el caso dinámico es un triangulo invertido con centro de gravedad ubicado a $2/3$ de la altura, medidos desde la base, se separa el efecto estático del dinámico por tener diferentes puntos de aplicación. El incremento dinámico del empuje activo se puede determinar mediante la siguiente expresión:

$$\Delta DE_a = \left(\frac{1}{2} \gamma H^2 \right) (K_{as} - K_a) (1 - C_{sv})$$

para: $\beta < \phi - \theta$

$$K_{as} = \frac{\text{Sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\text{Cos} \theta \cdot \text{Sen}^2 \psi \cdot \text{Sen}(\psi - \delta - \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{Sen}(\phi + \delta) \cdot \text{Sen}(\phi - \beta - \theta)}{\text{Sen}(\psi - \delta - \theta) \cdot \text{Sen}(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

para: $\beta > \phi - \theta$

$$K_{as} = \frac{\text{Sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\text{Cos} \theta \cdot \text{Sen}^2 \psi \cdot \text{Sen}(\psi - \delta - \theta)}$$

$$\theta = \arctan\left(\frac{C_{sh}}{1 - C_{sv}}\right)$$

K_{as} = Coeficiente de presión dinámica activa.

C_{sh} = Coeficiente sísmico horizontal

C_{sv} = Coeficiente sísmico vertical

$$C_{sh} = 0,50 \cdot A_0$$

$$C_{sv} = 0,70 \cdot C_{sh}$$

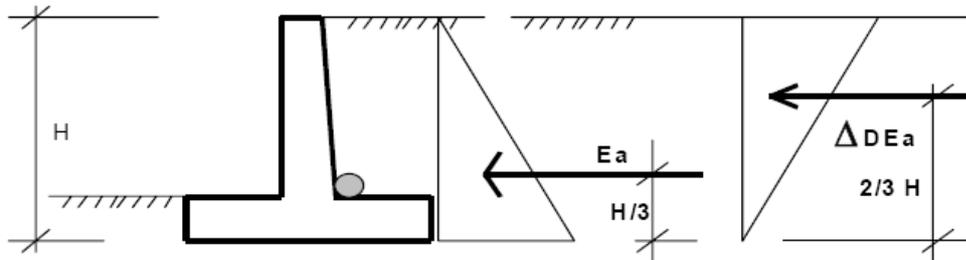


Figura 23

7.3.3. Incremento Dinámico del Empuje Pasivo: El empuje pasivo se incrementa cuando ocurre un sismo, este aumento de presión se denomina incremento dinámico del empuje pasivo ΔDE_p , la resultante de este incremento de empuje se aplica a un tercio de la altura de relleno en condición pasiva, medida desde la base del muro.

$$\Delta DE_p = \left(\frac{1}{2} \gamma H^2 \right) (K_{ps} - K_p) (1 - C_{sv})$$

$$K_{ps} = \frac{\text{Sen}^2(\psi + \theta - \phi)}{\text{Cos} \theta \cdot \text{Sen}^2 \psi \cdot \text{Sen}(\psi + \delta + \theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\text{Sen}(\phi + \delta) \cdot \text{Sen}(\phi + \beta - \theta)}{\text{Sen}(\psi + \delta + \theta) \cdot \text{Sen}(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

K_{ps} es el coeficiente de presión dinámica pasiva.

8. MUROS CON SOBRECARGA UNIFORME

En ciertas ocasiones los muros de contención tienen que soportar sobrecargas uniformes q , originadas por el tráfico o por depósitos de materiales en la superficie, incrementando la presión sobre el muro.

El procedimiento usual para tomar en cuenta la sobrecarga uniforme es trasformarla en una porción de tierra equivalente de altura H_s , con peso específico similar al del suelo de relleno γ . La altura H_s se coloca por encima del nivel del suelo contenido por el muro.

$$H_s = \frac{q}{\gamma}$$

Frecuentemente se ha usado una altura de relleno equivalente a carga viva de 60 cm o 2 pies, indicada por la norma AASHTO 2002, la norma AASHTO 2005 LRFD indica valores de relleno equivalentes a sobrecarga vehicular que varían con la altura del muro.

El empuje activo o de reposo del suelo con sobrecarga E_s , para cualquiera de las teorías estudiadas, resulta ser:

$$E_s = \left(\frac{1}{2} \gamma H \right) (H + 2 H_s) K$$

Este empuje estará aplicado en el centroide del área del trapecio de presiones o en su defecto en cada uno de los centroides particulares de cada figura que conforma el prisma de presiones indicado en la figura 25.

El momento de volcamiento con sobrecarga M_{vs} :

$$M_{vs} = \left(\frac{1}{6} \gamma H^2 \right) (H + 3 H_s) K$$

Tabla 8. Altura de relleno equivalente a sobrecarga vehicular H_s

Altura del muro	H_s
$\leq 1,53$ m (5 pies)	1,68 m (5,5 pies)
3,05 m (10 pies)	1,22 m (4,0 pies)
6,10 m (20 pies)	0,76 m (2,5 pies)
$\geq 9,15$ m (30 pies)	0,61 m (2,0 pies)

Empuje de Tierra con Sobrecarga

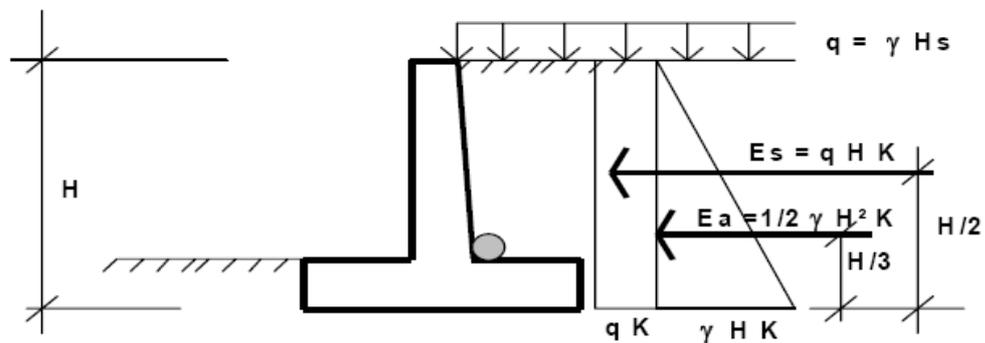
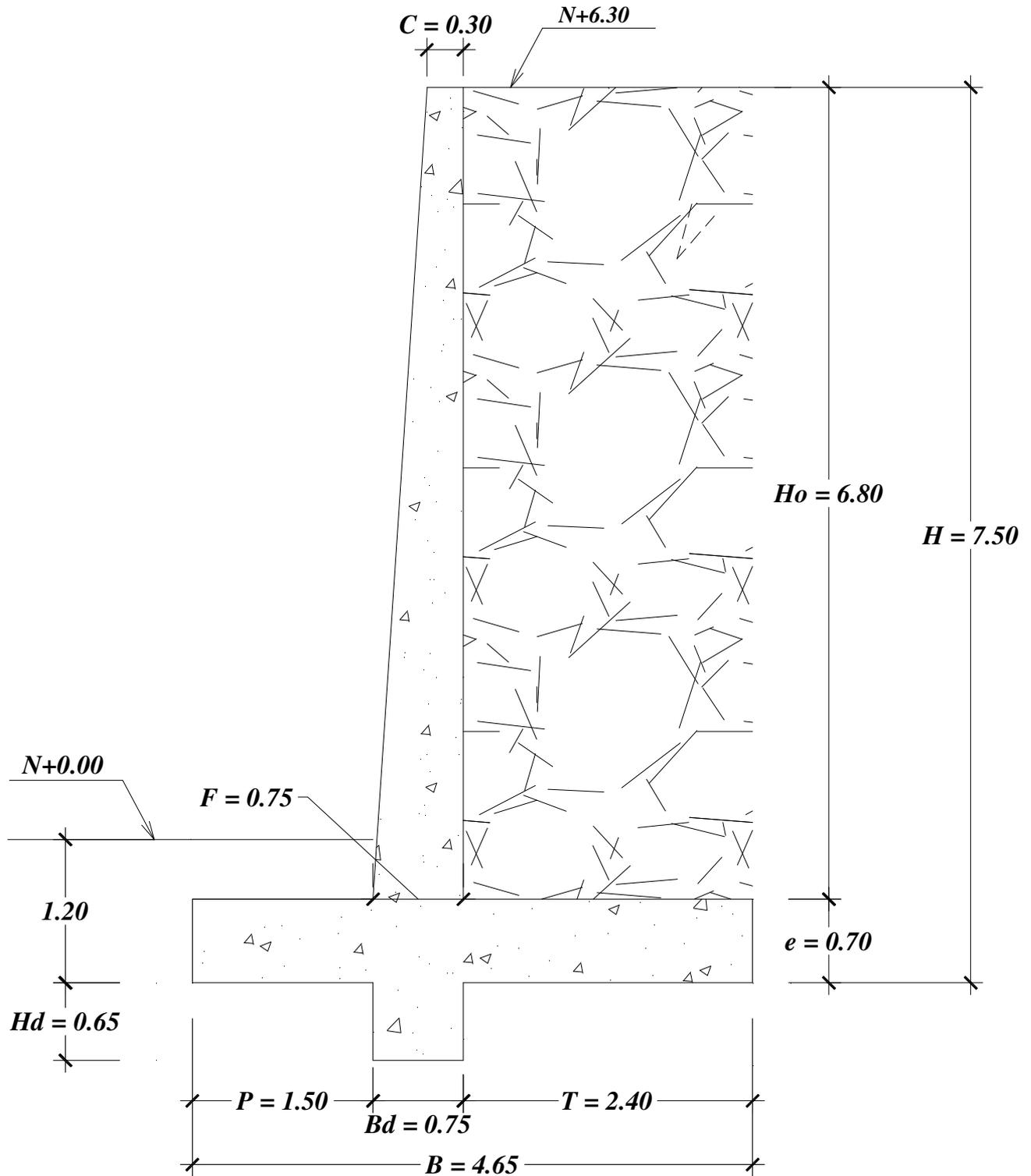


Figura 25

9. MURO EN VOLADIZO

9.1 PREDIMENSIONAMIENTO

ESC: 1-50



MURO EN VOLADIZO

9.2. Caso 1.- EMPUJE DE TIERRA + SOBRECARGA VEHICULAR

Datos general:

Alrura del muro H = 7.5 m

Datos Suelo de Relleno:

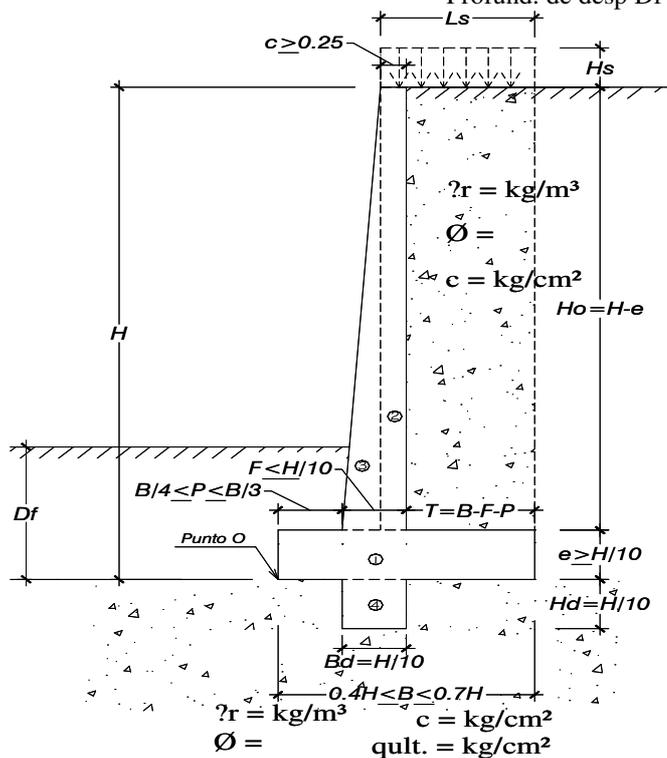
$\gamma_r = 1900.0 \text{ kg/m}^3$
 $\Phi = 34^\circ$
 $c = 0 \text{ kg/cm}^2$

Datos Suelo de Fundacion:

$\gamma = 1850.0 \text{ kg/m}^3$
 $\phi = 32^\circ$
 $c = 0.25 \text{ kg/cm}^2$
qult. = 4.50 kg/cm²
Profund. de desp Df = 1.2 m

Datos de Sitio:

Zona Sismica 3
Sobrecarga vehicular 0.6
 $\gamma_{\text{horm.}} = 2400.0 \text{ kg/m}^3$
Drenar Aguas Lluvias



Predimensionamiento:

Corona "c" = 0.300 m
Base "B" = 4.650 m
Pantalla "F" = 0.750 m
Pie "P" = 1.500 m
Talon "T" = 2.400 m
Espesor "e" = 0.700 m
Ho = H-e = 6.800 m
Ls = 2.700 m
Hd = 0.650 m
Bd = 0.750 m

.- PESO PROPIO DEL MURO

Figuras-Elementos	Brazo X (mts.)	Brazo Y (mts.)	W (kg.)	Mx (kg-m)	My (kg-m)
1	2.33	0.35	7812.208326	18163.38	2734.35
2	2.10	4.10	7343.98	15422.36	30110.39
3	1.80	2.97	3671.99	6609.58	10893.62
4	1.88	-0.33	1170.05	2193.84	-380.28
			Σ = 19998.22	42389.16	43358.07

.- POR PESO PROPIO

Peso Propio de Muro Wpp
Wpp = 19998.2 kg

Brazo de palanca Bs
Bpp = ΣMx/ΣWpp = 2.1 m

Momento por Peso propio Mpp
Mpp = WppxBpp = 42389.2 kg-m

.- POR LA SOBRECARGA:

$q = \gamma_r \times H_s = 1140.0 \text{ kg/m}$

Peso total de la sobrecarga Ws
Ws = qxLs = 3078.0 kg

Brazo de palanca Bs
Bs = Ls/2 + P + (F-c) = 3.30 m

Momento por Sobrecarga Ms

Mr = WrxBr = 10157.4 kg-m

.- POR EL RELLENO ENCIMA DEL TALON

$V_r = H_{ox}T_x1m = 16.32 \text{ m}^3$

Peso total del relleno Wr
Wr = $\gamma_r \times V_r = 31007.9 \text{ kg}$

Brazo de palanca Br
Br = P + F + T/2 = 3.45 m

Momento por el relleno encima del talon Mr

Mr = WrxBr = 106977.3 kg-m



UNIVERSIDAD DE GUAYAQUIL
CALCULO ESTRUCTURAL



MOMENTO RESISTENTE O ESTABILIZANTES DEL MURO (Me)

$$Me = M_{pp} + M_s + M_r = 159,523.9 \text{ kg-m}$$

CALCULO DE LOS MOMENTOS ACTUANTES DEL SUELO

,- Por ser un muro en voladizo tiene la posibilidad de desplazarse sin impedimento alguno dando como resultado Empuje Activo (Ea),

a,- POR EMPUJE ACTIVO DEL SUELO (Ea)

$$K_a = (1 - \text{sen}\Phi) / (1 + \text{sen}\Phi) = 0.283$$

Por el Empuje Activo
 $E_a = 1/2 \gamma r \times H^2 \times K_a = 15107.6 \text{ kg}$

Brazo de palanca B_a
 $B_a = H/3 = 2.50 \text{ m}$

Momento por el Empuje Activo M_a
 $M_{e_a} = E_a \times B_a = 37768.9 \text{ kg-m}$

,- POR LA SOBRECARGA:

$$q = \gamma_s \times H_s = 1140.0 \text{ kg/m}$$

Empuje por sobrecarga E_s
 $E_s = q \times H \times K_a = 2417.2 \text{ kg}$

Brazo de palanca E_s
 $B_{e_s} = H/2 = 3.75 \text{ m}$

Momento por Empuje de sobrecarga M_s
 $M_s = W_s \times B_s = 9064.5 \text{ kg-m}$

MOMENTO ACTUANTES DEL SUELO M_{as}

$$M_{as} = M_a + M_s = 46,833 \text{ kg-m}$$

EMPUJE TOTAL DEL SUELO

$$E_{a+s} = E_a + E_s = 17524.8 \text{ kg}$$

Calculo del Empuje Pasivo producido por el Dentellon:

Coeficiente de empuje pasivo K_p : se determinó con el ángulo de fricción interna del suelo de fundación.

$$K_p = \frac{1 + \text{Sen } \phi}{1 - \text{Sen } \phi} = 3.25$$

Presión pasiva superior en dentellón σ_{ps} : calculada en la cota de fundación de la base D_f .

$$\sigma_{ps} = (\gamma \cdot D_f) K_p = 7225.2 \text{ kg/m}^2$$

Presión pasiva inferior en dentellón σ_{pi} : calculada en la cota de fondo del dentellón.

$$\sigma_{pi} = \gamma (D_f + H_d) K_p = 11139.0 \text{ kg/m}^2$$

Empuje pasivo actuando sobre el dentellón E_p : calculado con la altura del dentellón H_d

$$E_p = \left(\frac{\sigma_{ps} + \sigma_{pi}}{2} \right) H_d = 5968.59 \text{ kg}$$

Resultante de las Fuerzas Verticales R_v , - Son todas las fuerzas que Estabilizan al muro,

$$R_v = W_{pp} + W_s + W_r = 54084.1 \text{ kg}$$

Fuerza de roce F_r .- Los empujes actúan perpendicular a la cara interna del muro, ambosempujes son horizontales, la componente vertical del empuje es nula $E_{av} = 0$, $E_h = E_{a+s}$. El empuje pasivo no se toma en cuenta por que no hay garantía que permanezca del relleno sobre la Puntera: $E_p = 0$, La fuerza de fricción se determinó en función del ángulo de fricción interna y de la cohesión del suelo de Fundación

$$\delta = \text{Angulo de friccion suelo-muro} = 2/3 \phi = 21.33$$

$$E_{av} = 0$$

$$\mu = \tan \delta = 0.391$$

$$E_h = E_{a+s} = 17524.8 \text{ kg}$$

$$c' = 0.5c = 1250.0 \text{ kg/m}^2$$

$$E_p = 5969$$

$$F_r = \mu (R_v + E_{av}) + c' \times B + E_p = \mu \times R_v + c' \times B = 32903.88 \text{ kg}$$



UNIVERSIDAD DE GUAYAQUIL
CALCULO ESTRUCTURAL



FACTOR DE SEGURIDAD AL DESLIZAMIENTO

$$F_s \text{ desl.} = \text{Fuerza de roce } Fr / \text{Empuje horizontal } Eh \geq 1.5$$

$$F_s \text{ desl.} = 1.88$$

OK

FACTOR DE SEGURIDAD AL VOLCAMIENTO

$$F_s \text{ volc.} = M, \text{ Estabilizantes} / M, \text{ Actuantes del suelo} \geq 2$$

$$F_s \text{ volc.} = 3.41$$

OK

PRESION DE CONTACTO MURO - SUELO DE FUNDACION

Esfuerzo admisible del suelo σ_{adm} . - La capacidad admisible del suelo de fundacion se determina con un factor de seguridad para cargas estaticas mayor o igual que tres ($F_{scap. Portante} \geq 3$)
 $\sigma_{adm} = \text{qult.} / F_{scap. Portante} = 1.5 \text{ kg/cm}^3$

Punto de aplicación de la fuerza resultante X_r .- medido desde el punto O.

$$M_e = 159523.87 \text{ kg-m}$$

$$M_{as} = 46,833 \text{ kg-m}$$

$$R_v = 54085.3 \text{ kg}$$

$$X_r = (M_e - M_{as}) / R_v = 2.08 \text{ m}$$

Excentricidad de las fuerza resultante e_x : medida desde el centro de la base.

Para que exista compresion en toda la base con diagramas de presion trapezoidal la excentricidad debe ser menor que el sexto de la base ($B/6$).

$$e_x = B/2 - X_r = 0.241 \text{ m}$$

OK

$$\text{Base "B"} = 4.65 \text{ m}$$

$$B/6 = 0.8 \text{ m}$$

$$X_r = 2.08 \text{ m}$$

Presion de contacto Suelo - Muro de fundacion σ_{max} , σ_{min} :

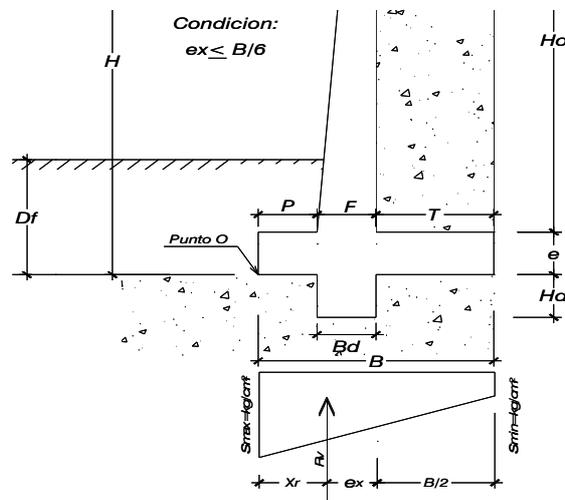
$$\sigma_{max} = (R_v/B)[1+(6*e_x/B)] = 1.50 \text{ kg/cm}^2$$

OK

$$\sigma_{min} = (R_v/B)[1-(6*e_x/B)] = 0.801 \text{ kg/cm}^2$$

CONDICION: $\sigma_{max} \leq \sigma_{adm}$

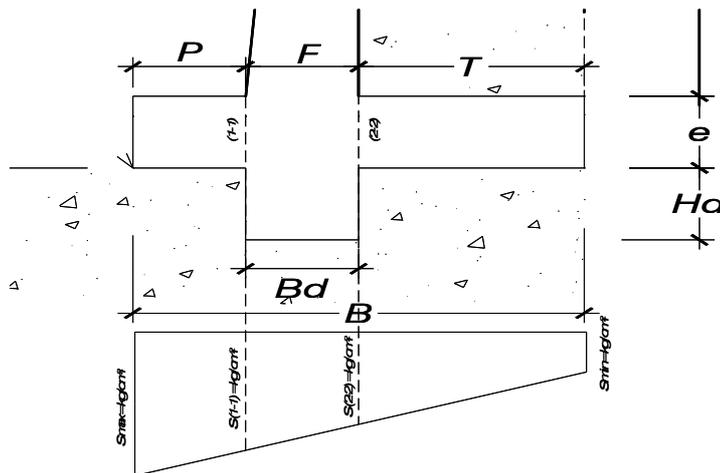
El predimensionado propuesto cumple con todos los requerimientos de seguridad contra volcamiento, contra el deslizamiento y con las presiones de contacto en el caso de carga 1: Empuje de tierra + sobrecarga vehicular, quedando teóricamente toda la base del muro en compresión, de tal manera que la distribución de presiones son bastante regulares disminuyendo el efecto de asentamientos diferenciales entre el pie y el talón del muro.



MURO EN VOLADIZO
9.2.1 DISEÑO GEOTECNICO DE LA BASE (PIE - TALON)

El **pie** de la base del muro se comporta como un volado sometido a una presión o carga vertical hacia arriba correspondiente a la reacción del suelo y al peso propio que actúa hacia abajo, predominando en este caso la reacción del suelo, los momentos flectores resultantes originan tracción en la fibra inferior.

Sobre el **talón** de la base del muro predomina la carga vertical hacia abajo correspondiente a la suma del peso del relleno y del peso propio del muro, actuando hacia arriba la reacción del suelo, los momentos flectores resultantes originan tracción en la fibra superior.



DIMENSIONES DEL MURO

- Corona "c" = 0.300 m
- Base "B" = 4.650 m
- Pantalla "F" = 0.750 m
- Pie "P" = 1.500 m
- Talón "T" = 2.400 m
- Espesor "e" = 0.700 m
- Ho = H-e = 6.800 m
- Hd = 0.650 m
- Bd = 0.750 m
- Ls = 2.700 m

Determinación de las solicitaciones de Corte y Flexión máxima en la base:

PIE "P"

Fuerzas y brazos respecto a la sección crítica 1-1:

- **POR PESO PROPIO:** Por metro lineal de muro (hacia abajo)

Peso Propio de Muro W_{pp}	Brazo de palanca B_{pp}
$W_{pp} = P * e * 1m * \gamma_{\text{hormigon}} = 2520.07 \text{ kg}$	$B_{pp} = P/2 = 0.750 \text{ m}$
Momento por Peso propio M_{pp}	
$M_{pp} = W_{pp} * B_{pp} = 1890.1 \text{ kg-m}$	

Reacción del suelo:

por metro lineal de muro (hacia arriba)

$\sigma_{\text{max}} = 1.50 \text{ kg/cm}^2$	$\sigma_{\text{min}} = 0.80 \text{ kg/cm}^2$	$\delta(1-1) = 1.274 \text{ kg/cm}^2$
$R_{sl} = [(\delta_{\text{max}} + \delta(1-1)) / 2] * P(\text{cm}) * 100\text{cm} = 20808.29 \text{ kg}$		

Fuerza cortante resultante en la puntera V1-1 (hacia arriba):

$V1-1 = R_{sl} - W_{pp} = 18288.23 \text{ kg}$

El diagrama de presión trapezoidal se puede dividir en un triángulo y rectángulo de altura

Diagrama Triangulo

$R = 0.5(\delta_{\text{max}} - \delta(1-1)) * P(\text{cm}) * 100\text{cm} = 1691.71 \text{ kg}$	$B_p = 2P/3 = 1.00 \text{ m}$
$M = R * B_p = 1691.7 \text{ kg-m}$	

Diagrama Rectangulo

$R = \delta(1-1) * P(\text{cm}) * 100\text{cm} = 19116.59 \text{ kg}$	$B_p = P/2 = 0.75 \text{ m}$
$M = R * B_p = 14337.4 \text{ kg-m}$	

Momento en la sección 1-1: por metro lineal de muro, horario positivo:

$M(1-1) = \Sigma \text{momentos de diagramas} - M_{pp} = 14139.10 \text{ kg - m}$



UNIVERSIDAD DE GUAYAQUIL
CALCULO ESTRUCTURAL



TALON

(Fuerzas y brazos respecto a la sección crítica 2-2):

$$\begin{aligned} \text{Peso Propio de Muro } W_{pp} & & \text{Brazo de palanca } B_{pp} \\ W_{pp} = T \cdot e \cdot 1m \cdot \gamma_{\text{hormigon}} = 4032.11 \text{ kg} & & B_{pp} = T/2 = 1.200 \text{ m} \\ & & \text{Momento por Peso propio } M_{pp} \\ M_{pp} = W_{pp} \cdot B_{pp} = 4838.5 \text{ kg-m} \end{aligned}$$

,- POR LA SOBRECARGA:

$$\begin{aligned} q = \gamma_r \cdot H_s = 1140.0 \text{ kg/m} & & \text{Brazo de palanca } B_s \\ \text{Peso total de la sobrecarga } W_s & & B_s = T/2 = 1.20 \text{ m} \\ W_s = q \cdot L_s = 3078.0 \text{ kg} & & \\ & & \text{Momento por Sobrecarga } M_s \\ M_s = W_s \cdot B_s = 3693.6 \text{ kg-m} \end{aligned}$$

,- POR EL RELLENO ENCIMA DEL TALON

$$\begin{aligned} V_r = H_o \cdot T \cdot 1m = 16.32 \text{ m}^3 & & \text{Brazo de palanca } B_r \\ \text{Peso total del relleno } W_r & & B_r = T/2 = 1.20 \text{ m} \\ W_r = \gamma_r \cdot V_r = 31007.9 \text{ kg} & & \\ & & \text{Momento por el relleno encima del talon } M_r \\ M_r = W_r \cdot B_r = 37209.5 \text{ kg-m} \end{aligned}$$

Reacción del suelo:

por metro lineal de muro (hacia arriba)

$$\begin{aligned} \sigma_{\max} = 1.50 \text{ kg/cm}^2 & & \sigma_{\min} = 0.80 \text{ kg/cm}^2 & & \delta(2-2) = 1.162 \text{ kg/cm}^2 \\ R_{sl} = [(\delta(2-2) + \delta_{\min})/2] \cdot T(\text{cm}) \cdot 100\text{cm} = 23549.05 \text{ kg} \end{aligned}$$

Fuerza cortante resultante en el talón V2-2 (hacia abajo):

$$\mathbf{V_{2-2} = R_{sl} - W_{pp} - W_s - W_r = - 14568.97 \text{ kg}}$$

El diagrama de presión trapezoidal se puede dividir en un triángulo y rectángulo de altura

Diagrama Triangulo

$$\begin{aligned} R = 0.5(\delta(2-2) - \delta_{\min}) \cdot T(\text{cm}) \cdot 100\text{cm} = 4330.76 \text{ kg} & & B_p = T/3 = 0.80 \text{ m} \\ M = R \cdot B_p = 3464.6 \text{ kg-m} \end{aligned}$$

Diagrama Rectangulo

$$\begin{aligned} R = \delta_{\min} \cdot T(\text{cm}) \cdot 100\text{cm} = 19218.29 \text{ kg} & & B_p = T/2 = 1.20 \text{ m} \\ M = R \cdot B_p = 23061.9 \text{ kg-m} \end{aligned}$$

Momento respecto a la sección 2-2: por metro lineal de muro, horario positivo:

$$\mathbf{M(2-2) = M_{pp} + M_r + M_s - \Sigma \text{momentos de diagramas} = 19215.07 \text{ kg - m}}$$

MURO EN VOLADIZO

9.3. Caso 2.- EMPUJE DE TIERRA + SISMO

Datos general:

Alrura del muro H = 7.5 m

Datos Suelo de Relleno:

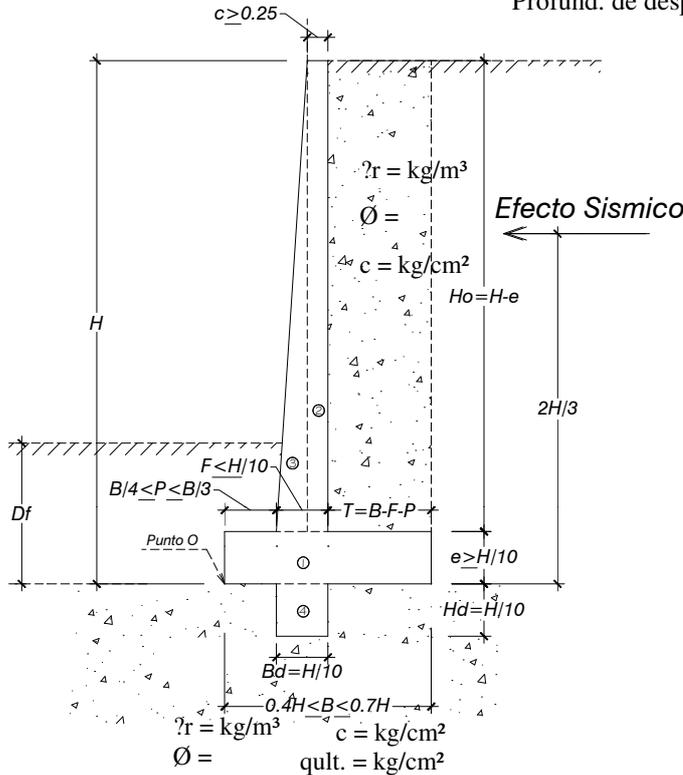
$\gamma_r = 1900.0 \text{ kg/m}^3$
 $\phi = 34^\circ$
 $c = 0 \text{ kg/cm}^2$

Datos Suelo de Fundacion:

$\gamma = 1850.0 \text{ kg/m}^3$
 $\phi = 32^\circ$
 $c = 0.25 \text{ kg/cm}^2$
qult. = 4.50 kg/cm^2
Profund. de desp Df = 1.2 m

Datos de Sitio:

Zona Sismica 3
Sobrecarga vehicular
0.6
Drenar Aguas Lluvias
 $\gamma_{\text{horm.}} = 2400.0 \text{ kg/m}^3$



PREDIMENSIONAMIENTO

Corona "c" = 0.300 m
Base "B" = 4.650 m
Pantalla "F" = 0.750 m
Pie "P" = 1.500 m
Talon "T" = 2.400 m
Espesor "e" = 0.700 m
 $H_o = H - e = 6.800 \text{ m}$
 $H_d = 0.650 \text{ m}$
 $B_d = 0.750 \text{ m}$

.- PESO PROPIO DEL MURO

Figuras-Elementos	Brazo X (mts.)	Brazo Y (mts.)	W (kg.)	Mx (kg-m)	My (kg-m)
1	2.33	0.35	7812.21	18163.38	2734.35
2	2.10	4.10	7343.98	15422.36	30110.39
3	1.80	2.97	3671.99	6609.58	10893.62
4	1.88	-0.33	1170.05	2193.84	-380.28
Σ=			19998.22	42389.16	43358.07

.- POR PESO PROPIO

Peso Propio de Muro Wpp
Wpp = 19998.2 kg

Brazo de palanca Bs
Bpp = $\Sigma Mx / \Sigma Wpp = 2.1 \text{ m}$

Momento por Peso propio Mpp
Mpp = $Wpp \times Bpp = 42389.2 \text{ kg-m}$

.- POR EL RELLENO ENCIMA DEL TALON

$V_r = H_o \times T \times 1m = 16.32 \text{ m}^3$

Peso total del relleno Wr
Wr = $\gamma_r \times V_r = 31007.9 \text{ kg}$

Brazo de palanca Br
Br = $P + F + T/2 = 3.45 \text{ m}$

Momento por el relleno encima del talon Mr
Mr = $W_r \times Br = 106977.3 \text{ kg-m}$

MOMENTO RESISTENTE O ESTABILIZANTES DEL MURO (Me)

Me = Mpp + Mr = 149,366.5 kg-m



UNIVERSIDAD DE GUAYAQUIL
CALCULO ESTRUCTURAL



CALCULO DE LOS MOMENTOS ACTUANTES DEL SUELO

,- Por ser un muro en voladizo tiene la posibilidad de desplazarse sin impedimento alguno dando como resultado Empuje Activo (Ea),

a,- POR EMPUJE ACTIVO DEL SUELO (Ea)

$$K_a = (1 - \text{sen}\Phi) / (1 + \text{sen}\Phi) = 0.283$$

Por el Empuje Activo
 $E_a = 1/2 \gamma t \times H^2 \times K_a = 15107.6 \text{ kg}$

Brazo de palanca B_a
 $E_a = H/3 = 2.50 \text{ m}$

Momento por el Empuje Activo M_a
 $M_{e_a} = W_a \times B_a = 37768.9 \text{ kg-m}$

,- POR EFECTO DEL SISMO:

El muro se construirá en zona de peligro sísmico elevado, la aceleración del suelo A_0 es la correspondiente a la zonificación sísmica de cada país, en ECUADOR es indicada por la el C.E.C (Codigo Ecuatoriano de la Construccion) los valores de A_0 los podemos obtener en la tabla en el anexo A.

Zona Sísmica 3

$$A_0 = 0.30 \text{ g}$$

Coefficiente sísmico horizontal C_{sh} :

$$C_{sh} = 0.50 \quad A_0 = 0.150$$

Coefficiente sísmico vertical C_{sv} :

$$C_{sv} = 0.70 \quad C_{sh} = 0.105$$

$$\theta = \text{arctang} [C_{sh} / (1 - C_{sv})] = 9.5^\circ$$

Fuerza sísmica del peso propio F_{spp} : ubicada en el centro de gravedad del muro.

$$F_{spp} = C_{sh} \times W_{pp} = 2999.7 \text{ kg}$$

$$B_{spp} = 2.2 \text{ m}$$

$$M_{spp} = F_{spp} \times B_{spp} = 6503.7 \text{ kg-m}$$

Coefficiente de presión dinámica activa K_{as} : determinado con la ecuación de Mononobe-

Okabe para: $\beta < \phi - \theta$

$$\delta = \text{Angulo de fricción relleno - muro} = 2/3 \Phi = 22.67^\circ$$

datos: $\Phi = 34^\circ \quad \psi = 90.0^\circ \quad \beta = 0^\circ \quad \theta = 9.51^\circ \quad \delta = 22.7^\circ$

$$K_{as} = \frac{\text{Sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\text{Cos}\theta \cdot \text{Sen}^2\psi \cdot \text{Sen}(\psi - \delta - \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{Sen}(\phi + \delta) \cdot \text{Sen}(\phi - \beta - \theta)}{\text{Sen}(\psi - \delta - \theta) \cdot \text{Sen}(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

Sustituido los valores:

$$K_{as} = 0.369$$

Incremento dinámico del empuje activo de la tierra ΔDE_a :

$$\Delta DE_a = \left(\frac{1}{2} \gamma H^2 \right) (K_{as} - K_a) (1 - C_{sv})$$

$$\Delta DE_a = 4129.8 \text{ kg}$$

$$\text{Bsis. } 2/3 H = 5.0 \text{ m}$$

Momento por Empuje sísmico M_{sis}

$$M_{sis} = \Delta DE_a \times \text{Bsis.} = 20649.0 \text{ kg-m}$$

El incremento dinámico calculado es aproximadamente un 27.3 % del empuje activo.

Empuje total $E_{a+\Delta}$: conformado por el empuje de tierra, el incremento dinámico del empuje activo y la fuerza sísmica inercial del peso propio:

$$E_{a+\Delta} = E_a + \Delta DE_a + F_{spp} = 22237.1 \text{ kg}$$

Resultante de las fuerzas verticales R_v : las fuerzas que la componen son el peso propio y peso del relleno.

$$R_v = W_{pp} + W_r = 51006.1 \text{ kg}$$

MOMENTO ACTUANTES DEL SUELO M_{as}

Momento de volcamiento M_{as} : las fuerzas que intentan volcar el muro son el empuje activo, incremento dinámico del empuje activo y la fuerza sísmica inercial del peso propio.

$$M_{as} = M_a + M_{sis} + M_{spp} = 64,922 \text{ kg-m}$$



UNIVERSIDAD DE GUAYAQUIL
CALCULO ESTRUCTURAL



Calculo del Empuje Pasivo producido por el Dentellon:

Coefficiente de empuje pasivo K_p : se determinó con el ángulo de fricción interna del suelo de fundación.

$$K_p = \frac{1 + \text{Sen } \phi}{1 - \text{Sen } \phi} = 3.25$$

Presión pasiva superior en dentellón σ_{ps} : calculada en la cota de fundación de la base D_f .

$$\sigma_{ps} = (\gamma D_f) K_p = 7225.2 \text{ kg/m}^2$$

Presión pasiva inferior en dentellón σ_{pi} : calculada en la cota de fondo del dentellón.

$$\sigma_{pi} = \gamma (D_f + H_d) K_p = 11139.0 \text{ kg/m}^2$$

Empuje pasivo actuando sobre el dentellón E_p : calculado con la altura del dentellón H_d

$$E_p = \left(\frac{\sigma_{ps} + \sigma_{pi}}{2} \right) H_d = 5968.59 \text{ kg}$$

Fuerza de roce F_r .- Los empujes actúan perpendicular a la cara interna del muro, ambos empujes son horizontales, la componente vertical del empuje es nula $E_{av} = 0$, $E_h = E_a + \Delta$

En este caso el Empuje Pasivo E_p , es tomado en cuenta...

$$\delta = \text{Angulo de friccion suelo-muro} = 2/3 \phi = 21.33$$

$$E_{av} = 0$$

$$\mu = \tan \delta = 0.391$$

$$E_h = E_a + \Delta = 22237.1 \text{ kg}$$

$$c' = 0.5c = 1250.0 \text{ kg/m}^2$$

$$E_p = 5969 \text{ kg}$$

$$F_r = \mu (R_v + E_{av}) + c' \times B + E_p = \mu \times R_v + c' \times B = 31701.75 \text{ kg}$$

FACTOR DE SEGURIDAD AL DESLIZAMIENTO

$$F_s \text{ desl.} = \text{Fuerza de roce } F_r / \text{Empuje horizontal } E_h \geq 1.40$$

$$F_s \text{ desl.} = 1.43$$

OK

FACTOR DE SEGURIDAD AL VOLCAMIENTO

$$F_s \text{ volc.} = M, \text{ Estabilizantes} / M, \text{ Actuantes del suelo} \geq 1.40$$

$$F_s \text{ volc.} = 2.30$$

OK

PRESION DE CONTACTO MURO - SUELO DE FUNDACION

Esfuerzo admisible del suelo σ_{adm} .- La capacidad admisible del suelo de fundación se determina con un factor de seguridad para cargas estáticas mayor o igual que tres ($F_{scap. Portante} \geq 2$)

$$\sigma_{adm} = \text{qult.} / F_{scap. Portante} = 2.25 \text{ kg/cm}^2$$

Punto de aplicación de la fuerza resultante X_r .- medido desde el punto O.

$$M_e = 149366.47 \text{ kg-m}$$

$$M_{as} = 64,922 \text{ kg-m}$$

$$X_r = (M_e - M_{as}) / R_v = 1.656 \text{ m}$$

$$R_v = 51006.1 \text{ kg}$$

Excentricidad de la fuerza resultante e_x : medida desde el centro de la base.

Para que exista compresión en toda la base con diagramas de presión trapezoidal la excentricidad debe ser menor que el sexto de la base ($B/6$).

$$\text{Base "B"} = 4.65 \text{ m}$$

$$B/6 = 0.8 \text{ m}$$

$$X_r = 1.66 \text{ m}$$

$$e_x = B/2 - X_r = 0.669 \text{ m} \quad \text{OK}$$

Presión de contacto Suelo - Muro de fundación σ_{max} , σ_{min} :

$$\sigma_{max} = (R_v/B)[1 + (6 \cdot e_x/B)] = 2.04 \text{ kg/cm}^2$$

OK

$$\sigma_{min} = (R_v/B)[1 - (6 \cdot e_x/B)] = 0.149 \text{ kg/cm}^2$$

CONDICION: $\sigma_{max} < \sigma_{adm}$

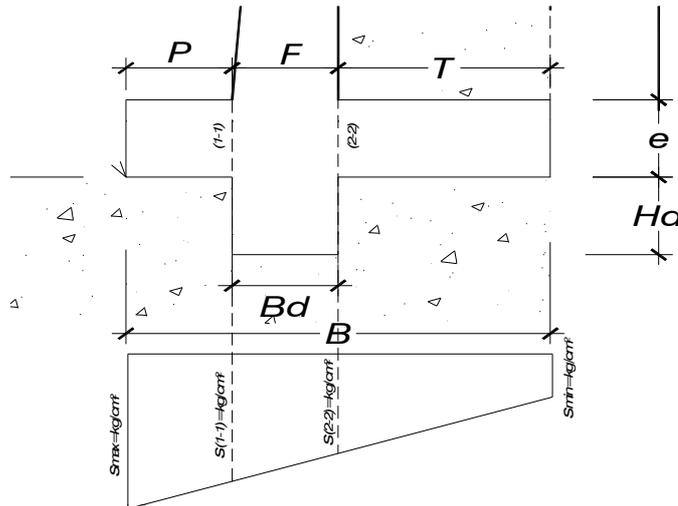
El predimensionado propuesto cumple con todos los requerimientos de seguridad contra volcamiento, contra el deslizamiento y con las presiones de contacto en el caso de carga 2: Empuje de tierra + sismo, quedando teóricamente toda la base del muro en compresión, de tal manera que la distribución de presiones son bastante regulares disminuyendo el efecto de asentamientos diferenciales entre el pie y el talón del muro.

DE MURO EN VOLADIZO

9.3.1 DISEÑO GEOTECNICO DE LA BASE (PIE - TALON)

El **pie** de la base del muro se comporta como un volado sometido a una presión o carga vertical hacia arriba correspondiente a la reacción del suelo y al peso propio que actúa hacia abajo, predominando en este caso la reacción del suelo, los momentos flectores resultantes originan tracción en la fibra inferior.

Sobre el **talón** de la base del muro predomina la carga vertical hacia abajo correspondiente a la suma del peso del relleno y del peso propio del muro, actuando hacia arriba la reacción del suelo, los momentos flectores resultantes originan tracción en la fibra superior.



DIMENSIONES DEL MURO

- Corona "c" = 0.300 m
- Base "B" = 4.650 m
- Pantalla "F" = 0.750 m
- Pie "P" = 1.500 m
- Talón "T" = 2.400 m
- Espesor "e" = 0.700 m
- Ho = H - e = 6.800 m
- Hd = 0.650 m
- Bd = 0.750 m

Determinación de las solicitaciones de Corte y Flexión máxima en la base:

PIE "P"

Fuerzas y brazos respecto a la sección crítica 1-1:

,- POR PESO PROPIO: Por metro lineal de muro (hacia abajo)

Peso Propio de Muro W_{pp}	Brazo de palanca B_{pp}
$W_{pp} = P * e * 1m * \gamma_{hormigon} = 2520.07 \text{ kg}$	$B_{pp} = P/2 = 0.750 \text{ m}$
Momento por Peso propio M_{pp}	
$M_{pp} = W_{pp} * B_{pp} = 1890.1 \text{ kg-m}$	

Reacción del suelo:

por metro lineal de muro (hacia arriba)

$\sigma_{max} = 2.04 \text{ kg/cm}^2$	$\sigma_{min} = 0.15 \text{ kg/cm}^2$	$\delta(1-1) = 1.433 \text{ kg/cm}^2$
$R_{sl} = [(\delta_{max} + \delta(1-1)) / 2] * P(\text{cm}) * 100\text{cm} = 26081.12 \text{ kg}$		

Fuerza cortante resultante en la puntera V1-1 (hacia arriba):

$V1-1 = R_{sl} - W_{pp} = 23561.05 \text{ kg}$

El diagrama de presión trapezoidal se puede dividir en un triángulo y rectángulo de altura

Diagrama Triangulo

$R = 0.5(\delta_{max} - \delta(1-1)) * P(\text{cm}) * 100\text{cm} = 4584.54 \text{ kg}$	$B_p = 2P/3 = 1.00 \text{ m}$
$M = R * B_p = 4584.5 \text{ kg-m}$	

Diagrama Rectangulo

$R = \delta(1-1) * P(\text{cm}) * 100\text{cm} = 21496.58 \text{ kg}$	$B_p = P/2 = 0.75 \text{ m}$
$M = R * B_p = 16122.4 \text{ kg-m}$	

Momento en la sección 1-1: por metro lineal de muro, horario positivo:

$M(1-1) = \Sigma \text{momentos de diagramas} - M_{pp} = 18816.92 \text{ kg - m}$



UNIVERSIDAD DE GUAYAQUIL
CALCULO ESTRUCTURAL



TALON

(Fuerzas y brazos respecto a la sección crítica 2-2):

Peso Propio de Muro Wpp	Brazo de palanca Bpp
$W_{pp} = T \cdot e \cdot 1m \cdot \gamma_{hormigon} = 4032.11 \text{ kg}$	$B_{pp} = T/2 = 1.200 \text{ m}$
Momento por Peso propio Mpp	
$M_{pp} = W_{pp} \cdot B_{pp} = 4838.5 \text{ kg-m}$	

,- POR EL RELLENO ENCIMA DEL TALON

$V_r = H_o \cdot T \cdot 1m = 16.32 \text{ m}^3$	Brazo de palanca Br
Peso total del relleno Wr	$Br = T/2 = 1.20 \text{ m}$
$W_r = \gamma_r \cdot V_r = 31007.9 \text{ kg}$	Momento por el relleno encima del talon Mr
	$M_r = W_r \cdot Br = 37209.5 \text{ kg-m}$

Reacción del suelo:

2.044376911	por metro lineal de muro (hacia arriba)	$\delta(2-2) = 1.127 \text{ kg/cm}^2$
	$\sigma_{min} = 0.15 \text{ kg/cm}^2$	
	$R_{sl} = [(\delta(2-2) + \delta_{min})/2] \cdot T(\text{cm}) \cdot 100\text{cm} = 15322.86 \text{ kg}$	

Fuerza cortante resultante en el talón V2-2 (hacia abajo):

V2-2 = Rsl - Wpp - Wr = - 19717.16 kg

El diagrama de presión trapezoidal se puede dividir en un triángulo y rectángulo de altura

Diagrama Triangulo	
$R = 0.5(\delta(2-2) - \delta_{min}) \cdot T(\text{cm}) \cdot 100\text{cm} = 11736.41 \text{ kg}$	$B_p = T/3 = 0.80 \text{ m}$
$M = R \cdot B_p = 9389.1 \text{ kg-m}$	

Diagrama Rectangulo	
$R = \delta_{min} \cdot T(\text{cm}) \cdot 100\text{cm} = 3586.45 \text{ kg}$	$B_p = T/2 = 1.20 \text{ m}$
$M = R \cdot B_p = 4303.7 \text{ kg-m}$	

Momento respecto a la sección 2-2: por metro lineal de muro, horario positivo:

M(2-2) = Mpp + Mr - Σmomentos de diagramas = 28355.15 kg - m

9.3.2 FACTOR DE MAYORACION DE CARGAS DINAMICAS-ESTATICAS

El factor de mayoración para empujes de tierra estáticos y sobrecargas vivas indicado por el código ACI es de 1,6. Para los empujes dinámicos sísmicos el factor de mayoración indicado es de 1,0. En el caso de Carga 2 (empuje tierra +sismo) se propone utilizar un factor de mayoración ponderado por tratarse de una combinación de cargas estáticas y dinámicas, determinado de la siguiente manera:

Empuje estatico activo

$E_a = 1/2 \gamma_r \cdot H^2 \cdot K_a = 15107.6 \text{ kg}$

Incremento dinámico del empuje activo de la tierra ΔDEa:

$\Delta DE_a = \left(\frac{1}{2} \gamma H^2\right) (K_{as} - K_a) (1 - C_{sv})$	$\Delta DE_a = 4129.8 \text{ kg}$
---	-----------------------------------

Fuerza sísmica del peso propio Fsp: ubicada en el centro de gravedad del muro.

$F_{sp} = C_{sh} \cdot W_{pp} = 2999.7 \text{ kg}$

Empuje total:

$E_{a+ \Delta} = E_a + \Delta DE_a + F_{sp} = 22237.1 \text{ kg}$

Factor de mayoración de carga ponderado para el caso sísmico:

F_{cu} = [1.6x E_a + 1x ΔDE_a + 1x F_{sp}] / $E_{a+ \Delta}$ = 1.408

Es conveniente determinar este factor de mayoración de carga ponderado para casos donde se incluya el sismo, ya que mayorar directamente por 1,6 sobre estima las solicitaciones últimas, resultando mayor acero de refuerzo y una estructura más costosa.

MURO EN VOLADIZO
9.5. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA PANTALLA
9.5.1. POR CORTE:

La pantalla del muro se comporta como un volado sometido a la presión horizontal que ejerce la tierra y la sobrecarga, los momentos flectores resultantes originan tracción en la cara interna en contacto con la tierra, la cual deberá ser reforzada con acero.

Las solicitaciones de corte y flexión se determinan en diferentes secciones hechas en la altura del muro, normalmente se hacen secciones a cada metro, midiendo la altura y desde la corona del muro hasta la unión de la pantalla con la zapata.

Datos Suelo de Relleno:

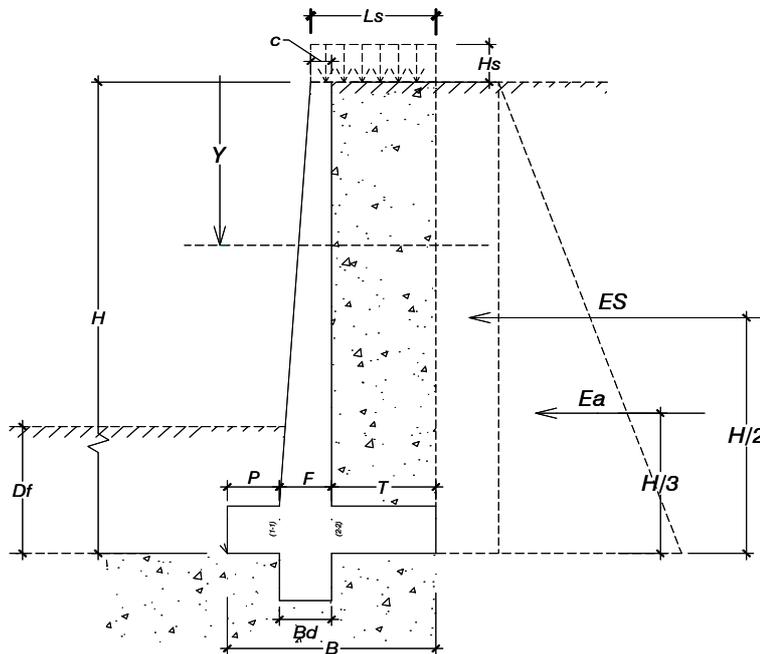
$$\begin{aligned} \gamma_r &= 1900.0 \text{ kg/m}^3 \\ \Phi &= 34^\circ \\ c &= 0 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Datos Suelo de Fundacion:

$$\begin{aligned} \gamma &= 1850.0 \text{ kg/m}^3 \\ \phi &= 32^\circ \\ c &= 0.25 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{quilt.} &= 4.50 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{Profund. de desp } D_f &= 1.2 \text{ m} \end{aligned}$$

Datos de Sitio:

$$\begin{aligned} \text{Zona Sismica} &= 3 \\ \text{Sobrecarga vehicular} &= 0.6 \\ \gamma_{\text{horm.}} &= 2400.0 \text{ kg/m}^3 \\ \text{Drenar Aguas Lluvias} & \end{aligned}$$



De los analisis:

Caso 1,- Empuje de tierra + sobrecarga vehicular + dentellon

a,- POR EMPUJE ACTIVO DEL SUELO (Ea)

$$K_a = (1 - \text{sen}\Phi) / (1 + \text{sen}\Phi) = 0.283$$

Por el Empuje Activo

$$E_a = 1/2 \gamma_r \times Y^2 \times K_a = 268.58 \text{ Y}^2$$

Brazo de palanca Ba

$$E_a = Y/3$$

Momento por el Empuje Activo Ma

$$M_a = E_a \times B_a = 89.53 \text{ Y}^3$$

,- POR LA SOBRECARGA:

$$q = \gamma_s \times H_s = 1140.0 \text{ kg/m}$$

Empuje por sobrecarga Es

$$E_s = q \times Y \times K_a = 322.3 \text{ Y}$$

Brazo de palanca Es

$$B_s = Y/2$$

Momento por Empuje de sobrecarga Ms

$$161.1 \text{ Y}^2$$

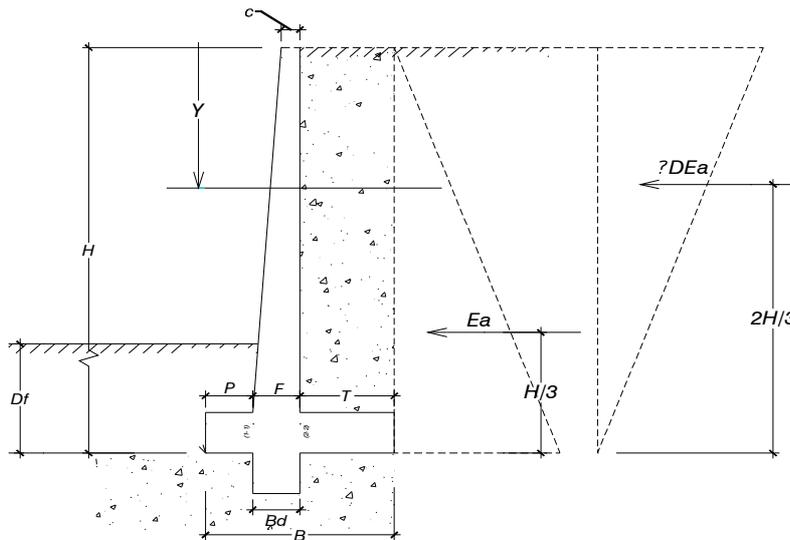
EMPUJE TOTAL DEL SUELO

$$E_{a+s} = E_a + E_s = 268.6 \text{ Y}^2 + 322.3 \text{ Y}$$

MOMENTO TOTALES Mas

$$M_{as} = M_a + M_s = 89.53 \text{ Y}^3 + 161.1 \text{ Y}^2$$

Caso 2,- Empuje de tierra + Sismo



a,- POR EMPUJE ACTIVO DEL SUELO (Ea)

$$K_a = (1 - \text{sen}\Phi) / (1 + \text{sen}\Phi) = 0.283$$

Por el Empuje Activo
 $E_a = 1/2 \gamma r \times Y^2 \times K_a = 268.58 Y^2$

Brazo de palanca B_a
 $E_a = Y/3$

Momento por el Empuje Activo M_a
 $M_a = E_a \times B_a = 89.53 Y^3$

,- POR EFECTO DEL SISMO:

El muro se construirá en zona de peligro sísmico elevado, la aceleración del suelo A_0 es la correspondiente a la zonificación sísmica de cada país, en ECUADOR es indicada por la el C.E.C (Codigo Ecuatoriano de la Construccion) los valores de A_0 los podemos obtener en la tabla en el anexo A.

Zona Sísmica 3

$$A_0 = 0.30 \text{ g}$$

Coefficiente sísmico horizontal C_{sh} :

$$C_{sh} = 0.50 A_0 = 0.150$$

Coefficiente sísmico vertical C_{sv} :

$$C_{sv} = 0.70 C_{sh} = 0.105$$

$$K_{as} = 0.369$$

$$\Delta D E_a = \left(\frac{1}{2} \gamma Y^2 \right) (K_{as} - K_a) (1 - C_{sv}) = 73.42 Y^2$$

$$B_{sis} = 2Y/3$$

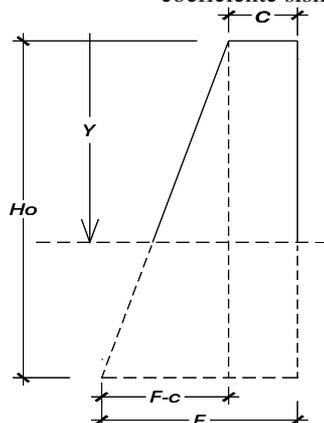
$$M_{sis} = \Delta D E_a \times B_{sis} = 48.9 Y^3$$

Fuerza sísmica del peso propio F_{spp} :

Para determinar la fuerza sísmica del peso propio se dividió la pantalla en dos figuras geométricas, las cuales se muestran en la figura. Las fuerzas se determinan por metro lineal de muro para el coeficiente sísmico horizontal de C_{sh}

Geometria:

Corona "c" = 0.300 m
 Pantalla "F" = 0.750 m
 $H_o = H - e = 6.800 \text{ m}$



Fuerza sísmica de la Pantalla:

triangulo:

$$F_{spp} = (F - c) / H_o \times Y^2 / 2 \times \gamma_{horm} \times C_{sh} = 11.91 Y^2$$

$$B_{spp} = Y/3$$

$$M_{spp} = F_{spp} \times B_{spp} = 3.97 Y^3$$

Rectangulo:

$$F_{spp} = c \times Y \times \gamma_{horm} \times C_{sh} = 108.00 Y$$

$$B_{spp} = Y/2$$

$$M_{spp} = F_{spp} \times B_{spp} = 54.00 Y^2$$



UNIVERSIDAD DE GUAYAQUIL
CALCULO ESTRUCTURAL



Empuje total $E_a + \Delta$: conformado por el empuje de tierra, el incremento dinámico del empuje activo y la fuerza sísmica inercial del peso propio:

$$E_a + \Delta = E_a + \Delta E_a + F_{spp} = 353.91 Y^2 + 108.00 Y$$

Momento de volcamiento M_{as} : las fuerzas que intentan son el empuje activo, incremento dinámico del empuje activo y la fuerza sísmica inercial del peso propio.

$$M_{as} = M_a + M_{sis} + M_{spp} = 142.44 Y^3 + 54.00 Y^2$$

Mayoración de las cargas: A las solicitaciones de corte y momento determinadas
Caso 1: Empuje de tierra + Sobrecarga Vehicular, se mayoran por un factor de 1,6.

Corte último V_u : en la sección y para el Caso 1:

$$V_u = 1.6 (268.6 Y^2 + 322.3 Y)$$

$$V_u = 429.7 Y^2 + 515.7 Y$$

Momento último M_u : en la sección y para el Caso 1:

$$M_u = 1.6 (89.5 Y^3 + 161.1 Y^2)$$

$$M_u = 143.24 Y^3 + 257.8 Y^2$$

Caso 2: Empuje de tierra + Sismo, se mayoran por el factor ponderado F_{cu} 1.408

Corte último V_u : en la sección y para el Caso 2:

$$V_u = F_{cu} (353.9 Y^2 + 108.0 Y)$$

$$V_u = 498.2 Y^2 + 152.0 Y$$

Momento último M_u : en la sección y para el Caso 2:

$$M_u = F_{cu} (142.4 Y^3 + 54.0 Y^2)$$

$$M_u = 200.51 Y^3 + 76.0 Y^2$$

Las solicitaciones últimas de corte y momento para los dos casos de carga estudiados se determinaron en la tabla siguiente, para diferentes valores de Y , que varían desde 1 m hasta H_0 (m) con secciones a cada metro. También se indican los valores máximos para cada sección.

Solicitaciones Ultimas de Corte y Momento

Y(m)	Caso 1		Caso 2	
	V_u (kg)	M_u (kg-m)	V_u (kg)	M_u (kg-m)
1	945.40	401.08	650.20	276.52
1.5	1740.39	1063.57	1348.93	847.74
2	2750.25	2177.28	2296.75	1908.10
2.5	3974.97	3849.63	3493.65	3608.00
3	5414.56	6188.06	4939.64	6097.80
3.5	7069.00	9300.00	6634.72	9527.88
4	8938.31	13292.88	8578.89	14048.64
4.5	11022.49	18274.13	10772.14	19810.44
5	13321.53	24351.18	13214.48	26963.67
5.5	15835.43	31631.46	15905.91	35658.71
6	18564.19	40222.42	18846.42	46045.94
6.5	21507.82	50231.47	22036.03	58275.73
6.8	23377.13	56962.28	24069.35	66560.60

El espesor de la pantalla o fuste $F(y)$ varía desde "c" hasta "F" cm, de la siguiente manera, en cm:

$$F(Y) = (c/H_0 \times Y) + c = 0.0441 Y + c$$

La altura útil es variable $d(y)$, se determina para un recubrimiento del concreto en la pantalla de 5 cm.

$$d(Y) = F(Y) - 5 \text{ cm}$$

El corte máximo resistente del concreto varía con la altura de la pantalla:

$$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$b_w = 100 \text{ cm}$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Phi V_c = 0.75 \times 0.53 \sqrt{f_c} \times b_w \times d(Y) = 576.03 Y$$

El acero de refuerzo mínimo varía con la altura de la siguiente manera: $A_{smin} = 0.0018x \times b_w \times F(Y)$

$$A_{smin} = 0.18 F(Y) \quad \text{Especificacion ACI 318-05}$$

$$A_s = \tilde{n} \cdot d - \sqrt{(\tilde{n} \cdot d)^2 - \frac{2 \cdot M_u \cdot \tilde{n}}{\Phi \cdot F_y}} \quad \tilde{n} = \frac{0.85 \cdot f_c \cdot b}{F_y} = 4.25$$



En la tabla siguiente se indican los valores de solicitaciones máximas de corte y momento, espesor de la pantalla, altura útil, corte máximo resistente, acero mínimo, acero requerido, para diferentes valores de Y, que varían desde 1 m hasta 6.80 m con secciones a cada 50 cm.

En la tabla siguiente Solicitaciones Máximas, Corte Resistente y Acero de Refuerzo

Y(m)	Solicitaciones Maximas			
	Vu (kg)	Mu (kg-m)	F(Y) cm	d(Y) cm
1	945.40	401.08	34.41	29.41
1.5	1740.39	1063.57	36.62	31.62
2	2750.25	2177.28	38.82	33.82
2.5	3974.97	3849.63	41.03	36.03
3	5414.56	6188.06	43.24	38.24
3.5	7069.00	9527.88	45.44	40.44
4	8938.31	14048.64	47.65	42.65
4.5	11022.49	19810.44	49.85	44.85
5	13321.53	26963.67	52.06	47.06
5.5	15905.91	35658.71	54.26	49.26
6	18846.42	46045.94	56.47	51.47
6.5	22036.03	58275.73	58.68	53.68
6.8	24069.35	66560.60	60.00	55.00

9.5.2. POR FLEXION

Y(m)	ΦVc (kg)	ΦVc > Vu	Asmin (cm ²)	As (cm ²)	As a utilizar
1	16942.13	ok	6.19	0.36	6.19
1.5	18212.79	ok	6.59	0.89	6.59
2	19483.46	ok	6.99	1.71	6.99
2.5	20754.12	ok	7.39	2.85	7.39
3	22024.78	ok	7.78	4.34	7.78
3.5	23295.45	ok	8.18	6.35	8.18
4	24566.11	ok	8.58	8.93	8.93
4.5	25836.77	ok	8.97	12.07	12.07
5	27107.43	ok	9.37	15.78	15.78
5.5	28378.10	ok	9.77	20.11	20.11
6	29648.76	ok	10.16	25.11	25.11
6.5	30919.42	ok	10.56	30.80	30.80
6.8	31681.82	ok	10.80	34.57	34.57

Se puede observar en la tabla, que el corte resistente es superior al corte actuante en todas las secciones, de tal manera que el espesor de la pantalla propuesto es adecuado para resistir las fuerzas cortantes que resultan de los casos de carga considerados.

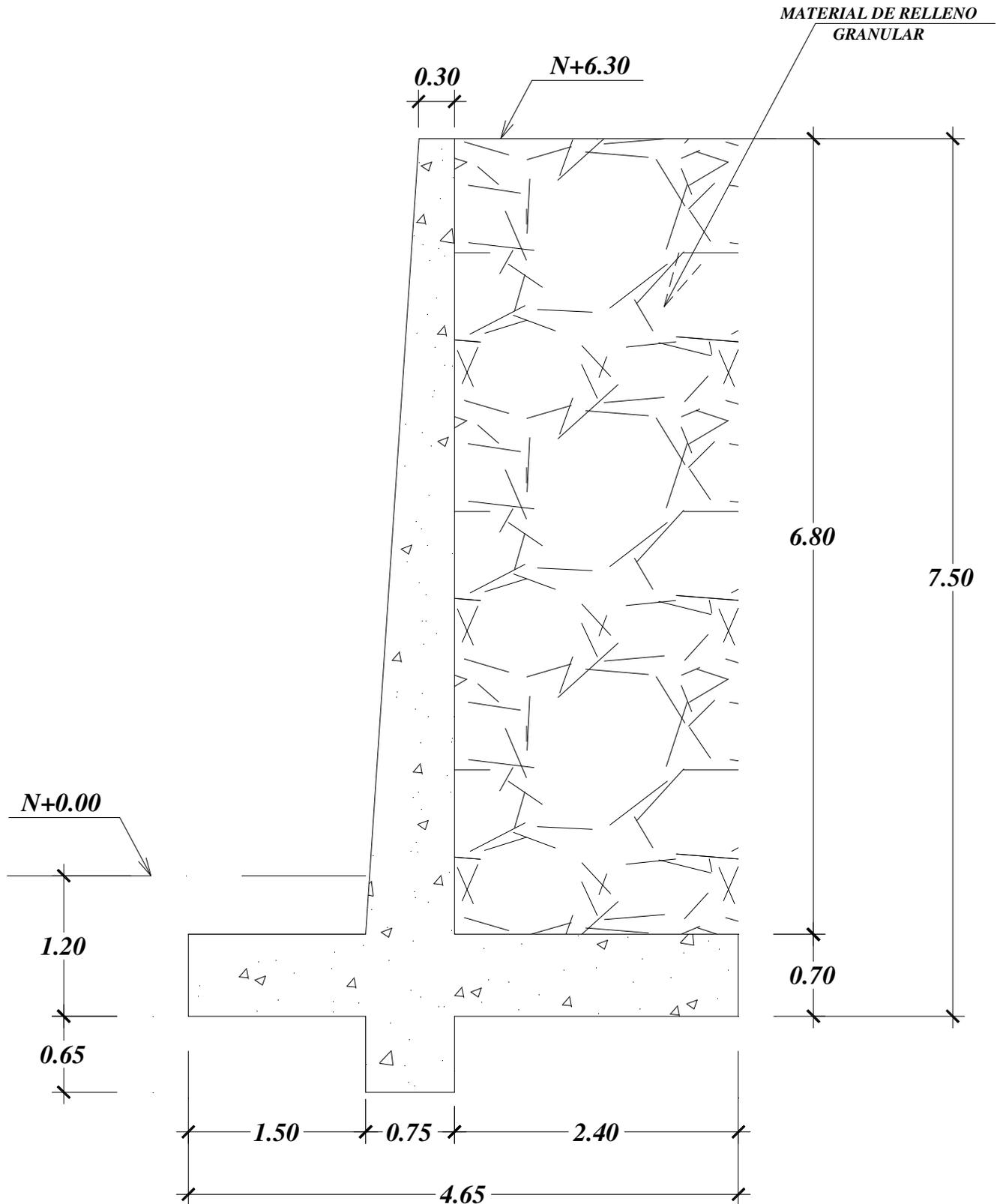
Se verifica el espesor de la pantalla por flexión empleando la ecuación siguiente por encontrarse el muro en zona sísmica, el máximo momento flector ocurre en la base de la pantalla.

$$d \geq \sqrt{\frac{M_u}{0,189 \cdot \Phi \cdot f_c \cdot b}} = 43.17 \text{ cm}$$

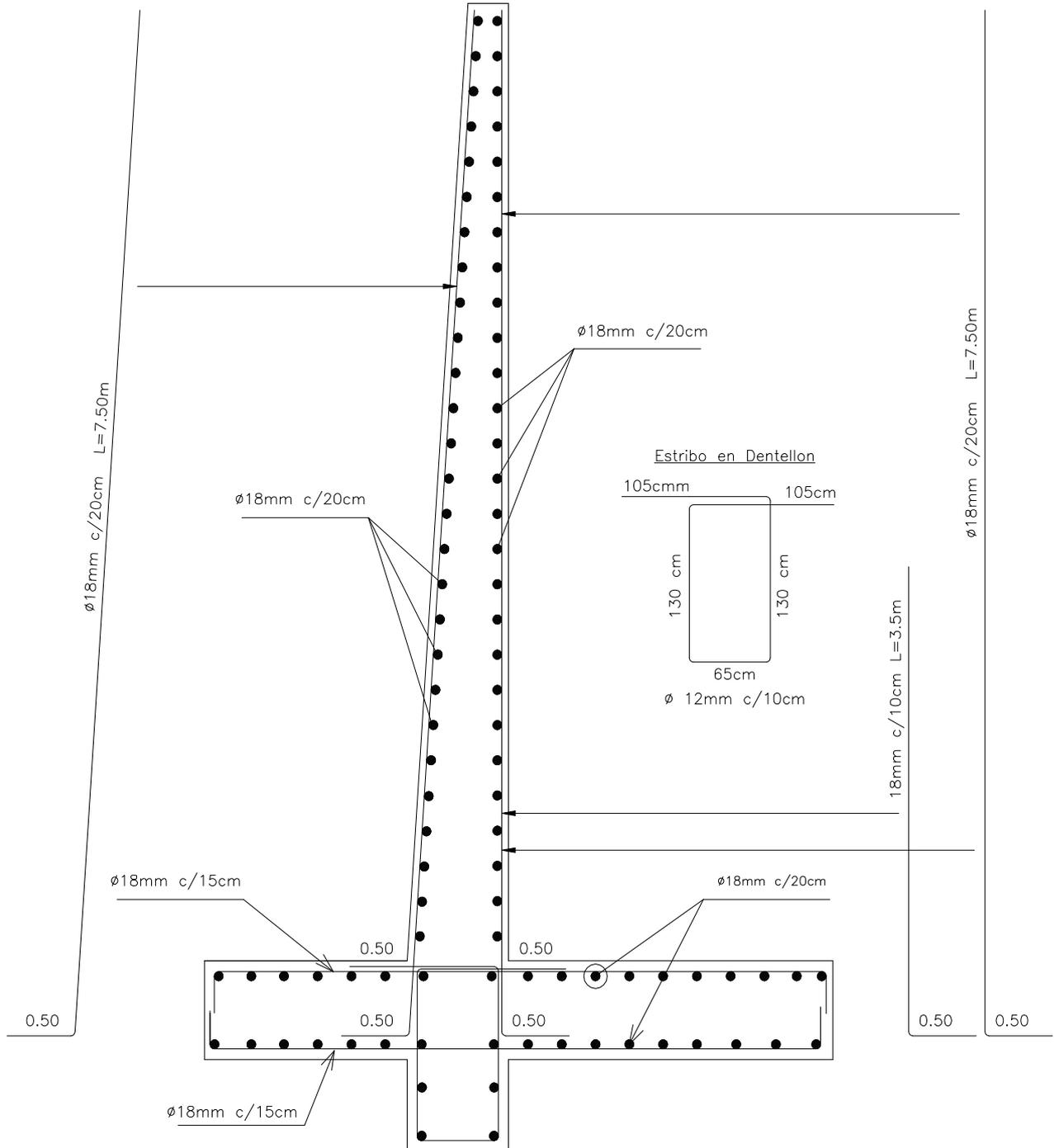
El espesor de la pantalla es adecuado para resistir las solicitaciones de flexión que resultan de los casos de carga considerados

Nota: la repartición de los aceros queda a consideración del diseñador, cumpliendo con las secciones solicitantes de acero.

9.6. SECCIÓN TÍPICA
ESC: 1-50



9.7. DESPIECE DEL MURO
ESC: 1-50





UNIVERSIDAD DE GUAYAQUIL
CALCULO ESTRUCTURAL



MURO EN VOLADIZO

9.7.1 ANALISIS TECNICO-ECONOMICO DE MURO EN VOLADIZO

El siguiente analisis lo estableceremos con las Cantidades de Hormigon en m³ y los pesos de los aceros de refuerzos en Kg:

Cantidad de hormigon en m³ en:

Dentellon	3.04 m ³
Pantalla =	10.74 m ³
Pie =	3.15 m ³
Talón =	5.04 m ³
Total =	21.97 m ³
	7.32 m ³ /m

Cantidad de metros lineales de: Acero.

dentellon	en m lineales	en kg
estr. Φ 12	15.51 m	18.74 kg
As de ref. Φ 18	24.00 m	47.94 kg

Pantalla:	en m lineales	en kg
As de ref. Φ 18	391.20 m	781.45 kg

Talón	en m lineales	en kg
As de ref. Φ 18	180.00 m	375.72 kg

Pie	en m lineales	en kg
As de ref. Φ 18	118.00 m	235.71 kg

Peso total en Kg = 1459.58 kg
486.53 kg/m

Relación Wacero/V.hormigon = 66.42 kg/m³

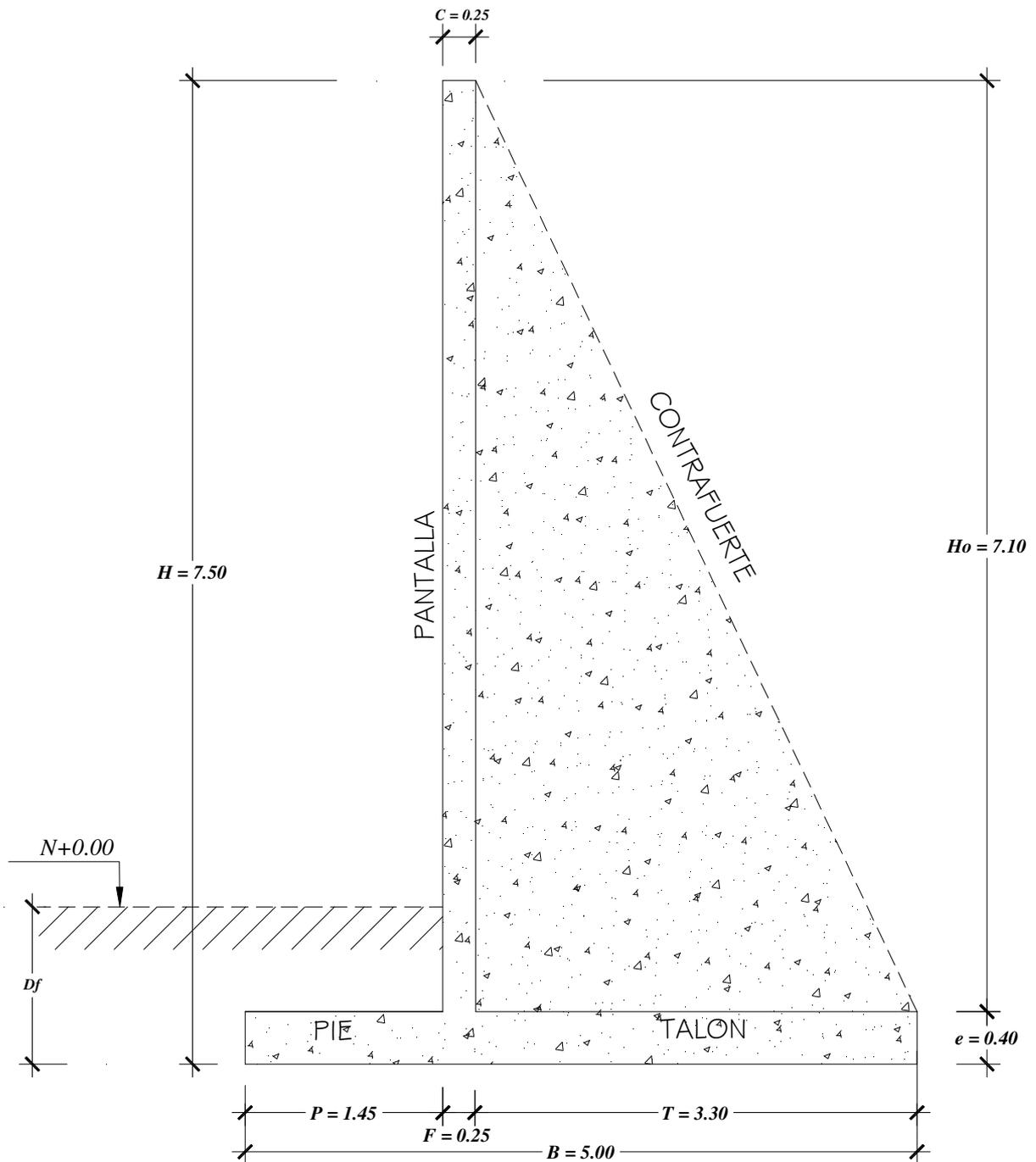
resultados:

Cantidad de hormigon en m³ x m: 7.32 m³/m
Peso de Acero por metros lineales = 486.53 kg/m³

10. MURO CON CONTRAFUERTE

10.1 PREDIMENSIONAMIENTO

ESC: 1-50



NOTA: SEPARACIÓN DE CONTRAFUERTE " $S = 3.0$ m"

MURO CON CONTRAFUERTE
10.2. Caso 1.- EMPUJE DE TIERRA + SOBRECARGA VEHICULAR

Datos general:

Alrura del muro H = 7.5 m

Datos Suelo de Relleno:

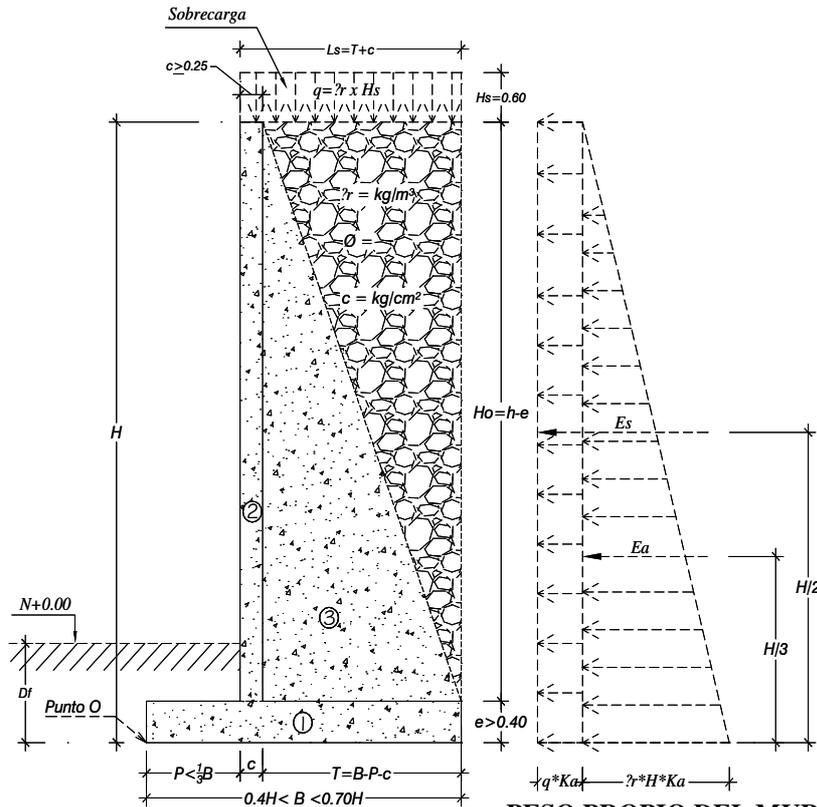
$\gamma_r = 1900.0 \text{ kg/m}^3$
 $\Phi = 34^\circ$
 $c = 0 \text{ kg/cm}^2$

Datos Suelo de Fundacion:

$\gamma = 1850.0 \text{ kg/m}^3$
 $\phi = 32^\circ$
 $C = 0.25 \text{ kg/cm}^2$
 $q_{ult.} = 4.50 \text{ kg/cm}^2$

Datos de Sitio:

Zona Sismica 3
Sobrecarga vehicular = 0.6
 $\gamma_{horm.} = 2400.0 \text{ kg/m}^3$
Drenar Aguas Lluvias
Profund. de desp Df = 1.2 m



Predimensionamiento:

Corona "c" = 0.250 m
Base "B" = 5.000 m
Pantalla "F" = 0.250 m
Pie "P" = 1.450 m
Talon "T" = 3.300 m
Espesor "e" = 0.400 m
 $H_o = H - e = 7.100 \text{ m}$
 $L_s = 3.550 \text{ m}$
 $S(\text{contrafuerte}) = 3.00 \text{ m}$

.- PESO PROPIO DEL MURO

Figuras-Elemento	Brazo X (mts.)	Brazo Y (mts.)	W (kg).	Mx (kg-m)	My (kg-m)
1	2.50	0.20	4800.00	12000.00	960.00
2	1.58	3.95	4260.00	6709.50	16827.00
3	2.80	2.77	9372.00	26241.60	25929.20
		Σ=	18432.00	44951.10	43716.20

.- POR PESO PROPIO

Peso Propio de Muro Wpp
 $W_{pp} = 18432.0 \text{ kg}$

Brazo de palanca Bs
 $B_{pp} = \Sigma M_x / \Sigma W_{pp} = 2.4 \text{ m}$

Momento por Peso propio Mpp
 $M_{pp} = W_{pp} \times B_{pp} = 44951.1 \text{ kg-m}$

.- POR LA SOBRECARGA:

$q = \gamma_r \times H_s = 1140.0 \text{ kg/m}$

Peso total de la sobrecarga Ws
 $W_s = q \times L_s = 4047.0 \text{ kg}$

Brazo de palanca Bs
 $B_s = L_s / 2 + P = 3.23 \text{ m}$

Momento por Sobrecarga Ms
 $M_r = W_r \times B_r = 13051.6 \text{ kg-m}$

.- POR EL RELLENO ENCIMA DEL TALON

$V_r = H_o \times T \times 1 \text{ m} = 23.43 \text{ m}^3$

Peso total del relleno Wr
 $W_r = \gamma_r \times V_r = 44517.0 \text{ kg}$

Brazo de palanca Br
 $B_r = P + F + T/2 = 3.35 \text{ m}$



UNIVERSIDAD DE GUAYAQUIL
CALCULO ESTRUCTURAL



Momento por el relleno encima del talon Mr
 $Mr = WrxBr = 149132.0 \text{ kg-m}$

MOMENTO RESISTENTE O ESTABILIZANTES DEL MURO (Me)

Me = Mpp + Ms + Mr = 207,134.6 kg-m

CALCULO DE LOS MOMENTOS ACTUANTES DEL SUELO

,- Por ser un muro en voladizo tiene la posibilidad de desplazarse sin impedimento alguno dando como resultado Empuje Activo (Ea),

a,- POR EMPUJE ACTIVO DEL SUELO (Ea)

$Ka = (1 - \text{sen}\Phi)/(1 + \text{sen}\Phi) = 0.283$

Por el Empuje Activo
 $Ea = 1/2\gamma r \times H^2 \times Ka = 15107.6 \text{ kg}$

Brazo de palanca Ba
 $Ea = H/3 = 2.50 \text{ m}$

Momento por el Empuje Activo Ma

$Mea = WaxBa = 37768.9 \text{ kg-m}$

,- POR LA SOBRECARGA:

$q = \gamma_s \times H_s = 1140.0 \text{ kg/m}$

Empuje por sobrecarga Es
 $Es = q \times H \times Ka = 2417.2 \text{ kg}$

Brazo de palanca Es
 $Bes = H/2 = 3.75 \text{ m}$

Momento por Empuje de sobrecarga Ms

$Ms = WsxBs = 9064.5 \text{ kg-m}$

MOMENTO ACTUANTES DEL SUELO Mas

Mas = Ma + Ms = 46,833 kg-m

EMPUJE TOTAL DEL SUELO

Ea+s = Ea + Es = 17524.8 kg

Resultante de las Fuerzas Verticales Rv, - Son todas las fuerzas que Estabilizan al muro,

$Rv = Wpp + Ws + Wr = 66996.0 \text{ kg}$

Fuerza de roce Fr.- Los empujes actuan perpendicular a la cara interna del muro, ambos empujes son horizontales, la componente vertical del empuje es nula $Eav = 0$, $Eh = Ea+s$ El empuje pasivo no se toma en cuenta por que no hay garantia que permanezca del relleno sobre el Pie: $Ep = 0$, La fuerza de friccion se determino en funcion del angulo de friccion interna y de la cohesion del suelo de Fundacion.

$\delta = \text{Angulo de friccion suelo-muro} = 2/3 \phi = 21.33$

$\mu = \tan \delta = 0.391$

$c' = 0.5c = 1250.0 \text{ kg/m}^2$

$Eav = 0$

Eh = Ea+s = 17524.8 kg

$Ep = 0$

Fr = $\mu (Rv + Eav) + c'xB + Ep = \mu \times Rv + c' \times B = 32415.56 \text{ kg}$

FACTOR DE SEGURIDAD AL DESLIZAMIENTO

Fs desl. = Fuerza de roce Fr / Empuje horizontal Eh ≥ 1.5

Fs desliz. = 1.85

OK

FACTOR DE SEGURIDAD AL VOLCAMIENTO

Fs volc. = M, Estabilizantes / M. Actuantes del suelo ≥ 2

Fs volc. = 4.42

OK

PRESION DE CONTACTO MURO - SUELO DE FUNDACION

Esfuerzo admisible del suelo σ_{adm} .- La capacidad admisible del suelo de fundacion se determina con un factor de seguridad para cargas estaticas mayor o igual que tres (Fscap. Portante ≥ 3)

$\sigma_{adm} = \text{qult./Fscap. Portante} = 1.5 \text{ kg/cm}^3$

Punto de aplicación de la fuerza resultante X_r .- medido desde el punto O.

$M_e = 207134.63 \text{ kg-m}$
 $M_{as} = 46,833 \text{ kg-m}$
 $R_v = 66996.0 \text{ kg}$

$$X_r = (M_e - M_{as}) / R_v = 2.39 \text{ m}$$

Excentricidad de las fuerza resultante e_x : medida desde el centro de la base.

Para que exista compresion en toda la base con diagramas de presion trapezoidal la excentricidad debe ser menor que el sexto de la base ($B/6$).

$$e_x = B/2 - X_r = 0.107 \text{ m OK}$$

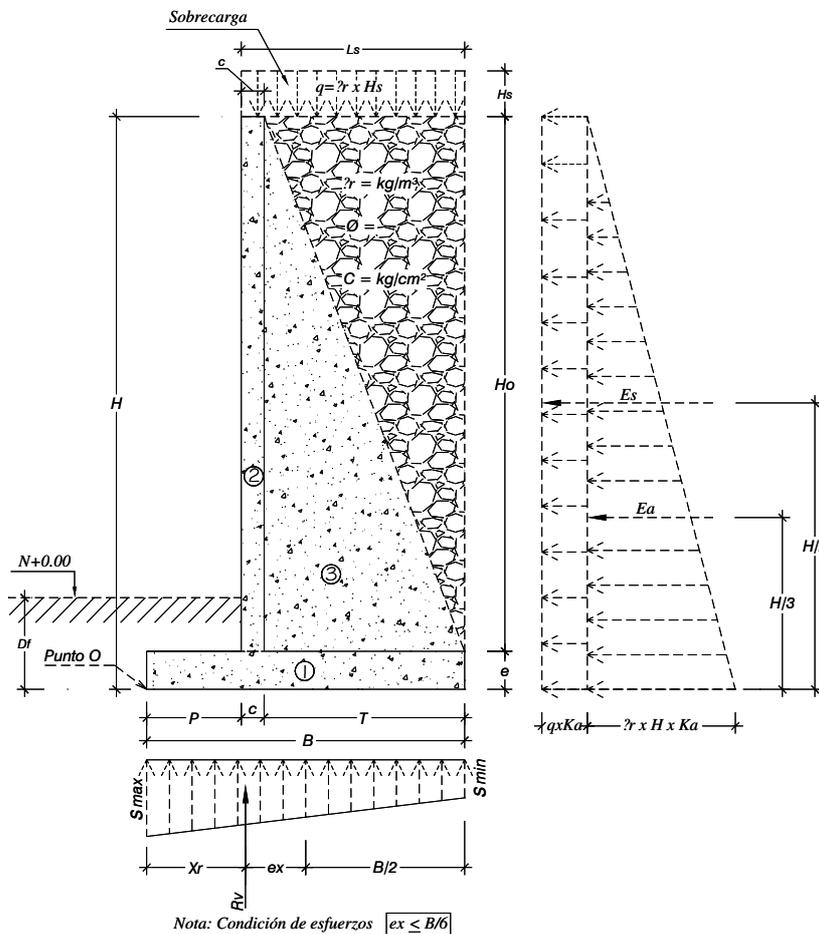
Base "B" = 5.00 m
 $B/6 = 0.833 \text{ m}$
 $X_r = 2.39 \text{ m}$

Presion de contacto Suelo - Muro de fundacion σ_{max} , σ_{min} :

$$\sigma_{max} = (R_v/B)[1+(6 \cdot e_x/B)] = 1.50 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{min} = (R_v/B)[1-(6 \cdot e_x/B)] = 1.17 \text{ kg/cm}^2$$

OK
CONDICION: $\sigma_{max} \leq \sigma_{adm}$



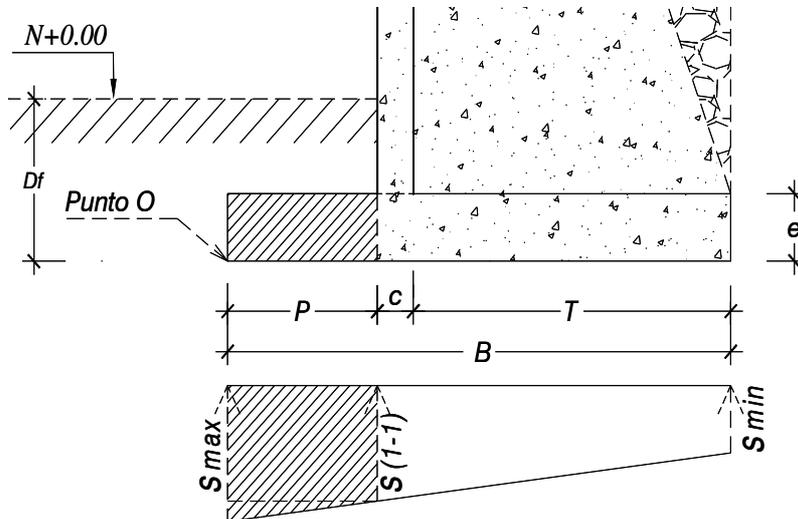
DIMENSIONES DEL MURO

Corona "c" = 0.250 m
Base "B" = 5.000 m
Pantalla "F" = 0.250 m
Pie "P" = 1.450 m
Talon "T" = 3.300 m
Espesor "e" = 0.400 m
 $H_o = H - e = 7.100 \text{ m}$
 $L_s = 3.550 \text{ m}$
 $S(\text{contrafuerte}) = 3.00 \text{ m}$

El predimensionado propuesto cumple con todos los requerimientos de seguridad contravolcamiento, contra el deslizamiento y con las presiones de contacto en el caso de carga 1:Empuje de tierra + sobrecarga vehicular, quedando teóricamente toda la base del muro en compresión, de tal manera que la distribución de presiones son bastante regulares disminuyendo el efecto de asentamientos diferenciales entre el Pie y el Talón del muro.

10.2.1. DISEÑO GEOTECNICO DEL PIE DEL MURO

El pie de la base del muro se comporta como un volado sometido a una presión o carga vertical hacia arriba correspondiente a la reacción del suelo y al peso propio que actúa hacia abajo, predominando en este caso la reacción del suelo, los momentos flectores resultantes originan tracción en la fibra inferior.



DIMENSIONES DEL MURO

- Corona "c" = 0.250 m
- Base "B" = 5.000 m
- Pantalla "F" = 0.250 m
- Pie "P" = 1.450 m
- Talon "T" = 3.300 m
- Espesor "e" = 0.400 m
- Ho = H-e = 7.100 m
- Ls = 3.550 m
- S(contrafuerte) = 3.00 m

Determinación de las solicitaciones de Corte y Flexión máxima en la Base (PIE):

PIE "P"

Fuerzas y brazos respecto a la sección crítica 1-1:

,- POR PESO PROPIO: Por metro lineal de muro (hacia abajo)

Peso Propio de Muro W_{pp}	Area de contacto
$W_{pp} = T * e * 1m * \gamma_{hormigon} = 3168.0 \text{ kg}$	$A = T * 1m = 3.300 \text{ m}$

Esfuerzo por Peso propio σ_{pp}
 $\sigma_{pp} = W_{pp} / A = 960.0 \text{ kg/m}^2$

Reacción del suelo:
 por metro lineal de muro (hacia arriba)

$\sigma_{max} = 1.50 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_{min} = 1.17 \text{ kg/cm}^2$ $\delta(1-1) = 1.40 \text{ kg/cm}^2$

$R_{sl} = [(\delta_{max} + \delta(1-1)) / 2] * P(\text{cm}) * 100\text{cm} = 21050.68 \text{ kg}$

Fuerza cortante resultante en la puntera V1-1 (hacia arriba):

$V_{1-1} = R_{sl} - W_{pp} = 17882.68 \text{ kg}$

El diagrama de presión trapezoidal se puede dividir en un triángulo y rectángulo de altura

Diagrama Triangulo

$R = 0.5(\delta_{max} - \delta(1-1)) * P(\text{cm}) * 100\text{cm} = 699.32 \text{ kg}$	$B_p = 2P/3 = 0.97 \text{ m}$
$M = R * B_p = 676.0 \text{ kg-m}$	

Diagrama Rectangulo

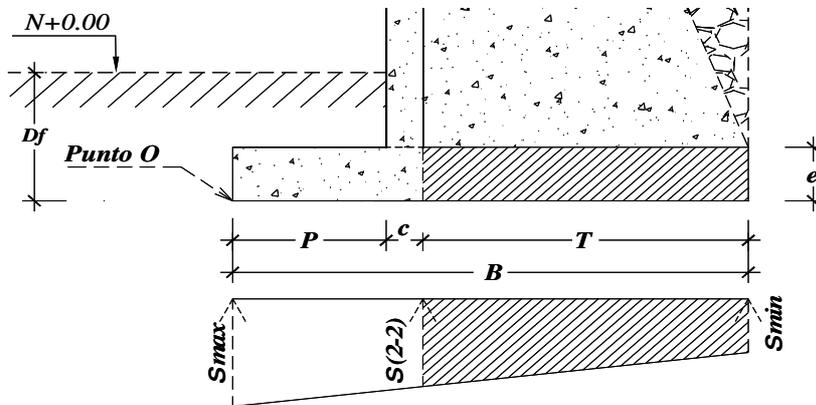
$R = \delta(1-1) * P(\text{cm}) * 100\text{cm} = 20351.36 \text{ kg}$	$B_p = P/2 = 0.73 \text{ m}$
$M = R * B_p = 14754.7 \text{ kg-m}$	

Momento en la sección 1-1: por metro lineal de muro, horario positivo:

$M(1-1) = \Sigma \text{momentos de diagramas} - M_{pp} = 14470.75 \text{ kg - m}$

10.2.2. DISEÑO GEOTECNICO DEL TALON DEL MURO

El Talon de la base del muro se comporta como una losa de espesor constante sometido a una presión vertical hacia arriba correspondiente a la **reacción del suelo**. El **peso propio + sobrecarga + peso del relleno** actúa hacia abajo, predominando en este caso las cargas impuestas de **wp+ws+wr** originando que los momentos flectores den **tracción** en la cara superior del **talon**



DIMENSIONES DEL MURO

- Corona "c" = 0.250 m
- Base "B" = 5.000 m
- Pantalla "F" = 0.250 m
- Pie "P" = 1.450 m
- Talon "T" = 3.300 m
- Espesor "e" = 0.400 m
- Ho = H-e = 7.100 m
- Ls = 3.550 m
- S(contrafuerte) = 3.00 m

Determinación de las solicitaciones de Esfuerzos máximos en la Base (TALON):

TALON "T"

Esfuerzos con respecto a la sección crítica 2-2:

,- POR PESO PROPIO: Por metro lineal de muro (hacia abajo)

Peso Propio de Muro W_{pp} Área de contacto
 $W_{pp} = T \cdot e \cdot 1m \cdot \gamma_{\text{hormigon}} = 3168.00 \text{ kg}$ $A = T \times 1m = 3.300 \text{ m}$

Esfuerzo por Peso propio σ_{pp}
 $\sigma_{pp} = W_{pp} / A = 960.0 \text{ kg/m}^2$

,- POR LA SOBRECARGA:

$q = \gamma_r \times H_s = 1140.0 \text{ kg/m}$

Peso total de la sobrecarga W_s Área de contacto
 $W_s = q \times L_s = 4047.0 \text{ kg}$ $A = T \times 1m = 3.300 \text{ m}$

Esfuerzo por Sobrecarga σ_s
 $\sigma_s = W_s / A = 1226.4 \text{ kg/m}^2$

,- POR EL RELLENO ENCIMA DEL TALON

$V_r = H_o \times T \times 1m = 23.43 \text{ m}^3$

Peso total del relleno W_r Área de contacto
 $W_r = \gamma_r \times V_r = 44517.0 \text{ kg}$ $A = T \times 1m = 3.300 \text{ m}$

Esfuerzo por el relleno encima del talon σ_r

$\sigma_r = W_r / A = 13490.0 \text{ kg/m}^2$

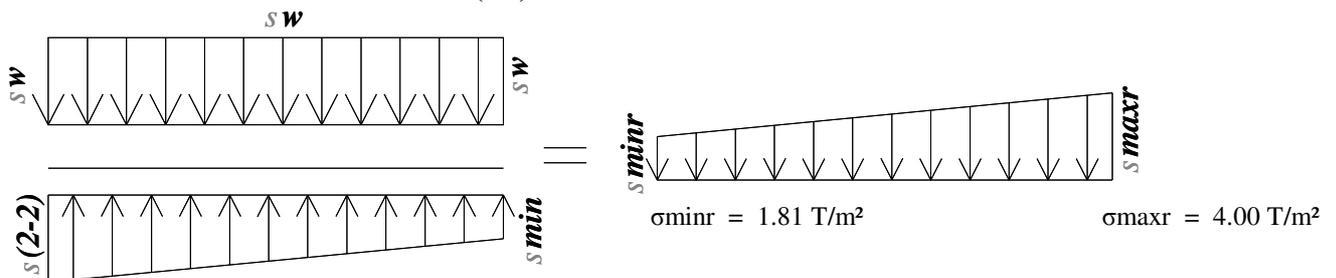
ESFUERZO TOTAL (hacia abajo) $\sigma_w = \sigma_{pp} + \sigma_s + \sigma_r$

$\sigma_w = \sigma_{pp} + \sigma_s + \sigma_r = 15676.4 \text{ kg/m}^2$

$\sigma_w = \sigma_{pp} + \sigma_s + \sigma_r = 15.7 \text{ T/m}^2$

ESFUERZOS DEL SUELO : por metro lineal de muro (hacia arriba)

$\sigma_{max} = 1.50 \text{ kg/cm}^2$ $\delta(2-2) = 1.387 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_{min} = 1.17 \text{ kg/cm}^2$
 $\sigma_{max} = 15.00 \text{ T/m}^2$ $\delta(2-2) = 13.869 \text{ T/m}^2$ $\sigma_{min} = 11.67 \text{ T/m}^2$



MURO CON CONTRAFUERTE
10.3. Caso 2.-EMPUJE DE TIERRA + SISMO

Datos general:

Alrura del muro H = 7.5 m

Datos Suelo de Relleno:

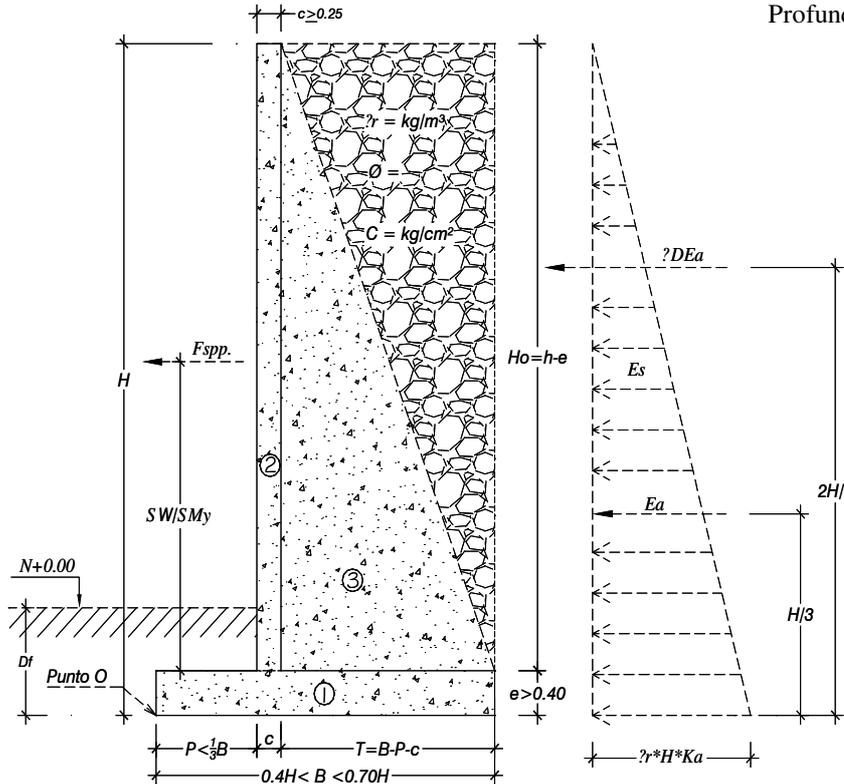
$\gamma_r = 1900.0 \text{ kg/m}^3$
 $\Phi = 34^\circ$
 $c = 0 \text{ kg/cm}^2$

Datos Suelo de Fundacion:

$\gamma = 1850.0 \text{ kg/m}^3$
 $\phi = 32^\circ$
 $c = 0.25 \text{ kg/cm}^2$
 $\text{qult.} = 4.50 \text{ kg/cm}^2$

Datos de Sitio:

Zona Sismica 3
Sobrecarga vehicular = 0.6
 $\gamma_{\text{horm.}} = 2400.0 \text{ kg/m}^3$
Drenar Aguas Lluvias
Profund. de desp Df = 1.2 m



Predimensionamiento:

Corona "c" = 0.250 m
Base "B" = 5.000 m
Pantalla "F" = 0.250 m
Pie "P" = 1.450 m
Talon "T" = 3.300 m
Espesor "e" = 0.400 m
 $H_o = H - e = 7.100 \text{ m}$
#####

F_{spp} : Fuerza sismica por peso propio
 $?DEa$: Incremento de empuje activo debido al sismo

.- PESO PROPIO DEL MURO

Figuras-Elementos:	Brazo X (mts).	Brazo Y (mts.)	W (kg).	Mx (kg-m)	My (kg-m)
1	2.50	0.20	4800.00	12000.00	960.00
2	1.58	3.95	4260.00	6709.50	16827.00
3	2.80	2.77	9372.00	26241.60	25929.20
			$\Sigma = 18432$	44951.10	43716.20

.- POR PESO PROPIO

Peso Propio de Muro W_{pp}
 $W_{pp} = 18432.0 \text{ kg}$

Brazo de palanca B_s
 $B_{pp} = \Sigma M_x / \Sigma W_{pp} = 2.4 \text{ m}$

Momento por Peso propio M_{pp}

$M_{pp} = W_{pp} \times B_{pp} = 44951.1 \text{ kg-m}$

.- POR EL RELLENO ENCIMA DEL TALON

$V_r = H_o \times T \times 1 \text{ m} = 23.43 \text{ m}^3$

Peso total del relleno W_r
 $W_r = \gamma_r \times V_r = 44517.0 \text{ kg}$

Brazo de palanca B_r
 $B_r = P + F + T/2 = 3.35 \text{ m}$

Momento por el relleno encima del talon M_r

$M_r = W_r \times B_r = 149132.0 \text{ kg-m}$

MOMENTO RESISTENTE O ESTABILIZANTES DEL MURO (M_e)

$M_e = M_{pp} + M_r = 194,083.1 \text{ kg-m}$

CALCULO DE LOS MOMENTOS ACTUANTES DEL SUELO

.- Por ser un muro en voladizo tiene la posibilidad de desplazarse sin impedimento alguno dando como resultado Empuje Activo (E_a),



UNIVERSIDAD DE GUAYAQUIL
CALCULO ESTRUCTURAL



a,- POR EMPUJE ACTIVO DEL SUELO (Ea)

$$K_a = (1 - \text{sen}\Phi)/(1 + \text{sen}\Phi) = 0.283$$

Por el Empuje Activo
Ea = $1/2 \gamma r \times H^2 \times K_a = 15107.6 \text{ kg}$

Brazo de palanca Ba
Ea = $H/3 = 2.50 \text{ m}$

Momento por el Empuje Activo Ma

$$M_{ea} = W_a \times B_a = 37768.9 \text{ kg-m}$$

,- POR EFECTO DEL SISMO:

El muro se construirá en zona de peligro sísmico elevado, la aceleración del suelo A0 es la correspondiente a la zonificación sísmica de cada país, en ECUADOR es indicada por la el C.E.C (Codigo Ecuatoriano de la Construccion) los valores de A0 los podemos obtener en la tabla en el anexo A.

Zona Sismica 3

$$A_0 = 0.30 \text{ g}$$

Coefficiente sísmico horizontal Csh: $C_{sh} = 0.50 A_0 = 0.150$

Coefficiente sísmico vertical Csv: $C_{sv} = 0.70 C_{sh} = 0.105$

$$\theta = \text{arctang} [C_{sh} / (1 - C_{sv})] = 9.5^\circ$$

Fuerza sísmica del peso propio Fsp: ubicada en el centro de gravedad del muro.

$$F_{sp} = 2764.80 \text{ kg-m}$$

$$B_{sp} = 2.37 \text{ kg-m}$$

$$M_{sp} = F_{sp} \times B_{sp} = 6557.4 \text{ kg-m}$$

Coefficiente de presión dinámica activa Kas: determinado con la ecuación de Mononobe-Okabe para: β

$$< \varphi - \theta \dots\dots$$

$$\delta = \text{Angulo de fricción relleno - muro} = 2/3 \Phi = 22.67^\circ$$

datos: $\Phi = 34^\circ$ $\psi = 90.0^\circ$ $\beta = 0^\circ$ $\theta = 9.51^\circ$ $\delta = 22.7^\circ$

$$K_{as} = \frac{\text{Sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\text{Cos}\theta \cdot \text{Sen}^2\psi \cdot \text{Sen}(\psi - \delta - \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{Sen}(\phi + \delta) \cdot \text{Sen}(\phi - \beta - \theta)}{\text{Sen}(\psi - \delta - \theta) \cdot \text{Sen}(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

Sustituido los valores:

$$K_{as} = 0.369$$

Incremento dinámico del empuje activo de la tierra ΔDEa:

$$\Delta DE_a = \left(\frac{1}{2} \gamma H^2 \right) (K_{as} - K_a) (1 - C_{sv})$$

$\Delta DE_a = 4129.8 \text{ kg}$
 $B_{sis} = 2/3 H = 5.0 \text{ m}$

Momento por Empuje sísmico Msis

$$M_{sis} = \Delta DE_a \times B_{sis} = 20649.0 \text{ kg-m}$$

El incremento dinámico calculado es aproximadamente un 27.3 % del empuje activo.

Empuje total Ea+Δ: conformado por el empuje de tierra, el incremento dinámico del empuje activo y la fuerza sísmica inercial del peso propio:

$$E_{a+\Delta} = E_a + \Delta DE_a + F_{sp} = 22002.2 \text{ kg}$$

Resultante de las fuerzas verticales Rv: las fuerzas que la componen son el peso propio y peso del relleno.

$$R_v = W_{pp} + W_r = 62949.0 \text{ kg}$$

MOMENTO ACTUANTES DEL SUELO Mas

Momento de volcamiento Mas: las fuerzas que intentan volcar el muro son el empuje activo, incremento dinámico del empuje activo y la fuerza sísmica inercial del peso propio.

$$M_{as} = M_a + M_{sis} + M_{sp} = 64,975 \text{ kg-m}$$

Fuerza de roce Fr - Los empujes actúan perpendicular a la cara interna del muro, ambos empujes son horizontales, la componente vertical del empuje es nula $E_{av} = 0$, $E_h = E_{a+\Delta}$. El empuje pasivo no se toma en cuenta por que no hay garantía que permanezca el relleno sobre la Puntera: $E_p = 0$

$$\delta = \text{Angulo de fricción suelo-muro} = 2/3 \varphi = 21.33$$

$$E_{av} = 0$$

$$\mu = \tan \delta = 0.391$$

$$E_h = E_{a+\Delta} = 22002.2 \text{ kg}$$

$$c' = 0.5c = 1250.0 \text{ kg/m}^2$$

$$E_p = 0$$

$$F_r = \mu (R_v + E_{av}) + c' \times B + E_p = \mu \times R_v + c' \times B = 30834.99 \text{ kg}$$



FACTOR DE SEGURIDAD AL DESLIZAMIENTO

$$F_s \text{ desl.} = \text{Fuerza de roce } Fr / \text{Empuje horizontal } Eh \geq 1.40$$

$$F_s \text{ desl.} = 1.40$$

OK

FACTOR DE SEGURIDAD AL VOLCAMIENTO

$$F_s \text{ volc.} = M, \text{ Estabilizantes} / M, \text{ Actuantes del suelo} \geq 1.40$$

$$F_s \text{ volc.} = 2.99$$

OK

PRESION DE CONTACTO MURO - SUELO DE FUNDACION

Esfuerzo admisible del suelo σ_{adm} .- La capacidad admisible del suelo de fundacion se determina con un factor de seguridad para cargas estaticas mayor o igual que tres ($F_{scap. Portante} \geq 2$)

$$\sigma_{adm} = q_{ult.} / F_{scap. Portante} = 2.3 \text{ kg/cm}^2$$

Punto de aplicación de la fuerza resultante X_r .- medido desde el punto O.

$$M_e = 194083.05 \text{ kg-m}$$

$$M_{as} = 64,975 \text{ kg-m}$$

$$R_v = 62949.0 \text{ kg}$$

$$X_r = (M_e - M_{as}) / R_v = 2.05 \text{ m}$$

Excentricidad de las fuerza resultante e_x : medida desde el centro de la base.

Para que exista compresion en toda la base con diagramas de presion trapezoidal la excentricidad debe ser menor que el sexto de la base ($B/6$).

$$e_x = B/2 - X_r = 0.449 \text{ m} \quad \text{OK}$$

$$\text{Base "B"} = 5.00 \text{ m}$$

$$B/6 = 0.833 \text{ m}$$

$$X_r = 2.05 \text{ m}$$

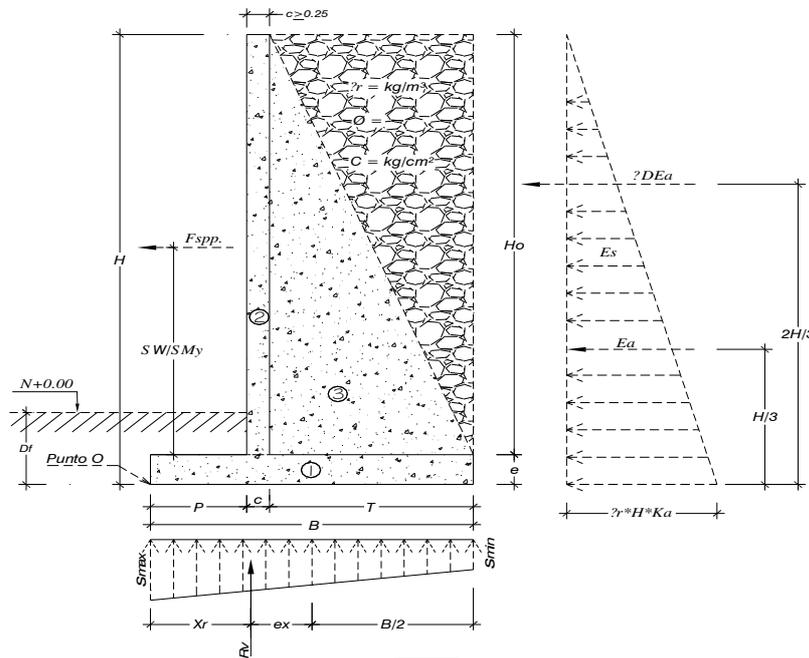
Presion de contacto Suelo - Muro de fundacion σ_{max} , σ_{min} :

$$\sigma_{max} = (R_v/B)[1+(6*e_x/B)] = 1.94 \text{ kg/cm}^2$$

OK

$$\sigma_{min} = (R_v/B)[1-(6*e_x/B)] = 0.58 \text{ kg/cm}^2$$

CONDICION: $\sigma_{max} < \sigma_{adm}$



Nota: Condición de esfuerzos $e_x \leq B/6$

F_{spp} : Fuerza sismica por peso propio

$?DEa$: Incremento de empuje activo debido al sismo

Dimensiones del muro:

Corona "c" = 0.250 m

Base "B" = 5.000 m

Pantalla "F" = 0.250 m

Puntera "P" = 1.450 m

Talon "T" = 3.300 m

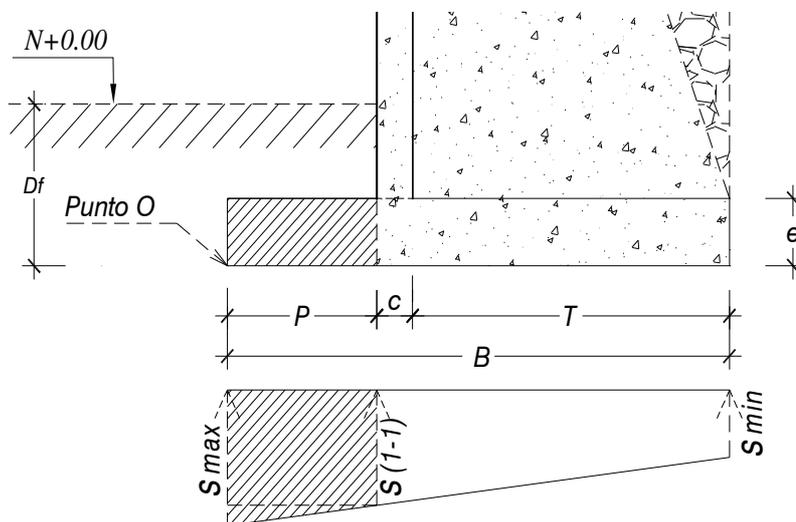
Espesor "e" = 0.400 m

$H_o = H - e = 7.100 \text{ m}$

S(contrafuerte) = 3.00 m

10.3.1. DISEÑO GEOTECNICO DEL PIE DEL MURO

El pie de la base del muro se comporta como un volado sometido a una presión o carga vertical hacia arriba correspondiente a la reacción del suelo y al peso propio que actúa hacia abajo, predominando en este caso la reacción del suelo, los momentos flectores resultantes originan tracción en la fibra inferior.



Dimensiones del muro:

- Corona "c" = 0.250 m
- Base "B" = 5.000 m
- Pantalla "F" = 0.250 m
- Pie "P" = 1.450 m
- Talón "T" = 3.300 m
- Espesor "e" = 0.400 m
- Ho = H-e = 7.100 m
- S(contrafuerte) = 3.00 m

Determinación de las solicitaciones de Corte y Flexión máxima en la Base (PIE):

PIE "P"

Fuerzas y brazos respecto a la sección crítica 1-1:

,- POR PESO PROPIO: Por metro lineal de muro (hacia abajo)

Peso Propio de Muro W_{pp}	Brazo de palanca B_{pp}
$W_{pp} = P \cdot e \cdot 1m \cdot \gamma_{\text{hormigon}} = 1392.00 \text{ kg}$	$B_{pp} = P/2 = 0.725 \text{ m}$
Momento por Peso propio M_{pp}	
$M_{pp} = W_{pp} \cdot B_{pp} = 1009.2 \text{ kg-m}$	

Reacción del suelo:
por metro lineal de muro (hacia arriba)

$\sigma_{\max} = 1.94 \text{ kg/cm}^2$	$\sigma_{\min} = 0.58 \text{ kg/cm}^2$	$\delta(1-1) = 1.544 \text{ kg/cm}^2$
$R_{sl} = [(\delta_{\max} + \delta(1-1)) / 2] \cdot P(\text{cm}) \cdot 100\text{cm} = 25238.89 \text{ kg}$		

Fuerza cortante resultante en la puntera V1-1 (hacia arriba):

$V1-1 = R_{sl} - W_{pp} = 23846.89 \text{ kg}$

El diagrama de presión trapezoidal se puede dividir en un triángulo y rectángulo de altura

Diagrama Triangulo	
$R = 0.5(\delta_{\max} - \delta(1-1)) \cdot P(\text{cm}) \cdot 100\text{cm} = 2852.49 \text{ kg}$	$B_p = 2P/3 = 0.97 \text{ m}$
$M = R \cdot B_p = 2757.4 \text{ kg-m}$	

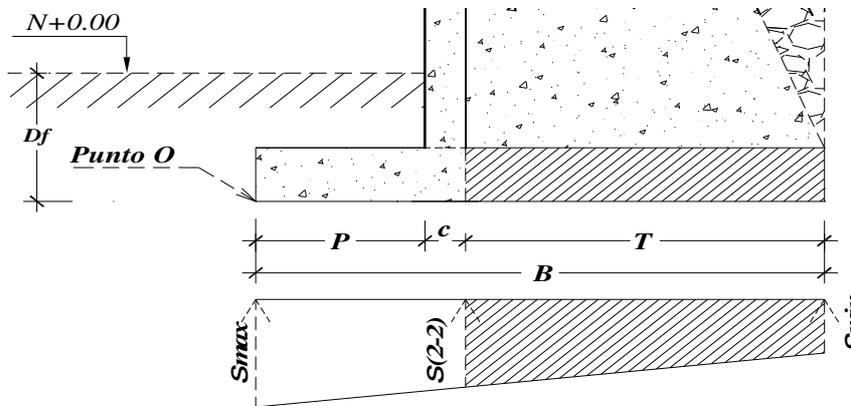
Diagrama Rectangulo	
$R = \delta(1-1) \cdot P(\text{cm}) \cdot 100\text{cm} = 22386.40 \text{ kg}$	$B_p = P/2 = 0.73 \text{ m}$
$M = R \cdot B_p = 16230.1 \text{ kg-m}$	

Momento en la sección 1-1: por metro lineal de muro, horario positivo:

$M(1-1) = \Sigma \text{momentos de diagramas} - M_{pp} = 17978.34 \text{ kg - m}$

10.3.2. DISEÑO GEOTECNICO DEL TALON DEL MURO

El Talon de la base del muro se comporta como una losa de espesor constante sometido a una presión vertical hacia arriba correspondiente a la **reacción del suelo**. El peso propio + peso del relleno actúa hacia abajo, predominando en este caso las cargas impuestas de **wp+ws+wr** originando que los momentos flectores den **tracción** en la cara superior del talon



Dimensiones del muro:

- Corona "c" = 0.250 m
- Base "B" = 5.000 m
- e Pantalla "F" = 0.250 m
- Pie "P" = 1.450 m
- Talon "T" = 3.300 m
- Espesor "e" = 0.400 m
- Ho = H-e = 7.100 m
- S(contrafuerte) = 3.00 m

Determinación de las solicitaciones de Esfuerzos máximos en la Base (TALON):
TALON "T"

Esfuerzos con respecto a la sección crítica 2-2:

,- **POR PESO PROPIO: Por metro lineal de muro (hacia abajo)**

Peso Propio de Muro W_{pp} Area de contacto
 $W_{pp} = T \cdot e \cdot 1m \cdot \gamma_{\text{hormigon}} = 3168.00 \text{ kg}$ $A = T \times 1m = 3.300 \text{ m}$

Esfuerzo por Peso propio σ_{pp}
 $\sigma_{pp} = W_{pp} / A = 960.0 \text{ kg/m}^2$

,- **POR EL RELLENO ENCIMA DEL TALON**

$V_r = H_o \times T \times 1m = 23.43 \text{ m}^3$ Area de contacto
 Peso total del relleno W_r $A = T \times 1m = 3.300 \text{ m}$
 $W_r = \gamma_r \times V_r = 44517.0 \text{ kg}$

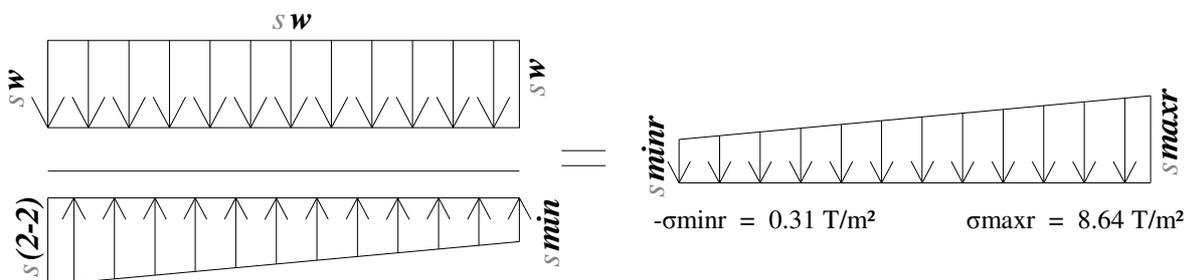
Esfuerzo por el relleno encima del talon σ_r
 $\sigma_r = W_r / A = 13490.0 \text{ kg/m}^2$

ESFUERZO TOTAL (hacia abajo) $\sigma_w = \sigma_{pp} + \sigma_s + \sigma_r$

$\sigma_w = \sigma_{pp} + \sigma_s + \sigma_r = 14450 \text{ kg/m}^2$
 $\sigma_w = \sigma_{pp} + \sigma_s + \sigma_r = 14.45 \text{ T/m}^2$

ESFUERZOS DEL SUELO : por metro lineal de muro (hacia arriba)

$\sigma_{max} = 1.937 \text{ kg/cm}^2$ $\delta(2-2) = 1.476 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_{min} = 0.581 \text{ kg/cm}^2$
 $\sigma_{max} = 19.37 \text{ T/m}^2$ $\delta(2-2) = 14.76 \text{ T/m}^2$ $\sigma_{min} = 5.81 \text{ T/m}^2$



NOTA: Por ser $\sigma_{minr} = -0.31 \text{ T/m}^2$ se lo considera $\sigma_{minr} = 0$



10.3.3. FACTOR DE MAYORACION DE CARGA: PARA LA COMBINACION ESTATICA + SISMO

El factor de mayoración para empujes de tierra estáticos y sobrecargas vivas indicado por el código ACI es de 1,6. Para los empujes dinámicos sísmicos el factor de mayoración indicado es de 1,0. En el caso de Carga 2 (empuje tierra +sismo) se propone utilizar un factor de **mayoración ponderado** por tratarse de una combinación de cargas estáticas y dinámicas, determinado de la siguiente manera:

Empuje estatico activo

$$E_a = 1/2 \gamma r \times H^2 \times K_a = 15107.6 \text{ kg}$$

Incremento dinámico del empuje activo de la tierra ΔDE_a :

$$\Delta DE_a = \left(\frac{1}{2} \gamma H^2 \right) (K_{as} - K_a) (1 - C_{sv}) \quad \Delta DE_a = 4129.8 \text{ kg}$$

Fuerza sísmica del peso propio F_{spp} : ubicada en el centro de gravedad del muro.

$$F_{spp} = C_{sh} \times W_{pp} = 2764.8 \text{ kg}$$

Empuje total:

$$\underline{E_a + \Delta = E_a + \Delta DE_a + F_{spp} = 22002.2 \text{ kg}}$$

Factor de mayoración de carga ponderado para el caso sísmico:

$$F_{cu} = [1.6 \times E_a + 1 \times \Delta DE_a + 1 \times F_{spp}] / E_a + \Delta = 1.412$$

Es **conveniente** determinar este factor de **mayoración de carga ponderado** para casos donde se incluya el **sismo**, ya que mayorar directamente por **1,6** sobre estima las solicitaciones últimas, resultando mayor **acero de refuerzo** y una estructura **más costosa**.



MURO CON CONTRAFUERTE
10.4. DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PIE DEL MURO
10.4.1. POR CORTE:

De los analisis:

Caso 1,- Empuje de tierra + sobrecarga vehicular

PIE "P"

$$V(1-1) = 17882.68 \text{ kg}$$

Caso 2,- Empuje de tierra + Sismo

PIE "P"

$$V(1-1) = 23846.89 \text{ kg}$$

Para nuestro diseño escogemos el mayor Cortante que se desarrolle en cualquiera de los casos:

$$V_{\max}(1-1) = 23846.89 \text{ kg} \quad \text{Caso 2.- Empuje de tierra + Sismo}$$

El máximo corte que actúa en la zapata ocurre en la puntera (sección 1-1) y resultó del **caso de Carga 2 (empuje de tierra + sismo)**, en este caso usaremos el factor de mayoración de carga ponderado de **F_{cu}** y el factor de minoración de resistencia por corte: **Φ=0,75**.

datos:

$V_{\max} = 23846.89 \text{ kg}$	Fuerza Cortante maxima entre la union Pie-Zapata de cimiento
$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$	Esfuerzo a la compresión del Hormigon simple
$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	Esfuerzo a la tracción del acero de refuerzo
$F_{cu} = 1.412$	Factor de mayoracion debido a la combinación de fuerzas estaticas-dinamicas
$\phi = 0.9$	Factor de Mayoracion al cortante ultimo (ACI 318-08)
$e = 40.0 \text{ cm}$	Espesor del pie, obtenido del analisis geotecnico para ambos casos.

$V_u = F_{cu} \times V_{\max} = 33671.42 \text{ kg}$ Cortante ultimo mayorado.

El recubrimiento mínimo inferior de la zapata del muro debe ser de 7,5 cm, para concreto que se vierte directamente contra la tierra. Si el concreto se vierte sobre una capa de concreto pobre, el recubrimiento inferior puede disminuirse a 5 cm.

$$r = 7.5 \text{ cm} \quad d = e - r = 32.5 \text{ cm}$$

$$V_c = 0,53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d = 24961.4 \text{ kg} \quad \text{Cortante máximo resistente del concreto:}$$

$$V_u / \phi = 44895.2 \text{ kg} \quad \text{Cortante máximo resistente del concreto:}$$

Condicion: $V_c \geq V_u / \phi$

rediseñar $V_c < V_u / \phi$

Nota: Como por Fuerza Cortante, el espesor del pie es insuficiente, colocaremos estribos en el pie del muro, para asi absorber la fuerza cortante:

$$V_c + V_s \geq V_u \phi \quad \text{Ecuación para igualar las Fuerzas Cortante}$$

$$V_s = (A_v x f_y x d) / S \quad \text{Ecuación de cortante del Acero}$$

$$A_v = 2\phi v \quad \text{2 Veces el area del estribo}$$

$$S = \quad \text{Separación del estribo}$$

Resolviendo la Ecuación de igualación de Cortantes tenemos:

$$V_s = V_u / \phi - V_c = 19933.8 \text{ kg}$$

Resolviendo la ecuación de cortante por acero y dejando esta en función de A_v y S tenemos:

$$A_v / S = V_s / (f_y \times d) = 0.146 \quad S = 2\phi v / 0.146$$

Ø	Area Øv	S	Observ.
12 mm	1.13 cm ²	15.5 cm	
14 mm	1.54 cm ²	21.1 cm	ok
16 mm	2.01 cm ²	27.5 cm	

resultados: **Ø 14 mm c/ 20.0 cm**



MURO CON CONTRAFUERTE
10.4. DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PIE DEL MURO
10.4.2. POR FLEXION:

Para losas estructurales y zapatas de espesor uniforme el área mínima de refuerzo por tensión en la dirección del claro será la misma requerida por el código ACI 318S-08: en losas estructurales en donde el acero de refuerzo por flexión sea en un sentido solamente, se debe proporcionar refuerzo normal por flexión para resistir los esfuerzos por contracción y temperatura.

Acero mínimo: $14/f_y \times b_w \times d$ siendo $b = 1m = 100 \text{ cm}$; $e =$ espesor del PIE

datos:

$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$b = 100 \text{ cm}$

$r = 7.5 \text{ cm}$

$d = e - r = 32.5 \text{ cm}$

$e = 40.0 \text{ cm}$

$F_{cu} = 1.412$

De los análisis:

Caso 1,- Empuje de tierra + sobrecarga vehicular

PIE "P"

$M(1-1) = 14470.75 \text{ kg}$

Caso 2,- Empuje de tierra + Sismo

PIE "P"

$M(1-1) = 17978.34 \text{ kg}$

Para nuestro diseño escogemos el mayor Momento que se desarrolle en cualquiera de los casos:

$M_{\max}(1-1) = 17978.34 \text{ kg}$ Caso 2.- Empuje de tierra + Sismo

El máximo momentos que actúan en la zapata resultaron del caso de Carga 2 (empuje tierra + sismo), para incrementar las cargas usaremos el factor de mayoración ponderado F_{cu}

Momento último en El PIE:

$M_u = M_{\max}(1-1) \times F_{cu} = 25385.13 \text{ kg}$

Se verifica el espesor de la losa por flexión considerando que el muro se encuentra en zona sísmica, el máximo momento flector ocurre en el talón del muro, el factor de minoración de resistencia por flexión es: $\Phi = 0,90$

$$d \geq \sqrt{\frac{M_u}{0,189 \cdot \Phi \cdot f_c \cdot b}} = 26.66 \text{ cm} \qquad e = d + r_s = 34.16 \text{ cm}$$

El espesor de la zapata es adecuado para resistir las sollicitaciones de flexión que resultan de los casos de carga considerados.

Áreas requeridas de Acero en el PIE x metro lineal

$$A_s = \tilde{n} \cdot d - \sqrt{(\tilde{n} \cdot d)^2 - \frac{2 \cdot M_u \cdot \tilde{n}}{\Phi \cdot F_y}} \qquad \tilde{n} = \frac{0,85 \cdot f_c \cdot b}{F_y} = 4.25$$

$A_s(\min) = 10.8 \text{ cm x metro lineal}$

Área de acero requerida en EL PIE:

$A_s = 22.50 \text{ cm}^2$

$M_u = 25385.13 \text{ kg-m}$

Colocar Acero requerido en El PIE

$S = 11.31 \text{ cm}$

$\phi 18 \text{ mm}$ S(separación) = $c/10.00 \text{ cm}$

Perpendicular al acero de refuerzo principal por flexión, se colocará horizontalmente el acero de retracción y temperatura indicado por la norma ACI 318-05

Acero mínimo: $0.0018 \times b_w \times e = 7.20 \text{ cm x metro lineal}$

$S = 21.38 \text{ cm}$

$\Phi 14$ S(separacion) $c/20 \text{ cm}$

Nota: se puede intercalar A_s de acero según criterio del diseñador. Respetando la área de acero requerida para el pie del muro



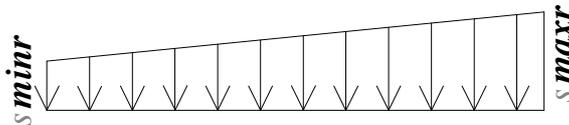
MURO CON CONTRAFUERTE
10.5. DISEÑO ESTRUCTURAL DEL TALON

A FLEXIÓN COMO LOSA DE ESPESOR CONSTANTE:

Alrura del Contrafuerte $H_o = 7.10$ m Longitud del Talón $T = 3.30$ m $f'c = 210$ kg/cm²
Espeor del Talon "e" = 0.40 m Separacion de contrafuertes $S = 3.00$ m $f_y = 4200$ kg/cm²

Para el analisis del **Talón** esta se lo diseñara como una Losa Horizontal Empotrada en sus extremos(**Contrafuertes**), y empotrada en su base(**Pantalla**), que soporta cargas Horizontales estaticas y sismicas, con la consideracion correspondientes, para encontrar los **Momentos** se usara la tablas de **Coefficientes de la P.C.A.** en relacion $(b/a) = (S/T)$

Datos obtenidos de los analisis geotecnicos del Talon en los diferentes casos 1, 2.



Caso 1.- Empuje de tierra + Sobrecarga vehicular

$$\sigma_{\min} = 1.81 \text{ T/m}^2 \qquad \sigma_{\max} = 4.00 \text{ T/m}^2$$

Caso 2.- Empuje de tierra + Sismo

$$\sigma_{\min} = 0.00 \text{ T/m}^2 \qquad \sigma_{\max} = 8.64 \text{ T/m}^2$$

As(minimo) por Flexión

Calculo del Acero minimo (A_{smin}) por medio de la Cuantia minima asi mismo encontramos el momento resistente:

$$\rho_{\min} = 0.00180 \qquad F_{cu} = 1.412 \qquad \phi \text{ a utilizar} = \phi \text{ Av } \varnothing 14 \text{ mm}$$

$$A_{smin} = \rho_{\min} \times e \times 100\text{cm} = 7.20 \text{ cm}^2 \qquad S = 100 \times \phi \text{ Av} / A_{smin} = 21.38 \text{ cm} \qquad S = 20.00 \text{ cm}$$

$\varnothing 14$ mm c/ 20.00 cm

A_{smin} corregido 7.70 cm^2

.- Momento resistente con A_{smin} corr:

$$M = \phi \times A_{smin} \text{corr.} \times f_y (c - a/2) = 1190117 \text{ kg} \cdot \text{cm} = (A_{smin} \text{corr.} \times f_y) / (0.85 \times f'c \times 100) = 1.81 \text{ cm}$$

$$M = 11.90 \text{ T} \cdot \text{m} \qquad \text{En el analisis si el } M \geq M_u \text{ ; se asume } A_{smin} \text{ corregido}$$

As(minimo) por Retracción y Fraguado

$$A_{smin} \text{ por retraccion y fraguado} = 0.0018 \times c \times 100\text{cm} = 7.20 \text{ cm}^2 \qquad \phi \text{ a utilizar} = \phi \text{ Av } \varnothing 14 \text{ mm}$$

$$S = 100 \times \phi \text{ Av} / A_{smin}(\text{retra-frag}) = 21.38 \text{ cm}^2 \qquad S = 20.00 \text{ cm}$$

$\varnothing 14$ mm c/ 20.00 cm

10.5.1. CASO 1.- EMPUJE DE TIERRA + SOBRECARGA

$\sigma_{minr} = 1.81 \text{ T/m}^2$ $\sigma_{maxr} = 4.00 \text{ T/m}^2$ $\sigma_m = \sigma_{maxr} - \sigma_{minr} = 2.19 \text{ T/m}^2$
 Longitud del Talón $T = 3.30 \text{ m}$ $S / T = 0.91$ Separacion de contrafuertes $S = 3.00 \text{ m}$

VALOR PARA LA TABLAS DE LA P.C.A = $S / T = 1.00$

Para Esfuerzos producido por σ_{maxr}

$Mu = (\text{coeficiente} \times qu \times Ho^2) / 1000$

$qu = 1.6 \sigma_{maxr} = 6.40 \text{ T/m}^2$

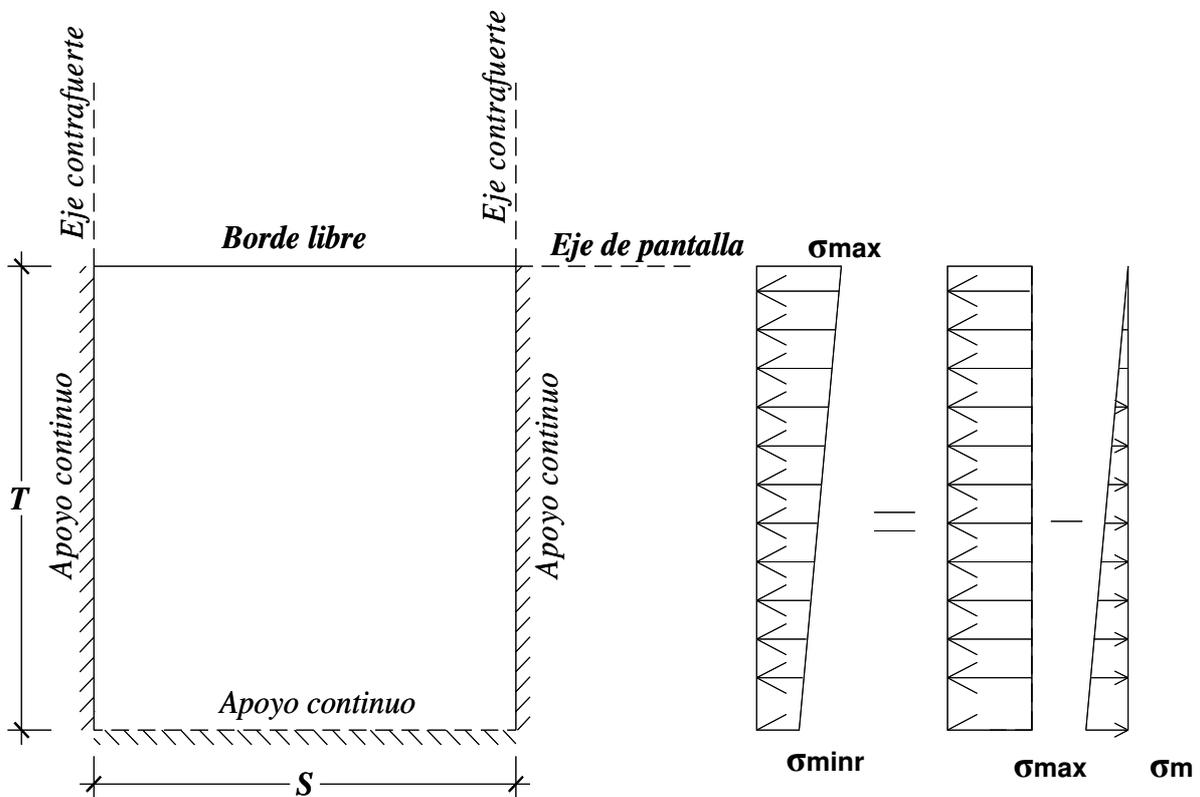
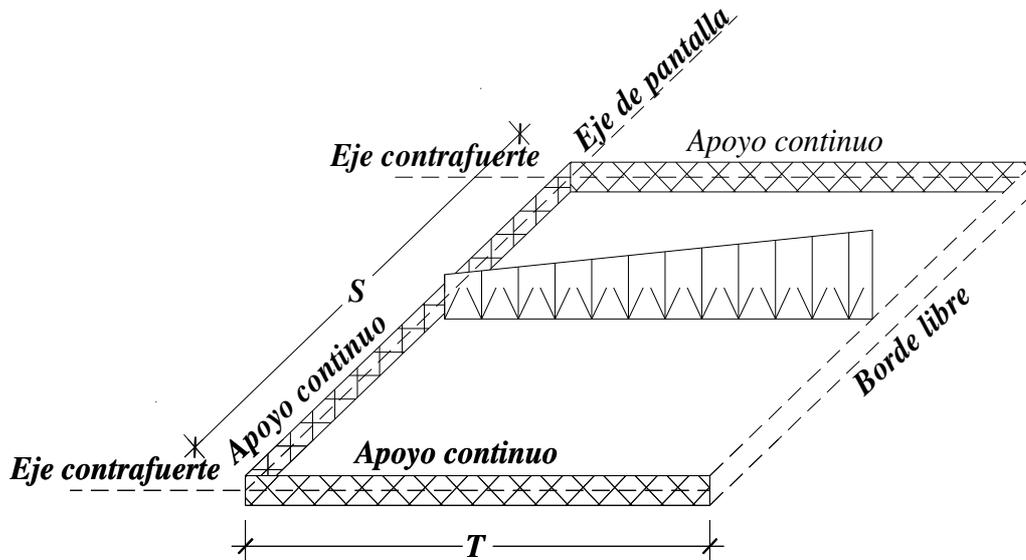
$Mu = \text{coeficiente} \times 0.0697 \text{ T - m}$

Para Esfuerzos producidos por σ_m

$Mu = (\text{coeficiente} \times qu \times Ho^2) / 1000$

$qu = 1.6 \times \sigma_m = 3.50 \text{ T/m}^2$

$Mu = \text{coeficiente} \times 0.03816 \text{ T - m}$



Coficientes para Esfuerzo maximo σ_{maxr} (grafico rectangular)

Coficientes Mx							Coficientes My						
	Der	0.2S	0.4S	0.6S	0.8S	Izq.		Der	0.2S	0.4S	0.6S	0.8S	Izq.
Sup	0	0	0	0	0	0	Sup	-77	-13	39	39	-13	-77
0.8 Ho	-16	-2	8	8	-2	-16	0.8 Ho	-79	-11	40	40	-11	-79
0.6 Ho	-14	0	12	12	0	-14	0.6 Ho	-70	-9	32	32	-9	-70
0.4Ho	-16	2	13	13	2	-16	0.4Ho	-55	-5	29	29	-5	-55
0.2Ho	-5	0	0	0	0	-3	0.2Ho	-26	-2	9	9	-2	-26
Inf	0	-19	-51	-51	-19	0	Inf	0	-4	-10	-10	-4	0

Mux = coeficiente x 0.0697 T - m							Muy = coeficiente x 0.0697 T - m						
	Der	0.2S	0.4S	0.6S	0.8S	Izq.		Der	0.2S	0.4S	0.6S	0.8S	Izq.
Sup	0	0	0	0	0	0	Sup	-5.37	-0.91	2.718	2.718	-0.91	-5.37
0.8 Ho	-1.12	-0.14	0.558	0.558	-0.14	-1.12	0.8 Ho	-5.51	-0.77	2.788	2.788	-0.77	-5.51
0.6 Ho	-0.98	0	0.836	0.836	0	-0.98	0.6 Ho	-4.88	-0.63	2.23	2.23	-0.63	-4.88
0.4Ho	-1.12	0.139	0.906	0.906	0.139	-1.12	0.4Ho	-3.83	-0.35	2.021	2.021	-0.35	-3.83
0.2Ho	-0.35	0	0	0	0	-0.21	0.2Ho	-1.81	-0.14	0.627	0.627	-0.14	-1.81
Inf	0	-1.32	-3.55	-3.55	-1.32	0	Inf	0	-0.28	-0.7	-0.7	-0.28	0

Coficientes para Esfuerzo que se debe restar al Ezfuerzo σ_m (grafico triangular)

Coficientes Mx							Coficientes My						
	Der	0.2S	0.4S	0.6S	0.8S	Izq.		Der	0.2S	0.4S	0.6S	0.8S	Izq.
Sup	0	0	0	0	0	0	Sup	-17	-4	8	8	-4	-17
0.8 Ho	-4	-1	2	2	-1	-4	0.8 Ho	-21	-3	10	10	-3	-21
0.6 Ho	-5	1	7	7	1	-5	0.6 Ho	-27	-3	12	12	-3	-27
0.4Ho	-6	3	12	12	3	-6	0.4Ho	-28	-1	10	10	-1	-28
0.2Ho	-3	2	3	3	2	-3	0.2Ho	-17	0	5	5	0	-17
Inf	0	-13	-31	-31	-13	0	Inf	0	-3	-6	-6	-3	0

Mux = coeficiente x 0.0382 T - m							Muy = coeficiente x 0.0382 T - m						
	Der	0.2S	0.4S	0.6S	0.8S	Izq.		Der	0.2S	0.4S	0.6S	0.8S	Izq.
Sup	0	0	0	0	0	0	Sup	-0.65	-0.15	0.305	0.305	-0.15	-0.65
0.8 Ho	-0.15	-0.04	0.076	0.076	-0.04	-0.15	0.8 Ho	-0.8	-0.11	0.382	0.382	-0.11	-0.8
0.6 Ho	-0.19	0.038	0.267	0.267	0.038	-0.19	0.6 Ho	-1.03	-0.11	0.458	0.458	-0.11	-1.03
0.4Ho	-0.23	0.114	0.458	0.458	0.114	-0.23	0.4Ho	-1.07	-0.04	0.382	0.382	-0.04	-1.07
0.2Ho	-0.11	0.076	0.114	0.114	0.076	-0.11	0.2Ho	-0.65	0	0.191	0.191	0	-0.65
Inf	0	-0.5	-1.18	-1.18	-0.5	0	Inf	0	-0.11	-0.23	-0.23	-0.11	0

CASO 1.- MOMENTO TOTAL= EMPUJE ACTIVO + SOBRECARGA

Mux							Muy						
	Der	0.2S	0.4S	0.6S	0.8S	Izq.		Der	0.2S	0.4S	0.6S	0.8S	Izq.
Sup	0	0	0	0	0	0	Sup	-4.72	-0.75	2.413	2.413	-0.75	-4.72
0.8 Ho	-0.96	-0.1	0.481	0.481	-0.1	-0.96	0.8 Ho	-4.7	-0.65	2.406	2.406	-0.65	-4.7
0.6 Ho	-0.78	-0.04	0.569	0.569	-0.04	-0.78	0.6 Ho	-3.85	-0.51	1.772	1.772	-0.51	-3.85
0.4Ho	-0.89	0.025	0.448	0.448	0.025	-0.89	0.4Ho	-2.76	-0.31	1.64	1.64	-0.31	-2.76
0.2Ho	-0.23	-0.08	-0.11	-0.11	-0.08	-0.09	0.2Ho	-1.16	-0.14	0.436	0.436	-0.14	-1.16
Inf	0	-0.83	-2.37	-2.37	-0.83	0	Inf	0	-0.16	-0.47	-0.47	-0.16	0

10.5.2. CASO 2.- EMPUJE DE TIERRA + SISMO

$$\sigma_{\min r} = 0.00 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_{\max r} = 8.64 \text{ T/m}^2$$

$$\text{Longitud del Talón } T = 3.30 \text{ m}$$

$$S / T = 0.91$$

$$\text{Separacion de contrafuertes } S = 3.00 \text{ m}$$

VALOR PARA LA TABLAS DE LA P.C.A = S / T = 1.00

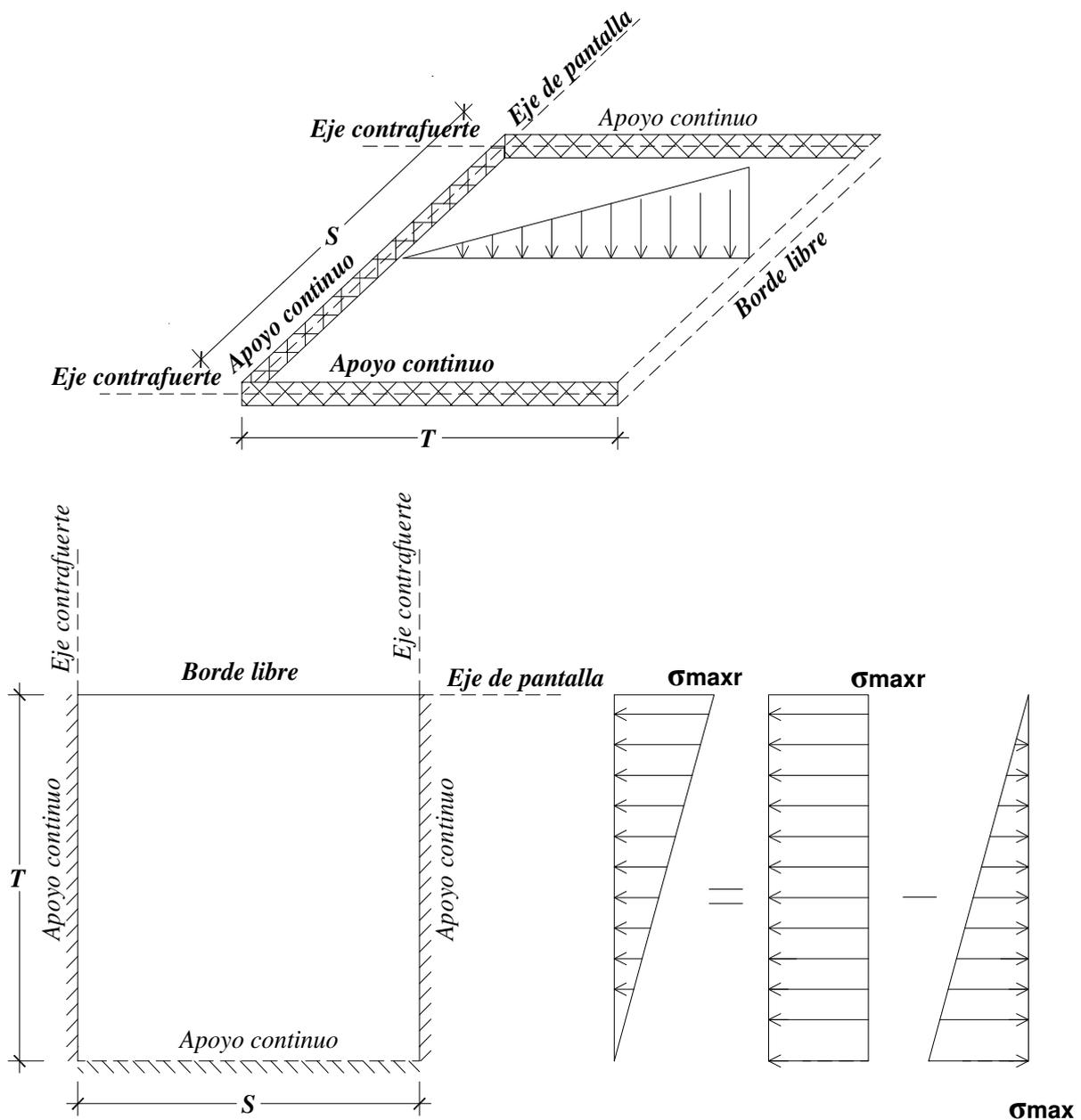
Para los esfuerzos producidos por sismo:

$$Mu = (\text{coeficiente } \times qu \times Ho^2) / 1000$$

$$qu = Fcu \times \sigma_{\max r} = 12.200 \text{ T / m}^2$$

$$Mu = \text{coeficiente } \times = 0.133 \text{ T / m}^2$$

Nota: Para encontrar los coeficientes para el Incremento dinamico del empuje activo (sismo), hemos realizado un artificio de presiones como se describe en el siguiente procedimiento.





UNIVERSIDAD DE GUAYAQUIL
CALCULO ESTRUCTURAL



Coficientes para Esfuerzo maximo σ_{maxr} (grafico rectangular)

Coficientes Mx							Coficientes My						
	Der	0.2S	0.4S	0.6S	0.8S	Izq.		Der	0.2S	0.4S	0.6S	0.8S	Izq.
Sup	0	0	0	0	0	0	Sup	-77	-13	39	39	-13	-77
0.8 Ho	-16	-2	8	8	-2	-16	0.8 Ho	-79	-11	40	40	-11	-79
0.6 Ho	-14	0	12	12	0	-14	0.6 Ho	-70	-9	32	32	-9	-70
0.4Ho	-16	2	13	13	2	-16	0.4Ho	-55	-5	29	29	-5	-55
0.2Ho	-5	0	0	0	0	-3	0.2Ho	-26	-2	9	9	-2	-26
Inf	0	-19	-51	-51	-19	0	Inf	0	-4	-10	-10	-4	0

Mux = coeficiente x 0.1329 T - m							Muy = coeficiente x 0.1329 T - m						
	Der	0.2S	0.4S	0.6S	0.8S	Izq.		Der	0.2S	0.4S	0.6S	0.8S	Izq.
Sup	0	0	0	0	0	0	Sup	-10.2	-1.73	5.181	5.181	-1.73	-10.2
0.8 Ho	-2.13	-0.27	1.063	1.063	-0.27	-2.13	0.8 Ho	-10.5	-1.46	5.314	5.314	-1.46	-10.5
0.6 Ho	-1.86	0	1.594	1.594	0	-1.86	0.6 Ho	-9.3	-1.2	4.251	4.251	-1.2	-9.3
0.4Ho	-2.13	0.266	1.727	1.727	0.266	-2.13	0.4Ho	-7.31	-0.66	3.853	3.853	-0.66	-7.31
0.2Ho	-0.66	0	0	0	0	-0.4	0.2Ho	-3.45	-0.27	1.196	1.196	-0.27	-3.45
Inf	0	-2.52	-6.78	-6.78	-2.52	0	Inf	0	-0.53	-1.33	-1.33	-0.53	0

Coficientes para Esfuerzo que se debe restar al Ezfuerzo σ_{maxr} (grafico triangular)

Coficientes Mx							Coficientes My						
	Der	0.2S	0.4S	0.6S	0.8S	Izq.		Der	0.2S	0.4S	0.6S	0.8S	Izq.
Sup	0	0	0	0	0	0	Sup	-17	-4	8	8	-4	-17
0.8 Ho	-4	-1	2	2	-1	-4	0.8 Ho	-21	-3	10	10	-3	-21
0.6 Ho	-5	1	7	7	1	-5	0.6 Ho	-27	-3	12	12	-3	-27
0.4Ho	-6	3	12	12	3	-6	0.4Ho	-28	-1	10	10	-1	-28
0.2Ho	-3	2	3	3	2	-3	0.2Ho	-17	0	5	5	0	-17
Inf	0	-13	-31	-31	-13	0	Inf	0	-3	-6	-6	-3	0

Mux = coeficiente x 0.1329 T - m							Muy = coeficiente x 0.1329 T - m						
	Der	0.2S	0.4S	0.6S	0.8S	Izq.		Der	0.2S	0.4S	0.6S	0.8S	Izq.
Sup	0	0	0	0	0	0	Sup	-2.26	-0.53	1.063	1.063	-0.53	-2.26
0.8 Ho	-0.53	-0.13	0.266	0.266	-0.13	-0.53	0.8 Ho	-2.79	-0.4	1.329	1.329	-0.4	-2.79
0.6 Ho	-0.66	0.133	0.93	0.93	0.133	-0.66	0.6 Ho	-3.59	-0.4	1.594	1.594	-0.4	-3.59
0.4Ho	-0.8	0.399	1.594	1.594	0.399	-0.8	0.4Ho	-3.72	-0.13	1.329	1.329	-0.13	-3.72
0.2Ho	-0.4	0.266	0.399	0.399	0.266	-0.4	0.2Ho	-2.26	0	0.664	0.664	0	-2.26
Inf	0	-1.73	-4.12	-4.12	-1.73	0	Inf	0	-0.4	-0.8	-0.8	-0.4	0

MOMENTO TOTAL POR INCREMENTO DEL EMPUJE ACTIVO (SISMO)

Mux							Muy						
	Der	0.2S	0.4S	0.6S	0.8S	Izq.		Der	0.2S	0.4S	0.6S	0.8S	Izq.
Sup	0	0	0	0	0	0	Sup	-7.97	-1.2	4.118	4.118	-1.2	-7.97
0.8 Ho	-1.59	-0.13	0.797	0.797	-0.13	-1.59	0.8 Ho	-7.71	-1.06	3.986	3.986	-1.06	-7.71
0.6 Ho	-1.2	-0.13	0.664	0.664	-0.13	-1.2	0.6 Ho	-5.71	-0.8	2.657	2.657	-0.8	-5.71
0.4Ho	-1.33	-0.13	0.133	0.133	-0.13	-1.33	0.4Ho	-3.59	-0.53	2.524	2.524	-0.53	-3.59
0.2Ho	-0.27	-0.27	-0.4	-0.4	-0.27	0	0.2Ho	-1.2	-0.27	0.531	0.531	-0.27	-1.2
Inf	0	-0.8	-2.66	-2.66	-0.8	0	Inf	0	-0.13	-0.53	-0.53	-0.13	0



UNIVERSIDAD DE GUAYAQUIL
CALCULO ESTRUCTURAL



10.5.3. MOMENTOS MAXIMOS DE DISEÑOS:

CASO 2.- MOMENTO TOTAL POR EMPUJE ACTIVO + INCREMENTO (SISMO)

Mux							Muy						
	Der	0.2S	0.4S	0.6S	0.8S	Izq.		Der	0.2S	0.4S	0.6S	0.8S	Izq.
Sup	0	0	0	0	0	0	Sup	-7.97	-1.2	4.118	4.118	-1.2	-7.97
0.8 Ho	-1.59	-0.13	0.797	0.797	-0.13	-1.59	0.8 Ho	-7.71	-1.06	3.986	3.986	-1.06	-7.71
0.6 Ho	-1.2	-0.13	0.664	0.664	-0.13	-1.2	0.6 Ho	-5.71	-0.8	2.657	2.657	-0.8	-5.71
0.4Ho	-1.33	-0.13	0.133	0.133	-0.13	-1.33	0.4Ho	-3.59	-0.53	2.524	2.524	-0.53	-3.59
0.2Ho	-0.27	-0.27	-0.4	-0.4	-0.27	0	0.2Ho	-1.2	-0.27	0.531	0.531	-0.27	-1.2
Inf	0	-0.8	-2.66	-2.66	-0.8	0	Inf	0	-0.13	-0.53	-0.53	-0.13	0

CASO 1.- MOMENTO TOTAL= EMPUJE ACTIVO + SOBRECARGA

Mux							Muy						
	Der	0.2S	0.4S	0.6S	0.8S	Izq.		Der	0.2S	0.4S	0.6S	0.8S	Izq.
Sup	0	0	0	0	0	0	Sup	-4.72	-0.75	2.413	2.413	-0.75	-4.72
0.8 Ho	-0.96	-0.1	0.481	0.481	-0.1	-0.96	0.8 Ho	-4.7	-0.65	2.406	2.406	-0.65	-4.7
0.6 Ho	-0.78	-0.04	0.569	0.569	-0.04	-0.78	0.6 Ho	-3.85	-0.51	1.772	1.772	-0.51	-3.85
0.4Ho	-0.89	0.025	0.448	0.448	0.025	-0.89	0.4Ho	-2.76	-0.31	1.64	1.64	-0.31	-2.76
0.2Ho	-0.23	-0.08	-0.11	-0.11	-0.08	-0.09	0.2Ho	-1.16	-0.14	0.436	0.436	-0.14	-1.16
Inf	0	-0.83	-2.37	-2.37	-0.83	0	Inf	0	-0.16	-0.47	-0.47	-0.16	0

VALORES MAXIMOS TANTOS (+) COMO(-) DE LOS MOMENTOS

Mux							Muy						
	Der	0.2S	0.4S	0.6S	0.8S	Izq.		Der	0.2S	0.4S	0.6S	0.8S	Izq.
Sup	0	0	0	0	0	0	Sup	-7.97	-1.2	4.118	4.118	-1.2	-7.97
0.8 Ho	-1.59	-0.13	0.797	0.797	-0.13	-1.59	0.8 Ho	-7.71	-1.06	3.986	3.986	-1.06	-7.71
0.6 Ho	-1.2	-0.13	0.664	0.664	-0.13	-1.2	0.6 Ho	-5.71	-0.8	2.657	2.657	-0.8	-5.71
0.4Ho	-1.33	-0.13	0.448	0.448	-0.13	-1.33	0.4Ho	-3.59	-0.53	2.524	2.524	-0.53	-3.59
0.2Ho	-0.27	-0.27	-0.11	-0.11	-0.27	-0.09	0.2Ho	-1.2	-0.27	0.531	0.531	-0.27	-1.2
Inf	0	-0.83	-2.66	-2.66	-0.83	0	Inf	0	-0.16	-0.53	-0.53	-0.16	0

Max. Momento (+) = 4.118

.- Momento resistente con Asi 11.90 T - m

Max. Momento (-)= 7.971

Como el momento resistente con Asmin es mayor que los calculado

utilizaremos en todo lo LARGO(S = 3.00m) y todo lo ANCHO(T = 3.300m) Asmin con el armado en las dos caras.

Ø14 mm c/ 20.00 cm

MURO CON CONTRAFUERTE

**10.6. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA PANTALLA
A FLEXIÓN COMO LOSA DE ESPESOR CONSTANTE:**

Alrura del Contrafuerte $H_o = 7.10$ m
Espesor de la pantalla $c = 0.25$ m

Longitud del Talón $T = 3.30$ m
Separacion de contrafuertes $S = 3.00$ m

$f'c = 210$ kg/cm²
 $f_y = 4200$ kg/cm²

Para el analisis de la **Pantalla** esta se lo diseñara como una Losa Vertical Empotrada en sus extremos (**Contrafuertes**), y empotrada en su base (**talón y pie**), que soporta cargas Verticales estaticas y sismicas, con la consideracion correspondientes, par encontrar los **Momentos** se usara la tablas de **Coefficientes de la P.C.A.** en relacion $(b/a) = (S/H_o)$

Datos obtenidos en los analisis anteriores:

$ka = 0.283$
 $kas = 0.369$
 $Fcu = 1.412$

$\gamma_r = 1900$ kg/m³
 $Ao = 0.300$

$q = 1140$ kg-m
 $Csh = 0.150$

$\gamma_{horm} = 2400$ kg/m³
 $Csv = 0.105$

As(minimo) por Flexión

Calculo del Acero minimo (A_{smin}) por medio de la Cuantia minima asi mismo encontramos el momento resistente:

$\rho_{min} = 0.00180$ ϕ a utilizar = $A_v \text{ } \emptyset 12$ mm
 $A_{smin} = \rho_{min} \times c \times 100\text{cm} = 4.50$ cm² $S = 100 \times \phi A_v / A_{smin} = 25.13$ cm $S = 25.00$ cm

Ø12 mm c/ 25.00 cm

A_{smin} corregido 4.52 cm²

- Momento resistente con A_{smin} corr:

$M = \phi \times A_{smin} \text{corr.} \times f_y \times (c - a/2) = 436609$ kg - cm $= (A_{smin} \text{corr.} \times f_y) / (0.85 \times f'c \times 100) = 1.06$ cm

$M = 4.37$ T - m

En el analisis si el $M \geq M_u$; se asume A_{smin} corregido

As(minimo) por Retracción y Fraguado

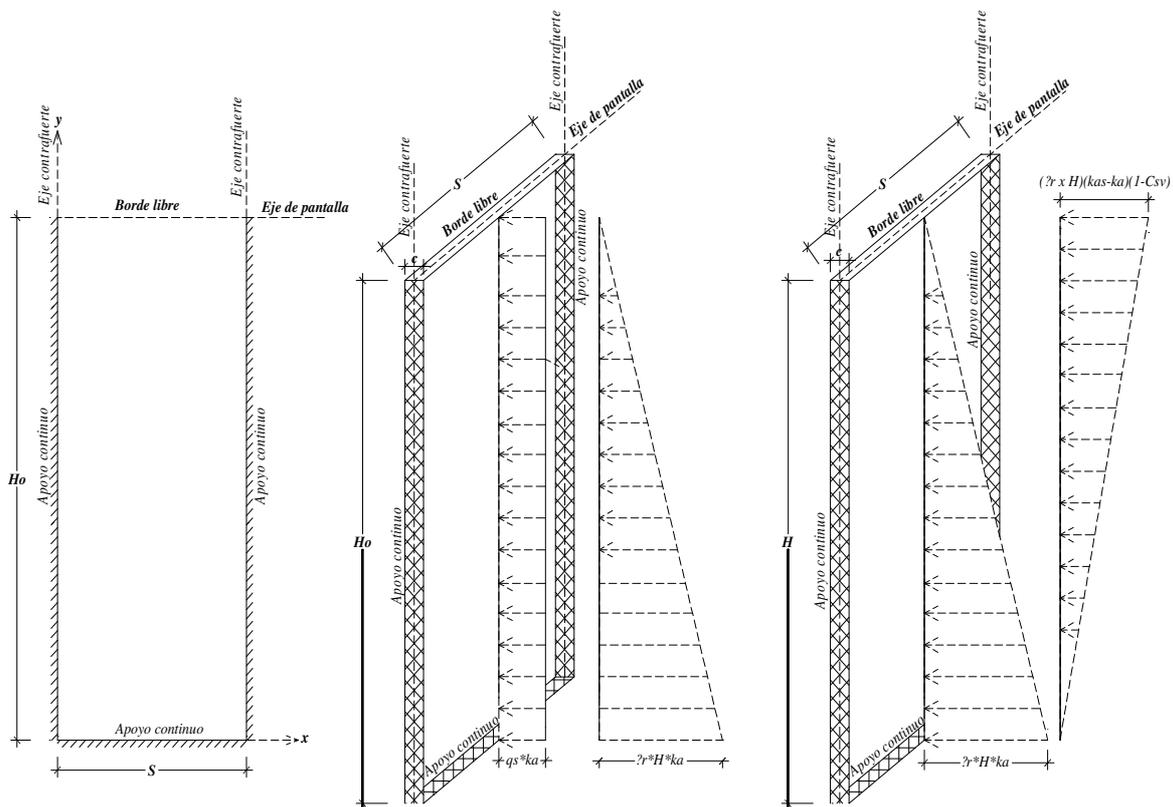
A_{smin} por retraccion y fraguado = $0.0018 \times c \times 100\text{cm} = 4.50$ cm² ϕ a utilizar = $A_v \text{ } \emptyset 12$ mm

$S = 100 \times \phi A_v / A_{smin}(\text{retra-frag}) = 25.13$ cm² $S = 25.00$ cm

Ø12 mm c/ 25.00 cm

Caso 1.- Empuje de tierra + Sobrecarga vehicular

Caso 2.- Empuje de tierra + Sismo



MURO CON CONTRAFUERTE

**10.6. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA PANTALLA
A FLEXIÓN COMO LOSA DE ESPESOR CONSTANTE:**

Alrura del Contrafuerte $H_o = 7.10$ m
Espesor de la pantalla $c = 0.25$ m

Longitud del Talón $T = 3.30$ m
Separacion de contrafuertes $S = 3.00$ m

$f'c = 210$ kg/cm²
 $f_y = 4200$ kg/cm²

Para el analisis de la **Pantalla** esta se lo diseñara como una Losa Vertical Empotrada en sus extremos (**Contrafuertes**), y empotrada en su base (**talón y pie**), que soporta cargas Verticales estaticas y sismicas, con la consideracion correspondientes, par encontrar los **Momentos** se usara la tablas de **Coefficientes de la P.C.A.** en relacion $(b/a) = (S/H_o)$

Datos obtenidos en los analisis anteriores:

$k_a = 0.283$	$\gamma_r = 1900$ kg/m ³	$q = 1140$ kg-m	$\gamma_{horm} = 2400$ kg/m ³
$k_{as} = 0.369$	$A_o = 0.300$	$C_{sh} = 0.150$	$C_{sv} = 0.105$
$F_{cu} = 1.412$			

As(minimo) por Flexión

Calculo del Acero minimo (Asmin) por medio de la Cuantia minima asi mismo encontramos el momento resistente:

$\rho_{min} = 0.00180$ ϕ a utilizar = Av Ø12 mm
 $As_{min} = \rho_{min} \times c \times 100cm = 4.50$ cm² $S = 100 \times \phi Av / As_{min} = 25.13$ cm $S = 25.00$ cm

Ø12 mm c/ 25.00 cm

Asmin corregido 4.52 cm²

.- Momento resistente con Asmincorr:

$M = \phi \times As_{mincorr} \times f_y (c - a/2) = 436609$ kg - cm = $(As_{mincorr} \times f_y) / (0.85 \times f'c \times 100) = 1.06$ cm

M = 4.37 T - m

En el analisis si el $M \geq M_u$; se asume Asmin corregido

As(minimo) por Retracción y Fraguado

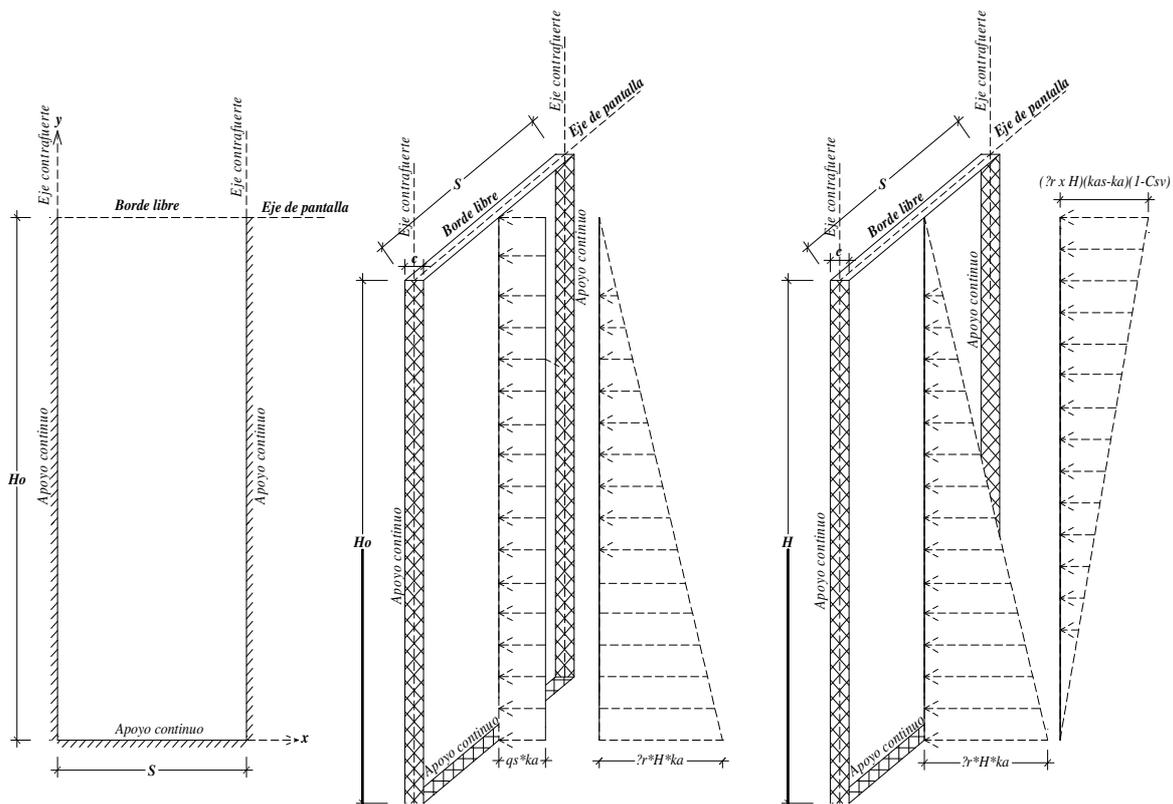
Asmin por retraccion y fraguado = 0.0018 x c x 100cm = 4.50 cm² ϕ a utilizar = Av Ø12 mm

$S = 100 \times \phi Av / As_{min}(retra-frag) = 25.13$ cm² $S = 25.00$ cm

Ø12 mm c/ 25.00 cm

Caso 1.- Empuje de tierra + Sobrecarga vehicular

Caso 2.- Empuje de tierra + Sismo



10.6.1. CASO 1.- EMPUJE DE TIERRA + SOBRECARGA

Para Empuje Activo Ea

$$Mu = (\text{coeficiente} \times qu \times Ho^2) / 1000$$

$$qu = 1.6 \times ka \times \gamma r \times F = 6.11 \text{ T / m}^2$$

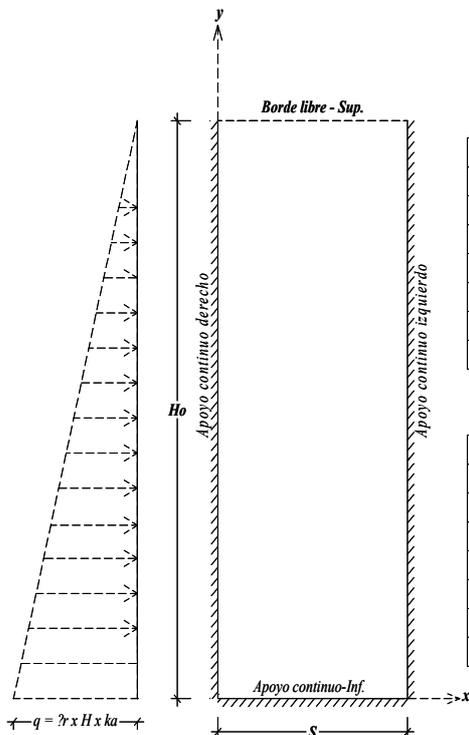
$$Mu = \text{coeficiente} \times 0.3079 \text{ T - m}$$

Para Empuje por Sobrecarga

$$Mu = (\text{coeficiente} \times qu \times Ho^2) / 1000$$

$$qu = 1.6 \times ka \times c = 0.52 \text{ T / m}^2$$

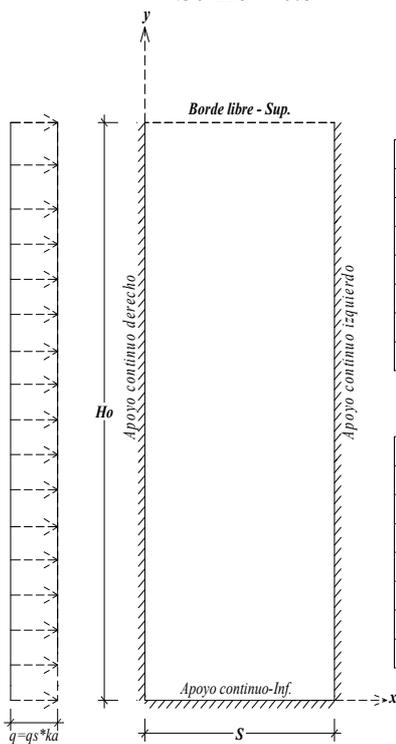
$$Mu = \text{coeficiente} \times 0.02602 \text{ T - m}$$



Mx						
	der.	0.2 S	0.4 S	0.6 S	0.8 S	Izq.
Sup.	0	0	0	0	0	0
0.8Ho	-1	0	0	0	0	-1
0.6Ho	-2	0	1	1	0	-4
0.4Ho	-2	0	2	2	0	-4
0.2Ho	-2	-1	3	3	-1	-3
Inf.	0	-4	-9	-9	-4	0

My						
	der.	0.2 S	0.4 S	0.6 S	0.8 S	Izq.
Sup.	-2	-1	1	1	-1	-2
0.8Ho	-4	-1	2	2	-1	-4
0.6Ho	-8	-1	4	4	-1	-8
0.4Ho	-15	-2	5	5	-2	-15
0.2Ho	-10	-1	4	4	-1	-10
Inf.	0	-1	-2	-2	-1	0

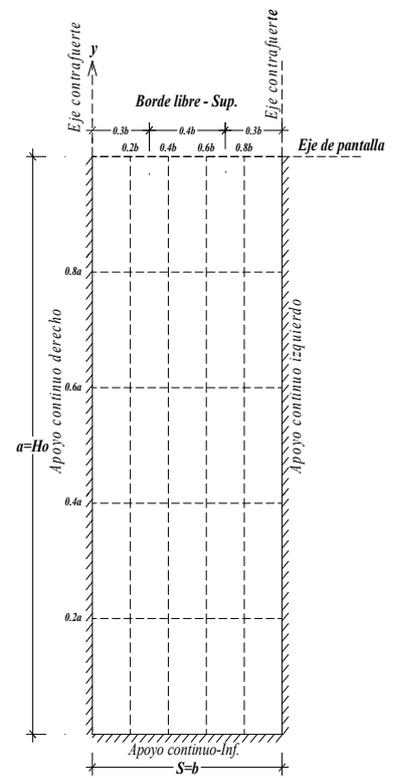
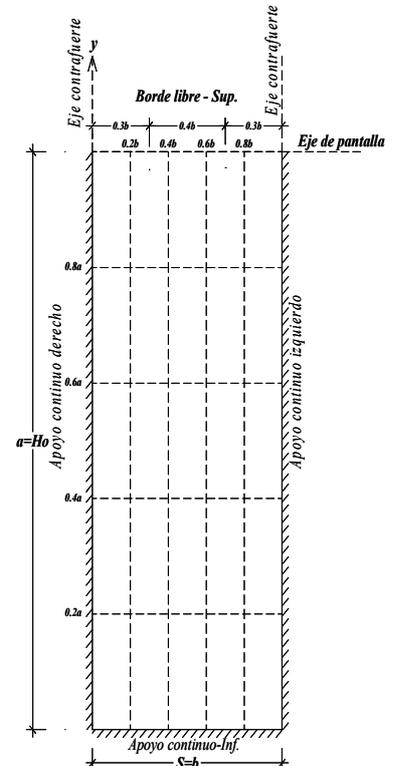
$$S / Ho = 0.5$$



Mx						
	der.	0.2 S	0.4 S	0.6 S	0.8 S	Izq.
Sup.	0	0	0	0	0	0
0.8Ho	-4	-1	2	2	-1	-4
0.6Ho	-4	-1	2	2	-1	-4
0.4Ho	-4	0	3	3	0	-4
0.2Ho	-3	0	3	3	0	-3
Inf.	0	-4	-12	-12	-4	0

My						
	der.	0.2 S	0.4 S	0.6 S	0.8 S	Izq.
Sup.	-19	-4	10	10	-4	-19
0.8Ho	-20	-3	9	9	-3	-20
0.6Ho	-20	-3	9	9	-3	-20
0.4Ho	-20	-3	9	9	-3	-20
0.2Ho	-14	-1	6	6	-1	-14
Inf.	0	-1	-2	-2	-1	0

$$S / Ho = 0.5$$



PARA EMPUJE ACTIVO Ea

Coeficientes Mx							Coeficientes My						
	Der	0.2S	0.4S	0.6S	0.8S	Izq.		Der	0.2S	0.4S	0.6S	0.8S	Izq.
Sup	0	0	0	0	0	0	Sup	-2	-1	1	1	-1	-2
0.8 Ho	-1	0	0	0	0	-1	0.8 Ho	-4	-1	2	2	-1	-4
0.6 Ho	-2	0	1	1	0	-2	0.6 Ho	-8	-1	4	4	-1	-8
0.4Ho	-2	0	2	2	0	-2	0.4Ho	-15	-2	5	5	-2	-15
0.2Ho	-2	-1	3	3	-1	-3	0.2Ho	-10	-1	4	4	-1	-10
Inf	0	-4	-9	-9	-4	0	Inf	0	-1	-2	-2	-1	0

Mux = coeficiente x 0.3079 T - m							Muy = coeficiente x 0.3079 T - m						
	Der	0.2S	0.4S	0.6S	0.8S	Izq.		Der	0.2S	0.4S	0.6S	0.8S	Izq.
Sup	0	0	0	0	0	0	Sup	-0.62	-0.31	0.308	0.308	-0.31	-0.62
0.8 Ho	-0.31	0	0	0	0	-0.31	0.8 Ho	-1.23	-0.31	0.616	0.616	-0.31	-1.23
0.6 Ho	-0.62	0	0.308	0.308	0	-0.62	0.6 Ho	-2.46	-0.31	1.232	1.232	-0.31	-2.46
0.4Ho	-0.62	0	0.616	0.616	0	-0.62	0.4Ho	-4.62	-0.62	1.54	1.54	-0.62	-4.62
0.2Ho	-0.62	-0.31	0.924	0.924	-0.31	-0.92	0.2Ho	-3.08	-0.31	1.232	1.232	-0.31	-3.08
Inf	0	-1.23	-2.77	-2.77	-1.23	0	Inf	0	-0.31	-0.62	-0.62	-0.31	0

PARA EMPUJE POR SOBRECARGA Es

Coeficientes Mx							Coeficientes My						
	Der	0.2S	0.4S	0.6S	0.8S	Izq.		Der	0.2S	0.4S	0.6S	0.8S	Izq.
Sup	0	0	0	0	0	0	Sup	-19	-4	10	10	-4	-19
0.8 Ho	-4	-1	2	2	-1	-4	0.8 Ho	-20	-3	9	9	-3	-20
0.6 Ho	-4	-1	2	2	-1	-4	0.6 Ho	-20	-3	9	9	-3	-20
0.4Ho	-4	0	3	3	0	-4	0.4Ho	-20	-3	9	9	-3	-20
0.2Ho	-3	0	3	3	0	-3	0.2Ho	-14	-1	6	6	-1	-14
Inf	0	-4	12	12	-4	0	Inf	0	-1	-2	-2	-1	0

Mux = coeficiente x 0.0260 T - m							Muy = coeficiente x 0.0260 T - m						
	Der	0.2S	0.4S	0.6S	0.8S	Izq.		Der	0.2S	0.4S	0.6S	0.8S	Izq.
Sup	0	0	0	0	0	0	Sup	-0.49	-0.1	0.26	0.26	-0.1	-0.49
0.8 Ho	-0.1	-0.03	0.052	0.052	-0.03	-0.1	0.8 Ho	-0.52	-0.08	0.234	0.234	-0.08	-0.52
0.6 Ho	-0.1	-0.03	0.052	0.052	-0.03	-0.1	0.6 Ho	-0.52	-0.08	0.234	0.234	-0.08	-0.52
0.4Ho	-0.1	0	0.078	0.078	0	-0.1	0.4Ho	-0.52	-0.08	0.234	0.234	-0.08	-0.52
0.2Ho	-0.08	0	0.078	0.078	0	-0.08	0.2Ho	-0.36	-0.03	0.156	0.156	-0.03	-0.36
Inf	0	-0.1	0.312	0.312	-0.1	0	Inf	0	-0.03	-0.05	-0.05	-0.03	0

CASO 1.- MOMENTO TOTAL= EMPUJE ACTIVO + SOBRECARGA

Mux							Muy						
	Der	0.2S	0.4S	0.6S	0.8S	Izq.		Der	0.2S	0.4S	0.6S	0.8S	Izq.
Sup	0	0	0	0	0	0	Sup	-1.11	-0.41	0.568	0.568	-0.41	-1.11
0.8 Ho	-0.41	-0.03	0.052	0.052	-0.03	-0.41	0.8 Ho	-1.75	-0.39	0.85	0.85	-0.39	-1.75
0.6 Ho	-0.72	-0.03	0.36	0.36	-0.03	-0.72	0.6 Ho	-2.98	-0.39	1.466	1.466	-0.39	-2.98
0.4Ho	-0.72	0	0.694	0.694	0	-0.72	0.4Ho	-5.14	-0.69	1.774	1.774	-0.69	-5.14
0.2Ho	-0.69	-0.31	1.002	1.002	-0.31	-1	0.2Ho	-3.44	-0.33	1.388	1.388	-0.33	-3.44
Inf	0	-1.34	-2.46	-2.46	-1.34	0	Inf	0	-0.33	-0.67	-0.67	-0.33	0

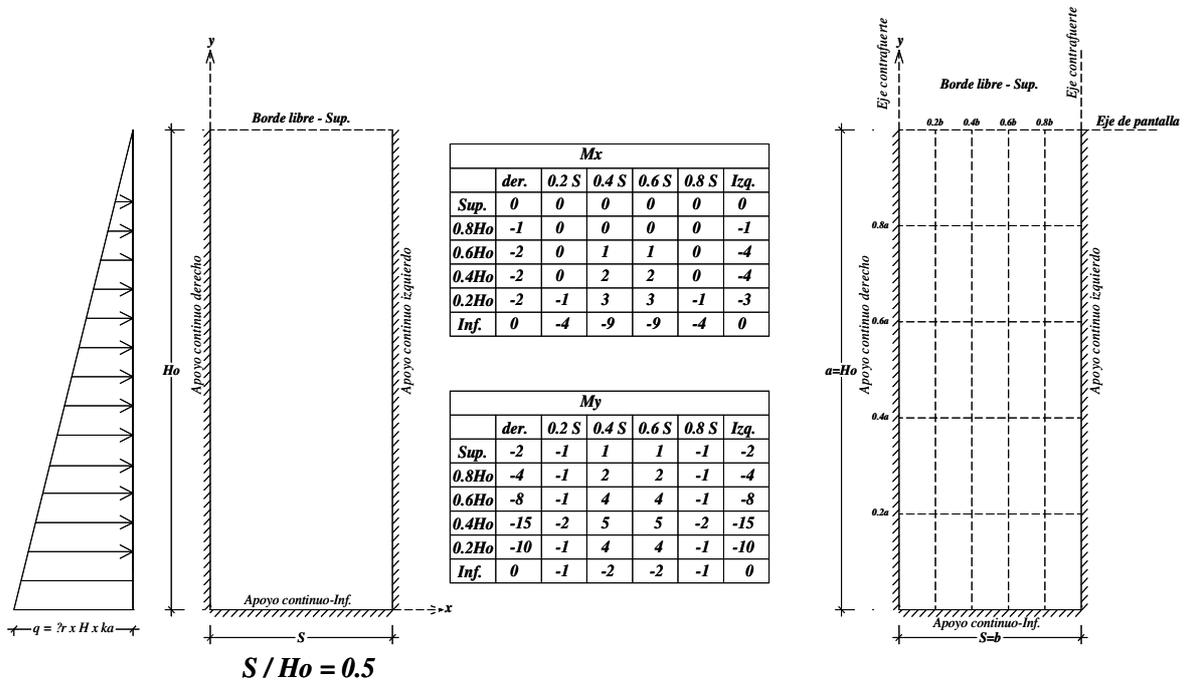
10.6.2. CASO 2.- EMPUJE DE TIERRA + SISMO

10.6.2.1. Para Empuje Activo Ea

$\mu_u = (\text{coeficiente} \times q_u \times H_o^2) / 1000$

$q_u = F_{cu} \times k_a \times \gamma_r \times H_o = 5.391 \text{ T / m}^2$

$\mu_u = \text{coeficiente} \times q_u = 0.272 \text{ T / m}^2$



PARA EMPUJE ACTIVO Ea

Coeficientes Mx							Coeficientes My						
	Der	0.2S	0.4S	0.6S	0.8S	Izq.		Der	0.2S	0.4S	0.6S	0.8S	Izq.
Sup	0	0	0	0	0	0	Sup	-2	-1	1	1	-1	-2
0.8 Ho	-1	0	0	0	0	-1	0.8 Ho	-4	-1	2	2	-1	-4
0.6 Ho	-2	0	1	1	0	-2	0.6 Ho	-8	-1	4	4	-1	-8
0.4Ho	-2	0	2	2	0	-2	0.4Ho	-15	-2	5	5	-2	-15
0.2Ho	-2	-1	3	3	-1	-3	0.2Ho	-10	-1	4	4	-1	-10
Inf	0	-4	-9	-9	-4	0	Inf	0	-1	-2	-2	-1	0

Mux = coeficiente x 0.2717 T - m							Muy = coeficiente x 0.2717 T - m						
	Der	0.2S	0.4S	0.6S	0.8S	Izq.		Der	0.2S	0.4S	0.6S	0.8S	Izq.
Sup	0	0	0	0	0	0	Sup	-0.54	-0.27	0.272	0.272	-0.27	-0.54
0.8 Ho	-0.27	0	0	0	0	-0.27	0.8 Ho	-1.09	-0.27	0.543	0.543	-0.27	-1.09
0.6 Ho	-0.54	0	0.272	0.272	0	-0.54	0.6 Ho	-2.17	-0.27	1.087	1.087	-0.27	-2.17
0.4Ho	-0.54	0	0.543	0.543	0	-0.54	0.4Ho	-4.08	-0.54	1.359	1.359	-0.54	-4.08
0.2Ho	-0.54	-0.27	0.815	0.815	-0.27	-0.82	0.2Ho	-2.72	-0.27	1.087	1.087	-0.27	-2.72
Inf	0	-1.09	-2.45	-2.45	-1.09	0	Inf	0	-0.27	-0.54	-0.54	-0.27	0

10.6.2. CASO 2.- EMPUJE DE TIERRA + SISMO

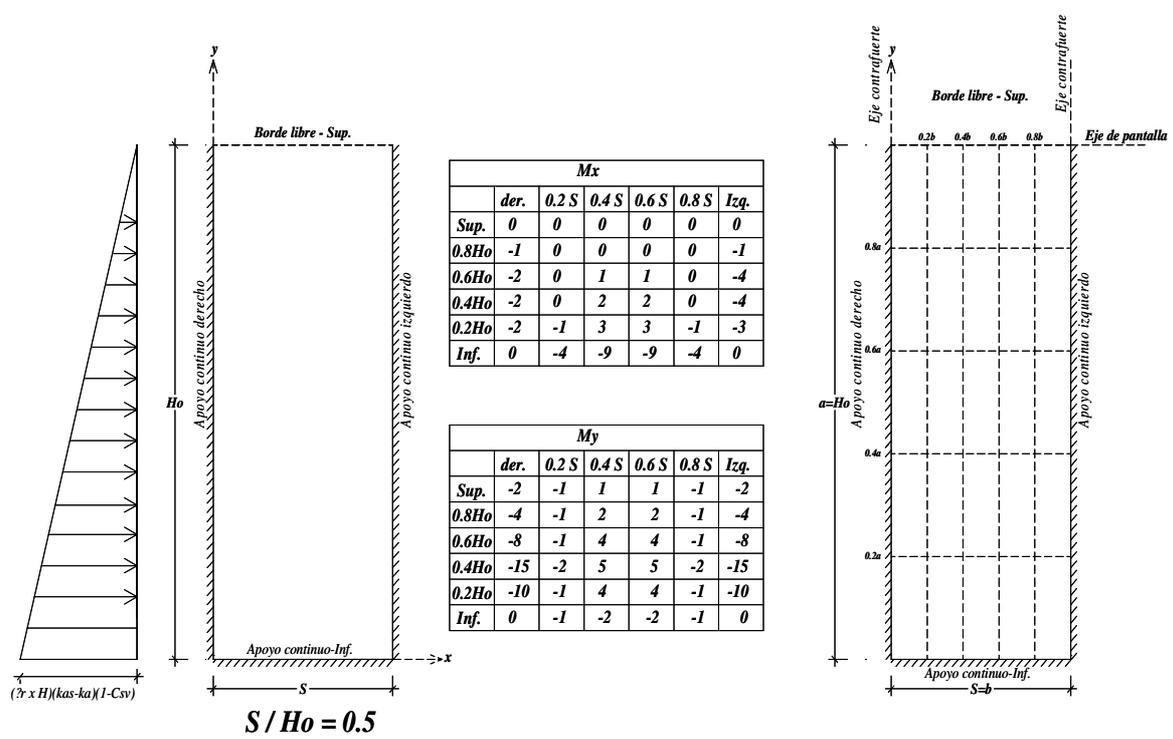
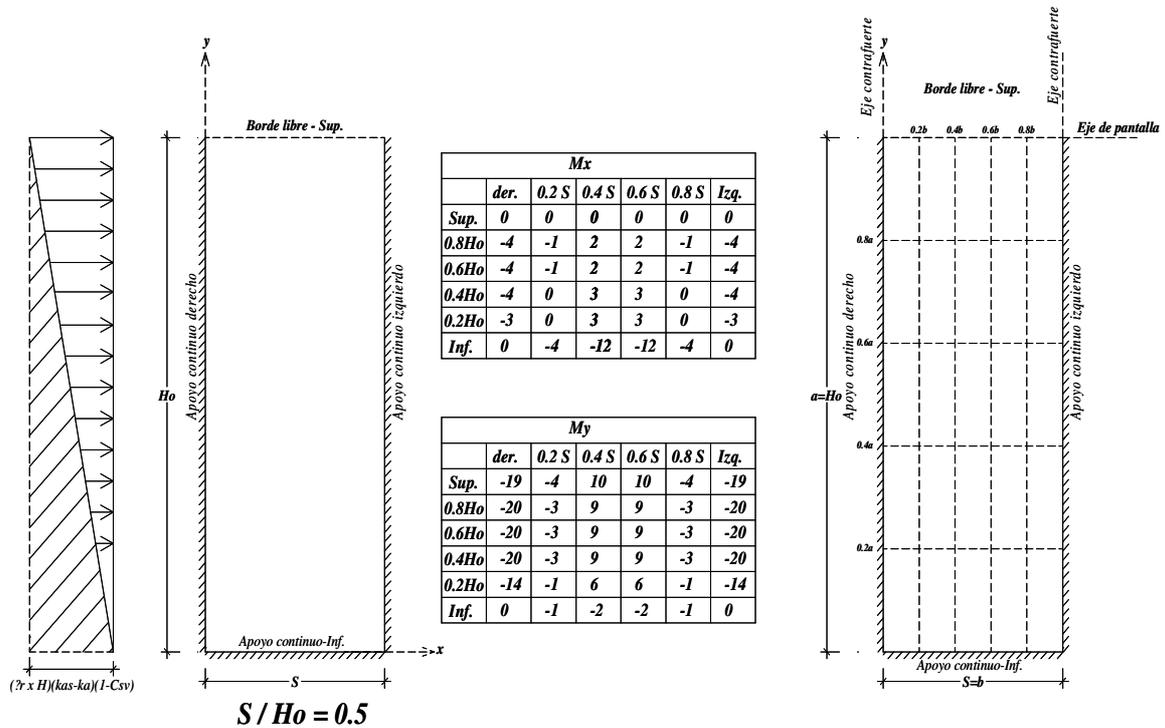
10.6.2.2. Incremento dinámico del empuje activo de la tierra ΔDEa:

$$\mu = (\text{coeficiente} \times q_u \times H_o^2) / 1000$$

$$q_u = F_{cu} (\gamma_r \times H)(k_a - k_a)(1 - C_{sv}) = 1.466 \text{ T / m}^2$$

$$\mu = \text{coeficiente} \times \dots = 0.074 \text{ T / m}^2$$

Nota: Para encontrar los coeficientes para el Incremento dinámico del empuje activo (sismo), hemos realizado un artificio de presiones como se describe en el siguiente procedimiento.





UNIVERSIDAD DE GUAYAQUIL
CALCULO ESTRUCTURAL



PARA EL BLOQUE DE PRESIONES RECTANGULAR

Coeficientes Mx							Coeficientes My						
	Der	0.2S	0.4S	0.6S	0.8S	Izq.		Der	0.2S	0.4S	0.6S	0.8S	Izq.
Sup	0	0	0	0	0	0	Sup	-19	-4	10	10	-4	-19
0.8 Ho	-4	-1	2	2	-1	-4	0.8 Ho	-20	-3	9	9	-3	-20
0.6 Ho	-4	-1	2	2	-1	-4	0.6 Ho	-20	-3	9	9	-3	-20
0.4Ho	-4	0	3	3	0	-4	0.4Ho	-20	-3	9	9	-3	-20
0.2Ho	-3	0	3	3	0	-3	0.2Ho	-14	-1	6	6	-1	-14
Inf	0	-4	12	12	-4	0	Inf	0	-1	-2	-2	-1	0

Mux = coeficiente x 0.0739 T - m							Muy = coeficiente x 0.0739 T - m						
	Der	0.2S	0.4S	0.6S	0.8S	Izq.		Der	0.2S	0.4S	0.6S	0.8S	Izq.
Sup	0	0	0	0	0	0	Sup	-1.4	-0.3	0.739	0.739	-0.3	-1.4
0.8 Ho	-0.3	-0.07	0.148	0.148	-0.07	-0.3	0.8 Ho	-1.48	-0.22	0.665	0.665	-0.22	-1.48
0.6 Ho	-0.3	-0.07	0.148	0.148	-0.07	-0.3	0.6 Ho	-1.48	-0.22	0.665	0.665	-0.22	-1.48
0.4Ho	-0.3	0	0.222	0.222	0	-0.3	0.4Ho	-1.48	-0.22	0.665	0.665	-0.22	-1.48
0.2Ho	-0.22	0	0.222	0.222	0	-0.22	0.2Ho	-1.03	-0.07	0.443	0.443	-0.07	-1.03
Inf	0	-0.3	0.887	0.887	-0.3	0	Inf	0	-0.07	-0.15	-0.15	-0.07	0

PARA EL BLOQUE DE PRESIONES TRIANGULAR

Coeficientes Mx							Coeficientes My						
	Der	0.2S	0.4S	0.6S	0.8S	Izq.		Der	0.2S	0.4S	0.6S	0.8S	Izq.
Sup	0	0	0	0	0	0	Sup	-2	-1	1	1	-1	-2
0.8 Ho	-1	0	0	0	0	-1	0.8 Ho	-4	-1	2	2	-1	-4
0.6 Ho	-2	0	1	1	0	-2	0.6 Ho	-8	-1	4	4	-1	-8
0.4Ho	-2	0	2	2	0	-2	0.4Ho	-15	-2	5	5	-2	-15
0.2Ho	-2	-1	3	3	-1	-3	0.2Ho	-10	-1	4	4	-1	-10
Inf	0	-4	-9	-9	-4	0	Inf	0	-1	-2	-2	-1	0

Mux = coeficiente x 0.0739 T - m							Muy = coeficiente x 0.0739 T - m						
	Der	0.2S	0.4S	0.6S	0.8S	Izq.		Der	0.2S	0.4S	0.6S	0.8S	Izq.
Sup	0	0	0	0	0	0	Sup	-0.15	-0.07	0.074	0.074	-0.07	-0.15
0.8 Ho	-0.07	0	0	0	0	-0.07	0.8 Ho	-0.3	-0.07	0.148	0.148	-0.07	-0.3
0.6 Ho	-0.15	0	0.074	0.074	0	-0.15	0.6 Ho	-0.59	-0.07	0.296	0.296	-0.07	-0.59
0.4Ho	-0.15	0	0.148	0.148	0	-0.15	0.4Ho	-1.11	-0.15	0.37	0.37	-0.15	-1.11
0.2Ho	-0.15	-0.07	0.222	0.222	-0.07	-0.22	0.2Ho	-0.74	-0.07	0.296	0.296	-0.07	-0.74
Inf	0	-0.3	-0.67	-0.67	-0.3	0	Inf	0	-0.07	-0.15	-0.15	-0.07	0

MOMENTO TOTAL POR INCREMENTO DEL EMPUJE ACTIVO (SISMO)

Mux							Muy						
	Der	0.2S	0.4S	0.6S	0.8S	Izq.		Der	0.2S	0.4S	0.6S	0.8S	Izq.
Sup	0	0	0	0	0	0	Sup	-1.26	-0.22	0.665	0.665	-0.22	-1.26
0.8 Ho	-0.22	-0.07	0.148	0.148	-0.07	-0.22	0.8 Ho	-1.18	-0.15	0.517	0.517	-0.15	-1.18
0.6 Ho	-0.15	-0.07	0.074	0.074	-0.07	-0.15	0.6 Ho	-0.89	-0.15	0.37	0.37	-0.15	-0.89
0.4Ho	-0.15	0	0.074	0.074	0	-0.15	0.4Ho	-0.37	-0.07	0.296	0.296	-0.07	-0.37
0.2Ho	-0.07	0.074	0	0	0.074	0	0.2Ho	-0.3	0	0.148	0.148	0	-0.3
Inf	0	0	1.552	1.552	0	0	Inf	0	0	0	0	0	0

10.6.3. MOMENTOS DE DISEÑO

CASO 2.- MOMENTO TOTAL POR EMPUJE ACTIVO + INCREMENTO (SISMO)

Mux							Muy						
	Der	0.2S	0.4S	0.6S	0.8S	Izq.		Der	0.2S	0.4S	0.6S	0.8S	Izq.
Sup	0	0	0	0	0	0	Sup	-1.8	-0.49	0.937	0.937	-0.49	-1.8
0.8 Ho	-0.49	-0.07	0.148	0.148	-0.07	-0.49	0.8 Ho	-2.27	-0.42	1.061	1.061	-0.42	-2.27
0.6 Ho	-0.69	-0.07	0.346	0.346	-0.07	-0.69	0.6 Ho	-3.06	-0.42	1.456	1.456	-0.42	-3.06
0.4Ho	-0.69	0	0.617	0.617	0	-0.69	0.4Ho	-4.45	-0.62	1.654	1.654	-0.62	-4.45
0.2Ho	-0.62	-0.2	0.815	0.815	-0.2	-0.82	0.2Ho	-3.01	-0.27	1.235	1.235	-0.27	-3.01
Inf	0	-1.09	-0.89	-0.89	-1.09	0	Inf	0	-0.27	-0.54	-0.54	-0.27	0

CASO 1.- MOMENTO TOTAL= EMPUJE ACTIVO + SOBRECARGA

Mux							Muy						
	Der	0.2S	0.4S	0.6S	0.8S	Izq.		Der	0.2S	0.4S	0.6S	0.8S	Izq.
Sup	0	0	0	0	0	0	Sup	-1.11	-0.41	0.568	0.568	-0.41	-1.11
0.8 Ho	-0.41	-0.03	0.052	0.052	-0.03	-0.41	0.8 Ho	-1.75	-0.39	0.85	0.85	-0.39	-1.75
0.6 Ho	-0.72	-0.03	0.36	0.36	-0.03	-0.72	0.6 Ho	-2.98	-0.39	1.466	1.466	-0.39	-2.98
0.4Ho	-0.72	0	0.694	0.694	0	-0.72	0.4Ho	-5.14	-0.69	1.774	1.774	-0.69	-5.14
0.2Ho	-0.69	-0.31	1.002	1.002	-0.31	-1	0.2Ho	-3.44	-0.33	1.388	1.388	-0.33	-3.44
Inf	0	-1.34	-2.46	-2.46	-1.34	0	Inf	0	-0.33	-0.67	-0.67	-0.33	0

VALORES MAXIMOS TANTOS (+) COMO(-) DE LOS MOMENTOS

Mux							Muy						
	Der	0.2S	0.4S	0.6S	0.8S	Izq.		Der	0.2S	0.4S	0.6S	0.8S	Izq.
Sup	0	0	0	0	0	0	Sup	-1.8	-0.49	0.937	0.937	-0.49	-1.8
0.8 Ho	-0.49	-0.07	0.148	0.148	-0.07	-0.49	0.8 Ho	-2.27	-0.42	1.061	1.061	-0.42	-2.27
0.6 Ho	-0.72	-0.07	0.36	0.36	-0.07	-0.72	0.6 Ho	-3.06	-0.42	1.466	1.466	-0.42	-3.06
0.4Ho	-0.72	0	0.694	0.694	0	-0.72	0.4Ho	-5.14	-0.69	1.774	1.774	-0.69	-5.14
0.2Ho	-0.69	-0.31	1.002	1.002	-0.31	-1	0.2Ho	-3.44	-0.33	1.388	1.388	-0.33	-3.44
Inf	0	-1.34	-2.46	-2.46	-1.34	0	Inf	0	-0.33	-0.67	-0.67	-0.33	0

Nota: Queda demostrado que la Pantalla influye el CASO 1.- EMPUJE DE TIERRA + SOBRECARGA en el sector del Talon y el CASO 2.- EMPUJE DE TIERRA + SISMO en el sector superior de la PANTALLA

Max. Momento (+) = 1.77 T - m Momento resistente con Asmir 4.37 T - m

Como el momento resistente con Asmin es mayor que los Momentos (+) calculados, utilizaremos en todo lo LARGO(3.00m) y todo lo ANCHO(6.90m) Asmin con el armado en las dos caras.

Ø12 mm c/ 25.00 cm

Max. Momento (-) = 5.14 T - m Momento resistente con Asmir 4.37 T - m

Como el momento resistente con Asmin es menor que los Momentos (-) calculados, utilizaremos la siguientes expresiones para encontrar su area de Ácero y separación

$$a = e - \sqrt{e^2 - \frac{2Mu}{0.85 \times f'c \times b}} = 1.18 \text{ cm}$$

$$As = \frac{Mu}{0.9 \times fy \times \left(e - \frac{a}{2}\right)} = 5.57 \text{ cm}^2$$

$$\phi \text{ a utilizar} = Av \text{ Ø12 mm}$$

$$S = 100 \times \phi Av / As = 20.31 \text{ cm} \quad S = 20.00 \text{ cm}$$

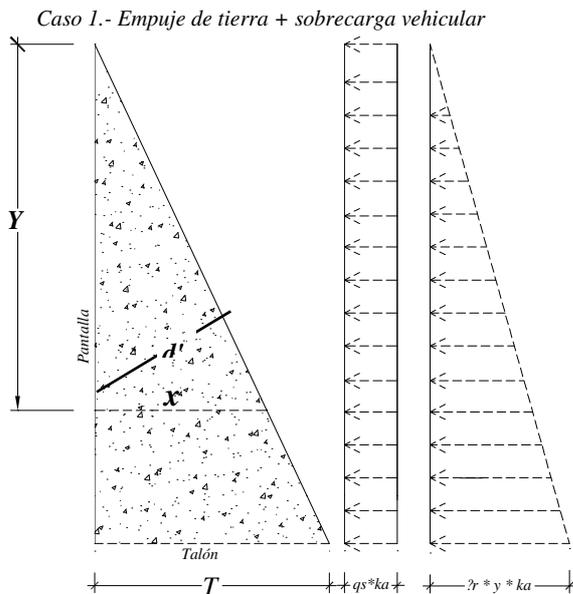
Ø12 mm c/ 20.00 cm

MURO CON CONTRAFUERTE
10.7. DISEÑO ESTRUCTURAL DEL CONTRAFUERTE
POR CORTE Y FLEXIÓN:

Alrura del Contrafuerte $H_o = 7.10$ m Longitud del Talón $T = 3.30$ m $f'c = 210$ kg/cm²
Espesor del contrafuerte "ec" = 0.25 m Separacion de contrafuertes $S = 3.00$ m $f_y = 4200$ kg/cm²

Para el analisis del Contrafuerte se lo diseñara como Viga vertical que soporta cargas Horizontales estaticas y sismicas, con la consideracion correspondientes.

Caso 1.- Empuje de tierra + sobrecarga vehicular



datos obtenidos en los analisis anteriores:

$k_a = 0.283$ $\gamma_r = 1900$ kg/m³ $q = 1140$ kg-m
 $k_{as} = 0.369$ $A_o = 0.300$ $C_{sh} = 0.150$ $C_{sv} = 0.105$
 $\gamma_{horm} = 2400$ kg/m³

Formulas:

Por Empuje Activo

$$E_a = 0.5 \times k_a \times \gamma_r \times y^2 \text{ (kg)} \quad B_a = y/3$$

$$E_a = 268.85 \text{ y}^2 \quad B_a = 0.333 \text{ y}$$

$$M_a = E_a \times B_a = 89.617 \text{ y}^3$$

Por Empuje de la Sobrecarga

$$E_s = q \times k_a \times y = 322.62 \text{ y} \quad B_s = 0.500 \text{ y}$$

$$M_s = E_s \times B_s = 161.310 \text{ y}^2$$

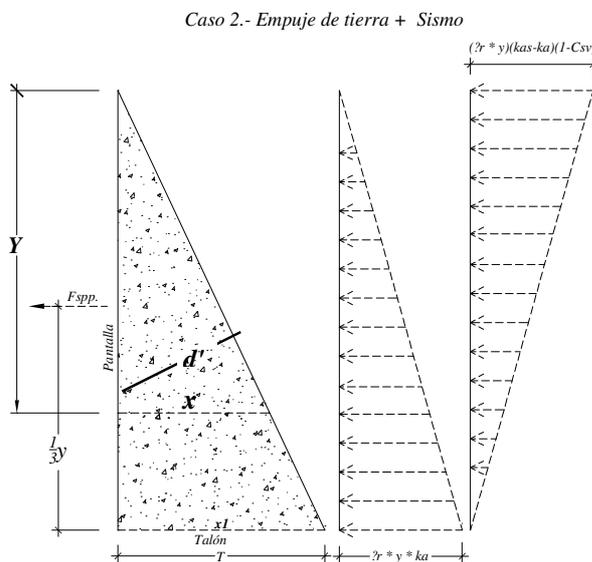
EMPUJE TOTAL DEL SUELO

$$E_{a+s} = E_a + E_s = 268.9 \text{ y}^2 + 322.6 \text{ y}$$

MOMENTO TOTALES M_{as}

$$M_{as} = M_a + M_s = 89.62 \text{ Y}^3 + 161.3 \text{ Y}^2$$

Caso 2.- Empuje de tierra + Sismo



Por Empuje Activo

$$E_a = 0.5 \times k_a \times \gamma_r \times y^2 \text{ (kg)} \quad B_a = y/3$$

$$E_a = 268.85 \text{ y}^2 \quad B_a = 0.333 \text{ y}$$

$$M_a = E_a \times B_a = 89.617 \text{ y}^3$$

Por efecto del sismo

$$\Delta DE_a = \left(\frac{1}{2} \gamma Y^2 \right) (K_{as} - K_a) (1 - C_{sv}) = 73.12 \text{ Y}^2$$

$$B_{sis} = 2y/3$$

$$M_{sis} = \Delta DE_a \times B_{sis} = 48.75 \text{ y}^3$$

Fuerza sísmica del peso propio F_{spp} :

$$F_{spp} = T/2H_o \times Y^2 \times \gamma_{horm} \times C_{sh} = 83.66 \text{ y}^2$$

$$B_{spp} = Y/3$$

$$M_{spp} = F_{spp} \times B_{spp} = 27.887 \text{ y}^3$$

Empuje total $E_{a+\Delta}$: conformado por el empuje de tierra, el incremento dinámico del empuje activo y la fuerza sísmica inercial del peso propio:

$$E_{a+\Delta} = E_a + \Delta DE_a + F_{spp} = 425.63 \text{ y}^2$$

Momento de volcamiento M_{as} : las fuerzas que intentan son el empuje activo, incremento dinámico del empuje activo y la fuerza sísmica inercial del peso propio.

$$M_{as} = M_a + M_{sis} + M_{spp} = 166.25 \text{ y}^3$$



UNIVERSIDAD DE GUAYAQUIL
CALCULO ESTRUCTURAL



Mayoración de las cargas: A las solicitaciones de corte y momento determinadas

Caso 1: Empuje de tierra + Sobrecarga Vehicular, se mayoran por un factor de 1,6.

Corte último Vu: en la sección y para el Caso 1:

$$V = 1.6 \times Sx (268.9 y^2 + 322.6 y)$$

$$Vu = 1290.48 y^2 + 1548.6 y$$

Momento último Mu : en la sección y para el Caso 1:

$$M = 1.6 \times Sx (89.6 y^3 + 161.3 y^2)$$

$$Mu = 430.16 y^3 + 774.3 y^2$$

Caso 2: Empuje de tierra + Sismo, se mayoran por el factor ponderado Fcu 1.412

Corte último Vu: en la sección y para el Caso 2:

$$V = Fcu \times S \times (425.63 y^2)$$

$$Vu = 1803.0 Y^2$$

Momento último Mu : en la sección y para el Caso 2:

$$M = Fcu \times S \times (166.25 y^3)$$

$$Mu = 704.24 y^3$$

Las solicitaciones últimas de corte y momento para los dos casos de carga estudiados se determinaron en la tabla siguiente, para diferentes valores de Y, que varían desde 0 m hasta Ho(m) con secciones a cada 0.5 m También se indican los valores máximos para cada sección.

Solicitaciones Ultimas de Corte y Momento

Y(m)	Caso 1		Caso 2	
	Vu (kg)	Mu (kg-m)	Vu (kg)	Mu (kg-m)
0.50	967.86	161.31	450.75	88.03
1.00	2580.96	860.32	1802.98	704.24
1.50	4839.30	2419.65	4056.71	2376.82
2.00	7742.88	5161.92	7211.93	5633.94
2.50	11291.70	9409.75	11268.65	11003.78
3.00	15485.76	15485.76	16226.85	19014.53
3.50	20325.06	23712.57	22086.55	30194.38
4.00	25809.60	34412.80	28847.73	45071.49
4.50	31939.38	47909.07	36510.41	64174.05
5.00	38714.40	64524.00	45074.58	88030.25
5.50	46134.66	84580.21	54540.25	117168.27
6.00	54200.16	108400.32	64907.40	152116.28
6.50	62910.90	136306.95	76176.05	193402.46
7.00	72266.88	168622.72	88346.19	241555.01
7.10	74215.50	175643.36	90888.39	252055.97

10.7.1. DISEÑO POR CORTE

Y(m)	dist. Horiz. "X"	Dist. Perp d'	Vu max (kg)	$DVc = 0.75 \times 0.53 \sqrt{f'c} \times ec \times d$	observ.
0.50	0.232	0.211	967.86	3034.873	ok
1.00	0.465	0.421	2580.96	6069.746	ok
1.50	0.697	0.632	4839.30	9104.618	ok
2.00	0.930	0.843	7742.88	12139.491	ok
2.50	1.162	1.054	11291.70	15174.364	ok
3.00	1.394	1.264	16226.85	18209.237	ok
3.50	1.627	1.475	22086.55	21244.110	estrub.
4.00	1.859	1.686	28847.73	24278.983	estrub.
4.50	2.092	1.897	36510.41	27313.855	estrub.
5.00	2.324	2.107	45074.58	30348.728	estrub.
5.50	2.556	2.318	54540.25	33383.601	estrub.
6.00	2.789	2.529	64907.40	36418.474	estrub.
6.50	3.021	2.740	76176.05	39453.347	estrub.
7.00	3.254	2.950	88346.19	42488.219	estrub.
7.10	3.300	2.993	90888.39	43095.194	estrub.



REVISIÓN DE LOS CORTANTES QUE NECESITAN ACERO TRANSVERSAL

$\emptyset A_v \text{ (mm)} = 14 \text{ mm}$

Y(m)	Vu max (kg)	ΦV_c	Dist. Perp d'	$S = 0.85 \times 2 A_v \times f_y \times d / (V_u - \Phi V_c)$	Smax =
0.50	967.86	3034.87	0.211	-112.06	30 cm
1.00	2580.96	6069.75	0.421	-132.79	30 cm
1.50	4839.30	9104.62	0.632	-162.92	30 cm
2.00	7742.88	12139.49	0.843	-210.74	30 cm
2.50	11291.70	15174.36	1.054	-298.29	30 cm
3.00	16226.85	18209.24	1.264	-701.07	30 cm
3.50	22086.55	21244.11	1.475	1924.68	30 cm
4.00	28847.73	24278.98	1.686	405.59	30 cm
4.50	36510.41	27313.86	1.897	226.68	30 cm
5.00	45074.58	30348.73	2.107	157.30	30 cm
5.50	54540.25	33383.60	2.318	120.43	30 cm
6.00	64907.40	36418.47	2.529	97.57	30 cm
6.50	76176.05	39453.35	2.740	82.00	30 cm
7.00	88346.19	42488.22	2.950	70.71	30 cm
7.10	88346.19	42488.22	2.950	70.71	30 cm

Estr. $\emptyset 14 \text{ mm c/ } 30 \text{ cm}$

10.7.2. DISEÑO POR FLEXION

$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Espesor del contrafuerte "ec" = 0.25 m

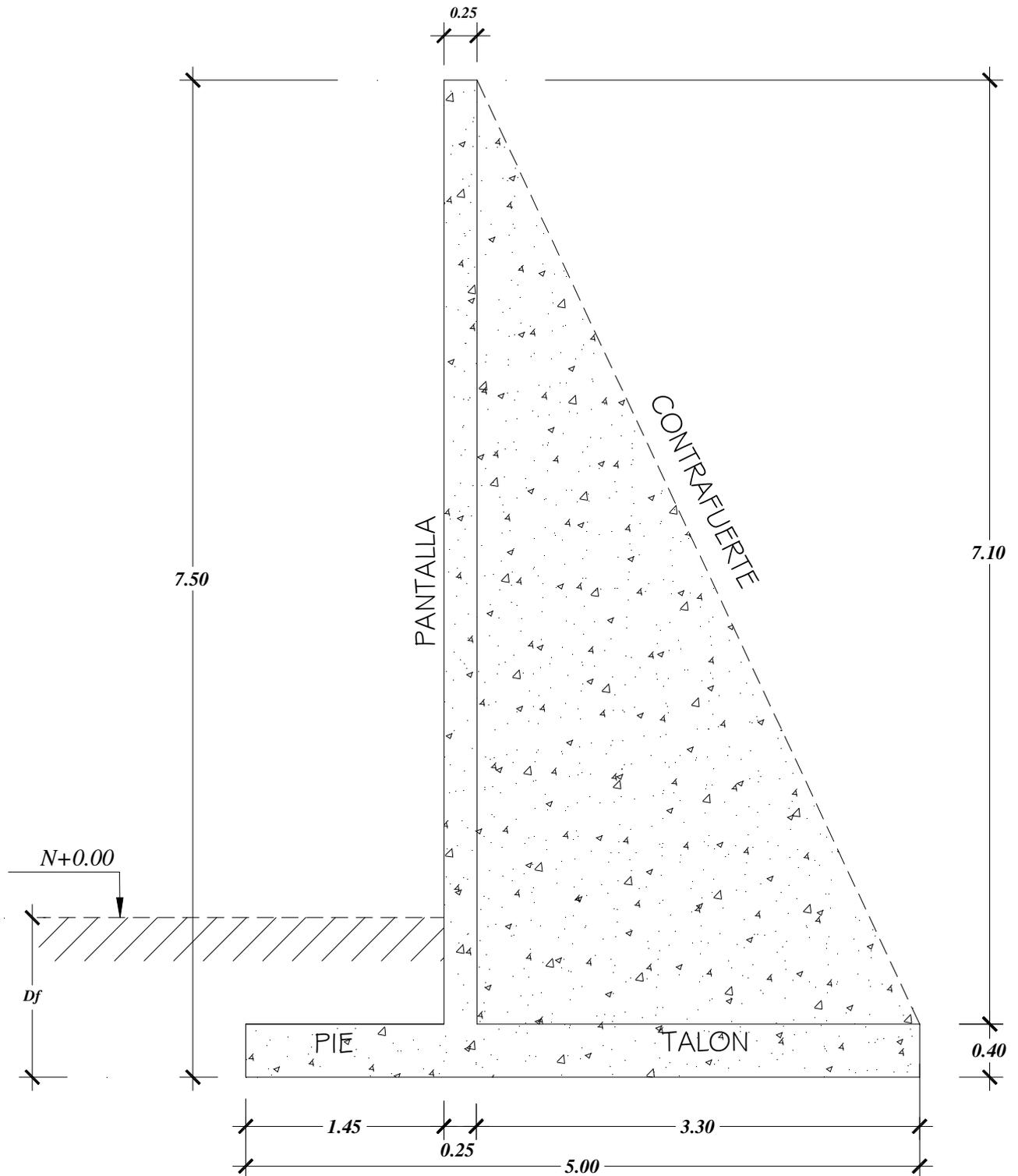
$$\hat{n} = \frac{0.85 \cdot f_c \cdot b}{F_y} = 1.063$$

$$A_s = \hat{n} \cdot d - \sqrt{(\hat{n} \cdot d)^2 - \frac{2 \cdot M_u \cdot \hat{n}}{\Phi \cdot F_y}}$$

Y(m)	Mu max (kg-m)	Dist. Perp d'	d = d' - 5cm	As (cm)	Asmin=14/fy	As a utilizar
0.50	161.31	0.211	0.161	0.268	1.340	1.340
1.00	860.32	0.421	0.371	0.617	3.096	3.096
1.50	2419.65	0.632	0.582	1.109	4.852	4.852
2.00	5633.94	0.843	0.793	1.901	6.608	6.608
2.50	11003.78	1.054	1.004	2.941	8.364	8.364
3.00	19014.53	1.264	1.214	4.211	10.120	10.120
3.50	30194.38	1.475	1.425	5.713	11.877	11.877
4.00	45071.49	1.686	1.636	7.448	13.633	13.633
4.50	64174.05	1.897	1.847	9.419	15.389	15.389
5.00	88030.25	2.107	2.057	11.628	17.145	17.145
5.50	117168.27	2.318	2.268	14.077	18.901	18.901
6.00	152116.28	2.529	2.479	16.768	20.658	20.658
6.50	193402.46	2.740	2.690	19.702	22.414	22.414
7.10	241555.01	2.950	2.900	22.882	24.170	24.170

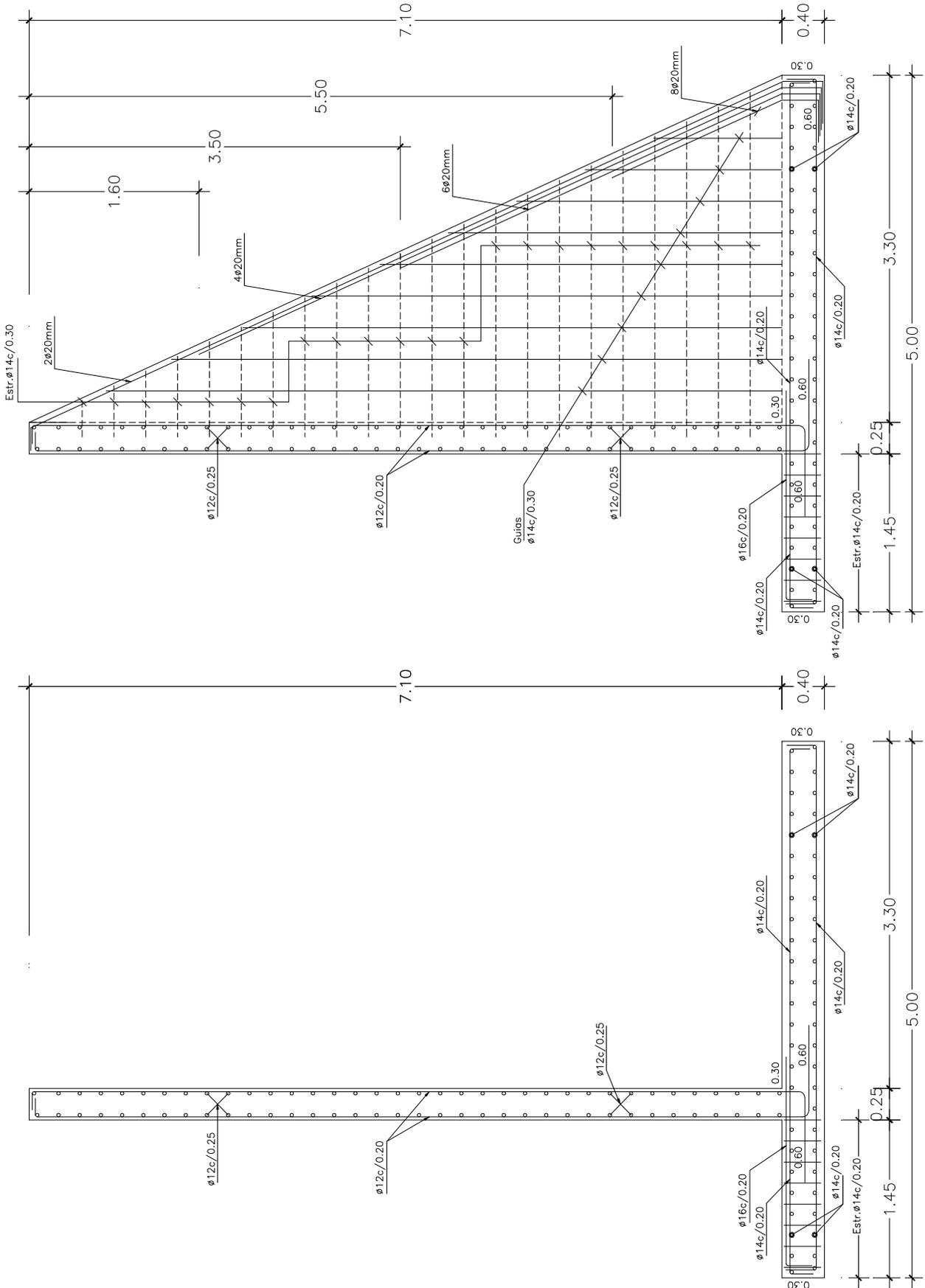
Nota: la disposición de los Acero en el Contrafuerte que a criterio del diseñador, respetando el área requerida en el contrafuerte.

10.8. SECCIÓN TÍPICA
ESC: 1-50

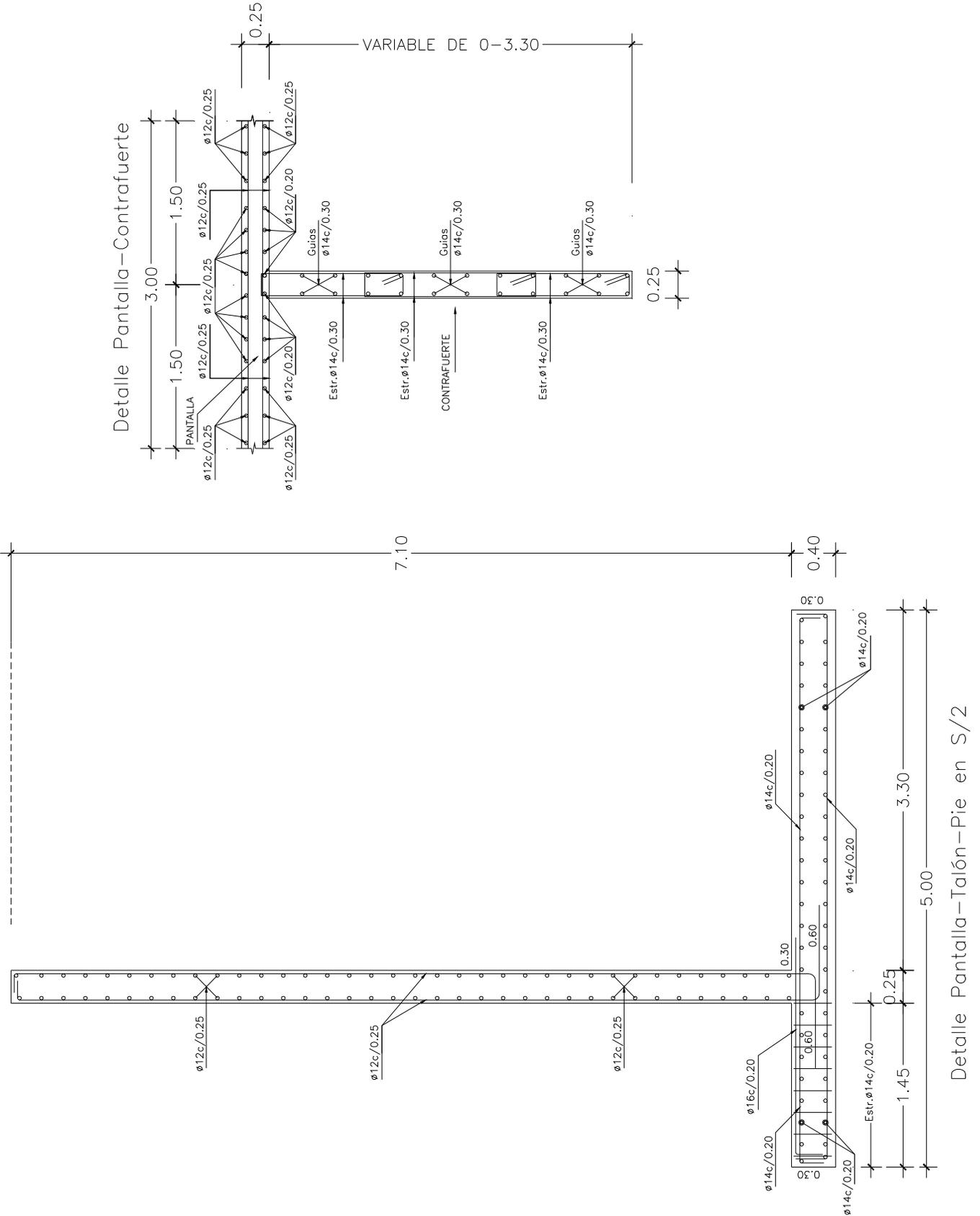


NOTA: SEPARACIÓN DE CONTRAFUERTE "S = 3.0 m"

10.9. DESPIECE DEL MURO
ESC: 1-50



10.9. DESPIECE DEL MURO
ESC: 1-50





UNIVERSIDAD DE GUAYAQUIL
CALCULO ESTRUCTURAL



MURO CON CONTRAFUERTE

10.9.1 ANALISIS TECNICO-ECONOMICO DE MURO CON CONTRAFUERTE

El siguiente analisis lo estableceremos con las Cantidades de Hormigon en m³ y los pesos de los aceros de refuerzos en Kg. Por un modulo cuya longitud es la distancia de separación entre ejes de contrafuertes.

Cantidad de hormigon en m³ en:

Contrafuerte =	5.86 m ³
Pantalla =	5.63 m ³
Pie =	1.74 m ³
Talón =	3.96 m ³
Total =	17.19 m ³
	5.73 m ³ /m

Cantidad de metros lineales de: Acero.

contrafuerte:	en m lineales	en kg
estr. Φ 14	76.00 m	91.65 kg
Guias Φ 14	71.00 m	85.62 kg
As de ref. Φ 20	77.70 m	191.21 kg

Pantalla:	en m lineales	en kg
As de ref. Φ 12	391.20 m	346.58 kg

Talón	en m lineales	en kg
As de ref. Φ 14	202.20 m	243.82 kg

Pie	en m lineales	en kg
estr. Φ 14	42.58 m	51.35 kg
As de ref. Φ 14	116.00 m	139.88 kg
As de ref. Φ 16	32.20 m	50.72 kg

Peso total en Kg = 1200.82 kg
400.27 kg/m

Relación Wacero/V.hormigon = 69.86 kg/m³

resultados:

Cantidad de hormigon en m³ en: 5.73 m³/m
Cantidad en metros lineales de Acero = 400.27 kg/m



UNIVERSIDAD DE GUAYAQUIL
CALCULO ESTRUCTURAL



MURO CON CONTRAFUERTE

11. CONCLUSINES:

Como podemos ver observado, el muro con contrafuerte y el muro con voladizo aparentemente tienen la misma cuantía o relación wacero/ V. de hormigón con una pequeña diferencia de 4.4%, estos difieren al independizarlas o desglosarlas. Como podremos observar a continuación:

Muro en voladizo:

$$\text{Relación Wacero/V.hormigón} = 66.79 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Cantidad de hormigón en m}^3 \times \text{m} = 7.32 \text{ m}^3/\text{m}$$

$$\text{Cantidad en metros lineales de Acero} = 489.24 \text{ kg/m}$$

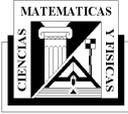
Muro con contrafuerte:

$$\text{Relación Wacero/V.hormigón} = 69.86 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Cantidad de hormigón en m}^3 \times \text{m} = 5.73 \text{ m}^3/\text{m}$$

$$\text{Cantidad en metros lineales de Acero} = 400.27 \text{ kg/m}$$

De estos dos análisis, podemos decir que el muro con contrafuerte es 21.7% menos cara que el Muro en Voladizo en proporción al hormigón y 18.2% menos costosa en relación al acero de refuerzo:



12. REFERENCIAS

- AASHTO 2005, LRFD Bridge Design Specifications, 3 ed, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C.
- AASHTO 2002, Standard Specifications for Highway Bridges, 17 ed., American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C.
- ACI 318S-05, Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural y Comentario, American Concrete Institute, versión en español y en sistema métrico, USA 2005.
- NSR-98, Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente, Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, Santa Fe de Bogotá, D.C., 1998.

13. BIBLIOGRAFIA DE INTERES

- Bowles, Joseph E.; Foundation Analysis and Design, 4 ed., McGRAW-HILL Book Company, Singapore, 1988.
- Crespo V., Carlos; Mecánica de Suelos y Cimentaciones, 4 edición, Editorial LIMUSA, S.A., México, D.F., 1990.
- Juárez B. y Rico R.; Mecánica de Suelos, Tomo 2: Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de Suelos, 2 ed., Editorial LIMUSA, S.A., México, D.F., 1996.
- Nilson, Arthur y Winter, George; Diseño de Estructuras de Concreto, 11 edición, McGRAW-HILL, Inc, 1997.
- Peck, Hanson y Thornburn; Ingeniería de Cimentaciones, 2 edición, Editorial LIMUSA, S.A., México, D.F., 1994.
- ANÁLISIS Y DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN DE CONCRETO ARMADO Segunda impresión adaptada a la Norma Venezolana 1753-2006 TORRES BELANDRIA RAFAEL ANGEL UNIVERSIDAD DE LOS ANDES FACULTAD DE INGENIERIA MERIDA –VENEZUELA 2.008• Peck, Hanson y Thornburn; Ingeniería de Cimentaciones, 2 edición, Editorial LIMUSA, S.A., México, D.F., 1994.

14. Anexo A: Mapa de Zonificación Sísmica de Ecuador

TABLA 2. Poblaciones ecuatorianas y valor del factor Z

CIUDAD	PROVINCIA	CANTON	PARROQUIA	ZONA
CHORDELEG	AZUAY	CHORDELEG	CHORDELEG	II
CUENCA	AZUAY	CUENCA	CUENCA	II
EL GIRON	AZUAY	GIRON	GIRON	II
EL PAN	AZUAY	EL PAN	EL PAN	II
GUACHAPALA	AZUAY	GUACHAPALA	GUACHAPALA	II
GUALACEO	AZUAY	GUALACEO	GUALACEO	II
NABON	AZUAY	NABON	NABON	II
ONA	AZUAY	ONA	ONA	II
PAUTE	AZUAY	PAUTE	PAUTE	II
PUCARA	AZUAY	PUCARA	PUCARA	II
SAN FERNANDO	AZUAY	SAN FERNANDO	SAN FERNANDO	II
SANTA ISABEL	AZUAY	SANTA ISABEL	SANTA ISABEL (CHAGUARURCO)	II
SEVILLA DE ORO	AZUAY	SEVILLA DE ORO	SEVILLA DE ORO	II
SIGSIG	AZUAY	SIGSIG	SIGSIG	II
CALUMA	BOLIVAR	CALUMA	CALUMA	III
ECHANDIA	BOLIVAR	ECHEANDIA	ECHEANDIA	III
LAS NAVES	BOLIVAR	LAS NAVES	LAS NAVES	III
CHILLANES	BOLIVAR	CHILLANES	CHILLANES	IV
GUARANDA	BOLIVAR	GUARANDA	GUARANDA	IV
SAN JOSÉ DE CHIMBO	BOLIVAR	CHIMBO	SAN JOSÉ DE CHIMBO	IV
SAN MIGUEL	BOLIVAR	SAN MIGUEL	SAN MIGUEL	IV
AZOGUES	CAÑAR	AZOGUES	AZOGUES	II
BIBLIAN	CAÑAR	BIBLIAN	NAZON (PAMPA DE DOMINGUEZ)	II
DELEG	CAÑAR	DELEG	DELEG	II
CAÑAR	CAÑAR	CAÑAR	CAÑAR	III
EL TAMBO	CAÑAR	EL TAMBO	EL TAMBO	III
LA TRONCAL	CAÑAR	LA TRONCAL	LA TRONCAL	III
BOLIVAR	CARCHI			IV
EL ANGEL	CARCHI	ESPEJO	EL ANGEL	IV
HUACA	CARCHI	SAN PEDRO DE HUACA	HUACA	IV
MIRA	CARCHI			IV
SAN GABRIEL	CARCHI			IV
TULCAN	CARCHI	TULCAN	TULCAN	IV
ALAUSI	CHIMBORAZO	ALAUSI	ALAUSI	III
CHUNCHI	CHIMBORAZO	CHUNCHI	CHUNCHI	III
CUMANDA	CHIMBORAZO	CUMANDA	CUMANDA	III
CHAMBO	CHIMBORAZO	CHAMBO	CHAMBO	IV
GUAMOTE	CHIMBORAZO	GUAMOTE	GUAMOTE	IV
GUANO	CHIMBORAZO	GUANO	GUANO	IV
LA UNIÓN	CHIMBORAZO	COLTA	CATABAMBA	IV
PALLATANGA	CHIMBORAZO	PALLATANGA	PALLATANGA	IV
PENIPE	CHIMBORAZO	PENIPE	PENIPE	IV
RIOBAMBA	CHIMBORAZO	RIOBAMBA	RIOBAMBA	IV
EL CORAZON	COTOPAXI	PANGUA	EL CORAZON	III
LA MANA	COTOPAXI	LA MANA	LA MANA	III
SIGCHOS	COTOPAXI	SIGCHOS	SIGCHOS	III
LATACUNGA	COTOPAXI	LATACUNGA	LATACUNGA	IV
PUJILI	COTOPAXI	PUJILI	PUJILI	IV
SAN MIGUEL	COTOPAXI	SALCEDO	SAN MIGUEL	IV
SAQUISILI	COTOPAXI	SAQUISILI	SAQUISILI	IV

(Continúa)

TABLA 2. Continuación

CIUDAD	PROVINCIA	CANTÓN	PARROQUIA	ZONA
COTACACHI	IMBABURA	COTACACHI	COTACACHI	IV
IBARRA	IMBABURA	IBARRA	IBARRA	IV
OTAVALO	IMBABURA	OTAVALO	OTAVALO	IV
PIMAMPIRO	IMBABURA	PIMAMPIRO	PIMAMPIRO	IV
URCUQUI	IMBABURA	URCUQUI	URCUQUI	IV
AMALUZA	LOJA	ESPINDOLA	AMALUZA	II
CARIAMANGA	LOJA	CALVAS	CARIAMANGA	II
CATACOCCHA	LOJA	PALTAS	CATACOCCHA	II
CATAMAYO	LOJA	CATAMAYO	CATAMAYO (LA TOMA)	II
GONZANAMA	LOJA	GONZANAMA	GONZANAMA	II
GUAGUARPAMBA	LOJA	CHAGUARPAMBA	CHAGUARPAMBA	II
LOJA	LOJA	LOJA	LOJA	II
QUILANGA	LOJA	QUILANGA	QUILANGA	II
SARAGURO	LOJA	SARAGURO	SAN ANTONIO DE CUMBE	II
SOZORANGA	LOJA	SOZORANGA	SOZORANGA	II
ALAMOR	LOJA	PUYANGO	ALAMOR	III
CELICA	LOJA	CELICA	CELICA	III
MACARA	LOJA	MACARA	MACARA	III
PINDAL	LOJA	PINDAL	PINDAL	III
ZAPOTILLO	LOJA	ZAPOTILLO	ZAPOTILLO	IV
BABA	LOS RÍOS	BABA	BABA	III
BABAHOYO	LOS RÍOS	BABAHOYO	PIMOCHA	III
CATARAMA	LOS RÍOS	URDANETA	CATARAMA	III
MONTALVO	LOS RÍOS	MONTALVO	MONTALVO	III
PALENQUE	LOS RÍOS	PALENQUE	PALENQUE	III
PUEBLO VIEJO	LOS RÍOS	PUEBLOVIEJO	PUEBLOVIEJO	III
QUEVEDO	LOS RÍOS	QUEVEDO	QUEVEDO	III
SAN JACINTO DE BUENA FE	LOS RÍOS	BUENA FE	SAN JACINTO DE BUENA FE	III
VALENCIA	LOS RÍOS	VALENCIA	VALENCIA	III
VENTANAS	LOS RÍOS	VENTANAS	VENTANAS	III
VINCES	LOS RÍOS	VINCES	VINCES	III
EL CARMEN	MANABI	EL CARMEN	EL CARMEN	III
OLMEDO	MANABI	OLMEDO	OLMEDO	III
PICHINCHA	MANABI	PICHINCHA	PICHINCHA	III
BAHIA DE CARAQUEZ	MANABI	SUCRE	BAHIA DE CARAQUEZ	IV
CALCETA	MANABI	BOLIVAR	CALCETA	IV
CHONE	MANABI	CHONE	CHONE	IV
FLAVIO ALFARO	MANABI	FLAVIO ALFARO	FLAVIO ALFARO	IV
JIPIJAPA	MANABI	JIPIJAPA	JIPIJAPA	IV
JUNIN	MANABI	JUNIN	JUNIN	IV
MANTA	MANABI	MANTA	MANTA	IV
MONTECRISTI	MANABI	MONTECRISTI	MONTECRISTI	IV
PAJAN	MANABI	PAJAN	PAJAN	IV
PEDERNALES	MANABI	PEDERNALES	PEDERNALES	IV
PORTOVIEJO	MANABI	PORTOVIEJO	PORTOVIEJO	IV
PUERTO LÓPEZ	MANABI	PUERTO LÓPEZ	PUERTO LÓPEZ	IV
ROCAFUERTE	MANABI	ROCAFUERTE	ROCAFUERTE	IV
SANTA ANA	MANABI	SANTA ANA	SANTA ANA	IV
SUCRE	MANABI	24 DE MAYO	SUCRE	IV
TOSAGUA	MANABI	TOSAGUA	TOSAGUA	IV
GRAL LEONIDAS P. GUTIERREZ	MORONA SANTIAGO	LIMÓN INDANZA	GRAL LEONIDAS P. GUTIERREZ	II

(Continúa)

TABLA 2. Continuación

CIUDAD	PROVINCIA	CANTÓN	PARROQUIA	ZONA
GUALAQUIZA	MORONA SANTIAGO	GUALAQUIZA	GUALAQUIZA	II
MACAS	MORONA SANTIAGO	MORONA	GENERAL PROAÑO	II
PABLO SEXTO	MORONA SANTIAGO	HUAMBOYA	HUAMBOYA	II
SAN JUAN BOSCO	MORONA SANTIAGO	SAN JUAN BOSCO	SAN JUAN BOSCO	II
SANTIAGO DE MENDEZ	MORONA SANTIAGO	SANTIAGO	SANTIAGO DE MENDEZ	II
SUCUA	MORONA SANTIAGO	SUCUA	SANTA MARIANITA DE JESÚS	II
PALORA	MORONA SANTIAGO	PALORA	PALORA (METZERA)	III
ARCHIDONA	NAPO	ARCHIDONA	ARCHIDONA	III
NUEVO ROCAFUERTE	NAPO	AGUARICO	NUEVO ROCAFUERTE	III
TENA	NAPO	TENA	TENA	III
BAEZA	NAPO	QUIJOS	BAEZA	IV
EL CHACO	NAPO	EL CHACO	EL CHACO	IV
LA JOYA DE LOS SACHAS	ORELLANA	LA JOYA DE LOS SACHAS	LA JOYA DE LOS SACHAS	II
LORETO	ORELLANA	LORETO	AVILA (CAB. EN HUIRUNO)	II
FRANCISCO ORELLANA (COCA)	ORELLANA	ORELLANA	FRANCISCO DE ORELLANA (COCA)	II
MERA	PASTAZA	MERA	MERA	III
PUYO	PASTAZA	PASTAZA	VERACRUZ (INDILLAMA)	III
SANTA CLARA	PASTAZA			III
PEDRO VICENTE MALDONADO	PICHINCHA	PEDRO VICENTE MALDONADO	PEDRO VICENTE MALDONADO	III
PUERTO QUITO	PICHINCHA	PUERTO QUITO	PUERTO QUITO	III
SAN MIGUEL DE LOS BANCOS	PICHINCHA	SAN MIGUEL DE LOS BANCOS	SAN MIGUEL DE LOS BANCOS	III
STO DOMINGO DE COLORADOS	PICHINCHA	SANTO DOMINGO	ZARACAY	III
CAYAMBE	PICHINCHA	CAYAMBE	CAYAMBE	IV
MACHACHI	PICHINCHA	MEJÍA	MACHACHI	IV
QUITO	PICHINCHA	QUITO	QUITO	IV
SANGOLQUI	PICHINCHA	RUMIÑAHUI	RUMPAMBA	IV
TABACUNDO	PICHINCHA	PEDRO MONCAYO	TABACUNDO	IV
EL CARMEN DEL PUTUMAYO	SUCUMBIO	PUTUMAYO	EL CARMEN DEL PUTUMAYO	I
SHUSHUFINDI	SUCUMBIO	SHUSHUFINDI	SHUSHUFINDI	I
NUEVA LOJA	SUCUMBIO	LAGO AGRIO	NUEVA LOJA	II
EL DORADO DE CASCALES	SUCUMBIO	CASCALES	EL DORADO DE CASCALES	III
LUMBAQUI	SUCUMBIO	PIZARRO	LUMBAQUI	III
LA BONITA	SUCUMBIO	SUCUMBIO	LA BONITA	IV
AMBATO	TUNGURAHUA	AMBATO	AMBATO	IV
BAÑOS	TUNGURAHUA	BAÑOS	BAÑOS	IV
CEVALLOS	TUNGURAHUA	CEVALLOS	CEVALLOS	IV
MOCHA	TUNGURAHUA	MOCHA	MOCHA	IV
PATATE	TUNGURAHUA	PATATE	PATATE	IV
PELILEO	TUNGURAHUA	PELILEO	PELILEO	IV
PILLARO	TUNGURAHUA	PILLARO	PILLARO	IV
QUERO	TUNGURAHUA	QUERO	QUERO	IV
TISALEO	TUNGURAHUA	TISALEO	TISALEO	IV
28 DE MAYO	ZAMORA CHINCHIPE	YACUAMBI	28 DE MAYO (SN JOSÉ DE YACUAM)	II
EL PANGUI	ZAMORA CHINCHIPE	EL PANGUI	EL PANGUI	II
GUAYZIMI	ZAMORA CHINCHIPE	NANGARITZA	GUAYZIMI	II
YANTZAZA	ZAMORA CHINCHIPE	YANTZAZA	YANTZAZA	II
ZAMORA	ZAMORA CHINCHIPE	ZAMORA	ZAMORA	II
ZUMBA	ZAMORA CHINCHIPE	CHINCHIPE	ZUMBA	II

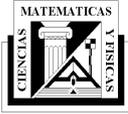
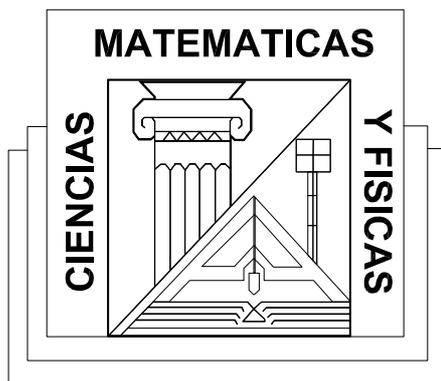


TABLA 2. Continuación

CIUDAD	PROVINCIA	CANTÓN	PARROQUIA	ZONA
ZUMBI	ZAMORA CHINCHIPE	CENTINELA DEL CÓNDROR	ZUMBI	II
EL PIEDRERO	Zona No Delimitada			III
LAS GOLONDRINAS	Zona No Delimitada			III
MANGA DE CURA	Zona No Delimitada			III

Suelos granulares	Velocidad de ondas de corte, V_s (m/s)	Valores N del SPT	Espesor del estrato (m)
Sueltos	< 200	4-10	> 40
Semidensos	200-750	10-30	> 45
Densos	> 750	> 30	>100



**FACULTAD DE CIENCIAS MATEMATICAS Y FISICAS
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL**

MATERIA: CÁLCULO ESTRUCTURAL

**TALLER DE GRADUACIÓN
TALLER #2**

CIMENTACIONES SUPERFICIALES

CAPÍTULO I. PLINTOS AISLADOS

**CAPITULO II. ZAPATAS CORRIDAS EN UNA DIRECCION (COMO VIGA T
INVERTIDA VS. COMO PLACA DE ESPESOR CONSTANTE)**

CAPITULO III. ZAPATAS CORRIDAS EN DOS DIRECCIONES

CAPITULO IV. DISEÑO DE CABEZAL DE PILOTE

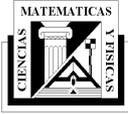
ELABORADO POR:

MANUEL GUEVARA ANZULES.

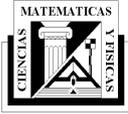
DIRIGIDO POR:

ING. SILVIO ZAMBRANO ARTEAGA.

**2008 – 2009
GUAYAQUIL - ECUADOR**

**TALLER # 2**
CIMENTACIONES SUPERFICIALES

CONTENIDO	Pág.
Generalidades	4
CAPÍTULO I PLINTOS AISLADOS	4
1.1 Zapatas aisladas	4
1.2 Diseño de Zapatas aisladas	5
1.3 Viga de Amarre o Riostra	6
1.4 Pasos a seguir en el Diseño de Plintos Aislados	6
1.4.1 Dimensiones del plinto	6
1.4.2 Chequeo de las excentricidades	7
1.4.3 Chequeo de la presión de contacto máxima	7
1.4.4 Calculo estructural del plinto	7
1.4.5 Diseño a Cortante por Punzonamiento	7
1.4.6 Diseño a Flexión (Calculo del acero de refuerzo en el plinto)	8
1.5 Ejemplo de aplicación (En solares medianeros)	9
1.6 Ejemplo de aplicación (En solares centrales)	10
1.6.1 Análisis de la superestructura	10
1.6.2 Diseño estructural de cada uno de los grupos de plintos.....	11
A. Plintos A1-A6-D1-D6	11
B. Plintos A2-A3-A4-A5-D2-D3-D4-D5	14
C. Plintos B1-B6-C1-C6.....	17
D. Plintos B2-B3-B4-B5-C2-C3-C4-C5.....	21
1.6.3 Detallamiento estructural de cada grupo de plintos diseñados	24
1.6.4 Cuadro de detallamiento de dimensiones y aceros de refuerzo	26
CAPÍTULO II ZAPATAS CORRIDAS EN UNA DIRECCION (COMO VIGA T INVERTIDA	
VS. COMO PLACA DE ESPESOR CONSTANTE)	27
2.1 Zapatas corridas.	27
2.2 Zapatas combinadas con viga de enlace	27
2.3 Diseño de zapatas corridas.	28
2.3.1 Dimensiones de la base de la zapata.....	29
2.3.2 Geometría de la zapata:	29
2.3.3 Chequeo de las excentricidades:	29
2.3.4 Chequeo de la presión de contacto Máxima (q_{max}):	29
2.3.5 Factor de seguridad al deslizamiento	30
2.3.6 Cálculo de los esfuerzos últimos actuantes en la zapata	30
2.3.7 Cálculo de las fuerzas últimas actuantes en la base de la zapata	30
2.3.8 Diagrama de Cortantes últimos (V_u) y Momentos últimos (M_u)	31
2.4 Diseño estructural de zapata corrida con viga t invertida	31
2.4.1 Dimensiones de la viga en la zapata en base al M_{umax}	31
2.4.2 Diseño de la viga en la zapata en base al Cortante ultimo V_{umax} (Estribos)	31
2.4.3 Diseño de la viga en la zapata en base al Momento ultimo M_u (calculo de aceros longitudinales)	32
2.4.4 Diseño de la zapata	32
2.4.4.1 Diseño a Cortante por Punzonamiento:	32
2.4.4.2 Diseño a flexión	32
2.5 Diseño estructural de zapata corrida como losa o placa de cimentación	33
2.5.1 Dimensiones de placa en la zapata (Diseño por cortante)	33
2.5.2 cheque de cortante a Punzonamiento:	33
2.5.3 Diseño del acero de la placa en la zapata en base al Momento ultimo M_u	33
2.5.4 Diseño transversal en zona de columnas	34
2.6 Ejemplo de aplicación.	35
2.6.1 Análisis de la superestructura.	35
2.6.2 Consideraciones del diseño estructural:	36
2.6.3 Cálculo y diseño estructural de la cimentación de la superestructura propuesta	36



CONTENIDO	Pág.
EJES 1 – 6	36
EJES 2 – 5	45
EJES 3 – 4	54
2.6.4 Detalle Estructural de Zapata corrida con viga T invertida.....	64
2.6.4.1 Planta de cimientos	64
2.6.4.2 Detallamiento Estructural de zapata con viga T invertida.....	65
2.6.5 Detalle Estructural de Zapata corrida como Placa o losa de espesor constante	66
2.6.5.1 Planta de cimientos.....	66
2.6.5.2 Detallamiento Estructural Zapata corrida como Placa o losa de espesor constante.	67
2.6.6 Cuadro de comparaciones de los dos métodos de zapatas.	68
2.6.6.1 Zapata corrida con viga T invertida	68
2.6.6.2 Zapata corrida como Placa o losa de cimentación	68
2.6.6.3 Comparación Técnica Económica de los dos diseños propuestos	68
CAPITULO III ZAPATAS CORRIDAS EN DOS DIRECCIONES	69
3.1 Generalidades	69
3.2 Ejemplo de aplicación.	69
3.2.1 Análisis de la superestructura.	69
3.2.2 Consideraciones del diseño estructural:	70
3.2.3 Cálculo y diseño estructural de la cimentación de la superestructura	70
3.2.3.1 Diseño en el sentido X-X	70
EJES 1 – 6	70
EJES 2 – 5	77
EJES 3 – 4	84
3.2.3.2 Diseño en el sentido Y-Y	91
EJES A – D	91
EJES B – C	98
3.2.4 Detalle Estructural de Zapata corrida en dos direcciones con viga T invertida.....	106
3.2.4.1 Planta de cimientos	106
3.2.4.2 Detallamiento Estructural de zapata con viga T invertida dirección x-x	107
3.2.4.3 Detallamiento Estructural de zapata con viga T invertida dirección y-y	108
CAPITULO IV DISEÑO DE CABEZAL DE PILOTE	109
4.1 Generalidades	109
4.2 Pasos a seguir en el diseño estructural de un cabezal de pilote:	110
4.3 Ejemplo de aplicación.	111
4.3.1 Calcular el número necesario de pilotes.....	111
4.3.2 Diseño estructural del Cabezal o Encepado	112
4.3.2.1 Chequeo de la altura del cabezal ($h = 70\text{cm}$)	113
4.3.2.2 Chequeo del Cortante por Punzonamiento:	113
4.3.2.3 Diseño del acero de refuerzo en la parte Inferior del cabezal:	114
4.3.2.4 Diseño del acero de refuerzo en la parte Superior del cabezal:	114
4.3.2.5 Plano estructural y detallamiento del cabezal:	115
REFERENCIA BIBLIOGRAFICA	116

TALLER #2 CIMENTACIONES SUPERFICIALES

Generalidades

Las cimentaciones Directa o Superficial.- Son aquellas reparten la fuerza que le transmite la estructura a través de sus elementos de apoyo sobre una superficie de terreno bastante grande que admite esas cargas.

Las cimentaciones superficiales se emplearan para transmitir al terreno las cargas de uno o varios pilares de la estructura

Se considera **cimentación superficial** cuando tienen entre 0,50 m. y 4 m. de profundidad, y cuando las tensiones admisibles de las diferentes capas del terreno que se hallan hasta esa cota permiten apoyar el edificio en forma directa sin provocar asentamientos excesivos de la estructura que puedan afectar la funcionalidad de la estructura; de no ser así, se harán Cimentaciones Profundas.

Debe considerarse como posible que en un mismo solar se encuentren distintos tipos de terreno para una misma edificación; esto puede provocar asentamientos diferenciales peligrosos aunque los valores de los asentamientos totales den como admisibles.

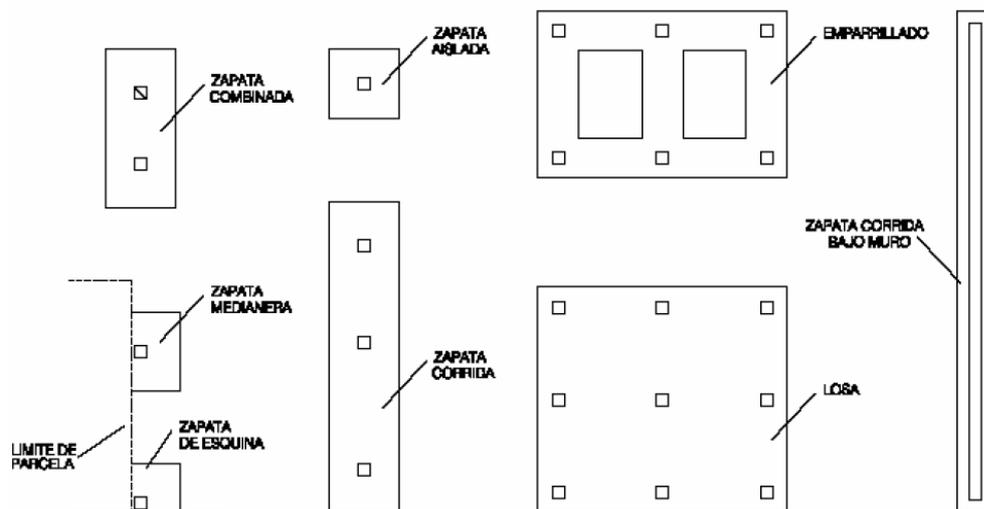


Fig.1 Tipo de cimentaciones superficiales

CAPITULO I PLINTOS AISLADOS

1.1 Plintos o Zapatas aisladas

Es aquella zapata en la que descansa o recae un solo pilar. Encargada de transmitir a través de su superficie de cimentación las cargas al terreno. La zapata aislada no necesita junta pues al estar empotrada en el terreno no se ve afectada por los cambios.

Importante es saber que además del peso del edificio y las sobrecargas, hay que tener también en cuenta el peso de las tierras que descansan sobre sus vuelos

Las zapatas aisladas para la cimentación de cada soporte en general serán centradas con el mismo, salvo las situadas en linderos y medianeras, serán de hormigón armado para firmes superficiales o en masa para firmes algo más profundos.

De planta cuadrada como opción general. De planta rectangular, cuando las cuerdas equivalentes queden muy próximas, o para regularizar los vuelos en los casos de soportes muy alargados o de pantallas.

Como nota importante: hay que decir que se independizaran las cimentaciones y las estructuras que estén situados en terrenos que presenten discontinuidades o cambios sustanciales de su naturaleza, de forma que las distintas partes de edificio queden cimentadas en terrenos homogéneos. Por lo que el plano de apoyo de la cimentación será horizontal o ligeramente escalonado suavizando los desniveles bruscos de la edificación. La profundidad del plano de apoyo o elección del firme, se fijara en función de las determinaciones del informe geotécnico, teniendo en cuenta que el terreno que queda por debajo de la cimentación no quede alterado, como ya he dicho antes, para la cimentación, o mejor dicho, para saber que tipo de cimentación hemos de utilizar, tenemos que saber el tipo de terreno con el que nos vamos a encontrar (informe geotécnico).

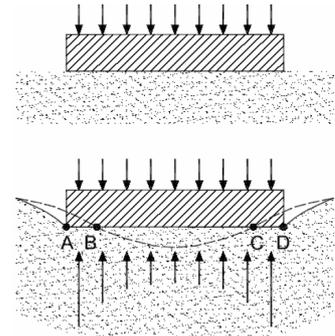
Aislada propiamente dicha pueden ser:

Centrada – Combinada – Medianería – Esquina

Tipo 1. Rígida

El vuelo es igual a: la variación que hay de 0.5 veces la altura a la de 2 veces esta Solo se calculan a flexión.

La zapata rígida suele armarse con una carga de hierro de alrededor de 25 a 40 kg/m³. En la armadura se utilizan barras de un diámetro mínimo del orden de 12 mm para evitar corrosiones. Su recubrimiento mínimo es de 7 cm.



Zapata Rígida

Tipo 2: Maciza de cimentación o súper-rígida

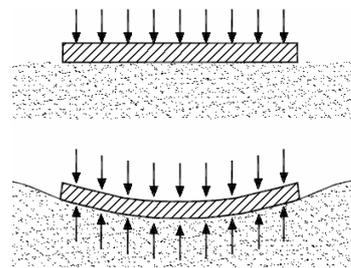
El vuelo es menor a 1/2 de la altura Hay veces que en este tipo de zapata no son necesarios los armados, todo depende de la resistencia del terreno

Es una **zapata** que no necesita ir armada, aunque puede colocarse una pequeña armadura si la carga lo requiere, y de esa manera se evita que el cimienta se abra (armadura de reparto).

Tipo 3: Denominadas flexible

Son las más económicas, pero su cálculo también es el más complicado, pues ha de realizarse a flexión, a cortante, a punzonamiento, y hay que tener en cuenta la adherencia entre el acero y el hormigón. El vuelo es mayor de 2 veces la altura.

La **zapata flexible**, por sus dimensiones, está sometida tanto a esfuerzos de compresión como de tracción. La armadura reparte los esfuerzos de tracción producidos en la zona inferior de la **zapata**. Aunque la cantidad de armadura depende del terreno y de la carga que soporta el cimienta, suele oscilar entre 50 y 100 kg/m³.



Zapata Flexible

1.2 Diseño de zapatas aisladas.- Para el diseño de una zapata suponemos que la fundación es totalmente rígida y que por lo tanto ella no se deforma al transmitir las cargas al suelo. Esta suposición nos lleva a considerar que el esquema de presiones que se transmite sobre el suelo es uniforme sin importar el tipo de suelo sobre el cual se funda lo cual no es del todo cierto. Se sabe que la forma de presiones depende del tipo de suelo (ver figura) pero estas variaciones se pueden ignorar considerando que a cuantificación numérica de ellas es incierta y porque su influencia en las fuerzas y momentos de diseño de la zapata son mínimas:

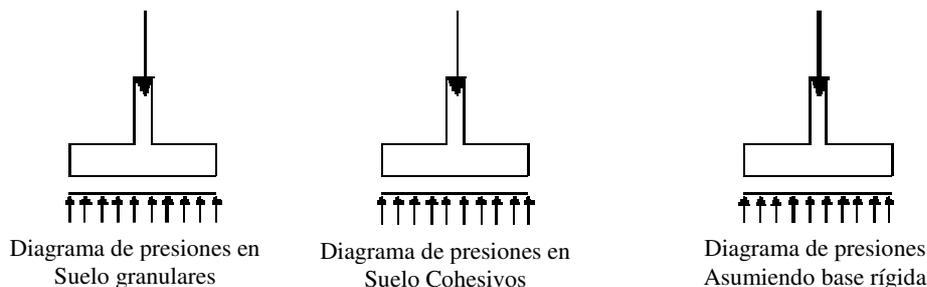


Fig.2 Diagrama de presiones

1.3 Vigas de Amarre o Riostras

Todas las zapatas aisladas deben estar amarradas por un sistema de vigas a nivel de fundación para garantizar el comportamiento integral de la estructura.

La viga deberá dimensionarse o calcularse para la combinación de la flexión propia más la tracción a la que se ve sometida con el momento de vuelco inducido por la zapata.

$$F = 0.25A_a P_u$$

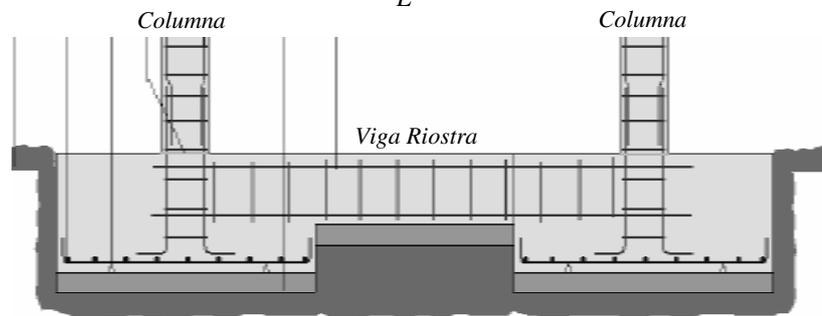
Donde:

P_u = Carga máxima de las columnas que amarre y

A_a = Aceleración sísmica de diseño

Además de resistir las fuerzas mencionados, la viga de amarre también debe soportar los momentos producidos por asentamientos diferenciales.

$$M = \frac{6EI}{L^2} \times \Delta$$



1.4 Pasos a seguir en el diseño estructural de Plintos Aislados:

Cuando el área de cimentación de los plintos de una edificación supera aproximadamente el 25% del área del suelo de construcción, generalmente resulta más económico reemplazar los plintos por vigas de cimentación o zapatas, o por losas de cimentación con vigas de cimentación.

1.4.1 Dimensiones del plinto

Para en contra las dimensiones posibles del plinto estudiaremos dos casos de cargas o combinaciones.

a. Caso # 1 combinación D + L

$$P = 1.06P_D + P_L$$

$$M = M_D + M_L$$

$$A_{\text{de cimiento requerida}} = \frac{P}{\sigma_{\text{adm del suelo}}}$$

b. Caso # 2 combinación D + L + E

$$P = 1.06P_D + P_L + P_E$$

$$M = M_D + M_L + M_E$$

$$A_{\text{de cimiento requerida}} = \frac{P}{1.33\sigma_{\text{adm del suelo}}}$$

De los dos casos escogeremos, aquel que requiera una mayor área de cimiento, y las dimensiones del plinto estarán en función del área escogida, cumpliendo la siguiente condición:

$$A_{\text{(cimiento)}} \geq A_{\text{de cimiento requerida}}$$

Note que el esfuerzo admisible del suelo es un esfuerzo de trabajo, es decir, es el esfuerzo último dividido por un factor de seguridad que puede oscilar entre 2 y 3, dependiendo de la combinación de carga analizada, por lo tanto las cargas de la estructura que se deben tener en cuenta en esta ecuación corresponden a cargas de servicio (no facturadas). Insistimos que el esfuerzo admisible del suelo no es único y depende de la condición de carga analizada.

Una vez determinada el área de contacto se procede a encontrar las dimensiones de la fundación. Si es cuadrada simplemente se encuentra la raíz cuadrada y si es rectangular (para el caso de que no quepa cuadrada) se asume una dimensión y se encuentra la otra, nunca una dimensión mayor que dos veces la otra dimensión (igual que una losa que trabaja en dos direcciones).

En el caso de tener cargas acompañadas de momentos provenientes de la superestructura, la presión de contacto no se ejerce de una manera uniforme sino que presentará un valor máximo para el lado del momento y un valor mínimo para el otro lado en función de la Excentricidad por efecto del momento actuante de la superestructura.

1.4.2 Chequeo de las excentricidades:

a. Caso # 1 combinación D + L

$$e \leq e_{(\max ima)}$$

$$e = \frac{M}{P} \quad e_{\max} = \frac{L}{6}$$

b. Caso # 2 combinación D + L + E

$$e \leq e_{(\max ima)}$$

$$e = \frac{M}{P} \quad e_{\max} = \frac{L}{6}$$

1.4.3 Chequeo de la presión de contacto Máximas (q_{\max}):

a. Caso # 1 combinación D + L

$$q_{\max} = \frac{P}{A} \left(1 + \frac{6e}{L} \right)$$

$$q_{\max} \leq \sigma_{\text{adm del suelo}}$$

b. Caso # 2 combinación D + L + E

$$q_{\max} = \frac{P}{A} \left(1 + \frac{6e}{L} \right)$$

$$q_{\max} \leq 1.33\sigma_{\text{adm del suelo}}$$

Una vez establecidas las dimensiones del plinto y comprobado que los esfuerzos no sobrepasen a la resistencia de suelo, podemos continua con el *Cálculo estructural del Plinto en desarrollo*.

1.4.4 Calculo Estructural del plinto:

Para encontrar los esfuerzos predominantes en la base del plinto, consideraremos en dos Casos:

a. Caso # 1 combinación 1.2D + 1.6L

$$P_u = 1.2P_D + 1.6P_L$$

$$M_u = 1.2M_D + 1.6M_L$$

$$e = \frac{M_u}{P_u}$$

$$q_{\max} = \frac{P_u}{A} \left(1 + \frac{6e}{L} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{P_u}{A} \left(1 - \frac{6e}{L} \right)$$

b. Caso # 2 combinación 1.2 D + L + E

$$P_u = 1.2P_D + P_L + P_E$$

$$M_u = 1.2M_D + M_L + M_E$$

$$e = \frac{M_u}{P_u}$$

$$q_{\max} = \frac{P_u}{A} \left(1 + \frac{6e}{L} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{P_u}{A} \left(1 - \frac{6e}{L} \right)$$

1.4.5 Diseño a Cortante por Punzonamiento:

La sección crítica a Punzonamiento se sitúa alrededor de la columna con una separación de $d/2$ de sus caras.

La variación lineal de los esfuerzos de reacción del suelo, y el hecho de que la carga este ubicada en el tercio medio de la cimentación, determina que el promedio de todos los esfuerzos del suelo de cualquier sección cuyo centroide coincida con el centroide del plinto, sea el esfuerzo centrodial.

$$q_u = \frac{P_u}{A}$$

Donde:

$\phi = 0.85$ coeficiente cortante trabajando a Punzonamiento

a = dimensión de columna

b = dimensión de columna

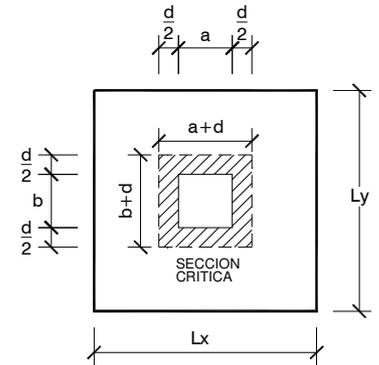
La fuerza cortante que actúa sobre la sección crítica es:

$$V_u = q_u [(L_x \times L_y) - (a + d)(b + d)]$$

El esfuerzo Cortante por Punzonamiento que actúa sobre la sección es:

$$v_u = \frac{V_u}{\phi b_o d}$$

$$b_o d = 2[(a + d) + (b + d)] \times d$$



El esfuerzo resistente a corte por Punzonamiento es: siendo:

$$V_c = \sqrt{f'_c}$$

El esfuerzo de corte por Punzonamiento solicitante debe sea inferior a la capacidad resistente del hormigón.

$$V_c \geq v_u$$

Donde:

L_x = Dimensión del plinto

L_y = Dimensión del plinto

a = Dimensión de columna

b = Dimensión de columna

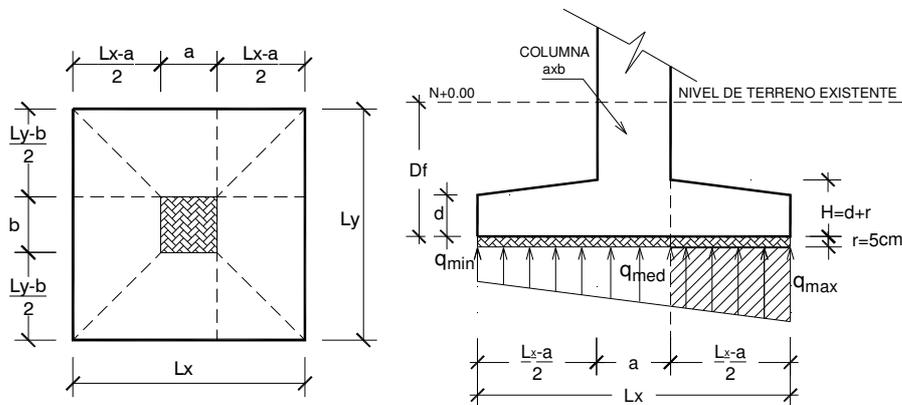
d = Peralte de la zapata aislada (La norma ACI-08 establece $d_{min} = 15cm$)

f'_c = Esfuerzo del hormigón a la compresión simple

f_y = Esfuerzo del acero de refuerzo a la tracción

1.4.6 Diseño a flexión (Calculo de acero de refuerzo en el plinto)

La sección crítica de diseño a flexión se ubica en las caras de la columna.



Los esfuerzos requeridos por flexión, serán el mayor esfuerzo q_{max} que se produzca de los dos casos en análisis, y el menor esfuerzo q_{min} será el menor de ambos casos en análisis de la reacción del suelo.

q_{min} = Esfuerzo a la cara de columna

$$A_2 = (L_x - a)/2$$

Acero requerido A_s

$$A_s = \frac{0.85 f'_c L_y d}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_{(diseño)}}{0.85 \phi f'_c L_y d^2}} \right]$$

Momento de diseño

$$M_{(diseño)} = \left[\left[\frac{q_{med} A_2^2}{2} \right] + \left[\frac{(q_{max} - q_{med}) A_2^2}{3} \right] \right] \times (B')$$

Acero mínimo $A_{s(min)}$

$$A_{s(min)} = \frac{14}{f_y} L_y d$$

$$\#_{varillas} = \frac{A_s}{A_{sv}} \quad C_{separacion} = \frac{L_y - 2r}{\#_{varillas} - 1}$$

1.5 Ejemplo de aplicación. (En solares medianeros).

Comprobar que el área de cemento de plintos perimetrales en *solares medianeros* es completamente imposible cuando limitamos su excentricidad = 0.

Para este ejemplo solamente tendremos en cuenta las cargas gravitacionales en la combinación de carga D + L con este procedimiento quedara comprobado que los plintos perimetrales en solares medianeros no son posibles ya que tendríamos que hacer una cimentación totalmente fuera de lo común o no construible.

$$P_D = 26.96\text{Ton}$$

$$P_L = 5.09\text{Ton}$$

$$\sigma_{adm\ del\ suelo} = 20.0 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

Factores que influyen en las cimentaciones:

- Una cimentación debe tener equilibrio de resultantes

Resultante de cargas actuantes vs. Resultante de presiones resistentes

- Toda cimentación debe tener *Colinealidad*.

- Una cimentación adecuada debe tener *Interacción Suelo - Estructura*

Cargas últimas de servicio:

$$P = 1.06P_D + P_L = 33.67\text{Ton}$$

Área de cemento requerida

$$A_{de\ cemento\ requerida} = \frac{P}{\sigma_{adm\ del\ suelo}} = \frac{33.67\text{Ton}}{20 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}} = 1.68\text{m}^2$$

Si consideramos que la estructura debe tener colinealidad, esto significa que la resultante de descarga hacia la cimentación, esta a 1/2 de la cara de la columna, y las presiones resistentes del suelo forman un triangulo de presiones cuya resultante esta a 1/3 de la longitud del plinto. (Ver figura 3)

$$A_{cemento} = L_x \times L_y = \frac{2}{3} b \times L_y = 0.75 L_y$$

$$L_y = \frac{A_{cemento}}{0.75m} = \frac{1.68\text{m}^2}{0.75m} = 2.24m \approx 2.25m$$

Las longitudes del plinto en análisis quedarían de esta manera:

$$L_x = 0.75m$$

$$L_y = 2.25m$$

Siendo:

L_x y L_y = longitudes del plinto.

a y b = longitudes de la columna

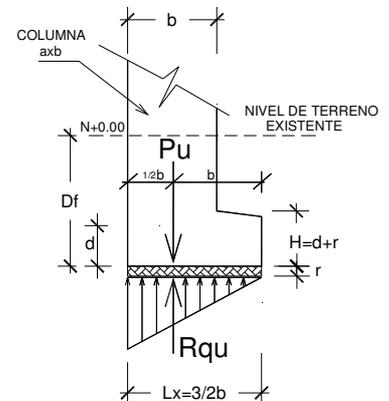
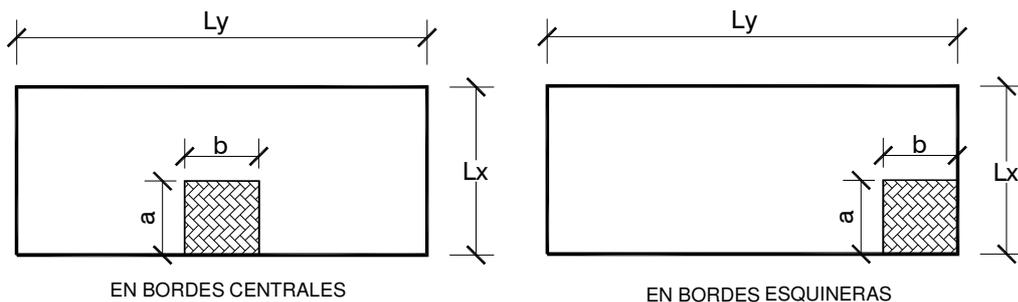


Fig.3 Diagrama de presiones

De esta manera hemos demostrado que los plintos perimetrales en solares medianeros o simplemente plintos en solares donde tienen edificaciones a los costados, son imposibles de cimentar puesto que quedarían de las siguientes formas.

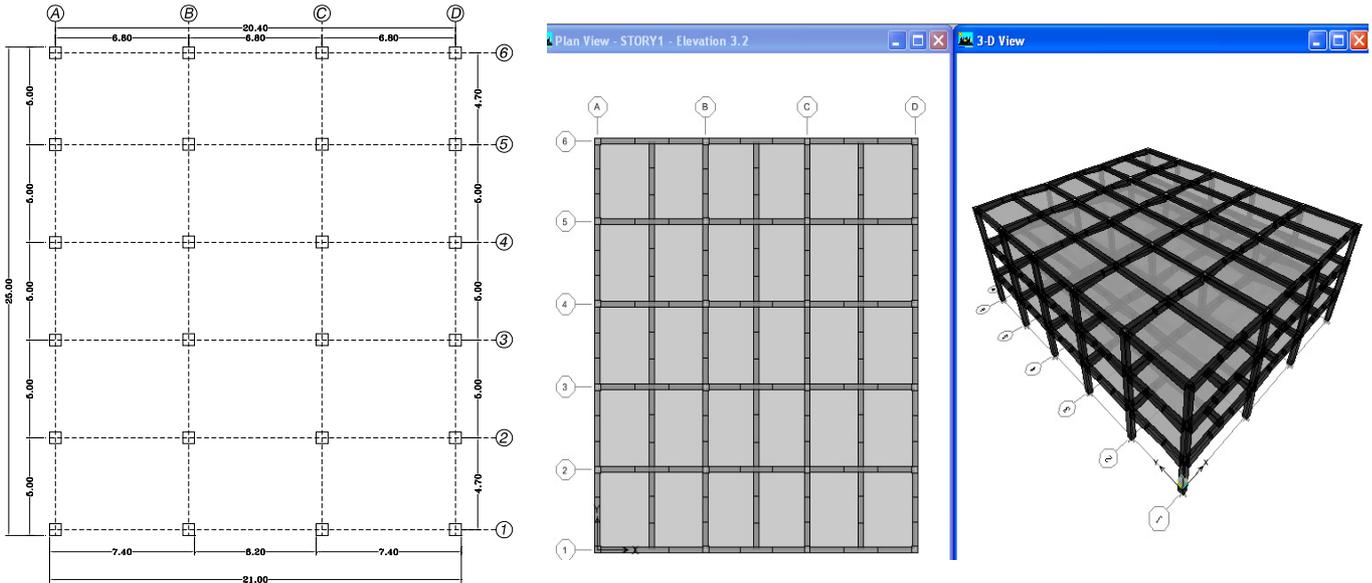


1.6 Ejemplo de aplicación. (En solares centrales).

Diseñar la cimentación de la siguiente superestructura considerando que el solar se encuentra libre de edificaciones aledañas. En base a plintos aislados centrales.

1.6.1 Análisis de la superestructura.

La superestructura en análisis consta de 3 niveles con una altura total de 10.80m, y con una área de construcción efectiva de 525m², en planta baja existen 24 columnas de 0.50 x 0.50m cada una, para el análisis de las posibles cargas actuantes hacia el suelo, hemos recurrido al uso del Software Etabs 9.07, en el hemos establecidos los parámetros de carga mas la acción dinámica posible producida por el efecto de sismo (espectro dinámico).



Una vez realizado el análisis de la Superestructura, nos concentramos en las acciones que la superestructura desarrolla y envía al suelo de cemento.

EJES	CLUMNAS	CARGAS ACTUANTES EN LA CIMENTACIÓN					
		CARGA MUERTA		CARGA VIVA		CARGA POR SISMO X	
		FZ (Ton)	MY (T-m)	FZ (Ton)	MY (T-m)	FZ (Ton)	MY (T-m)
1	A	26.96	1.22	5.09	0.27	9.29	12.97
	B	53.23	0.41	11.29	0.09	2.46	14.71
	C	53.27	0.36	11.30	0.08	2.46	14.70
	D	26.96	1.25	5.09	0.28	9.28	13.01
2	A	55.01	2.42	12.56	0.61	9.28	12.96
	B	111.48	0.67	27.68	0.17	2.47	14.68
	C	111.55	0.63	27.70	0.16	2.47	14.67
	D	55.01	2.43	12.55	0.61	9.27	13.00
3	A	53.15	2.41	12.05	0.60	9.29	12.97
	B	107.51	0.71	26.56	0.18	2.47	14.69
	C	107.59	0.68	26.58	0.17	2.47	14.68
	D	53.11	2.41	12.04	0.60	9.28	13.01
4	A	53.15	2.41	12.05	0.60	9.29	12.97
	B	107.51	0.71	26.56	0.18	2.47	14.69
	C	107.59	0.68	26.58	0.17	2.47	14.68
	D	53.11	2.41	12.04	0.60	9.28	13.01
5	A	55.01	2.42	12.56	0.61	9.28	12.96
	B	111.48	0.67	27.68	0.17	2.47	14.68
	C	111.55	0.63	27.70	0.16	2.47	14.67
	D	55.01	2.43	12.55	0.61	9.27	13.00
6	A	26.96	1.22	5.09	0.27	9.29	12.97
	B	53.23	0.41	11.29	0.09	2.46	14.71
	C	53.27	0.36	11.30	0.08	2.46	14.70
	D	26.96	1.25	5.09	0.28	9.28	13.01

PESO TOTAL DE LA SUPERESTRUCTURA = 1770.64 TON

Una vez obtenidas las reacciones de la superestructura estas a su vez se transforman en acciones que van directamente al suelo de fundación.

Para nuestro ejemplo hemos agrupado algunos plintos ya que por encontrarse similitudes en sus cargas y momentos actuantes.

- A. Plintos A1 - A6 - D1 - D6
- B. Plintos A2 - A3 - A4 - A5 - D2 - D3 - D4 - D5
- C. Plintos B1 - B6 - C1 - C6
- D. Plintos B2 - B3 - B4 - B5 - C2 - C3 - C4 - C5

1.6.2 Diseño estructural de cada uno de los grupos de plintos

A. Plintos A1-A6-D1-D6

$$P_D = 26.96\text{Ton} \quad M_D = 1.22\text{Ton}$$

$$P_L = 5.09\text{Ton} \quad M_L = 0.27\text{Ton}$$

$$P_E = 9.26\text{Ton} \quad M_E = 12.97\text{Ton}$$

$$\sigma_{adm \text{ del suelo}} = 20.0 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

A1. Calculo de las dimensiones del plinto:

Para encontrar las dimensiones del plinto, consideraremos en dos Casos:

Siendo 1.06 el factor de mayoración por efecto del peso del plinto y del material sobre el plinto.

a. Caso # 1 combinación D + L

$$P = 1.06P_D + P_L = 33.67\text{Ton}$$

$$M = M_D + M_L = 1.49\text{Tm}$$

$$A_{de \text{ cemento requerida}} = \frac{P}{\sigma_{adm \text{ del suelo}}} = \frac{33.67\text{Ton}}{20 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}} = 1.68\text{m}^2$$

b. Caso # 2 combinación D + L + E

$$P = 1.06P_D + P_L + P_E = 42.93\text{Ton}$$

$$M = M_D + M_L + M_E = 14.46\text{Tm}$$

$$A_{de \text{ cemento requerida}} = \frac{P}{1.33\sigma_{adm \text{ del suelo}}} = \frac{42.93\text{Ton}}{26.6 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}} = 1.62\text{m}^2$$

De los dos casos escogeremos el caso #1, puesto que este requiere mayor área de cemento, y las dimensiones del plinto son:

$$L_x = 1.45\text{m}$$

$$L_y = 1.45\text{m}$$

$$A_{(cimiento)} = 2.103\text{m}^2 > A_{de \text{ cemento requerida}} = 1.68\text{m}^2$$

A2. Chequeo de las excentricidades:

a. Caso # 1 combinación D + L

$$e \leq e_{(max \text{ ima})}$$

$$e = \frac{M}{P} = 0.044\text{m} \quad e_{max} = \frac{L}{6} = \frac{1.45\text{m}}{6} = 0.242\text{m}$$

$$e = 0.044\text{m} < 0.242\text{m} \Rightarrow Ok$$

b. Caso # 2 combinación D + L + E

$$e \leq e_{(max \text{ ima})}$$

$$e = \frac{M}{P} = 0.33\text{m} \quad e_{max} = \frac{L}{6} = \frac{1.45\text{m}}{6} = 0.242\text{m}$$

$$e = 0.33\text{m} > 0.242\text{m} \Rightarrow \text{Modificar}$$

Para el caso #2, la excentricidad es mayor en un 72%, por lo que aumentaremos las dimensiones a:

$$L = e \times 6 = 0.33 \times 6 = 1.98 \approx 2.00\text{m}$$

$$L_x = 2.00\text{m}$$

$$L_y = 2.00\text{m}$$

$$A_{(cimiento)} = 4.00\text{m}^2 > A_{de \text{ cemento requerida}} = 1.68\text{m}^2$$

$$e_{max} = \frac{L}{6} = \frac{2.00 \text{ m}}{6} = 0.33 \text{ m}$$

$$e = 0.33\text{m} = 0.33\text{m} \Rightarrow Ok$$

A3. Chequeo de la presión de contacto Máxima (q_{max}):

a. Caso # 1 combinación D + L

$$q_{max} = \frac{P}{A} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{33.67 \text{Ton}}{4.00 \text{m}^2} \left(1 + \frac{6 \times 0.044 \text{m}}{2.00 \text{m}} \right)$$

$$q_{max} = 9.53 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} < \sigma_{adm \text{ del suelo}} = 20.0 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \Rightarrow Ok$$

b. Caso # 2 combinación D + L + E

$$q_{max} = \frac{P}{A} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{42.93 \text{Ton}}{4.00 \text{m}^2} \left(1 + \frac{6 \times 0.33 \text{m}}{2.00 \text{m}} \right)$$

$$q_{max} = 21.35 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} < 1.33 \sigma_{adm \text{ del suelo}} = 26.6 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \Rightarrow Ok$$

Una vez establecidas las dimensiones del plinto y comprobado que los esfuerzos no sobrepasen a la resistencia de suelo, haremos el *Calculo estructural del Plinto en desarrollo*.

A4. Calculo Estructural del plinto:

Para encontrar los esfuerzos predominantes en la base del plinto, consideraremos en dos Casos:

a. Caso # 1 combinación 1.2D + 1.6L

$$P_u = 1.2P_D + 1.6P_L = 40.50 \text{Ton}$$

$$M_u = 1.2M_D + 1.6M_L = 1.90 \text{Tm}$$

$$e = \frac{M}{P} = 0.047 \text{m}$$

$$q_{max} = \frac{P_u}{A} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{40.50 \text{Ton}}{4.00 \text{m}^2} \left(1 + \frac{6 \times 0.047 \text{m}}{2.00 \text{m}} \right)$$

$$q_{max} = 11.55 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

$$q_{min} = \frac{P_u}{A} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) = \frac{40.50 \text{Ton}}{4.00 \text{m}^2} \left(1 - \frac{6 \times 0.047 \text{m}}{2.00 \text{m}} \right)$$

$$q_{min} = 8.70 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

b. Caso # 2 combinación 1.2 D + L + E

$$P_u = 1.2P_D + P_L + P_E = 46.70 \text{Ton}$$

$$M_u = 1.2M_D + M_L + M_E = 14.70 \text{Tm}$$

$$e = \frac{M}{P} = 0.31 \text{m}$$

$$q_{max} = \frac{P_u}{A} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{46.70 \text{Ton}}{4.00 \text{m}^2} \left(1 + \frac{6 \times 0.31 \text{m}}{2.00 \text{m}} \right)$$

$$q_{max} = 22.53 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

$$q_{min} = \frac{P_u}{A} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) = \frac{46.70 \text{Ton}}{4.00 \text{m}^2} \left(1 - \frac{6 \times 0.31 \text{m}}{2.00 \text{m}} \right)$$

$$q_{min} = 0.82 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

A5. Diseño a Cortante por Punzonamiento:

La sección crítica a Punzonamiento se sitúa alrededor de la columna con una separación de $d/2$ de sus caras.

La variación lineal de los esfuerzos de reacción del suelo, y el hecho de que la carga este ubicada en el tercio medio de la cimentación, determina que el promedio de todos los esfuerzos del suelo de cualquier sección cuyo centroide coincida con el centroide del plinto, sea el esfuerzo centroidal.

$$q_u = \frac{P_u}{A} = \frac{46.70 \text{Ton}}{4.00 \text{m}^2} = 11.675 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

Si:

Donde $\phi = 0.85$, $a = 0.50 \text{m}$, $b = 0.50 \text{m}$.

Si utilizamos $d = 15 \text{cm}$ (la norma ACI-08 establece $d_{min} = 15 \text{cm}$)

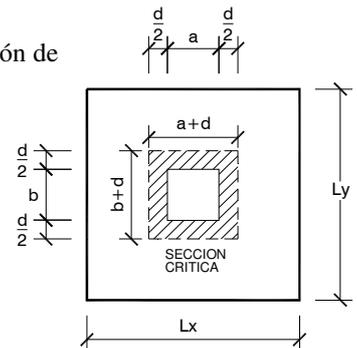
La fuerza cortante que actúa sobre la sección crítica es:

$$V_u = q_u [(L_x \times L_y) - (a + d)(b + d)] = 11.675 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} [4.00 \text{m}^2 - (0.50 \text{m} + 0.15 \text{m})(0.50 \text{m} + 0.15 \text{m})] = 31.52 \text{Ton}$$

El esfuerzo cortante por punzonamiento que actúa sobre la sección es:

$$v_u = \frac{V_u}{\phi b_o d} = \frac{31.52 \text{Ton}}{0.85 \times 0.39 \text{m}^2} = 95.08 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$b_o d = 2[(a + d) + (b + d)]d = 2[(0.50 \text{m} + 0.15 \text{m}) + (0.50 \text{m} + 0.15 \text{m})]0.15 \text{m} = 0.39 \text{m}^2$$



El esfuerzo resistente a corte por Punzonamiento es: siendo $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$

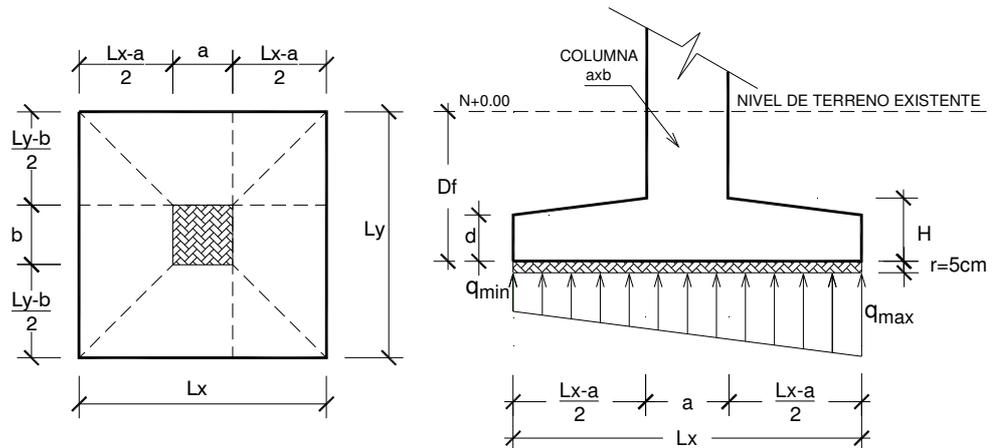
$$V_c = \sqrt{f'_c} = \sqrt{280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 16.73 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 167.3 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

El esfuerzo de corte por punzonamiento solicitante es inferior a la capacidad resistente del hormigón, por lo que el peralte del plinto es aceptable para la sollicitación analizada.

$$V_c = 167.3 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} > v_u = 95.08 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \Rightarrow \Rightarrow Ok$$

A6. Diseño a flexión:

La sección crítica de diseño a flexión se ubica en las caras de la columna.



El esfuerzo requerido por flexión será mayor en la franja en que se encuentre el máximo esfuerzo espacial de reacción del suelo el $q_{\max} = 22.53 \text{ Ton/m}^2$ del caso #2 y $q_{\min} = 8.70 \text{ Ton/m}^2$ del caso #1 siendo $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$$q_{\text{med}} = 17.34 \text{ Ton/m}^2$$

$$A_2 = (L_x - a)/2 = 0.75 \text{ m}$$

Momento de diseño

$$M_{(\text{diseño})} = \left[\frac{q_{\text{med}} A_2^2}{2} \right] + \left[\frac{(q_{\max} - q_{\text{med}}) A_2^2}{3} \right] \times L_y =$$

$$M_{(\text{diseño})} = 11.70 \text{ Tm}$$

Acero requerido A_s

$$A_s = \frac{0.85 f'_c L_y d}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_{(\text{diseño})}}{0.85 \phi'_c L_y d^2}} \right]$$

$$A_s = 22.07 \text{ cm}^2$$

$$\text{Acero mínimo } A_{s(\text{min})} \quad A_{s(\text{min})} = \frac{14}{f_y} L_y d = \frac{14}{4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \times 200 \text{ cm} \times 15 \text{ cm} = 10 \text{ cm}^2$$

Dado que el acero requerido es mayor que el acero mínimo, tendremos el siguiente esquema de armado en ambos sentidos ya que es plinto cuadrado. $A_s = 22.07 \text{ cm}^2$

-Si utilizamos $\phi 14 \text{ mm}$ cuya área nominal es de $A_{sv} = 1.54 \text{ cm}^2$ tendremos, 15 varillas espaciadas cada 13.5cm

$$\#_{\text{varillas}} = \frac{A_s}{A_{sv}} = \frac{22.07 \text{ cm}^2}{1.54 \text{ cm}^2} = 14.33 \approx 15 \quad C_{\text{separacion}} = \frac{L_y - 2r}{\#_{\text{varillas}} - 1} = \frac{(200 - 10) \text{ cm}}{14_{\text{varillas}}} = 13.5 \text{ cm}$$

-Si utilizamos $\phi 16\text{mm}$ cuya área nominal es de $A_{sv} = 2.01\text{cm}^2$ tendremos, 11 varillas espaciadas cada 19.0cm

$$\#_{\text{varillas}} = \frac{A_s}{A_{sv}} = \frac{22.07\text{cm}^2}{2.01\text{cm}^2} = 10.98 \approx 11 \quad C_{\text{separacion}} = \frac{L_y - 2r}{\#_{\text{varillas}} - 1} = \frac{(200-10)\text{cm}}{10_{\text{varillas}}} = 19.0\text{cm}$$

Para nuestros plintos A1 - A6 - D1 - D6 utilizaremos $\phi 14\text{mm}$ c/13.5cm en ambos sentidos

Nota: el detallamiento de los plintos están en la sección 1.6.3 Detallamiento Estructural de Plintos y cuadro de aceros.

B. Plintos A2 – A3 – A4 – A5 - D2 - D3 - D4 - D5

$$P_D = 55.01\text{Ton} \quad M_D = 2.43\text{Ton}$$

$$P_L = 12.26\text{Ton} \quad M_L = 0.61\text{Ton}$$

$$P_E = 9.29\text{Ton} \quad M_E = 13.01\text{Ton}$$

$$\sigma_{\text{adm del suelo}} = 20.0 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

B1. Calculo de las dimensiones del plinto:

Para encontrar las dimensiones del plinto, consideraremos en dos Casos:

Siendo 1.06 el factor de mayoración por efecto del peso del plinto y del material sobre el plinto.

a. Caso # 1 combinación D + L

$$P = 1.06P_D + P_L = 70.57\text{Ton}$$

$$M = M_D + M_L = 3.04\text{Tm}$$

$$A_{\text{de cimiento requerida}} = \frac{P}{\sigma_{\text{adm del suelo}}} = \frac{70.57\text{Ton}}{20 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}} = 3.53\text{m}^2$$

b. Caso # 2 combinación D + L + E

$$P = 1.06P_D + P_L + P_E = 79.86\text{Ton}$$

$$M = M_D + M_L + M_E = 16.05\text{Tm}$$

$$A_{\text{de cimiento requerida}} = \frac{P}{1.33\sigma_{\text{adm del suelo}}} = \frac{79.86\text{Ton}}{26.6 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}} = 3.00\text{m}^2$$

De los dos casos escogeremos el caso #1, puesto que este requiere mayor área de cimiento, y las dimensiones del plinto son:

$$L_x = 2.00\text{m}$$

$$L_y = 2.00\text{m}$$

$$A_{(\text{cimiento})} = 4.00\text{m}^2 > A_{\text{de cimiento requerida}} = 3.53\text{m}^2$$

B2 Chequeo de las excentricidades:

a. Caso # 1 combinación D + L

$$e \leq e_{(\text{maxima})}$$

$$e = \frac{M}{P} = 0.043\text{m} \quad e_{\text{max}} = \frac{L}{6} = \frac{2.00\text{m}}{6} = 0.33\text{m}$$

$$e = 0.043\text{m} < 0.33\text{m} \Rightarrow \text{Ok}$$

b. Caso # 2 combinación D + L + E

$$e \leq e_{(\text{maxima})}$$

$$e = \frac{M}{P} = 0.20\text{m} \quad e_{\text{max}} = \frac{L}{6} = \frac{2.00\text{m}}{6} = 0.33\text{m}$$

$$e = 0.20\text{m} < 0.33\text{m} \Rightarrow \text{Ok}$$

B3. Chequeo de la presión de contacto Máxima (q_{max}):

a. Caso # 1 combinación D + L

$$q_{\text{max}} = \frac{P}{A} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{70.57\text{Ton}}{4.00\text{m}^2} \left(1 + \frac{6 \times 0.043\text{m}}{2.00\text{m}} \right)$$

$$q_{\text{max}} = 19.92 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} < \sigma_{\text{adm del suelo}} = 20.0 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \Rightarrow \text{Ok}$$

b. Caso # 2 combinación D + L + E

$$q_{\text{max}} = \frac{P}{A} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{79.86\text{Ton}}{4.00\text{m}^2} \left(1 + \frac{6 \times 0.20\text{m}}{2.00\text{m}} \right)$$

$$q_{\text{max}} = 31.94 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} > 1.33\sigma_{\text{adm del suelo}} = 26.6 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \Rightarrow \text{Modificar}$$

Para el caso #2 el esfuerzo máximo es mayor en un 20% al esfuerzo que resiste el suelo, por lo que aumentaremos el área de cimiento y sus dimensiones:

$$A_{de\ cimiento\ requerida} = 4.00m^2 \times 1.20 = 4.80m^2$$

$$L_x = 2.20m$$

$$L_y = 2.20m$$

$$A_{(cimiento)} = 4.84m^2 > A_{de\ cimiento\ requerida} = 4.80m^2$$

a. Caso # 1 combinación D + L

$$q_{max} = \frac{P}{A} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{70.57Ton}{4.84m^2} \left(1 + \frac{6 \times 0.043m}{2.20m} \right)$$

$$q_{max} = 17.60 \frac{Ton}{m^2} < \sigma_{adm\ del\ suelo} = 20.0 \frac{Ton}{m^2} \Rightarrow Ok$$

b. Caso # 2 combinación D + L + E

$$q_{max} = \frac{P}{A} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{79.86Ton}{4.84m^2} \left(1 + \frac{6 \times 0.20m}{2.20m} \right)$$

$$q_{max} = 25.50 \frac{Ton}{m^2} > 1.33\sigma_{adm\ del\ suelo} = 26.6 \frac{Ton}{m^2} \Rightarrow Ok$$

Una vez establecidas las dimensiones del plinto y comprobado que los esfuerzos no sobrepasen a la resistencia de suelo, haremos el *Calculo estructural del Plinto en desarrollo*.

B4. Calculo Estructural del plinto:

Para encontrar los esfuerzos predominantes en la base del plinto, consideraremos en dos Casos:

a. Caso # 1 combinación 1.2D + 1.6L

$$P_u = 1.2P_D + 1.6P_L = 85.62Ton$$

$$M_u = 1.2M_D + 1.6M_L = 3.89Tm$$

$$e = \frac{M}{P} = 0.045m$$

$$q_{max} = \frac{P_u}{A} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{85.62Ton}{4.84m^2} \left(1 + \frac{6 \times 0.045m}{2.20m} \right)$$

$$q_{max} = 19.86 \frac{Ton}{m^2}$$

$$q_{min} = \frac{P_u}{A} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) = \frac{85.62Ton}{4.84m^2} \left(1 - \frac{6 \times 0.045m}{2.20m} \right)$$

$$q_{min} = 15.52 \frac{Ton}{m^2}$$

b. Caso # 2 combinación 1.2 D + L + E

$$P_u = 1.2P_D + P_L + P_E = 87.56Ton$$

$$M_u = 1.2M_D + M_L + M_E = 16.54Tm$$

$$e = \frac{M}{P} = 0.31m$$

$$q_{max} = \frac{P_u}{A} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{87.56Ton}{4.84m^2} \left(1 + \frac{6 \times 0.189m}{2.20m} \right)$$

$$q_{max} = 29.62 \frac{Ton}{m^2}$$

$$q_{min} = \frac{P_u}{A} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) = \frac{87.56Ton}{4.84m^2} \left(1 - \frac{6 \times 0.189m}{2.20m} \right)$$

$$q_{min} = 9.47 \frac{Ton}{m^2}$$

B5. Diseño a Cortante por Punzonamiento:

La sección crítica a Punzonamiento se sitúa alrededor de la columna con una separación de $d/2$ de sus caras.

La variación lineal de los esfuerzos de reacción del suelo, y el hecho de que la carga este ubicada en el tercio medio de la cimentación, determina que el promedio de todos los esfuerzos del suelo de cualquier sección cuyo centroide coincida con el centroide del plinto, sea el esfuerzo centroidal.

$$q_u = \frac{P_u}{A} = \frac{87.56Ton}{4.84m^2} = 19.54 \frac{Ton}{m^2}$$

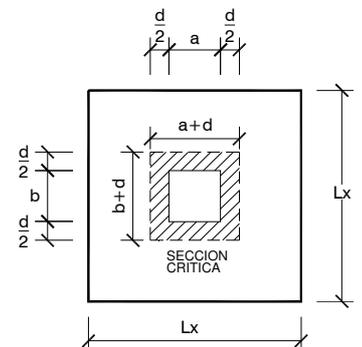
Si:

Donde $\phi = 0.85$, $a = 0.50m$, $b = 0.50m$.

Si utilizamos $d = 20cm$ (la norma ACI-08 establece $d_{min} = 15cm$)

La fuerza cortante que actúa sobre la sección crítica es:

$$V_u = q_u [(L_x \times L_y) - (a + d)(b + d)] = 19.54 \frac{Ton}{m^2} [4.48m^2 - (0.50m + 0.20m)(0.50m + 0.20m)] = 60.18Ton$$



El esfuerzo cortante por punzonamiento que actúa sobre la sección es:

$$v_u = \frac{Vu}{\phi b_o d} = \frac{60.18 \text{ Ton}}{0.85 \times 0.56 \text{ m}^2} = 126.43 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$b_o d = 2[(a + d) + (b + d)]d = 2[(0.5 \text{ m} + 0.20 \text{ m}) + (0.50 \text{ m} + 0.20 \text{ m})]0.20 \text{ m} = 0.56 \text{ m}^2$$

El esfuerzo resistente a corte por Punzonamiento es: $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$

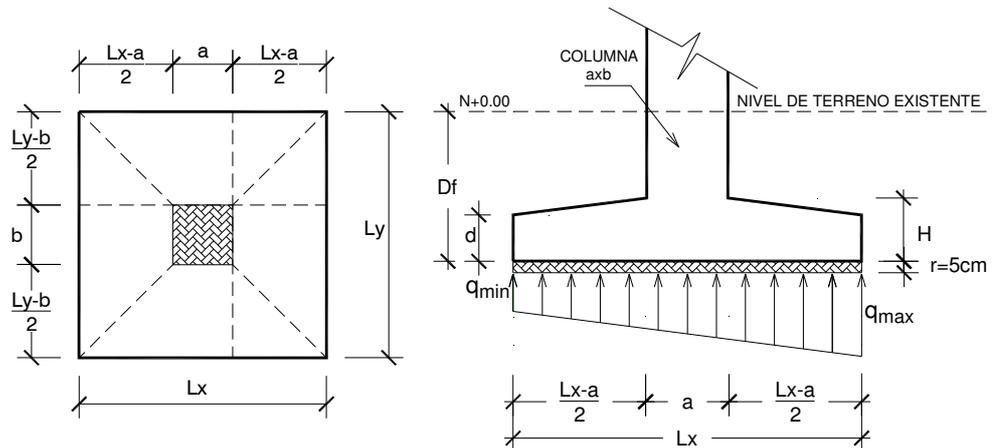
$$V_c = \sqrt{f'_c} = \sqrt{280} \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 16.73 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 167.3 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

El esfuerzo de corte por punzonamiento solicitante es inferior a la capacidad resistente del hormigón, por lo que el peralte del plinto es aceptable para la sollicitación analizada.

$$V_c = 167.3 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} > v_u = 126.43 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \Rightarrow \Rightarrow \text{Ok}$$

B6. Diseño a flexión:

La sección crítica de diseño a flexión se ubica en las caras de la columna.



El esfuerzo requerido por flexión será mayor en la franja en que se encuentre el máximo esfuerzo espacial de reacción del suelo el $q_{\max} = 29.62 \text{ Ton/m}^2$ del caso #2 y $q_{\min} = 15.52 \text{ Ton/m}^2$ del caso #1 siendo $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$$q_{\text{med}} = 25.04 \text{ Ton/m}^2$$

$$A_2 = (L_x - a)/2 = 0.85 \text{ m}$$

Momento de diseño

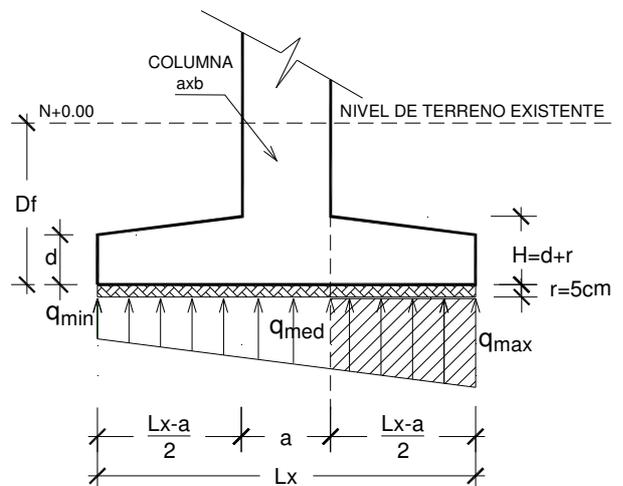
$$M_{(\text{diseño})} = \left[\left[\frac{q_{\text{med}} A_2^2}{2} \right] + \left[\frac{(q_{\max} - q_{\text{med}}) A_2^2}{3} \right] \right] \times L_y =$$

$$M_{(\text{diseño})} = 22.33 \text{ Tm}$$

Acero requerido A_s

$$A_s = \frac{0.85 f'_c L_y d}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_{(\text{diseño})}}{0.85 \phi f'_c L_y d^2}} \right]$$

$$A_s = 31.53 \text{ cm}^2$$



Acero mínimo $A_{s(\text{min})}$

$$A_{s(\text{min})} = \frac{14}{f_y} L_y d = \frac{14}{4200} \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 220 \text{ cm} \times 20 \text{ cm} = 14.67 \text{ cm}^2$$

Dado que el acero requerido es mayor que el acero mínimo, tendremos el siguiente esquema de armado en ambos sentidos ya que es plinto cuadrado. $A_s = 31.53cm^2$

-Si utilizamos $\phi 14mm$ cuya área nominal es de $A_{sv} = 1.54cm^2$ tendremos, 21 varillas espaciadas cada 10.5cm

$$\#_{varillas} = \frac{A_s}{A_{sv}} = \frac{31.53cm^2}{1.54cm^2} = 20.47 \approx 21 \quad C_{separacion} = \frac{L_y - 2r}{\#_{varillas} - 1} = \frac{(220-10)cm}{20_{varillas}} = 10.5cm$$

-Si utilizamos $\phi 16mm$ cuya área nominal es de $A_{sv} = 2.01cm^2$ tendremos, 16 varillas espaciadas cada 14.0cm

$$\#_{varillas} = \frac{A_s}{A_{sv}} = \frac{31.53cm^2}{2.01cm^2} = 15.69 \approx 16 \quad C_{separacion} = \frac{L_y - 2r}{\#_{varillas} - 1} = \frac{(220-10)cm}{15_{varillas}} = 14.0cm$$

Para nuestros plintos **A2 - A3 - A4 - A5 - D2 - D3 - D4 - D5** utilizaremos $\phi 14mm$ c/10.5cm en ambos sentidos

Nota: el detallamiento de los plintos están en la sección **1.6.3 Detallamiento Estructural de Plintos y cuadro de aceros.**

C. Plintos B1 - B6 - C1 - C6

$$P_D = 53.27Ton \quad M_D = 0.41Ton$$

$$P_L = 11.30Ton \quad M_L = 0.09Ton$$

$$P_E = 2.460Ton \quad M_E = 14.71Ton$$

$$\sigma_{adm \text{ del suelo}} = 20.0 \frac{Ton}{m^2}$$

C1. Calculo de las dimensiones del plinto:

Para encontrar las dimensiones del plinto, consideraremos en dos Casos:

Siendo 1.06 el factor de mayoración por efecto del peso del plinto y del material sobre el plinto.

a. Caso # 1 combinación D + L

$$P = 1.06P_D + P_L = 67.76Ton$$

$$M = M_D + M_L = 0.50Tm$$

$$A_{de \text{ cimiento requerida}} = \frac{P}{\sigma_{adm \text{ del suelo}}} = \frac{67.76Ton}{20 \frac{Ton}{m^2}} = 3.38m^2$$

b. Caso # 2 combinación D + L + E

$$P = 1.06P_D + P_L + P_E = 70.22Ton$$

$$M = M_D + M_L + M_E = 15.21Tm$$

$$A_{de \text{ cimiento requerida}} = \frac{P}{1.33\sigma_{adm \text{ del suelo}}} = \frac{70.22Ton}{26.6 \frac{Ton}{m^2}} = 2.64m^2$$

De los dos casos escogeremos el caso #1, puesto que este requiere mayor área de cimiento, y las dimensiones del plinto son:

$$L_x = 2.00m$$

$$L_y = 2.00m$$

$$A_{(cimiento)} = 4.00m^2 > A_{de \text{ cimiento requerida}} = 3.38m^2$$

C2. Chequeo de las excentricidades:

a. Caso # 1 combinación D + L

$$e \leq e_{(max \text{ ima})}$$

$$e = \frac{M}{P} = 0.007m \quad e_{max} = \frac{L}{6} = \frac{2.00m}{6} = 0.33m$$

$$e = 0.007m < 0.33m \Rightarrow Ok$$

b. Caso # 2 combinación D + L + E

$$e \leq e_{(max \text{ ima})}$$

$$e = \frac{M}{P} = 0.22m \quad e_{max} = \frac{L}{6} = \frac{2.00m}{6} = 0.33m$$

$$e = 0.22m < 0.33m \Rightarrow Ok$$

C3 Chequeo de la presión de contacto Máxima (q_{max}):

a. Caso # 1 combinación D + L

b. Caso # 2 combinación D + L + E

$$q_{max} = \frac{P}{A} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{67.76 \text{Ton}}{4.00 \text{m}^2} \left(1 + \frac{6 \times 0.007 \text{m}}{2.00 \text{m}} \right)$$

$$q_{max} = 17.30 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} < \sigma_{adm \text{ del suelo}} = 20.0 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \Rightarrow Ok$$

$$q_{max} = \frac{P}{A} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{70.22 \text{Ton}}{4.00 \text{m}^2} \left(1 + \frac{6 \times 0.22 \text{m}}{2.00 \text{m}} \right)$$

$$q_{max} = 29.14 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} > 1.33 \sigma_{adm \text{ del suelo}} = 26.6 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \Rightarrow \text{Modificar}$$

Para el caso #2 el esfuerzo máximo es mayor en un 9.50% al esfuerzo que resiste el suelo, por lo que aumentaremos el área de cimiento y sus dimensiones:

$$A_{de \text{ cimiento requerida}} = 4.00 \text{m}^2 \times 1.095 = 4.38 \text{m}^2$$

$$L_x = 2.20 \text{m}$$

$$L_y = 2.20 \text{m}$$

$$A_{(cimiento)} = 4.84 \text{m}^2 > A_{de \text{ cimiento requerida}} = 4.38 \text{m}^2$$

a. Caso # 1 combinación D + L

b. Caso # 2 combinación D + L + E

$$q_{max} = \frac{P}{A} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{67.76 \text{Ton}}{4.84 \text{m}^2} \left(1 + \frac{6 \times 0.007 \text{m}}{2.20 \text{m}} \right)$$

$$q_{max} = 15.41 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} < \sigma_{adm \text{ del suelo}} = 20.0 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \Rightarrow Ok$$

$$q_{max} = \frac{P}{A} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{70.22 \text{Ton}}{4.84 \text{m}^2} \left(1 + \frac{6 \times 0.22 \text{m}}{2.20 \text{m}} \right)$$

$$q_{max} = 25.01 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} > 1.33 \sigma_{adm \text{ del suelo}} = 26.6 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \Rightarrow Ok$$

Una vez establecidas las dimensiones del plinto y comprobado que los esfuerzos no sobrepasen a la resistencia de suelo, haremos el **Calculo estructural del Plinto en desarrollo**.

C4. Calculo Estructural del plinto:

Para encontrar los esfuerzos predominantes en la base del plinto, consideraremos en dos Casos:

a. Caso # 1 combinación 1.2D + 1.6L

b. Caso # 2 combinación 1.2 D + L + E

$$P_u = 1.2P_D + 1.6P_L = 82.00 \text{Ton}$$

$$M_u = 1.2M_D + 1.6M_L = 0.64 \text{Tm}$$

$$e = \frac{M}{P} = 0.007 \text{m}$$

$$P_u = 1.2P_D + P_L + P_E = 77.68 \text{Ton}$$

$$M_u = 1.2M_D + M_L + M_E = 15.29 \text{Tm}$$

$$e = \frac{M}{P} = 0.20 \text{m}$$

$$q_{max} = \frac{P_u}{A} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{82.00 \text{Ton}}{4.84 \text{m}^2} \left(1 + \frac{6 \times 0.007 \text{m}}{2.20 \text{m}} \right)$$

$$q_{max} = 18.65 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

$$q_{min} = \frac{P_u}{A} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) = \frac{82.00 \text{Ton}}{4.84 \text{m}^2} \left(1 - \frac{6 \times 0.007 \text{m}}{2.20 \text{m}} \right)$$

$$q_{min} = 17.95 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

$$q_{max} = \frac{P_u}{A} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{77.68 \text{Ton}}{4.84 \text{m}^2} \left(1 + \frac{6 \times 0.20 \text{m}}{2.20 \text{m}} \right)$$

$$q_{max} = 26.79 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

$$q_{min} = \frac{P_u}{A} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) = \frac{77.68 \text{Ton}}{4.84 \text{m}^2} \left(1 - \frac{6 \times 0.20 \text{m}}{2.20 \text{m}} \right)$$

$$q_{min} = 7.88 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

C5. Diseño a Cortante por Punzonamiento:

La sección crítica a Punzonamiento se sitúa alrededor de la columna con una separación de $d/2$ de sus caras.

La variación lineal de los esfuerzos de reacción del suelo, y el hecho de que la carga este ubicada en el tercio medio de la cimentación, determina que el promedio de todos los esfuerzos del suelo de cualquier sección cuyo centroide coincida con el centroide del plinto, sea el esfuerzo centroidal.

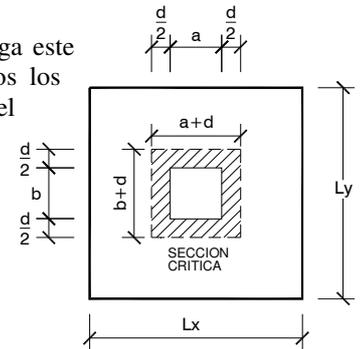
$$q_u = \frac{P_u}{A} = \frac{82.00 \text{Ton}}{4.48 \text{m}^2} = 18.30 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

Si:

Donde $\phi = 0.85$, $a = 0.50\text{m}$, $b = 0.50\text{m}$.

Si utilizamos $d = 20\text{cm}$ (la norma ACI-08 establece $d_{\min} = 15\text{cm}$)

La fuerza cortante que actúa sobre la sección crítica es:



$$V_u = q_u [(L_x \times L_y) - (a + d)(b + d)] = 18.30 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} [4.48 \text{m}^2 - (0.50 \text{m} + 0.20 \text{m})(0.50 \text{m} + 0.20 \text{m})] = 56.36 \text{Ton}$$

El esfuerzo cortante por punzonamiento que actúa sobre la sección es:

$$v_u = \frac{V_u}{\phi b_o d} = \frac{56.36 \text{Ton}}{0.85 \times 0.56 \text{m}^2} = 118.40 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$b_o d = 2[(a + d) + (b + d)]d = 2[(0.50 \text{m} + 0.20 \text{m}) + (0.50 \text{m} + 0.20 \text{m})]0.20 \text{m} = 0.56 \text{m}^2$$

El esfuerzo resistente a corte por Punzonamiento es: $f'_c = 280 \text{kg/cm}^2$

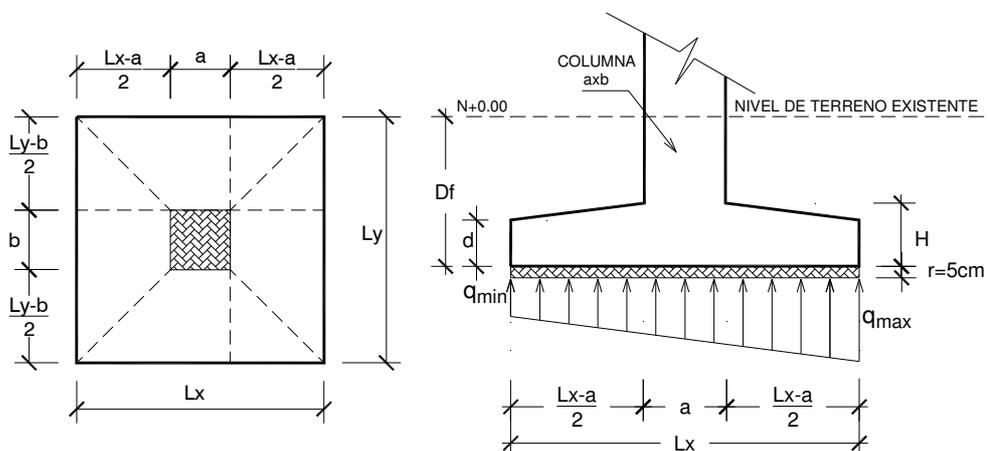
$$V_c = \sqrt{f'_c} = \sqrt{280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 16.73 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 167.3 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

El esfuerzo de corte por punzonamiento solicitante es inferior a la capacidad resistente del hormigón, por lo que el peralte del plinto es aceptable para la solicitación analizada.

$$V_c = 167.3 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} > v_u = 118.40 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \Rightarrow \Rightarrow \text{Ok}$$

C6. Diseño a flexión:

La sección crítica de diseño a flexión se ubica en las caras de la columna.



El esfuerzo requerido por flexión será mayor en la franja en que se encuentre el máximo esfuerzo espacial de reacción del suelo el $q_{\max} = 26.79 \text{Ton/m}^2$ del caso #2 y $q_{\min} = 17.95 \text{Ton/m}^2$ del caso #1 siendo $f_y = 4200 \text{kg/cm}^2$

$$q_{\text{med}} = 23.37 \text{Ton/m}^2$$

$$A_2 = (L_x - a) / 2 = 0.85 \text{m}$$

Momento de diseño

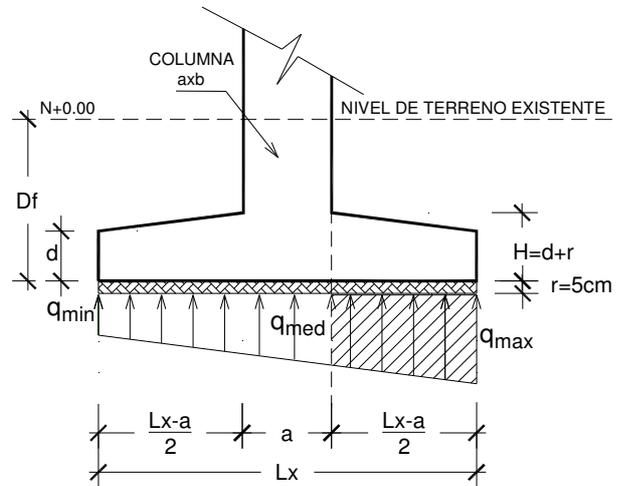
$$M_{(\text{diseño})} = \left[\frac{q_{\text{med}} A_2^2}{2} \right] + \left[\frac{(q_{\max} - q_{\text{med}}) A_2^2}{3} \right] \times L_y =$$

$$M_{(\text{diseño})} = 20.39 \text{Tm}$$

Acero requerido A_s

$$A_s = \frac{0.85 f'_c L_y d}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_{(\text{diseño})}}{0.85 \phi f'_c L_y d^2}} \right]$$

$$A_s = 28.61 \text{cm}^2$$



Acero mínimo $A_{s(\text{min})}$ $A_{s(\text{min})} = \frac{14}{f_y} L_y d = \frac{14}{4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \times 220 \text{cm} \times 20 \text{cm} = 14.67 \text{cm}^2$

Dado que el acero requerido es mayor que el acero mínimo, tendremos el siguiente esquema de armado en ambos sentidos ya que es plinto cuadrado. $A_s = 28.61 \text{cm}^2$

-Si utilizamos $\phi 14 \text{mm}$ cuya área nominal es de $A_{sv} = 1.54 \text{cm}^2$ tendremos, 19 varillas espaciadas cada 11.0cm

$$\#_{\text{varillas}} = \frac{A_s}{A_{sv}} = \frac{28.61 \text{cm}^2}{1.54 \text{cm}^2} = 18.57 \approx 19 \quad C_{\text{separacion}} = \frac{L_y - 2r}{\#_{\text{varillas}} - 1} = \frac{(220 - 10) \text{cm}}{18_{\text{varillas}} - 1} = 11.67 \approx 11.5 \text{cm}$$

-Si utilizamos $\phi 16 \text{mm}$ cuya área nominal es de $A_{sv} = 2.01 \text{cm}^2$ tendremos, 15 varillas espaciadas cada 15.0cm

$$\#_{\text{varillas}} = \frac{A_s}{A_{sv}} = \frac{28.61 \text{cm}^2}{2.01 \text{cm}^2} = 14.23 \approx 15 \quad C_{\text{separacion}} = \frac{L_y - 2r}{\#_{\text{varillas}} - 1} = \frac{(220 - 10) \text{cm}}{14_{\text{varillas}} - 1} = 15.0 \text{cm}$$

Para nuestros plintos **B1 - B6 - C1 - C6** utilizaremos $\phi 14 \text{mm}$ c/11.5cm en ambos sentidos

Nota: el detallamiento de los plintos están en la sección **1.6.3 Detallamiento Estructural de Plintos y cuadro de aceros.**

D. Plintos B2 – B3 – B4 – B5 – C2 – C3 – C4 – C5

$$P_D = 111.55\text{Ton} \quad M_D = 0.71\text{Ton}$$

$$P_L = 27.70\text{Ton} \quad M_L = 0.18\text{Ton}$$

$$P_E = 2.47\text{Ton} \quad M_E = 14.69\text{Ton}$$

$$\sigma_{adm \text{ del suelo}} = 20.0 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

D1. Cálculo de las dimensiones del plinto:

Para encontrar las dimensiones del plinto, consideraremos en dos Casos:

Siendo 1.06 el factor de mayoración por efecto del peso del plinto y del material sobre el plinto.

a. Caso # 1 combinación D + L

$$P = 1.06P_D + P_L = 145.94\text{Ton}$$

$$M = M_D + M_L = 0.89\text{Tm}$$

$$A_{de \text{ cemento requerida}} = \frac{P}{\sigma_{adm \text{ del suelo}}} = \frac{145.94\text{Ton}}{20 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}} = 7.30\text{m}^2$$

b. Caso # 2 combinación D + L + E

$$P = 1.06P_D + P_L + P_E = 148.41\text{Ton}$$

$$M = M_D + M_L + M_E = 15.58\text{Tm}$$

$$A_{de \text{ cemento requerida}} = \frac{P}{1.33\sigma_{adm \text{ del suelo}}} = \frac{148.41\text{Ton}}{26.6 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}} = 5.58\text{m}^2$$

De los dos casos escogeremos el caso #1, puesto que este requiere mayor área de cemento, y las dimensiones del plinto son:

$$L_x = 2.75\text{m}$$

$$L_y = 2.75\text{m}$$

$$A_{(cemento)} = 7.56\text{m}^2 > A_{de \text{ cemento requerida}} = 7.30\text{m}^2$$

D2. Chequeo de las excentricidades:

a. Caso # 1 combinación D + L

$$e \leq e_{(max \text{ ima})}$$

$$e = \frac{M}{P} = 0.006\text{m} \quad e_{max} = \frac{L}{6} = \frac{2.75\text{m}}{6} = 0.458\text{m}$$

$$e = 0.006\text{m} < 0.458 \Rightarrow Ok$$

b. Caso # 2 combinación D + L + E

$$e \leq e_{(max \text{ ima})}$$

$$e = \frac{M}{P} = 0.105\text{m} \quad e_{max} = \frac{L}{6} = \frac{2.75\text{m}}{6} = 0.458\text{m}$$

$$e = 0.105\text{m} < 0.458\text{m} \Rightarrow Ok$$

D3. Chequeo de la presión de contacto Máxima (q_{max}):

a. Caso # 1 combinación D + L

$$q_{max} = \frac{P}{A} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{145.94\text{Ton}}{7.56\text{m}^2} \left(1 + \frac{6 \times 0.006\text{m}}{2.75\text{m}} \right)$$

$$q_{max} = 19.55 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} < \sigma_{adm \text{ del suelo}} = 20.0 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \Rightarrow Ok$$

b. Caso # 2 combinación D + L + E

$$q_{max} = \frac{P}{A} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{148.41\text{Ton}}{7.56\text{m}^2} \left(1 + \frac{6 \times 0.105\text{m}}{2.75\text{m}} \right)$$

$$q_{max} = 24.12 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} > 1.33\sigma_{adm \text{ del suelo}} = 26.6 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \Rightarrow Ok$$

Una vez establecidas las dimensiones del plinto y comprobado que los esfuerzos no sobrepasen a la resistencia de suelo, haremos el *Cálculo estructural del Plinto en desarrollo*.

D4. Calculo Estructural del plinto:

Para encontrar los esfuerzos predominantes en la base del plinto, consideraremos en dos Casos:

a. Caso # 1 combinación 1.2D + 1.6L

$$P_u = 1.2P_D + 1.6P_L = 178.18\text{Ton}$$

$$M_u = 1.2M_D + 1.6M_L = 1.14\text{Tm}$$

$$e = \frac{M}{P} = 0.006\text{m}$$

$$q_{\max} = \frac{P_u}{A} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{178.18\text{Ton}}{7.56\text{m}^2} \left(1 + \frac{6 \times 0.006\text{m}}{2.75\text{m}} \right)$$

$$q_{\max} = 23.88 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

$$q_{\min} = \frac{P_u}{A} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) = \frac{178.18\text{Ton}}{7.56\text{m}^2} \left(1 - \frac{6 \times 0.006\text{m}}{2.75\text{m}} \right)$$

$$q_{\min} = 23.26 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

b. Caso # 2 combinación 1.2 D + L + E

$$P_u = 1.2P_D + P_L + P_E = 164.03\text{Ton}$$

$$M_u = 1.2M_D + M_L + M_E = 15.72\text{Tm}$$

$$e = \frac{M}{P} = 0.096\text{m}$$

$$q_{\max} = \frac{P_u}{A} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{164.03\text{Ton}}{7.56\text{m}^2} \left(1 + \frac{6 \times 0.096\text{m}}{2.75\text{m}} \right)$$

$$q_{\max} = 26.19 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

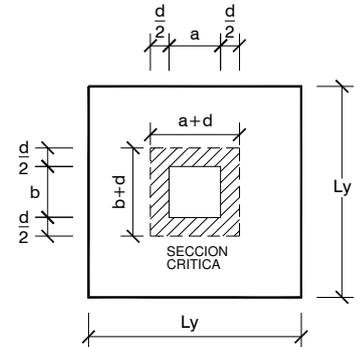
$$q_{\min} = \frac{P_u}{A} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) = \frac{164.03\text{Ton}}{7.56\text{m}^2} \left(1 - \frac{6 \times 0.096\text{m}}{2.75\text{m}} \right)$$

$$q_{\min} = 17.20 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

D5. Diseño a Cortante por Punzonamiento:

La sección crítica a Punzonamiento se sitúa alrededor de la columna con una separación de $d/2$ de sus caras.

La variación lineal de los esfuerzos de reacción del suelo, y el hecho de que la carga este ubicada en el tercio medio de la cimentación, determina que el promedio de todos los esfuerzos del suelo de cualquier sección cuyo centroide coincida con el centroide del plinto, sea el esfuerzo centroidal.



$$q_u = \frac{P_u}{A} = \frac{178.18\text{Ton}}{7.56\text{m}^2} = 23.57 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

Si:

Donde $\phi = 0.85$, $a = 0.50\text{m}$, $b = 0.50\text{m}$.

Si utilizamos $d = 32\text{cm}$ (la norma ACI-08 establece $d_{\min} = 15\text{cm}$)

La fuerza cortante que actúa sobre la sección crítica es:

$$V_u = q_u [(L_x \times L_y) - (a+d)(b+d)] = 23.57 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} [7.56\text{m}^2 - (0.50\text{m} + 0.32\text{m})(0.50\text{m} + 0.32\text{m})] = 139.53\text{Ton}$$

El esfuerzo cortante por punzonamiento que actúa sobre la sección es:

$$v_u = \frac{V_u}{\phi b_o d} = \frac{139.53\text{Ton}}{0.85 \times 1.05\text{m}^2} = 156.34 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$b_o d = 2[(a+d) + (b+d)]d = 2[(0.5\text{m} + 0.32\text{m}) + (0.50\text{m} + 0.32\text{m})]0.32\text{m} = 1.05\text{m}^2$$

El esfuerzo resistente a corte por Punzonamiento es: si $f'_c = 280\text{kg/cm}^2$

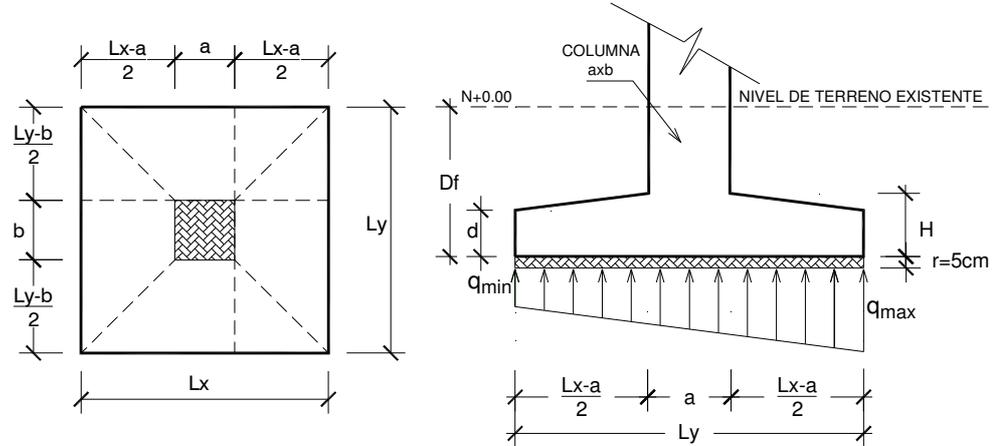
$$V_c = \sqrt{f'_c} = \sqrt{280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 16.73 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 167.3 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

El esfuerzo de corte por punzonamiento solicitante es inferior a la capacidad resistente del hormigón, por lo que el peralte del plinto es aceptable para la solicitación analizada.

$$V_c = 167.3 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} > v_u = 156.34 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \Rightarrow \Rightarrow Ok$$

D6. Diseño a flexión:

La sección crítica de diseño a flexión se ubica en las caras de la columna.



El esfuerzo requerido por flexión será mayor en la franja en que se encuentre el máximo esfuerzo espacial de reacción del suelo el $q_{max} = 26.19 \text{Ton/m}^2$ del caso #2 y $q_{min} = 23.26 \text{Ton/m}^2$ del caso #1 siendo $f_y = 4200 \text{kg/cm}^2$

$$q_{med} = 24.46 \text{Ton/m}^2$$

$$A_2 = (L_x - a)/2 = 1.125 \text{m}$$

Momento de diseño

$$M_{(diseño)} = \left[\left[\frac{q_{med} A_2^2}{2} \right] + \left[\frac{(q_{max} - q_{med}) A_2^2}{3} \right] \right] \times L_y =$$

$$M_{(diseño)} = 44.57 \text{Tm}$$

Acero requerido A_s

$$A_s = \frac{0.85 f'_c L_y d}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_{(diseño)}}{0.85 \phi'_c L_y d^2}} \right]$$

$$A_s = 38.32 \text{cm}^2$$

$$\text{Acero mínimo } A_{s(min)} \quad A_{s(min)} = \frac{14}{f_y} L_y d = \frac{14}{4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \times 275 \text{cm} \times 32 \text{cm} = 29.33 \text{cm}^2$$

Dado que el acero requerido es mayor que el acero mínimo, tendremos el siguiente esquema de armado en ambos sentidos ya que es plinto cuadrado. $A_s = 38.32 \text{cm}^2$

-Si utilizamos $\phi 14 \text{mm}$ cuya área nominal es de $A_{sv} = 1.54 \text{cm}^2$ tendremos, 25 varillas espaciadas cada 11.0cm

$$\#_{\text{varillas}} = \frac{A_s}{A_{sv}} = \frac{38.32 \text{cm}^2}{1.54 \text{cm}^2} = 24.88 \approx 25 \quad C_{\text{separacion}} = \frac{L_y - 2r}{\#_{\text{varillas}} - 1} = \frac{(275 - 10) \text{cm}}{24_{\text{varillas}}} = 11.04 \approx 11 \text{cm}$$

-Si utilizamos $\phi 16 \text{mm}$ cuya área nominal es de $A_{sv} = 2.01 \text{cm}^2$ tendremos, 20 varillas espaciadas cada 13.5cm

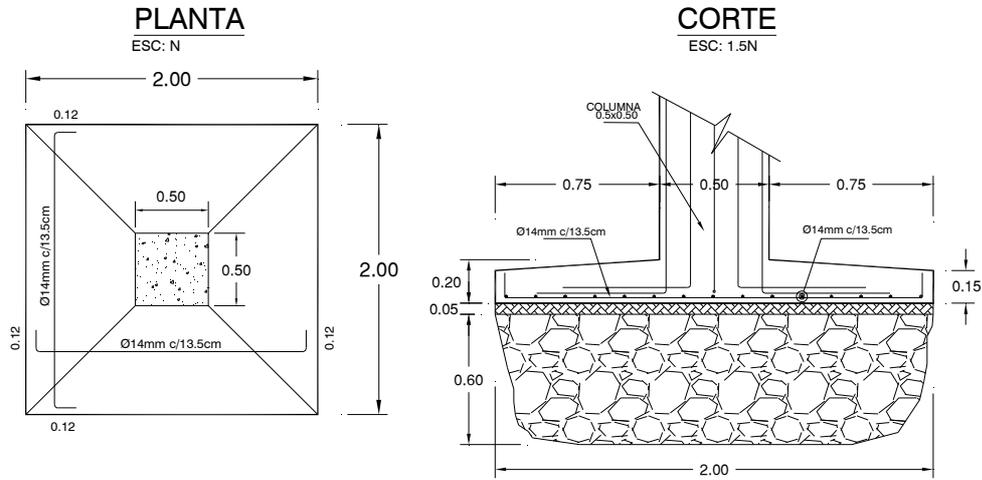
$$\#_{\text{varillas}} = \frac{A_s}{A_{sv}} = \frac{38.32 \text{cm}^2}{2.01 \text{cm}^2} = 19.06 \approx 20 \quad C_{\text{separacion}} = \frac{L_y - 2r}{\#_{\text{varillas}} - 1} = \frac{(275 - 10) \text{cm}}{19_{\text{varillas}}} = 13.94 \approx 13.5 \text{cm}$$

Para nuestros plintos **B2 – B3 – B4 – B5 – C2 – C3 – C4 – C5** utilizaremos $\phi 14 \text{mm c/11cm}$ en ambos sentidos

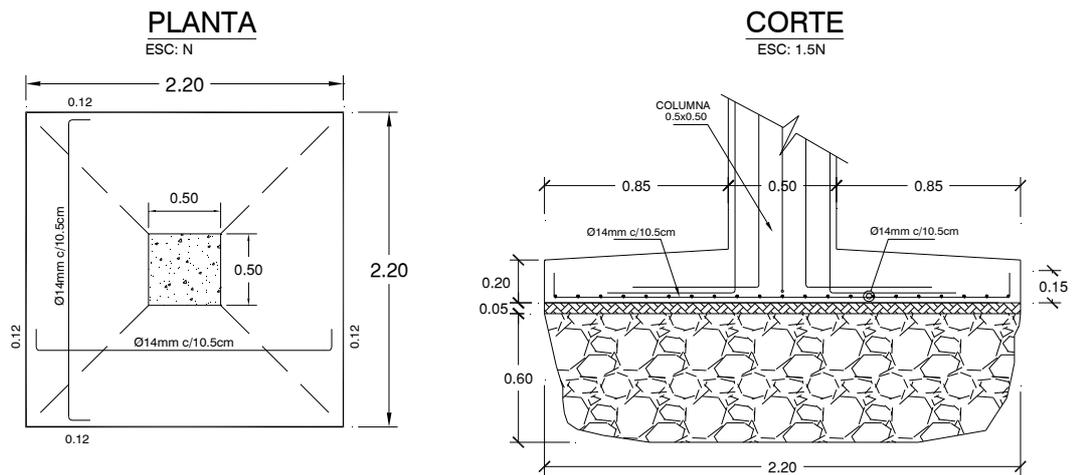
Nota: el detallamiento de los plintos están en la sección **1.6.3 Detallamiento Estructural de Plintos y cuadro de aceros.**

1.6.3 Detallamiento Estructural de cada grupo de Plintos diseñados.

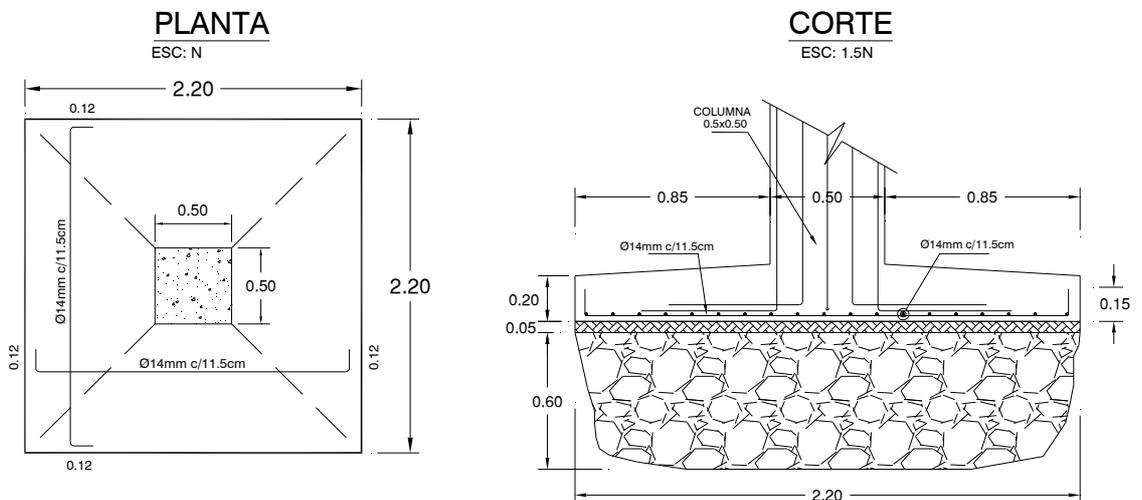
A. Plintos A1 - A6 - D1 - D6



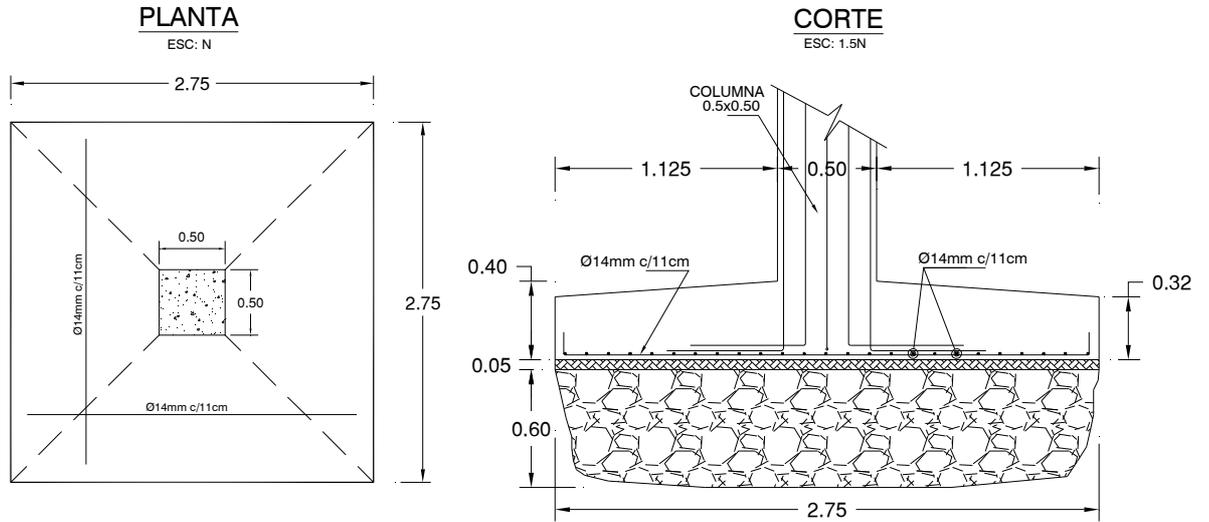
B. Plintos A2 - A3 - A4 - A5 - D2 - D3 - D4 - D5



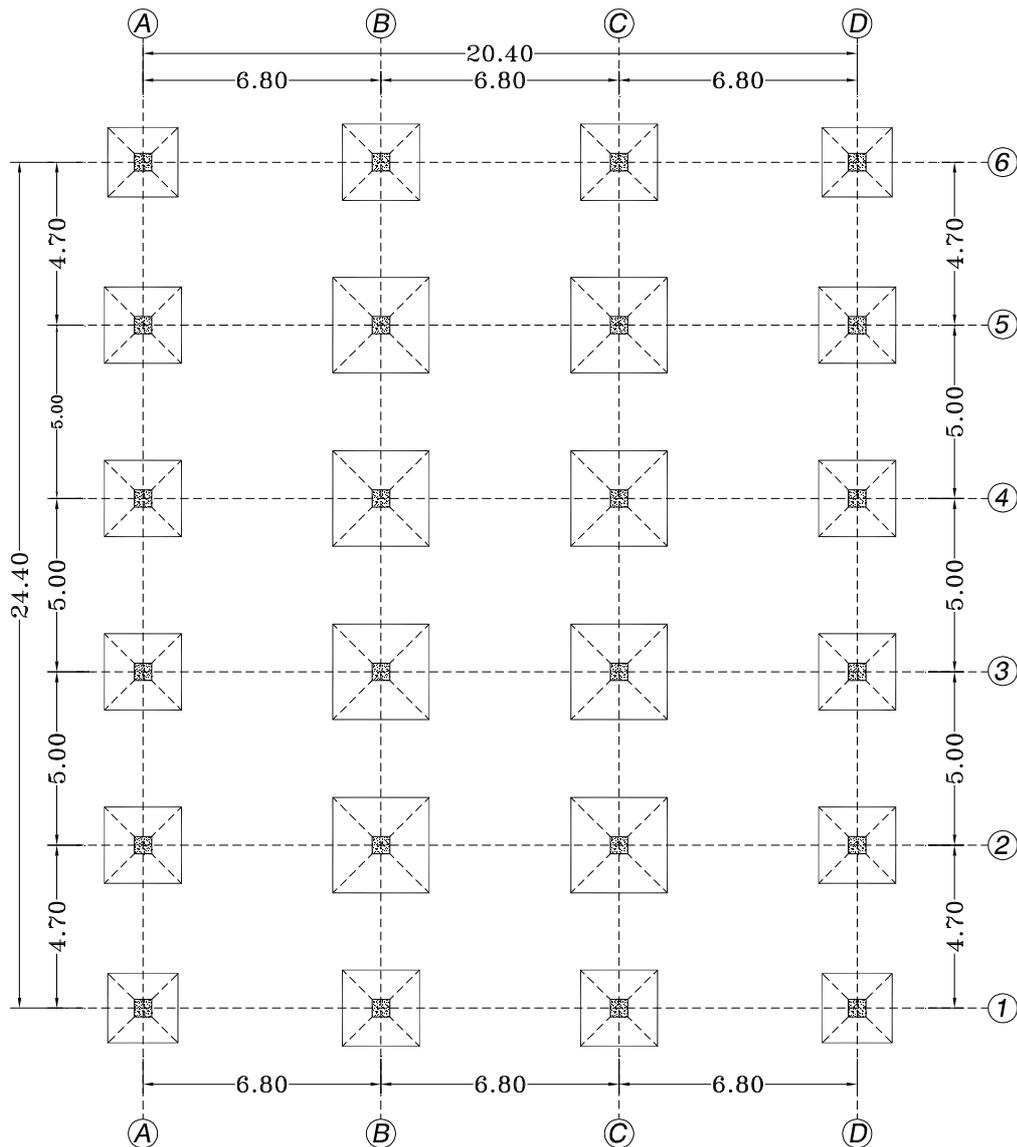
C. Plintos B1 - B6 - C1 - C6



D. Plintos B2 – B3 – B4 – B5 – C2 – C3 – C4 – C5



PLANTA DE CIMIENTO GENERAL DE PLINTOS



1.6.4 Cuadro de detallamiento de dimensiones y aceros de refuerzo

PLINTOS	L_x	L_y	L_n	d	H	A_{sx}	A_{sy}
	m	m	m	m	m		
A. A1-A6-D1-D6	2.00	2.00	1.90	0.15	0.20	Φ14mm c/13.5cm	
						15Φ14mm	15Φ14mm
B. A2-A3-A4-A5 D2-D3-D4-D5	2.20	2.20	2.10	0.20	0.25	Φ14mm c/10.5cm	
						21Φ14mm	21Φ14mm
C. B1-B6-C1-C6	2.20	2.20	2.10	0.20	0.25	Φ14mm c/11.5cm	
						19Φ14mm	19Φ14mm
D. B2-B3-B4-B5 C2-C3-C4-C5	2.75	2.75	2.65	0.32	0.40	Φ14mm c/11cm	
						25Φ14mm	25Φ14mm

Para nuestros plintos utilizaremos aproximadamente:

PLINTOS	L_n	A_{sx}	A_{sy}
	m	m lineales de Φ14 mm	
A. A1-A6-D1-D6	1.90	57m	
		28.5m	28.5m
B. A2-A3-A4-A5 D2-D3-D4-D5	2.10	88.2m	
		44.1m	44.1m
C. B1-B6-C1-C6	2.10	79.8m	
		39.9m	39.9m
D. B2-B3-B4-B5 C2-C3-C4-C5	2.65	132.5m	
		66m	66m

Dando como resultado 357m lineales de Φ14mm, esto significa 0.055m³ de acero (357.5m x 1.539x10⁻⁴), que a su vez son 341.75 kg de acero (0.055m³ x 7850 kg/m³)

El área de cimientos total de los plintos es:

PLINTOS	L_x	L_y	d	H	Área por plinto en m ²	Área total de plintos en m ²	Vol. Por plinto en m ³	Vol. total de plintos en m ³
	m	m	m	m				
A1-A6-D1-D6	2.00	2.00	0.15	0.20	4.00	16.00	0.70	2.80
A2-A3-A4-A5 D2-D3-D4-D5	2.20	2.20	0.20	0.25	4.84	38.72	1.09	8.72
B1-B6-C1-C6	2.20	2.20	0.20	0.25	4.84	19.36	1.09	4.36
B2-B3-B4-B5 C2-C3-C4-C5	2.75	2.75	0.32	0.40	7.56	60.5	2.72	21.76

Como podemos observar el área total de cimiento de plintos aislados es 134.58m² siendo este valor el 25.6% del área de construcción, con este porcentaje podemos establecer que el diseño es técnicamente estable, seguro y con un grado de economía favorable.

Puesto que existe un criterio que correlaciona el área de construcción con el área de cimiento:

- Para Plintos Aislados el área de cimiento debe ser menor o igual al 30% de área de construcción
- Para Zapatas Corridas en un sentido el área de cimiento debe estar entre el 30%-50% de área de construcción
- para Zapatas Corridas en 2 sentidos el área de cimiento debe estar entre el 50%-75% del área de construcción
- para Losas de Cimentación el área de cimiento debe ser mayor que el 75% del área de construcción

Con el volumen total de hormigón establecido en los plintos que es igual a 37.64m³, podemos establecer la relación entre el acero de refuerzo y el hormigón a utilizar.

$$\frac{kg_{acero}}{m^3_{hormigon}} = \frac{341.75 kg}{37.64m^3} = 9.08 \frac{kg}{m^3}$$

La relación entre peso del acero de refuerzo y el volumen de hormigón es 9.08 kg/m³

El peso total de plintos aislados es igual a 90.68Ton. Esto proviene de la suma del peso por el Hormigón 90.34kg (37.64m³ x 2.400Ton/m³) + el peso de los aceros de refuerzos 0.342Ton, esta suma equivale al 5.12% del peso total de la estructura (1770.64Ton). Con este porcentaje hacemos referencia al 6% que seleccionamos por peso propio en cada cálculo de plintos para obtener su área de cimiento.

CAPITULO II ZAPATAS CORRIDAS EN UNA DIRECCION

2.1 Zapatas corridas.

Se entiende por zapata corrida aquella que recibe una carga lineal (en realidad distribuida en una franja estrecha de contacto con un muro), y eventualmente un momento flector transmitido por el muro

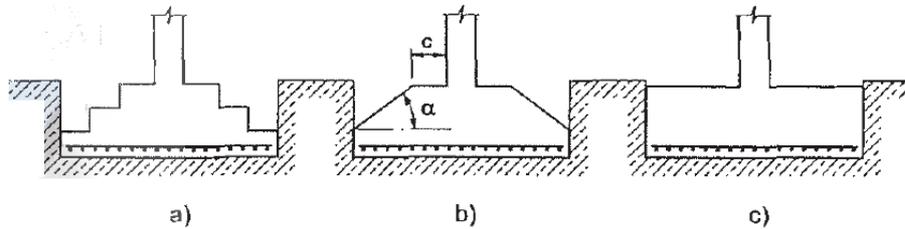


Fig. 2.1

a.- Las zapatas escalonadas, aunque suponen una economía apreciable de hormigón, no se usan hoy en día debido a que requieren encofrados y hormigonados costosos, que hacen que en conjunto resulten caras.

b.- La solución de *canto variable*, se emplean en hormigones relativamente secos, puede ser constituida sin encofrados, aunque la compactación de hormigón es siempre deficiente en estos casos y la vibración se vuelve imposible, lo cual hace que deba contarse siempre con una resistencia real baja del hormigón. Es una solución que solo puede emplearse en grandes cimientos.

c.- en otros casos la solución de *Canto constante* o también llameada *Zapata corrida como placa de cimentación*, es siempre preferible, técnicamente y mejor económicamente mas interesante, pues aunque presente mayor volumen de hormigón este se coloca en obra y compacta muy rápida y fácilmente.

2.2 Zapatas combinadas con viga de enlace

Se entiende por zapata combinada la que cimienta dos o mas pilares, en general en este caso es una buena práctica dimensionar el cimiento de forma que el centro de gravedad de su superficie en planta coincida sensiblemente con el de las acciones.

Esto puede conseguirse de varias formas (figura 2.2): Una de ellas consiste en construir la zapata de ancho constante (a), de forma que el centro de gravedad del rectángulo de la planta de la zapata coincida con el punto de paso de la resultante de las cargas.

Esto mismo puede alcanzarse con otra forma de planta, como por ejemplo la trapezoidal (b), pero ello tiene el inconveniente de complicar mucho la ferralla, al organizarla con acero de refuerzo de longitud variable, por lo que muy rara vez se recurre a esta solución.

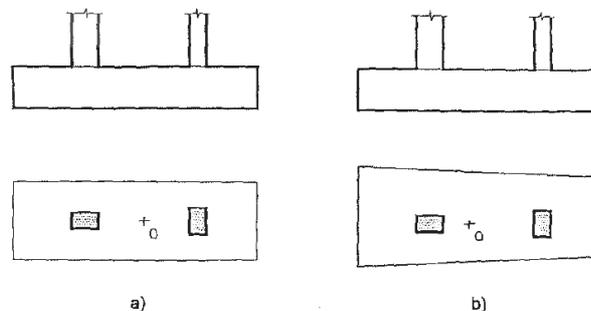
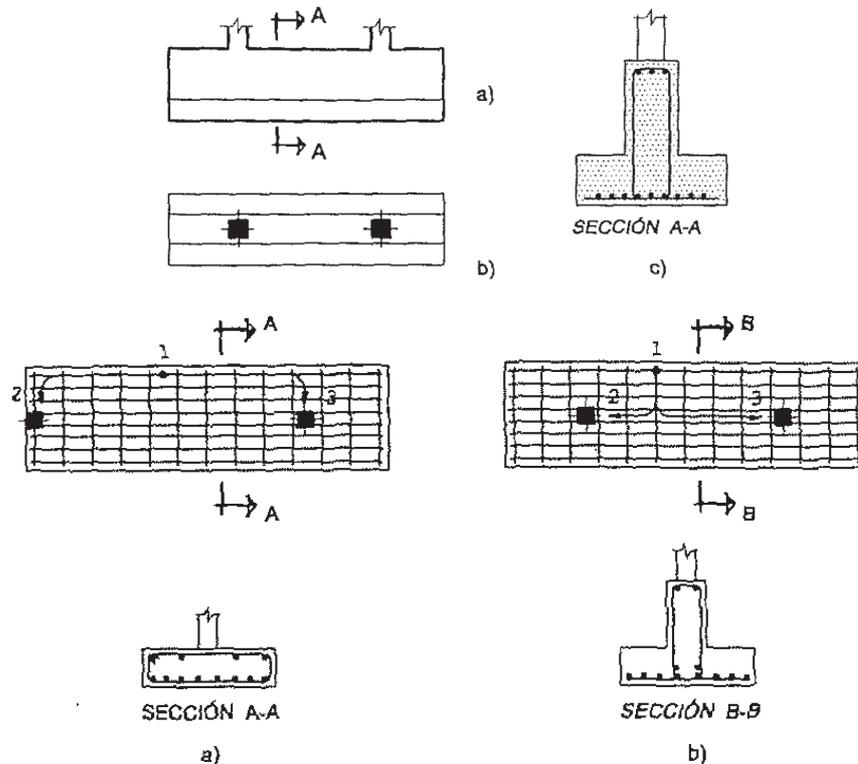


Fig. 2.2

Actualmente del punto de vista económico, se tiende a dar a la zapata combinada con una *viga T invertida*, aunque a veces en casos particulares se emplea la solución con *canto constante*



Si es posible, el cimiento generalmente de planta rectangular, se dispone concéntrico con R, con lo cual se tiene la ventaja de que las presiones sobre el suelo, si el cimiento va a ser rígido, pueden considerarse uniformes.

En la práctica esto frecuentemente no se cumple ya que existen diferentes combinaciones de acciones a las que corresponden distintos valores y posiciones de R.

2.3 Diseño de zapatas corridas.

Para el diseño de una zapata corrida suponemos que la fundación es totalmente rígida y que por lo tanto ella no se deforma al transmitir las cargas al suelo. Esta suposición nos lleva a considerar que el esquema de presiones que se transmite sobre el suelo es uniforme sin importar el tipo de suelo sobre el cual se funda lo cual no es del todo cierto. Se sabe que la forma de presiones depende del tipo de suelo (ver figura) pero estas variaciones se pueden ignorar considerando que a cuantificación numérica de ellas es incierta y porque su influencia en las fuerzas y momentos de diseño de la zapata son mínimas:

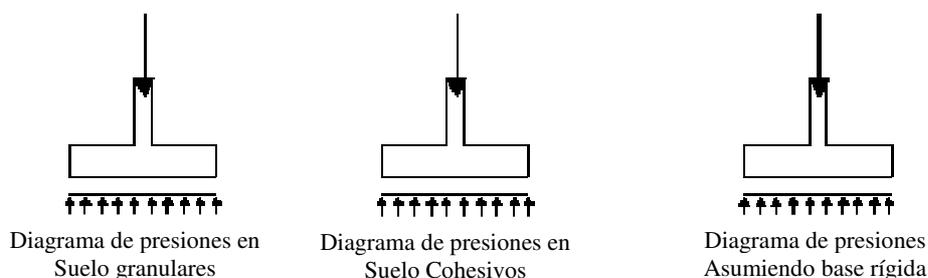


Fig.2.3 Diagrama de presiones

2.3.1 Dimensiones de la base de la zapata

Para encontrar las dimensiones de la zapata, consideraremos en dos Casos:

Siendo 1.12 el factor de mayoración por efecto del peso de la zapata y del material sobre la zapata.

a. Caso # 1 combinación D + L

$$P = \Sigma(1.12P_D + P_L)$$

$$M = \Sigma(M_D + M_L)$$

b. Caso # 2 combinación D + L + E

$$P = \Sigma(1.12P_D + P_L + P_E)$$

$$M = \Sigma(M_D + M_L + M_E)$$

2.3.2 Geometría de la zapata:

La zapata tiene una longitud L a todo lo largo en la dirección establecida, la siguiente ecuación esta en función del área de la zapata (L x B) siendo B el ancho de la Zapata.

a. Caso # 1 combinación D + L

$$\sigma_{adm\ del\ suelo} = \frac{P}{L \times B}$$

$$B = \frac{P}{\sigma_{adm\ del\ suelo} \times L}$$

b. Caso # 2 combinación D + L + E

$$1.33\sigma_{adm\ del\ suelo} = \frac{P}{L \times B}$$

$$B = \frac{P}{1.33\sigma_{adm\ del\ suelo} \times L}$$

De los dos casos escogeremos, aquel que requiera una mayor área de cimiento, y las dimensiones del plinto estarán en función del área escogida, cumpliendo la siguiente condición:

$$A_{(cimiento)} \geq A_{de\ cimiento\ requerida}$$

Note que el esfuerzo admisible del suelo es un esfuerzo de trabajo, es decir, es el esfuerzo último dividido por un factor de seguridad que puede oscilar entre 2 y 3, dependiendo de la combinación de carga analizada, por lo tanto las cargas de la estructura que se deben tener en cuenta en esta ecuación corresponden a cargas de servicio (no facturadas). Insistimos que el esfuerzo admisible del suelo no es único y depende de la condición de carga analizada.

En el caso de tener cargas acompañadas de momentos provenientes de la superestructura, la presión de contacto no se ejerce de una manera uniforme sino que presentará un valor máximo para el lado del momento y un valor mínimo para el otro lado en función de la Excentricidad por efecto del momento actuante de la superestructura.

2.3.3 Chequeo de las excentricidades:

En el Caso #1 no existe momento pues por ser estáticos se anulan a lo largo de la zapata entonces consideramos que la carga ultima de servicio coincide con la resultante de presiones desde el suelo a la zapata cuya excentricidad es = 0 esto nos hace referencia que las presiones son uniforme.

En el caso #2 si existe excentricidad pues es el caso donde actúa el sismo y su ecuaciones son las siguientes:

Caso # 2 combinación D + L + E

$$e \leq e_{(max\ ima)}$$

$$e = \frac{M}{P}$$

$$e_{max} = \frac{L}{6}$$

2.3.4 Chequeo de la presión de contacto Máxima (q_{max}):

a. Caso # 1 combinación D + L

$$q_{max} = \frac{P}{A}$$

$$q_{max} < \sigma_{adm\ del\ suelo}$$

b. Caso # 2 combinación D + L + E

$$q_{max} = \frac{P}{A} \left(1 + \frac{6e}{L} \right)$$

$$q_{max} \leq 1.33\sigma_{adm\ del\ suelo}$$

2.3.5 Factor de seguridad al deslizamiento

$$F_s = \frac{u \times P}{\sum F_x} \geq 1.5$$

Donde u es el valor que depende del tipo de suelo donde se encuentra la zapata, la fuerza P la establecemos para el caso #2 así mismo la $\sum F_x$ para el mismo caso

2.3.6 Cálculo de los esfuerzos últimos actuantes en la zapata

Para encontrar los esfuerzos predominantes en la base de la zapata consideraremos en dos Casos:

a. Caso # 1 combinación 1.2D + 1.6L

$$P_u = 1.2P_D + 1.6P_L$$

$$M_u = 1.2M_D + 1.6M_L$$

$$q_{max} = \frac{P_u}{A}$$

b. Caso # 2 combinación 1.2 D + L + E

$$P_u = 1.2P_D + P_L + P_E$$

$$M_u = 1.2M_D + M_L + M_E$$

$$e = \frac{M_u}{P_u}$$

$$q_{max} = \frac{P_u}{A} \left(1 + \frac{6e}{L} \right)$$

$$q_{min} = \frac{P_u}{A} \left(1 - \frac{6e}{L} \right)$$

2.3.7 Cálculo de las fuerzas últimas actuantes en la base de la zapata

a. Caso # 1 combinación 1.2D + 1.6L

$$Q_u = q_{max} \times B$$

b. Caso # 2 combinación 1.2 D + L + E

$$Q_{umax} = q_{max} \times B$$

$$Q_{umin} = q_{min} \times B$$

Diagramas de esfuerzos actuantes en la línea de la zapata

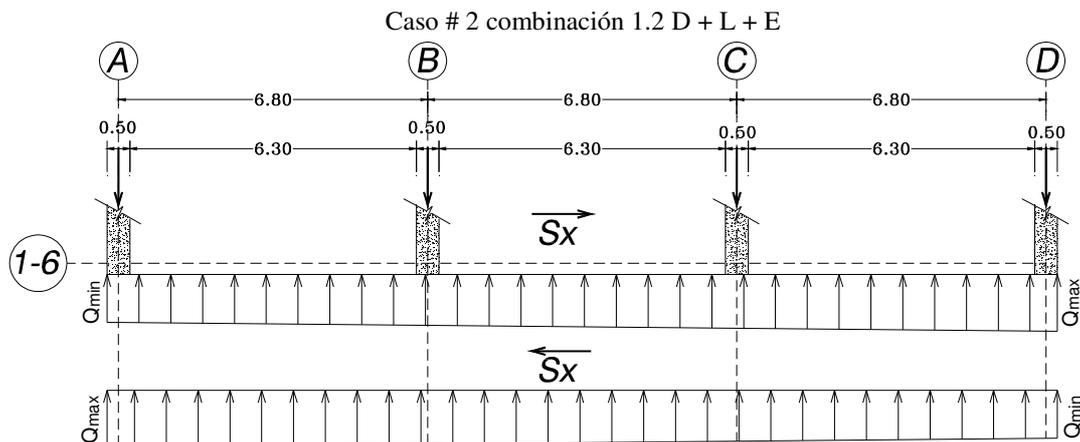
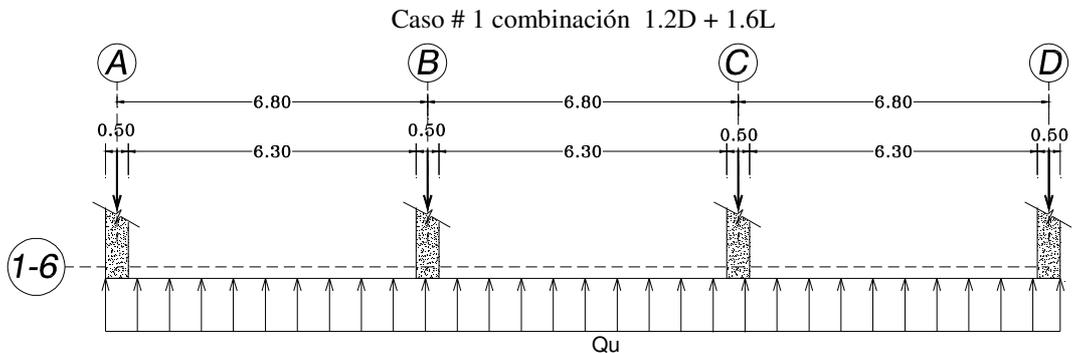
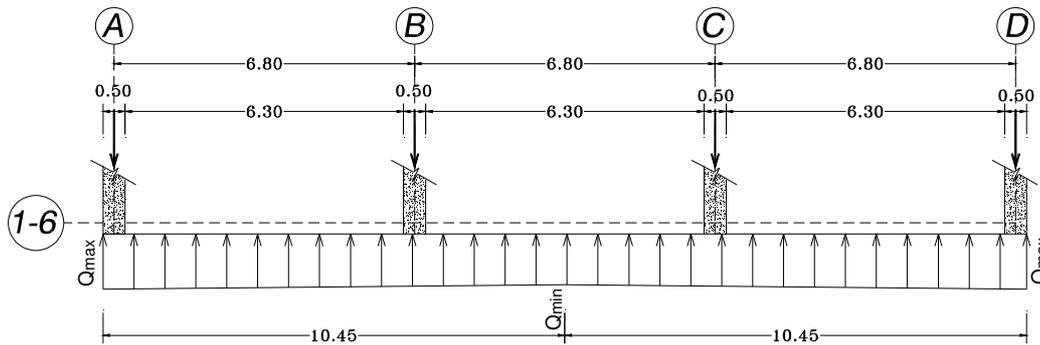


Diagrama envolvente debido al caso #2



2.3.8 Diagrama de Cortantes últimos (V_u) y Momentos últimos (M_u)

Los diagramas tanto de Cortante último (V_u), como el de Momento último (M_u) están a base a:

- Considerando la estática entre las cargas actuantes que baja por los pilares y la cargas que resulta de los esfuerzos del suelo.
- Considerando la interacción Suelo-Estructura.
- Considerando a la cimentación totalmente rígida.

Una vez establecidos los diagramas de esfuerzo tanta para cortantes y momentos últimos en ambos casos, se tomaran en cuenta los esfuerzos máximos para el análisis estructural.

2.4 DISEÑO ESTRUCTURAL DE ZAPATA CORRIDA CON VIGA T INVERTIDA

2.4.1 Dimensiones de la viga en la zapata en base al M_{umax}

Las dimensiones estarán en función del M_{umax} para zonas sísmicas como el caso del Ecuador se establece la siguiente ecuación.

Donde

$$\phi = 0.90$$

d_v = Peralte mínimo de la viga en la zapata

f'_c = esfuerzo de compresión del hormigón que es 280kg/cm²

b_v = base o ancho de la viga en la zapata

$$d_v \geq \sqrt{\frac{M_u}{0.189\phi \times f'_c b_v}}$$

2.4.2 Diseño de la viga en la zapata en base al Cortante ultimo V_{umax} (Estribos)

$$V_{ux} = V_u - Q_u \left[d_v + \frac{c}{2} \right]$$

El valor de c depende donde se encuentre el valor máximo del cortante ya que es la dimensión de la columna en la dirección de la zapata

Dada la condición:

$$\phi V_n \geq V_{ux}$$

Donde:

$$\phi V_n = \phi(V_s + V_c)$$

El esfuerzo que resiste el hormigón es:

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} b_v d_v$$

Si igualamos $\phi V_n = V_{ux}$ tendremos: siendo $\phi = 0.75$

$$V_{ux} = \phi(V_s + V_c)$$

$$V_s = \frac{V_{ux} - 0.75V_c}{0.75}$$

El esfuerzo que resisten los estribos:

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v}{S} \Rightarrow \frac{A_v}{S} = \frac{V_s}{f_y d_v}$$

Donde:

$A_v = 2A\phi$ dos veces el área nominal del estribo

F_y = esfuerzo de tracción del acero

S = separación de los estribos

$$S = \frac{A_v f_y d_v}{V_s}$$

2.4.3 Diseño de la viga en la zapata en base al Momento ultimo M_u (calculo de aceros longitudinales)

$$a = d_v - \sqrt{d_v^2 - \frac{2(M_u \times 10^5)}{0.85 \times \phi \times f'_c \times b_v}}$$

$$A_s = \frac{M_u \times 10^5}{\phi \times f_y \times \left[d_v - \frac{a}{2} \right]}$$

$$A_{smin} = \frac{14 \times b_v \times d_v}{f_y}$$

$$A_{smax} = \rho \times b_v \times d_v$$

Donde:

a = altura del bloque de compresión en la viga

$\phi = 0.90$ factor de reducción a flexión

f'_c = resistencia a la compresión del hormigón

f_y = resistencia a la tracción del acero de refuerzo

ρ = es el 50% de la cuantía de balance

A_{smin} = Área de acero mínimo que se debe ubicar en la sección de la viga

A_{smax} = Área de acero máximo que se debe ubicar en la sección de la viga

2.4.4 Diseño de la zapata

Para el diseño de la zapata consideraremos el esfuerzo con el cual se analizado a la viga

2.4.4.1 Diseño a Cortante por Punzonamiento:

La sección crítica a Punzonamiento se sitúa alrededor de la columna con una separación de $d/2$ de sus caras, La fuerza cortante que actúa sobre la sección crítica en cada columna es la fuerza última que viene de la superestructura en cada columna.

El esfuerzo cortante por punzonamiento que actúa sobre la sección es:

$$v_u = \frac{V_u}{\phi b_o d_z}$$

$$b_o d_z = 2[(a + d_z) + (b + d_z)] \times d_z \quad \text{Para columnas centrales}$$

$$b_o d_z = (2a + b + 2d_z) \times d_z \quad \text{Para columnas de borde}$$

El esfuerzo resistente a corte por Punzonamiento es:

$$V_c = 1.1 \sqrt{f'_c} =$$

Si:

Donde $\phi = 0.75$, a y b son la dimensión de columnas

Si utilizamos d_z (la norma ACI-08 establece $d_{min} = 15cm$)

Condición:

$$V_c \geq v_u$$

2.4.4.2 Diseño a flexion

La sección crítica de diseño a flexión se ubica en la cara de la columna.

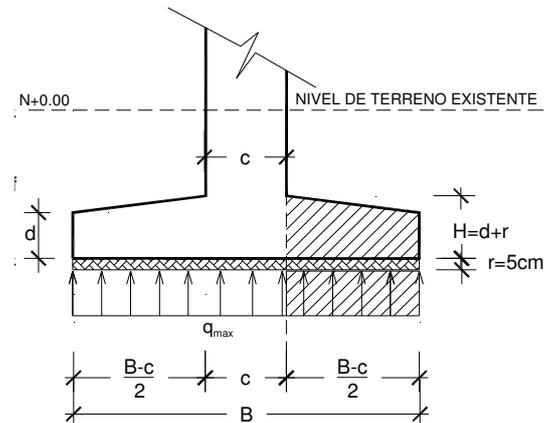
El esfuerzo requerido por flexión es:

q_{max} = esfuerzo de calculo de la viga

$L_z = (B - c)/2$ = Longitud de calculo

L = Longitud de la zapata

$$M_{(diseño)} = \frac{q_{max}}{2} \times L_z^2 \times L$$



Acero calculado A_s

$$A_s = \frac{0.85 f'_c \times L \times d_z}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_{(diseño)}}{0.85 \phi \times f'_c \times L \times d_z^2}} \right]$$

- Acero mínimo $A_{s(min)}$

$$A_{s(min)} = \frac{14}{f_y} L \times d_v$$

Para el armado en las aletas de la zapata utilizaremos la ecuación de A_{smin} por **Retracción y Fraguado**

$$A_{smin} = 0.0018 \times L_z \times H$$

2.5 DISEÑO ESTRUCTURAL DE ZAPATA CORRIDA COMO LOSA O PLACA DE CIMENTACIÓN

2.5.1 Dimensiones de placa en la zapata (Diseño por cortante)

Para el diseño de la placa hacemos que el hormigón absorba todo el *cortante a flexión*:

Dada la condición:

$$\phi V_n \geq V_u$$

El esfuerzo que resiste el hormigón es:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} B d_p$$

d_p = peralte de la placa

$\phi = 0.75$

V_u = máximo Cortante del diagrama de cortantes

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi V_n = \phi V_c \geq V_u$$

2.5.2 cheque de cortante a Punzonamiento:

El esfuerzo cortante por Punzonamiento que actúa sobre la sección es:

$$v_u = \frac{V_u}{\phi b_o d_z}$$

$$b_o d_p = 2[(a + d_p) + (b + d_p)] \times d_p \quad \text{Para columnas centrales}$$

$$b_o d_p = (2a + b + 2d_p) \times d_p \quad \text{Para columnas de borde}$$

El esfuerzo resistente a corte por Punzonamiento es

$$V_c = 1.1 \sqrt{f'_c}$$

Condición:

$$V_c \geq v_u$$

2.5.3 Diseño del acero de la placa en la zapata en base al Momento ultimo M_u

Donde:

a = altura del bloque de compresión en la viga

$\phi = 0.90$ factor de reducción a flexión

$H = 0.85m = (d_p + 7cm)$

$f'_c = 280kg/cm^2$, resistencia a la compresión del hormigón

$f_y = 4200kg/cm^2$, resistencia a la tracción del acero de refuerzo

A_{smin} = Área de acero mínimo que se debe ubicar en la sección de la viga

A_{smax} = Área de acero máximo que se debe ubicar en la sección de la viga

$$a = d_p - \sqrt{d_p^2 - \frac{2(M_u \times 10^5)}{0.85 \times \phi \times f'_c \times B}}$$

$$A_s = \frac{M_u \times 10^5}{\phi \times f_y \left[d_p - \frac{a}{2} \right]}$$

$$A_{smin} = 0.0018 \times B \times H$$

2.5.4 Diseño transversal en zona de columnas

Para la zona donde se encuentran las columnas se diseñara asumiendo una *viga ficticia*, como se muestra en el siguiente grafico:



$$M_{(diseño)} = \frac{q}{2} \times B^2 \times L_x$$

$$A_s = \frac{0.85 f'_c \times B \times d_p}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_{(diseño)}}{0.85 \phi \times f'_c \times B \times d_p^2}} \right]$$

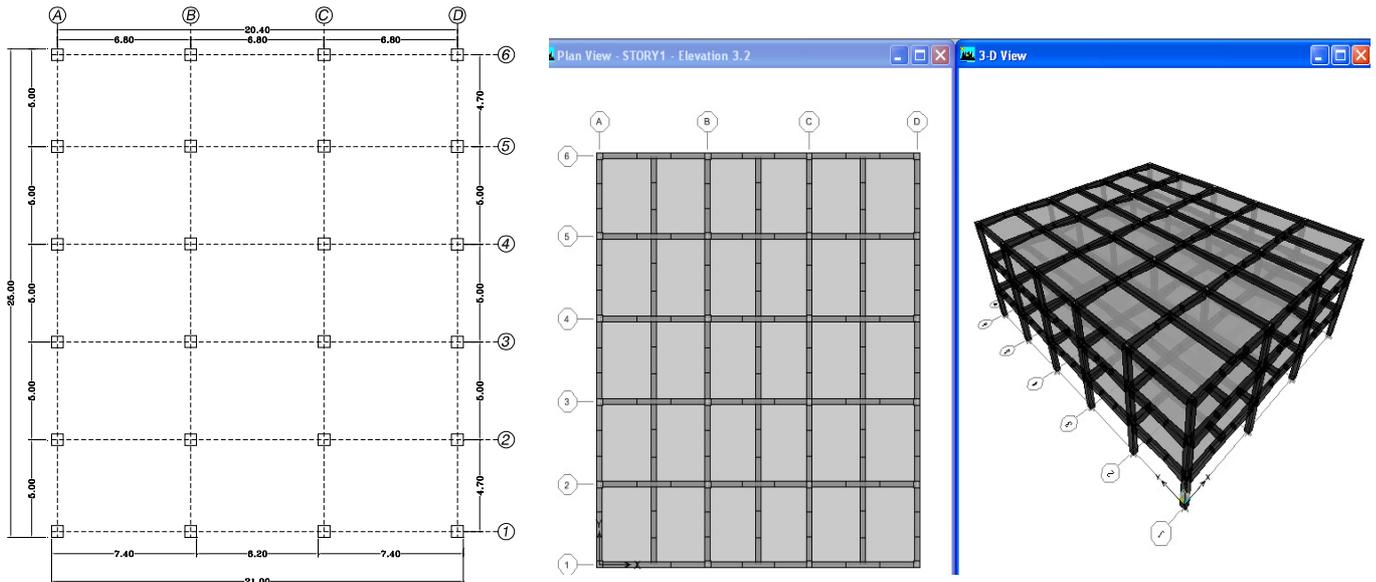
$$A_{smin} = 0.0018 \times L_x \times H$$

2.6 Ejemplo de aplicación.

Diseñar la cimentación de la siguiente superestructura considerando que el solar se encuentra libre de edificaciones aledañas. En base a Zapatas Corridas en una dirección (x-x).

2.6.1 Análisis de la superestructura.

La superestructura en análisis consta de 3 niveles con una altura total de 10.80m, y con una área de construcción efectiva de 520.41m² (24.90x20.90), en planta baja existen 24 columnas de 0.50 x 0.50m cada una, para el análisis de las posibles cargas actuantes que van hacia el suelo, hemos recurrido al uso del Software Etabs 9.07, en el hemos establecidos los parámetros de carga (vivas y muertas), mas la acción dinámica posible producida por el efecto de sismo (espectro dinámico).



Una vez realizado el análisis de la Superestructura, nos concentramos en las acciones que la superestructura desarrolla y envía al suelo de cimiento.

Cargas actuantes a la cimentación										
Ejes	Columnas	Cargas muertas "D"			Cargas vivas "L"			Cargas por Sismo Ex		
		P_z (Ton)	F_x (Ton)	M_y (Tm)	P_z (Ton)	F_x (Ton)	M_y (Tm)	P_z (Ton)	F_x (Ton)	M_y (Tm)
Ejes 1-6	A1-A6	-26.96	-1.17	-1.22	-5.09	-0.26	-0.27	-9.29	-6.97	-12.97
	B1-B6	-53.23	0.38	0.41	-11.30	0.09	0.09	-2.46	-8.56	-14.71
	C1-C6	-53.23	-0.38	-0.41	-11.30	-0.09	-0.09	-2.46	-8.56	-14.71
	D1-D6	-26.96	1.17	1.22	-5.09	0.26	0.27	-9.29	-6.97	-12.97
Ejes 2-5	A2-A5	-55.01	-2.30	-2.43	-12.56	-0.58	-0.61	-9.28	-6.94	-13.00
	B2-B5	-111.55	0.62	0.67	-27.70	0.16	0.17	-2.47	-8.39	-14.68
	C2-C5	-111.55	-0.62	-0.67	-27.70	-0.16	-0.17	-2.47	-8.39	-14.68
	D2-D5	-55.01	2.30	2.43	-12.56	0.58	0.61	-9.28	-6.94	-13.00
Ejes 3-4	A3-A4	-53.15	-2.28	-2.41	-12.05	-0.57	-0.60	-9.29	-6.95	-13.01
	B3-B4	-107.59	0.66	0.71	-26.58	0.17	0.18	-2.47	-8.41	-14.69
	C3-C4	-107.59	-0.66	-0.71	-26.58	-0.17	-0.18	-2.47	-8.41	-14.69
	D3-D4	-53.15	2.28	2.41	-12.05	0.57	0.60	-9.29	-6.95	-13.01

Haciendo la sumatoria de las cargas totales tenemos que la estructura pesa 2011.08 ton.

Una vez obtenidas la reacciones de la superestructura estas a su vez se transforman en acciones que van directamente al suelo de fundación.

Para nuestro ejemplo hemos agrupado la fila de columnas en los siguientes ejes:

Ejes x-x	Columnas
1.	A1 - B1 - C1 - D1
2.	A2 - B2 - C2 - D2
3.	A3 - B3 - C3 - D3
4.	A4 - B4 - C4 - D4
5.	A5 - B5 - C5 - D5
6.	A6 - B6 - C6 - D6

Según el cuadro donde se muestran las cargas actuantes de la superestructura existen ejes con las mismas consideraciones de cargas y momentos actuantes, los cuales unificaremos estos casos para facilitar su análisis, estos ejes son:

Ejes x-x
1 - 6
2 - 5
3 - 4

2.6.2 Consideraciones del diseño estructural:

Para ejemplo de este taller llegaremos a considerar dos formas de diseño estructural de zapatas corridas:

- a.- Zapata corrida con viga T invertida.
- b.- Zapata corrida como placa o losa de cimentación.

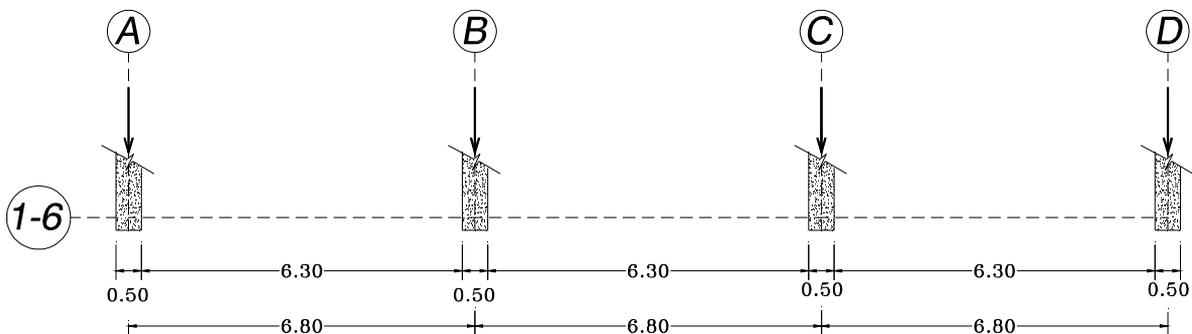
2.6.3 Cálculo y diseño estructural de la cimentación de la superestructura propuesta

- a.- Zapata corrida con viga T invertida.
- b.- Zapata corrida como placa o losa de cimentación.

EJES 1 - 6

	Cargas actuantes a la cimentación								
	Cargas muertas "D"			Cargas vivas "L"			Cargas por Sismo Ex		
	P_z (Ton)	F_x (Ton)	M_y (Tm)	P_z (Ton)	F_x (Ton)	M_y (Tm)	P_z (Ton)	F_x (Ton)	M_y (Tm)
A1-D1	-26.96	-1.17	-1.22	-5.09	-0.26	-0.27	-9.29	-6.97	-12.97
B1-B6	-53.23	0.38	0.41	-11.30	0.09	0.09	-2.46	-8.56	-14.71
C1-C6	-53.23	-0.38	-0.41	-11.30	-0.09	-0.09	-2.46	-8.56	-14.71
D1-D6	-26.96	1.17	1.22	-5.09	0.26	0.27	-9.29	-6.97	-12.97

Las dimensiones a cada una de las columnas se muestran en la figura siguiente:



La resistencia admisible del suelo

$$\sigma_{adm \text{ del suelo}} = 12.0 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

a.1 Cálculo de la base de zapata:

Para encontrar las dimensiones de la zapata, consideraremos en dos Casos:

Siendo 1.12 el factor de mayoración por efecto del peso de la zapata y del material sobre la zapata.

a. Caso # 1 combinación D + L

$$P = \Sigma(1.12P_D + P_L) = 212.41\text{Ton}$$

$$M = \Sigma(M_D + M_L) =$$

b. Caso # 2 combinación D + L + E

$$P = \Sigma(1.12P_D + P_L + P_E) = 235.91\text{Ton}$$

$$M = \Sigma(M_D + M_L + M_E) = 55.36\text{Tm}$$

a.1.1 Geometría de la zapata:

La zapata tiene una longitud $L = 20.90\text{m}$ a todo lo largo en la dirección X, la siguiente ecuación esta en función del área de la zapata ($L \times B$) siendo B el ancho de la Zapata.

a. Caso # 1 combinación D + L

$$\sigma_{\text{adm del suelo}} = \frac{P}{L \times B}$$

$$B = \frac{P}{\sigma_{\text{adm del suelo}} \times L} = \frac{212.41\text{Ton}}{12.0 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \times 20.90\text{m}}$$

$$B = 0.847 \approx 0.85\text{m}$$

b. Caso # 2 combinación D + L + E

$$1.33\sigma_{\text{adm del suelo}} = \frac{P}{L \times B}$$

$$B = \frac{P}{1.33\sigma_{\text{adm del suelo}} \times L} = \frac{235.91\text{Ton}}{1.33(12.0 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}) \times 20.90\text{m}}$$

$$B = 0.70\text{m}$$

De los dos casos escogeremos el caso #1, puesto que este requiere mayor base, la zapata y las dimensiones son:

$$L = 20.90\text{m}$$

$$B = 0.85\text{m}$$

a.2 Chequeo de las excentricidades:

Puesto que en el caso #1 no existe momento consideramos que la carga ultima de servicio coincide con la resultante de presiones desde el suelo a la zapata cuya excentricidad es = 0 esto nos hace referencia que las presiones son uniforme. Analizaremos el caso #2

b. Caso # 2 combinación D + L + E

$$e \leq e_{(\text{maxima})}$$

$$e = \frac{M}{P} = 0.235\text{m}$$

$$e_{\text{max}} = \frac{L}{6} = \frac{20.90\text{m}}{6} = 3.483\text{m}$$

$$e = 0.235\text{m} < 3.483\text{m} \Rightarrow \text{Ok}$$

Puesto que la excentricidad esta dentro del tercio de la longitud de la zapata. Tendremos un sistema de presiones trapezoidal

a.3 Chequeo de la presión de contacto Máxima (q_{max}):

a. Caso # 1 combinación D + L

$$q_{\text{max}} = \frac{P}{A} = \frac{212.41\text{Ton}}{0.85\text{m} \times 20.90\text{m}} = 11.96 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

$$q_{\text{max}} = 11.96 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} < \sigma_{\text{adm del suelo}} = 12.0 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \Rightarrow \text{Ok}$$

b. Caso # 2 combinación D + L + E

$$q_{\text{max}} = \frac{P}{A} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{235.91\text{Ton}}{(0.85 \times 20.90)\text{m}^2} \left(1 + \frac{6 \times 0.235\text{m}}{20.90\text{m}} \right)$$

$$q_{\text{max}} = 14.175 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} < 1.33\sigma_{\text{adm del suelo}} = 15.96 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \Rightarrow \text{Ok}$$

a.4 Factor de seguridad al deslizamiento

$$F_s = \frac{u \times P}{\Sigma F_x} = \frac{0.39 \times 235.91\text{Ton}}{31.06\text{Ton}} = 2.96 \geq 1.5 \Rightarrow \text{Ok}$$

Donde $u = 0.39$, este valor depende del tipo de suelo donde se encuentra la zapata, para nuestro caso tenemos arcilla y la fuerza P la establecemos para el caso #2 así mismo la $\sum F_x$ para el mismo caso

a.5 Cálculo de los esfuerzos últimos actuantes en la zapata

Para encontrar los esfuerzos predominantes en la base de la zapata consideraremos en dos Casos:

a. Caso # 1 combinación 1.2D + 1.6L

$$P_u = 1.2P_D + 1.6P_L = 244.904 \text{Ton}$$

$$M_u = 1.2M_D + 1.6M_L = 0$$

$$e = \frac{M_u}{P_u} = 0$$

$$q_{max} = \frac{P_u}{A} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{244.904 \text{Ton}}{(20.90 \times 0.85) \text{m}^2} \left(1 + \frac{6 \times 0}{20.90 \text{m}} \right)$$

$$q_{max} = 13.785 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

b. Caso # 2 combinación 1.2 D + L + E

$$P_u = 1.2P_D + P_L + P_E = 248.75 \text{Ton}$$

$$M_u = 1.2M_D + M_L + M_E = 55.36 \text{Tm}$$

$$e = \frac{M_u}{P_u} = 0.22 \text{m}$$

$$q_{max} = \frac{P_u}{A} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{248.75 \text{Ton}}{0.85 \text{m} \times 20.90 \text{m}} \left(1 + \frac{6 \times 0.22 \text{m}}{20.90 \text{m}} \right)$$

$$q_{max} = 14.885 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

$$q_{min} = \frac{P_u}{A} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) = \frac{248.75 \text{Ton}}{0.85 \text{m} \times 20.90 \text{m}} \left(1 - \frac{6 \times 0.22 \text{m}}{20.90 \text{m}} \right)$$

$$q_{min} = 13.117 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

a.6 Cálculo de las fuerzas últimas actuantes en la base de la zapata

a. Caso # 1 combinación 1.2D + 1.6L

$$Q_u = q_{max} \times B$$

$$Q_u = 13.785 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \times 0.85 \text{m} = 11.718 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

b. Caso # 2 combinación 1.2 D + L + E

$$Q_{umax} = q_{max} \times B$$

$$Q_{umax} = 14.886 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \times 0.85 \text{m} = 12.653 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

$$Q_{umin} = q_{min} \times B$$

$$Q_{umin} = 13.12 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \times 0.85 \text{m} = 11.152 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

Diagramas de esfuerzos actuantes en la línea de la zapata

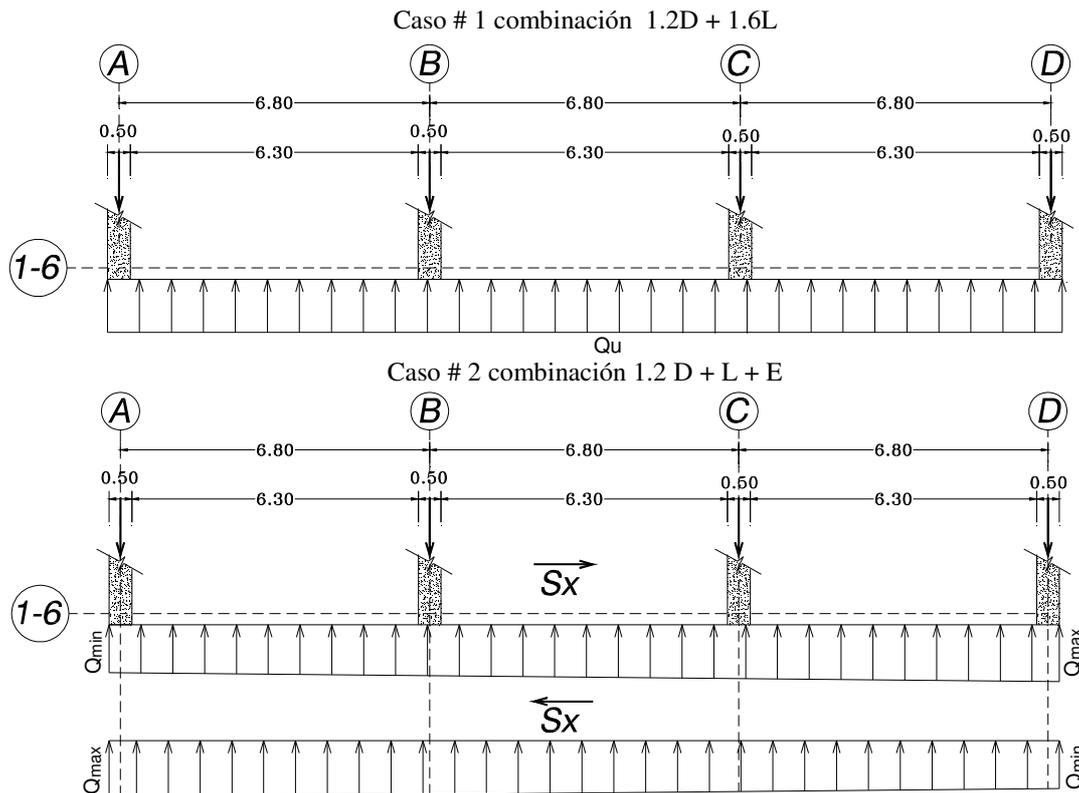
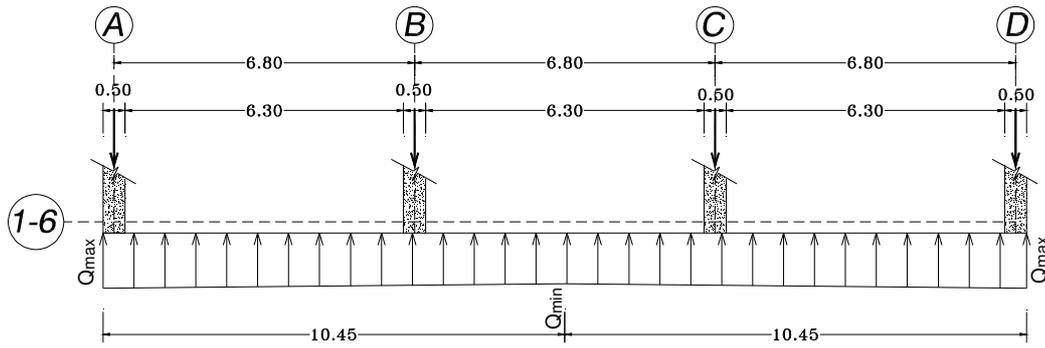


Diagrama envolvente debido al caso #2

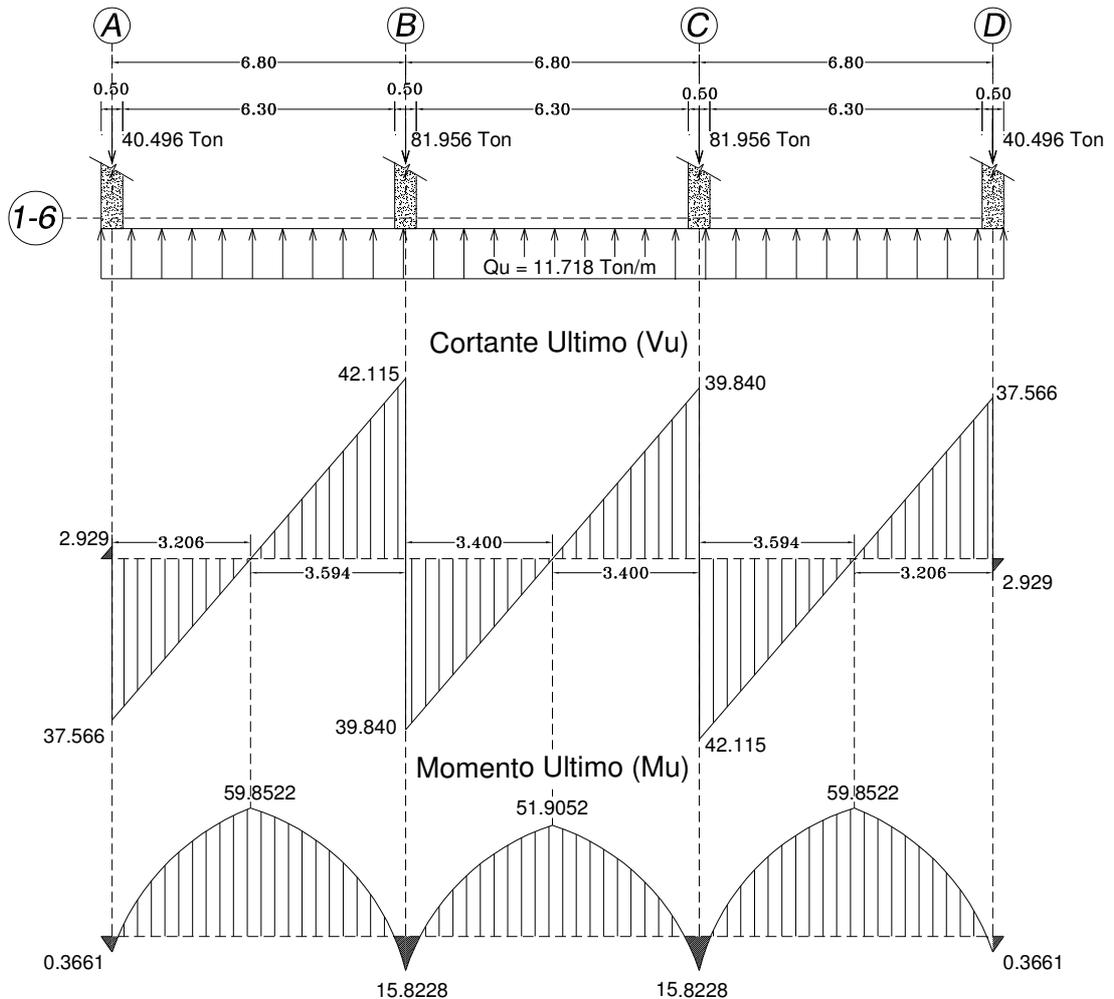


a.7 Diagrama de Cortantes últimos (V_u) y Momentos últimos (M_u)

Los diagramas tanto de Cortante último (V_u), como el de Momento último (M_u) están a base a:

- Considerando la estática entre las cargas actuantes que baja por los pilares y la cargas que resulta de los esfuerzos del suelo.
- Considerando la interacción Suelo-Estructura.
- Considerando a la cimentación totalmente rígida.

Caso # 1 combinación $1.2D + 1.6L$



Para facilitar los cálculos no se ha tomado en cuenta las cortantes y momentos últimos del diagrama del caso #2. Puesto que este es un cálculo complejo además el diagrama del caso #1 es el 92.61% del esfuerzo máximo del diagrama caso #2, como el caso #2 es posible eventual en la vida útil solo evaluaremos y diseñaremos con los esfuerzos del caso #1 analizados.

a.8 DISEÑO ESTRUCTURAL DE ZAPATA CORRIDA CON VIGA T INVERTIDA

a.8.1 Dimensiones de la viga en la zapata en base al M_{umax}

Las dimensiones estarán en función del $M_{umax} = 59.8522 \text{ Tm}$, para zonas sísmicas como el caso del Ecuador se establece la siguiente ecuación.

Donde

$\phi = 0.90$

$d_v =$ Peralte mínimo de la viga en la zapata

$f'_c =$ esfuerzo de compresión del hormigón que es 280 kg/cm^2

$b_v =$ base o ancho de la viga en la zapata

$$d_v \geq \sqrt{\frac{M_u}{0.189\phi \times f'_c b_v}}$$

Seleccionaremos el peralte de la viga en función de la posible base a seleccionar:

$b_v \text{ (cm)}$	$d_v \text{ (cm)}$	$r \text{ (cm)}$	$h \text{ (cm)}$
30	64.72	7	71.72
35	59.92	7	66.9
40	56.05	7	63.05
45	52.85	7	59.85

Dado estos resultados seleccionaremos las siguientes dimensiones de la viga en la zapata, estableciendo el peralte efectivo de cálculo:

$b_v \text{ (cm)}$	$d_v \text{ (cm)}$	$r \text{ (cm)}$	$h \text{ (cm)}$
35	63	7	70

a.8.2. Diseño de la viga en la zapata en base al Cortante ultimo V_{umax} (Estribos)

Donde $V_{umax} = 42.115 \text{ Ton}$ y $Q_u = 11.718 \text{ Ton/m}$

$$V_{ux} = V_u - Q_u \left[d_v + \frac{c}{2} \right] = 42.115 \text{ Ton} - 11.718 \frac{\text{Ton}}{\text{m}} \left[0.63 \text{ m} + \frac{0.50 \text{ m}}{2} \right] = 31.80 \text{ Ton}$$

El valor de c depende donde se encuentre el valor máximo del cortante ya que es la dimensión de la columna en la dirección de la zapata $c = 0.50 \text{ m}$

Dada la condición:

$$\phi V_n \geq V_{ux}$$

Donde:

$$\phi V_n = \phi (V_s + V_c) \quad V_{ux} = 31.80 \text{ Ton}$$

El esfuerzo que resiste el hormigón es:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b_v d_v = 0.53 \sqrt{280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \times 35 \text{ cm} \times 63 \text{ cm} = 19550 \text{ kg} = 19.55 \text{ Ton}$$

Si igualamos $\phi V_n = V_{ux}$ tendremos: siendo $\phi = 0.75$

$$V_{ux} = \phi (V_s + V_c)$$

$$31.80 \text{ Ton} = 0.75 (V_s + 19.55 \text{ Ton})$$

$$V_s = \frac{17.1375 \text{ Ton}}{0.75} = 22.85 \text{ Ton}$$

Donde:

$A_v = 2A\phi$ dos veces el área nominal del estribo

$F_y =$ esfuerzo de tracción del acero

$S =$ separación de los estribos

$$S = \frac{A_v}{0.0863 \text{ cm}}$$

El esfuerzo que resisten los estribos:

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v}{S} \Rightarrow \frac{A_v}{S} = \frac{V_s}{f_y d_v}$$

$$\frac{A_v}{S} = \frac{22850 \text{ kg}}{4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 63 \text{ cm}} = 0.0863 \text{ cm}$$

$\phi \text{ (mm)}$	$A_v \text{ (cm)}$	$S \text{ (cm)}$
8	1.005	11.65
10	1.570	18.20
12	2.262	26.21

Utilizaremos en los vanos Estribos $\phi 10 \text{ mm c/15 cm}$ en los apoyo de columna a una distancia $L_n/4$ y en los centros de vano utilizaremos Estribos $\phi 10 \text{ mm c/25 cm}$, siendo L_n la luz neta entre cara a cara de columna en los vanos

a.8.3 Diseño de la viga en la zapata en base al Momento ultimo M_u (calculo de aceros longitudinales)

Sección	M_u (Tm)	a (cm)	A_s (cm ²)	A_{smin} (cm ²)	A_{sreq} (cm ²)
A	0.3661	0.07756	0.153	7.350	7.350
A-B	59.8522	14.2953	28.352	7.350	28.352
B	15.8288	3.4455	6.8337	7.350	7.350
B-C	51.9052	12.1639	24.125	7.350	24.125
C	15.5282	3.4455	6.8337	7.350	7.350
C-D	59.8522	14.2953	28.352	7.350	28.352
D	0.3661	0.707756	0.153	7.350	7.350

$$a = d_v - \sqrt{d_v^2 - \frac{2(M_u \times 10^5)}{0.85 \times \phi \times f'_c \times b_v}}$$

$$A_s = \frac{M_u \times 10^5}{\phi \times f_y \times \left[d_v - \frac{a}{2} \right]}$$

$$A_{smin} = \frac{14 \times b_v \times d_v}{f_y} = \frac{14 \times 35 \text{cm} \times 63 \text{cm}}{4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 7.350 \text{cm}^2$$

$$A_{smax} = \rho \times b_v \times d_v = 0.014 \times 35 \text{cm} \times 63 \text{cm} = 30.87 \text{cm}^2$$

Donde:

a = altura del bloque de compresión en la viga

ϕ = 0.90 factor de reducción a flexión

f'_c = 280kg/cm², resistencia a la compresión del hormigón

f_y = 4200kg/cm², resistencia a la tracción del acero de refuerzo

ρ = es el 50% de la cuantía de balance para f'_c = 280kg/cm², ρ = 0.014

A_{smin} = Área de acero mínimo que se debe ubicar en la sección de la viga

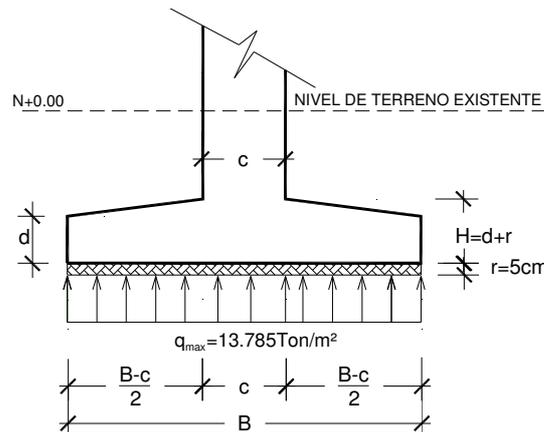
A_{smax} = Área de acero máximo que se debe ubicar en la sección de la viga

“Cabe señalar que el detallamiento y ubicación de los diámetros de los aceros queda a criterio de diseñador basándose en las secciones requeridas del cuadro anterior.”

a.8.4 Diseño de la zapata

Para el diseño de la zapata consideraremos el esfuerzo del caso #1 analizados en el estado de carga mayorado:

$q_{max} = 13.785 \text{Ton/m}^2$ y este a su vez en la zapata es lineal constante como lo muestra la siguiente figura.



a.8.4.1 Diseño a Cortante por Punzonamiento:

La sección crítica a Punzonamiento se sitúa alrededor de la columna con una separación de $d/2$ de sus caras.

La fuerza cortante que actúan sobre la sección crítica en cada columna son:

Columnas	V_u (Ton)
A	40.496
B	81.956
C	81.956
D	40.496

El esfuerzo cortante por punzonamiento que actúa sobre la sección es:

$$v_u = \frac{V_u}{\phi b_o d_z}$$

$$b_o d_z = 2[(a + d_z) + (b + d_z)] \times d_z \quad \text{Para columnas centrales}$$

$$b_o d_z = (2a + b + 2d_z) \times d_z \quad \text{Para columnas de borde}$$

El esfuerzo resistente a corte por Punzonamiento es: si $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$

$$V_c = 1.1 \sqrt{f'_c} = 1.1 \sqrt{280} \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 18.406 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 184.06 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Si:

Donde $\phi = 0.75$, $a = 0.50 \text{ m}$, $b = 0.50 \text{ m}$.

Si utilizamos $d_z = 23 \text{ cm}$ y $H = 30 \text{ cm}$ (la norma ACI-08 establece $d_{\min} = 15 \text{ cm}$)

Condición:

$$V_c \geq v_u$$

Cuadro de calculo del $d_z = 23 \text{ cm}$

Columnas	V_u (Ton)	$\Phi b_o d_z$ (m)	v_u (Ton)	V_c (Ton/m ²)	Observación
A	40.496	0.3381	119.77	184.06	ok
B	81.956	0.5037	162.71	184.06	ok
C	81.956	0.5037	162.71	184.06	ok
D	40.496	0.3381	119.77	184.06	ok

El esfuerzo de corte por punzonamiento solicitante es inferior a la capacidad resistente del hormigón y el peralte analizado $d_z = 23 \text{ cm}$ cumple satisfactoriamente con los esfuerzos Cortantes

a.8.4.2 Diseño a flexión:

La sección crítica de diseño a flexión se ubica en la cara de la columna.

El esfuerzo requerido por flexión es:

$$q_{\max} = 13.785 \text{ Ton/m}^2$$

$$L_z = (B - c)/2 = 0.175 \text{ m}$$

$$L = 20.90 \text{ m}$$

$$M_{(\text{diseño})} = \frac{q_{\max}}{2} \times L_z^2 \times L = \frac{13.785}{2} \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \times (0.175 \text{ m})^2 \times 20.90 \text{ m}$$

$$M_{(\text{diseño})} = 4.412 \text{ Tm}$$

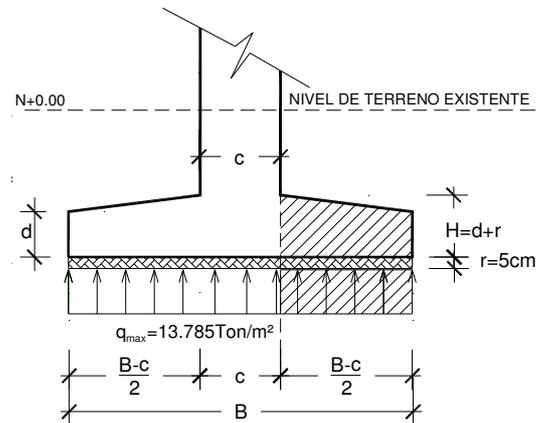
- Acero calculado A_s

$$A_s = \frac{0.85 f'_c \times L \times d_z}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_{(\text{diseño})}}{0.85 \phi \times f'_c \times L \times d_z^2}} \right]$$

$$A_s = 5.080 \text{ cm}^2$$

- Acero mínimo $A_{s(\min)}$

$$A_{s(\min)} = \frac{14}{f_y} L \times d_v = \frac{14}{4200} \times 2090 \text{ cm} \times 23 \text{ cm} = 160.23 \text{ cm}^2$$



Dado que el acero mínimo es mayor que el acero calculado, tendremos el siguiente esquema de armado en sentidos longitudinal $L = 20.90m$ con un área de acero de $= 160.23cm^2$

- Si utilizamos $\phi 14mm$ cuya área nominal es de $A_{sv} = 1.54cm^2$ tendremos, 104 varillas espaciadas cada 20cm

$$\#_{\text{varillas}} = \frac{A_s}{A_{sv}} = \frac{160.23cm^2}{1.54cm^2} = 104.0 \quad C_{\text{separacion}} = \frac{L-2r}{\#_{\text{varillas}} - 1} = \frac{(2090-10)cm}{103_{\text{varillas}}} = 20.19 \approx 20cm$$

- Si utilizamos $\phi 12mm$ cuya área nominal es de $A_{sv} = 1.131cm^2$ tendremos, 142varillas espaciadas cada 14cm

$$\#_{\text{varillas}} = \frac{A_s}{A_{sv}} = \frac{160.23cm^2}{1.131cm^2} = 141.67 \approx 142 \quad C_{\text{separacion}} = \frac{L-2r}{\#_{\text{varillas}} - 1} = \frac{(2090-10)cm}{141_{\text{varillas}}} = 14.82 \approx 14cm$$

Para el armado transversal a lo largo de $L = 20.90m$, utilizaremos $\phi 12mm$ c/14cm x 0.80m

Para el armado en las aletas de la zapata utilizaremos la ecuación de A_{smin} por **Retracción y Fraguado**

$$A_{smin} = 0.0018 \times L_c \times H$$

$$A_{smin} = 0.0018 \times 17.5cm \times 30cm = 0.945cm^2$$

-Si utilizamos $\phi 10mm$ cuya área nominal es de $A_{sv} = 0.785cm^2$ tendremos, 2 varillas a cada lado de las aletas de la zapata.

$$\#_{\text{varillas}} = \frac{A_s}{A_{sv}} = \frac{0.945cm^2}{0.785cm^2} = 1.20 \approx 2$$

Por lo tanto a cada costado utilizaremos **2 $\phi 10mm$ x 20.90m**

Nota: El detallamiento Longitudinal y transversal de la zapata de los ejes 1-6 están en la sección **2.6.4.2 Detallamiento Estructural de zapata con viga T invertida.**

a.9 DISEÑO ESTRUCTURAL DE ZAPATA CORRIDA COMO LOSA O PLACA DE CIMENTACIÓN:

a.9.1 Dimensiones de placa en la zapata (Diseño por cortante)

a.9.1.1 Para el diseño de la placa hacemos que el hormigón absorba todo el *cortante a flexión*:

Dada la condición:

$$\phi V_n \geq V_u$$

Donde:

$$\phi V_n = \phi V_c \quad V_u = 42.115 \text{ Ton}$$

El esfuerzo que resiste el hormigón es: si $d_p = 0.78m$

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} B d_p = 0.53 \sqrt{280 \frac{kg}{cm^2}} \times 85cm \times 78cm = 58798.8kg = 58.798 \text{ Ton}$$

Tendremos: siendo $\phi = 0.75$

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi V_n = \phi V_c \geq V_u$$

$$0.75 \times 58.798 \text{ Ton} = 44.098 \text{ Ton} > 42.115 \text{ tTon}$$

a.9.1.2 cheque de cortante a Punzonamiento:

El esfuerzo cortante por Punzonamiento que actúa sobre la sección es:

$$v_u = \frac{V_u}{\phi b_o d_z}$$

$$b_o d_p = 2[(a + d_p) + (b + d_p)] \times d_p \quad \text{Para columnas centrales}$$

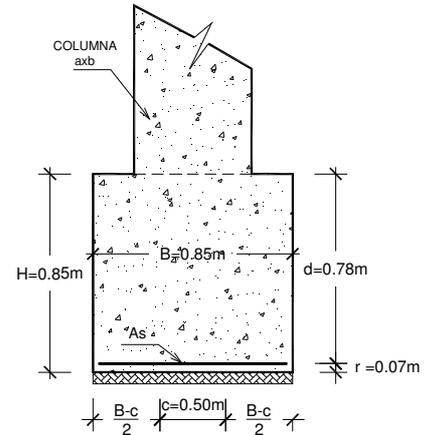
$$b_o d_p = (2a + b + 2d_p) \times d_p \quad \text{Para columnas de borde}$$

El esfuerzo resistente a corte por Punzonamiento es: si $f'_c = 280 \text{kg/cm}^2$

$$V_c = 1.1 \sqrt{f'_c} = 1.1 \sqrt{280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 18.406 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 184.06 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Condición:

$$V_c \geq v_u$$



Cuadro de calculo del $d_p = 78 \text{cm}$

Columnas	V_u (Ton)	$\Phi b_o d_p$ (m)	v_u (Ton)	V_c (Ton/m ²)	Observación
A	40.496	1.7901	22.622	184.06	ok
B	81.956	2.9952	27.362	184.06	ok
C	81.956	2.9952	27.362	184.06	ok
D	40.496	1.7901	22.622	184.06	ok

El esfuerzo de corte por Punzonamiento solicitante es inferior a la capacidad resistente del hormigón y el peralte analizado $d_p = 78 \text{cm}$ cumple satisfactoriamente con los esfuerzos Cortantes

a.9.2 Diseño del acero de la placa en la zapata en base al Momento ultimo M_u

Sección	M_u (Tm)	a (cm)	A_s (cm ²)	A_{smin} (cm ²)	A_{sreq} (cm ²)
A	0.3661	0.02578	0.1242	13.00	13.00
A-B	59.8522	4.335	20.880	13.00	20.88
B	15.8288	1.1226	5.4075	13.00	13.00
B-C	51.9052	3.7448	18.037	13.00	18.037
C	15.5282	1.1226	5.4075	13.00	13.00
C-D	59.8522	4.335	20.880	13.00	20.88
D	0.3661	0.02578	0.1242	13.00	13.00

$$a = d_p - \sqrt{d_p^2 - \frac{2(M_u \times 10^5)}{0.85 \times \phi \times f'_c \times B}}$$

$$A_s = \frac{M_u \times 10^5}{\phi \times f_y \left[d_p - \frac{a}{2} \right]}$$

$$A_{smin} = 0.0018 \times B \times H = 13.00 \text{cm}^2$$

Donde:

a = altura del bloque de compresión en la viga

$\phi = 0.90$ factor de reducción a flexión

$H = 0.85 \text{m} = (d_p + 7 \text{cm})$

$f'_c = 280 \text{kg/cm}^2$, resistencia a la compresión del hormigón

$f_y = 4200 \text{kg/cm}^2$, resistencia a la tracción del acero de refuerzo

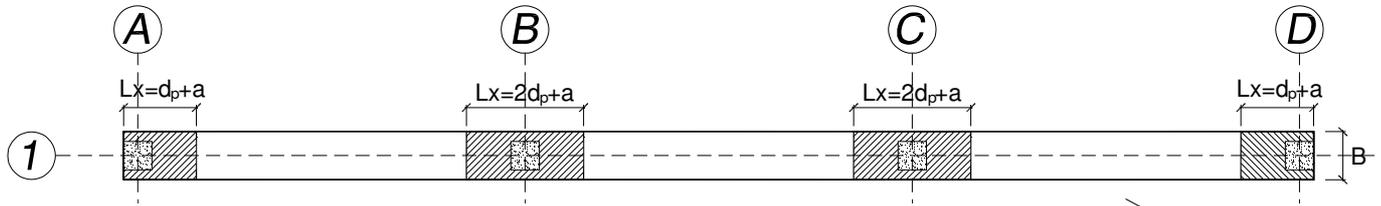
A_{smin} = Área de acero mínimo que se debe ubicar en la sección de la viga

A_{smax} = Área de acero máximo que se debe ubicar en la sección de la viga

“Cabe señalar que el detallamiento y ubicación de los diámetros de los aceros queda a criterio de diseñador basándose en las secciones requeridas del cuadro anterior.”

a.9.2 Diseño transversal en zona de columnas

Para la zona donde se encuentran las columnas se diseñará asumiendo una *viga ficticia*, como se muestra en el siguiente grafico:

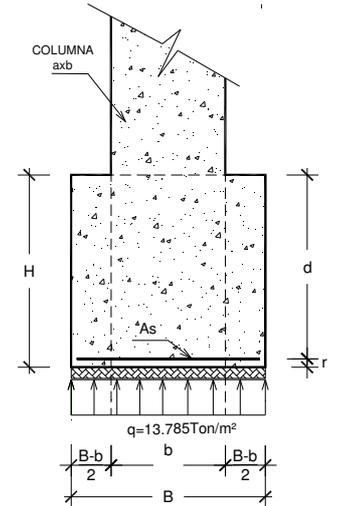


$$q = 13.785 \text{ Ton/m}^2$$

$$M_{(diseño)} = \frac{q}{2} \times B^2 \times L_x$$

$$A_s = \frac{0.85 f'_c \times B \times d_p}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_{(diseño)}}{0.85 \phi \times f'_c \times B \times d_p^2}} \right] \quad A_{smin} = 0.0018 \times L_x \times H$$

Columnas	L_x (m)	M_u (Tm)	A_s (cm ²)	A_{smin} (cm ²)	$A_{s req}$ (cm ²)
A	1.28	12.748	4.349	17.97	17.97
B	2.06	20.516	7.024	28.92	28.92
C	2.06	20.516	7.024	28.92	28.92
D	1.28	12.748	4.349	17.97	17.97



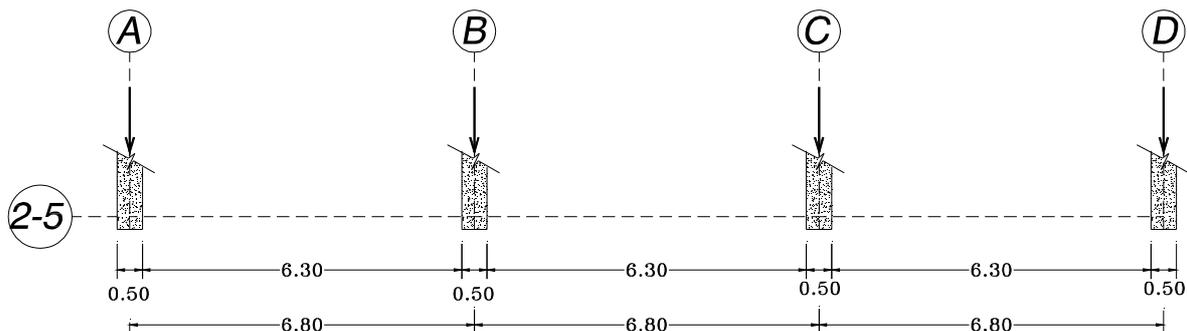
Columnas	L_x (m)	B (m)	$A_{s req}$ (cm ²)	Φ (mm)	A_v (cm ²)	$\# = A_{s req} / A_v$	Observ.
A	1.28	0.85	17.97	14	1.54	12	$\Phi 14\text{mm c}/10\text{cm}$
B	2.06	0.85	28.92	14	1.54	19	$\Phi 14\text{mm c}/11\text{cm}$
C	2.06	0.85	28.92	14	1.54	19	$\Phi 14\text{mm c}/11\text{cm}$
D	1.28	0.85	17.97	14	1.54	12	$\Phi 14\text{mm c}/10\text{cm}$

Nota: El detallamiento Longitudinal y transversal de la zapata de los ejes 1-2 están en la sección **2.6.5.2 Detallamiento Estructural Zapata corrida como Placa o losa de espesor constante.**

EJES 2 – 5

	Cargas actuantes a la cimentación								
	Cargas muertas "D"			Cargas vivas "L"			Cargas por Sismo Ex		
	P_x (Ton)	F_x (Ton)	M_x (Tm)	P_x (Ton)	F_x (Ton)	M_x (Tm)	P_x (Ton)	F_x (Ton)	M_x (Tm)
A2-A5	-55.01	-2.30	-2.43	-12.56	-0.58	-0.61	-9.28	-6.94	-13.00
B2-B5	-111.55	0.62	0.67	-27.70	0.16	0.17	-2.47	-8.39	-14.68
C2-C5	-111.55	-0.62	-0.67	-27.70	-0.16	-0.17	-2.47	-8.39	-14.68
D2-D5	-55.01	2.30	2.43	-12.56	0.58	0.61	-9.28	-6.94	-13.00

Las dimensiones a cada una de las columnas se muestran en la figura siguiente:



La resistencia admisible del suelo

$$\sigma_{\text{adm del suelo}} = 12.0 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

a.1 Cálculo de la base de zapata:

Para encontrar las dimensiones de la zapata, consideraremos en dos Casos:

Siendo 1.12 el factor de mayoración por efecto del peso de la zapata y del material sobre la zapata.

a. Caso # 1 combinación D + L

$$P = \Sigma(1.12P_D + P_L) = 453.614\text{Ton}$$

$$M = \Sigma(M_D + M_L) = 0$$

b. Caso # 2 combinación D + L + E

$$P = \Sigma(1.12P_D + P_L + P_E) = 477.114\text{Ton}$$

$$M = \Sigma(M_D + M_L + M_E) = 55.36\text{Tm}$$

a.1.1 Geometría de la zapata:

La zapata tiene una longitud $L = 20.90\text{m}$ a todo lo largo en la dirección X, la siguiente ecuación esta en función del área de la zapata ($L \times B$) siendo B el ancho de la Zapata.

a. Caso # 1 combinación D + L

$$\sigma_{\text{adm del suelo}} = \frac{P}{L \times B}$$

$$B = \frac{P}{\sigma_{\text{adm del suelo}} \times L} = \frac{453.614\text{Ton}}{12.0 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \times 20.90\text{m}}$$

$$B = 1.809 \approx 1.85\text{m}$$

b. Caso # 2 combinación D + L + E

$$1.33\sigma_{\text{adm del suelo}} = \frac{P}{L \times B}$$

$$B = \frac{P}{1.33\sigma_{\text{adm del suelo}} \times L} = \frac{477.114\text{Ton}}{1.33(12.0 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}) \times 20.90\text{m}}$$

$$B = 1.43 \approx 1.50\text{m}$$

De los dos casos escogeremos el caso #1, puesto que este requiere mayor base, la zapata y las dimensiones son:

$$L = 20.90\text{m}$$

$$B = 1.85\text{m}$$

a.2 Chequeo de las excentricidades:

Puesto que en el caso #1 no existe momento consideramos que la carga ultima de servicio coincide con la resultante de presiones desde el suelo a la zapata cuya excentricidad es = 0 esto nos hace referencia que las presiones son uniforme. Analizaremos el caso #2

b. Caso # 2 combinación D + L + E

$$e \leq e_{(\text{maxima})}$$

$$e = \frac{M}{P} = 0.116\text{m} \quad e_{\text{max}} = \frac{L}{6} = \frac{20.90\text{m}}{6} = 3.483\text{m}$$

$$e = 0.116\text{m} < 3.483\text{m} \Rightarrow \text{Ok}$$

Puesto que la excentricidad esta dentro del tercio de la longitud de la zapata. Tendremos un sistema de presiones trapezoidal

a.3 Chequeo de la presión de contacto Máxima (q_{max}):

a. Caso # 1 combinación D + L

$$q_{\text{max}} = \frac{P}{A} = \frac{453.614\text{Ton}}{1.85\text{m} \times 20.90\text{m}} = 11.732 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

$$q_{\text{max}} = 11.732 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} < \sigma_{\text{adm del suelo}} = 12.0 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \Rightarrow \text{Ok}$$

b. Caso # 2 combinación D + L + E

$$q_{\text{max}} = \frac{P}{A} \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = \frac{477.114\text{Ton}}{(1.85 \times 20.90)\text{m}^2} \left(1 + \frac{6 \times 0.116\text{m}}{20.90\text{m}}\right)$$

$$q_{\text{max}} = 12.750 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} < 1.33\sigma_{\text{adm del suelo}} = 15.96 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \Rightarrow \text{Ok}$$

a.4 Factor de seguridad al deslizamiento

$$F_s = \frac{u \times P}{\Sigma F_x} = \frac{0.39 \times 477.114\text{Ton}}{30.66\text{Ton}} = 6.068 \geq 1.5 \Rightarrow \text{Ok}$$

Donde $u = 0.39$, este valor depende del tipo de suelo donde se encuentra la zapata, para nuestro caso tenemos arcilla y la fuerza P la establecemos para el caso #2 así mismo la ΣF_x para el mismo caso

a.5 Cálculo de los esfuerzos últimos actuantes en la zapata

Para encontrar los esfuerzos predominantes en la base de la zapata consideraremos en dos Casos:

a. Caso # 1 combinación 1.2D + 1.6L

$$P_u = 1.2P_D + 1.6P_L = 528.576\text{Ton}$$

$$M_u = 1.2M_D + 1.6M_L = 0$$

$$e = \frac{M_u}{P_u} = 0$$

$$q_{\max} = \frac{P_u}{A} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{528.576\text{Ton}}{(20.90 \times 1.85)\text{m}^2} \left(1 + \frac{6 \times 0}{20.90\text{m}} \right)$$

$$q_{\max} = 13.670 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

b. Caso # 2 combinación 1.2 D + L + E

$$P_u = 1.2P_D + P_L + P_E = 503.764\text{Ton}$$

$$M_u = 1.2M_D + M_L + M_E = 55.36\text{Tm}$$

$$e = \frac{M_u}{P_u} = 0.110\text{m}$$

$$q_{\max} = \frac{P_u}{A} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{503.764\text{Ton}}{1.85\text{m} \times 20.90\text{m}} \left(1 + \frac{6 \times 0.110\text{m}}{20.90\text{m}} \right)$$

$$q_{\max} = 13.440 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

$$q_{\min} = \frac{P_u}{A} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) = \frac{503.764\text{Ton}}{1.85\text{m} \times 20.90\text{m}} \left(1 - \frac{6 \times 0.110\text{m}}{20.90\text{m}} \right)$$

$$q_{\min} = 12.617 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

a.6 Cálculo de las fuerzas últimas actuantes en la base de la zapata

a. Caso # 1 combinación 1.2D + 1.6L

$$Q_u = q_{\max} \times B$$

$$Q_u = 13.6706 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \times 1.85\text{m} = 25.290 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

b. Caso # 2 combinación 1.2 D + L + E

$$Q_{u \max} = q_{\max} \times B$$

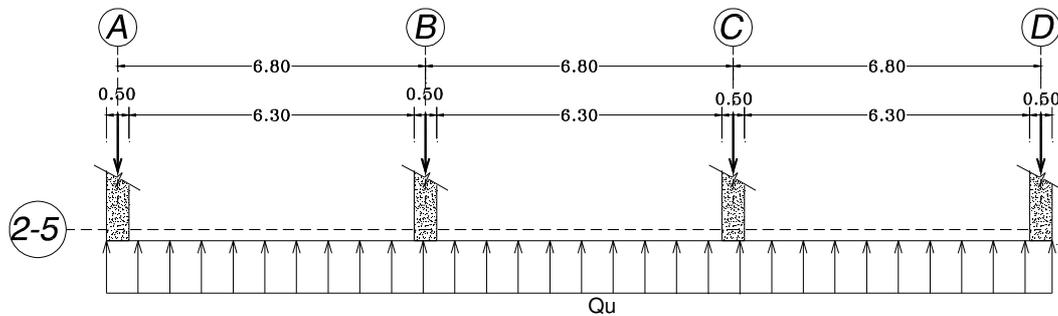
$$Q_{u \max} = 13.440 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \times 1.85\text{m} = 24.864 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

$$Q_{u \min} = q_{\min} \times B$$

$$Q_{u \min} = 12.617 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \times 1.85\text{m} = 23.342 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

Diagramas de esfuerzos actuantes en la línea de la zapata

Caso # 1 combinación 1.2D + 1.6L



Caso # 2 combinación 1.2 D + L + E

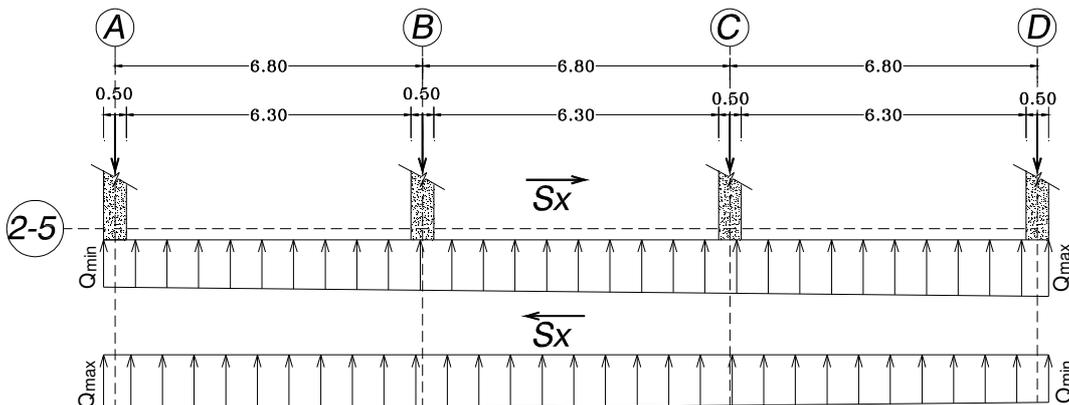
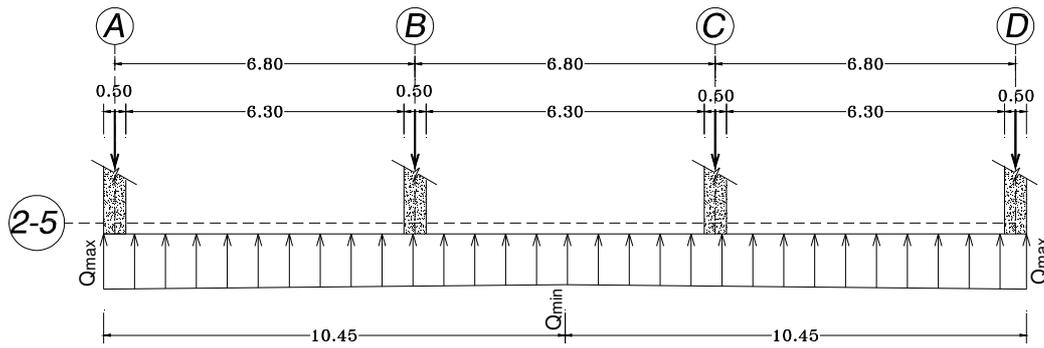


Diagrama envolvente debido al caso #2

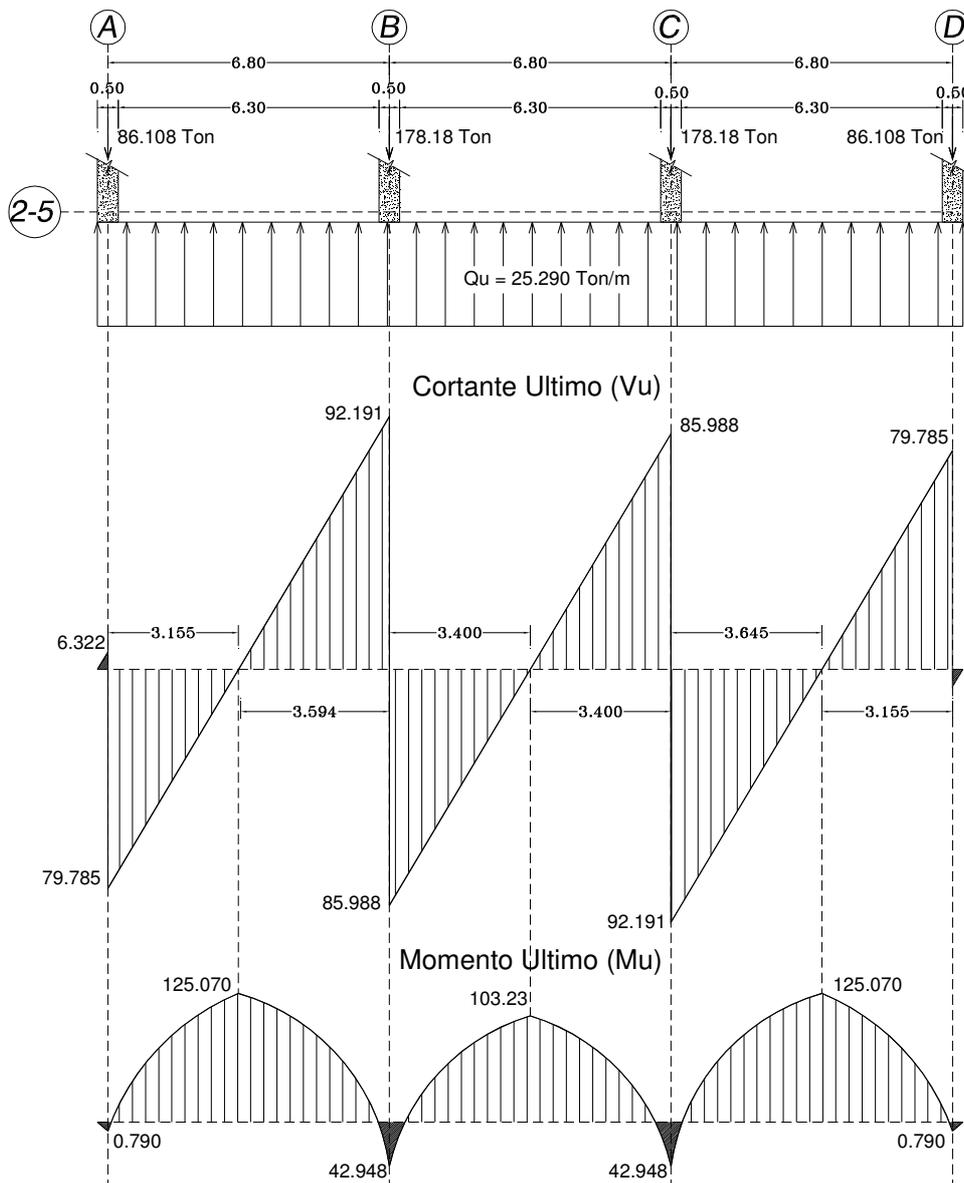


a.7 Diagrama de Cortantes últimos (V_u) y Momentos últimos (M_u)

Los diagramas tanto de Cortante último (V_u), como el de Momento último (M_u) están a base a:

- Considerando la estática entre las cargas actuantes que baja por los pilares y la cargas que resulta de los esfuerzos del suelo.
- Considerando la interacción Suelo-Estructura.
- Considerando a la cimentación totalmente rígida.

Caso # 1 combinación 1.2D + 1.6L



No se ha tomado en cuenta las cortantes y momentos últimos del diagrama del caso #2. Puesto que el esfuerzo es menor que el caso #1, solo evaluaremos y diseñaremos con los esfuerzos del caso #1 por ser el mayor.

a.8 DISEÑO ESTRUCTURAL DE ZAPATA CORRIDA CON VIGA T INVERTIDA

a.8.1 Dimensiones de la viga en la zapata en base al M_{umax}

Las dimensiones estarán en función del $M_{umax} = 125.070 \text{ Tm}$, para zonas sísmicas como el caso del Ecuador se establece la siguiente ecuación.

Donde

$$\phi = 0.90$$

$$d_v = \text{Peralte mínimo de la viga en la zapata}$$

$$f'_c = \text{esfuerzo de compresión del hormigón que es } 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$b_v = \text{base o ancho de la viga en la zapata}$$

$$d_v \geq \sqrt{\frac{M_u}{0.189\phi \times f'_c \times b_v}}$$

Seleccionaremos el peralte de la viga en función de la posible base a seleccionar:

b_v (cm)	d_v (cm)	r (cm)	h (cm)
35	86.62	7	93.62
40	81.02	7	88.02
45	76.39	7	83.39
50	72.47	7	79.47

Dado estos resultados seleccionaremos las siguientes dimensiones de la viga en la zapata, estableciendo el peralte efectivo de cálculo:

b_v (cm)	d_v (cm)	r (cm)	h (cm)
45	83	7	90

a.8.2. Diseño de la viga en la zapata en base al Cortante último V_{umax} (Estribos)

Donde $V_{umax} = 92.191 \text{ Ton}$ y $Q_u = 25.290 \text{ Ton/m}$

$$V_{ux} = V_u - Q_u \left[d_v + \frac{c}{2} \right] = 92.191 \text{ Ton} - 25.290 \frac{\text{Ton}}{\text{m}} \left[0.83 \text{ m} + \frac{0.50 \text{ m}}{2} \right] = 64.878 \text{ Ton}$$

El valor de c depende donde se encuentre el valor máximo del cortante ya que es la dimensión de la columna en la dirección de la zapata $c = 0.50 \text{ m}$

Dada la condición:

$$\phi V_n \geq V_{ux}$$

Donde:

$$\phi V_n = \phi (V_s + V_c) \quad V_{ux} = 64.878 \text{ Ton}$$

El esfuerzo que resiste el hormigón es:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b_v d_v = 0.53 \sqrt{280} \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 45 \text{ cm} \times 83 \text{ cm} = 33124.21 \text{ kg} = 33.124 \text{ Ton}$$

Si igualamos $\phi V_n = V_{ux}$ tendremos: siendo $\phi = 0.75$

$$V_{ux} = \phi (V_s + V_c)$$

$$64.878 \text{ Ton} = 0.75 (V_s + 33.124 \text{ Ton})$$

$$V_s = \frac{40.035 \text{ Ton}}{0.75} = 53.38 \text{ Ton}$$

Donde:

$$A_v = 2A\phi \text{ dos veces el área nominal del estribo}$$

$$F_y = \text{esfuerzo de tracción del acero}$$

$$S = \text{separación de los estribos}$$

$$S = \frac{A_v}{0.153 \text{ cm}}$$

El esfuerzo que resisten los estribos:

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v}{S} \Rightarrow \frac{A_v}{S} = \frac{V_s}{f_y d_v}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{53380 \text{ kg}}{4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 83 \text{ cm}} = 0.153 \text{ cm}$$

ϕ (mm)	A_v (cm)	S (cm)
8	1.005	6.568
10	1.570	10.26
12	2.262	14.78

Utilizaremos en los vanos Estribos $\phi 10 \text{ mm } c/10 \text{ cm}$ en los apoyo de columna a una distancia $L_n/4$ y en los centros de vano utilizaremos Estribos $\phi 10 \text{ mm } c/20 \text{ cm}$, siendo L_n la luz neta entre cara a cara de columna en los vanos

a.8.3 Diseño de la viga en la zapata en base al Momento ultimo M_u (calculo de aceros longitudinales)

Sección	M_u (Tm)	a (cm)	A_s (cm ²)	A_{smin} (cm ²)	A_{sreq} (cm ²)
A	0.790	0.099	0.252	12.45	12.45
A-B	125.070	17.472	44.554	12.45	44.55
B	42.948	5.554	14.163	12.45	14.16
B-C	103.23	14.101	35.957	12.45	35.96
C	42.948	5.554	14.163	12.45	14.16
C-D	125.070	17.472	44.554	12.45	44.55
D	0.790	0.099	0.252	12.45	12.45

$$a = d_v - \sqrt{d_v^2 - \frac{2(M_u \times 10^5)}{0.85 \times \phi \times f'_c \times b_v}}$$

$$A_s = \frac{M_u \times 10^5}{\phi \times f_y \times \left[d_v - \frac{a}{2} \right]}$$

$$A_{smin} = \frac{14 \times b_v \times d_v}{f_y} = \frac{14 \times 45 \text{cm} \times 83 \text{cm}}{4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 12.45 \text{cm}^2$$

$$A_{smax} = \rho \times b_v \times d_v = 0.014 \times 45 \text{cm} \times 83 \text{cm} = 52.29 \text{cm}^2$$

Donde:

a = altura del bloque de compresión en la viga

ϕ = 0.90 factor de reducción a flexión

f'_c = 280kg/cm², resistencia a la compresión del hormigón

f_y = 4200kg/cm², resistencia a la tracción del acero de refuerzo

ρ = es el 50% de la cuantía de balance para $f'_c = 280 \text{kg/cm}^2$, $\rho = 0.014$

A_{smin} = Área de acero mínimo que se debe ubicar en la sección de la viga

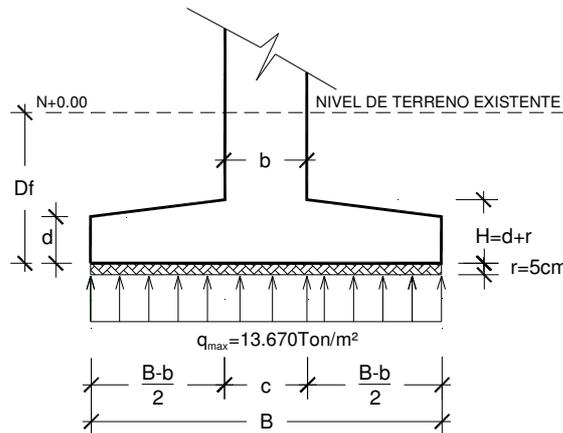
A_{smax} = Área de acero máximo que se debe ubicar en la sección de la viga

“Cabe señalar que el detallamiento y ubicación de los diámetros de los aceros queda a criterio de diseñador basándose en las secciones requeridas del cuadro anterior.”

a.8.4 Diseño de la zapata

Para el diseño de la zapata consideraremos el esfuerzo del caso #1 analizados en el estado de carga mayorado:

$q_{max} = 13.670 \text{Ton/m}^2$ y este a su vez en la zapata es lineal constante como lo muestra la siguiente figura.



a.8.4.1 Diseño a Cortante por Punzonamiento:

La sección crítica a Punzonamiento se sitúa alrededor de la columna con una separación de $d/2$ de sus caras.

La fuerza cortante que actúan sobre la sección crítica en cada columna son:

Columnas	V_u (Ton)
A	86.108
B	178.18
C	178.18
D	86.108

El esfuerzo cortante por Punzonamiento que actúa sobre la sección es:

$$v_u = \frac{V_u}{\phi b_o d_z}$$

$$b_o d_z = 2[(a + d_z) + (b + d_z)] \times d_z \quad \text{Para columnas centrales}$$

$$b_o d_z = (2a + b + 2d_z) \times d_z \quad \text{Para columnas de borde}$$

El esfuerzo resistente a corte por Punzonamiento es: si $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$

$$V_c = 1.1 \sqrt{f'_c} = 1.1 \sqrt{280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 18.406 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 184.06 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Si:

Donde $\phi = 0.75$, $a = 0.50 \text{ m}$, $b = 0.50 \text{ m}$.

Si utilizamos $d_z = 38 \text{ cm}$ y $H = 45 \text{ cm}$ (la norma ACI-08 establece $d_{\min} = 15 \text{ cm}$)

Condición:

$$V_c \geq v_u$$

Cuadro de calculo del $d_z = 38 \text{ cm}$

Columnas	V_u (Ton)	$\Phi b_o d_z$ (m)	v_u (Ton)	V_c (Ton/m ²)	Observación
A	86.108	0.6441	133.68	184.06	ok
B	178.18	1.0032	177.61	184.06	ok
C	178.18	1.0032	177.61	184.06	ok
D	86.108	0.6441	133.38	184.06	ok

El esfuerzo de corte por Punzonamiento solicitante es inferior a la capacidad resistente del hormigón y el peralte analizado $d_z = 38 \text{ cm}$ cumple satisfactoriamente con los esfuerzos Cortantes

a.8.4.2 Diseño a flexión:

La sección crítica de diseño a flexión se ubica en la cara de la columna.

El esfuerzo requerido por flexión es:

$$q_{\max} = 13.670 \text{ Ton/m}^2$$

$$L_z = (B - c)/2 = 0.675 \text{ m}$$

$$L = 20.90 \text{ m}$$

$$M_{(\text{diseño})} = \frac{q_{\max}}{2} \times L_z^2 \times L = \frac{13.670 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}}{2} \times (0.675 \text{ m})^2 \times 20.90 \text{ m}$$

$$M_{(\text{diseño})} = 65.515 \text{ Tm}$$

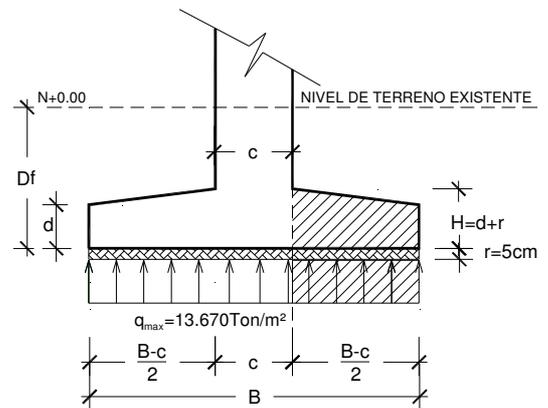
- Acero calculado A_s

$$A_s = \frac{0.85 f'_c \times L \times d_z}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_{(\text{diseño})}}{0.85 \phi \times f'_c \times L \times d_z^2}} \right]$$

$$A_s = 45.844 \text{ cm}^2$$

- Acero mínimo $A_{s(\min)}$

$$A_{s(\min)} = \frac{14}{f_y} L \times d_z = \frac{14}{4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \times 2090 \text{ cm} \times 38 \text{ cm} = 264.73 \text{ cm}^2$$



Dado que el acero mínimo es mayor que el acero calculado, tendremos el siguiente esquema de armado en sentidos longitudinal $L = 20.90m$ con un área de acero de $=264.73 cm^2$

- Si utilizamos $\phi 14mm$ cuya área nominal es de $A_{sv} = 1.54cm^2$ tendremos, 172 varillas espaciadas cada 12cm

$$\#_{varillas} = \frac{A_s}{A_{sv}} = \frac{264.73cm^2}{1.54cm^2} = 171.90 \approx 172 \quad C_{separacion} = \frac{L-2r}{\#_{varillas} - 1} = \frac{(2090-10)cm}{171_{varillas}} = 12.16 \approx 12cm$$

- Si utilizamos $\phi 12mm$ cuya área nominal es de $A_{sv} = 1.131cm^2$ tendremos, 234 varillas espaciadas cada 8cm

$$\#_{varillas} = \frac{A_s}{A_{sv}} = \frac{264.73cm^2}{1.131cm^2} = 234.0 \quad C_{separacion} = \frac{L-2r}{\#_{varillas} - 1} = \frac{(2090-10)cm}{233_{varillas}} = 8.92 \approx 8cm$$

Para el armado transversal a lo largo de $L = 20.90m$, utilizaremos $\phi 14mm c/12cm x 1.80m$

Para el armado en las aletas de la zapata utilizaremos la ecuación de A_{smin} por **Retracción y Fraguado**

$$A_{smin} = 0.0018 \times L_z \times H$$

$$A_{smin} = 0.0018 \times 67.5cm \times 45cm = 5.47cm^2$$

-Si utilizamos $\phi 10mm$ cuya área nominal es de $A_{sv} = 0.785cm^2$ tendremos, 2 varillas a cada lado de las aletas de la zapata.

$$\#_{varillas} = \frac{A_s}{A_{sv}} = \frac{5.47cm^2}{0.785cm^2} = 6.96 \approx 7$$

Por lo tanto a cada costado utilizaremos **7 $\phi 10mm x 20.90m$**

Nota: El detallamiento Longitudinal y transversal de la zapata de los ejes 2-5 están en la sección **2.6.4.2 Detallamiento Estructural de zapata con viga T invertida.**

a.9 DISEÑO ESTRUCTURAL DE ZAPATA CORRIDA COMO LOSA O PLACA DE CIMENTACIÓN:

a.9.1 Dimensiones de placa en la zapata (Diseño por cortante)

a.9.1.1 Para el diseño de la placa hacemos que el hormigón absorba todo el *cortante a flexión*:

Dada la condición:

$$\phi V_n \geq V_u$$

Donde:

$$\phi V_n = \phi V_c \quad V_u = 92.191Ton$$

El esfuerzo que resiste el hormigón es: si $d_p = 0.78m$

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} B d_p = 0.53 \sqrt{280 \frac{kg}{cm^2}} \times 185cm \times 78cm = 127973.84kg = 127.97Ton$$

Tendremos: siendo $\phi = 0.75$

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi V_n = \phi V_c \geq V_u$$

$$0.75 \times 127.97Ton = 95.98Ton > 92.191Ton$$

a.9.1.2 chequeo de cortante a Punzonamiento:

El esfuerzo cortante por Punzonamiento que actúa sobre la sección es:

$$v_u = \frac{V_u}{\phi b_o d_z}$$

$$b_o d_p = 2[(a + d_p) + (b + d_p)] \times d_p \quad \text{Para columnas centrales}$$

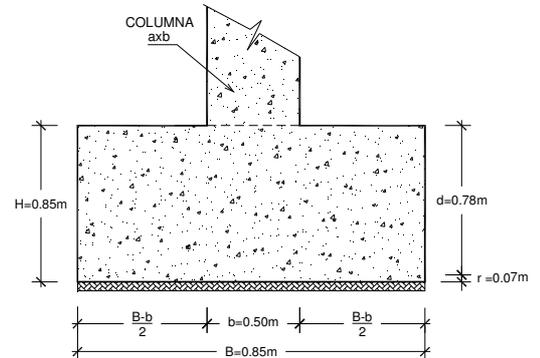
$$b_o d_p = (2a + b + 2d_p) \times d_p \quad \text{Para columnas de borde}$$

El esfuerzo resistente a corte por Punzonamiento es: si $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$

$$V_c = 1.1 \sqrt{f'_c} = 1.1 \sqrt{280} \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 18.406 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 184.06 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Condición:

$$V_c \geq v_u$$



Cuadro de calculo del $d_p = 78 \text{ cm}$

Columnas	V_u (Ton)	$\Phi b_o d_p$ (m)	v_u (Ton)	V_c (Ton/m ²)	Observación
A	86.108	1.7901	48.102	184.06	ok
B	178.18	2.9952	59.488	184.06	ok
C	178.18	2.9952	59.488	184.06	ok
D	86.108	1.7901	48.102	184.06	ok

El esfuerzo de corte por Punzonamiento solicitante es inferior a la capacidad resistente del hormigón y el peralte analizado $d_p = 78 \text{ cm}$ cumple satisfactoriamente con los esfuerzos Cortantes

a.9.2 Diseño del acero de la placa en la zapata en base al Momento ultimo M_u

Sección	M_u (Tm)	a (cm)	A_s (cm ²)	A_{smin} (cm ²)	A_{sreq} (cm ²)
A	0.79	0.026	0.268	28.305	28.305
A-B	125.07	4.157	43.581	28.305	43.581
B	42.948	1.402	14.699	28.305	28.305
B-C	103.23	3.415	35.796	28.305	35.796
C	42.948	1.402	14.699	28.305	28.305
C-D	125.07	4.157	43.581	28.305	43.581
D	0.79	0.026	0.268	28.305	28.305

$$a = d_p - \sqrt{d_p^2 - \frac{2(M_u \times 10^5)}{0.85 \times \phi \times f'_c \times B}}$$

$$A_s = \frac{M_u \times 10^5}{\phi \times f_y \left[d_p - \frac{a}{2} \right]}$$

$$A_{smin} = 0.0018 \times B \times H = 28.305 \text{ cm}^2$$

Donde:

a = altura del bloque de compresión en la viga

$\phi = 0.90$ factor de reducción a flexión

$H = 0.85 \text{ m} = (d_p + 7 \text{ cm})$

$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$, resistencia a la compresión del hormigón

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$, resistencia a la tracción del acero de refuerzo

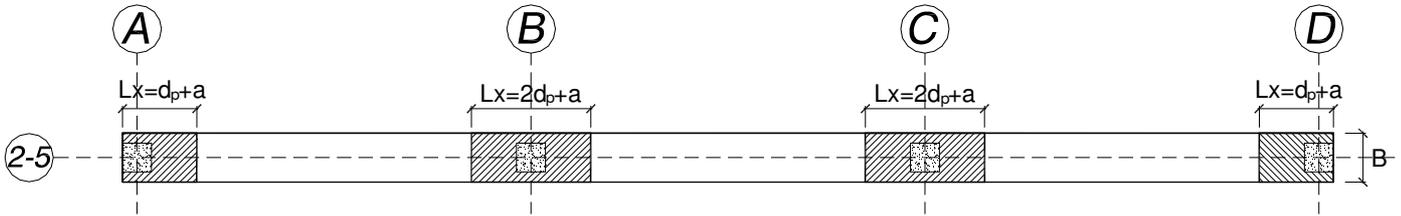
A_{smin} = Área de acero mínimo que se debe ubicar en la sección de la viga

A_{smax} = Área de acero máximo que se debe ubicar en la sección de la viga

“Cabe señalar que el detallamiento y ubicación de los diámetros de los aceros queda a criterio de diseñador basándose en las secciones requeridas del cuadro anterior.”

a.9.2 Diseño transversal en zona de columnas

Para la zona donde se encuentran las columnas se diseñará asumiendo una *viga ficticia*, como se muestra en el siguiente grafico:



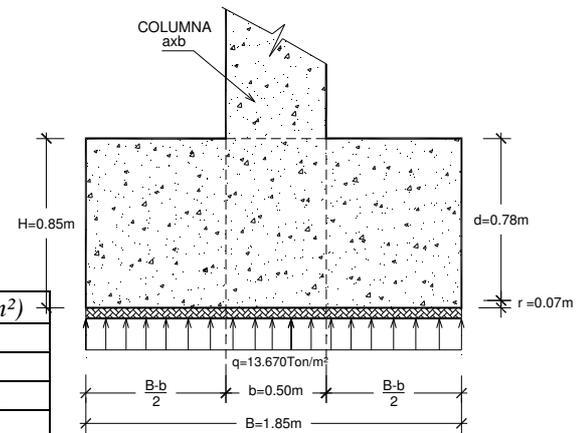
$$q = 13.670 \text{ Ton/m}^2$$

$$M_{(diseño)} = \frac{q}{2} \times B^2 \times L_x$$

$$A_s = \frac{0.85 f'_c \times B \times d_p}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_{(diseño)}}{0.85 \phi \times f'_c \times B \times d_p^2}} \right]$$

$$A_{smin} = 0.0018 \times L_x \times H$$

Columnas	L_x (m)	M_u (Tm)	A_s (cm ²)	A_{smin} (cm ²)	$A_{s req}$ (cm ²)
A	1.28	29.942	10.219	19.584	19.584
B	2.06	48.189	16.510	31.518	31.518
C	2.06	48.189	16.510	31.518	31.518
D	1.28	29.942	10.219	19.584	19.584



Columnas	L_x (m)	B (m)	$A_{s req}$ (cm ²)	Φ (mm)	A_v (cm ²)	$\# = A_{s req} / A_v$	Observación
A	1.28	1.85	19.584	14	1.54	13	$\Phi 14\text{mm c}/10\text{cm}$
B	2.06	1.85	31.518	14	1.54	21	$\Phi 14\text{mm c}/10\text{cm}$
C	2.06	1.85	31.518	14	1.54	21	$\Phi 14\text{mm c}/10\text{cm}$
D	1.28	1.85	19.584	14	1.54	13	$\Phi 14\text{mm c}/10\text{cm}$

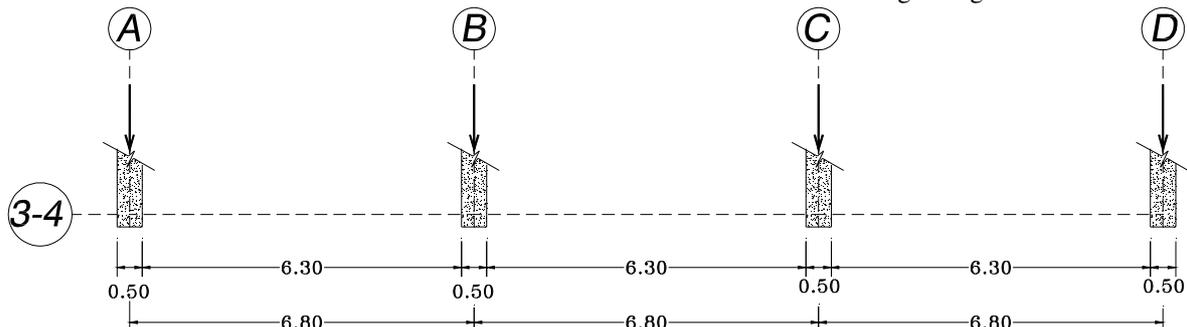
Nota: El detallamiento Longitudinal y transversal de la zapata de los ejes 2-5 están en la sección

2.6.5.2 Detallamiento Estructural Zapata corrida como Placa o losa de espesor constante.

EJES 3 - 4

	Cargas muertas "D"			Cargas vivas "L"			Cargas por Sismo Ex		
	P_z (Ton)	F_x (Ton)	M_y (Tm)	P_z (Ton)	F_x (Ton)	M_y (Tm)	P_z (Ton)	F_x (Ton)	M_y (Tm)
A3-D4	-53.15	-2.28	-2.41	-12.05	-0.57	-0.60	-9.29	-6.95	-13.01
B3-B4	-107.59	0.66	0.71	-26.58	0.17	0.18	-2.47	-8.41	-14.69
C3-C4	-107.59	-0.66	-0.71	-26.58	-0.17	-0.18	-2.47	-8.41	-14.69
D3-D4	-53.15	2.28	2.41	-12.05	0.57	0.60	-9.29	-6.95	-13.01

Las dimensiones a cada una de las columnas se muestran en la figura siguiente:



La resistencia admisible del suelo $\sigma_{adm\ del\ suelo} = 12.0 \frac{Ton}{m^2}$

a.1 Cálculo de la base de zapata:

Para encontrar las dimensiones de la zapata, consideraremos en dos Casos:

Siendo 1.12 el factor de mayoración por efecto del peso de la zapata y del material sobre la zapata.

a. Caso # 1 combinación D + L

$$P = \Sigma(1.12P_D + P_L) = 437.32Ton$$

$$M = \Sigma(M_D + M_L) = 0$$

b. Caso # 2 combinación D + L + E

$$P = \Sigma(1.12P_D + P_L + P_E) = 460.84Ton$$

$$M = \Sigma(M_D + M_L + M_E) = 54.4Tm$$

a.1.1 Geometría de la zapata:

La zapata tiene una longitud $L = 20.90m$ a todo lo largo en la dirección X, la siguiente ecuación esta en función del área de la zapata ($L \times B$) siendo B el ancho de la Zapata.

a. Caso # 1 combinación D + L

$$\sigma_{adm\ del\ suelo} = \frac{P}{L \times B}$$

$$B = \frac{P}{\sigma_{adm\ del\ suelo} \times L} = \frac{437.32Ton}{12.0 \frac{Ton}{m^2} \times 20.90m}$$

$$B = 1.744 \approx 1.75m$$

b. Caso # 2 combinación D + L + E

$$1.33\sigma_{adm\ del\ suelo} = \frac{P}{L \times B}$$

$$B = \frac{P}{1.33\sigma_{adm\ del\ suelo} \times L} = \frac{460.84Ton}{1.33(12.0 \frac{Ton}{m^2}) \times 20.90m}$$

$$B = 1.38 \approx 1.40m$$

Cabe indicar que la base de la zapata de los Ejes 2-5 es de 1.85m y la calculada para los Ejes 3-4 es 1.75m, ya que difiere en 10cm escogeremos 1.85m al igual que los Ejes 2-5, con esto tendremos un encofrado igual para los dos ejes en sus bases.

$$L = 20.90m$$

$$B = 1.85m$$

a.2 Chequeo de las excentricidades:

Puesto que en el caso #1 no existe momento consideramos que la carga ultima de servicio coincide con la resultante de presiones desde el suelo a la zapata cuya excentricidad es = 0 esto nos hace referencia que las presiones son uniforme. Analizaremos el caso #2

b. Caso # 2 combinación D + L + E

$$e \leq e_{(max\ ima)}$$

$$e = \frac{M}{P} = 0.208m \qquad e_{max} = \frac{L}{6} = \frac{20.90m}{6} = 3.483m$$

$$e = 0.208m < 3.483m \Rightarrow Ok$$

Puesto que la excentricidad esta dentro del tercio de la longitud de la zapata. Tendremos un sistema de presiones trapezoidal

a.3 Chequeo de la presión de contacto Máxima (q_{max}):

a. Caso # 1 combinación D + L

$$q_{max} = \frac{P}{A} = \frac{437.32Ton}{1.85m \times 20.90m} = 11.310 \frac{Ton}{m^2}$$

$$q_{max} = 11.310 \frac{Ton}{m^2} < \sigma_{adm\ del\ suelo} = 12.0 \frac{Ton}{m^2} \Rightarrow Ok$$

b. Caso # 2 combinación D + L + E

$$q_{max} = \frac{P}{A} \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = \frac{460.84Ton}{(1.85 \times 20.90)m^2} \left(1 + \frac{6 \times 0.208m}{20.90m}\right)$$

$$q_{max} = 12.630 \frac{Ton}{m^2} < 1.33\sigma_{adm\ del\ suelo} = 15.96 \frac{Ton}{m^2} \Rightarrow Ok$$

a.4 Factor de seguridad al deslizamiento

$$F_s = \frac{u \times P}{\Sigma F_x} = \frac{0.39 \times 460.84Ton}{30.72Ton} = 5.844 \geq 1.5 \Rightarrow Ok$$

Donde $u = 0.39$, este valor depende del tipo de suelo donde se encuentra la zapata, para nuestro caso tenemos arcilla y la fuerza P la establecemos para el caso #2 así mismo la ΣF_x para el mismo caso

a.5 Cálculo de los esfuerzos últimos actuantes en la zapata

Para encontrar los esfuerzos predominantes en la base de la zapata consideraremos en dos Casos:

a. Caso # 1 combinación 1.2D + 1.6L

$$P_u = 1.2P_D + 1.6P_L = 509.392\text{Ton}$$

$$M_u = 1.2M_D + 1.6M_L = 0$$

$$e = \frac{M_u}{P_u} = 0$$

$$q_{\max} = \frac{P_u}{A} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{509.392\text{Ton}}{(20.90 \times 1.85)\text{m}^2} \left(1 + \frac{6 \times 0}{20.90\text{m}} \right)$$

$$q_{\max} = 13.174 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

b. Caso # 2 combinación 1.2 D + L + E

$$P_u = 1.2P_D + P_L + P_E = 486.556\text{Ton}$$

$$M_u = 1.2M_D + M_L + M_E = 54.40\text{Tm}$$

$$e = \frac{M_u}{P_u} = 0.111\text{m}$$

$$q_{\max} = \frac{P_u}{A} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{486.556\text{Ton}}{1.85\text{m} \times 20.90\text{m}} \left(1 + \frac{6 \times 0.111\text{m}}{20.90\text{m}} \right)$$

$$q_{\max} = 12.985 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

$$q_{\min} = \frac{P_u}{A} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{486.556\text{Ton}}{1.85\text{m} \times 20.90\text{m}} \left(1 - \frac{6 \times 0.111\text{m}}{20.90\text{m}} \right)$$

$$q_{\min} = 12.183 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

a.6 Cálculo de las fuerzas últimas actuantes en la base de la zapata

a. Caso # 1 combinación 1.2D + 1.6L

$$Q_u = q_{\max} \times B$$

$$Q_u = 13.174 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \times 1.85\text{m} = 24.3719 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

b. Caso # 2 combinación 1.2 D + L + E

$$Q_{u \max} = q_{\max} \times B$$

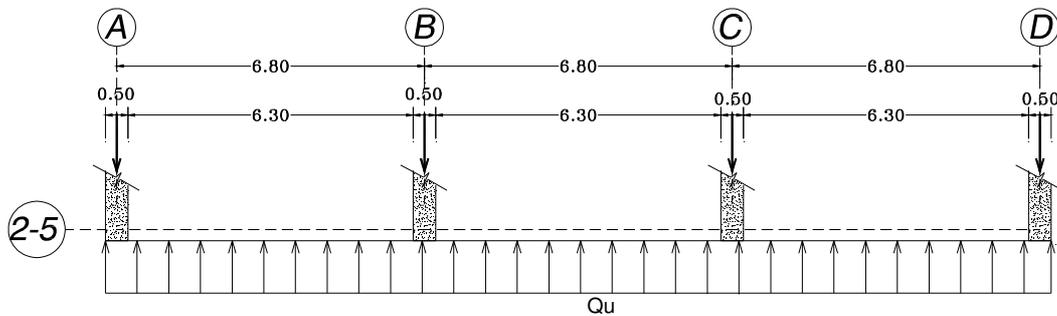
$$Q_{u \max} = 12.985 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \times 1.85\text{m} = 24.022 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

$$Q_{u \min} = q_{\min} \times B$$

$$Q_{u \min} = 12.183 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \times 1.85\text{m} = 22.538 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

Diagramas de esfuerzos actuantes en la línea de la zapata

Caso # 1 combinación 1.2D + 1.6L



Caso # 2 combinación 1.2 D + L + E

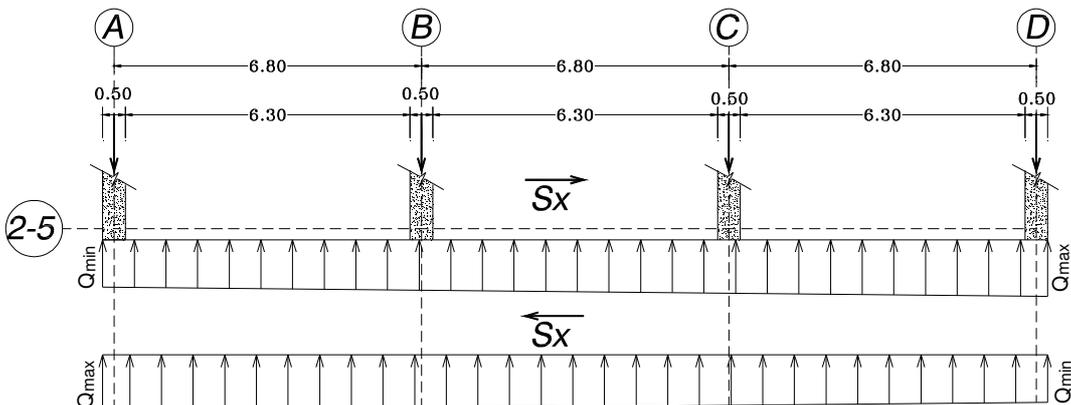
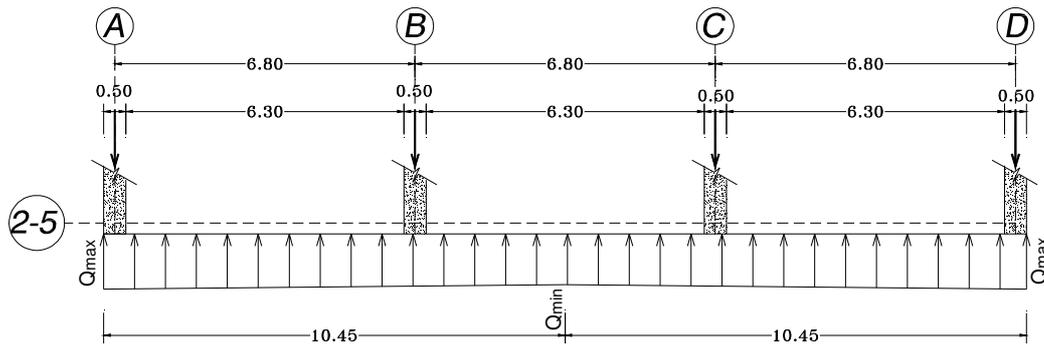


Diagrama envolvente debido al caso #2

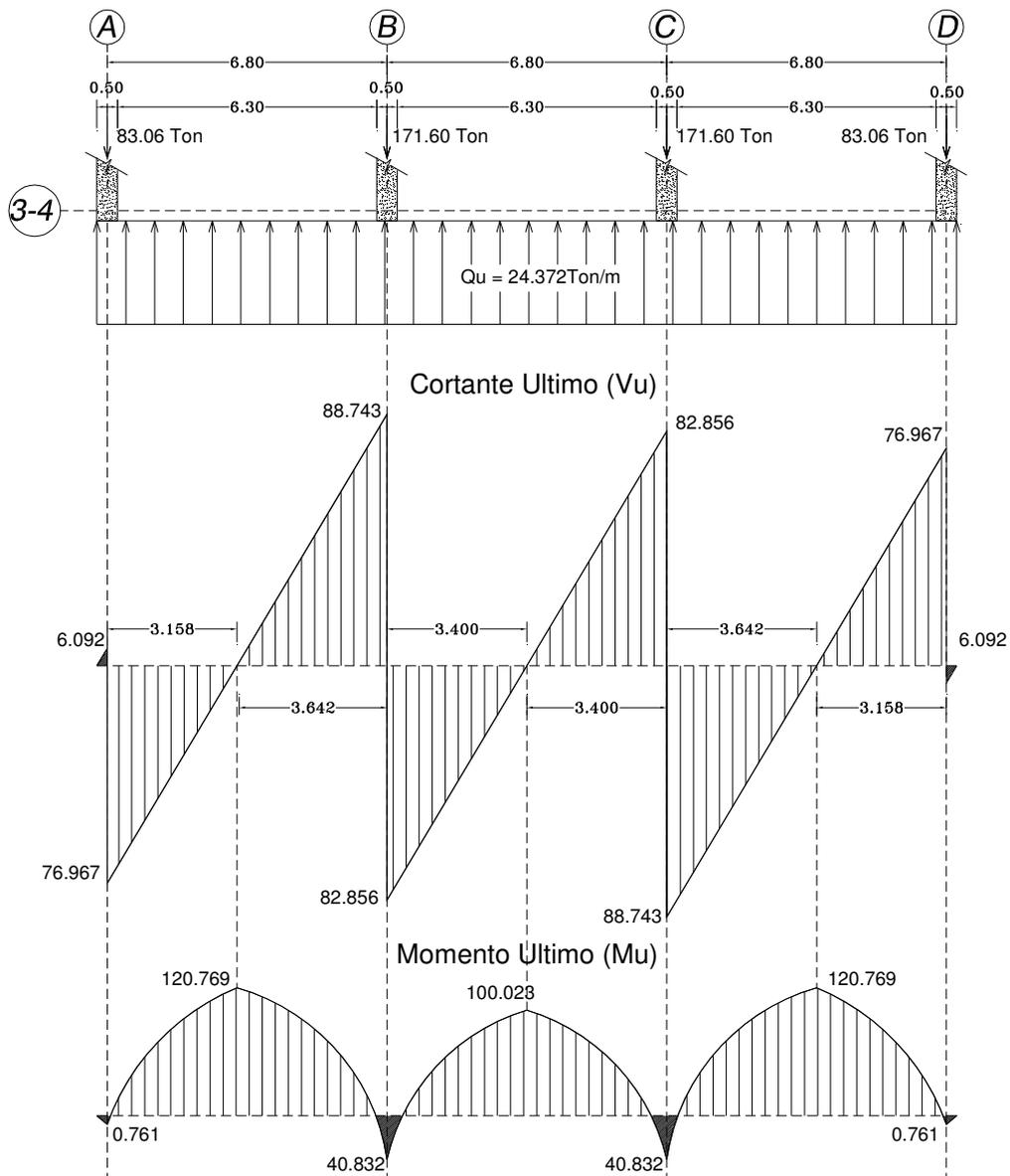


a.7 Diagrama de Cortantes últimos (V_u) y Momentos últimos (M_u)

Los diagramas tanto de Cortante último (V_u), como el de Momento último (M_u) están a base a:

- Considerando la estática entre las cargas actuantes que baja por los pilares y la cargas que resulta de los esfuerzos del suelo.
- Considerando la interacción Suelo-Estructura.
- Considerando a la cimentación totalmente rígida.

Caso # 1 combinación 1.2D + 1.6L



No se ha tomado en cuenta las cortantes y momentos últimos del diagrama del caso #2. Puesto que el esfuerzo es menor que el caso #1, solo evaluaremos y diseñaremos con los esfuerzos del caso #1 por ser el mayor.

a.8 DISEÑO ESTRUCTURAL DE ZAPATA CORRIDA CON VIGA T INVERTIDA

a.8.1 Dimensiones de la viga en la zapata en base al M_{umax}

Las dimensiones estarán en función del $M_{umax} = 120.769 \text{ Tm}$, para zonas sísmicas como el caso del Ecuador se establece la siguiente ecuación.

Donde

$\phi = 0.90$

$d_v =$ Peralte mínimo de la viga en la zapata

$f'_c =$ esfuerzo de compresión del hormigón que es 280 kg/cm^2

$b_v =$ base o ancho de la viga en la zapata

$$d_v \geq \sqrt{\frac{M_u}{0.189\phi \times f'_c \times b_v}}$$

Seleccionaremos el peralte de la viga en función de la posible base a seleccionar:

$b_v \text{ (cm)}$	$d_v \text{ (cm)}$	$r \text{ (cm)}$	$h \text{ (cm)}$
35	85.11	7	92.11
40	79.62	7	86.62
45	75.06	7	82.62
50	71.21	7	78.21

Dado estos resultados seleccionaremos las siguientes dimensiones de la viga en la zapata, estableciendo el peralte efectivo de cálculo:

$b_v \text{ (cm)}$	$d_v \text{ (cm)}$	$r \text{ (cm)}$	$h \text{ (cm)}$
45	83	7	90

a.8.2. Diseño de la viga en la zapata en base al Cortante último V_{umax} (Estribos)

Donde $V_{umax} = 88.743 \text{ Ton}$ y $Q_u = 24.372 \text{ Ton/m}$

$$V_{ux} = V_u - Q_u \left[d_v + \frac{c}{2} \right] = 88.743 \text{ Ton} - 24.372 \frac{\text{Ton}}{\text{m}} \left[0.83 \text{ m} + \frac{0.50 \text{ m}}{2} \right] = 62.412 \text{ Ton}$$

El valor de c depende donde se encuentre el valor máximo del cortante ya que es la dimensión de la columna en la dirección de la zapata $c = 0.50 \text{ m}$

Dada la condición:

$$\phi V_n \geq V_{ux}$$

Donde:

$$\phi V_n = \phi(V_s + V_c) \quad V_{ux} = 62.412 \text{ Ton}$$

El esfuerzo que resiste el hormigón es:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b_v d_v = 0.53 \sqrt{280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \times 45 \text{ cm} \times 83 \text{ cm} = 33124.21 \text{ kg} = 33.124 \text{ Ton}$$

Si igualamos $\phi V_n = V_{ux}$ tendremos: siendo $\phi = 0.75$

$$V_{ux} = \phi(V_s + V_c)$$

$$62.412 \text{ Ton} = 0.75(V_s + 33.124 \text{ Ton})$$

$$V_s = \frac{37.569 \text{ Ton}}{0.75} = 50.092 \text{ Ton}$$

Donde:

$A_v = 2A\phi$ dos veces el área nominal del estribo

$F_y =$ esfuerzo de tracción del acero

$S =$ separación de los estribos

$$S = \frac{A_v}{0.143 \text{ cm}}$$

El esfuerzo que resisten los estribos:

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v}{S} \Rightarrow \frac{A_v}{S} = \frac{V_s}{f_y d_v}$$

$$\frac{A_v}{S} = \frac{50092 \text{ kg}}{4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 83 \text{ cm}} = 0.143 \text{ cm}$$

$\phi \text{ (mm)}$	$A_v \text{ (cm)}$	$S \text{ (cm)}$
8	1.005	7.02
10	1.570	10.97
12	2.262	15.81

Utilizaremos en los vanos Estribos $\phi 10 \text{ mm c}/10 \text{ cm}$ en los apoyo de columna a una distancia $L_n/4$ y en los centros de vano utilizaremos Estribos $\phi 10 \text{ mm c}/20 \text{ cm}$, siendo L_n la luz neta entre cara a cara de columna en los vanos

a.8.3 Diseño de la viga en la zapata en base al Momento ultimo M_u (calculo de aceros longitudinales)

Sección	M_u (Tm)	a (cm)	A_s (cm ²)	A_{smin} (cm ²)	A_{sreq} (cm ²)
A	0.761	0.095	0.243	12.450	12.450
A-B	120.769	16.795	42.826	12.450	42.826
B	40.832	5.271	13.441	12.450	13.441
B-C	100.023	13.620	34.730	12.450	34.730
C	40.832	5.271	13.441	12.450	13.441
C-D	120.769	16.795	42.826	12.450	42.826
D	0.761	0.095	0.243	12.450	12.450

$$a = d_v - \sqrt{d_v^2 - \frac{2(M_u \times 10^5)}{0.85 \times \phi \times f'_c \times b_v}}$$

$$A_s = \frac{M_u \times 10^5}{\phi \times f_y \times \left[d_v - \frac{a}{2} \right]}$$

$$A_{smin} = \frac{14 \times b_v \times d_v}{f_y} = \frac{14 \times 45 \text{cm} \times 83 \text{cm}}{4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 12.45 \text{cm}^2$$

$$A_{smax} = \rho \times b_v \times d_v = 0.014 \times 45 \text{cm} \times 83 \text{cm} = 52.29 \text{cm}^2$$

Donde:

a = altura del bloque de compresión en la viga

ϕ = 0.90 factor de reducción a flexión

f'_c = 280kg/cm², resistencia a la compresión del hormigón

f_y = 4200kg/cm², resistencia a la tracción del acero de refuerzo

ρ = es el 50% de la cuantía de balance para f'_c = 280kg/cm², ρ = 0.014

A_{smin} = Área de acero mínimo que se debe ubicar en la sección de la viga

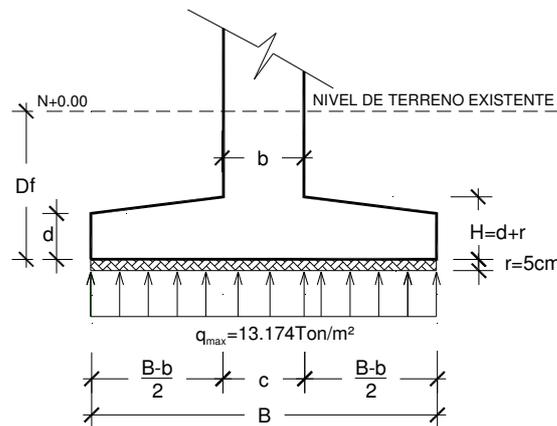
A_{smax} = Área de acero máximo que se debe ubicar en la sección de la viga

“Cabe señalar que el detallamiento y ubicación de los diámetros de los aceros queda a criterio de diseñador basándose en las secciones requeridas del cuadro anterior.”

a.8.4 Diseño de la zapata

Para el diseño de la zapata consideraremos el esfuerzo del caso #1 analizados en el estado de carga mayorado:

$q_{max} = 13.174 \text{Ton/m}^2$ y este a su vez en la zapata es lineal constante como lo muestra la siguiente figura.



a.8.4.1 Diseño a Cortante por Punzonamiento:

La sección crítica a Punzonamiento se sitúa alrededor de la columna con una separación de $d/2$ de sus caras.

La fuerza cortante que actúan sobre la sección crítica en cada columna son:

Columnas	V_u (Ton)
A	83.06
B	171.60
C	171.60
D	83.06

El esfuerzo cortante por Punzonamiento que actúa sobre la sección es:

$$v_u = \frac{V_u}{\phi b_o d_z}$$

$$b_o d_z = 2[(a + d_z) + (b + d_z)] \times d_z \quad \text{Para columnas centrales}$$

$$b_o d_z = (2a + b + 2d_z) \times d_z \quad \text{Para columnas de borde}$$

El esfuerzo resistente a corte por Punzonamiento es: si $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$

$$V_c = 1.1 \sqrt{f'_c} = 1.1 \sqrt{280} \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 18.406 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 184.06 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Si:

Donde $\phi = 0.75$, $a = 0.50 \text{ m}$, $b = 0.50 \text{ m}$.

Si utilizamos $d_z = 38 \text{ cm}$ y $H = 45 \text{ cm}$ (la norma ACI-08 establece $d_{\min} = 15 \text{ cm}$)

Condición:

$$V_c \geq v_u$$

Cuadro de calculo del $d_z = 38 \text{ cm}$

Columnas	V_u (Ton)	$\Phi b_o d_z$ (m)	v_u (Ton)	V_c (Ton/m ²)	Observación
A	83.06	0.6441	128.95	184.06	ok
B	171.60	1.0032	171.052	184.06	ok
C	171.60	1.0032	171.052	184.06	ok
D	83.06	0.6441	128.95	184.06	ok

El esfuerzo de corte por Punzonamiento solicitante es inferior a la capacidad resistente del hormigón y el peralte analizado $d_z = 38 \text{ cm}$ cumple satisfactoriamente con los esfuerzos Cortantes

a.8.4.2 Diseño a flexión:

La sección crítica de diseño a flexión se ubica en la cara de la columna.

El esfuerzo requerido por flexión es:

$$q_{\max} = 13.174 \text{ Ton/m}^2$$

$$L_z = (B - c)/2 = 0.675 \text{ m}$$

$$L = 20.90 \text{ m}$$

$$M_{(\text{diseño})} = \frac{q_{\max}}{2} \times L_z^2 \times L = \frac{13.174}{2} \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \times (0.675 \text{ m})^2 \times 20.90 \text{ m}$$

$$M_{(\text{diseño})} = 62.725 \text{ Tm}$$

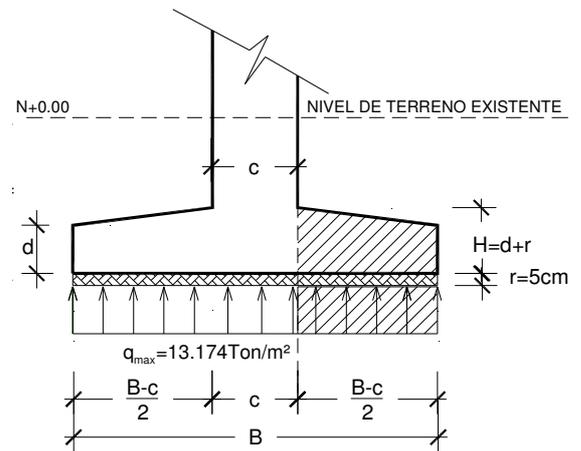
- Acero calculado A_s

$$A_s = \frac{0.85 f'_c \times L \times d_z}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_{(\text{diseño})}}{0.85 \phi \times f'_c \times L \times d_z^2}} \right]$$

$$A_s = 43.882 \text{ cm}^2$$

- Acero mínimo $A_{s(\min)}$

$$A_{s(\min)} = \frac{14}{f_y} L \times d_v = \frac{14}{4200} \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 2090 \text{ cm} \times 38 \text{ cm} = 264.73 \text{ cm}^2$$



Dado que el acero mínimo es mayor que el acero calculado, tendremos el siguiente esquema de armado en sentidos longitudinal $L = 20.90m$ con un área de acero de $=264.73 cm^2$

- Si utilizamos $\phi 14mm$ cuya área nominal es de $A_{sv} = 1.54cm^2$ tendremos, 172 varillas espaciadas cada 12cm

$$\#_{varillas} = \frac{A_s}{A_{sv}} = \frac{264.73cm^2}{1.54cm^2} = 171.90 \approx 172 \quad C_{separacion} = \frac{L-2r}{\#_{varillas} - 1} = \frac{(2090-10)cm}{171_{varillas}} = 12.16 \approx 12cm$$

- Si utilizamos $\phi 12mm$ cuya área nominal es de $A_{sv} = 1.131cm^2$ tendremos, 234 varillas espaciadas cada 8cm

$$\#_{varillas} = \frac{A_s}{A_{sv}} = \frac{264.73cm^2}{1.131cm^2} = 234.0 \quad C_{separacion} = \frac{L-2r}{\#_{varillas} - 1} = \frac{(2090-10)cm}{233_{varillas}} = 8.92 \approx 8cm$$

Para el armado transversal a lo largo de $L = 20.90m$, utilizaremos $\phi 14mm$ c/12cm x 1.80m

Para el armado en las aletas de la zapata utilizaremos la ecuación de A_{smin} por **Retracción y Fraguado**

$$A_{smin} = 0.0018 \times L_z \times H$$

$$A_{smin} = 0.0018 \times 67.5cm \times 45cm = 5.47cm^2$$

-Si utilizamos $\phi 10mm$ cuya área nominal es de $A_{sv} = 0.785cm^2$ tendremos, 2 varillas a cada lado de las aletas de la zapata.

$$\#_{varillas} = \frac{A_s}{A_{sv}} = \frac{5.47cm^2}{0.785cm^2} = 6.96 \approx 7$$

Por lo tanto a cada costado utilizaremos **7 $\phi 10mm$ x 20.90m**

Nota: El detallamiento Longitudinal y transversal de la zapata de los ejes 3-4 están en la sección **2.6.4.2 Detallamiento Estructural de zapata con viga T invertida.**

a.9 DISEÑO ESTRUCTURAL DE ZAPATA CORRIDA COMO LOSA O PLACA DE CIMENTACIÓN:

a.9.1 Dimensiones de placa en la zapata (Diseño por cortante)

a.9.1.1 Para el diseño de la placa hacemos que el hormigón absorba todo el *cortante a flexión*:

Dada la condición:

$$\phi V_n \geq V_u$$

Donde:

$$\phi V_n = \phi V_c \quad V_u = 88.743Ton$$

El esfuerzo que resiste el hormigón es: si $d_p = 0.78m$

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} B d_p = 0.53 \sqrt{280 \frac{kg}{cm^2}} \times 185cm \times 78cm = 127973.84kg = 127.97Ton$$

Tendremos: siendo $\phi = 0.75$

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi V_n = \phi V_c \geq V_u$$

$$0.75 \times 127.97Ton = 95.98Ton > 88.743Ton$$

a.9.1.2 chequeo de cortante a Punzonamiento:

El esfuerzo cortante por Punzonamiento que actúa sobre la sección es:

$$v_u = \frac{V_u}{\phi b_o d_z}$$

$$b_o d_p = 2[(a + d_p) + (b + d_p)] \times d_p \quad \text{Para columnas centrales}$$

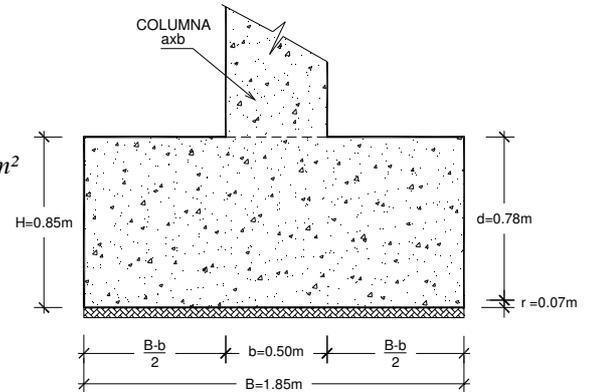
$$b_o d_p = (2a + b + 2d_p) \times d_p \quad \text{Para columnas de borde}$$

El esfuerzo resistente a corte por Punzonamiento es: si $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$

$$V_c = 1.1 \sqrt{f'_c} = 1.1 \sqrt{280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 18.406 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 184.06 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Condición:

$$V_c \geq v_u$$



Cuadro de calculo del $d_p = 78 \text{ cm}$

Columnas	V_u (Ton)	$\Phi b_o d_p$ (m)	v_u (Ton)	V_c (Ton/m ²)	Observación
A	83.06	1.7901	46.399	184.06	ok
B	171.60	2.9952	57.292	184.06	ok
C	171.60	2.9952	57.292	184.06	ok
D	83.06	1.7901	46.399	184.06	ok

El esfuerzo de corte por Punzonamiento solicitante es inferior a la capacidad resistente del hormigón y el peralte analizado $d_p = 78 \text{ cm}$ cumple satisfactoriamente con los esfuerzos Cortantes

a.9.2 Diseño del acero de la placa en la zapata en base al Momento ultimo M_u

Sección	M_u (Tm)	a (cm)	A_s (cm ²)	A_{smin} (cm ²)	A_{sreq} (cm ²)
A	0.761	0.025	0.229	28.305	28.305
A-B	120.769	4.010	37.153	28.305	37.153
B	40.832	1.332	12.369	28.305	28.305
B-C	100.023	3.306	30.645	28.305	30.645
C	40.832	1.332	12.369	28.305	28.305
C-D	120.769	4.010	37.153	28.305	37.153
D	0.761	0.025	0.229	28.305	28.305

$$a = d_p - \sqrt{d_p^2 - \frac{2(M_u \times 10^5)}{0.85 \times \phi \times f'_c \times B}}$$

$$A_s = \frac{M_u \times 10^5}{\phi \times f_y \left[d_p - \frac{a}{2} \right]}$$

$$A_{smin} = 0.0018 \times B \times H = 28.305 \text{ cm}^2$$

Donde:

a = altura del bloque de compresión en la viga

ϕ = 0.90 factor de reducción a flexión

$H = 0.85 \text{ m} = (d_p + 7 \text{ cm})$

$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$, resistencia a la compresión del hormigón

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$, resistencia a la tracción del acero de refuerzo

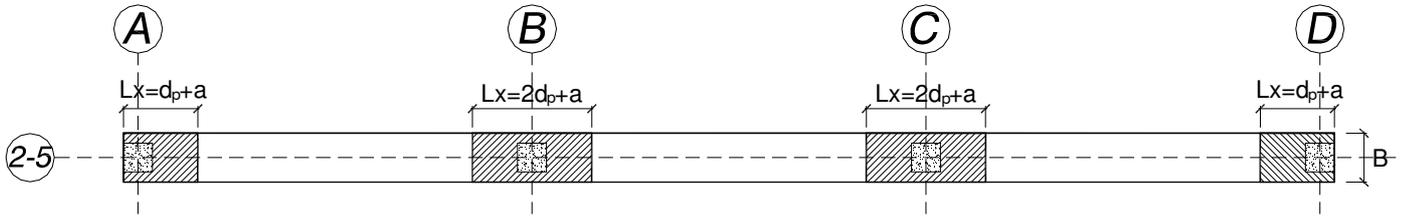
A_{smin} = Área de acero mínimo que se debe ubicar en la sección de la viga

A_{smax} = Área de acero máximo que se debe ubicar en la sección de la viga

“Cabe señalar que el detallamiento y ubicación de los diámetros de los aceros queda a criterio de diseñador basándose en las secciones requeridas del cuadro anterior.”

a.9.2 Diseño transversal en zona de columnas

Para la zona donde se encuentran las columnas se diseñará asumiendo una *viga ficticia*, como se muestra en el siguiente gráfico:



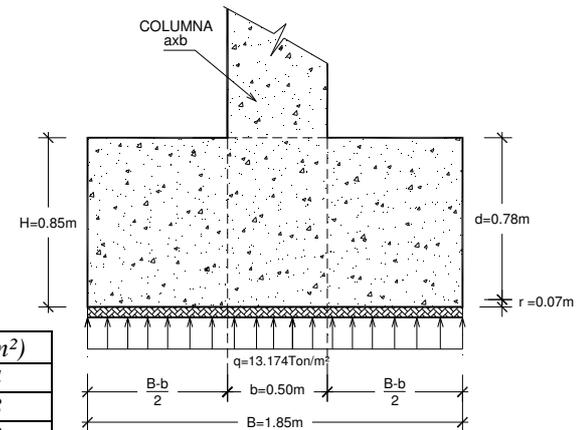
$$q = 13.174 \text{ Ton/m}^2$$

$$M_{(diseño)} = \frac{q}{2} \times B^2 \times L_x$$

$$A_s = \frac{0.85 f'_c \times B \times d_p}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_{(diseño)}}{0.85 \phi \times f'_c \times B \times d_p^2}} \right]$$

$$A_{smin} = 0.0018 \times L_x \times H$$

Columnas	L_x (m)	M_u (Tm)	A_s (cm ²)	A_{smin} (cm ²)	A_{sreq} (cm ²)
A	1.28	28.856	9.846	19.584	19.584
B	2.06	46.440	15.905	31.518	31.518
C	2.06	46.440	15.905	31.518	31.518
D	1.28	28.856	9.846	19.584	19.584

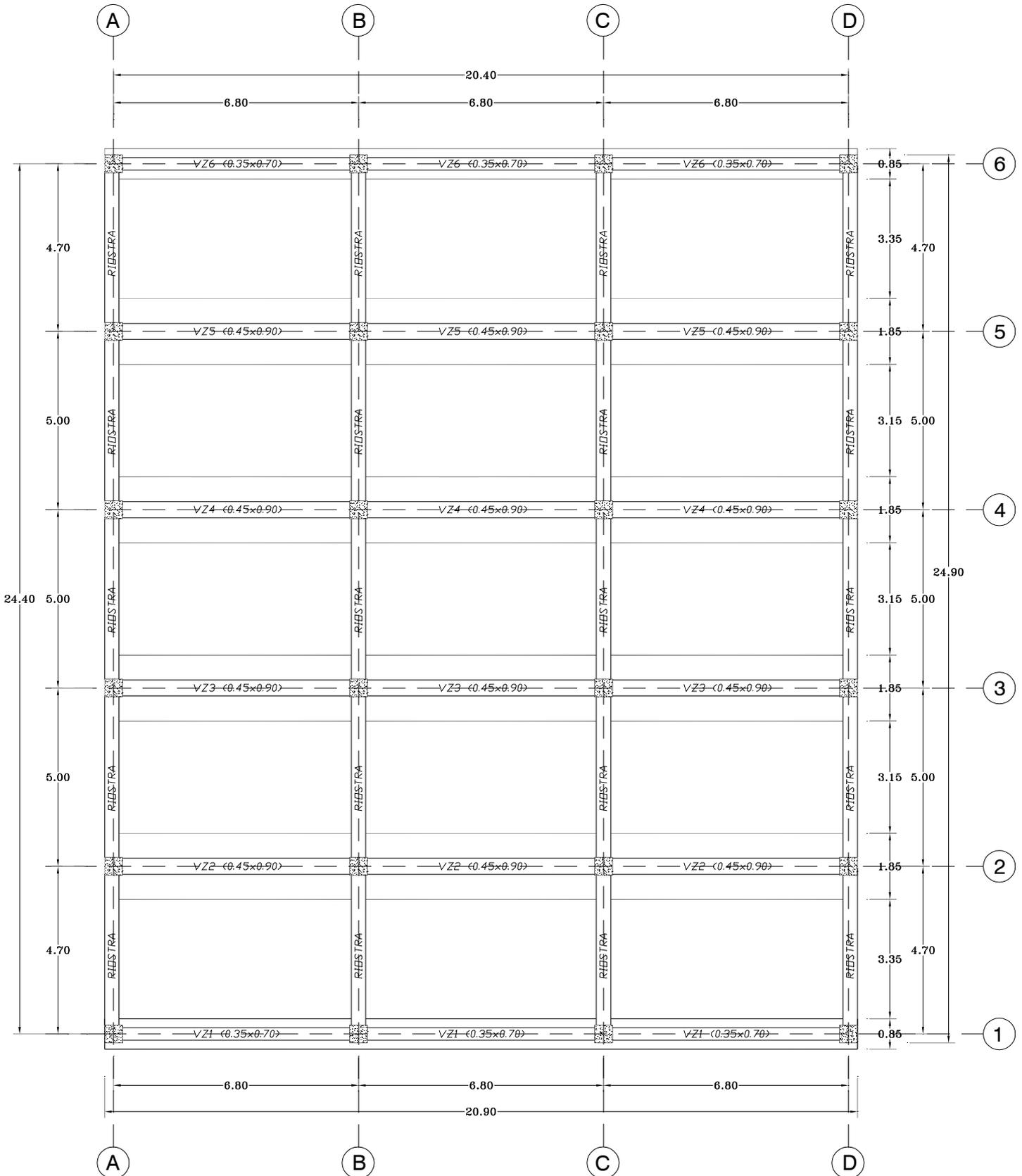


Columnas	L_x (m)	B (m)	A_{sreq} (cm ²)	Φ (mm)	A_v (cm ²)	#= A_{sreq}/A_v	Observación
A	1.28	1.85	19.584	14	1.54	13	$\Phi 14\text{mm c}/10\text{cm}$
B	2.06	1.85	31.518	14	1.54	21	$\Phi 14\text{mm c}/10\text{cm}$
C	2.06	1.85	31.518	14	1.54	21	$\Phi 14\text{mm c}/10\text{cm}$
D	1.28	1.85	19.584	14	1.54	13	$\Phi 14\text{mm c}/10\text{cm}$

Nota: El detallamiento Longitudinal y transversal de la zapata de los ejes 3-4 están en la sección **2.6.5.2 Detallamiento Estructural Zapata corrida como Placa o losa de espesor constante.**

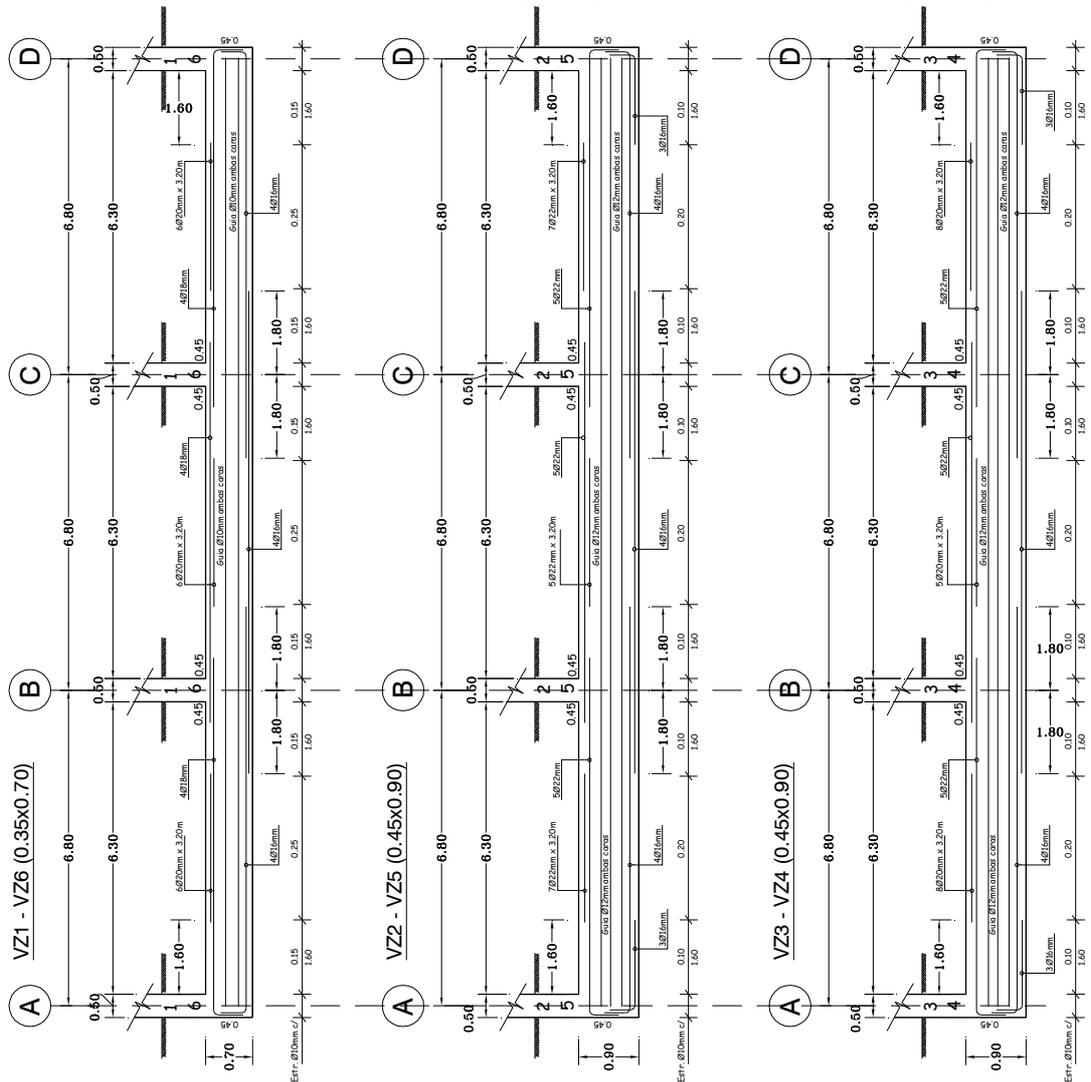
2.6.4 Detalle Estructural de Zapata corrida con viga T invertida.

2.6.4.1 Planta de cimientos



2.6.4.2 Detallamiento Estructural de zapata con viga T invertida.

DETALLES DE VIGAS ZAPATAS VZ



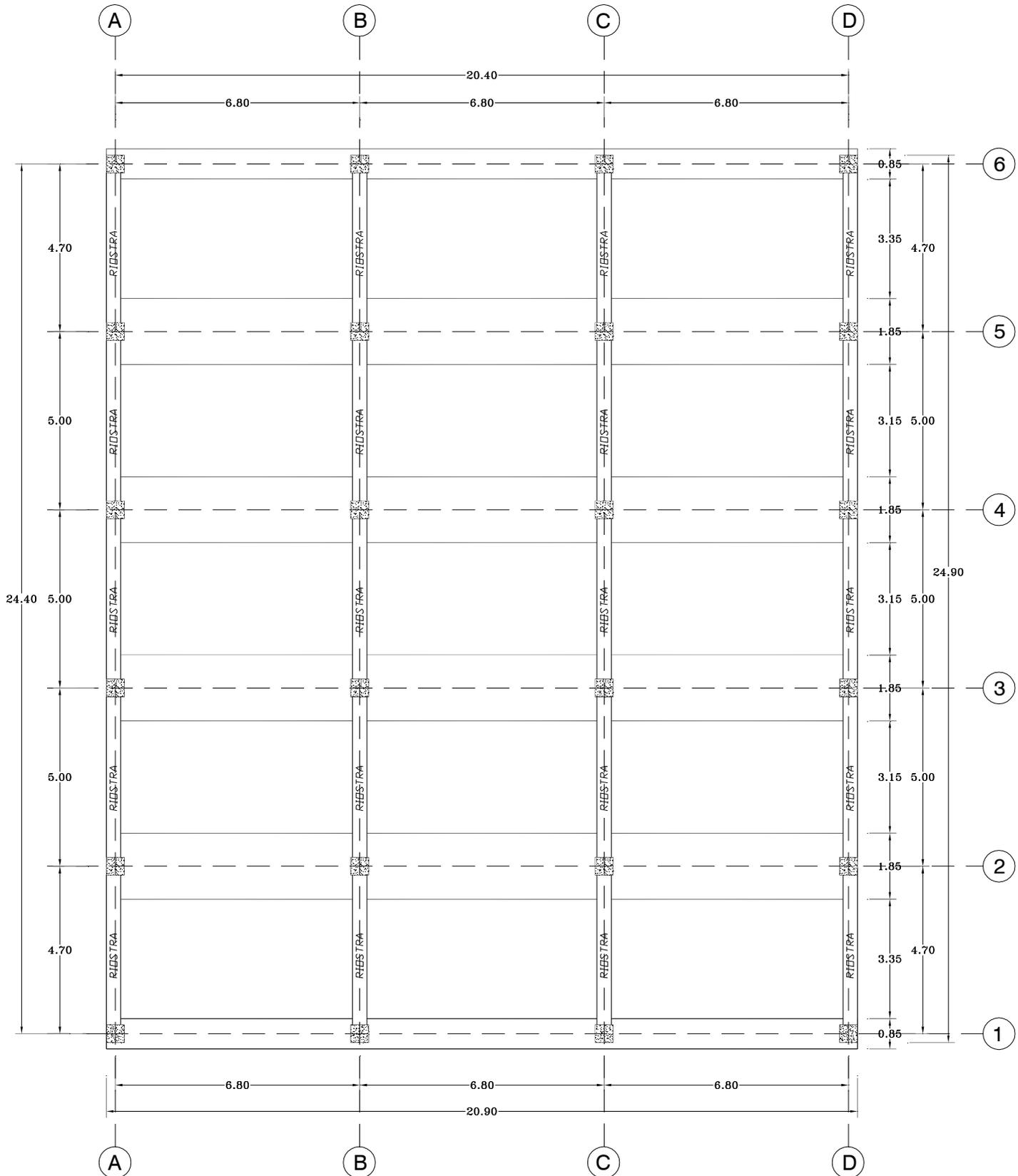
NOTAS GENERALES

- 1.- TENER LAS NOTAS EN SU LUGAR (en)
- 2.- LAS MEDIDAS SE ENTIENDE QUE SON EN MILÍMETROS
- 3.- RESISTENCIA DEL ACERO ESTRUCTURAL $F_y = 3400 \text{ kg/cm}^2$
- 4.- RESISTENCIA DEL CONCRETO $f'_{c'} = 2400 \text{ kg/cm}^2$
- 5.- REFORZAMIENTO DE BASTIDO ESTRUCTURAL AC-308-06
- 6.- REFORZAMIENTO AL ACERO PARA CIMENTOS = 6mm
- 7.- REFORZAMIENTO AL ACERO PARA CIMENTOS = 6mm
- 8.- NO APLICAR EL USO DE CEMENTO EN CEMENTOS DE PORTLAND
- 9.- REFORZAMIENTO AL ACERO PARA CIMENTOS = 6mm
- 10.- REFORZAMIENTO AL ACERO PARA CIMENTOS = 6mm
- 11.- REFORZAMIENTO AL ACERO PARA CIMENTOS = 6mm

FECHA	NO.	DESCRIPCIÓN	MAZ
PROYECTO: E E Y I B E E			
TALLER #5 CIMENTACIÓN SUPERFICIAL			
CONTIENE:			
CAPÍTULO II			
ZAPATA CORRIDA EN UN SENTIDO			
SENTIDO X-X CON VIGA T INVERTIDA			
ELEMENTOS ARMADO DE ZAPATAS			
PLIEGOS 2 - 6			
PLIEGOS 3 - 4			
PASO ESTRUCTURAL			
EGDO. ING. MANUEL GUEVARA ANZULES			
CARGO DE OBSERVACIÓN ESTRUCTURAL			
			
INGENIEROS Y CONSULTORES			
Taller No. 2			LAMINA # 2-2A

2.6.5 Detalle Estructural de Zapata corrida como Placa o losa de espesor constante.

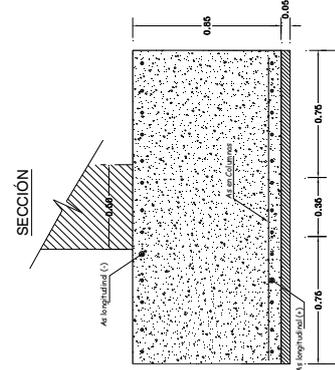
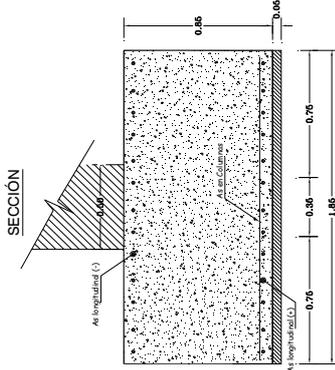
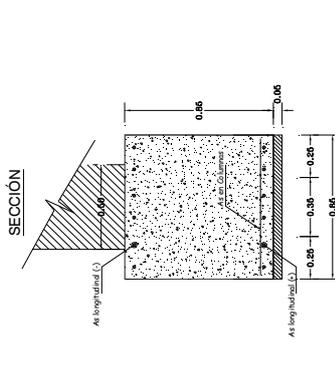
2.6.5.1 Planta de cimientos



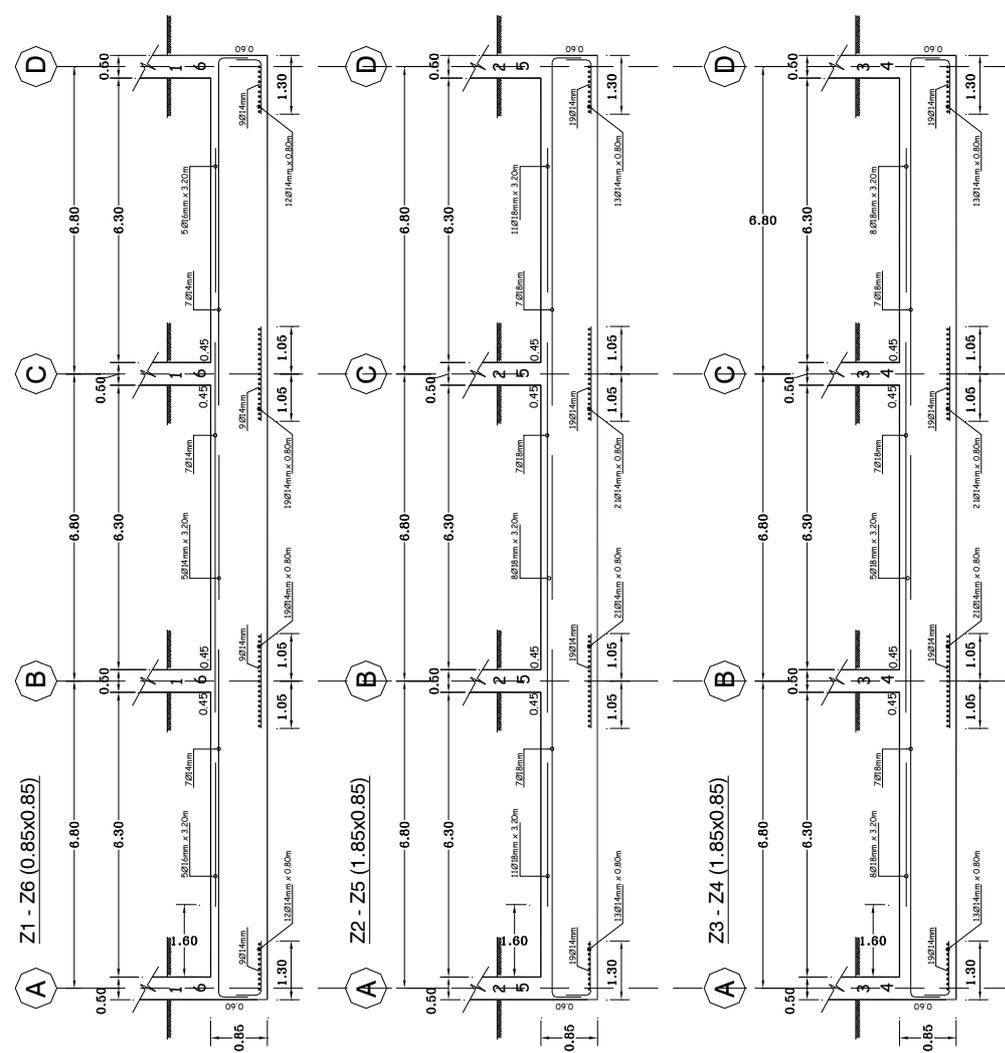
2.6.5.2 Detallamiento Estructural Zapata corrida como Placa o losa de espesor constante.

NOTAS GENERALES

- 1- TODAS LAS MEDIDAS ESTÁN EN METROS (m).
- 2- LAS MEDIDAS PREVALEN SOBRE LA SERIE DEL DIBUJO.
- 3- RESISTENCIA DEL ACERO ESTRUCTURAL: $F_y = 300 \text{ kg/cm}^2$.
- 4- RESISTENCIA DEL CONCRETO: $f_c = 200 \text{ kg/cm}^2$.
- 5- RESISTENCIA DE BARRAS ESTRUCTURALES: A3-C45-40.
- 6- LAS PULGAS DE LOS BARRIDOS DEBEN DOMINAR SOBRE CUALQUIER BARRIDO DE UN PUNTO CONJUNTO DE FORMACIÓN.
- 7- LAS CANTONERAS DEBEN SER DE UN TIPO DE BARRIDO DE BARRIDOS.
- 8- LAS CANTONERAS DEBEN SER DE UN TIPO DE BARRIDO DE BARRIDOS.
- 9- LAS CANTONERAS DEBEN SER DE UN TIPO DE BARRIDO DE BARRIDOS.
- 10- LAS CANTONERAS DEBEN SER DE UN TIPO DE BARRIDO DE BARRIDOS.
- 11- TODAS LAS MEDIDAS ESTÁN EN METROS (m).



DETALLES DE ZAPATAS Z



PROYECTO	FECHA	NO.	DESCRIPCIÓN	USO	REVISOR POR
TALLER #2 CIMENTACION SUPERFICIAL					
CONTIENE: CAPITULO II					
ZAPATA CORRIDA EN UN SENTIDO					
SENTIDO X-X COMO PLACA O LOSA					
DE ESPESOR CONSTANTE					
ARMADOR: ARMADO DE ZAPATAS					
BARRAS 1 - 6					
BARRAS 7 - 9					
BARRAS 8 - 9					
DIBUJO ESTRUCTURAL:					
EQDA. ING. MANUEL GUEVARA ANZULES					
CARGO DE OBSERVACION ESTRUCTURAL					
G&G					
INGENIERIA Y CONSULTORIAS					
Av. Boca Chica - 201-14 - Guayaquil					
TALLER No. 2 LAMINA # 2-2B					

2.6.6 Cuadro de comparaciones de los dos métodos de zapatas.

2.6.6.1 Zapata corrida con viga T invertida

Ejes	L	B	A _{cimiento}	V _H	V _{As}	W _{AS}
	m	m	m ²	m ³ hormigon	m ³	kg
1-6	20.90	0.85	17.765	7.865	0.10754	844.209
2-5	20.90	1.85	38.665	20.584	0.2100	1648.52
3-4	20.90	1.85	38.665	20.584	0.2100	1648.52
Totales en la cimentación			190.19	98.066	1.055	8282.38

2.6.6.2 Zapata corrida como Placa o losa de cimentación

Ejes	L	B	A _{cimiento}	V _H	V _{As}	W _{AS}
	m	m	m ²	m ³ hormigon	m ³	kg
1-6	20.90	0.85	17.765	32.865	0.04799	376.724
2-5	20.90	1.85	38.665	32.865	0.0985952	773.972
3-4	20.90	1.85	38.665	32.685	0.0965952	758.272
Totales para toda la cimentación			190.19	197.19	0.4863	3817.94

Como podemos observar el área total de cimiento tanto para **Zapata corrida con viga T invertida** y **Zapata corrida como Placa o losa de cimentación** es 190.19m² siendo este valor el 36.5% del área de construcción, con este porcentaje podemos establecer que el diseño es técnicamente estable, seguro y con un grado de economía a analizar.

Puesto que existe un criterio que correlaciona el área de construcción con el área de cimiento:

- Para *Zapatas Corridas en un sentido* el área de cimiento debe estar entre el 30%-50% de área de construcción

2.6.6.3 Comparación Técnica Económica de los dos diseños propuestos

Para establecer una comparación entre los dos diseños tenemos lo siguiente:

Zapata corrida con viga T invertida:

Volumen de Hormigón = 98.066m³

Peso del Acero de refuerzo = 8282.38kg

Zapata corrida como Placa o losa de cimentación

Volumen de Hormigón = 197.19m³

Peso del Acero de refuerzo = 3849.336 kg

Como podemos observar el Acero del diseño *con viga T invertida* es **53.52%** mas que el Acero del diseño como *viga de espesor constante*, por otra parte el volumen de Hormigón del diseño *con viga T invertida* es **49.73%** menos que el volumen de Hormigón del diseño como *viga de espesor constante*.

Por lo que comprobamos que los dos Diseños son técnicamente estables en la parte estructural, pero en la parte económica el diseño de **Zapata corrida con viga T invertida** es **49.73% menos cara en Hormigo** y **53.52% mas cara en el acero de refuerzo**.

Podemos establecer así para cada diseño la cuantía respectiva:

Zapata corrida con viga T invertida:

Zapata corrida como Placa o losa de cimentación

$$\rho = \frac{kg_{acero}}{m^3_{hormigon}} = \frac{8282.38 \text{ kg}}{98.066m^3} = 84.46 \frac{kg}{m^3}$$

$$\rho = \frac{kg_{acero}}{m^3_{hormigon}} = \frac{3817.94 \text{ kg}}{197.19m^3} = 19.36 \frac{kg}{m^3}$$

Queda a criterio del usuario decidir cual es la posibilidad o el diseño que mejor le convenga al dueño del proyecto, en base al acero de refuerzo y del Hormigón.

CAPITULO III ZAPATAS CORRIDAS EN DOS DIRECCION

3.1 Generalidades

Se entiende por Zapata corrida en dos direcciones, cuando la capacidad admisible del suelo de fundación no tiene la resistencia óptima, para el diseño de la alternativa de Zapata corrida en una sola dirección.

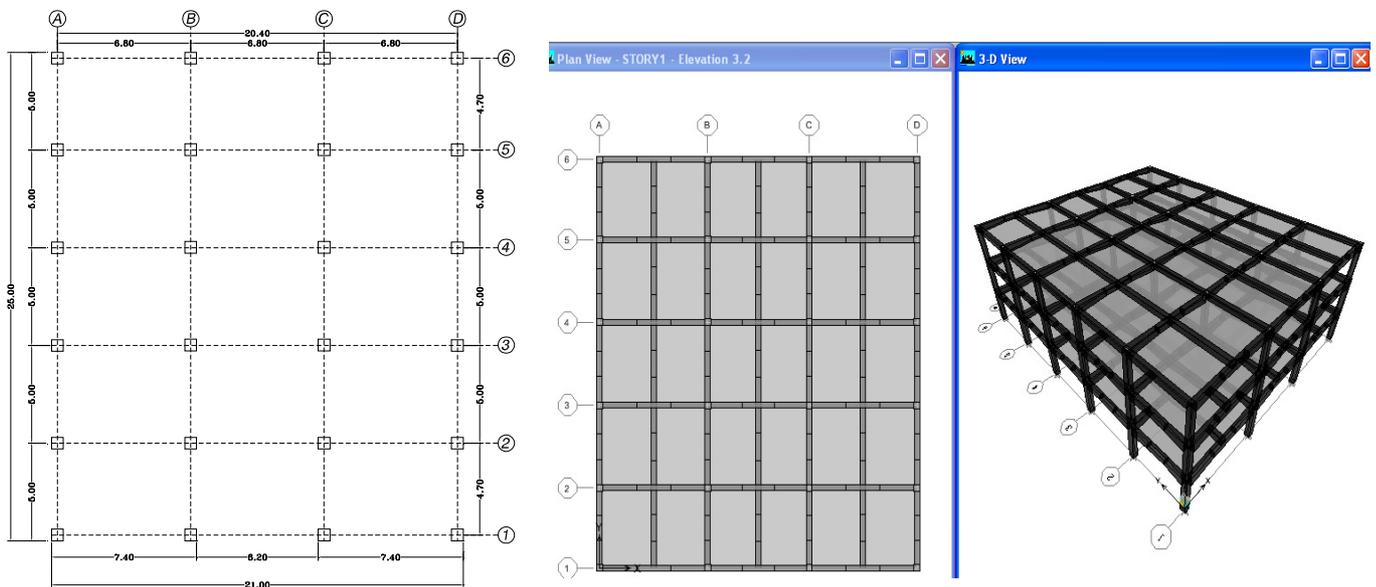
La descripción de los pasos a seguir y la base teórica están en el *Capítulo II Zapatas corridas en una sola dirección*.

3.2 Ejemplo de aplicación.

Diseñar la cimentación de la siguiente superestructura considerando que el solar se encuentra libre de edificaciones aledañas. En base a Zapatas Corridas en dos direcciones con viga T invertida.

3.2.1 Análisis de la superestructura.

La superestructura en análisis consta de 3 niveles con una altura total de 10.80m, y con una área de construcción efectiva de 520.41m² (24.90x20.90), en planta baja existen 24 columnas de 0.50 x 0.50m cada una, para el análisis de las posibles cargas actuantes que van hacia el suelo, hemos recurrido al uso del Software Etabs 9.07, en el hemos establecidos los parámetros de carga (vivas y muertas), mas la acción dinámica posible producida por el efecto de sismo (espectro dinámico).



Una vez realizado el análisis de la Superestructura, nos concentramos en las acciones que la superestructura desarrolla y envía al suelo de cemento.

Para nuestro ejemplo hemos agrupado la fila de columnas en los siguientes ejes:

Ejes x-x	Columnas	Ejes y-y	Columnas
1.	A1 - B1 - C1 - D1	A	1-2-3-4-5-6
2.	A2 - B2 - C2 - D2	B	1-2-3-4-5-6
3.	A3 - B3 - C3 - D3	C	1-2-3-4-5-6
4.	A4 - B4 - C4 - D4	D	1-2-3-4-5-6
5.	A5 - B5 - C5 - D5		
6.	A6 - B6 - C6 - D6		

Según el cuadro donde se muestran las cargas actuantes de la superestructura existen ejes con las mismas consideraciones de cargas y momentos actuantes, los cuales unificaremos estos casos para facilitar su análisis, estos ejes son:

Ejes x-x	Ejes y-y
1 - 6	A - D
2 - 5	B - C
3 - 4	

Cargas actuantes a la cimentación dirección x-x										
Ejes	Columnas	Cargas muertas "D"			Cargas vivas "L"			Cargas por Sismo Ex		
		P_z (Ton)	F_x (Ton)	M_y (Tm)	P_z (Ton)	F_x (Ton)	M_y (Tm)	P_z (Ton)	F_x (Ton)	M_y (Tm)
Ejes 1-6	A1-A6	-26.96	-1.17	-1.22	-5.09	-0.26	-0.27	-9.29	-6.97	-12.97
	B1-B6	-53.23	0.38	0.41	-11.30	0.09	0.09	-2.46	-8.56	-14.71
	C1-C6	-53.23	-0.38	-0.41	-11.30	-0.09	-0.09	-2.46	-8.56	-14.71
	D1-D6	-26.96	1.17	1.22	-5.09	0.26	0.27	-9.29	-6.97	-12.97
Ejes 2-5	A2-A5	-55.01	-2.30	-2.43	-12.56	-0.58	-0.61	-9.28	-6.94	-13.00
	B2-B5	-111.55	0.62	0.67	-27.70	0.16	0.17	-2.47	-8.39	-14.68
	C2-C5	-111.55	-0.62	-0.67	-27.70	-0.16	-0.17	-2.47	-8.39	-14.68
	D2-D5	-55.01	2.30	2.43	-12.56	0.58	0.61	-9.28	-6.94	-13.00
Ejes 3-4	A3-A4	-53.15	-2.28	-2.41	-12.05	-0.57	-0.60	-9.29	-6.95	-13.01
	B3-B4	-107.59	0.66	0.71	-26.58	0.17	0.18	-2.47	-8.41	-14.69
	C3-C4	-107.59	-0.66	-0.71	-26.58	-0.17	-0.18	-2.47	-8.41	-14.69
	D3-D4	-53.15	2.28	2.41	-12.05	0.57	0.60	-9.29	-6.95	-13.01

Cargas actuantes a la cimentación dirección y-y										
Ejes	Columnas	Cargas muertas "D"			Cargas vivas "L"			Cargas por Sismo Ey		
		P_z (Ton)	F_y (Ton)	M_x (Tm)	P_z (Ton)	F_y (Ton)	M_x (Tm)	P_z (Ton)	F_y (Ton)	M_x (Tm)
Ejes A-D	1	-26.96	-0.69	0.73	-5.09	0.18	-0.19	-12.58	-6.87	-12.80
	2	-55.01	0.06	-0.06	-12.56	-0.02	0.02	-3.66	-8.32	-14.40
	3	-53.15	-0.01	0.01	-12.05	0.00	0.00	-0.54	-8.04	-14.10
	4	-53.15	0.01	-0.01	-12.05	0.00	0.00	-0.54	-8.04	-14.10
	5	-55.01	-0.06	0.06	-12.56	0.02	-0.02	-3.66	-8.32	-14.40
	6	-26.96	0.69	-0.73	-5.09	-0.18	0.19	-12.58	-6.87	-12.80
Ejes B-C	1	-53.23	-1.16	1.23	-11.30	0.33	-0.35	-13.30	-6.94	-12.95
	2	-111.55	0.10	-0.10	-27.70	-0.03	0.03	-4.10	-8.21	-14.43
	3	-107.59	-0.02	0.02	-26.58	0.00	-0.01	-0.59	-7.95	-14.14
	4	-107.59	0.02	-0.02	-26.58	0.00	0.01	-0.59	-7.95	-14.14
	5	-111.55	-0.10	0.10	-27.70	0.03	-0.03	-4.10	-8.21	-14.43
	6	-53.23	1.16	-1.23	-11.30	-0.33	0.35	-13.30	-6.94	-12.95

Haciendo la sumatoria de las cargas totales tenemos que la estructura pesa 2011.08 ton.

3.2.2 Consideraciones del diseño estructural:

Para ejemplo de este taller llegaremos a considerar dos formas de diseño estructural de zapatas corridas:

a.- Zapata corrida con viga T invertida.

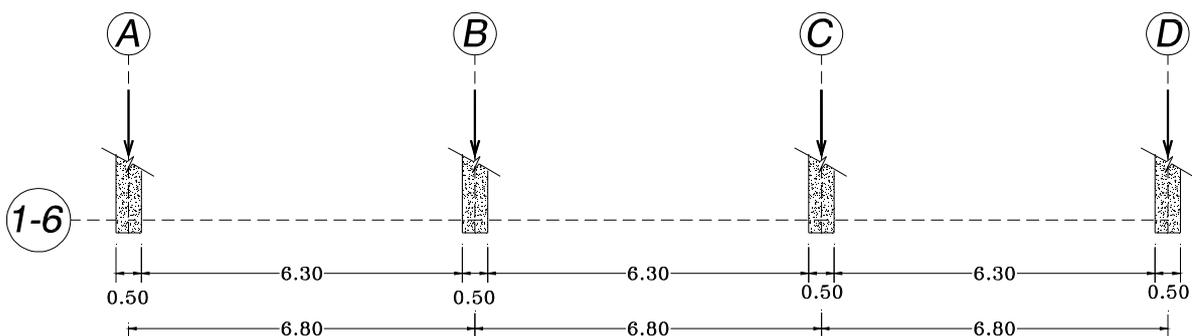
3.2.3 Cálculo y diseño estructural de la cimentación de la superestructura

3.2.3.1 Diseño en el sentido X-X

EJES 1 – 6

Cargas actuantes a la cimentación									
	Cargas muertas "D"			Cargas vivas "L"			Cargas por Sismo Ex		
	P_z (Ton)	F_x (Ton)	M_y (Tm)	P_z (Ton)	F_x (Ton)	M_y (Tm)	P_z (Ton)	F_x (Ton)	M_y (Tm)
A1-D1	-26.96	-1.17	-1.22	-5.09	-0.26	-0.27	-9.29	-6.97	-12.97
B1-B6	-53.23	0.38	0.41	-11.30	0.09	0.09	-2.46	-8.56	-14.71
C1-C6	-53.23	-0.38	-0.41	-11.30	-0.09	-0.09	-2.46	-8.56	-14.71
D6-D6	-26.96	1.17	1.22	-5.09	0.26	0.27	-9.29	-6.97	-12.97

Las dimensiones a cada una de las columnas se muestran en la figura siguiente:



La resistencia admisible del suelo

$$\sigma_{adm \text{ del suelo}} = 9.50 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

a.1 Cálculo de la base de zapata:

Para encontrar las dimensiones de la zapata, consideraremos en dos Casos:

Siendo 1.12 el factor de mayoración por efecto del peso de la zapata y del material sobre la zapata.

a. Caso # 1 combinación D + L

$$P = \Sigma(1.12P_D + P_L) = 212.41\text{Ton}$$

$$M = \Sigma(M_D + M_L) =$$

b. Caso # 2 combinación D + L + E

$$P = \Sigma(1.12P_D + P_L + P_E) = 235.91\text{Ton}$$

$$M = \Sigma(M_D + M_L + M_E) = 55.36\text{Tm}$$

a.1.1 Geometría de la zapata:

La zapata tiene una longitud $L = 20.90\text{m}$ a todo lo largo en la dirección X, la siguiente ecuación esta en función del área de la zapata ($L \times B$) siendo B el ancho de la Zapata.

a. Caso # 1 combinación D + L

$$\sigma_{adm \text{ del suelo}} = \frac{P}{L \times B}$$

$$B = \frac{P}{\sigma_{adm \text{ del suelo}} \times L} = \frac{212.41\text{Ton}}{9.50 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \times 20.90\text{m}}$$

$$B = 1.07 \approx 1.10\text{m}$$

b. Caso # 2 combinación D + L + E

$$1.33\sigma_{adm \text{ del suelo}} = \frac{P}{L \times B}$$

$$B = \frac{P}{1.33\sigma_{adm \text{ del suelo}} \times L} = \frac{235.91\text{Ton}}{1.33(9.50 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}) \times 20.90\text{m}}$$

$$B = 0.893 \approx 0.90\text{m}$$

De los dos casos escogeremos el caso #1, puesto que este requiere mayor base, la zapata y las dimensiones son:

$$L = 20.90\text{m}$$

$$B = 1.10\text{m}$$

a.2 Chequeo de las excentricidades:

Puesto que en el caso #1 no existe momento consideramos que la carga ultima de servicio coincide con la resultante de presiones desde el suelo a la zapata cuya excentricidad es = 0 esto nos hace referencia que las presiones son uniforme. Analizaremos el caso #2

b. Caso # 2 combinación D + L + E

$$e \leq e_{(\text{maxima})}$$

$$e = \frac{M}{P} = 0.235\text{m}$$

$$e_{\text{max}} = \frac{L}{6} = \frac{20.90\text{m}}{6} = 3.483\text{m}$$

$$e = 0.235\text{m} < 3.483\text{m} \Rightarrow \text{Ok}$$

Puesto que la excentricidad esta dentro del tercio de la longitud de la zapata. Tendremos un sistema de presiones trapezoidal

a.3 Chequeo de la presión de contacto Máxima (q_{max}):

a. Caso # 1 combinación D + L

$$q_{\text{max}} = \frac{P}{A} = \frac{212.41\text{Ton}}{1.10\text{m} \times 20.90\text{m}} = 9.239 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

$$q_{\text{max}} = \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} < \sigma_{adm \text{ del suelo}} = 9.50 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \Rightarrow \text{Ok}$$

b. Caso # 2 combinación D + L + E

$$q_{\text{max}} = \frac{P}{A} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{235.91\text{Ton}}{(1.10 \times 20.90)\text{m}^2} \left(1 + \frac{6 \times 0.235\text{m}}{20.90\text{m}} \right)$$

$$q_{\text{max}} = 10.953 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} < 1.33\sigma_{adm \text{ del suelo}} = 12.635 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \Rightarrow \text{Ok}$$

a.4 Factor de seguridad al deslizamiento

$$F_s = \frac{u \times P}{\Sigma F_x} = \frac{0.39 \times 235.91\text{Ton}}{31.06\text{Ton}} = 2.96 \geq 1.5 \Rightarrow \text{Ok}$$

Donde $u = 0.39$, este valor depende del tipo de suelo donde se encuentra la zapata, para nuestro caso tenemos arcilla y la fuerza P la establecemos para el caso #2 así mismo la ΣF_x para el mismo caso.

a.5 Cálculo de los esfuerzos últimos actuantes en la zapata

Para encontrar los esfuerzos predominantes en la base de la zapata consideraremos en dos Casos:

a. Caso # 1 combinación 1.2D + 1.6L

$$P_u = 1.2P_D + 1.6P_L = 244.904 \text{Ton}$$

$$M_u = 1.2M_D + 1.6M_L = 0$$

$$q_{\max} = \frac{P_u}{A} = \frac{244.904 \text{Ton}}{(20.90 \times 1.10) \text{m}^2}$$

$$q_{\max} = 10.652 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

b. Caso # 2 combinación 1.2 D + L + E

$$P_u = 1.2P_D + P_L + P_E = 248.75 \text{Ton}$$

$$M_u = 1.2M_D + M_L + M_E = 55.36 \text{Tm}$$

$$e = \frac{M_u}{P_u} = 0.22 \text{m}$$

$$q_{\max} = \frac{P_u}{A} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{248.736 \text{Ton}}{1.10 \text{m} \times 20.90 \text{m}} \left(1 + \frac{6 \times 0.22 \text{m}}{20.90 \text{m}} \right)$$

$$q_{\max} = 11.503 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

$$q_{\min} = \frac{P_u}{A} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) = \frac{248.736 \text{Ton}}{1.10 \text{m} \times 20.90 \text{m}} \left(1 - \frac{6 \times 0.22 \text{m}}{20.90 \text{m}} \right)$$

$$q_{\min} = 10.135 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

a.6 Cálculo de las fuerzas últimas actuantes en la base de la zapata

a. Caso # 1 combinación 1.2D + 1.6L

$$Q_u = q_{\max} \times B$$

$$Q_u = 10.652 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \times 1.10 \text{m} = 11.718 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

b. Caso # 2 combinación 1.2 D + L + E

$$Q_{u \max} = q_{\max} \times B$$

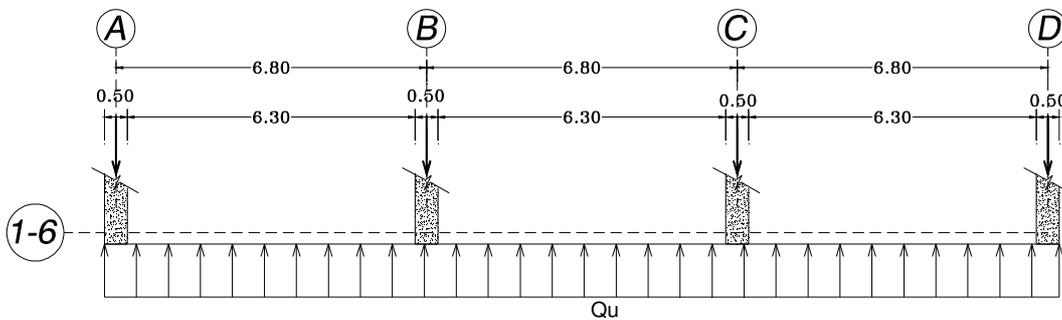
$$Q_{u \max} = 11.503 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \times 1.10 \text{m} = 12.652 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

$$Q_{u \min} = q_{\min} \times B$$

$$Q_{u \min} = 10.135 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \times 1.10 \text{m} = 11.152 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

Diagramas de esfuerzos actuantes en la línea de la zapata

Caso # 1 combinación 1.2D + 1.6L



Caso # 2 combinación 1.2 D + L + E

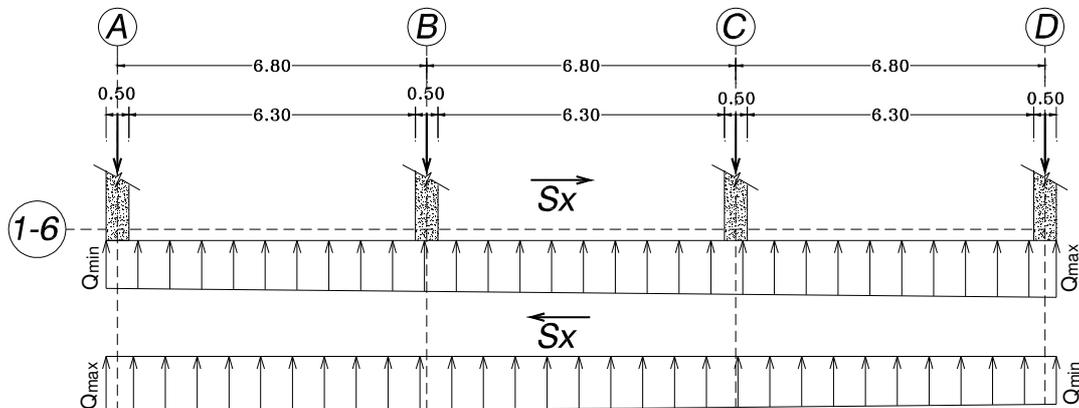
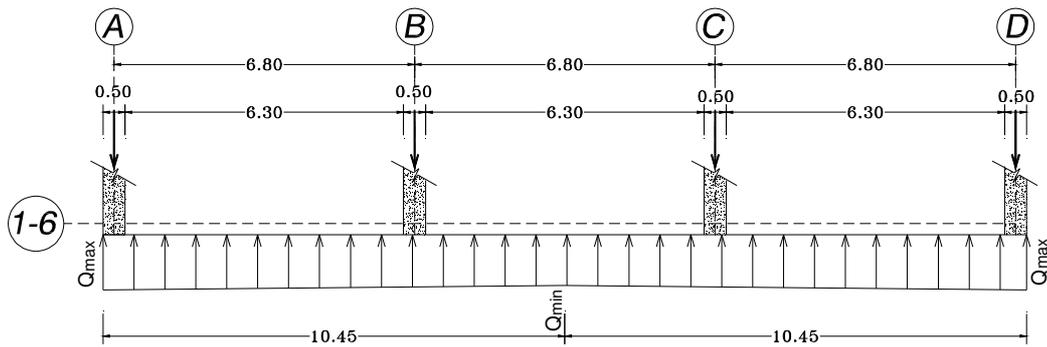


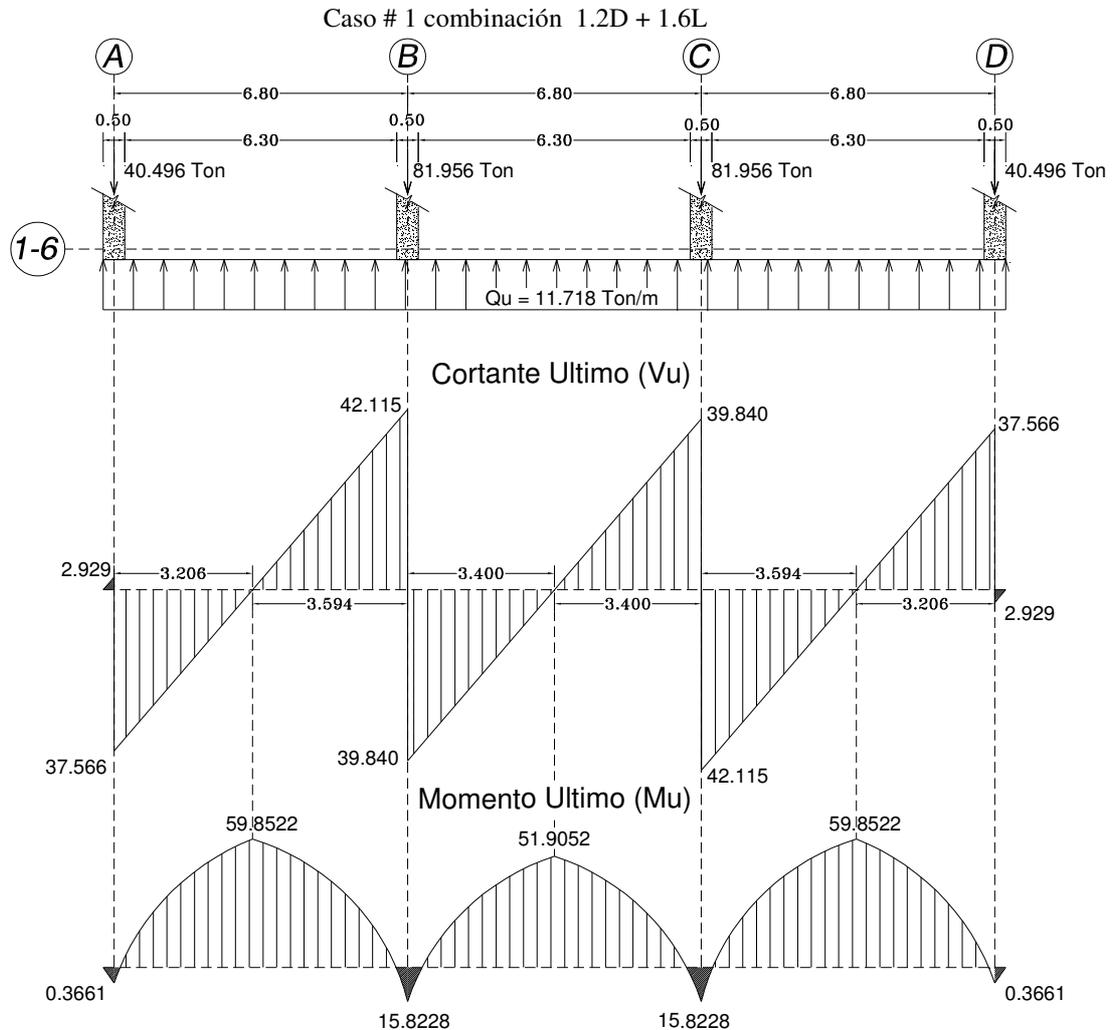
Diagrama envolvente debido al caso #2



a.7 Diagrama de Cortantes últimos (V_u) y Momentos últimos (M_u)

Los diagramas tanto de Cortante último (V_u), como el de Momento último (M_u) están a base a:

- Considerando la estática entre las cargas actuantes que baja por los pilares y la cargas que resulta de los esfuerzos del suelo.
- Considerando la interacción Suelo-Estructura.
- Considerando a la cimentación totalmente rígida.



Para facilitar los cálculos no se ha tomado en cuenta las cortantes y momentos últimos del diagrama del caso #2. Puesto que este es un cálculo complejo además el diagrama del caso #1 es el 92.60% del esfuerzo máximo del diagrama caso #2, como el caso #2 es posible eventual en la vida útil solo evaluaremos y diseñaremos con los esfuerzos del caso #1 analizados.

a.8 DISEÑO ESTRUCTURAL DE ZAPATA CORRIDA CON VIGA T INVERTIDA

a.8.1 Dimensiones de la viga en la zapata en base al M_{umax}

Las dimensiones estarán en función del $M_{umax} = 59.8522 \text{ Tm}$, para zonas sísmicas como el caso del Ecuador se establece la siguiente ecuación.

Donde

$\phi = 0.90$

$d_v =$ Peralte mínimo de la viga en la zapata

$f'_c =$ esfuerzo de compresión del hormigón que es 280 kg/cm^2

$b_v =$ base o ancho de la viga en la zapata

$$d_v \geq \sqrt{\frac{M_u}{0.189\phi \times f'_c \times b_v}}$$

Seleccionaremos el peralte de la viga en función de la posible base a seleccionar:

$b_v \text{ (cm)}$	$d_v \text{ (cm)}$	$r \text{ (cm)}$	$h \text{ (cm)}$
30	64.72	7	71.72
35	59.92	7	66.9
40	56.05	7	63.05
45	52.85	7	59.85

Dado estos resultados seleccionaremos las siguientes dimensiones de la viga en la zapata, estableciendo el peralte efectivo de cálculo:

$b_v \text{ (cm)}$	$d_v \text{ (cm)}$	$r \text{ (cm)}$	$h \text{ (cm)}$
35	63	7	70

a.8.2. Diseño de la viga en la zapata en base al Cortante ultimo V_{umax} (Estribos)

Donde $V_{umax} = 42.115 \text{ Ton}$ y $Q_u = 11.718 \text{ Ton/m}$

$$V_{ux} = V_u - Q_u \left[d_v + \frac{c}{2} \right] = 42.115 \text{ Ton} - 11.718 \frac{\text{Ton}}{\text{m}} \left[0.63 \text{ m} + \frac{0.50 \text{ m}}{2} \right] = 31.80 \text{ Ton}$$

El valor de c depende donde se encuentre el valor máximo del cortante ya que es la dimensión de la columna en la dirección de la zapata $c = 0.50 \text{ m}$

Dada la condición:

$$\phi V_n \geq V_{ux}$$

Donde:

$$\phi V_n = \phi (V_s + V_c) \quad V_{ux} = 31.80 \text{ Ton}$$

El esfuerzo que resiste el hormigón es:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b_v d_v = 0.53 \sqrt{280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \times 35 \text{ cm} \times 63 \text{ cm} = 19550 \text{ kg} = 19.55 \text{ Ton}$$

Si igualamos $\phi V_n = V_{ux}$ tendremos: siendo $\phi = 0.75$

El esfuerzo que resisten los estribos:

$$\begin{aligned} V_{ux} &= \phi (V_s + V_c) \\ 31.80 \text{ Ton} &= 0.75 (V_s + 19.55 \text{ Ton}) \\ V_s &= \frac{17.1375 \text{ Ton}}{0.75} = 22.85 \text{ Ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{A_v f_y d_v}{S} \Rightarrow \frac{A_v}{S} = \frac{V_s}{f_y d_v} \\ \frac{A_v}{S} &= \frac{22850 \text{ kg}}{4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 63 \text{ cm}} = 0.0863 \text{ cm} \end{aligned}$$

Donde:

$A_v = 2A\phi$ dos veces el área nominal del estribo

$F_y =$ esfuerzo de tracción del acero

$S =$ separación de los estribos

$$S = \frac{A_v}{0.0863 \text{ cm}}$$

$\phi \text{ (mm)}$	$A_v \text{ (cm)}$	$S \text{ (cm)}$
8	1.005	11.65
10	1.570	18.20
12	2.262	26.21

Utilizaremos en los vanos Estribos $\phi 10 \text{ mm c/15 cm}$ en los apoyo de columna a una distancia $L_n/4$ y en los centros de vano utilizaremos Estribos $\phi 10 \text{ mm c/25 cm}$, siendo L_n la luz neta entre cara a cara de columna en los vanos

a.8.3 Diseño de la viga en la zapata en base al Momento ultimo M_u (calculo de aceros longitudinales)

Sección	M_u (Tm)	a (cm)	A_s (cm ²)	A_{smin} (cm ²)	A_{sreq} (cm ²)
A	0.3661	0.07756	0.153	7.350	7.350
A-B	59.8522	14.2953	28.352	7.350	28.352
B	15.8288	3.4455	6.8337	7.350	7.350
B-C	51.9052	12.1639	24.125	7.350	24.125
C	15.5282	3.4455	6.8337	7.350	7.350
C-D	59.8522	14.2953	28.352	7.350	28.352
D	0.3661	0.707756	0.153	7.350	7.350

$$a = d_v - \sqrt{d_v^2 - \frac{2(M_u \times 10^5)}{0.85 \times \phi \times f'_c \times b_v}}$$

$$A_s = \frac{M_u \times 10^5}{\phi \times f_y \times \left[d_v - \frac{a}{2} \right]}$$

$$A_{smin} = \frac{14 \times b_v \times d_v}{f_y} = \frac{14 \times 35 \text{ cm} \times 63 \text{ cm}}{4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 7.350 \text{ cm}^2$$

$$A_{smax} = \rho \times b_v \times d_v = 0.014 \times 35 \text{ cm} \times 63 \text{ cm} = 30.87 \text{ cm}^2$$

Donde:

a = altura del bloque de compresión en la viga

ϕ = 0.90 factor de reducción a flexión

f'_c = 280kg/cm², resistencia a la compresión del hormigón

f_y = 4200kg/cm², resistencia a la tracción del acero de refuerzo

ρ = es el 50% de la cuantía de balance para f'_c = 280kg/cm², ρ = 0.014

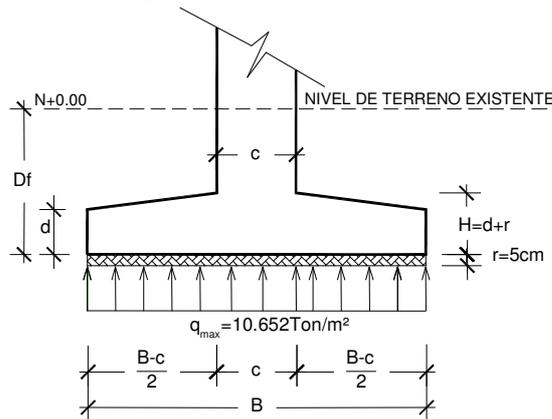
A_{smin} = Área de acero mínimo que se debe ubicar en la sección de la viga

A_{smax} = Área de acero máximo que se debe ubicar en la sección de la viga

“Cabe señalar que el detallamiento y ubicación de los diámetros de los aceros queda a criterio de diseñador basándose en las secciones requeridas del cuadro anterior.”

a.8.4 Diseño de la zapata

Para el diseño de la zapata consideraremos el esfuerzo del caso #1 analizados en el estado de carga mayorado: $q_{max} = 10.652 \text{ Ton/m}^2$ y este a su vez en la zapata es lineal constante como lo muestra la siguiente figura.



a.8.4.1 Diseño a Cortante por Punzonamiento:

La sección crítica a Punzonamiento se sitúa alrededor de la columna con una separación de $d/2$ de sus caras. La fuerza cortante que actúan sobre la sección crítica en cada columna son:

Columnas	V_u (Ton)
A	40.496
B	81.956
C	81.956
D	40.496

El esfuerzo cortante por Punzonamiento que actúa sobre la sección es:

$$v_u = \frac{V_u}{\phi b_o d_z}$$

$$b_o d_z = 2[(a + d_z) + (b + d_z)] \times d_z \quad \text{Para columnas centrales}$$

$$b_o d_z = (2a + b + 2d_z) \times d_z \quad \text{Para columnas de borde}$$

El esfuerzo resistente a corte por Punzonamiento es: si $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$

$$V_c = 1.1 \sqrt{f'_c} = 1.1 \sqrt{280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 18.406 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 184.06 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Si:

Donde $\phi = 0.75$, $a = 0.50 \text{ m}$, $b = 0.50 \text{ m}$.

Si utilizamos $d_z = 23 \text{ cm}$ y $H = 30 \text{ cm}$ (la norma ACI-08 establece $d_{\text{min}} = 15 \text{ cm}$)

Condición:

$$V_c \geq v_u$$

Cuadro de calculo del $d_z = 23 \text{ cm}$

Columnas	V_u (Ton)	$\Phi b_o d_z$ (m)	v_u (Ton)	V_c (Ton/m ²)	Observación
A	40.496	0.3381	119.77	184.06	ok
B	81.956	0.5037	162.71	184.06	ok
C	81.956	0.5037	162.71	184.06	ok
D	40.496	0.3381	119.77	184.06	ok

El esfuerzo de corte por punzonamiento solicitante es inferior a la capacidad resistente del hormigón y el peralte analizado $d_z = 23 \text{ cm}$ cumple satisfactoriamente con los esfuerzos Cortantes

a.8.4.2 Diseño a flexión:

La sección crítica de diseño a flexión se ubica en la cara de la columna.

El esfuerzo requerido por flexión es:

$$q_{\text{max}} = 10.652 \text{ Ton/m}^2$$

$$L_z = (B - c)/2 = 0.30 \text{ m}$$

$$L = 20.90 \text{ m}$$

$$M_{(\text{diseño})} = \frac{q_{\text{max}}}{2} \times L_z^2 \times L = \frac{10.652}{2} \times (0.30 \text{ m})^2 \times 20.90 \text{ m}$$

$$M_{(\text{diseño})} = 10.018 \text{ Tm}$$

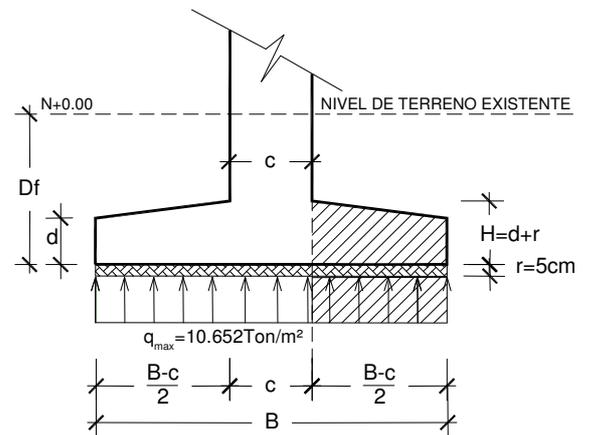
- Acero calculado A_s

$$A_s = \frac{0.85 f'_c \times L \times d_z}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_{(\text{diseño})}}{0.85 \phi \times f'_c \times L \times d_z^2}} \right]$$

$$A_s = 11.547 \text{ cm}^2$$

- Acero mínimo $A_{s(\text{min})}$

$$A_{s(\text{min})} = \frac{14}{f_y} L \times d_v = \frac{14}{4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \times 2090 \text{ cm} \times 23 \text{ cm} = 160.23 \text{ cm}^2$$



Dado que el acero mínimo es mayor que el acero calculado, tendremos el siguiente esquema de armado en sentidos longitudinal $L = 20.90m$ con un área de acero de $= 160.23cm^2$

- Si utilizamos $\phi 14mm$ cuya área nominal es de $A_{sv} = 1.54cm^2$ tendremos, 104 varillas espaciadas cada 20cm

$$\#_{varillas} = \frac{A_s}{A_{sv}} = \frac{160.23cm^2}{1.54cm^2} = 104.0 \quad C_{separacion} = \frac{L-2r}{\#_{varillas} - 1} = \frac{(2090-10)cm}{103_{varillas}} = 20.19 \approx 20cm$$

- Si utilizamos $\phi 12mm$ cuya área nominal es de $A_{sv} = 1.131cm^2$ tendremos, 142varillas espaciadas cada 14cm

$$\#_{varillas} = \frac{A_s}{A_{sv}} = \frac{160.23cm^2}{1.131cm^2} = 141.67 \approx 142 \quad C_{separacion} = \frac{L-2r}{\#_{varillas} - 1} = \frac{(2090-10)cm}{141_{varillas}} = 14.82 \approx 14cm$$

Para el armado transversal a lo largo de $L = 20.90m$, utilizaremos $\phi 12mm$ c/14cm x 1.00m

Para el armado en las aletas de la zapata utilizaremos la ecuación de A_{smin} por **Retracción y Fraguado**

$$A_{smin} = 0.0018 \times L_z \times H$$

$$A_{smin} = 0.0018 \times 30cm \times 30cm = 1.62cm^2$$

-Si utilizamos $\phi 12mm$ cuya área nominal es de $A_{sv} = 1.131cm^2$ tendremos, 2 varillas a cada lado de las aletas de la zapata.

$$\#_{varillas} = \frac{A_s}{A_{sv}} = \frac{1.62cm^2}{1.131cm^2} = 1.43 \approx 2$$

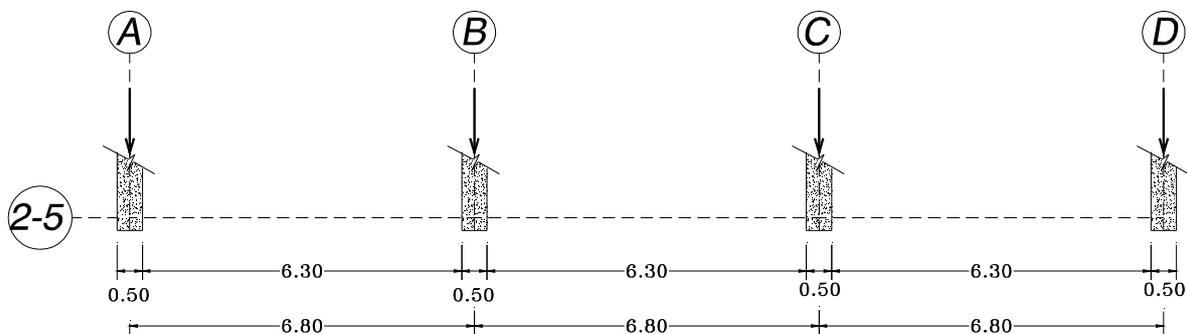
Por lo tanto a cada costado utilizaremos 2 $\phi 12mm$ x 20.80m

Nota: El detallamiento Longitudinal y transversal de la zapata de los ejes 1-6 están en la sección 3.2.4 Detalle Estructural de Zapata corrida en dos direcciones con viga T invertida.

EJES 2 – 5

	Cargas muertas "D"			Cargas vivas "L"			Cargas por Sismo Ex		
	P_z (Ton)	F_x (Ton)	M_y (Tm)	P_z (Ton)	F_x (Ton)	M_y (Tm)	P_z (Ton)	F_x (Ton)	M_y (Tm)
A2-A5	-55.01	-2.30	-2.43	-12.56	-0.58	-0.61	-9.28	-6.94	-13.00
B2-B5	-111.55	0.62	0.67	-27.70	0.16	0.17	-2.47	-8.39	-14.68
C2-C5	-111.55	-0.62	-0.67	-27.70	-0.16	-0.17	-2.47	-8.39	-14.68
D2-D5	-55.01	2.30	2.43	-12.56	0.58	0.61	-9.28	-6.94	-13.00

Las dimensiones a cada una de las columnas se muestran en la figura siguiente:



La resistencia admisible del suelo

$$\sigma_{adm \text{ del suelo}} = 9.50 \frac{Ton}{m^2}$$

a.1 Cálculo de la base de zapata:

Para encontrar las dimensiones de la zapata, consideraremos en dos Casos:

Siendo 1.12 el factor de mayoración por efecto del peso de la zapata y del material sobre la zapata.

a. Caso # 1 combinación D + L

$$P = \Sigma(1.12P_D + P_L) = 453.614Ton$$

$$M = \Sigma(M_D + M_L) = 0$$

b. Caso # 2 combinación D + L + E

$$P = \Sigma(1.12P_D + P_L + P_E) = 477.114Ton$$

$$M = \Sigma(M_D + M_L + M_E) = 55.367m$$

a.1.1 Geometría de la zapata:

La zapata tiene una longitud $L = 20.90m$ a todo lo largo en la dirección X, la siguiente ecuación esta en función del área de la zapata ($L \times B$) siendo B el ancho de la Zapata.

a. Caso # 1 combinación D + L

$$\sigma_{adm \text{ del suelo}} = \frac{P}{L \times B}$$

$$B = \frac{P}{\sigma_{adm \text{ del suelo}} \times L} = \frac{453.614Ton}{9.50 \frac{Ton}{m^2} \times 20.90m}$$

$$B = 2.28 \approx 2.30m$$

b. Caso # 2 combinación D + L + E

$$1.33\sigma_{adm \text{ del suelo}} = \frac{P}{L \times B}$$

$$B = \frac{P}{1.33\sigma_{adm \text{ del suelo}} \times L} = \frac{477.114Ton}{1.33(9.50 \frac{Ton}{m^2}) \times 20.90m}$$

$$B = 1.80m$$

De los dos casos escogeremos el caso #1, puesto que este requiere mayor base, la zapata y las dimensiones son:

$$L = 20.90m$$

$$B = 2.30m$$

a.2 Chequeo de las excentricidades:

Puesto que en el caso #1 no existe momento consideramos que la carga ultima de servicio coincide con la resultante de presiones desde el suelo a la zapata cuya excentricidad es = 0 esto nos hace referencia que las presiones son uniforme. Analizaremos el caso #2

b. Caso # 2 combinación D + L + E

$$e \leq e_{(max \text{ ima})}$$

$$e = \frac{M}{P} = 0.116m \qquad e_{max} = \frac{L}{6} = \frac{20.90m}{6} = 3.483m$$

$$e = 0.116m < 3.483m \Rightarrow Ok$$

Puesto que la excentricidad esta dentro del tercio de la longitud de la zapata. Tendremos un sistema de presiones trapezoidal

a.3 Chequeo de la presión de contacto Máxima (q_{max}):

a. Caso # 1 combinación D + L

$$q_{max} = \frac{P}{A} = \frac{453.614Ton}{2.30m \times 20.90m} = 9.436 \frac{Ton}{m^2}$$

$$q_{max} = 9.436 \frac{Ton}{m^2} < \sigma_{adm \text{ del suelo}} = 9.50 \frac{Ton}{m^2} \Rightarrow Ok$$

b. Caso # 2 combinación D + L + E

$$q_{max} = \frac{P}{A} \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = \frac{477.114Ton}{(2.30 \times 20.90)m^2} \left(1 + \frac{6 \times 0.116m}{20.90m}\right)$$

$$q_{max} = 10.255 \frac{Ton}{m^2} < 1.33\sigma_{adm \text{ del suelo}} = 13.33 \frac{Ton}{m^2} \Rightarrow Ok$$

a.4 Factor de seguridad al deslizamiento

$$F_s = \frac{u \times P}{\Sigma F_x} = \frac{0.39 \times 477.114Ton}{30.66Ton} = 6.068 \geq 1.5 \Rightarrow Ok$$

Donde $u = 0.39$, este valor depende del tipo de suelo donde se encuentra la zapata, para nuestro caso tenemos arcilla y la fuerza P la establecemos para el caso #2 así mismo la ΣF_x para el mismo caso

a.5 Cálculo de los esfuerzos últimos actuantes en la zapata

Para encontrar los esfuerzos predominantes en la base de la zapata consideraremos en dos Casos:

a. Caso # 1 combinación 1.2D + 1.6L

$$P_u = 1.2P_D + 1.6P_L = 528.576\text{Ton}$$

$$M_u = 1.2M_D + 1.6M_L = 0$$

$$q_{\max} = \frac{P_u}{A} = \frac{528.576\text{Ton}}{(20.90 \times 2.30)\text{m}^2}$$

$$q_{\max} = 11.00 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

b. Caso # 2 combinación 1.2 D + L + E

$$P_u = 1.2P_D + P_L + P_E = 503.764\text{Ton}$$

$$M_u = 1.2M_D + M_L + M_E = 55.36\text{Tm}$$

$$e = \frac{M_u}{P_u} = 0.110\text{m}$$

$$q_{\max} = \frac{P_u}{A} \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = \frac{503.764\text{Ton}}{2.30\text{m} \times 20.90\text{m}} \left(1 + \frac{6 \times 0.110\text{m}}{20.90\text{m}}\right)$$

$$q_{\max} = 10.811 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

$$q_{\min} = \frac{P_u}{A} \left(1 - \frac{6e}{L}\right) = \frac{503.764\text{Ton}}{2.30\text{m} \times 20.90\text{m}} \left(1 - \frac{6 \times 0.110\text{m}}{20.90\text{m}}\right)$$

$$q_{\min} = 10.148 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

a.6 Cálculo de las fuerzas últimas actuantes en la base de la zapata

a. Caso # 1 combinación 1.2D + 1.6L

$$Q_u = q_{\max} \times B$$

$$Q_u = 11.00 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \times 2.30\text{m} = 25.290 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

b. Caso # 2 combinación 1.2 D + L + E

$$Q_{u\max} = q_{\max} \times B$$

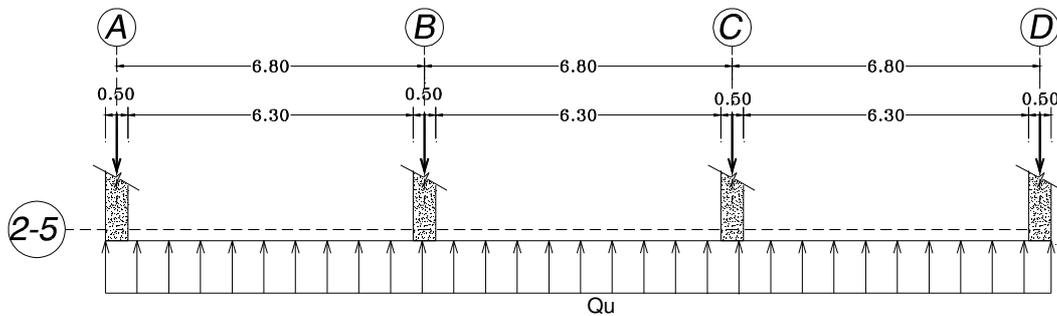
$$Q_{u\max} = 10.811 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \times 2.30\text{m} = 24.864 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

$$Q_{u\min} = q_{\min} \times B$$

$$Q_{u\min} = 10.148 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \times 2.30\text{m} = 23.342 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

Diagramas de esfuerzos actuantes en la línea de la zapata

Caso # 1 combinación 1.2D + 1.6L



Caso # 2 combinación 1.2 D + L + E

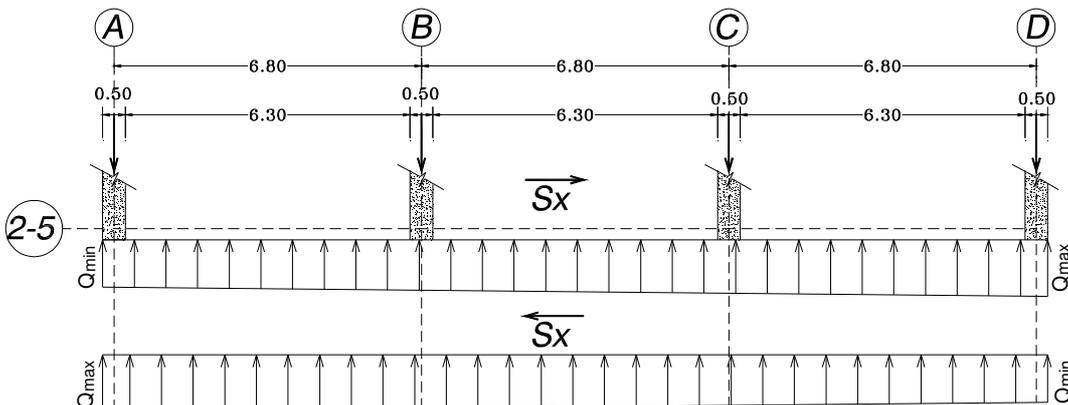
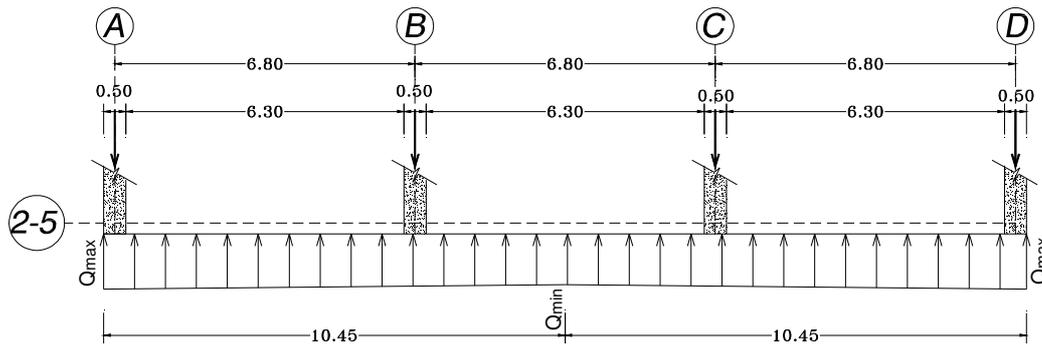


Diagrama envolvente debido al caso #2

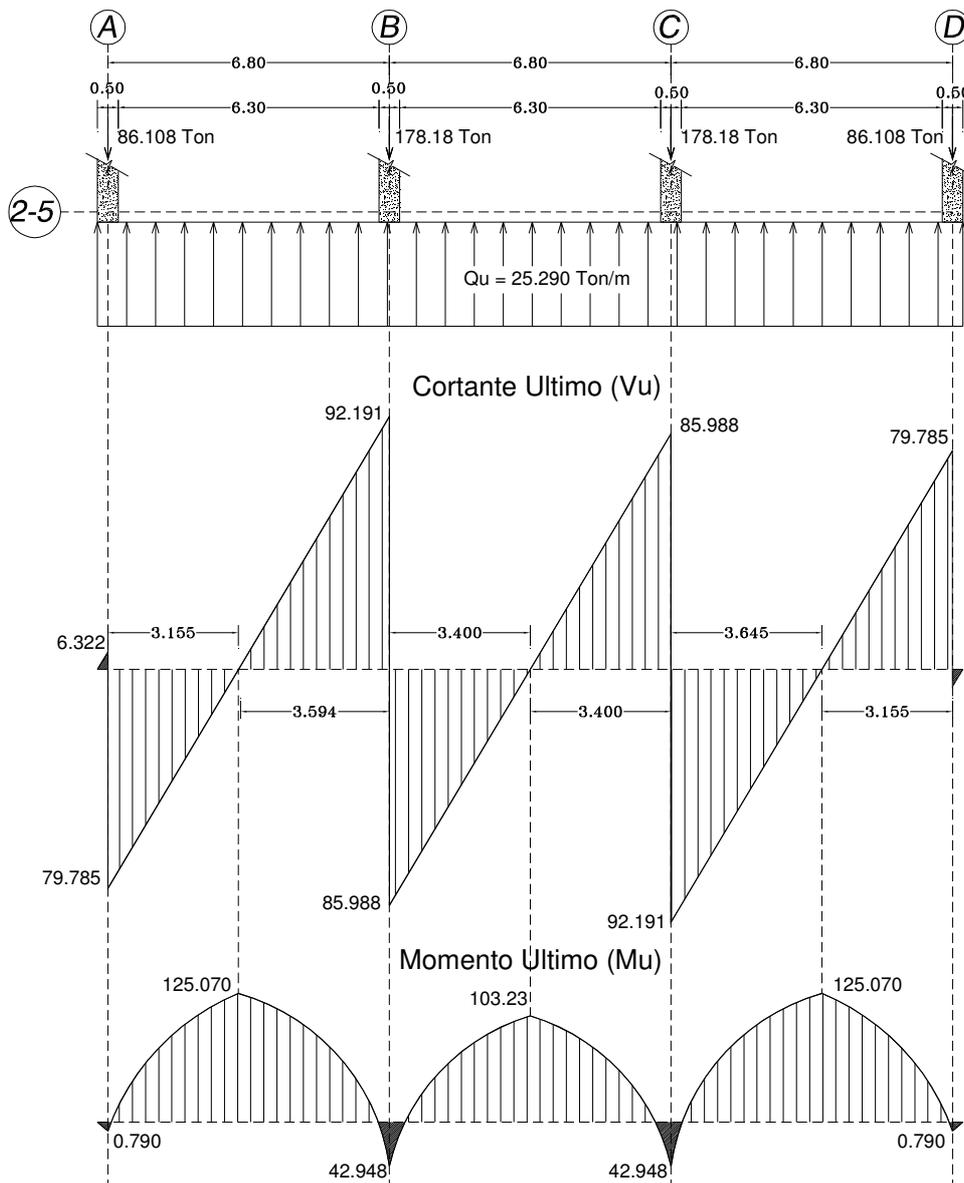


a.7 Diagrama de Cortantes últimos (V_u) y Momentos últimos (M_u)

Los diagramas tanto de Cortante último (V_u), como el de Momento último (M_u) están a base a:

- Considerando la estática entre las cargas actuantes que baja por los pilares y la cargas que resulta de los esfuerzos del suelo.
- Considerando la interacción Suelo-Estructura.
- Considerando a la cimentación totalmente rígida.

Caso # 1 combinación 1.2D + 1.6L



No se ha tomado en cuenta las cortantes y momentos últimos del diagrama del caso #2. Puesto que el esfuerzo es menor que el caso #1, solo evaluaremos y diseñaremos con los esfuerzos del caso #1 por ser el mayor.

a.8 DISEÑO ESTRUCTURAL DE ZAPATA CORRIDA CON VIGA T INVERTIDA

a.8.1 Dimensiones de la viga en la zapata en base al M_{umax}

Las dimensiones estarán en función del $M_{umax} = 125.070 Tm$, para zonas sísmicas como el caso del Ecuador se establece la siguiente ecuación.

Donde

$\phi = 0.90$

$d_v =$ Peralte mínimo de la viga en la zapata

$f'_c =$ esfuerzo de compresión del hormigón que es $280kg/cm^2$

$b_v =$ base o ancho de la viga en la zapata

$$d_v \geq \sqrt{\frac{M_u}{0.189\phi \times f'_c \times b_v}}$$

Seleccionaremos el peralte de la viga en función de la posible base a seleccionar:

b_v (cm)	d_v (cm)	r (cm)	h (cm)
35	86.62	7	93.62
40	81.02	7	88.02
45	76.39	7	83.39
50	72.47	7	79.47

Dado estos resultados seleccionaremos las siguientes dimensiones de la viga en la zapata, estableciendo el peralte efectivo de cálculo:

b_v (cm)	d_v (cm)	r (cm)	h (cm)
45	83	7	90

a.8.2. Diseño de la viga en la zapata en base al Cortante último V_{umax} (Estribos)

Donde $V_{umax} = 92.191 Ton$ y $Q_u = 25.290 Ton/m$

$$V_{ux} = V_u - Q_u \left[d_v + \frac{c}{2} \right] = 92.191Ton - 25.290 \frac{Ton}{m} \left[0.83m + \frac{0.50m}{2} \right] = 64.878Ton$$

El valor de c depende donde se encuentre el valor máximo del cortante ya que es la dimensión de la columna en la dirección de la zapata $c = 0.50m$

Dada la condición:

$$\phi V_n \geq V_{ux}$$

Donde:

$$\phi V_n = \phi (V_s + V_c) \quad V_{ux} = 64.878Ton$$

El esfuerzo que resiste el hormigón es:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b_v d_v = 0.53 \sqrt{280 \frac{kg}{cm^2}} \times 45cm \times 83cm = 33124.21kg = 33.124Ton$$

Si igualamos $\phi V_n = V_{ux}$ tendremos: siendo $\phi = 0.75$

$$V_{ux} = \phi (V_s + V_c)$$

$$64.878Ton = 0.75 (V_s + 33.124Ton)$$

$$V_s = \frac{40.035Ton}{0.75} = 53.38Ton$$

Donde:

$A_v = 2A\phi$ dos veces el área nominal del estribo

$F_y =$ esfuerzo de tracción del acero

$S =$ separación de los estribos

$$S = \frac{A_v}{0.153cm}$$

El esfuerzo que resisten los estribos:

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v}{S} \Rightarrow \frac{A_v}{S} = \frac{V_s}{f_y d_v}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{53380kg}{4200 \frac{kg}{cm^2} \times 83cm} = 0.153cm$$

ϕ (mm)	A_v (cm)	S (cm)
8	1.005	6.568
10	1.570	10.26
12	2.262	14.78

Utilizaremos en los vanos Estribos $\phi 10mm$ c/10cm en los apoyo de columna a una distancia $L_n/4$ y en los centros de vano utilizaremos Estribos $\phi 10mm$ c/20cm, siendo L_n la luz neta entre cara a cara de columna en los vanos

a.8.3 Diseño de la viga en la zapata en base al Momento ultimo M_u (calculo de aceros longitudinales)

Sección	M_u (Tm)	a (cm)	A_s (cm ²)	A_{smin} (cm ²)	A_{sreq} (cm ²)
A	0.790	0.099	0.252	12.45	12.45
A-B	125.070	17.472	44.554	12.45	44.55
B	42.948	5.554	14.163	12.45	14.16
B-C	103.23	14.101	35.957	12.45	35.96
C	42.948	5.554	14.163	12.45	14.16
C-D	125.070	17.472	44.554	12.45	44.55
D	0.790	0.099	0.252	12.45	12.45

$$a = d_v - \sqrt{d_v^2 - \frac{2(M_u \times 10^5)}{0.85 \times \phi \times f'_c \times b_v}}$$

$$A_s = \frac{M_u \times 10^5}{\phi \times f_y \times \left[d_v - \frac{a}{2} \right]}$$

$$A_{smin} = \frac{14 \times b_v \times d_v}{f_y} = \frac{14 \times 45 \text{cm} \times 83 \text{cm}}{4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 12.45 \text{cm}^2$$

$$A_{smax} = \rho \times b_v \times d_v = 0.014 \times 45 \text{cm} \times 83 \text{cm} = 52.29 \text{cm}^2$$

Donde:

a = altura del bloque de compresión en la viga

ϕ = 0.90 factor de reducción a flexión

f'_c = 280kg/cm², resistencia a la compresión del hormigón

f_y = 4200kg/cm², resistencia a la tracción del acero de refuerzo

ρ = es el 50% de la cuantía de balance para f'_c = 280kg/cm², ρ = 0.014

A_{smin} = Área de acero mínimo que se debe ubicar en la sección de la viga

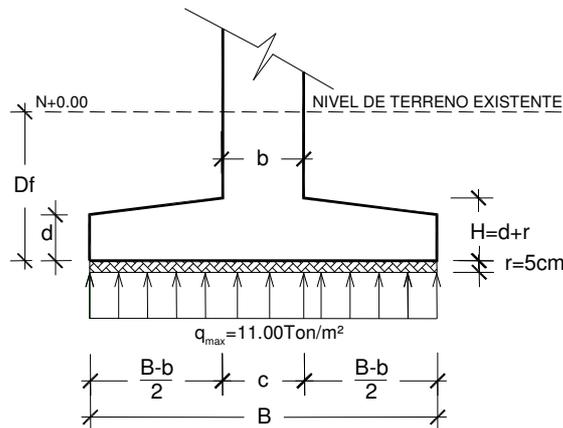
A_{smax} = Área de acero máximo que se debe ubicar en la sección de la viga

“Cabe señalar que el detallamiento y ubicación de los diámetros de los aceros queda a criterio de diseñador basándose en las secciones requeridas del cuadro anterior.”

a.8.4 Diseño de la zapata

Para el diseño de la zapata consideraremos el esfuerzo del caso #1 analizados en el estado de carga mayorado:

$q_{max} = 11.00 \text{Ton/m}^2$ y este a su vez en la zapata es lineal constante como lo muestra la siguiente figura.



a.8.4.1 Diseño a Cortante por Punzonamiento:

La sección crítica a Punzonamiento se sitúa alrededor de la columna con una separación de $d/2$ de sus caras.

La fuerza cortante que actúan sobre la sección crítica en cada columna son:

Columnas	V_u (Ton)
A	86.108
B	178.18
C	178.18
D	86.108

El esfuerzo cortante por Punzonamiento que actúa sobre la sección es:

$$v_u = \frac{V_u}{\phi b_o d_z}$$

$$b_o d_z = 2[(a + d_z) + (b + d_z)] \times d_z \quad \text{Para columnas centrales}$$

$$b_o d_z = (2a + b + 2d_z) \times d_z \quad \text{Para columnas de borde}$$

El esfuerzo resistente a corte por Punzonamiento es: si $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$

$$V_c = 1.1 \sqrt{f'_c} = 1.1 \sqrt{280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 18.406 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 184.06 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Si:

Donde $\phi = 0.75$, $a = 0.50 \text{ m}$, $b = 0.50 \text{ m}$.

Si utilizamos $d_z = 38 \text{ cm}$ y $H = 45 \text{ cm}$ (la norma ACI-08 establece $d_{\text{min}} = 15 \text{ cm}$)

Condición:

$$V_c \geq v_u$$

Cuadro de calculo del $d_z = 38 \text{ cm}$

Columnas	V_u (Ton)	$\Phi b_o d_z$ (m)	v_u (Ton)	V_c (Ton/m ²)	Observación
A	86.108	0.6441	133.68	184.06	ok
B	178.18	1.0032	177.61	184.06	ok
C	178.18	1.0032	177.61	184.06	ok
D	86.108	0.6441	133.38	184.06	ok

El esfuerzo de corte por Punzonamiento solicitante es inferior a la capacidad resistente del hormigón y el peralte analizado $d_z = 38 \text{ cm}$ cumple satisfactoriamente con los esfuerzos Cortantes

a.8.4.2 Diseño a flexión:

La sección crítica de diseño a flexión se ubica en la cara de la columna.

El esfuerzo requerido por flexión es:

$$q_{\text{max}} = 11.00 \text{ Ton/m}^2$$

$$L_z = (B - c)/2 = 0.90 \text{ m}$$

$$L = 20.90 \text{ m}$$

$$M_{(\text{diseño})} = \frac{q_{\text{max}}}{2} \times L_z^2 \times L = \frac{11.00 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}}{2} \times (0.90 \text{ m})^2 \times 20.90 \text{ m}$$

$$M_{(\text{diseño})} = 93.10 \text{ Tm}$$

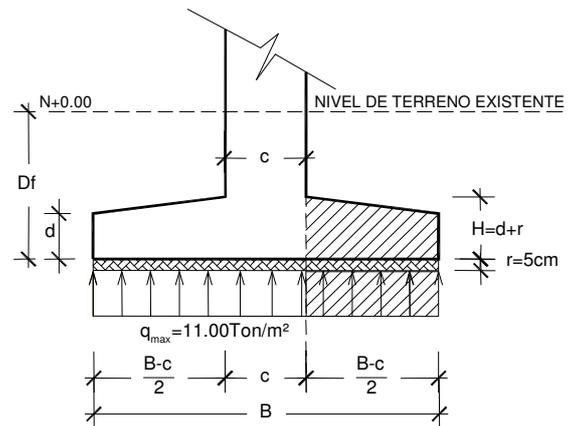
- Acero calculado A_s

$$A_s = \frac{0.85 f'_c \times L \times d_z}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_{(\text{diseño})}}{0.85 \phi \times f'_c \times L \times d_z^2}} \right]$$

$$A_s = 65.30 \text{ cm}^2$$

- Acero mínimo $A_{s(\text{min})}$

$$A_{s(\text{min})} = \frac{14}{f_y} L \times d_z = \frac{14}{4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \times 2090 \text{ cm} \times 38 \text{ cm} = 264.73 \text{ cm}^2$$



Dado que el acero mínimo es mayor que el acero calculado, tendremos el siguiente esquema de armado en sentidos longitudinal $L = 20.90m$ con un área de acero de $=264.73 cm^2$

- Si utilizamos $\phi 14mm$ cuya área nominal es de $A_{sv} = 1.54cm^2$ tendremos, 172 varillas espaciadas cada 12cm

$$\#_{varillas} = \frac{A_s}{A_{sv}} = \frac{264.73cm^2}{1.54cm^2} = 171.90 \approx 172 \quad C_{separacion} = \frac{L-2r}{\#_{varillas} - 1} = \frac{(2090-10)cm}{171_{varillas}} = 12.16 \approx 12cm$$

- Si utilizamos $\phi 12mm$ cuya área nominal es de $A_{sv} = 1.131cm^2$ tendremos, 234 varillas espaciadas cada 8cm

$$\#_{varillas} = \frac{A_s}{A_{sv}} = \frac{264.73cm^2}{1.131cm^2} = 234.0 \quad C_{separacion} = \frac{L-2r}{\#_{varillas} - 1} = \frac{(2090-10)cm}{233_{varillas}} = 8.92 \approx 8cm$$

Para el armado transversal a lo largo de $L = 20.90m$, utilizaremos $\phi 14mm c/12cm x 2.20m$

Para el armado en las aletas de la zapata utilizaremos la ecuación de A_{smin} por **Retracción y Fraguado**

$$A_{smin} = 0.0018 \times L_z \times H$$

$$A_{smin} = 0.0018 \times 90cm \times 45cm = 7.29cm^2$$

-Si utilizamos $\phi 12mm$ cuya área nominal es de $A_{sv} = 1.131cm^2$ tendremos, 7 varillas a cada lado de las aletas de la zapata.

$$\#_{varillas} = \frac{A_s}{A_{sv}} = \frac{7.29cm^2}{1.131cm^2} = 6.44 \approx 7$$

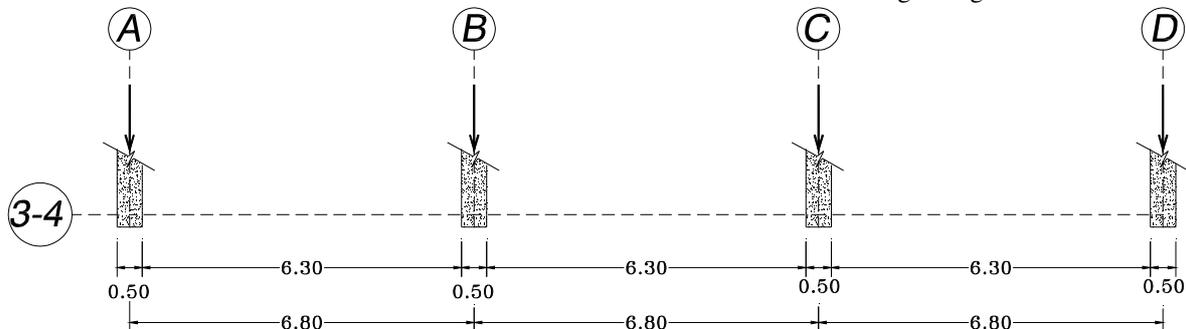
Por lo tanto a cada costado utilizaremos **7 $\phi 12mm x 20.80m$**

Nota: El detallamiento Longitudinal y transversal de la zapata de los ejes 2-5 están en la sección 3.2.4 Detalle Estructural de Zapata corrida en dos direcciones con viga T invertida.

EJES 3 – 4

	Cargas muertas "D"			Cargas vivas "L"			Cargas por Sismo Ex		
	P_z (Ton)	F_x (Ton)	M_y (Tm)	P_z (Ton)	F_x (Ton)	M_y (Tm)	P_z (Ton)	F_x (Ton)	M_y (Tm)
A3-D4	-53.15	-2.28	-2.41	-12.05	-0.57	-0.60	-9.29	-6.95	-13.01
B3-B4	-107.59	0.66	0.71	-26.58	0.17	0.18	-2.47	-8.41	-14.69
C3-C4	-107.59	-0.66	-0.71	-26.58	-0.17	-0.18	-2.47	-8.41	-14.69
D3-D4	-53.15	2.28	2.41	-12.05	0.57	0.60	-9.29	-6.95	-13.01

Las dimensiones a cada una de las columnas se muestran en la figura siguiente:



La resistencia admisible del suelo

$$\sigma_{adm \text{ del suelo}} = 9.50 \frac{Ton}{m^2}$$

a.1 Cálculo de la base de zapata:

Para encontrar las dimensiones de la zapata, consideraremos en dos Casos:

Siendo 1.12 el factor de mayoración por efecto del peso de la zapata y del material sobre la zapata.

a. Caso # 1 combinación D + L

$$P = \Sigma(1.12P_D + P_L) = 437.32Ton$$

$$M = \Sigma(M_D + M_L) = 0$$

b. Caso # 2 combinación D + L + E

$$P = \Sigma(1.12P_D + P_L + P_E) = 460.84Ton$$

$$M = \Sigma(M_D + M_L + M_E) = 54.4Tm$$

a.1.1 Geometría de la zapata:

La zapata tiene una longitud $L = 20.90m$ a todo lo largo en la dirección X, la siguiente ecuación esta en función del área de la zapata ($L \times B$) siendo B el ancho de la Zapata.

a. Caso # 1 combinación D + L

$$\sigma_{adm \text{ del suelo}} = \frac{P}{L \times B}$$

$$B = \frac{P}{\sigma_{adm \text{ del suelo}} \times L} = \frac{437.32Ton}{9.50 \frac{Ton}{m^2} \times 20.90m}$$

$$B = 2.20m$$

b. Caso # 2 combinación D + L + E

$$1.33\sigma_{adm \text{ del suelo}} = \frac{P}{L \times B}$$

$$B = \frac{P}{1.33\sigma_{adm \text{ del suelo}} \times L} = \frac{460.84Ton}{1.33(8.00 \frac{Ton}{m^2}) \times 20.90m}$$

$$B = 1.74 \approx 1.75m$$

Cabe indicar que la base de la zapata de los Ejes 2-5 es de 2.30m y la calculada para los Ejes 3-4 es 2.20m, ya que difiere en 10cm escogeremos 2.30m al igual que los Ejes 2-5, con esto tendremos un encofrado igual para los dos ejes en sus bases.

$$L = 20.90m$$

$$B = 2.30m$$

a.2 Chequeo de las excentricidades:

Puesto que en el caso #1 no existe momento consideramos que la carga ultima de servicio coincide con la resultante de presiones desde el suelo a la zapata cuya excentricidad es = 0 esto nos hace referencia que las presiones son uniforme. Analizaremos el caso #2

b. Caso # 2 combinación D + L + E

$$e \leq e_{(max \text{ ima})}$$

$$e = \frac{M}{P} = 0.208m \qquad e_{max} = \frac{L}{6} = \frac{20.90m}{6} = 3.483m$$

$$e = 0.208m < 3.483m \Rightarrow Ok$$

Puesto que la excentricidad esta dentro del tercio de la longitud de la zapata. Tendremos un sistema de presiones trapezoidal

a.3 Chequeo de la presión de contacto Máxima (q_{max}):

a. Caso # 1 combinación D + L

$$q_{max} = \frac{P}{A} = \frac{437.32Ton}{2.30m \times 20.90m} = 9.09 \frac{Ton}{m^2}$$

$$q_{max} = 90.9 \frac{Ton}{m^2} < \sigma_{adm \text{ del suelo}} = 9.50 \frac{Ton}{m^2} \Rightarrow Ok$$

b. Caso # 2 combinación D + L + E

$$q_{max} = \frac{P}{A} \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = \frac{460.84Ton}{(2.30 \times 20.90)m^2} \left(1 + \frac{6 \times 0.208m}{20.90m}\right)$$

$$q_{max} = 10.159 \frac{Ton}{m^2} < 1.33\sigma_{adm \text{ del suelo}} = 12.635 \frac{Ton}{m^2} \Rightarrow Ok$$

a.4 Factor de seguridad al deslizamiento

$$F_s = \frac{u \times P}{\Sigma F_x} = \frac{0.39 \times 460.84Ton}{30.72Ton} = 5.844 \geq 1.5 \Rightarrow Ok$$

Donde $u = 0.39$, este valor depende del tipo de suelo donde se encuentra la zapata, para nuestro caso tenemos arcilla y la fuerza P la establecemos para el caso #2 así mismo la ΣF_x para el mismo caso

a.5 Cálculo de los esfuerzos últimos actuantes en la zapata

Para encontrar los esfuerzos predominantes en la base de la zapata consideraremos en dos Casos:

a. Caso # 1 combinación 1.2D + 1.6L

$$P_u = 1.2P_D + 1.6P_L = 509.392\text{Ton}$$

$$M_u = 1.2M_D + 1.6M_L = 0$$

$$q_{\max} = \frac{P_u}{A} = \frac{509.392\text{Ton}}{(20.90 \times 2.30)\text{m}^2}$$

$$q_{\max} = 10.596 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

b. Caso # 2 combinación 1.2 D + L + E

$$P_u = 1.2P_D + P_L + P_E = 486.556\text{Ton}$$

$$M_u = 1.2M_D + M_L + M_E = 54.40\text{Tm}$$

$$e = \frac{M_u}{P_u} = 0.111\text{m}$$

$$q_{\max} = \frac{P_u}{A} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{486.556\text{Ton}}{2.30\text{m} \times 20.90\text{m}} \left(1 + \frac{6 \times 0.111\text{m}}{20.90\text{m}} \right)$$

$$q_{\max} = 10.440 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

$$q_{\min} = \frac{P_u}{A} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) = \frac{486.556\text{Ton}}{2.30\text{m} \times 20.90\text{m}} \left(1 - \frac{6 \times 0.111\text{m}}{20.90\text{m}} \right)$$

$$q_{\min} = 9.623 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

a.6 Cálculo de las fuerzas últimas actuantes en la base de la zapata

a. Caso # 1 combinación 1.2D + 1.6L

$$Q_u = q_{\max} \times B$$

$$Q_u = 10.596 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \times 2.30\text{m} = 24.3719 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

b. Caso # 2 combinación 1.2 D + L + E

$$Q_{u\max} = q_{\max} \times B$$

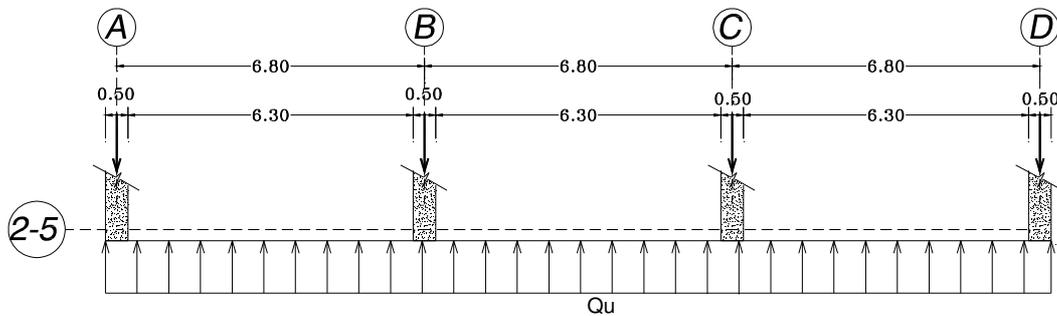
$$Q_{u\max} = 10.440 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \times 2.30\text{m} = 24.022 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

$$Q_{u\min} = q_{\min} \times B$$

$$Q_{u\min} = 9.623 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \times 2.30\text{m} = 22.538 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

Diagramas de esfuerzos actuantes en la línea de la zapata

Caso # 1 combinación 1.2D + 1.6L



Caso # 2 combinación 1.2 D + L + E

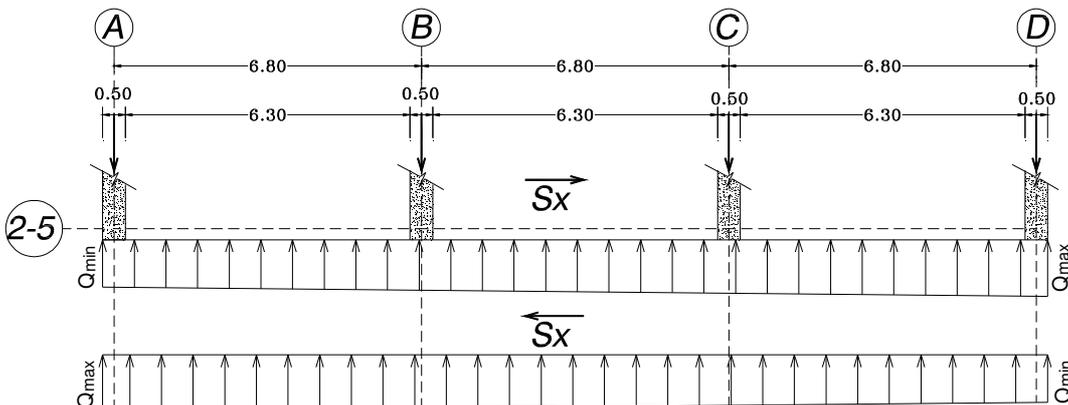
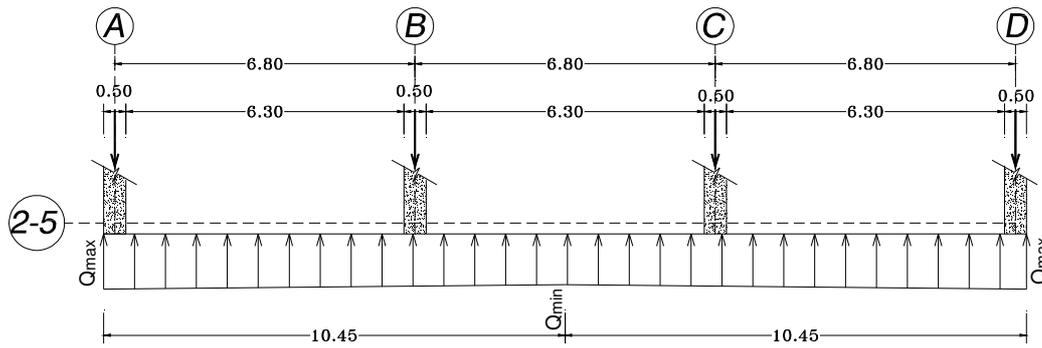


Diagrama envolvente debido al caso #2

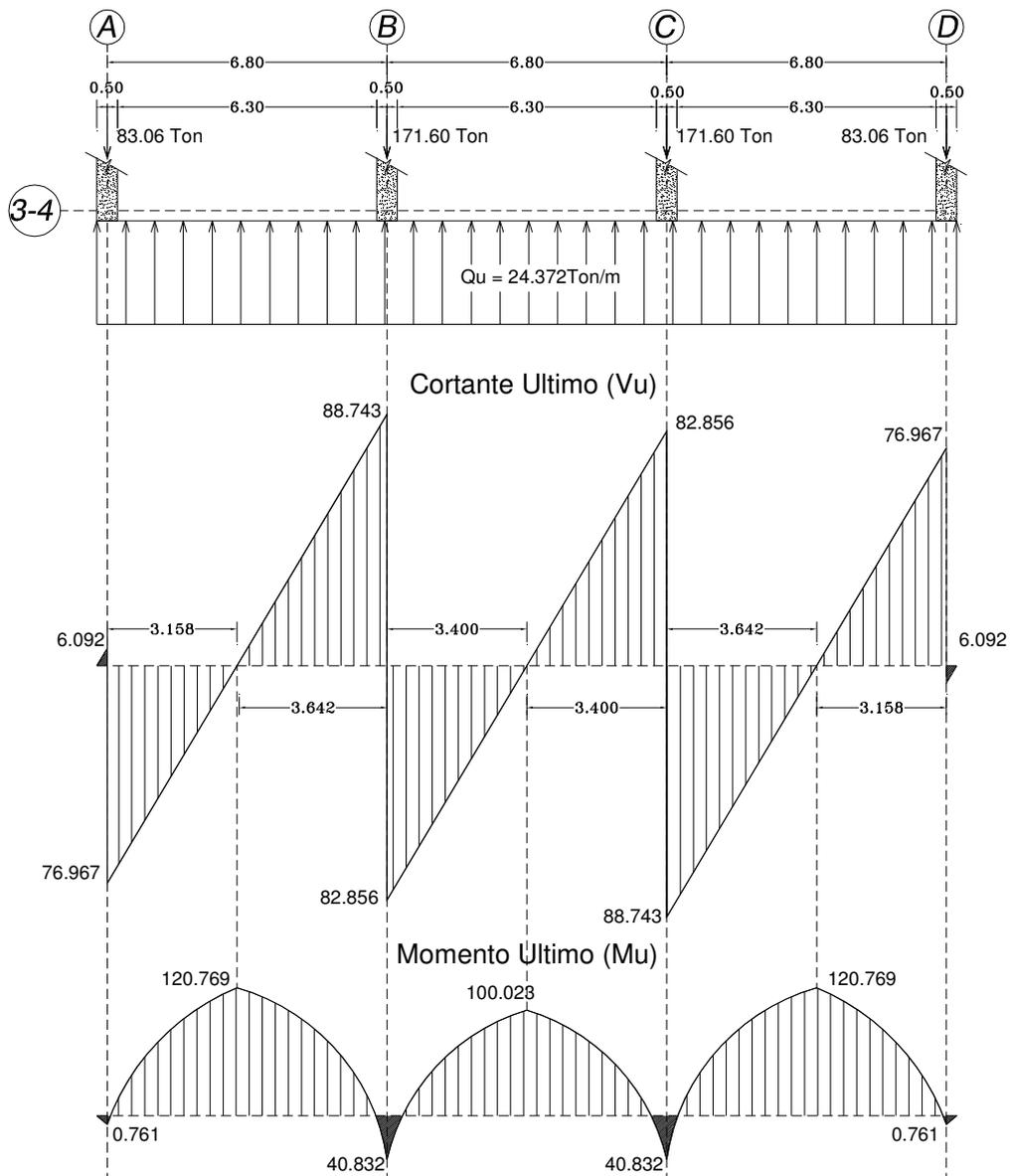


a.7 Diagrama de Cortantes últimos (V_u) y Momentos últimos (M_u)

Los diagramas tanto de Cortante último (V_u), como el de Momento último (M_u) están a base a:

- Considerando la estática entre las cargas actuantes que baja por los pilares y la cargas que resulta de los esfuerzos del suelo.
- Considerando la interacción Suelo-Estructura.
- Considerando a la cimentación totalmente rígida.

Caso # 1 combinación 1.2D + 1.6L



No se ha tomado en cuenta las cortantes y momentos últimos del diagrama del caso #2. Puesto que el esfuerzo es menor que el caso #1, solo evaluaremos y diseñaremos con los esfuerzos del caso #1 por ser el mayor.

a.8 DISEÑO ESTRUCTURAL DE ZAPATA CORRIDA CON VIGA T INVERTIDA

a.8.1 Dimensiones de la viga en la zapata en base al M_{umax}

Las dimensiones estarán en función del $M_{umax} = 120.769 \text{ Tm}$, para zonas sísmicas como el caso del Ecuador se establece la siguiente ecuación.

Donde

$\phi = 0.90$

$d_v =$ Peralte mínimo de la viga en la zapata

$f'_c =$ esfuerzo de compresión del hormigón que es 280 kg/cm^2

$b_v =$ base o ancho de la viga en la zapata

$$d_v \geq \sqrt{\frac{M_u}{0.189\phi \times f'_c \times b_v}}$$

Seleccionaremos el peralte de la viga en función de la posible base a seleccionar:

$b_v \text{ (cm)}$	$d_v \text{ (cm)}$	$r \text{ (cm)}$	$h \text{ (cm)}$
35	85.11	7	92.11
40	79.62	7	86.62
45	75.06	7	82.62
50	71.21	7	78.21

Dado estos resultados seleccionaremos las siguientes dimensiones de la viga en la zapata, estableciendo el peralte efectivo de cálculo:

$b_v \text{ (cm)}$	$d_v \text{ (cm)}$	$r \text{ (cm)}$	$h \text{ (cm)}$
45	83	7	90

a.8.2. Diseño de la viga en la zapata en base al Cortante último V_{umax} (Estribos)

Donde $V_{umax} = 88.743 \text{ Ton}$ y $Q_u = 24.372 \text{ Ton/m}$

$$V_{ux} = V_u - Q_u \left[d_v + \frac{c}{2} \right] = 88.743 \text{ Ton} - 24.372 \frac{\text{Ton}}{\text{m}} \left[0.83 \text{ m} + \frac{0.50 \text{ m}}{2} \right] = 62.412 \text{ Ton}$$

El valor de c depende donde se encuentre el valor máximo del cortante ya que es la dimensión de la columna en la dirección de la zapata $c = 0.50 \text{ m}$

Dada la condición:

$$\phi V_n \geq V_{ux}$$

Donde:

$$\phi V_n = \phi(V_s + V_c) \quad V_{ux} = 62.412 \text{ Ton}$$

El esfuerzo que resiste el hormigón es:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b_v d_v = 0.53 \sqrt{280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \times 45 \text{ cm} \times 83 \text{ cm} = 33124.21 \text{ kg} = 33.124 \text{ Ton}$$

Si igualamos $\phi V_n = V_{ux}$ tendremos: siendo $\phi = 0.75$

$$V_{ux} = \phi(V_s + V_c)$$

$$62.412 \text{ Ton} = 0.75(V_s + 33.124 \text{ Ton})$$

$$V_s = \frac{37.569 \text{ Ton}}{0.75} = 50.092 \text{ Ton}$$

Donde:

$A_v = 2A\phi$ dos veces el área nominal del estribo

$F_y =$ esfuerzo de tracción del acero

$S =$ separación de los estribos

$$S = \frac{A_v}{0.143 \text{ cm}}$$

El esfuerzo que resisten los estribos:

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v}{S} \Rightarrow \frac{A_v}{S} = \frac{V_s}{f_y d_v}$$

$$\frac{A_v}{S} = \frac{50092 \text{ kg}}{4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 83 \text{ cm}} = 0.143 \text{ cm}$$

$\phi \text{ (mm)}$	$A_v \text{ (cm)}$	$S \text{ (cm)}$
8	1.005	7.02
10	1.570	10.97
12	2.262	15.81

Utilizaremos en los vanos Estribos $\phi 10 \text{ mm c}/10 \text{ cm}$ en los apoyo de columna a una distancia $L_n/4$ y en los centros de vano utilizaremos Estribos $\phi 10 \text{ mm c}/20 \text{ cm}$, siendo L_n la luz neta entre cara a cara de columna en los vanos

a.8.3 Diseño de la viga en la zapata en base al Momento ultimo M_u (calculo de aceros longitudinales)

Sección	M_u (Tm)	a (cm)	A_s (cm ²)	A_{smin} (cm ²)	A_{sreq} (cm ²)
A	0.761	0.095	0.243	12.450	12.450
A-B	120.769	16.795	42.826	12.450	42.826
B	40.832	5.271	13.441	12.450	13.441
B-C	100.023	13.620	34.730	12.450	34.730
C	40.832	5.271	13.441	12.450	13.441
C-D	120.769	16.795	42.826	12.450	42.826
D	0.761	0.095	0.243	12.450	12.450

$$a = d_v - \sqrt{d_v^2 - \frac{2(M_u \times 10^5)}{0.85 \times \phi \times f'_c \times b_v}}$$

$$A_s = \frac{M_u \times 10^5}{\phi \times f_y \times \left[d_v - \frac{a}{2} \right]}$$

$$A_{smin} = \frac{14 \times b_v \times d_v}{f_y} = \frac{14 \times 45 \text{cm} \times 83 \text{cm}}{4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 12.45 \text{cm}^2$$

$$A_{smax} = \rho \times b_v \times d_v = 0.014 \times 45 \text{cm} \times 83 \text{cm} = 52.29 \text{cm}^2$$

Donde:

a = altura del bloque de compresión en la viga

ϕ = 0.90 factor de reducción a flexión

f'_c = 280kg/cm², resistencia a la compresión del hormigón

f_y = 4200kg/cm², resistencia a la tracción del acero de refuerzo

ρ = es el 50% de la cuantía de balance para f'_c = 280kg/cm², ρ = 0.014

A_{smin} = Área de acero mínimo que se debe ubicar en la sección de la viga

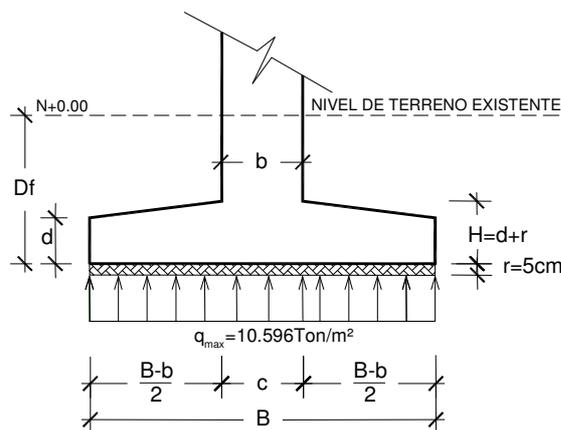
A_{smax} = Área de acero máximo que se debe ubicar en la sección de la viga

“Cabe señalar que el detallamiento y ubicación de los diámetros de los aceros queda a criterio de diseñador basándose en las secciones requeridas del cuadro anterior.”

a.8.4 Diseño de la zapata

Para el diseño de la zapata consideraremos el esfuerzo del caso #1 analizados en el estado de carga mayorado:

$q_{max} = 10.596 \text{Ton/m}^2$ y este a su vez en la zapata es lineal constante como lo muestra la siguiente figura.



a.8.4.1 Diseño a Cortante por Punzonamiento:

La sección crítica a Punzonamiento se sitúa alrededor de la columna con una separación de $d/2$ de sus caras.

La fuerza cortante que actúan sobre la sección crítica en cada columna son:

Columnas	V_u (Ton)
A	83.06
B	171.60
C	171.60
D	83.06

El esfuerzo cortante por Punzonamiento que actúa sobre la sección es:

$$v_u = \frac{V_u}{\phi b_o d_z}$$

$$b_o d_z = 2[(a + d_z) + (b + d_z)] \times d_z \quad \text{Para columnas centrales}$$

$$b_o d_z = (2a + b + 2d_z) \times d_z \quad \text{Para columnas de borde}$$

El esfuerzo resistente a corte por Punzonamiento es: si $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$

$$V_c = 1.1 \sqrt{f'_c} = 1.1 \sqrt{280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 18.406 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 184.06 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Si:

Donde $\phi = 0.75$, $a = 0.50 \text{ m}$, $b = 0.50 \text{ m}$.

Si utilizamos $d_z = 38 \text{ cm}$ y $H = 45 \text{ cm}$ (la norma ACI-08 establece $d_{\min} = 15 \text{ cm}$)

Condición:

$$V_c \geq v_u$$

Cuadro de calculo del $d_z = 38 \text{ cm}$

Columnas	V_u (Ton)	$\Phi b_o d_z$ (m)	v_u (Ton)	V_c (Ton/m ²)	Observación
A	83.06	0.6441	128.95	184.06	ok
B	171.60	1.0032	171.052	184.06	ok
C	171.60	1.0032	171.052	184.06	ok
D	83.06	0.6441	128.95	184.06	ok

El esfuerzo de corte por Punzonamiento solicitante es inferior a la capacidad resistente del hormigón y el peralte analizado $d_z = 38 \text{ cm}$ cumple satisfactoriamente con los esfuerzos Cortantes

a.8.4.2 Diseño a flexión:

La sección crítica de diseño a flexión se ubica en la cara de la columna.

El esfuerzo requerido por flexión es:

$$q_{\max} = 10.596 \text{ Ton/m}^2$$

$$L_z = (B - c)/2 = 0.90 \text{ m}$$

$$L = 20.90 \text{ m}$$

$$M_{(\text{diseño})} = \frac{q_{\max}}{2} \times L_z^2 \times L = \frac{10.596 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}}{2} \times (0.90 \text{ m})^2 \times 20.90 \text{ m}$$

$$M_{(\text{diseño})} = 89.690 \text{ Tm}$$

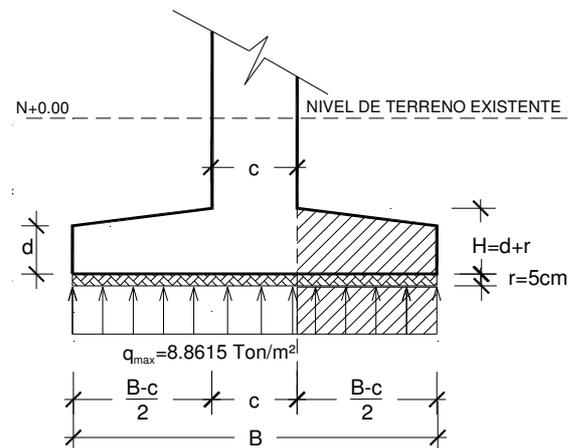
- Acero calculado A_s

$$A_s = \frac{0.85 f'_c \times L \times d_z}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_{(\text{diseño})}}{0.85 \phi \times f'_c \times L \times d_z^2}} \right]$$

$$A_s = 62.88 \text{ cm}^2$$

- Acero mínimo $A_{s(\min)}$

$$A_{s(\min)} = \frac{14}{f_y} L \times d_v = \frac{14}{4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \times 2090 \text{ cm} \times 38 \text{ cm} = 264.73 \text{ cm}^2$$



Dado que el acero mínimo es mayor que el acero calculado, tendremos el siguiente esquema de armado en sentidos longitudinal $L = 20.90m$ con un área de acero de $=264.73 cm^2$

- Si utilizamos $\phi 14mm$ cuya área nominal es de $A_{sv} = 1.54cm^2$ tendremos, 172 varillas espaciadas cada 12cm

$$\#_{varillas} = \frac{A_s}{A_{sv}} = \frac{264.73cm^2}{1.54cm^2} = 171.90 \approx 172 \quad C_{separacion} = \frac{L-2r}{\#_{varillas} - 1} = \frac{(2090-10)cm}{171_{varillas}} = 12.16 \approx 12cm$$

- Si utilizamos $\phi 12mm$ cuya área nominal es de $A_{sv} = 1.131cm^2$ tendremos, 234 varillas espaciadas cada 8cm

$$\#_{varillas} = \frac{A_s}{A_{sv}} = \frac{264.73cm^2}{1.131cm^2} = 234.0 \quad C_{separacion} = \frac{L-2r}{\#_{varillas} - 1} = \frac{(2090-10)cm}{233_{varillas}} = 8.92 \approx 8cm$$

Para el armado transversal a lo largo de $L = 20.90m$, utilizaremos $\phi 14mm$ c/12cm x 2.20m

Para el armado en las aletas de la zapata utilizaremos la ecuación de A_{smin} por **Retracción y Fraguado**

$$A_{smin} = 0.0018 \times L_z \times H$$

$$A_{smin} = 0.0018 \times 90cm \times 45cm = 7.29cm^2$$

-Si utilizamos $\phi 12mm$ cuya área nominal es de $A_{sv} = 1.131cm^2$ tendremos, 7 varillas a cada lado de las aletas de la zapata.

$$\#_{varillas} = \frac{A_s}{A_{sv}} = \frac{7.29cm^2}{1.131cm^2} = 6.44 \approx 7$$

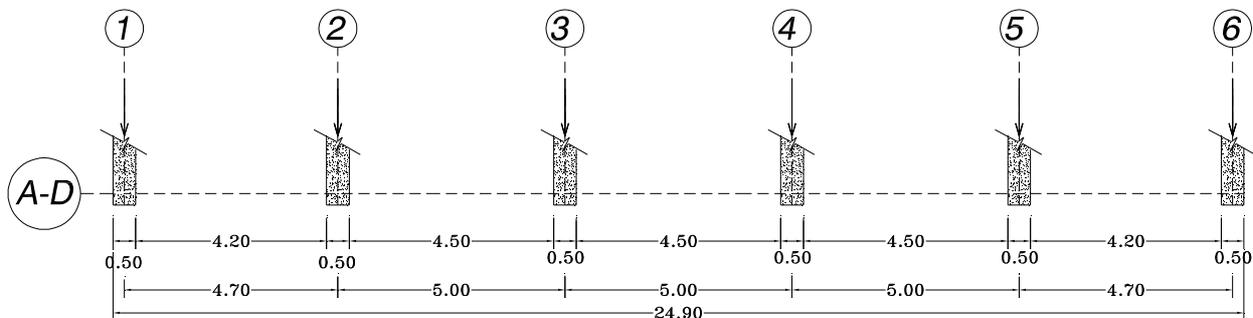
Por lo tanto a cada costado utilizaremos **7 $\phi 12mm$ x 20.80m**

Nota: El detallamiento Longitudinal y transversal de la zapata de los ejes 3-4 están en la sección 3.2.4 Detalle Estructural de Zapata corrida en dos direcciones con viga T invertida.

3.2.3.2 Diseño en el sentido Y-Y EJES A – D

	Cargas muertas "D"			Cargas vivas "L"			Cargas por Sismo Ey		
	P_z (Ton)	F_x (Ton)	M_y (Tm)	P_z (Ton)	F_x (Ton)	M_y (Tm)	P_z (Ton)	F_x (Ton)	M_y (Tm)
1	-26.96	-0.69	0.73	-5.09	0.18	-0.19	-12.58	-6.87	-12.80
2	-55.01	0.06	-0.06	-12.56	-0.02	0.02	-3.66	-8.32	-14.40
3	-53.15	-0.01	0.01	-12.05	0.00	0.00	-0.54	-8.04	-14.10
4	-53.15	0.01	-0.01	-12.05	0.00	0.00	-0.54	-8.04	-14.10
5	-55.01	-0.06	0.06	-12.56	0.02	-0.02	-3.66	-8.32	-14.40
6	-26.96	0.69	-0.73	-5.09	-0.18	0.19	-12.58	-6.87	-12.80

Las dimensiones a cada una de las columnas se muestran en la figura siguiente:



La resistencia admisible del suelo

$$\sigma_{adm \text{ del suelo}} = 9.50 \frac{Ton}{m^2}$$

a.1 Cálculo de la base de zapata:

Para encontrar las dimensiones de la zapata, consideraremos en dos Casos:

Siendo 1.12 el factor de mayoración por efecto del peso de la zapata y del material sobre la zapata.

a. Caso # 1 combinación D + L

$$P = \Sigma(1.12P_D + P_L) = 362.069\text{Ton}$$

$$M = \Sigma(M_D + M_L) = 0$$

b. Caso # 2 combinación D + L + E

$$P = \Sigma(1.12P_D + P_L + P_E) = 395.63\text{Ton}$$

$$M = \Sigma(M_D + M_L + M_E) = 82.60\text{Tm}$$

a.1.1 Geometría de la zapata:

La zapata tiene una longitud $L = 24.90\text{m}$ a todo lo largo en la dirección X, la siguiente ecuación esta en función del área de la zapata ($L \times B$) siendo B el ancho de la Zapata.

a. Caso # 1 combinación D + L

$$\sigma_{adm \text{ del suelo}} = \frac{P}{L \times B}$$

$$B = \frac{P}{\sigma_{adm \text{ del suelo}} \times L} = \frac{362.069\text{Ton}}{9.50 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \times 24.90\text{m}}$$

$$B = 1.53 \approx 1.55\text{m}$$

b. Caso # 2 combinación D + L + E

$$1.33\sigma_{adm \text{ del suelo}} = \frac{P}{L \times B}$$

$$B = \frac{P}{1.33\sigma_{adm \text{ del suelo}} \times L} = \frac{395.63\text{Ton}}{1.33(9.50 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}) \times 24.90\text{m}}$$

$$B = 1.25\text{m}$$

De los dos casos escogeremos el caso #1, puesto que este requiere mayor base, la zapata y las dimensiones son:

$$L = 24.90\text{m}$$

$$B = 1.55\text{m}$$

a.2 Chequeo de las excentricidades:

Puesto que en el caso #1 no existe momento consideramos que la carga ultima de servicio coincide con la resultante de presiones desde el suelo a la zapata cuya excentricidad es = 0 esto nos hace referencia que las presiones son uniforme. Analizaremos el caso #2

b. Caso # 2 combinación D + L + E

$$e \leq e_{(max \text{ ima})}$$

$$e = \frac{M}{P} = 0.208\text{m} \quad e_{max} = \frac{L}{6} = \frac{24.90\text{m}}{6} = 4.15\text{m}$$

$$e = 0.208\text{m} < 4.15\text{m} \Rightarrow Ok$$

Puesto que la excentricidad esta dentro del tercio de la longitud de la zapata. Tendremos un sistema de presiones trapezoidal

a.3 Chequeo de la presión de contacto Máxima (q_{max}):

a. Caso # 1 combinación D + L

$$q_{max} = \frac{P}{A} = \frac{362.069\text{Ton}}{1.55\text{m} \times 24.90\text{m}} = 9.38 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

$$q_{max} = 9.38 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} < \sigma_{adm \text{ del suelo}} = 9.50 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \Rightarrow Ok$$

b. Caso # 2 combinación D + L + E

$$q_{max} = \frac{P}{A} \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = \frac{395.63\text{Ton}}{(1.55 \times 24.90)\text{m}^2} \left(1 + \frac{6 \times 0.208\text{m}}{24.90\text{m}}\right)$$

$$q_{max} = 10.765 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} < 1.33\sigma_{adm \text{ del suelo}} = 12.350 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \Rightarrow Ok$$

a.4 Factor de seguridad al deslizamiento

$$F_s = \frac{u \times P}{\Sigma F_x} = \frac{0.39 \times 395.63\text{Ton}}{46.46\text{Ton}} = 3.32 \geq 1.5 \Rightarrow Ok$$

Donde $u = 0.39$, este valor depende del tipo de suelo donde se encuentra la zapata, para nuestro caso tenemos arcilla y la fuerza P la establecemos para el caso #2 así mismo la ΣF_x para el mismo caso

a.5 Cálculo de los esfuerzos últimos actuantes en la zapata

Para encontrar los esfuerzos predominantes en la base de la zapata consideraremos en dos Casos:

a. Caso # 1 combinación 1.2D + 1.6L

$$P_u = 1.2P_D + 1.6P_L = 419.328\text{Ton}$$

$$M_u = 1.2M_D + 1.6M_L = 0$$

$$q_{\max} = \frac{P_u}{A} = \frac{419.328\text{Ton}}{(24.90 \times 1.55)\text{m}^2}$$

$$q_{\max} = 10.864 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

b. Caso # 2 combinación 1.2 D + L + E

$$P_u = 1.2P_D + P_L + P_E = 452.888\text{Ton}$$

$$M_u = 1.2M_D + M_L + M_E = 82.60\text{Tm}$$

$$e = \frac{M_u}{P_u} = 0.183\text{m}$$

$$q_{\max} = \frac{P_u}{A} \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = \frac{452.888\text{Ton}}{1.55\text{m} \times 24.90\text{m}} \left(1 + \frac{6 \times 0.183\text{m}}{24.90\text{m}}\right)$$

$$q_{\max} = 12.251 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

$$q_{\min} = \frac{P_u}{A} \left(1 - \frac{6e}{L}\right) = \frac{452.888\text{Ton}}{1.55\text{m} \times 24.90\text{m}} \left(1 - \frac{6 \times 0.183\text{m}}{24.90\text{m}}\right)$$

$$q_{\min} = 11.216 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

a.6 Cálculo de las fuerzas últimas actuantes en la base de la zapata

a. Caso # 1 combinación 1.2D + 1.6L

$$Q_u = q_{\max} \times B$$

$$Q_u = 10.864 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \times 1.55\text{m} = 16.840 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

b. Caso # 2 combinación 1.2 D + L + E

$$Q_{u \max} = q_{\max} \times B$$

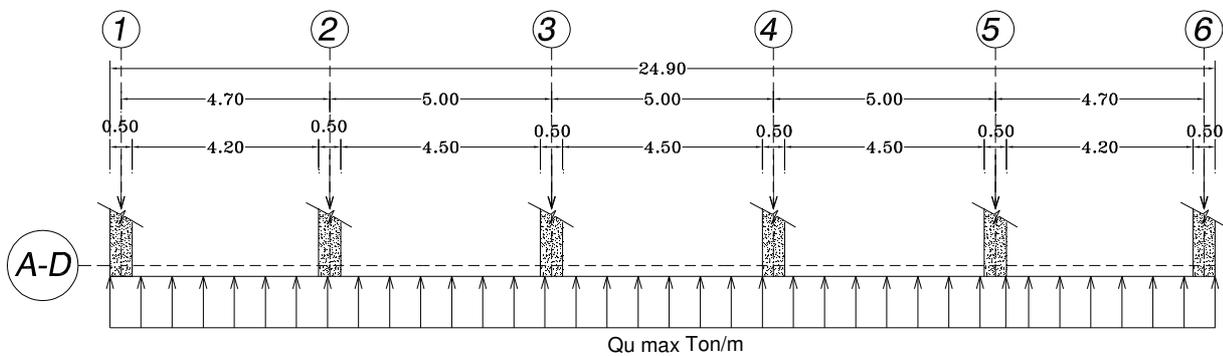
$$Q_{u \max} = 12.251 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \times 1.55\text{m} = 18.99 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

$$Q_{u \min} = q_{\min} \times B$$

$$Q_{u \min} = 11.216 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \times 1.55\text{m} = 17.3863 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

Diagramas de esfuerzos actuantes en la línea de la zapata

Caso # 1 combinación 1.2D + 1.6L



Caso # 2 combinación 1.2 D + L + E

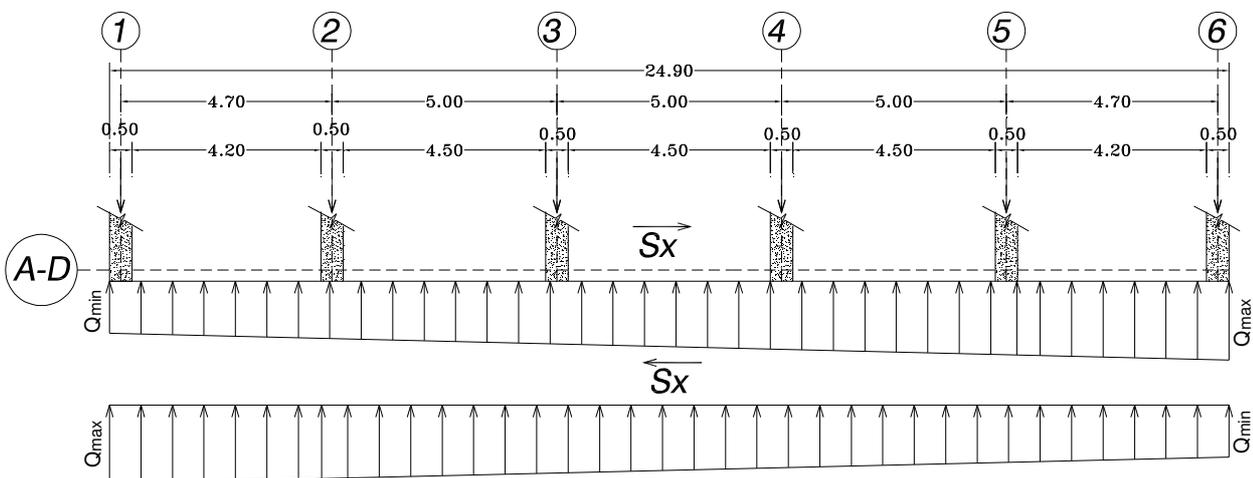
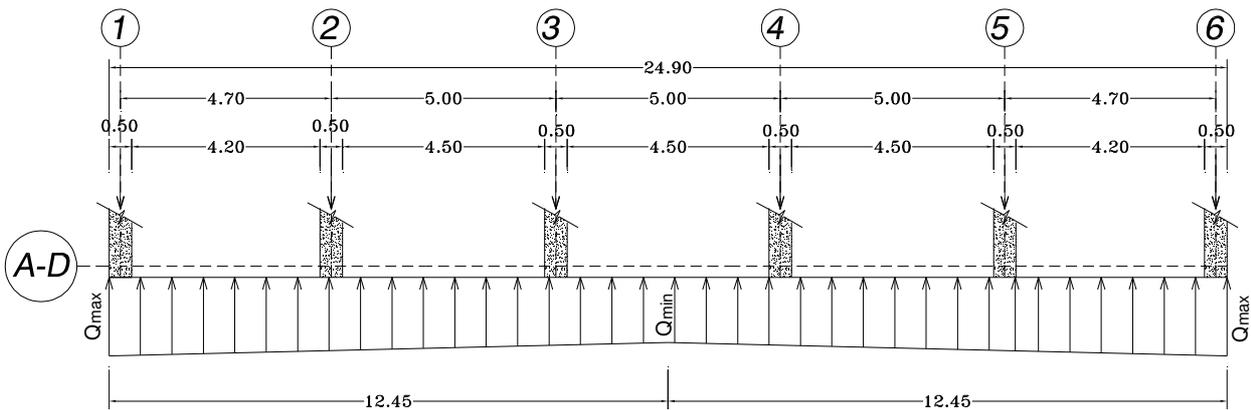


Diagrama envolvente debido al caso #2

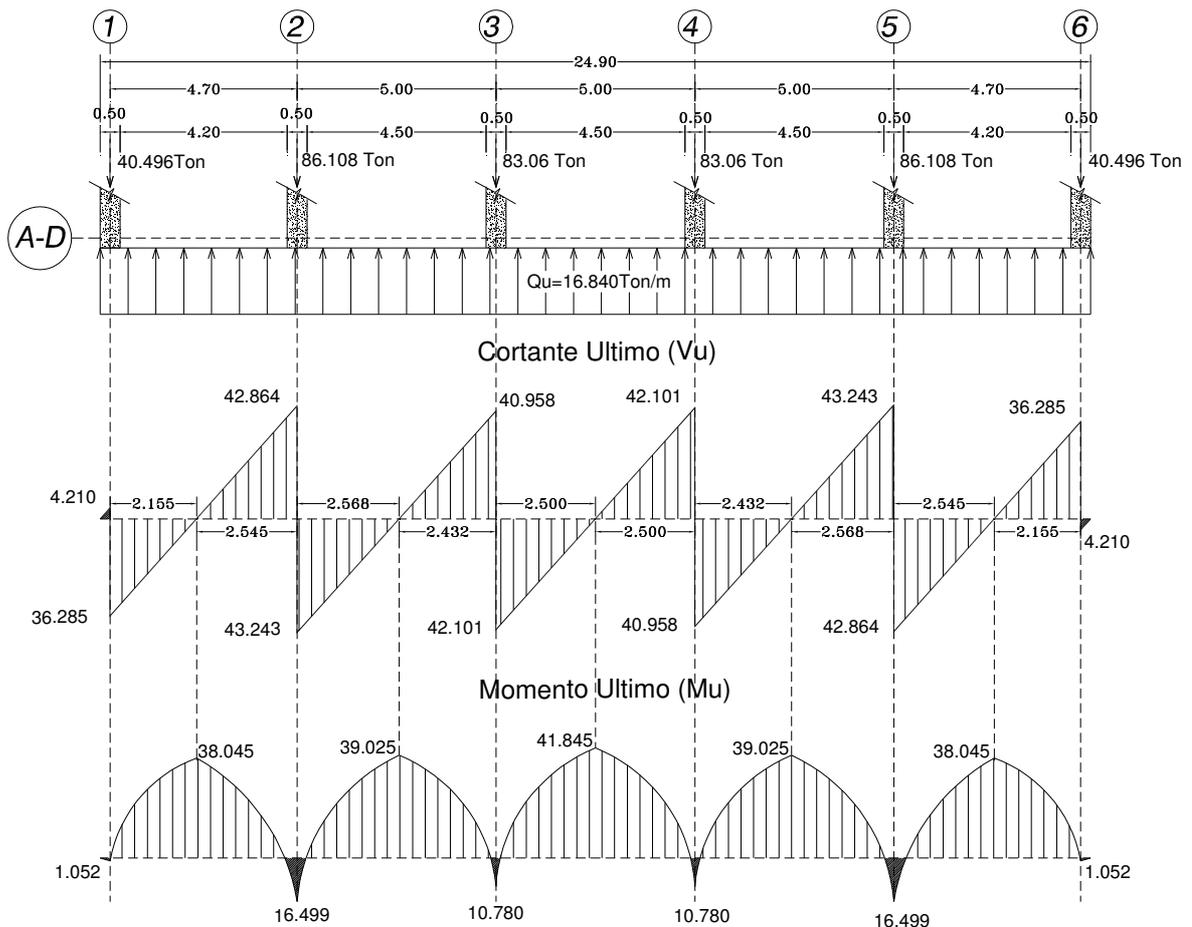


a.7 Diagrama de Cortantes últimos (V_u) y Momentos últimos (M_u)

Los diagramas tanto de Cortante último (V_u), como el de Momento último (M_u) están a base a:

- Considerando la estática entre las cargas actuantes que baja por los pilares y la carga que resulta de los esfuerzos del suelo.
- Considerando la interacción Suelo-Estructura.
- Considerando a la cimentación totalmente rígida.

Caso # 1 combinación 1.2D + 1.6L



Para facilitar los cálculos no se ha tomado en cuenta las cortantes y momentos últimos del diagrama del caso #2. Puesto que este es un cálculo complejo además el diagrama del caso #1 es el 88.68% del esfuerzo máximo del diagrama caso #2, como el caso #2 es posible eventual en la vida útil solo evaluaremos y diseñaremos con los esfuerzos del caso #1 analizados.

a.8 DISEÑO ESTRUCTURAL DE ZAPATA CORRIDA CON VIGA T INVERTIDA

a.8.1 Dimensiones de la viga en la zapata en base al M_{umax}

Las dimensiones estarán en función del $M_{umax} = 41.845 \text{ Tm}$, para zonas sísmicas como el caso del Ecuador se establece la siguiente ecuación.

Donde

$\phi = 0.90$

$d_v =$ Peralte mínimo de la viga en la zapata

$f'_c =$ esfuerzo de compresión del hormigón que es 280 kg/cm^2

$b_v =$ base o ancho de la viga en la zapata

$$d_v \geq \sqrt{\frac{M_u}{0.189\phi \times f'_c \times b_v}}$$

Seleccionaremos el peralte de la viga en función de la posible base a seleccionar:

$b_v \text{ (cm)}$	$d_v \text{ (cm)}$	$r \text{ (cm)}$	$h \text{ (cm)}$
30	54.11	7	61.11
35	50.10	7	57.10
40	46.87	7	53.87
45	44.18	7	51.18

Dado estos resultados seleccionaremos las siguientes dimensiones de la viga en la zapata, estableciendo el peralte efectivo de cálculo:

$b_v \text{ (cm)}$	$d_v \text{ (cm)}$	$r \text{ (cm)}$	$h \text{ (cm)}$
35	53	7	60

a.8.2. Diseño de la viga en la zapata en base al Cortante ultimo V_{umax} (Estribos)

Donde $V_{umax} = 43.243 \text{ Ton}$ y $Q_u = 16.480 \text{ Ton/m}$

$$V_{ux} = V_u - Q_u \left[d_v + \frac{c}{2} \right] = 43.243 \text{ Ton} - 16.480 \frac{\text{Ton}}{\text{m}} \left[0.53 \text{ m} + \frac{0.50 \text{ m}}{2} \right] = 30.3886 \text{ Ton}$$

El valor de c depende donde se encuentre el valor máximo del cortante ya que es la dimensión de la columna en la dirección de la zapata $c = 0.50 \text{ m}$

Dada la condición:

$$\phi V_n \geq V_{ux}$$

Donde:

$$\phi V_n = \phi(V_s + V_c) \quad V_{ux} = 30.3886 \text{ Ton}$$

El esfuerzo que resiste el hormigón es:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b_v d_v = 0.53 \sqrt{280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \times 35 \text{ cm} \times 53 \text{ cm} = 16451.24 \text{ kg} = 16.451 \text{ Ton}$$

Si igualamos $\phi V_n = V_{ux}$ tendremos: siendo $\phi = 0.75$

El esfuerzo que resisten los estribos:

$$V_{ux} = \phi(V_s + V_c)$$

$$30.3886 \text{ Ton} = 0.75(V_s + 16.451 \text{ Ton})$$

$$V_s = \frac{18.050 \text{ Ton}}{0.75} = 24.066 \text{ Ton}$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v}{S} \Rightarrow \frac{A_v}{S} = \frac{V_s}{f_y d_v}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{24066 \text{ kg}}{4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 53 \text{ cm}} = 0.108 \text{ cm}$$

Donde:

$A_v = 2A\phi$ dos veces el área nominal del estribo

$F_y =$ esfuerzo de tracción del acero

$S =$ separación de los estribos

$$S = \frac{A_v}{0.108 \text{ cm}}$$

Utilizaremos en los vanos Estribos $\phi 10 \text{ mm}$ c/14.5cm en los apoyo de columna a una distancia $L_n/4$ y en los centros de vano utilizaremos Estribos $\phi 10 \text{ mm}$ c/20cm, siendo L_n la luz neta entre cara a cara de columna en los vanos

$\phi \text{ (mm)}$	$A_v \text{ (cm)}$	$S \text{ (cm)}$
8	1.005	9.30
10	1.570	14.53
12	2.262	20.94

a.8.3 Diseño de la viga en la zapata en base al Momento ultimo M_u (calculo de aceros longitudinales)

Sección	M_u (Tm)	a (cm)	A_s (cm ²)	A_{smin} (cm ²)	A_{sreq} (cm ²)
1	1.052	0.265	0.526	6.183	6.183
1-2	38.045	10.644	21.110	6.183	21.110
2	16.499	4.329	8.586	6.183	8.586
2-3	39.025	10.953	21.724	6.183	21.724
3	10780	2.786	5.526	6.183	6.183
3-4	41.845	11.858	23.518	6.183	23.518
4	10780	2.786	5.526	6.183	6.183
4-5	39.025	10.953	21.724	6.183	21.724
5	16.499	4.329	8.586	6.183	8.586
5-6	38.045	10.644	21.110	6.183	21.110
6	1.052	0.265	0.526	6.183	6.183

$$a = d_v - \sqrt{d_v^2 - \frac{2(M_u \times 10^5)}{0.85 \times \phi \times f'_c \times b_v}}$$

$$A_s = \frac{M_u \times 10^5}{\phi \times f_y \times \left[d_v - \frac{a}{2} \right]}$$

$$A_{smin} = \frac{14 \times b_v \times d_v}{f_y} = \frac{14 \times 35 \text{cm} \times 53 \text{cm}}{4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 6.183 \text{cm}^2$$

$$A_{smax} = \rho \times b_v \times d_v = 0.014 \times 35 \text{cm} \times 53 \text{cm} = 26 \text{cm}^2$$

Donde:

a = altura del bloque de compresión en la viga

$\phi = 0.90$ factor de reducción a flexión

$f'_c = 280 \text{kg/cm}^2$, resistencia a la compresión del hormigón

$f_y = 4200 \text{kg/cm}^2$, resistencia a la tracción del acero de refuerzo

ρ = es el 50% de la cuantía de balance para $f'_c = 280 \text{kg/cm}^2$, $\rho = 0.014$

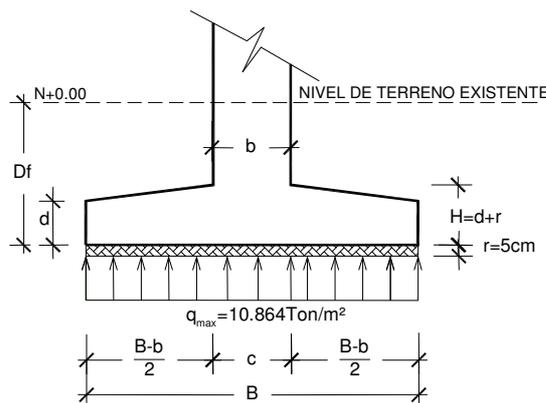
A_{smin} = Área de acero mínimo que se debe ubicar en la sección de la viga

A_{smax} = Área de acero máximo que se debe ubicar en la sección de la viga

“Cabe señalar que el detallamiento y ubicación de los diámetros de los aceros queda a criterio de diseñador basándose en las secciones requeridas del cuadro anterior.”

a.8.4 Diseño de la zapata

Para el diseño de la zapata consideraremos el esfuerzo del caso #1 analizados en el estado de carga mayorado: $q_{max} = 10.864 \text{Ton/m}^2$ y este a su vez en la zapata es lineal constante como lo muestra la siguiente figura.



a.8.4.1 Diseño a Cortante por Punzonamiento:

La sección crítica a Punzonamiento se sitúa alrededor de la columna con una separación de $d/2$ de sus caras.

La fuerza cortante que actúan sobre la sección crítica en cada columna son:

Columnas	V_u (Ton)
1	40.496
2	86.108
3	83.060
4	83.060
5	86.108
6	40.496

El esfuerzo cortante por Punzonamiento que actúa sobre la sección es:

$$v_u = \frac{V_u}{\phi b_o d_z}$$

$$b_o d_z = 2[(a + d_z) + (b + d_z)] \times d_z \quad \text{Para columnas centrales}$$

$$b_o d_z = (2a + b + 2d_z) \times d_z \quad \text{Para columnas de borde}$$

El esfuerzo resistente a corte por Punzonamiento es: si $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$

$$V_c = 1.1 \sqrt{f'_c} = 1.1 \sqrt{280} \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 18.406 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 184.06 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Si:

Donde $\phi = 0.75$, $a = 0.50 \text{ m}$, $b = 0.50 \text{ m}$.

Si utilizamos $d_z = 23 \text{ cm}$ y $H = 30 \text{ cm}$ (la norma ACI-08 establece $d_{\min} = 15 \text{ cm}$)

Condición:

$$V_c \geq v_u$$

Cuadro de calculo del $d_z = 23 \text{ cm}$

Columnas	V_u (Ton)	$\phi b_o d_z$ (m)	v_u (Ton)	V_c (Ton/m ²)	Observación
1	40.496	0.3381	119.775	184.06	ok
2	86.108	0.5037	170.950	184.06	ok
3	83.060	0.5037	164.899	184.06	ok
4	83.060	0.5037	164.899	184.06	ok
5	86.108	0.5037	170.950	184.06	ok
6	40.496	0.3381	119.775	184.06	ok

El esfuerzo de corte por Punzonamiento solicitante es inferior a la capacidad resistente del hormigón y el peralte analizado $d_z = 23 \text{ cm}$ cumple satisfactoriamente con los esfuerzos Cortantes

a.8.4.2 Diseño a flexión:

La sección crítica de diseño a flexión se ubica en la cara de la columna.

El esfuerzo requerido por flexión es:

$$q_{\max} = 10.864 \text{ Ton/m}^2$$

$$L_z = (B - c)/2 = 0.525 \text{ m}$$

$$L = 24.90 \text{ m}$$

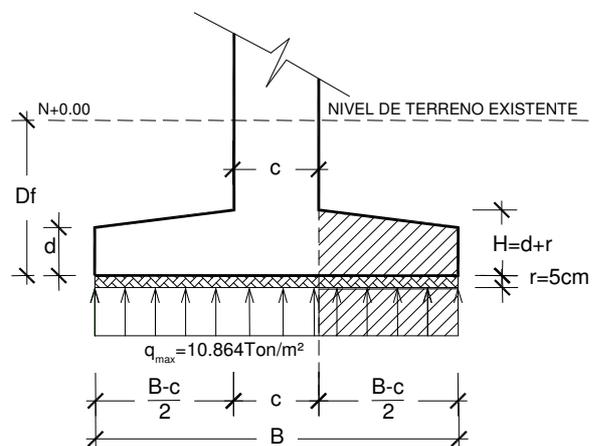
$$M_{(\text{diseño})} = \frac{q_{\max}}{2} \times L_z^2 \times L = \frac{10.864 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}}{2} \times (0.525 \text{ m})^2 \times 24.90 \text{ m}$$

$$M_{(\text{diseño})} = 37.280 \text{ Tm}$$

- Acero calculado A_s

$$A_s = \frac{0.85 f'_c \times L \times d_z}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_{(\text{diseño})}}{0.85 \phi \times f'_c \times L \times d_z^2}} \right]$$

$$A_s = 43.167 \text{ cm}^2$$



- Acero mínimo $A_{s(min)}$
$$A_{s(min)} = \frac{14}{f_y} L \times d_v = \frac{14}{4200 \frac{kg}{cm^2}} \times 2490cm \times 23cm = 190.9cm^2$$

Dado que el acero mínimo es mayor que el acero calculado, tendremos el siguiente esquema de armado en sentidos longitudinal $L = 24.90m$ con un área de acero de $=190.60 cm^2$

- Si utilizamos $\phi 14mm$ cuya área nominal es de $A_{sv} = 1.54cm^2$ tendremos, 124 varillas espaciadas cada 20cm

$$\#_{varillas} = \frac{A_s}{A_{sv}} = \frac{190.60cm^2}{1.54cm^2} = 123.70 \approx 124$$

$$C_{separacion} = \frac{L-2r}{\#_{varillas} - 1} = \frac{(2490-10)cm}{123_{varillas}} = 20.16 \approx 20cm$$

- Si utilizamos $\phi 12mm$ cuya área nominal es de $A_{sv} = 1.131cm^2$ tendremos, 169 varillas espaciadas cada 14.5cm

$$\#_{varillas} = \frac{A_s}{A_{sv}} = \frac{190.60cm^2}{1.131cm^2} = 168.52 \approx 169$$

$$C_{separacion} = \frac{L-2r}{\#_{varillas} - 1} = \frac{(2490-10)cm}{169_{varillas}} = 14.67 \approx 14.5cm$$

Para el armado transversal a lo largo de $L = 20.90m$, utilizaremos $\phi 12mm$ c/14.5cm x 1.45m

Para el armado en las aletas de la zapata utilizaremos la ecuación de A_{smin} por **Retracción y Fraguado**

$$A_{smin} = 0.0018 \times L_z \times H$$

$$A_{smin} = 0.0018 \times 52.5cm \times 30cm = 2.835cm^2$$

-Si utilizamos $\phi 12mm$ cuya área nominal es de $A_{sv} = 1.131cm^2$ tendremos, 12 varillas a cada lado de las aletas de la zapata.

$$\#_{varillas} = \frac{A_s}{A_{sv}} = \frac{2.835cm^2}{1.131cm^2} = 2.50 \approx 3$$

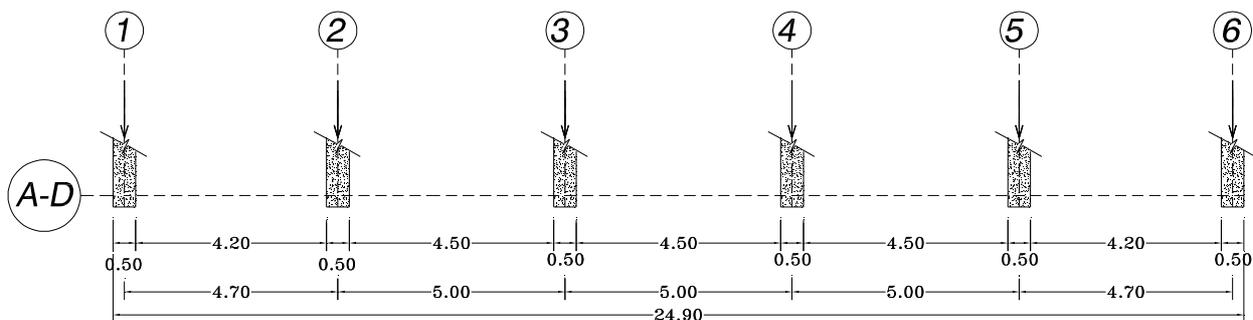
Por lo tanto a cada costado utilizaremos **3 $\phi 12mm$ x 24.80m**

Nota: El detallamiento Longitudinal y transversal de la zapata de los ejes A-B están en la sección 3.2.4 Detalle Estructural de Zapata corrida en dos direcciones con viga T invertida.

EJES B – C

	Cargas muertas "D"			Cargas vivas "L"			Cargas por Sismo Ey		
	P_z (Ton)	F_x (Ton)	M_y (Tm)	P_z (Ton)	F_x (Ton)	M_y (Tm)	P_z (Ton)	F_x (Ton)	M_y (Tm)
1	-53.23	-1.16	1.23	-11.30	0.33	-0.35	-13.30	-6.94	-12.95
2	-111.55	0.10	-0.10	-27.70	-0.03	0.03	-4.10	-8.21	-14.43
3	-107.59	-0.02	0.02	-26.58	0.00	-0.01	-0.59	-7.95	-14.14
4	-107.59	0.02	-0.02	-26.58	0.00	0.01	-0.59	-7.95	-14.14
5	-111.55	-0.10	0.10	-27.70	0.03	-0.03	-4.10	-8.21	-14.43
6	-53.23	1.16	-1.23	-11.30	-0.33	0.35	-13.30	-6.94	-12.95

Las dimensiones a cada una de las columnas se muestran en la figura siguiente:



La resistencia admisible del suelo

$$\sigma_{adm \text{ del suelo}} = 9.50 \frac{Ton}{m^2}$$

a.1 Cálculo de la base de zapata:

Para encontrar las dimensiones de la zapata, consideraremos en dos Casos:

Siendo 1.12 el factor de mayoración por efecto del peso de la zapata y del material sobre la zapata.

a. Caso # 1 combinación D + L

$$P = \Sigma(1.12P_D + P_L) = 741.269Ton$$

$$M = \Sigma(M_D + M_L) = 0$$

b. Caso # 2 combinación D + L + E

$$P = \Sigma(1.12P_D + P_L + P_E) = 777.249Ton$$

$$M = \Sigma(M_D + M_L + M_E) = 83.04Tm$$

a.1.1 Geometría de la zapata:

La zapata tiene una longitud $L = 24.90m$ a todo lo largo en la dirección X, la siguiente ecuación esta en función del área de la zapata ($L \times B$) siendo B el ancho de la Zapata.

a. Caso # 1 combinación D + L

$$\sigma_{adm\ del\ suelo} = \frac{P}{L \times B}$$

$$B = \frac{P}{\sigma_{adm\ del\ suelo} \times L} = \frac{741.269Ton}{9.50 \frac{Ton}{m^2} \times 24.90m}$$

$$B = 3.14 \approx 3.15m$$

b. Caso # 2 combinación D + L + E

$$1.33\sigma_{adm\ del\ suelo} = \frac{P}{L \times B}$$

$$B = \frac{P}{1.33\sigma_{adm\ del\ suelo} \times L} = \frac{777.249Ton}{1.33(9.50 \frac{Ton}{m^2}) \times 24.90m}$$

$$B = 2.47 \approx 2.50m$$

De los dos casos escogeremos el caso #1, puesto que este requiere mayor base, la zapata y las dimensiones son:

$$L = 24.90m$$

$$B = 3.15m$$

a.2 Chequeo de las excentricidades:

Puesto que en el caso #1 no existe momento consideramos que la carga ultima de servicio coincide con la resultante de presiones desde el suelo a la zapata cuya excentricidad es = 0 esto nos hace referencia que las presiones son uniforme. Analizaremos el caso #2

b. Caso # 2 combinación D + L + E

$$e \leq e_{(max\ ima)}$$

$$e = \frac{M}{P} = 0.109m$$

$$e_{max} = \frac{L}{6} = \frac{24.90m}{6} = 4.15m$$

$$e = 0.109m < 4.15m \Rightarrow Ok$$

Puesto que la excentricidad esta dentro del tercio de la longitud de la zapata. Tendremos un sistema de presiones trapezoidal

a.3 Chequeo de la presión de contacto Máxima (q_{max}):

a. Caso # 1 combinación D + L

$$q_{max} = \frac{P}{A} = \frac{741.269Ton}{3.15m \times 24.90m} = 9.45 \frac{Ton}{m^2}$$

$$q_{max} = 9.45 \frac{Ton}{m^2} < \sigma_{adm\ del\ suelo} = 9.50 \frac{Ton}{m^2} \Rightarrow Ok$$

b. Caso # 2 combinación D + L + E

$$q_{max} = \frac{P}{A} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{777.249Ton}{(3.15 \times 24.90)m^2} \left(1 + \frac{6 \times 0.109m}{24.90m} \right)$$

$$q_{max} = 10.170 \frac{Ton}{m^2} < 1.33\sigma_{adm\ del\ suelo} = 12.350 \frac{Ton}{m^2} \Rightarrow Ok$$

a.4 Factor de seguridad al deslizamiento

$$F_s = \frac{u \times P}{\Sigma F_x} = \frac{0.39 \times 777.249Ton}{46.20Ton} = 6.562 \geq 1.5 \Rightarrow Ok$$

Donde $u = 0.39$, este valor depende del tipo de suelo donde se encuentra la zapata, para nuestro caso tenemos arcilla y la fuerza P la establecemos para el caso #2 así mismo la ΣF_x para el mismo caso

a.5 Cálculo de los esfuerzos últimos actuantes en la zapata

Para encontrar los esfuerzos predominantes en la base de la zapata consideraremos en dos Casos:

a. Caso # 1 combinación 1.2D + 1.6L

$$P_u = 1.2P_D + 1.6P_L = 863.544\text{Ton}$$

$$M_u = 1.2M_D + 1.6M_L = 0$$

$$q_{\max} = \frac{P_u}{A} = \frac{863.544\text{Ton}}{(24.90 \times 3.15)\text{m}^2}$$

$$q_{\max} = 11.00 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

b. Caso # 2 combinación 1.2 D + L + E

$$P_u = 1.2P_D + P_L + P_E = 820.748\text{Ton}$$

$$M_u = 1.2M_D + M_L + M_E = 83.04\text{Tm}$$

$$e = \frac{M_u}{P_u} = 0.101\text{m}$$

$$q_{\max} = \frac{P_u}{A} \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = \frac{820.748\text{Ton}}{3.75\text{m} \times 24.90\text{m}} \left(1 + \frac{6 \times 0.101\text{m}}{24.90\text{m}}\right)$$

$$q_{\max} = 10.714 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

$$q_{\min} = \frac{P_u}{A} \left(1 - \frac{6e}{L}\right) = \frac{820.748\text{Ton}}{3.75\text{m} \times 24.90\text{m}} \left(1 - \frac{6 \times 0.101\text{m}}{24.90\text{m}}\right)$$

$$q_{\min} = 10.208 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

a.6 Cálculo de las fuerzas últimas actuantes en la base de la zapata

a. Caso # 1 combinación 1.2D + 1.6L

$$Q_u = q_{\max} \times B$$

$$Q_u = 11.00 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \times 3.15\text{m} = 34.680 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

b. Caso # 2 combinación 1.2 D + L + E

$$Q_{u\max} = q_{\max} \times B$$

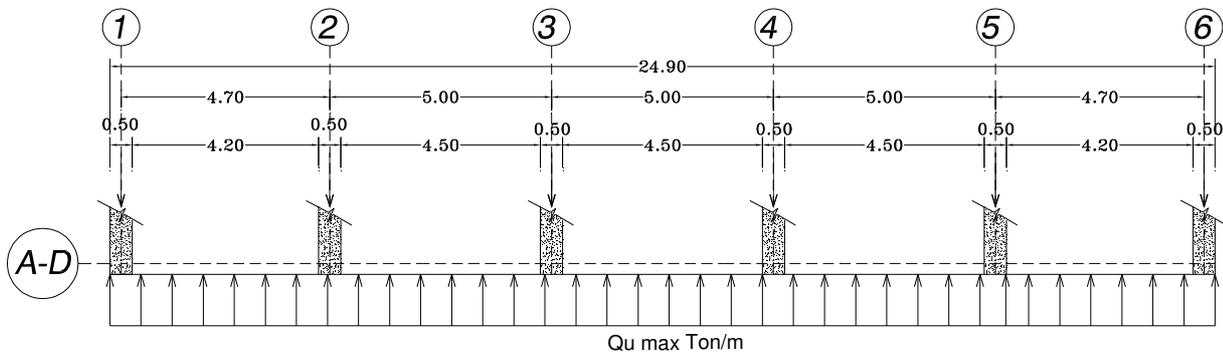
$$Q_{u\max} = 10.714 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \times 3.15\text{m} = 33.761 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

$$Q_{u\min} = q_{\min} \times B$$

$$Q_{u\min} = 10.208 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} \times 3.15\text{m} = 32.156 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

Diagramas de esfuerzos actuantes en la línea de la zapata

Caso # 1 combinación 1.2D + 1.6L



Caso # 2 combinación 1.2 D + L + E

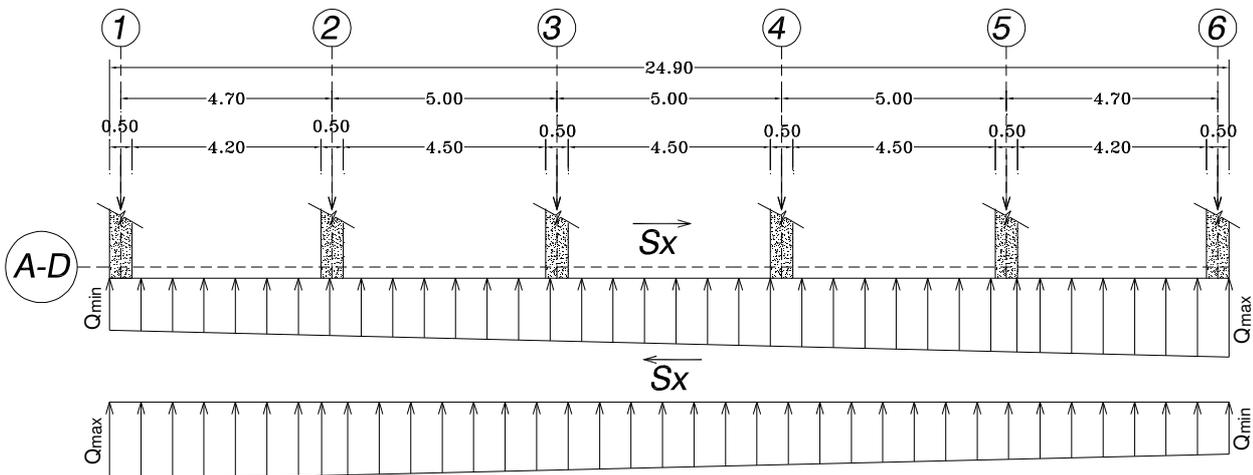
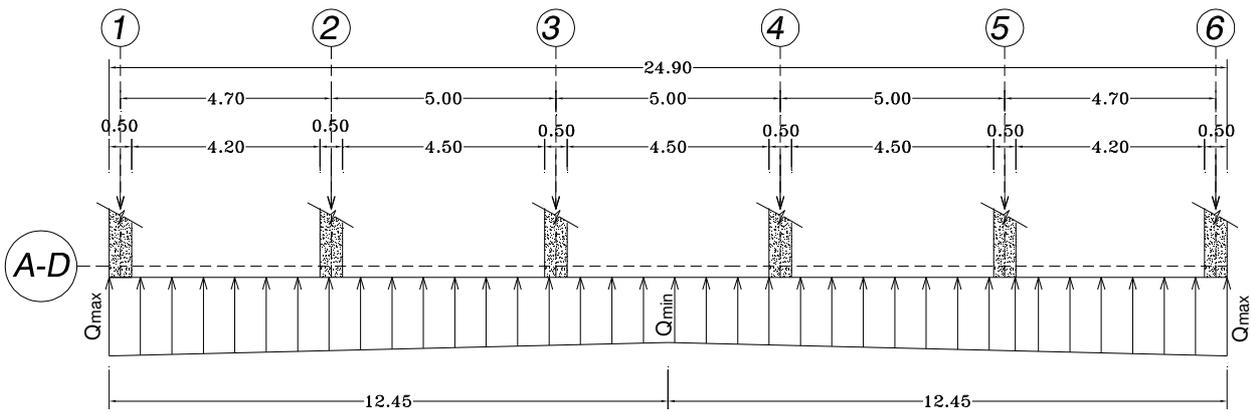


Diagrama envolvente debido al caso #2

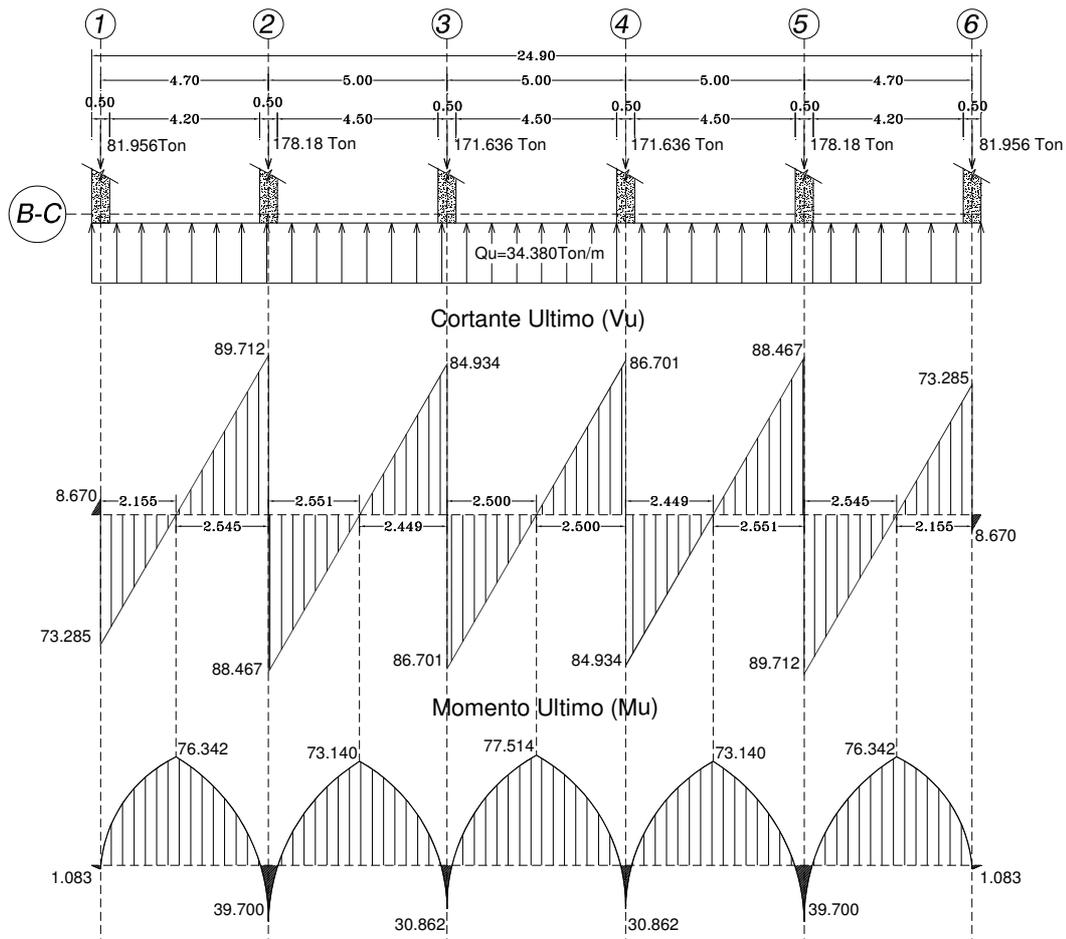


a.7 Diagrama de Cortantes últimos (V_u) y Momentos últimos (M_u)

Los diagramas tanto de Cortante último (V_u), como el de Momento último (M_u) están a base a:

- Considerando la estática entre las cargas actuantes que baja por los pilares y la cargas que resulta de los esfuerzos del suelo.
- Considerando la interacción Suelo-Estructura.
- Considerando a la cimentación totalmente rígida.

Caso # 1 combinación 1.2D + 1.6L



Para facilitar los cálculos no se ha tomado en cuenta las cortantes y momentos últimos del diagrama del caso #2. Puesto que este es un cálculo complejo además el diagrama del caso #1 es el 88.68% del esfuerzo máximo del diagrama caso #2, como el caso #2 es posible eventual en la vida útil solo evaluaremos y diseñaremos con los esfuerzos del caso #1 analizados.

a.8 DISEÑO ESTRUCTURAL DE ZAPATA CORRIDA CON VIGA T INVERTIDA

a.8.1 Dimensiones de la viga en la zapata en base al M_{umax}

Las dimensiones estarán en función del $M_{umax} = 76.342 \text{ Tm}$, para zonas sísmicas como el caso del Ecuador se establece la siguiente ecuación.

Donde

$\phi = 0.90$

d_v = Peralte mínimo de la viga en la zapata

f'_c = esfuerzo de compresión del hormigón que es 280 kg/cm^2

b_v = base o ancho de la viga en la zapata

$$d_v \geq \sqrt{\frac{M_u}{0.189\phi \times f'_c b_v}}$$

Seleccionaremos el peralte de la viga en función de la posible base a seleccionar:

b_v (cm)	d_v (cm)	r (cm)	h (cm)
35	95.70	7	102.7
40	89.52	7	96.52
45	84.40	7	91.40
50	80.07	7	87.07

Dado estos resultados seleccionaremos las siguientes dimensiones de la viga en la zapata, estableciendo el peralte efectivo de cálculo:

b_v (cm)	d_v (cm)	r (cm)	h (cm)
50	83	7	90

a.8.2. Diseño de la viga en la zapata en base al Cortante ultimo V_{umax} (Estribos)

Donde $V_{umax} = 89.712 \text{ Ton}$ y $Q_u = 34.680 \text{ Ton/m}$

$$V_{ux} = V_u - Q_u \left[d_v + \frac{c}{2} \right] = 89.712 \text{ Ton} - 34.680 \frac{\text{Ton}}{\text{m}} \left[0.83 \text{ m} + \frac{0.50 \text{ m}}{2} \right] = 52.257 \text{ Ton}$$

El valor de c depende donde se encuentre el valor máximo del cortante ya que es la dimensión de la columna en la dirección de la zapata $c = 0.50 \text{ m}$

Dada la condición:

$$\phi V_n \geq V_{ux}$$

Donde:

$$\phi V_n = \phi(V_s + V_c) \quad V_{ux} = 52.257 \text{ Ton}$$

El esfuerzo que resiste el hormigón es:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b_v d_v = 0.53 \sqrt{280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} \times 50 \text{ cm} \times 83 \text{ cm} = 36804.674 \text{ kg} = 36.804 \text{ Ton}$$

Si igualamos $\phi V_n = V_{ux}$ tendremos: siendo $\phi = 0.75$

El esfuerzo que resisten los estribos:

$$V_{ux} = \phi(V_s + V_c)$$

$$52.257 \text{ Ton} = 0.75(V_s + 36.804 \text{ Ton})$$

$$V_s = \frac{24.653 \text{ Ton}}{0.75} = 32.871 \text{ Ton}$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v}{S} \Rightarrow \frac{A_v}{S} = \frac{V_s}{f_y d_v}$$

$$\frac{A_v}{S} = \frac{32871 \text{ kg}}{4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 83 \text{ cm}} = 0.0943 \text{ cm}$$

Donde:

$A_v = 2A\phi$ dos veces el área nominal del estribo

F_y = esfuerzo de tracción del acero

S = separación de los estribos

$$S = \frac{A_v}{0.0943 \text{ cm}}$$

Utilizaremos en los vanos Estribos $\phi 10 \text{ mm}$ c/16.5cm en los apoyo de columna a una distancia $L_n/4$ y en los centros de vano utilizaremos Estribos $\phi 10 \text{ mm}$ c/20cm, siendo L_n la luz neta entre cara a cara de columna en los vanos

ϕ (mm)	A_v (cm)	S (cm)
8	1.005	10.657
10	1.570	16.649
12	2.262	23.987

a.8.3 Diseño de la viga en la zapata en base al Momento ultimo M_u (calculo de aceros longitudinales)

Sección	M_u (Tm)	a (cm)	A_s (cm ²)	A_{smin} (cm ²)	A_{sreq} (cm ²)
1	1.08	0.12	0.35	13.83	13.83
1-2	76.34	9.09	25.74	13.83	25.74
2	39.70	4.59	13.01	13.83	13.83
2-3	73.14	8.68	24.60	13.83	24.60
3	30.86	3.55	10.05	13.83	13.83
3-4	77.15	9.19	26.03	13.83	26.03
4	30.86	3.55	10.05	13.83	13.83
4-5	73.14	8.68	24.60	13.83	24.60
5	39.70	4.59	13.01	13.83	13.83
5-6	76.34	9.09	25.74	13.83	25.74
6	1.08	0.12	0.35	13.83	13.83

$$a = d_v - \sqrt{d_v^2 - \frac{2(M_u \times 10^5)}{0.85 \times \phi \times f'_c \times b_v}}$$

$$A_s = \frac{M_u \times 10^5}{\phi \times f_y \times \left[d_v - \frac{a}{2} \right]}$$

$$A_{smin} = \frac{14 \times b_v \times d_v}{f_y} = \frac{14 \times 50 \text{cm} \times 83 \text{cm}}{4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 13.833 \text{cm}^2$$

$$A_{smax} = \rho \times b_v \times d_v = 0.014 \times 50 \text{cm} \times 83 \text{cm} = 58.10 \text{cm}^2$$

Donde:

a = altura del bloque de compresión en la viga

$\phi = 0.90$ factor de reducción a flexión

$f'_c = 280 \text{kg/cm}^2$, resistencia a la compresión del hormigón

$f_y = 4200 \text{kg/cm}^2$, resistencia a la tracción del acero de refuerzo

ρ = es el 50% de la cuantía de balance para $f'_c = 280 \text{kg/cm}^2$, $\rho = 0.014$

A_{smin} = Área de acero mínimo que se debe ubicar en la sección de la viga

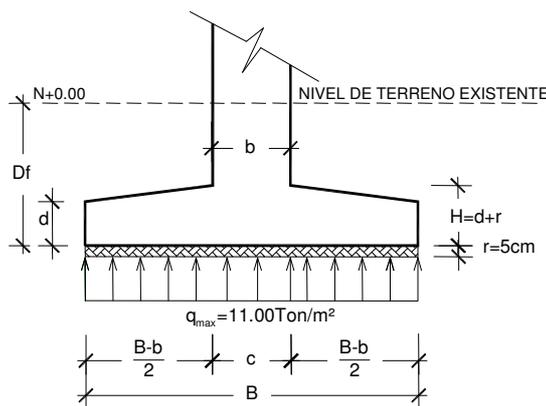
A_{smax} = Área de acero máximo que se debe ubicar en la sección de la viga

“Cabe señalar que el detallamiento y ubicación de los diámetros de los aceros queda a criterio de diseñador basándose en las secciones requeridas del cuadro anterior.”

a.8.4 Diseño de la zapata

Para el diseño de la zapata consideraremos el esfuerzo del caso #1 analizados en el estado de carga mayorado:

$q_{max} = 11.00 \text{Ton/m}^2$ y este a su vez en la zapata es lineal constante como lo muestra la siguiente figura.



a.8.4.1 Diseño a Cortante por Punzonamiento:

La sección crítica a Punzonamiento se sitúa alrededor de la columna con una separación de $d/2$ de sus caras.

La fuerza cortante que actúan sobre la sección crítica en cada columna son:

Columnas	V_u (Ton)
1	81.956
2	178.18
3	171.636
4	171.636
5	178.18
6	81.956

El esfuerzo cortante por Punzonamiento que actúa sobre la sección es:

$$v_u = \frac{V_u}{\phi b_o d_z}$$

$$b_o d_z = 2[(a + d_z) + (b + d_z)] \times d_z \quad \text{Para columnas centrales}$$

$$b_o d_z = (2a + b + 2d_z) \times d_z \quad \text{Para columnas de borde}$$

El esfuerzo resistente a corte por Punzonamiento es: si $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$

$$V_c = 1.1 \sqrt{f'_c} = 1.1 \sqrt{280} \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 18.406 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 184.06 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Si:

Donde $\phi = 0.75$, $a = 0.50 \text{ m}$, $b = 0.50 \text{ m}$.

Si utilizamos $d_z = 38 \text{ cm}$ y $H = 45 \text{ cm}$ (la norma ACI-08 establece $d_{\min} = 15 \text{ cm}$)

Condición:

$$V_c \geq v_u$$

Cuadro de calculo del $d_z = 38 \text{ cm}$

Columnas	V_u (Ton)	$\phi b_o d_z$ (m)	v_u (Ton)	V_c (Ton/m ²)	Observación
1	81.956	0.6441	127.241	184.06	ok
2	178.18	1.003	178.75	184.06	ok
3	171.636	1.003	178.75	184.06	ok
4	171.636	1.003	178.75	184.06	ok
5	178.18	1.003	178.75	184.06	ok
6	81.956	0.6441	127.241	184.06	ok

El esfuerzo de corte por Punzonamiento solicitante es inferior a la capacidad resistente del hormigón y el peralte analizado $d_z = 38 \text{ cm}$ cumple satisfactoriamente con los esfuerzos Cortantes

a.8.4.2 Diseño a flexión:

La sección crítica de diseño a flexión se ubica en la cara de la columna.

El esfuerzo requerido por flexión es:

$$q_{\max} = 11.00 \text{ Ton/m}^2$$

$$L_z = (B - c)/2 = 1.325 \text{ m}$$

$$L = 24.90 \text{ m}$$

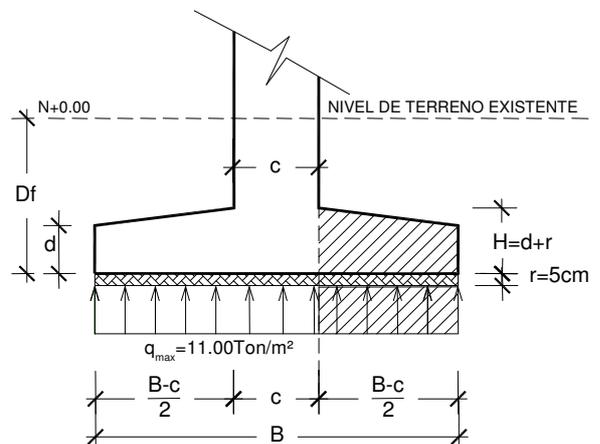
$$M_{(\text{diseño})} = \frac{q_{\max}}{2} \times L_z^2 \times L = \frac{11.00 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}}{2} \times (1.325 \text{ m})^2 \times 24.90 \text{ m}$$

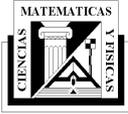
$$M_{(\text{diseño})} = 240.43 \text{ Tm}$$

- Acero calculado A_s

$$A_s = \frac{0.85 f'_c \times L \times d_z}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_{(\text{diseño})}}{0.85 \phi \times f'_c \times L \times d_z^2}} \right]$$

$$A_s = 289.45 \text{ cm}^2$$





- Acero mínimo $A_{s(min)}$

$$A_{s(min)} = \frac{14}{f_y} L \times d_v = \frac{14}{4200 \frac{kg}{cm^2}} \times 2490cm \times 38cm = 315.4cm^2$$

Dado que el acero mínimo es mayor que el acero calculado, tendremos el siguiente esquema de armado en sentidos longitudinal $L = 24.90m$ con un área de acero de $=315.40 cm^2$

- Si utilizamos $\phi 14mm$ cuya área nominal es de $A_{sv} = 1.54cm^2$ tendremos, 205 varillas espaciadas cada 12cm

$$\#_{varillas} = \frac{A_s}{A_{sv}} = \frac{315.40cm^2}{1.54cm^2} = 204.8 \approx 205$$
$$C_{separacion} = \frac{L - 2r}{\#_{varillas} - 1} = \frac{(2490 - 10)cm}{204_{varillas}} = 12.15 \approx 12cm$$

- Si utilizamos $\phi 12mm$ cuya área nominal es de $A_{sv} = 1.131cm^2$ tendremos, 279 varillas espaciadas cada 8.5cm

$$\#_{varillas} = \frac{A_s}{A_{sv}} = \frac{315.40cm^2}{1.131cm^2} = 278.86 \approx 279$$
$$C_{separacion} = \frac{L - 2r}{\#_{varillas} - 1} = \frac{(2490 - 10)cm}{278_{varillas}} = 8.90 \approx 8.5cm$$

Para el armado transversal a lo largo de $L = 20.90m$, utilizaremos $\phi 14mm$ c/14cm x3.05

Para el armado en las aletas de la zapata utilizaremos la ecuación de A_{smin} por **Retracción y Fraguado**

$$A_{smin} = 0.0018 \times L_z \times H$$
$$A_{smin} = 0.0018 \times 132.5cm \times 45cm = 10.732cm^2$$

-Si utilizamos $\phi 12mm$ cuya área nominal es de $A_{sv} = 1.131cm^2$ tendremos, 12 varillas a cada lado de las aletas de la zapata.

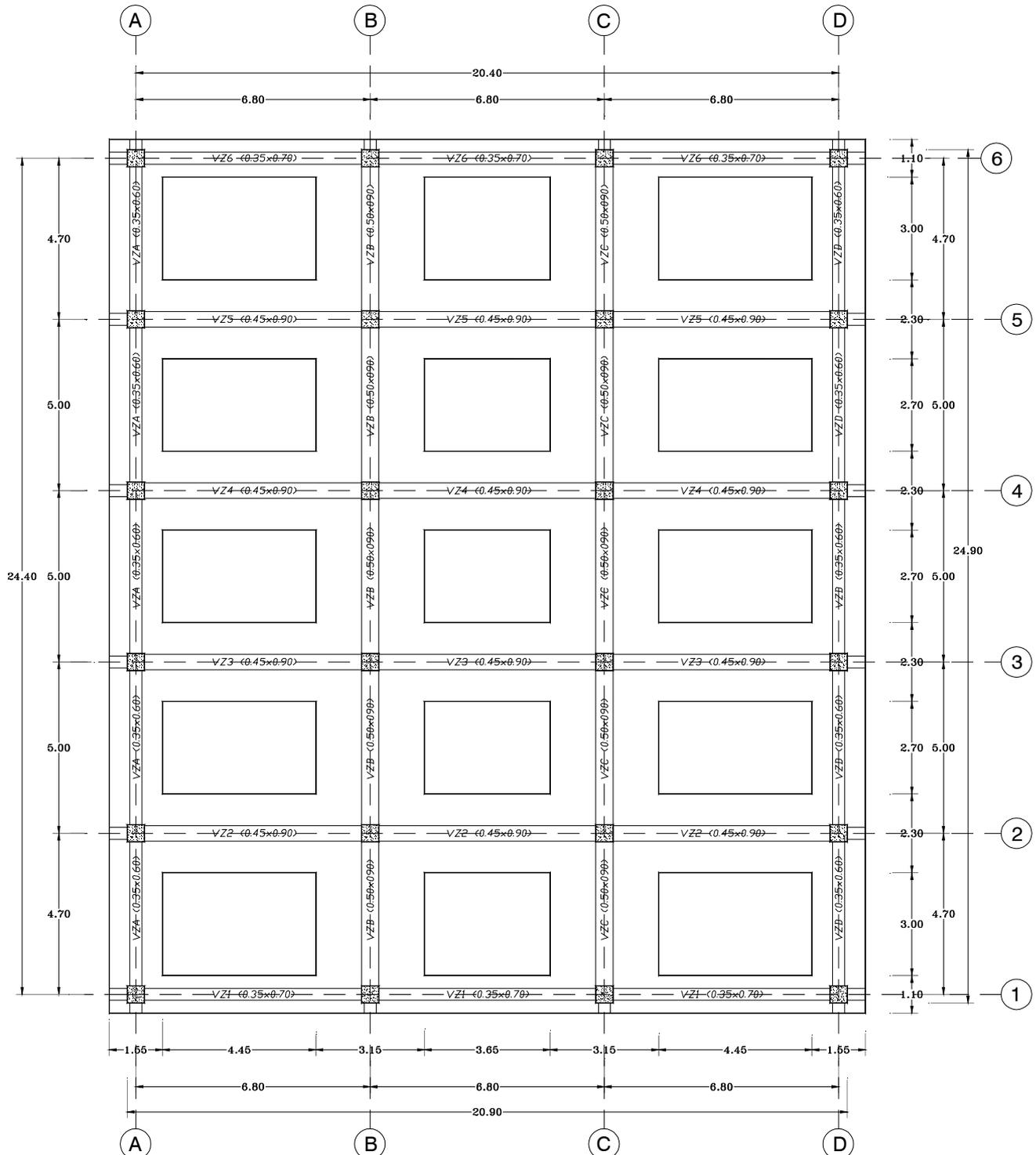
$$\#_{varillas} = \frac{A_s}{A_{sv}} = \frac{10.732cm^2}{1.131cm^2} = 9.49 \approx 10$$

Por lo tanto a cada costado utilizaremos **10 $\phi 12mm$ x 24.80m**

Nota: El detallamiento Longitudinal y transversal de la zapata de los ejes C-D están en la sección 3.2.4 Detalle Estructural de Zapata corrida en dos direcciones con viga T invertida.

3.2.4 Detalle Estructural de Zapata corrida en dos direcciones con viga T invertida.

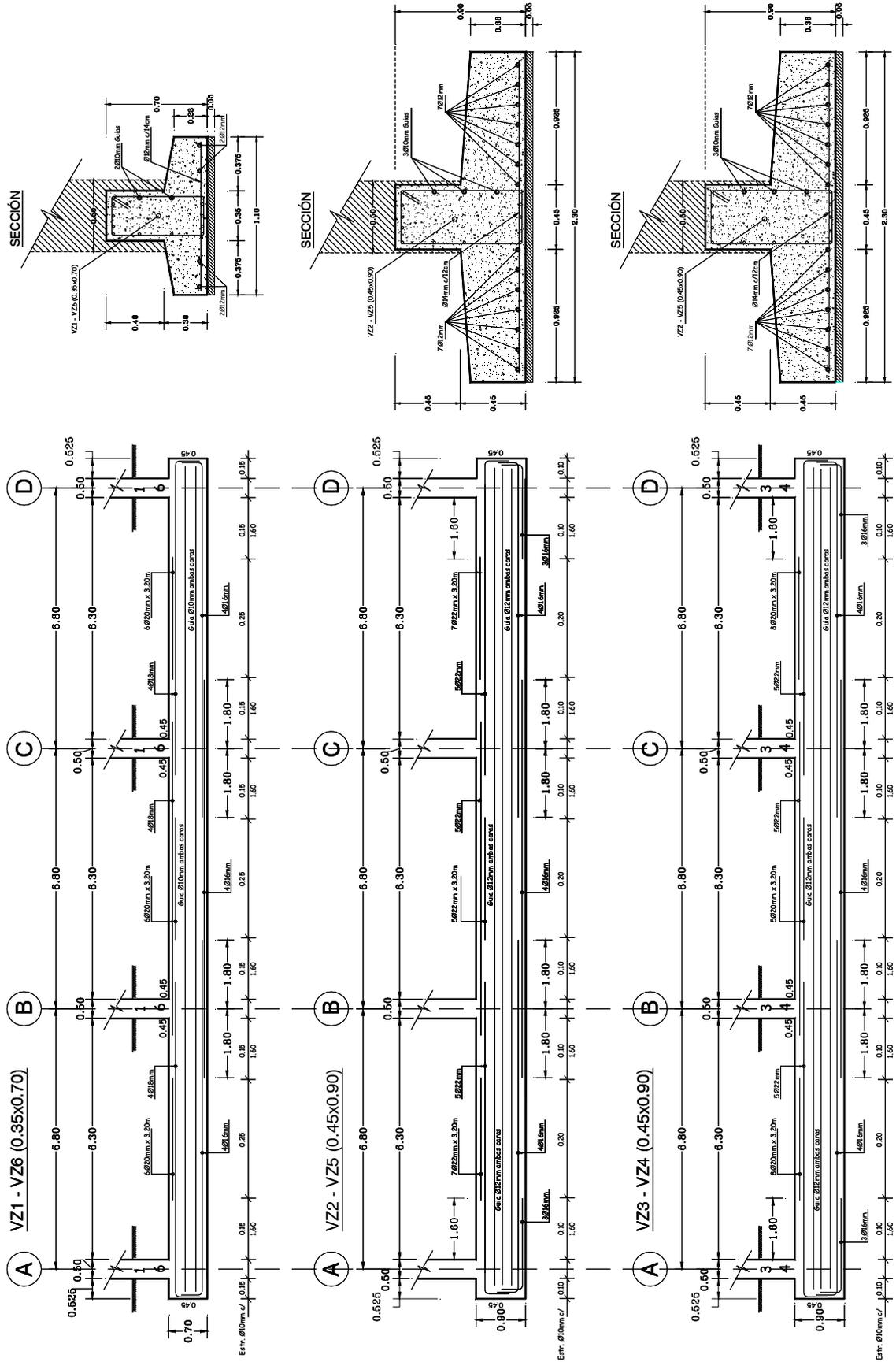
3.2.4.1 Planta de cimientos



Como podemos observar el área total de cimiento de las Zapatas es 382.77m^2 siendo este valor el 73.55% del área de construcción = 520.41m^2 , con este porcentaje podemos establecer que el diseño es técnicamente estable, seguro y con un grado de economía aceptable. Puesto que existe un criterio que correlaciona el área de construcción con el área de cimiento: Para Zapatas Corridas en dos direcciones el área de cimiento debe estar entre el 50%-75% de área de construcción.

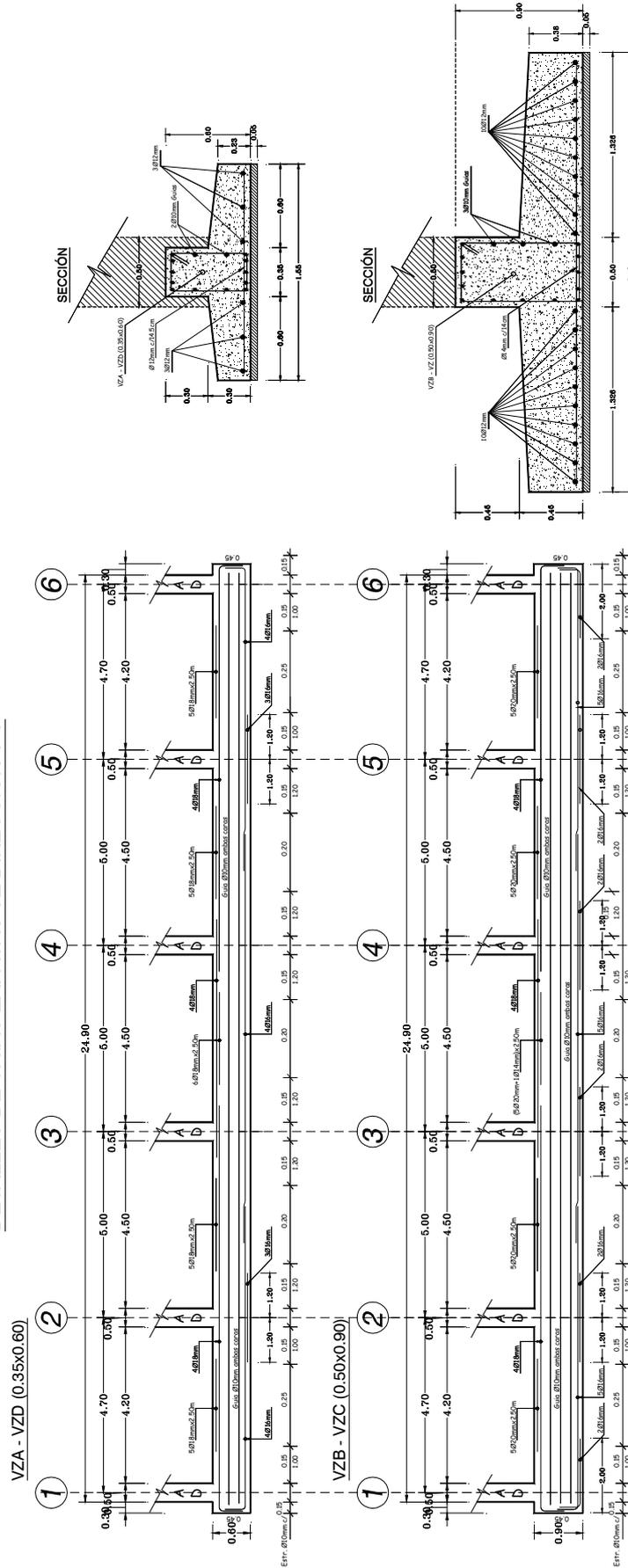
3.2.4.2 Detallamiento Estructural de zapata con viga T invertida dirección x-x

DETALLES DE VIGAS ZAPATAS VZ DIRECCION X-X



3.2.4.3 Detallamiento Estructural de zapata con viga T invertida dirección y-y

DETALLES DE VIGAS ZAPATAS VZ DIRECCION Y-Y



CAPITULO IV DISEÑO DE CABEZAL DE PILOTE

4.1 Generalidades

Los cabezales o Encepado o Dado, sobre pilotes son de concreto armado necesariamente. Para dimensionarlas, es necesario conocer el número de pilotes que contienen. Si q_{pilote} es la capacidad de carga de los pilotes y éstos trabajan de punta, el número de pilotes será:

$$\# Pilotes = \frac{Pu}{q_{pilote}}$$

Los pilotes se distribuyen uniformemente en el cabezal, lo que determinará sus dimensiones. La distancia centro a centro entre dos pilotes será mayor o igual que 3 veces el diámetro del pilote, en los bordes será mínimo 0.30m.

Si los pilotes trabajan por fricción, es necesario reducir la eficiencia del grupo ya que éstos. Tienden a hundirse con el terreno que está entre ellos. La eficiencia se determina, empíricamente, a través de la fórmula de Converse-Labarre:

$$Eg = 1 - \text{tag}^{-1} \left(\frac{d_p}{s} \right) \left[\frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn} \right]$$

Donde:

Eg : Eficiencia del grupo

ϕ_p : Diámetro del pilote.

S : Distancia mínima de centro a centro entre ejes de pilotes adyacentes.

m : Número de hileras de pilotes.

n : Número de pilotes por hilera.

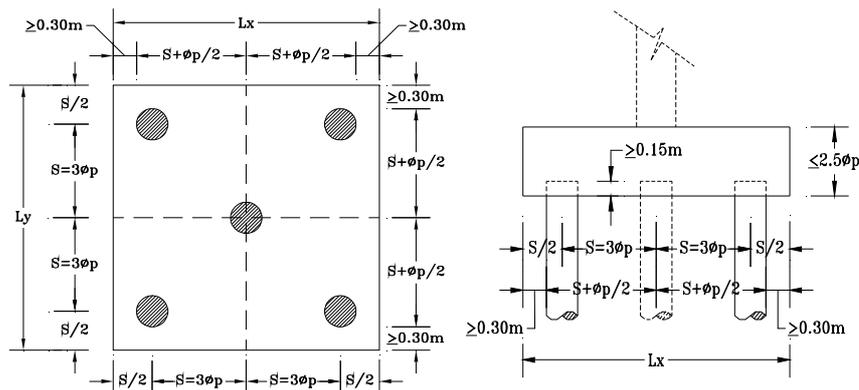


Fig. 1. Espaciamientos mínimos entre pilotes

El número de pilotes requeridos será:

$$\# Pilotes = \frac{Pu}{q_{pilote}} \times \frac{1}{Eg}$$

Conocido el número de pilotes, se debe verificar que la carga generada en ellos no pase la carga admisible de cada pilote tanto en la condición gravitación (D+L) y la condición donde se considera la carga sísmica (D+L+E), para esta última condición la capacidad del pilote se incrementa 1.33 q_{pilote}

$$P_i = \frac{P_u}{\# pilotes} \pm \frac{M_u X_i}{\sum X_i^2}$$

Fig.2 Teorema de Stainer

Donde:

P_u = Carga ultima

$\#_{Pilotes}$ = números de pilotes establecidos

M_u = Momento ultimo

X_i = Distancia del centro de gravedad del pilote analizado.

$\sum X_i^2$ = Sumatoria de distancias de los pilotes

En caso de ser necesario se incrementa el número de pilotes y el área del cabezal. Si algún pilote está sometido a una carga de tensión, se debe efectuar un análisis similar al realizado, para el caso de cabezales cuya carga tiene una excentricidad mayor que $L/6$.

4.2 Pasos a seguir en el diseño estructural de un cabezal de pilote:

El diseño estructural del cabezal esta dado por los siguientes casos:

a. Caso # 1 combinación 1.2D + 1.6L

$$P_u = 1.2P_D + 1.6P_L$$

$$M_u = 1.2M_D + 1.6M_L$$

b. Caso # 2 combinación 1.2D + L + E

$$P_u = 1.2P_D + P_L + P_E$$

$$M_u = 1.2M_D + M_L + M_E$$

Para encontrar el esfuerzo que se producirán en los pilotes utilizamos la siguiente ecuación para ambos casos

$$P_i = \frac{P_u}{\#_{\text{pilotes}}} \pm \frac{M_u X_i}{\sum X_i^2}$$

Para esfuerzo Cortante por Flexión

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$V_u = \sum F_{\text{pilotes}}$$

$$\phi = 0.75$$

$$\phi V_n = 0.75 \times 0.53 \sqrt{f'_c} \times L \times d$$

Para esfuerzo Cortante por Punzonamiento

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$V_u = \sum F_{\text{pilotes}}$$

$$\phi = 0.75$$

$$\phi V_n = 0.75 \times 1.1 \sqrt{f'_c} \times b_0 \times d$$

$$b_0 = 4c + d$$

Diseño del acero por flexión (acero Inferior)

$$M_{u(\text{diseño})} = F \times e$$

$$A_s = 29.39 \frac{M_{u(\text{diseño})}}{d} \geq \frac{14}{f_y} Ld$$

Diseño de acero por retracción y temperatura (acero superior)

$$A_s = 0.0018 \times L \times h$$

Nomenclatura:

h = altura del cabezal

$L = (L_x, L_y)$ longitudes del cabezal en ambos sentidos

A_s = Acero de refuerzo en la columna

f_y = esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo

f'_c = esfuerzo a la compresión simple del hormigón

q_{Pilote} = Capacidad de carga del pilote

P_u = Carga ultima para ambos casos

M_u = Momento Ultimo para ambos casos

ϕV_n = esfuerzo por corte ya sea para flexión o Punzonamiento

V_u = esfuerzo ultimo por corte ya sea para flexión o Punzonamiento

d = Peralte del cabezal

b_0 = área de Punzonamiento

e = excentricidad de la fuerza resultante para encontrar el Momento de diseño en el cabezal

F = Fuerza resultante para encontrar el momento de diseño en el cabezal

4.3 Ejemplo de aplicación.

Encontrar el # de pilotes y diseñar su Cabezal o Encepado de la columna cuadrada B4 de planta baja cuyas dimensiones son, $h_c = 50\text{cm}$ y $b_c = 50\text{cm}$. Teniendo en cuenta que la capacidad de carga del pilote q_{pilote} es igual 50 Toneladas y su diámetro es igual $\phi 40\text{cm}$ trabajando por punta, además en la base de la columna se producen Cargas y Momentos tanto por cargas gravitacionales como por efecto del sismo, que se detallan a continuación.

$$\begin{aligned}
 P_D &= 160\text{Ton} & M_D &= 10\text{Ton} \\
 P_L &= 40\text{Ton} & M_L &= 2\text{Ton} \\
 P_E &= 10\text{Ton} & M_E &= 50\text{Ton}
 \end{aligned}$$

4.3.1 Calcular el número necesario de pilotes

Para encontrar el número necesario de pilotes, consideraremos en dos Casos:

a. Caso # 1 combinación D + L

$$P_u = 1.15P_D + P_L$$

$$M_u = M_D + M_L$$

$$\# \text{Pilotes} = \frac{P_u}{q_{\text{pilote}}}$$

Siendo 1.15 el factor de mayoración por efecto del peso propio del cabezal

b. Caso # 2 combinación D + L + E

$$P_u = 1.15P_D + P_L + P_E$$

$$M_u = M_D + M_L + M_E$$

$$\# \text{Pilotes} = \frac{P_u}{q_{\text{pilote}}}$$

a. Caso # 1 combinación D + L

$$P_u = 1.15P_D + P_L = 1.15(160\text{T}) + 40\text{T} = 224\text{Ton}$$

$$M_u = M_D + M_L = 10\text{Tm} + 2\text{Tm} = 12\text{Tm}$$

$$\# \text{Pilotes} = \frac{P_u}{q_{\text{pilote}}} = \frac{224\text{Ton}}{50\text{Ton}} = 4.48 \approx 5 \text{ pilotes}$$

b. Caso # 2 combinación D + L + E

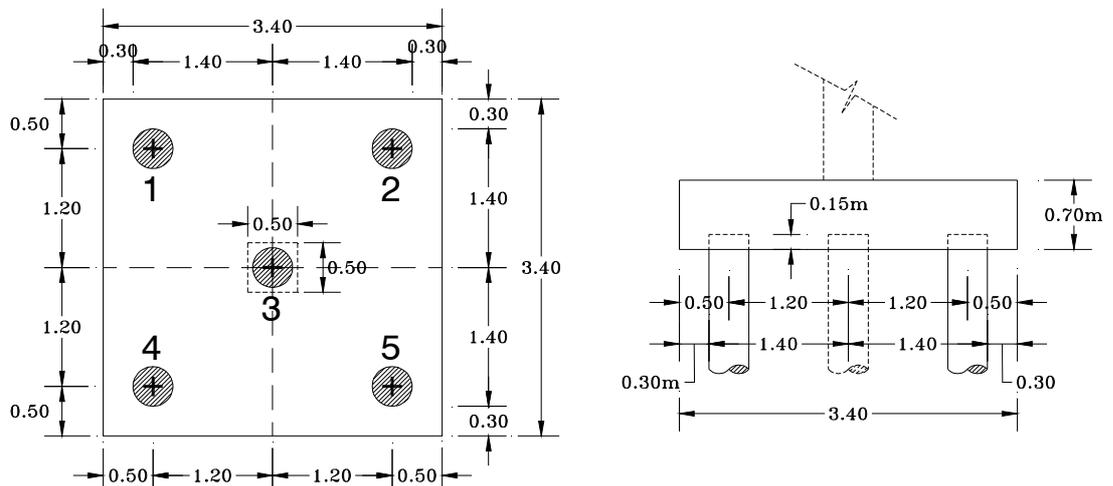
$$P_u = 1.15P_D + P_L + P_E = 1.15(160\text{T}) + 40\text{T} + 10\text{T} = 234\text{Ton}$$

$$M_u = M_D + M_L + M_E = 10\text{Tm} + 2\text{Tm} + 50\text{Tm} = 62\text{Tm}$$

$$\# \text{Pilotes} = \frac{P_u}{1.33q_{\text{pilote}}} = \frac{234\text{Ton}}{66.5\text{Ton}} = 3.52 \approx 4 \text{ pilotes}$$

En el caso #1 nos da 5 pilotes y en caso #2 nos da 4 pilotes, prevaleciendo el caso #1

Pre dimensionamiento y disposición de los pilotes y el cabeza siguiendo las recomendaciones establecidas en este capítulo:



Conocido el número de pilotes, verificamos que la carga generada en ellos no pase la carga admisible de cada pilote tanto en la condición gravitación ($D+L$) y la condición donde se considera la carga sísmica ($D+L+E$), para esta ultima condición la capacidad del pilote se incrementa $1.33 q_{pilote}$ (Teorema de Steiner)

$$P_i = \frac{P_u}{\#_{pilotes}} \pm \frac{M_u X_i}{\sum X_i^2} \leq q_{pilote}$$

a. Caso # 1 combinación $D + L$

# pilotes	X_i	X_i^2	$P_u/\#_{pilotes}$	$M_u X_i / \sum X_i^2$	P_i	q_{Pilote}	Observación
1	-1.20m	1.44m ²	44.80T	-2.50T	42.3T	50T	Ok
2	+1.20m	1.44m ²	44.80T	+2.50T	47.3T	50T	Ok
3	-	-	44.80T	-	44.8T	50T	Ok
4	-1.20m	1.44m ²	44.80T	-2.50T	42.3T	50T	Ok
5	+1.20m	1.44m ²	44.80T	+2.50T	47.3T	50T	Ok
		$\sum X_i^2 =$	5.76m ²				

b. Caso # 2 combinación $D + L + E$

# pilotes	X_i	X_i^2	$P_u/\#_{pilotes}$	$M_u X_i / \sum X_i^2$	P_i	$1.33q_{Pilote}$	Observación
1	-1.20m	1.44m ²	46.80T	-12.91T	33.89T	66.50T	Ok
2	+1.20m	1.44m ²	46.80T	+12.91T	59.71T	66.50T	Ok
3	-	-	46.80T	-	46.80T	66.50T	Ok
4	-1.20m	1.44m ²	46.80T	-12.91T	33.89T	66.50T	Ok
5	+1.20m	1.44m ²	46.80T	+12.91T	59.71T	66.50T	Ok
		$\sum X_i^2 =$	5.76m ²				

Para los 2 casos las cargas generadas en los pilotes son admisibles, el diseño de la ubicación de los pilotes es adecuado.

4.3.2 Diseño estructural del Cabezal o Encepado

Consideraremos en dos Casos:

a. Caso # 1 combinación $1.2D + 1.6L$

$$P_u = 1.2P_D + 1.6P_L = 256.0\text{Ton}$$

$$M_u = 1.2M_D + 1.6M_L = 15.20\text{Tm}$$

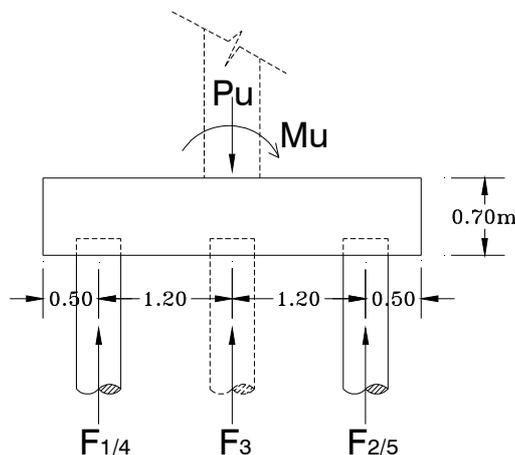
b. Caso # 2 combinación $1.2D + L + E$

$$P_u = 1.2P_D + P_L + P_E = 242.0\text{Ton}$$

$$M_u = 1.2M_D + M_L + M_E = 64.0\text{Tm}$$

Verificamos que la carga generada en cada uno de los pilotes, para ambos casos en base al Teorema de Steiner

$$P_i = \frac{P_u}{\#_{pilotes}} \pm \frac{M_u X_i}{\sum X_i^2}$$



a.- Caso # 1 combinación 1.2D + 1.6 L

# pilotes	X_i	X_i^2	$P_u/\#_{pilotes}$	$M_u X_i / \sum X_i^2$	P_i
1	-1.20m	1.44m ²	51.20T	-3.17T	48.03T
2	+1.20m	1.44m ²	51.20T	+3.17T	54.37T
3	-	-	51.20T	-	51.20T
4	-1.20m	1.44m ²	51.20T	-3.17T	48.03T
5	+1.20m	1.44m ²	51.20T	+3.17T	54.37T

$$\sum X_i^2 = 5.76m^2$$

b.- Caso # 2 combinación 1.2D + L + E

# pilotes	X_i	X_i^2	$P_u/\#_{pilotes}$	$M_u X_i / \sum X_i^2$	P_i
1	-1.20m	1.44m ²	48.40T	-13.33T	35.07T
2	+1.20m	1.44m ²	48.40T	+13.33T	61.73T
3	-	-	48.40T	-	48.40T
4	-1.20m	1.44m ²	48.40T	-13.33T	35.07T
5	+1.20m	1.44m ²	48.40T	+13.33T	61.73T

$$\sum X_i^2 = 5.76m^2$$

Caso # 1- Fuerza por Cortante por:

Flexión

$$\Sigma F_{2/5} = 54.37Ton \times 2 = 108.74Ton$$

$$V_u = 108.74Ton$$

Punzonamiento

$$\Sigma F_{1-2-4-5} = 204.80Ton$$

$$V_u = 204.80Ton$$

Caso #2- Fuerza por Cortante por:

Flexión

$$\Sigma F_{2/5} = 61.73Ton \times 2 = 123.46Ton$$

$$V_u = 123.46Ton$$

Punzonamiento

$$\Sigma F_{1-2-4-5} = 193.6Ton$$

$$V_u = 193.6Ton$$

$V_u = 123.46Ton$ (Cortante ultimo máximo por flexión)

$V_u = 204.80Ton$ (Cortante ultimo máximo por Punzonamiento)

4.3.2.1 Chequeo de la altura del cabezal (h = 70cm)

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$V_u = 123.46Ton$$

$$\phi V_n = V_u$$

$$\phi V_n = 0.75 \times 0.53 \sqrt{280 \frac{kg}{cm^2}} \times 340cm \times d$$

$$d = \frac{V_u}{2261.49 \frac{kg}{cm}} = \frac{123460kg}{2261.49 \frac{kg}{cm}} = 54.59cm \approx 55cm$$

$$\phi V_n = 2261.49 \frac{kg}{cm} \times d$$

La altura del cabezal o encepado será igual a $d = 55cm + 15cm$ (empotramiento del pilote en el cabezal), dando así una altura efectiva de $h = 70cm$ igual a la altura propuesta.

4.3.2.2 Chequeo del Cortante por Punzonamiento:

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi = 0.75$$

$$V_u = 204.80Ton$$

$$\phi V_n = 0.75 \times 1.1 \sqrt{f'c} \times b_0 \times d$$

$$\phi V_n = 0.75 \times 1.1 \sqrt{280 \frac{kg}{cm^2}} \times 420cm \times 55cm$$

$$b_0 = 4c + d = 4(50cm + 55cm) = 420cm$$

$$\phi V_n = 318.90Ton > V_u = 204.80Ton$$

4.3.2.3 Diseño del acero de refuerzo en la parte Inferior del cabezal:

$$M_{u(diseño)} = F \times e$$

$$A_s = 29.39 \frac{M_{u(diseño)}}{d} \geq \frac{14}{f_y} Ld$$

Donde:

F = Es la máxima fuerza resultante de los 2 casos analizados. $\Sigma F_{2/5} = 61.73\text{Ton} \times 2 = 123.46\text{Ton}$

e = Es la excentricidad o distancia de la cara de la columna hasta el centroide del pilote donde se producirá la fuerza, $e = 0.95\text{m}$

A_s = área de acero requerida

29.39 = Este es un factor ya determinado, que esta en función de $f'c = 280\text{kg/cm}^2$, $f_y = 4200\text{kg/cm}^2$,

$d = 55\text{cm}$ peralte del cabezal previamente calculado en la sección anterior

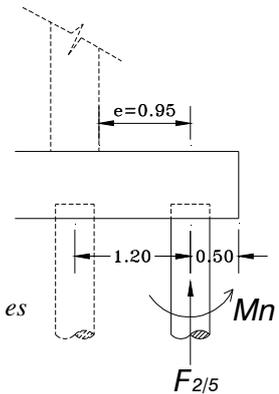
$$M_{u(diseño)} = F \times e = 123.46\text{T} \times 0.95\text{m} = 117.29\text{Tm}$$

$$A_s = 29.39 \frac{M_{u(diseño)}}{d} = 29.39 \left(\frac{117.29\text{Tm}}{55\text{cm}} \right) = 62.68\text{cm}^2$$

$$\frac{14}{f_y} Ld = 62.33\text{cm}^2$$

El A_s de diseño es 62.68cm^2 , si utilizamos varilla $\phi 22\text{mm}$ cuya área nominal es 3.80cm^2 , el # de varillas $\phi 22\text{mm}$ será:

$$\#_{\phi 22\text{mm}} = \frac{A_s}{A_{\phi 22\text{mm}}} = \frac{62.68\text{cm}^2}{3.80\text{cm}^2} = 16.48 \text{ varillas}$$



Si este # de varillas lo repartimos a lo largo de la longitud del cabezal:

$$\frac{L}{\#_{\phi 22\text{mm}}} = \frac{340\text{cm}}{16.48} = 20.63\text{cm} \approx 20\text{cm}$$

Para el desarrollo en la parte inferior del cabezal utilizaremos $\phi 22\text{mm}$ cada 20cm en ambos sentidos

4.3.2.4 Diseño del acero de refuerzo en la parte Superior del cabezal:

$$A_s = 0.0018 \times L \times h$$

$$A_s = 0.0018 \times 340\text{cm} \times 70\text{cm} = 42.84\text{cm}^2$$

El A_s de diseño es 42.84cm^2 , si utilizamos varilla $\phi 18\text{mm}$ cuya área nominal es 2.54cm^2 , el # de varillas $\phi 18\text{mm}$ será:

$$\#_{\phi 18\text{mm}} = \frac{A_s}{A_{\phi 18\text{mm}}} = \frac{42.84\text{cm}^2}{2.54\text{cm}^2} = 16.86 \text{ varillas}$$

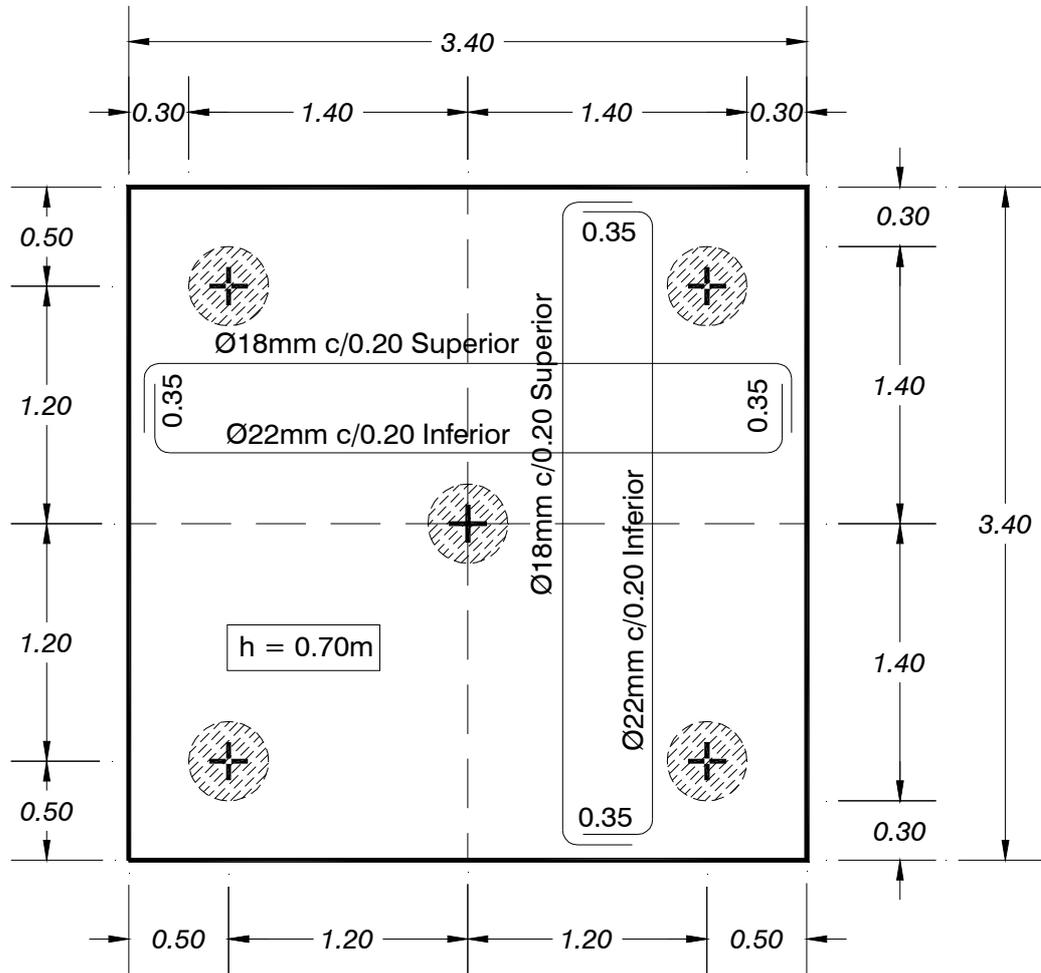
Si este # de varillas lo repartimos a lo largo de la longitud del cabezal:

$$\frac{L}{\#_{\phi 18\text{mm}}} = \frac{340\text{cm}}{16.86} = 20.15\text{cm} \approx 20\text{cm}$$

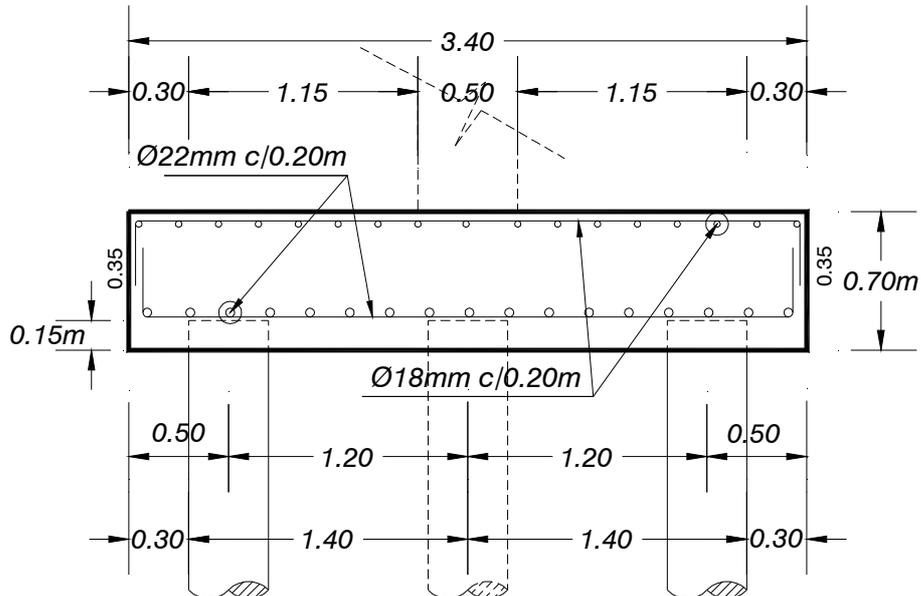
Para el desarrollo en la parte Superior del cabezal utilizaremos $\phi 18\text{mm}$ cada 20cm en ambos sentidos

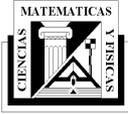
4.3.2.5 Plano estructural y detallamiento del cabezal:

Detalle Armado del cabezal vista en planta



Detalle Armado del cabezal vista en Corte





REFERENCIA BIBLIOGRAFICA

ARMIJOS, Ricardo Msc Ing. Criterios de sismo resistencia. Constructora TRELISA

ZAMBRANO, Silvio Ing. Apuntes del curso Análisis Estructural – Orientación Estructura 2008 - 2009

MANUAL DE CALCULO DE HORMIGON ARMADO, 2da edición en base al código ACI - 05

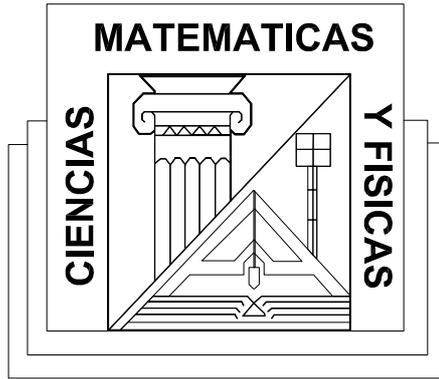
MEMORIA DE CALCULO CIMENTACIONES, Pedro Luna Luque (2002)

ESTRUCTURAS DE HORMIGON ARMADO, anonimo

CALABERA, José. (2000) “Calculo de estructuras de cimentación”, Instituto técnico de materiales y construcciones, Editorial INTEMAC S.A, Barcelona, España.

CIMENTACIONES, Texto guía de la escuela de Ingeniería Civil de Ciudad Real

ASOCIACIÓN COLOMBIANA DE INGENIERIA SÍSMICA (2005) “Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismorresistente, NSR-98”, Santa Fé de Bogota, Colombia



**FACULTAD DE CIENCIAS MATEMATICAS Y FISICAS
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL**

MATERIA: CÁLCULO ESTRUCTURAL

**TALLER DE GRADUACIÓN
TALLER #3**

PROVISIONES DEL CAPITULO 21 DEL ACI 318-08

**CAPÍTULO I. RESISTENCIA MINIMA A FLEXION EN COLUMNAS - VIGAS
(COLUMNA FUERTE – VIGA DEBIL)**

**CAPITULO II. REFUERZOS TRANSVERSAL EN COLUMNAS DE HORMIGON
ARMADO**

CAPITULO III. VIGAS DEBILES EN FLEXIÓN Y FUERTE EN CORTANTE

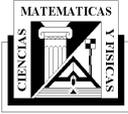
ELABORADO POR:

MANUEL GUEVARA ANZULES.

DIRIGIDO POR:

ING. SILVIO ZAMBRANO ARTEAGA.

**2008 – 2009
GUAYAQUIL - ECUADOR**



TALLER # 3

CONTENIDO	Pág.
CAPÍTULO I. RESISTENCIA MINIMA A FLEXION EN COLUMNAS (COLUMNA FUERTE – VIGA DEBIL)	3
1.1 Relación de Columna Fuerte – Viga débil, conforme al capítulo 21 de código ACI-083	3
1.2 En el siguiente pórtico Sismo resistente, comprobar que se cumple la condición de Columna fuerte - Viga débil, para así evitar fluencia por flexión en ambos extremos o Rotulas Plásticas.	4
CAPITULO II. REFUERZOS TRANSVERSAL EN COLUMNAS DE HORMIGON ARMADO	9
2.1 Refuerzo transversal, conforme al capítulo 21 de código ACI-08	9
2.2 Calculo del acero mínimo de estribos en columnas de hormigón armado	11
2.2.1 Comprobación del acero mínimo transversal (estribo), en columna superior	12
2.2.2 Comprobación del acero mínimo transversal (estribo), en columna inferior.....	12
CAPITULO III. VIGAS DEBILES EN FLEXIÓN Y FUERTE EN CORTANTE	13
3.1 Diseño de refuerzos por cortante en vigas, conforme al capítulo 21 de código ACI-08	13
3.2 Diseñar el acero por esfuerzo cortante	14
ANEXO	19
Diagrama de interacción para calculo de resistencia última en columnas en Capitulo I	19
REFERENCIA BIBLIOGRAFICA	20

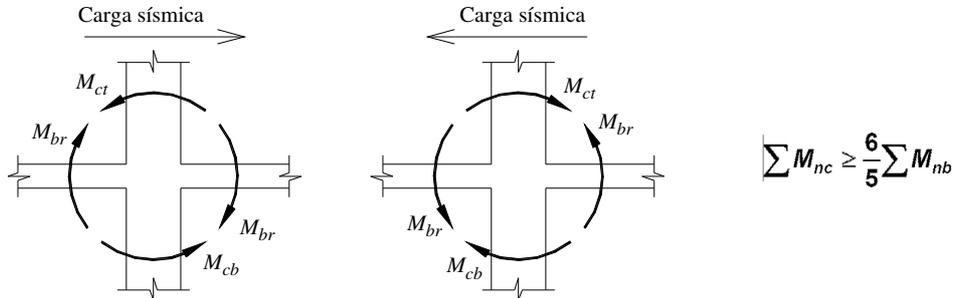
CAPITULO I

RESISTENCIA MINIMA A FLEXION EN COLUMNAS (COLUMNA FUERTE – VIGA DEBIL)

1.1 Relación de Columna Fuerte – Viga débil, conforme al capítulo 21 de código ACI-08

La resistencia a la flexión de cualquier columna diseñada para resistir un **Pu** que exceda $Agfc' / 10$ debe satisfacer lo siguiente:

- Las resistencias a flexión de las columnas deben satisfacer la ecuación



$\sum M_{nc}$ = suma de los momentos nominales de flexión de las columnas que llegan al nudo, evaluados en las caras del nudo. La resistencia a la flexión de la columna debe calcularse para la fuerza axial mayorada, congruente con la dirección de las fuerzas laterales consideradas, que conduzca a la resistencia a la flexión más baja.

$\sum M_{nb}$ = suma de los momentos resistentes nominales a flexión de las vigas que llegan al nudo, evaluadas en la cara del nudo. En vigas T, cuando la losa está en tracción debida a momento en la cara del nudo, el refuerzo de la losa dentro del ancho efectivo de losa debe suponerse que contribuye a M_{nb} siempre que el refuerzo de la losa esté desarrollado en la sección crítica para flexión.

Las resistencias a la flexión deben sumarse de tal manera que los momentos de la columna se opongan a los momentos de la viga. Debe satisfacerse la ecuación para momentos de vigas que actúen en ambas direcciones en el plano vertical del pórtico que se considera.

El propósito de este capítulo I, es reducir la posibilidad de fluencia de las columnas que se consideren como parte del sistema resistente a fuerzas laterales. Si las columnas no son más resistentes que las vigas que llegan a un nudo, existe la posibilidad de acción inelástica en ellas. En el peor caso de columnas débiles se puede producir fluencia por flexión en ambos extremos (o Rotulas Plásticas) de todas las columnas en un piso dado ocasionando un mecanismo de falla de columnas que puede conducir al colapso.

Las resistencias nominales de vigas principales y columnas se calculan en las caras del nudo y dichas resistencias se comparan directamente usando la ecuación antes descrita. El reglamento del año 1995 requería que las resistencias de diseño se compararan en el centro del nudo, lo que normalmente produce resultados similares, pero con un esfuerzo de cálculo mayor.

Al determinar la resistencia nominal a flexión de la sección de una viga principal en flexión negativa (la parte superior en tracción), el refuerzo longitudinal contenido dentro de un ancho efectivo de la losa superior que actúa monolíticamente con la viga, aumenta la resistencia de la viga.

Las investigaciones efectuadas en modelos viga-columna bajo cargas laterales indican que el uso de anchos efectivos de losa son estimativos razonables de las resistencias en flexión negativa de la viga en las conexiones interiores para niveles de deriva de piso cercanos al 2% de la altura del piso.

Este ancho efectivo es conservador en los casos en que la losa termina en una viga dintel débil.

Cuando en un nudo no se puede cumplir con lo especificado, se debe ignorar cualquier contribución positiva de la columna o columnas relacionada con la resistencia lateral y la rigidez de la estructura.

Las contribuciones negativas de la columna o columnas no se deben ignorar. Por ejemplo, el ignorar la rigidez de las columnas no se debe emplear como justificación para reducir el cortante basal de diseño.

Si la inclusión de aquellas columnas en el modelo analítico da como resultado un aumento en los efectos de torsión, el aumento debiera considerarse como exigido por el reglamento ACI318-08.

1.2.- En el siguiente pórtico Sismo resistente, comprobar que se cumple la condición de Columna fuerte - Viga débil, para así evitar fluencia por flexión en ambos extremos o Rotulas Plásticas.

La viga esta localizada en el Eje #4 en la losa de 5to. Piso alto (N+18.00 m), del proyecto de Tesis, materia Análisis estructural. Cuyas dimensiones están en la figura 1, la viga fue diseñada en su acero longitudinal considerando el investimiento de las fuerzas sísmicas.

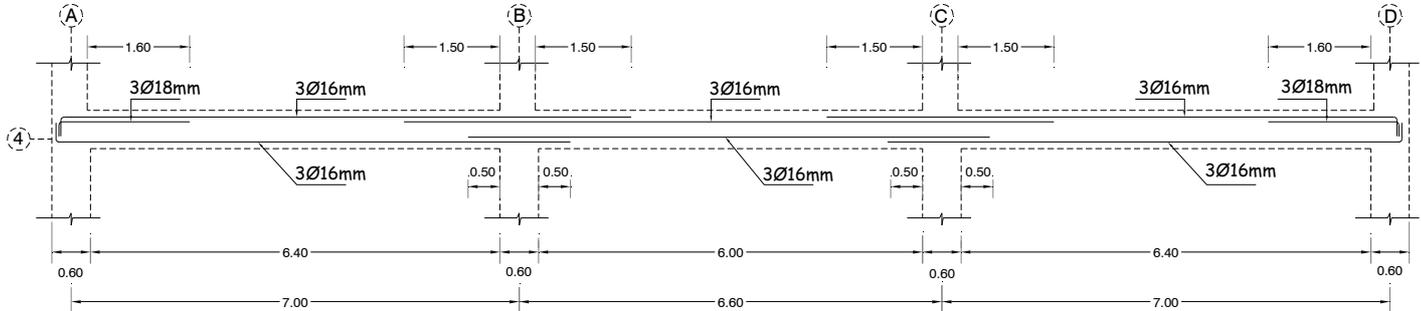


Fig.1 Detalles de los aceros de refuerzos en la viga del eje 4

Especificaciones:

La **viga** que analizaremos es de sección constante y tiene como base (bv) 30cm, altura (hv) 50cm y peralte (dv) 45cm, el detalles de la armadura correspondiente a cada uno de los nudos a analizar se encuentra detallado en la figura 1 del presente capítulo

Las **columnas superiores** a todo lo largo de la viga son de base (bc) 55cm, de altura (hc) 55cm y peralte (dc) 52cm, con su armado longitudinal (ver figura 2)

Las **columnas inferiores** a todo lo largo de la viga son de base (bc) 60cm, de altura (hc) 60cm y peralte (dc) 57cm, con su armado longitudinal (ver figura 2)

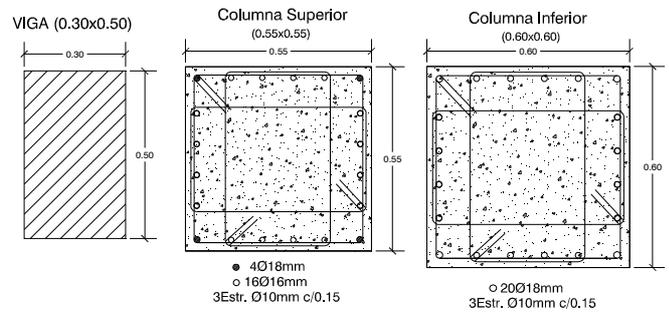


Fig.2 secciones transversal de viga, columnas

Nomenclatura a utilizar en este capítulo:

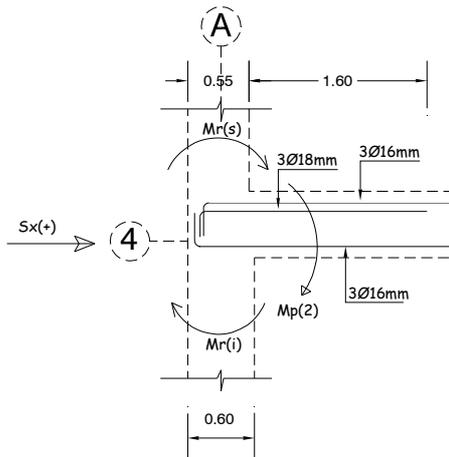
- bv = ancho de viga
- hv = altura de viga
- dv = peralte de viga
- bc = base de columna
- hc = altura de columna
- dc =peralte de columna
- fy = esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo
- f'c = esfuerzo a la compresión simple del hormigón
- f'c = esfuerzo reducido del hormigón = 0.85F'c
- Pu(s) – Pu(i) =Carga axiales ultimas del nudo en la parte superior- inferior de la combinación (12D+L+Sx)
- As(s) - As(i) = aceros de las columna superior - inferior
- dc/hc = relación entre peralte y altura en la columna
- ρ = cuantía de acero en columnas
- k= factor que depende de: Pu, bc, hc, f'c
- w = valor que de: ρ, f'c, fy
- R = valor escogido de tabla y que depende de algunos valores ya expuestos
- Ms - Mi = Momento posible en la columna superior - inferior
- As(1) - As(2)= acero en las vigas, el acero depende de la dirección del sismo
- a = altura del bloque de compresión en la viga
- M1 –M2 = Momentos ultimo probable o posibles antes la presencia del sismo, su dirección depende del sismo

Propiedades de los materiales:

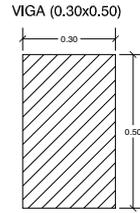
Esfuerzos de compresión (Hormigón) y fluencia (Acero de Refuerzo)

$$f'_c = 280 \frac{kg}{cm^2} \quad f_y = 4200 \frac{kg}{cm^2}$$

NUDO #4A



Viga :
 $b_v = 30\text{cm}$
 $h_v = 50\text{cm}$
 $d_v = 46\text{cm}$

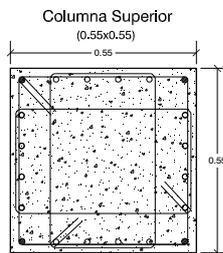


$$M_{p(2)} = 0.9A_{s(2)}f_y \left[d_v - \frac{a}{2} \right] = 10.08\text{Tm}$$

$$A_{s(2)} = 3\phi 16\text{mm} = 6.03\text{cm}^2$$

$$a = \frac{A_{s(2)}f_y}{0.85f'_c b_v} = 3.55\text{cm}$$

$$\Sigma M_{(vigas)} = M_{p(2)} = 10.08\text{Tm}$$



• 4Ø18mm
 ○ 16Ø16mm
 3Estr. Ø10mm c/0.15

Columna Superior

$b_c = 55\text{cm}$
 $h_c = 55\text{cm}$
 $d_c = 51\text{cm}$
 $A_{s(s)} = 4\phi 18\text{mm} + 16\phi 16\text{mm} = 42.32\text{cm}^2$

$$f'_c = 0.85f'_c = 238 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$P_{u(s)} = 134.51\text{T}$$

$$\frac{d_c}{h_c} = 0.93 \approx 0.95$$

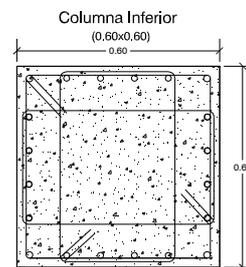
$$\rho = \frac{A_{s(s)}}{b_c \times h_c} = 0.014$$

$$\omega = \rho \frac{f_y}{f'_c} = 0.20$$

$$\alpha = \frac{P_{u(s)}}{b_c \times h_c \times f'_c} = 0.19 \approx 0.20$$

$$\beta = 0.15$$

$$Mr(s) = \beta \times b_c \times h_c^2 \times f'_c = 50.40\text{Tm}$$



○ 20Ø18mm
 3Estr. Ø10mm c/0.15

Columna Inferior

$b_c = 60\text{cm}$
 $h_c = 60\text{cm}$
 $d_c = 56\text{cm}$
 $A_{s(i)} = 20\phi 18\text{mm} = 50.80\text{cm}^2$

$$f'_c = 0.85f'_c = 238 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$P_{u(i)} = 161.25\text{T}$$

$$\frac{d_c}{h_c} = 0.93 \approx 0.95$$

$$\rho = \frac{A_{s(i)}}{b_c \times h_c} = 0.014$$

$$\omega = \rho \frac{f_y}{f'_c} = 0.20$$

$$\alpha = \frac{P_{u(i)}}{b_c \times h_c \times f'_c} = 0.19 \approx 0.20$$

$$\beta = 0.15$$

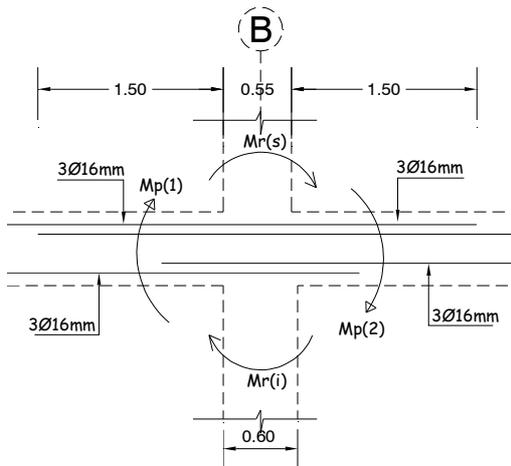
$$Mr(i) = \beta \times b_c \times h_c^2 \times f'_c = 77.11\text{Tm}$$

$$\Sigma M_{(columnas)} = M_{r(s)} + M_{r(i)} = 127.51\text{Tm}$$

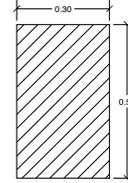
$$\frac{\Sigma(M_{columnas})}{\Sigma(M_{vigas})} \geq 1.2$$

$$\frac{\Sigma(M_{columnas})}{\Sigma(M_{vigas})} = 12.65 \triangleright Ok$$

NUDO #4B



VIGA (0.30x0.50)



Viga :

$$b_v = 30\text{cm}$$

$$h_v = 50\text{cm}$$

$$d_v = 46\text{cm}$$

$$M_{p(1)} = 0.9A_{s(2)}f_y \left[d_v - \frac{a}{2} \right] = 19.35\text{Tm}$$

$$M_{p(2)} = 0.9A_{s(2)}f_y \left[d_v - \frac{a}{2} \right] = 10.08\text{Tm}$$

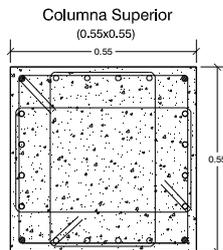
$$A_{s(1)} = 6\phi 16\text{mm} = 12.06\text{cm}^2$$

$$A_{s(2)} = 3\phi 16\text{mm} = 6.03\text{cm}^2$$

$$a = \frac{A_{s(2)}f_y}{0.85f'_c b_v} = 7.09\text{cm}$$

$$a = \frac{A_{s(2)}f_y}{0.85f'_c b_v} = 3.55\text{cm}$$

$$\Sigma Mp = M_{p(1)} + M_{p(2)} = 29.43\text{Tm}$$



● 4Ø18mm
○ 16Ø16mm
3Estr. Ø10mm c/0.15

Columna Superior

$$b_c = 55\text{cm}$$

$$h_c = 55\text{cm}$$

$$d_c = 51\text{cm}$$

$$A_{s(s)} = 4\phi 18\text{mm} + 16\phi 16\text{mm} = 42.32\text{cm}^2$$

$$f'_c = 0.85f'_c = 238 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$P_{u(s)} = 182.96\text{T}$$

$$\frac{d_c}{h_c} = 0.93 \approx 0.95$$

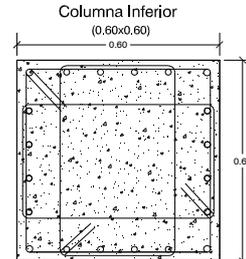
$$\rho = \frac{A_{s(s)}}{b_c \times h_c} = 0.014$$

$$\omega = \rho \frac{f_y}{f'_c} = 0.20$$

$$\alpha = \frac{P_{u(s)}}{b_c \times h_c \times f'_c} = 0.21$$

$$\beta = 0.148$$

$$Mr(s) = \beta \times b_c \times h_c^2 \times f'_c = 69.68\text{Tm}$$



○ 20Ø18mm
3Estr. Ø10mm c/0.15

Columna Inferior

$$b_c = 60\text{cm}$$

$$h_c = 60\text{cm}$$

$$d_c = 56\text{cm}$$

$$A_{s(i)} = 20\phi 18\text{mm} = 50.80\text{cm}^2$$

$$f'_c = 0.85f'_c = 238 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$P_{u(i)} = 275.05\text{T}$$

$$\frac{d_c}{h_c} = 0.93 \approx 0.95$$

$$\rho = \frac{A_{s(i)}}{b_c \times h_c} = 0.014$$

$$\omega = \rho \frac{f_y}{f'_c} = 0.20$$

$$\alpha = \frac{P_{u(i)}}{b_c \times h_c \times f'_c} = 0.27$$

$$\beta = 0.17$$

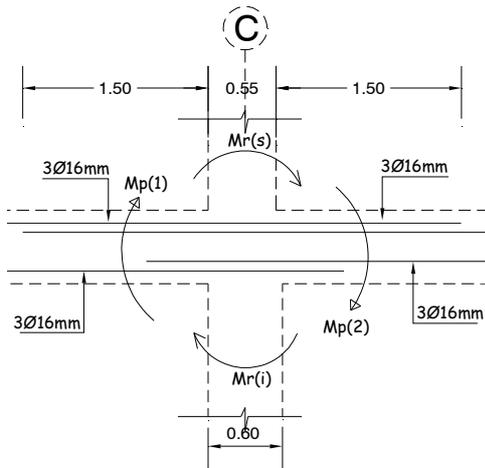
$$Mr(i) = \beta \times b_c \times h_c^2 \times f'_c = 103.9\text{Tm}$$

$$\Sigma M_{(columnas)} = M_{r(s)} + M_{r(i)} = 173.6\text{Tm}$$

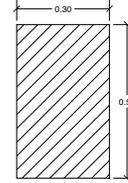
$$\frac{\Sigma(M_{columnas})}{\Sigma(M_{vigas})} \geq 1.2$$

$$\frac{\Sigma(M_{columnas})}{\Sigma(M_{vigas})} = 5.9 \triangleright Ok$$

NUDO #4C



VIGA (0.30x0.50)



Viga :

$$b_v = 30\text{cm}$$

$$h_v = 50\text{cm}$$

$$d_v = 46\text{cm}$$

$$M_{p(1)} = 0.9A_{s(2)}f_y \left[d_v - \frac{a}{2} \right] = 19.35\text{Tm}$$

$$M_{p(2)} = 0.9A_{s(2)}f_y \left[d_v - \frac{a}{2} \right] = 10.08\text{Tm}$$

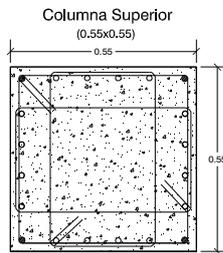
$$A_{s(1)} = 6\phi 16\text{mm} = 12.06\text{cm}^2$$

$$A_{s(2)} = 3\phi 16\text{mm} = 6.03\text{cm}^2$$

$$a = \frac{A_{s(2)}f_y}{0.85f'_c b_v} = 7.09\text{cm}$$

$$a = \frac{A_{s(2)}f_y}{0.85f'_c b_v} = 3.55\text{cm}$$

$$\Sigma Mp = M_{p(1)} + M_{p(2)} = 29.43\text{Tm}$$



● 4Ø18mm
○ 16Ø16mm
3Estr. Ø10mm c/0.15

Columna Superior

$$b_c = 55\text{cm}$$

$$h_c = 55\text{cm}$$

$$d_c = 51\text{cm}$$

$$A_{s(s)} = 4\phi 18\text{mm} + 16\phi 16\text{mm} = 42.32\text{cm}^2$$

$$f'_c = 0.85f'_c = 238 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$P_{u(s)} = 182.96\text{T}$$

$$\frac{d_c}{h_c} = 0.93 \approx 0.95$$

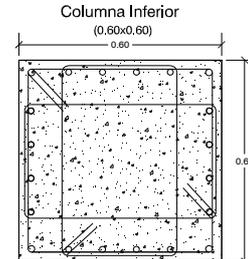
$$\rho = \frac{A_{s(s)}}{b_c \times h_c} = 0.014$$

$$\omega = \rho \frac{f_y}{f'_c} = 0.20$$

$$\alpha = \frac{P_{u(s)}}{b_c \times h_c \times f'_c} = 0.21$$

$$\beta = 0.148$$

$$Mr(s) = \beta \times b_c \times h_c^2 \times f'_c = 69.68\text{Tm}$$



○ 20Ø18mm
3Estr. Ø10mm c/0.15

Columna Inferior

$$b_c = 60\text{cm}$$

$$h_c = 60\text{cm}$$

$$d_c = 56\text{cm}$$

$$A_{s(i)} = 20\phi 18\text{mm} = 50.80\text{cm}^2$$

$$f'_c = 0.85f'_c = 238 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$P_{u(i)} = 275.05\text{T}$$

$$\frac{d_c}{h_c} = 0.93 \approx 0.95$$

$$\rho = \frac{A_{s(i)}}{b_c \times h_c} = 0.014$$

$$\omega = \rho \frac{f_y}{f'_c} = 0.20$$

$$\alpha = \frac{P_{u(i)}}{b_c \times h_c \times f'_c} = 0.27$$

$$\beta = 0.17$$

$$Mr(i) = \beta \times b_c \times h_c^2 \times f'_c = 103.9\text{Tm}$$

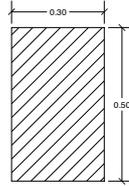
$$\Sigma M_{(columnas)} = M_{r(s)} + M_{r(i)} = 173.6\text{Tm}$$

$$\frac{\Sigma(M_{columnas})}{\Sigma(M_{vigas})} \geq 1.2$$

$$\frac{\Sigma(M_{columnas})}{\Sigma(M_{vigas})} = 5.9 \triangleright Ok$$

NUDO #4D

VIGA (0.30x0.50)



Viga :

$$b_v = 30\text{cm}$$

$$h_v = 50\text{cm}$$

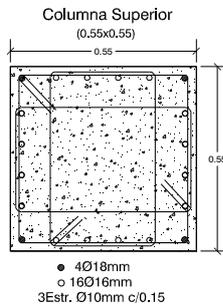
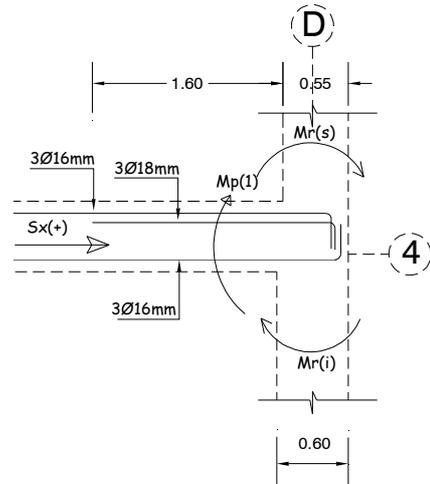
$$d_v = 46\text{cm}$$

$$M_{p(i)} = 0.9A_{s(1)}f_y \left[d_v - \frac{a}{2} \right] = 24.03\text{Tm}$$

$$A_{s(2)} = 3\phi 18\text{mm} + 3\phi 16\text{mm} = 15.32\text{cm}^2$$

$$a = \frac{A_{s(2)}f_y}{0.85f'_c b_v} = 9.00\text{cm}$$

$$\Sigma Mp = M_{p(1)} = 24.03\text{Tm}$$



Columna Superior

$$b_c = 55\text{cm}$$

$$h_c = 55\text{cm}$$

$$d_c = 51\text{cm}$$

$$A_{s(s)} = 4\phi 18\text{mm} + 16\phi 16\text{mm} = 42.32\text{cm}^2$$

$$f'_c = 0.85f'_c = 238 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$P_{u(s)} = 134.51\text{T}$$

$$\frac{d_c}{h_c} = 0.93 \approx 0.95$$

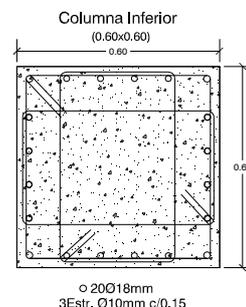
$$\rho = \frac{A_{s(s)}}{b_c \times h_c} = 0.014$$

$$\omega = \rho \frac{f_y}{f'_c} = 0.20$$

$$\alpha = \frac{P_{u(s)}}{b_c \times h_c \times f'_c} = 0.19 \approx 0.20$$

$$\beta = 0.15$$

$$Mr(s) = \beta \times b_c \times h_c^2 \times f'_c = 50.40\text{Tm}$$



Columna Inferior

$$b_c = 60\text{cm}$$

$$h_c = 60\text{cm}$$

$$d_c = 56\text{cm}$$

$$A_{s(i)} = 20\phi 18\text{mm} = 50.80\text{cm}^2$$

$$f'_c = 0.85f'_c = 238 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$P_{u(i)} = 161.25\text{T}$$

$$\frac{d_c}{h_c} = 0.93 \approx 0.95$$

$$\rho = \frac{A_{s(i)}}{b_c \times h_c} = 0.014$$

$$\omega = \rho \frac{f_y}{f'_c} = 0.20$$

$$\alpha = \frac{P_{u(i)}}{b_c \times h_c \times f'_c} = 0.19 \approx 0.20$$

$$\beta = 0.15$$

$$Mr(i) = \beta \times b_c \times h_c^2 \times f'_c = 77.11\text{Tm}$$

$$\Sigma M_{(columnas)} = M_{r(s)} + M_{r(i)} = 127.51\text{Tm}$$

$$\frac{\Sigma(M_{columnas})}{\Sigma(M_{vigas})} \geq 1.2$$

$$\frac{\Sigma(M_{columnas})}{\Sigma(M_{vigas})} = 6.36 > Ok$$

CAPITULO II

REFUERZOS TRANSVERSAL EN COLUMNAS DE HORMIGON ARMADO

2.1 Refuerzo transversal, conforme al capítulo 21 de código ACI-08

Debe proporcionarse refuerzo transversal en las cantidades que se especifican de (a) hasta (e), a menos que se exija mayor cantidad:

a- La cuantía volumétrica de refuerzo en espiral o de estribos cerrados de confinamiento circulares, ρ_s , no debe ser menor que la requerida por la ecuación

$$\rho_s = 0.12 \frac{f'_c}{f_{yt}}$$

b.- El área total de la sección transversal del refuerzo de estribos cerrados de confinamiento rectangulares, A_{sh} , no debe ser menor que la requerida por las ecuaciones siguientes

$$A_{v_{min}} = 0.30 \left[\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right] \frac{f'_c}{f_{y_{est}}} \times d_{est} \times s_x$$

$$A_{v_{min}} = 0.09 \frac{f'_c}{f_{y_{est}}} \times d_{est} \times s$$

c.- El refuerzo transversal debe disponerse mediante estribos cerrados de confinamiento sencillo o múltiple. Se pueden usar ganchos suplementarios del mismo diámetro de barra y con el mismo espaciamiento que los estribos cerrados de confinamiento. Cada extremo del gancho suplementario debe enlazar una barra perimetral del refuerzo longitudinal. Los extremos de los ganchos suplementarios consecutivos deben alternarse a lo largo del refuerzo longitudinal.

d.- Cuando la resistencia de diseño del núcleo del elemento satisface los requisitos de las combinaciones de carga de diseño, incluyendo el efecto sísmico **E**, no es necesario satisfacer las ecuaciones anteriores.

e.- Si el espesor de concreto fuera del refuerzo transversal de confinamiento excede 100 mm, debe colocarse refuerzo transversal adicional con un espaciamiento no superior a 300 mm. El recubrimiento de concreto sobre el refuerzo adicional no debe exceder de 100 mm.

La separación del refuerzo transversal no debe exceder la menor de (a), (b), y (c)

(a) la cuarta parte de la dimensión mínima del elemento,

(b) seis veces el diámetro del refuerzo longitudinal, y

(c) **s_o**, según lo definido en la ecuación siguiente:

$$s_o = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3} \right)$$

El valor de **s_o** no debe ser mayor a 150 mm ni se necesita tomarlo menor a 100 mm

El espaciamiento horizontal de los ganchos suplementarios o las ramas de los estribos cerrados de confinamiento múltiples, **h_x**, no debe exceder 350 mm medido centro a centro.

El refuerzo transversal debe suministrarse en una longitud **l_o** medida desde cada cara del nudo y a ambos lados de cualquier sección donde pueda ocurrir fluencia por flexión como resultado de desplazamientos laterales inelásticos del pórtico. La longitud **l_o** no debe ser menor que la mayor de (a), (b) y (c):

(a) la altura del elemento en la cara del nudo o en la sección donde puede ocurrir fluencia por flexión,

(b) un sexto de la luz libre del elemento, y

(c) 450 mm.

Las columnas que soportan reacciones de elementos rígidos discontinuos, como muros, deben estar provistas de refuerzo transversal especificado en este capítulo, en su altura total debajo del nivel en el cual ocurre la discontinuidad, cuando la fuerza mayorada de compresión axial en estos elementos, relacionada con el efecto sísmico, excede $A_g \rho_c f_c / 10$. El refuerzo transversal, debe extenderse por lo menos la longitud de desarrollo en tracción, l_d , dentro del elemento discontinuo, donde l_d se determina como la longitud de desarrollo utilizando el refuerzo longitudinal de mayor diámetro de la columna. Si el extremo inferior de la columna termina en un muro, el refuerzo transversal, tal como se especifica en este capítulo debe extenderse dentro del muro por lo menos l_d de la mayor barra longitudinal de la columna en el punto en que termina. Si la columna termina en una zapata o una losa de cimentación, el refuerzo transversal, debe extenderse por lo menos 300 mm en la zapata o losa de cimentación.

Cuando no se proporciona refuerzo transversal a lo largo de toda la longitud de la columna, el resto de la longitud de la columna debe contener refuerzo en forma de espiral o de estribo cerrado de confinamiento con un espaciamiento, s , medido de centro a centro que no exceda al menor de seis veces el diámetro de las barras longitudinales de la columna o 150 mm.

Los requisitos aquí mencionados tienen relación con el confinamiento del concreto y el suministro de soporte lateral al refuerzo longitudinal.

Está bien establecido el efecto en la resistencia y la ductilidad de las columnas producido por el refuerzo helicoidal (espiral) y por el refuerzo compuesto por estribos cerrados de confinamiento rectangular debidamente configurado.

Aunque existen procedimientos analíticos para el cálculo de la capacidad resistente y de la ductilidad de las columnas sometidas a inversiones de cargas axiales y momento la carga axial y las demandas de deformación requeridas durante cargas sísmicas no se conocen con la suficiente exactitud como para justificar el cálculo del refuerzo transversal requerido como una función de las demandas sísmicas de diseño. En vez de ello, se requieren las ecuaciones, con el propósito que el descascaramiento del concreto de recubrimiento no resulte en una pérdida de la resistencia a carga axial de la columna. Las ecuaciones mostradas controlan para columnas de gran diámetro y tienen por objeto asegurar una capacidad adecuada de curvatura a flexión en las regiones de fluencia.

La Fig. 2.1 muestra un ejemplo de refuerzo transversal dispuesto como un estribo cerrado de confinamiento y tres ganchos suplementarios. Los ganchos suplementarios con gancho de 90 grados no son tan efectivos como los ganchos suplementarios con ganchos de 135 grados o los estribos cerrados de confinamiento para proporcionar confinamiento.

Los ensayos han demostrado que si los ganchos suplementarios que terminan en ganchos de 90 grados son alternados, el confinamiento será suficiente.

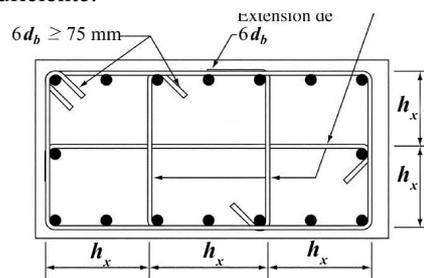


Fig. 2.1

Nota: $h_x \leq 350\text{mm}$ donde h_x es el máximo valor de la separación entre ramas de estribo cerrado de confinamiento y ganchos suplementarios en todas las caras de la columna.

En este capítulo se presentan requisitos interrelacionados acerca de la configuración de estribos cerrados de confinamiento rectangulares. El requisito de un espaciamiento que no exceda de un cuarto del tamaño mínimo del elemento tiene por objeto obtener un confinamiento adecuado para el concreto. El requisito de un espaciamiento que no exceda de seis diámetros de barra tiene por objeto restringir el pandeo del refuerzo longitudinal después del descascaramiento. El espaciamiento de 100 mm es para confinamiento del concreto;

permite relajar este límite a un máximo de 150 mm si el espaciamiento de los ganchos suplementarios o las ramas de los estribos cerrados de confinamiento múltiples se limitan a 200 mm.

El recubrimiento no reforzado puede descascararse cuando la columna se deforma al resistir los efectos sísmicos. La separación del núcleo de sectores del recubrimiento causada por un descascamiento local crea un riesgo de caídas de material. Se requiere de refuerzo adicional para reducir el riesgo de que partes del recubrimiento caigan desde la columna.

A demás establece una longitud mínima en la cual se debe proporcionar refuerzo transversal con un menor espaciamiento en los extremos de los elementos, en donde generalmente se produce la fluencia por flexión.

Los resultados de las investigaciones indican que la longitud debe aumentarse en un 50% o más en sitios tales como la base de la edificación, en donde las cargas axiales y las demandas de flexión pueden ser especialmente elevadas.

Las columnas que soportan elementos rígidos discontinuos, como muros o cerchas, pueden desarrollar una respuesta inelástica considerable. Por lo tanto, se requiere que estas columnas tengan refuerzo transversal especial en toda su longitud. Esto cubre a todas las columnas bajo el nivel en el cual el elemento rígido ha sido discontinuado, a menos que las fuerzas mayoradas correspondientes a los efectos sísmicos sean bajas.

Observaciones de campo han mostrado un daño significativo de columnas en la zona no confinada cercana a la media altura. Los requisitos tienen por objeto asegurar una tenacidad de la columna relativamente uniforme en toda su longitud.

Las disposiciones aquí expuestas proporcionan una protección y ductilidad razonable en la zona de media altura de las columnas, entre el refuerzo transversal. Observaciones después de sismos han mostrado daños significativos en las columnas en la región no confinada, y se requiere un mínimo de estribos o espirales para proveer una tenacidad más uniforme a la columna a lo largo de su longitud

2.2. Calculo del acero mínimo de estribos en columnas de hormigón armado

En el capítulo anterior a lo largo de la viga del eje 4 se establecieron columnas previamente diseñadas en su acero longitudinal y transversa tanto para las columnas superiores e inferiores, a continuación comprobaremos que el acero transversal ya diseñado esta de acuerdo a los requerimientos del código ACI318-08.

Especificaciones:

Las **columnas superiores** a todo lo largo de la viga son de base (bc) 55cm, de altura (hc) 55cm y recubrimiento (r) 4cm, con su armado longitudinal (ver figura 2)

Las **columnas inferiores** a todo lo largo de la viga son de base (bc) 60cm, de altura (hc) 60cm y recubrimiento (r) 4cm, con su armado longitudinal (ver figura 2)

Para el diseño de los estribos utilizaremos $\phi 10\text{mm}$ cuyo resistencia a la tensión $f_{y\text{estr}} = 4200\text{kg/cm}^2$

Nomenclatura:

- h_c = altura de columna
- b_c = base de la columna
- r = recubrimiento
- A_s = Acero de refuerzo en la columna
- $f_{y\text{estr}}$ = esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo
- f'_c = esfuerzo a la compresión simple del hormigón
- $A_{v\text{min}}$ = área de acero requerida mínima de estribo
- A_g = área gruesa de la sección
- A_{ch} = área gruesa encerrada por los estribos
- d_{estr} = peralte libre considerado al estribo
- S_x = separación de barras longitudinales en la sección gruesa

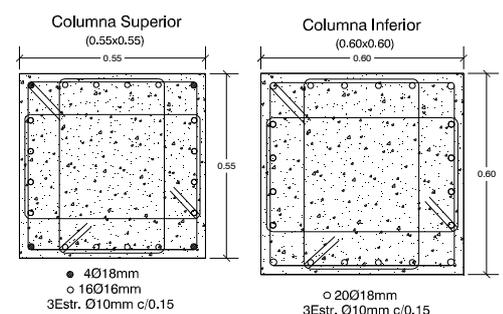


Fig.2 secciones transversal de las columnas

2.2.1 Comprobación del acero mínimo transversal (estribo), en columna superior

Datos generales:

$$h_c = 55 \text{ cm}$$

$$b_c = 55 \text{ cm}$$

$$r = 4 \text{ cm}$$

$$A_s = 4\phi 18\text{mm} + 16\phi 16\text{mm}$$

$$f'_c = 280\text{kg/cm}^2$$

$$f_{y_{\text{estr}}} = 4200\text{kg/cm}^2$$

El área de acero mínima para estribos es la menor de estas ecuaciones:

Datos:

$$A_g = b_c \times h_c = 3025\text{cm}^2$$

$$A_{ch} = (h_c - 2r)(b_c - 2r) = 2209\text{cm}^2$$

$$d_{\text{estr}} = h_c - r - \varphi_{\text{estribo}} - \frac{\varphi_{\text{refuerzo}}}{2} = 49.10\text{cm}$$

$$S_x = 7.04\text{cm}$$

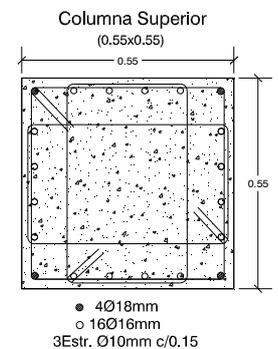
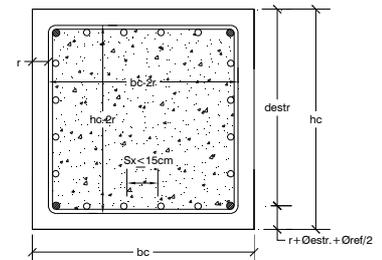
$$A_{v_{\text{min}}} = 0.30 \left[\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right] \frac{f'_c}{f_{y_{\text{estr}}}} \times d_{\text{estr}} \times S_x = 2.55\text{cm}^2$$

$$A_{v_{\text{min}}} = 0.09 \frac{f'_c}{f_{y_{\text{estr}}}} \times d_{\text{estr}} \times S_x = 2.07\text{cm}^2$$

$A_{v_{\text{min}}} = 2.55\text{cm}^2$ siendo este el valor mínimo para estribos, el cual lo dividiremos para 4, ya que en el gráfico adjunto estamos estableciendo 4 ramales de estribos en ambas direcciones lo cual nos da un área de estribo por ramal de 0.64cm^2

Ya que estamos utilizando estribos $\phi 10\text{mm}$ y su área de acero es 0.785cm^2 y es mayor que 0.64cm^2 pasamos el valor necesitado.

Con esto comprobamos que las columnas superiores del capítulo I están completamente diseñados con los requerimientos mínimos planteados por el ACI318-08.



2.2.2 Comprobación del acero mínimo transversal (estribo), en columna inferior

Datos generales:

$$h_c = 60 \text{ cm}$$

$$b_c = 60 \text{ cm}$$

$$r = 4 \text{ cm}$$

$$A_s = 20\phi 18\text{mm}$$

$$f'_c = 280\text{kg/cm}^2$$

$$f_{y_{\text{estr}}} = 4200\text{kg/cm}^2$$

El área de acero mínima para estribos es la menor de estas ecuaciones:

Datos:

$$A_g = b_c \times h_c = 3600\text{cm}^2$$

$$A_{ch} = (h_c - 2r)(b_c - 2r) = 2704\text{cm}^2$$

$$d_{\text{estr}} = h_c - r - \varphi_{\text{estribo}} - \frac{\varphi_{\text{refuerzo}}}{2} = 54.10\text{cm}$$

$$S_x = 7.84\text{cm}$$

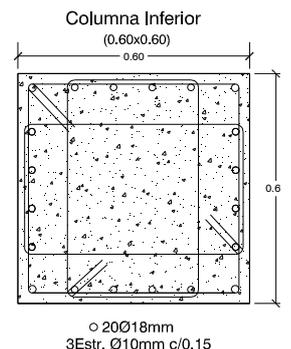
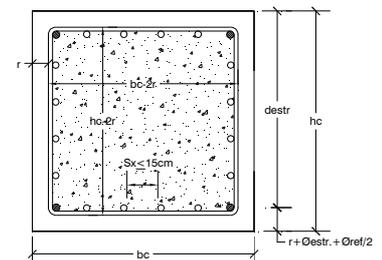
$$A_{v_{\text{min}}} = 0.30 \left[\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right] \frac{f'_c}{f_{y_{\text{estr}}}} \times d_{\text{estr}} \times S_x = 2.81\text{cm}^2$$

$$A_{v_{\text{min}}} = 0.09 \frac{f'_c}{f_{y_{\text{estr}}}} \times d_{\text{estr}} \times S_x = 2.54\text{cm}^2$$

$A_{v_{\text{min}}} = 2.81\text{cm}^2$ siendo este el valor mínimo para estribos, el cual lo dividiremos para 4, ya que en el gráfico adjunto estamos estableciendo 4 ramales de estribos en ambas direcciones lo cual nos da un área de estribo por ramal de 0.70cm^2

Ya que estamos utilizando estribos $\phi 10\text{mm}$ y su área de acero es 0.785cm^2 y es mayor que 0.70cm^2 pasamos el valor necesitado.

Con esto comprobamos que las columnas inferiores del capítulo I están completamente diseñados con los requerimientos mínimos planteados por el ACI318-08.



CAPITULO III

VIGAS DEBILES EN FLEXIÓN Y FUERTE EN CORTANTE

3.1 Diseño de refuerzos por cortante en vigas, conforme al capítulo 21 de código ACI-08

La fuerza cortante de diseño, V_e , se debe determinar a partir de las fuerzas estáticas en la parte del elemento comprendida entre las caras del nudo. Se debe suponer que en las caras de los nudos localizados en los extremos del elemento actúan momentos de signo opuesto correspondientes a la resistencia probable, M_{pr} , y que el elemento está además cargado con cargas aferentes gravitacionales mayoradas a lo largo de la luz.

En la determinación de las fuerzas laterales equivalentes que representan los efectos del sismo para los tipos de pórtico considerados, se supone que los elementos del pórtico disiparán energía en el rango no lineal de respuesta. A menos que un elemento de pórtico tenga una resistencia del orden de 3 a 4 veces las fuerzas de diseño, debe suponerse que llegará a la fluencia en el caso de un sismo grande. La fuerza cortante de diseño debe ser una buena aproximación del cortante máximo que se puede desarrollar en el elemento. Por lo tanto, la resistencia al cortante requerida en elementos de pórtico está relacionada con la resistencia a flexión de dicho elemento más que con las fuerzas cortantes mayoradas obtenidas del análisis de cargas laterales. Las condiciones descritas en el párrafo anterior y que se ilustran en la Fig.1. Debido a que la resistencia de fluencia real del refuerzo longitudinal puede exceder la resistencia de fluencia especificada y debido a que es probable que ocurra endurecimiento por deformación del refuerzo en un nudo sometido a grandes rotaciones, la resistencia al cortante requerida se determina usando una resistencia de al menos $1.25 f_y$ y para el refuerzo longitudinal.

Estudios experimentales de elementos de concreto reforzado sometidos a cargas cíclicas han demostrado que se requiere más refuerzo de cortante para asegurar la falla por flexión en un elemento sometido a desplazamientos no lineales alternantes que si el elemento es cargado en una dirección solamente; siendo el incremento de refuerzo de cortante necesario mayor cuando no exista carga axial. Esta observación está reflejada en el reglamento (véase Cáp. 21-08) por la eliminación del término que representa la contribución del concreto a la resistencia al cortante. La seguridad adicional respecto al cortante se considera necesaria en lugares donde potencialmente se puedan producir rótulas de flexión. Sin embargo, esta estrategia, elegida por su simplicidad relativa, no se debe interpretar como que no se requiere el concreto para resistir el cortante. Por el contrario, se puede argumentar que el núcleo del concreto resiste todo el cortante, con el refuerzo de cortante (transversal) confinando y aumentando la resistencia del concreto. El núcleo confinado de concreto juega un papel importante en el comportamiento de la viga y no se debe minimizar sólo porque la expresión de diseño no reconoce esto de manera explícita.

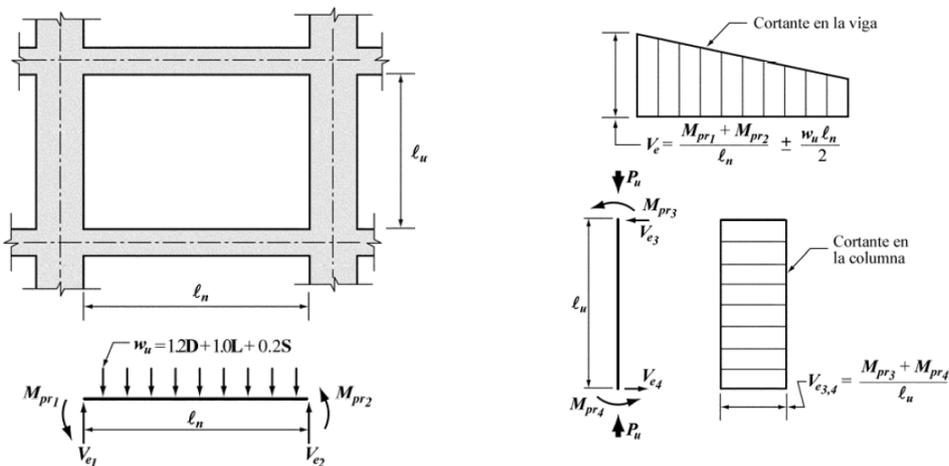


Fig.1 Fuerzas cortantes de diseño en vigas principales y columnas

Notas de la Fig. 3.1

- La dirección de la fuerza cortante V_e depende de las magnitudes relativas de las cargas gravitacionales y el cortante generado por los momentos en los extremos.

- Los momentos en los extremos M_{pr} están basados en una resistencia de tracción en el acero de $1.25f_y$, donde f_y es la resistencia a la fluencia especificada. (Ambos momentos en los extremos deben ser considerados en las dos direcciones, en el sentido de las manecillas del reloj y a la inversa).

El momento en el extremo M_{pr} para columnas no necesita ser mayor que los momentos generados por M_{pr} en las vigas que llegan al nudo viga-columna. V_e no puede ser menor que el requerido por el análisis de la estructura.

3.2 Diseñar el acero por esfuerzo cortante de la siguiente viga, localizada el Eje #4 en la losa de 5to. Piso alto (N+18.00 m), del proyecto de Tesis, materia Análisis estructural. Cuyas dimensiones están en la figura 4, la viga fue diseñada en su acero longitudinal considerando el investimiento de las fuerzas sísmicas, esta soportara cargas gravitacionales por metro lineal de:

Carga viva
Por Carga por peso propio

DL = 0.60 t/m.
D = 2.01 t/m.

Propiedades de los materiales:

$$f'_c = 280 \frac{kg}{cm^2}$$

$$E_c = 15100\sqrt{f'_c} = 252,671.32 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f_y = 4200 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f_{ye} = 4200 \frac{kg}{cm^2}$$

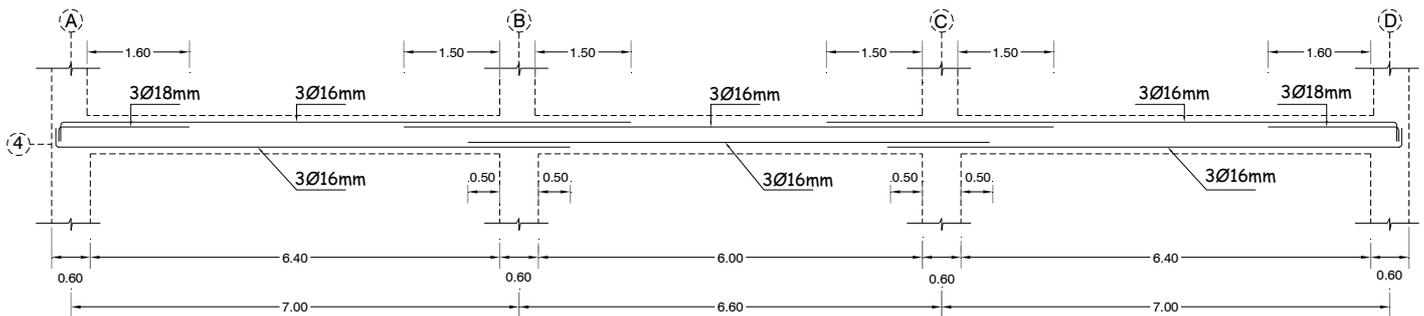


Fig.4 Detalles de los aceros de refuerzos en la viga del eje 4

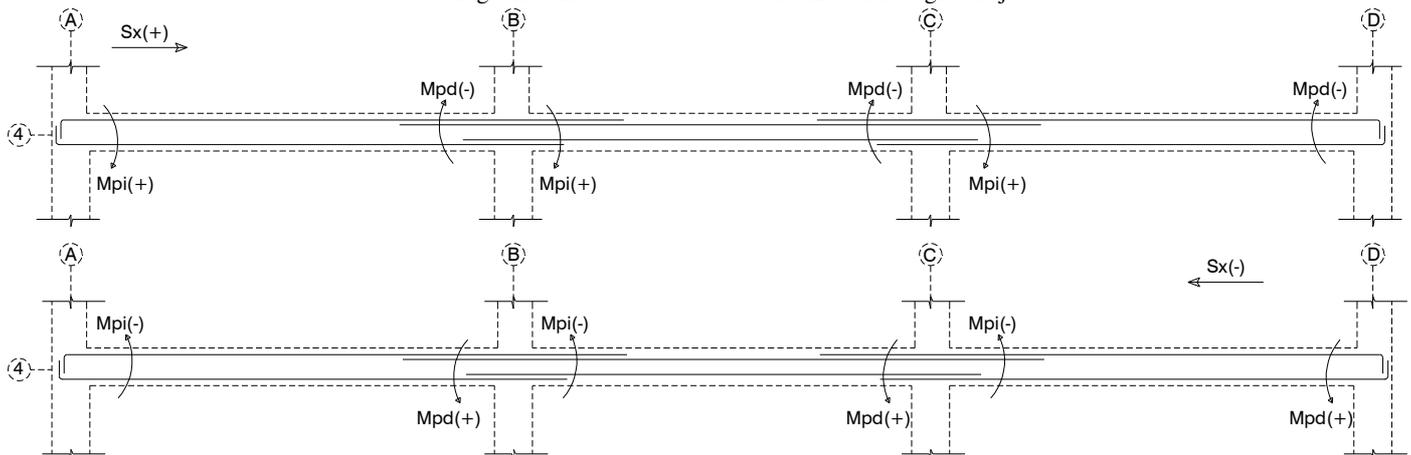


Fig.5 Momentos en los extremos de las viga(Mpi(+/-),Mpd(+/-)), el sentido de los momentos esta en función de la dirección del sismo, el sentido de la flecha en el grafico indica el acero de refuerzo longitudinal a analizar.

Nomenclatura:

Mpi(+/-) = Momento probable Izquierdo, positivo o negativo en función de la dirección del sismo

Mpd(+/-) = Momento probable Derecho, positivo o negativo en función de la dirección del sismo

As = área de acero en analizar dependiendo del sentido del momento

Φb = Coeficiente del acero de refuerzo = 1

a = Altura del bloque de compresión

f'c = esfuerzo del hormigón a compresión

fy = Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo

b = ancho de la viga

h = altura de la viga

d = peralte de la viga

Ln = luz libre de la viga

Vu = esfuerzo cortante ultimo

Vp = esfuerzo cortante probable debido a los momentos probables de la viga

V(D+L)= esfuerzo cortante debido a las cargas gravitacionales o de servicio

Para nuestro análisis tendremos en cuenta el sismo en las dos direcciones Sx (+/-)

Datos generales:

$$h = 50 \text{ cm}$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$d = 45 \text{ cm}$$

$$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Tramo A – B

Sx (+)

$$Mpi(+) = \phi_b A_s \times 1.25 f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 1'354,466.14 \text{ kg} - \text{cm} = 13.54 \text{ Tm}$$

$$Mpd(-) = \phi_b A_s \times 1.25 f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 2'568,372.98 \text{ kg} - \text{cm} = 25.68 \text{ Tm}$$

$$A_s = 3\phi 16 = 6.03 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6\phi 16 = 12.06 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{\phi_b A_s \times 1.25 f_y}{0.85 \times f'c \times b} = 4.43$$

$$a = \frac{\phi_b A_s \times 1.25 f_y}{0.85 \times f'c \times b} = 8.87$$

$$Vp = \frac{Mpi + Mpd}{Ln} = 6.13 \text{ Ton}$$

Sx(-)

$$Mpi(-) = \phi_b A_s \times 1.25 f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 2'865,182.68 \text{ kg} - \text{cm} = 28.65 \text{ Tm}$$

$$Mpd(+) = \phi_b A_s \times 1.25 f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 1'3354,466.14 \text{ kg} - \text{cm} = 13.54 \text{ Tm}$$

$$A_s = 3\phi 16 + 3\phi 18 = 13.65 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3\phi 16 = 6.03 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{\phi_b A_s \times 1.25 f_y}{0.85 \times f'c \times b} = 10.04$$

$$a = \frac{\phi_b A_s \times 1.25 f_y}{0.85 \times f'c \times b} = 4.43$$

$$Vp = \frac{Mpi + Mpd}{Ln} = 6.61 \text{ Ton}$$

Calculo del Cortante Último Vu

$$Wu = 1.2D + L = 3.012 \frac{T}{m}$$

$$V_{(D+L)} = \frac{Wu \times Ln}{2} = 9.64 \text{ Ton}$$

$$Vu = Vp_{max} + V_{(D+L)} = 16.24 \text{ Ton}$$

Calculo de los estribos trabajando a Cortante

Condición: si $Vp_{max} \geq 0.5Vu$ $\Phi Vc = 0$

$$Vp_{max} = 6.61 \text{ Ton}$$

$$0.5Vu = 8.12 \text{ Ton}$$

por lo tanto $\Phi Vc \neq 0$

$$\frac{Av}{S} = \frac{Vu - \Phi Vc}{\phi_c f_y d} \quad \text{Donde } \Phi c = 0.60 \quad \phi Vc = 0.75 \times 0.53 \sqrt{f'c} \times bd = 8.98 \text{ Ton}$$

$$\frac{Av}{S} = 0.064$$

Av = área de los 2 ramales del estribos trabajando a cortante que es igual a 2Ae

Ae = área del estribo a utilizar

S = separación que se encuentran los estribos

Resultados:

Si utilizamos $\phi 8 \text{ mm}$ tendremos que el área Av = 1.00 cm² y su separación es 15.7 cm

Si utilizamos $\phi 10 \text{ mm}$ tendremos que el área Av = 1.57 cm² y su separación es 24.5 cm

Para esta viga del tramo A-B, optaremos por escoger Estr. $\phi 8 \text{ mm}$ c/15 cm en los extremos a Ln/4 y en el centro $\phi 8 \text{ mm}$ c/20 cm, el detallamiento se encuentra en la parte final de este capítulo en el plano de detallamiento de los estribos

Tramo B – C

Sx (+)

$$M_{pi}(+) = \phi_b A_s \times 1.25 f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 1'354,466.14 \text{kg} - \text{cm} = 13.54 \text{Tm} \quad M_{pd}(-) = \phi_b A_s \times 1.25 f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 2'568,372.98 \text{kg} - \text{cm} = 25.68 \text{Tm}$$

$$A_s = 3\phi 16 = 6.03 \text{cm}^2$$

$$A_s = 6\phi 16 = 12.06 \text{cm}^2$$

$$a = \frac{\phi_b A_s \times 1.25 f_y}{0.85 \times f'_c \times b} = 4.43$$

$$a = \frac{\phi_b A_s \times 1.25 f_y}{0.85 \times f'_c \times b} = 8.87$$

$$V_p = \frac{M_{pi} + M_{pd}}{L_n} = 6.54 \text{Ton}$$

Sx (-)

$$M_{pi}(-) = \phi_b A_s \times 1.25 f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 2'658,372.98 \text{kg} - \text{cm} = 25.68 \text{Tm} \quad M_{pd}(+) = \phi_b A_s \times 1.25 f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 1'354,466.14 \text{kg} - \text{cm} = 13.54 \text{Tm}$$

$$A_s = 6\phi 16 = 12.06 \text{cm}^2$$

$$A_s = 3\phi 16 = 6.03 \text{cm}^2$$

$$a = \frac{\phi_b A_s \times 1.25 f_y}{0.85 \times f'_c \times b} = 8.87$$

$$a = \frac{\phi_b A_s \times 1.25 f_y}{0.85 \times f'_c \times b} = 4.43$$

$$V_p = \frac{M_{pi} + M_{pd}}{L_n} = 6.54 \text{Ton}$$

Calculo del Cortante Último Vu

$$W_u = 1.2D + L = 3.012 \frac{\text{T}}{\text{m}} \quad V_{(D+L)} = \frac{W_u \times L_n}{2} = 9.04 \text{Ton}$$

$$V_u = V_{p_{\max}} + V_{(D+L)} = 15.58 \text{Ton}$$

Calculo de los estribos trabajando a Cortante

Condición: si $V_{p_{\max}} \geq 0.5V_u$ $\Phi V_c = 0$

$$V_{p_{\max}} = 6.54 \text{Ton} \quad 0.5V_u = 7.79 \text{Ton} \quad \text{por lo tanto } \Phi V_c \neq 0$$

$$\frac{A_v}{S} = \frac{V_u - \Phi V_c}{\phi_c f_y d} \quad \text{Donde } \Phi c = 0.60 \quad \phi V_c = 0.75 \times 0.53 \sqrt{f'_c} \times b d = 8.98 \text{Ton}$$

$$\frac{A_v}{S} = 0.0537$$

A_v = área de los 2 ramales del estribos trabajando a cortante que es igual a $2A_e$

A_e = área del estribo a utilizar

S = separación que se encuentran los estribos

Resultados:

Si utilizamos $\phi 8 \text{mm}$ tendremos que el área $A_v = 1.00 \text{cm}^2$ y su separación es 18.62cm

Si utilizamos $\phi 10 \text{mm}$ tendremos que el área $A_v = 1.57 \text{cm}^2$ y su separación es 29.2cm

Para esta viga del tramo B-C, optaremos por escoger Estr. **$\phi 8 \text{mm c}/15 \text{cm}$** en los extremos a $L_n/4$ y en el centro **$\phi 8 \text{mm c}/20 \text{cm}$** , el detallamiento se encuentra en la parte final de este capítulo en el plano de detallamiento de los estribos

Tramo C – D

Sx (+)

$$M_{pi}(+) = \phi_b A_s \times 1.25 f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 1'354,466.14 \text{kg} - \text{cm} = 13.54 \text{Tm} \quad M_{pi}(-) = \phi_b A_s \times 1.25 f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 2'865,182.68 \text{kg} - \text{cm} = 28.65 \text{Tm}$$

$$A_s = 3\phi 16 = 6.03 \text{cm}^2$$

$$A_s = 3\phi 16 + 3\phi 18 = 13.65 \text{cm}^2$$

$$a = \frac{\phi_b A_s \times 1.25 f_y}{0.85 \times f'_c \times b} = 4.43$$

$$a = \frac{\phi_b A_s \times 1.25 f_y}{0.85 \times f'_c \times b} = 10.04$$

$$V_p = \frac{M_{pi} + M_{pd}}{L_n} = 6.59 \text{Ton}$$

Sx (-)

$$M_{pi}(-) = \phi_b A_s \times 1.25 f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 2'658,372.98 \text{kg} - \text{cm} = 25.68 \text{Tm} \quad M_{pd}(+) = \phi_b A_s \times 1.25 f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 1'335,466.14 \text{kg} - \text{cm} = 13.54 \text{Tm}$$

$$A_s = 6\phi 16 = 12.06 \text{cm}^2$$

$$A_s = 3\phi 16 = 6.03 \text{cm}^2$$

$$a = \frac{\phi_b A_s \times 1.25 f_y}{0.85 \times f'_c \times b} = 8.87$$

$$a = \frac{\phi_b A_s \times 1.25 f_y}{0.85 \times f'_c \times b} = 4.43$$

$$V_p = \frac{M_{pi} + M_{pd}}{L_n} = 6.13 \text{Ton}$$

Calculo del Cortante Último Vu

$$W_u = 1.2D + L = 3.012 \frac{\text{T}}{\text{m}} \quad V_{(D+L)} = \frac{W_u \times L_n}{2} = 9.64 \text{Ton}$$

$$V_u = V_{p_{\max}} + V_{(D+L)} = 16.24 \text{Ton}$$

Calculo de los estribos trabajando a Cortante

Condición: si $V_{p_{\max}} \geq 0.5V_u$ $\Phi V_c = 0$

$$V_{p_{\max}} = 6.61 \text{Ton} \quad 0.5V_u = 8.12 \text{Ton} \quad \text{por lo tanto } \Phi V_c \neq 0$$

$$\frac{A_v}{S} = \frac{V_u - \Phi V_c}{\phi_c f_y d} \quad \text{Donde } \Phi_c = 0.60 \quad \phi V_c = 0.75 \times 0.53 \sqrt{f'_c} \times b d = 8.98 \text{Ton}$$

$$\frac{A_v}{S} = 0.064$$

A_v = área de los 2 ramales del estribos trabajando a cortante que es igual a $2A_e$

A_e = área del estribo a utilizar

S = separación que se encuentran los estribos

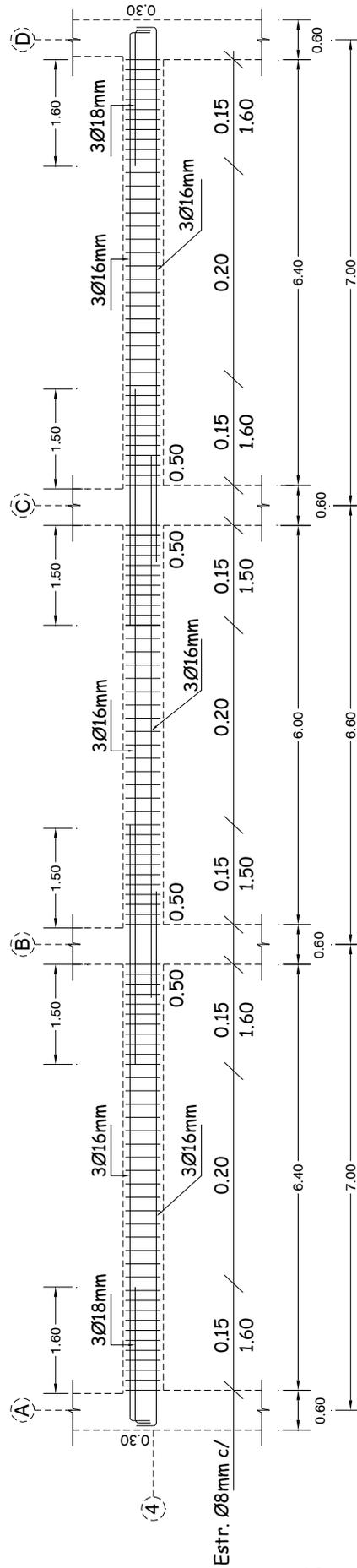
Resultados:

Si utilizamos $\phi 8 \text{mm}$ tendremos que el área $A_v = 1.00 \text{cm}^2$ y su separación es 15.7cm

Si utilizamos $\phi 10 \text{mm}$ tendremos que el área $A_v = 1.57 \text{cm}^2$ y su separación es 24.5cm

Para esta viga del tramo C-D, optaremos por escoger Estr. $\phi 8 \text{mm}$ c/15cm en los extremos a $L_n/4$ y en el centro $\phi 8 \text{mm}$ c/20cm, el detallamiento se encuentra en la parte final de este capítulo en el plano de detallamiento de los estribos

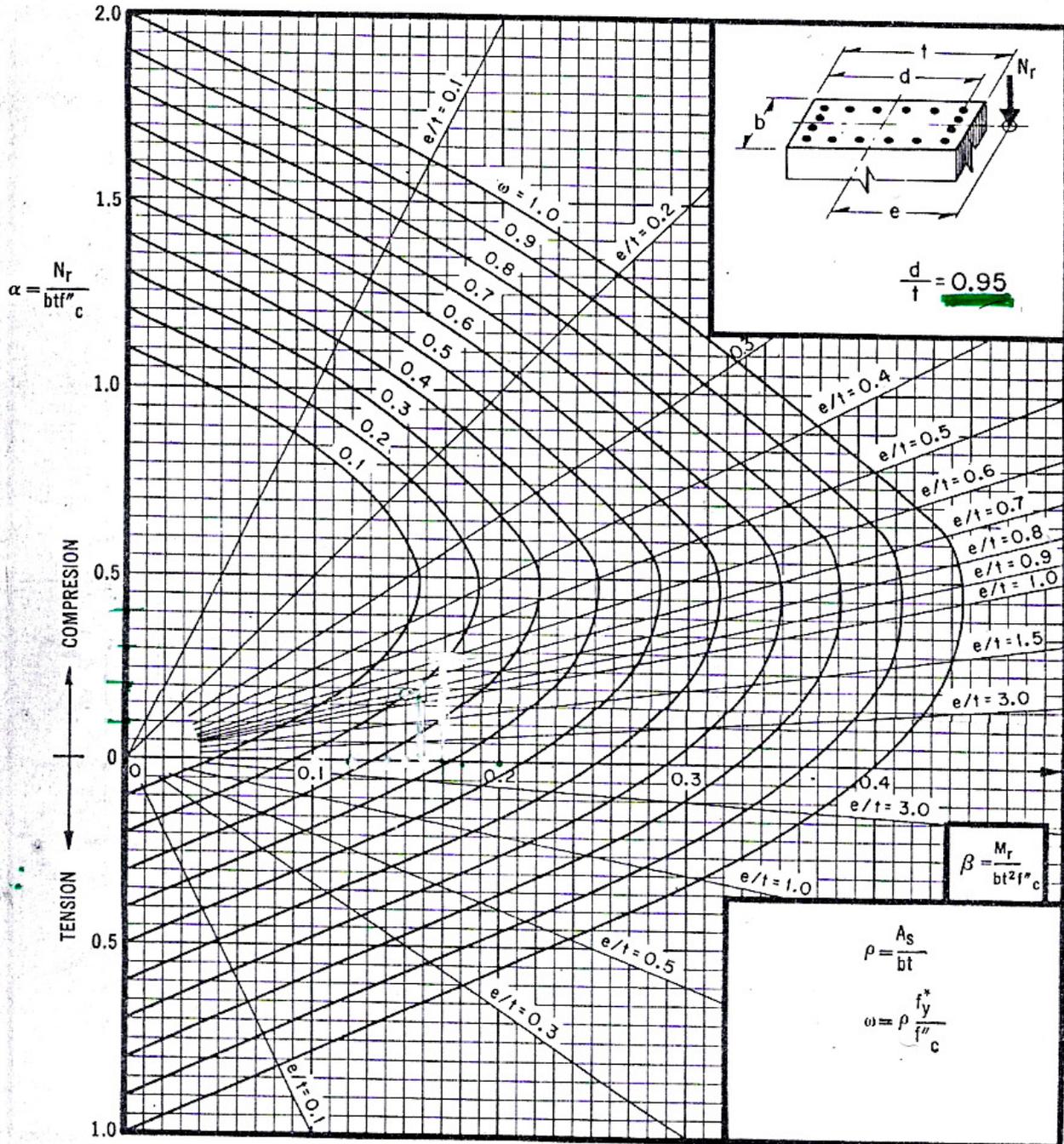
Detalle de los Estribos calculado en este capítulo



Sin importar lo bajo que sea el esfuerzo cortante calculado en un nudo de un pórtico resistente a fuerzas inducidas por sismo, se debe proporcionar refuerzo de confinamiento a través del nudo alrededor del refuerzo de la columna. El refuerzo de confinamiento puede reducirse si los elementos horizontales llegan al nudo desde los cuatro lados.

ANEXO

Diagrama de interacción para cálculo de resistencia última en columnas en Capítulo I

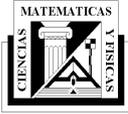


A_s = área total de refuerzo

$$f''_c = 0.85 f^*_c, \text{ si } f^*_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2; \quad f''_c = \left(1.05 - \frac{f^*_c}{1400} \right) f^*_c, \text{ si } f^*_c > 280 \text{ kg/cm}^2$$

M_r = momento flexionante último

N_r = carga axial última



REFERENCIA BIBLIOGRAFICA

ARMIJOS, Ricardo Msc Ing. Criterios de sismo resistencia. Constructora TRELISA

ZAMBRANO, Silvio. Apuntes del curso Análisis Estructural – Orientación Estructura 2008 - 2009

MICROSOFT, Home (1995) “Encarta`08”, The Complete Interactive Multimedia Enciclopedia for windows.

VERASTEGUI, Daniel (1999) “Micro zonificación Sísmica de Aiquile sobre la Base de Estudios Geotécnicos”, proyecto de grado para optar al título de Licenciado en Ingeniería Civil, Universidad Mayor de San Simón, Cochabamba, Bolivia.

MANUAL DE CALCULO DE HORMIGON ARMADO, 2da edición en base al código ACI - 05

MORENO, Mauricio (1997) “Los Espectros de Respuesta en el Cálculo Antisísmico de Estructuras”, proyecto de grado para optar al título de Licenciado en Ingeniería Civil, Universidad Mayor de San Simón, Cochabamba, Bolivia.

DOWRICK, D. J. (1992) “Diseño de Estructuras Resistentes a Sismos”, 2ª edición, Editorial Limusa S.A., México, D. F.

CHOPRA, Anil K. (1995) “Dynamics of Structures”, theory and applications to earthquake engineering, University of California at Berkeley, Editorial Prentice Hall, New Jersey, Estados Unidos.

Iván Richard Goytia Torrez, Rolando Villanueva Inca, Texto guía de ingeniería antisísmica 2001

ASOCIACIÓN COLOMBIANA DE INGENIERIA SÍSMICA (2005) “Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismorresistente, NSR-98”, Santa Fé de Bogota, Colombia