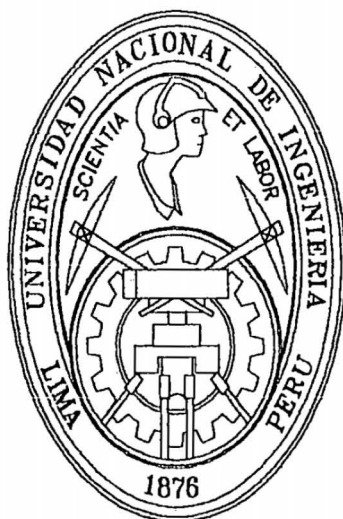


UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL



DISEÑO ESTRUCTURAL DE OBRAS
HIDRÁULICAS PARA PROYECTOS DE RIEGO

TESIS

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO CIVIL

Richard Henry Menacho Huaylla

LIMA – PERU
2001

Digitalizado por:

Consortio Digital del
Conocimiento MebLatam,
Hemisferio y Dalse

DEDICATORIA

Dedico el presente trabajo a mis padres y hermanos que mantuvieron siempre sus esperanzas en mí, y por lo brindado durante la elaboración del mismo. Además estoy seguro que sin el apoyo mutuo de estos seres maravillosos ninguna de estas líneas estuviesen impresas.

A mi novia Zoila, por su comprensión, paciencia y amor que me ofrenda. A quien le debo gran parte de mi felicidad y de quien me siento muy orgulloso por ser como es y por lo que es. Gracias por tu presencia nena y que nuestros proyectos sean la satisfacción de los demás.

SUMARIO

Los proyectos de riego son obras que contemplan el aprovechamiento de los recursos hídricos superficiales y subterráneos disponibles de las cuencas aledañas a la ubicación del proyecto, y que por lo general su desarrollo se realiza con la finalidad de lograr los siguientes objetivos :

- Implementación de obras de riego en valles o intervalles en la zona del proyecto.
- El mejoramiento de riego de valles o intervalles existentes en el ámbito del proyecto.
- Ampliación de tierras nuevas, ubicadas en valles o intervalles.
- Suministro de agua potable, para la población asentada en localidades y centros poblados ubicados en el ámbito del proyecto.

Para lograr estos objetivos, se requiere la construcción tanto de Obras de Conducción como de Obras de Arte.

Por ello el presente trabajo consiste en la formulación del proceso de diseño estructural para estos tipos de obras hidráulicas que comúnmente se presentan en el desarrollo de Proyectos de Obras Hidráulicas para Riego.

Los cálculos nos permiten obtener un predimensionamiento de manera rápida mediante fórmulas simplificadas. Al mismo tiempo nos da a conocer de manera explícita los distintos tipos de obra que intervienen para el buen funcionamiento del proyecto además de sus respectivas funciones hidráulicas.

Los análisis permitirán establecer las cuantías mínimas y máximas según el tipo de estructura, incluyendo además los métodos de diseño a ser considerados :
Método Elástico para las obras hidráulicas y Método por Resistencia para las obras no hidráulicas.

INDICE

SUMARIO

	<u>Pág.</u>
CAPITULO I	
1.0 INTRODUCCION	1
1.1 HISTORIA DEL CONCRETO ARMADO	1
1.2 METODOS DE DISEÑO	4
1.2.1 . Método Elástico.	4
1.2.2 . Método por Resistencia	7
CAPITULO II	
2.0 MATERIALES DE CONSTRUCCION	12
2.1 CEMENTO PORTLAND	13
2.1.1. Fabricación.	13
2.1.2. Hidratación.	14
2.1.3. Tipos.	18
2.2 AGREGADOS	20
2.2.1. Características Deseables.	20
2.2.2. Granulometría.	21
2.2.3. Agregados Ligeros.	21
2.2.4. Agregados Gruesos.	22
2.3 CONCRETO	24
2.3.1. Componentes.	24
2.3.2. Factores que Afectan la Resistencia.	24
2.3.3. Curado.	25
2.3.4. Agua.	27
2.4 ACERO	30
2.4.1. Varillas Corrugadas y Alambres.	31

2.4.2. Recubrimientos Mínimos.	34
2.4.3. Espaciamiento Mínimo Entre Varillas.	34
2.4.4. Anclajes y Empalmes del Refuerzo.	34

CAPITULO III

3.0. GEOTECNIA	37
3.1. GENERALIDADES	37
3.2. CARACTERISTICAS IMPORTANTES PARA EL DISEÑO	38
3.2.1. Peso Especifico.	38
3.2.2. Esfuerzo Admisible.	39
3.2.3. Angulo de Fricción.	40
3.3. ANEXO	41
3.3.1. Tablas.	41

CAPITULO IV

4.0 OBRAS DE CONDUCCION	42
4.1. CANALES ABIERTOS ENTERRADOS	42
4.1.1 Definición.	42
4.1.2. Tipos.	43
4.1.3. Criterios de Diseño.	43
4.1.4. Finalidad.	46
4.1.5. Ejemplo.	47
4.2. CONDUCTOS CUBIERTOS	48
4.2.1. Definición.	48
4.2.2. Condiciones del Suelo.	48
4.2.3. Características Estructurales.	49
4.2.4. Carga del Relleno.	49
4.2.5. Carga Viva del Tráfico.	51
4.2.6. Peso Propio del Conducto.	52
4.2.7. Peso del Agua en el Conducto.	53
4.2.8. Casos Críticos.	54
4.2.9. Presiones de la Estructura Sobre el Terreno.	54

4.2.10. Cálculo del Refuerzo.	55
4.2.10.1. Criterios Generales Para el Diseño.	55
4.2.11. Fórmulas a Emplear Para el Diseño.	56
4.2.12. Ejemplo.	59

CAPITULO V

5.0. OBRAS DE ARTE	60
5.1. TOMAS	60
5.1.1. Definición	60
5.1.2. Criterios de Diseño.	60
5.1.3. Finalidad.	61
5.1.4. Ejemplo.	61
5.2. ALCANTARILLAS	62
5.2.1. Definición.	62
5.2.2. Características Estructurales.	62
5.2.3. Finalidad.	62
5.2.4. Criterios de Diseño.	63
5.2.5. Fórmulas a Usar Para el Diseño.	63
5.2.6. Ejemplo.	63
5.3. CANOAS	64
5.3.1. Definición.	64
5.3.2. Partes.	64
5.3.3. Fórmulas a Usar Para el Diseño.	65
5.3.4. Ejemplo.	65
5.4. TRANSICIONES	66
5.4.1. Definición.	66
5.4.2. Tipos.	66
5.4.3. Criterios de Diseño.	66
5.4.4. Finalidad.	67
5.4.5. Ejemplo.	67
5.5. PUENTES VEHICULARES	68
5.5.1. Definición.	68

5.5.2. Tipos.	68
5.5.3. Finalidad.	69
5.5.4. Ventajas y Desventajas de un Puente.	69
5.5.5. Condición del Suelo.	70
5.5.6. Criterios Estructurales.	71
5.5.6.1. Características Estructurales.	71
5.5.7. Cálculo del Refuerzo.	71
5.5.7.1. Criterios Generales Para el Diseño.	72
5.5.8. Fórmulas a Usar Para el Diseño.	73
5.5.9. Ejemplo.	73
5.6. PUENTES PEATONALES	74
5.6.1. Definición.	74
5.6.2. Finalidad.	74
5.6.3. Criterios de Diseño.	74
5.6.4. Ejemplo.	74
5.7. ACUEDUCTO AEREO	75
5.7.1. Definición.	75
5.7.2. Finalidad.	75
5.7.3. Criterios de Diseño.	75
5.7.4. Fórmulas a Usar Para el Diseño.	75
5.7.5. Ejemplo.	75
5.8. PILARES Y ESTRIBOS	76
5.8.1. Definición.	76
5.8.2. Finalidad.	76
5.8.3. Condiciones del Suelo.	77
5.8.4. Criterios de Diseño.	77
5.8.5. Diagrama de Interacción de Resistencia Carga Momento.	78
5.8.6. Determinación de la Fuerza de Empuje por el Método de Mononobe Okabe.	80
5.8.7. Ejemplo.	81
5.9. ACUEDUCTO APOYADO	82
5.9.1. Definición.	82
5.9.2. Criterios de Diseño.	82

5.9.3. Ejemplo. 84

CAPITULO VI

6.0 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 85

CAPITULO VII

7.0 PLANOS 87

CAPITULO I

1.0 INTRODUCCION

1.1 HISTORIA DEL CONCRETO ARMADO

El concreto fue usado por primera vez en Roma alrededor de la tercera centuria antes de Cristo. Estaba constituido por agregados unidos mediante un aglomerante conformado por una mezcla de cal y ceniza volcánica. Este material podía sumergirse en agua manteniendo sus propiedades a diferencia de los morteros de cal usados siglos antes en la antigua isla de Creta. La obra mas grande erigida por los romanos fue el Panteón con su bóveda de 43.20m de diámetro. El uso de este material en la construcción paso al olvido con la caída del Imperio y no fue sino hasta mediados del siglo XVIII que su uso se extendió nuevamente.

El primer registro del uso de concreto en los tiempos modernos, se remonta a 1760 cuando, en Inglaterra, John Smeaton descubrió, mientras proyectaba el faro Eddystone, que una mezcla de caliza calcinada y arcilla daba lugar a un conglomerante hidráulico resistente al agua. En 1824, Joseph Aspdin elaboro cemento mezclandó caliza y arcilla de diferentes canteras y calentándolas en un horno. El concreto obtenido con este aglomerante se asemejaba a las piedras propias de la isla de Portland, al sur de Inglaterra, motivo por el cual se le llamó cemento Portland, material que comenzó a fabricarse con mayor fuerza desde entonces. En ocasiones, la mezcla era calentada en exceso y se endurecía, siendo desechada por considerarse inútil. En 1845, I.C. Johnson descubrió que el mejor cemento provenía

de la pulverización de esta sustancia “ inútil ” denominada **clinker**. Este es el cemento que se conoce hoy en día.

El concreto armado se usó desde la tercera década del siglo XIX. Entre 1832 y 1835, Sir Marc Isambard Brunel y Francois Martin Le Brun erigieron, en Inglaterra y Francia respectivamente, estructuras de este material tales como arcos, y edificaciones. En 1848, Joseph Louis Lambot construyó un bote de concreto reforzado el cual presento en la exposición de París en 1854 y patentó en 1855. En Inglaterra, W.B. Wilkinson, registró, en 1855, un piso de concreto reforzado con cuerdas de acero desechadas en las minas. Un año después, Francois Coignet patentó un sistema de refuerzo para pisos consistente en barras de acero embebidas en el concreto.

A pesar de los precedentes antes indicados, Joseph Monier, francés, es considerado el creador del concreto reforzado. Dedicado a la jardinería, fabricó macetas de concreto con refuerzo de mallas de alambre, registrando el sistema en 1867. En los años siguientes patentó el uso de esta técnica para la construcción de tanques, puentes, tuberías, vigas, columnas y escaleras. En 1879, G.A. Wayss, de la firma Wayss and Freitag de Alemania, compró la patente de Monier y en 1877, publico un libro acerca de sus métodos constructivos. Por su parte, Rudolph Schuster, de Austria, adquirió también los derechos de patente. De este modo, el nombre de Monier, como creador del concreto armado, se extendió por todo Europa.

En Estados Unidos, Thaddeus Hyatt, abogado e ingeniero, realizo experimentos en vigas de concreto reforzado alrededor de 1850. Sus resultados no se publicaron sino hasta 1877. Investigó acerca de la resistencia del concreto al fuego y

llegó a la conclusión que los coeficientes de dilatación térmica, tanto del concreto como del acero eran muy similares. Con sus estudios, Hyatt sentó los principios sobre los cuales se desarrolla el análisis y diseño de los elementos de concreto reforzado.

En Francia, el desarrollo del uso del concreto reforzado se debió en gran parte a Francois Hennebique quien estableció un estudio de ingeniería y proyectó cientos de estructuras del nuevo material. En 1900, el Ministerio de Obras Públicas de Francia convocó a un comité a cargo de Armand Considère para la elaboración de especificaciones técnicas para concreto armado. Estas fueron publicadas en 1906.

En los años siguientes, Perret, Ribera, Garnier, Freyssinet, Maillart, Boussiron, Mex Berg, entre otros, proyectan y construyen obras en concreto armado que van descubriendo poco a poco las múltiples posibilidades de este nuevo material.

En el Perú, los primeros barriles de cemento llegaron en 1850. El concreto con él elaborado se uso para la construcción de cimentaciones y para mejorar los acabados de las estructuras. Posteriormente, se le utilizó en combinación con acero para la construcción de edificios, puentes, acueductos, etc. En 1915, llegaron los primeros hornos para la fabricación de cemento encargados por la empresa estadounidense Foundation Co. Un año después, éstos fueron comprados por la Compañía Peruana de Cemento Portland. En los años 50, se estableció, en Lima, la primera empresa de concreto premezclado. De ahí a la fecha, han ido apareciendo numerosas empresas productoras de cemento y de concreto premezclado. En la actualidad, este material es el más utilizado en la construcción en nuestro país.

1.2 METODOS DE DISEÑO

En la actualidad existen, básicamente, dos métodos de diseño en concreto armado : diseño elástico o por carga de servicio y diseño a la rotura o por resistencia ultima. El primero fue utilizado con mucha fuerza hasta mediados del siglo XX y el segundo ha adquirido impulso en los últimos cuarenta años.

1.2.1. Método Elástico.

El diseño elástico forma parte de la hipótesis en la que es posible predecir la distribución de esfuerzos en el refuerzo y el concreto, al ser sometidos a carga de servicio. Asume un comportamiento elástico en ambos materiales. El diseño consiste en conseguir que los esfuerzos no excedan los esfuerzos admisibles que son una fracción de la resistencia del concreto y del esfuerzo de fluencia del acero. En la actualidad, pruebas de laboratorio han permitido comprobar que el complejo comportamiento del concreto con el paso del tiempo conlleva a una constante redistribución de esfuerzos entre éste y el acero. En el diseño elástico sólo se considera una de éstas distribuciones. Con el tiempo, las condiciones no consideradas pueden ocasionar la falla.

Por otro lado, en el diseño de estructuras, es importante considerar el tipo de falla, dúctil o frágil, que presenta un elemento bajo determinadas sollicitaciones y, en la medida de lo posible, orientar la falla según sea conveniente. El método elástico no considera este punto. El método elástico tampoco determina la carga que ocasiona la rotura de la pieza y por ello, su factor de seguridad no es conocido.

Los parámetros a usarse para éste método de diseño son los siguientes :

Esfuerzos Permisibles.

- Para el concreto : $f_c = 0.45 \times f'_c$
- Para el acero : $f_s = 0.40 \times f_y$
- Esfuerzo cortante máximo : $V_c = 0.29 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d$

Para la obtención de las ecuaciones para este método de diseño las deduciremos del siguiente esquema:

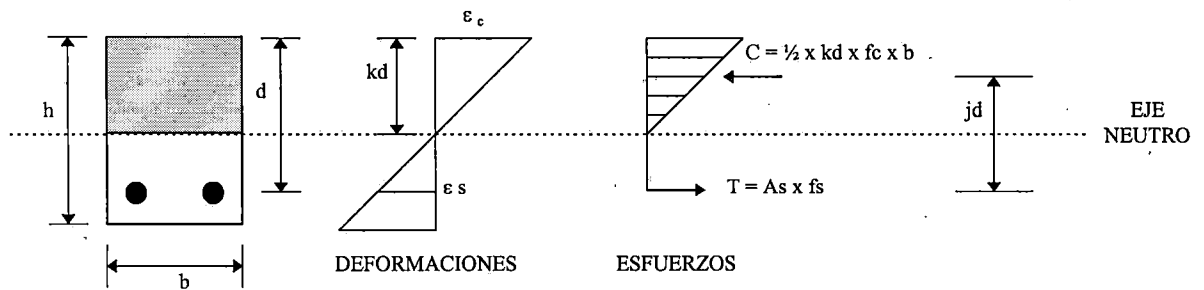


Figura N°1.1. Diagrama de esfuerzos y deformaciones de una sección rectangular con refuerzo en tensión sometida a flexión.

Siendo : k : parámetro que nos define la posición del eje neutro con respecto a la fibra más alejada en compresión.

h : Altura de la sección de concreto.

b : Ancho de la sección de concreto.

d : Peralte efectivo de la sección igual a la distancia de la fibra extrema en compresión al centroide del área del refuerzo en tensión.

A_s : Area de refuerzo en tensión de la sección.

De la distribución de esfuerzos mostrada en la Figura N°1.1 se establece la condición de equilibrio:

$$M = C \times j \times d = T \times j \times d \dots\dots\dots (1-1) ; j \times d = d - 1/3 \times k \times d$$

$$M = A_s \times f_s \times j \times d \dots\dots\dots (1-2) ; j = 1 - 1/3 \times k$$

Siendo M el momento resistente interno o externo actuante de la sección en análisis y despejando de la ecuación (1-2) tenemos :

$$A_s = \frac{M}{f_s \times j \times d} \dots\dots\dots (1-3)$$

De la ecuación (1-1) despejamos el parámetro d, el cual nos servirá para obtener el predimensionamiento de una estructura determinada :

$$M = C \times j \times d = \frac{1}{2} \times \underbrace{(k \times d \times f_c \times b)}_F \times j \times d^2$$

$$M = F \times d^2 ; d = \sqrt{\frac{M}{F \times b}}$$

entonces la expresión de predimensionamiento es: $d_{min} = \sqrt{\frac{M_{max}}{F \times b}}$

Para fines de dimensionamiento se debe buscar para la condición en que estén actuando los esfuerzos máximos permisibles.

Del diagrama de deformaciones tenemos :

$$\frac{k \times d}{d} = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_c + \epsilon_s} = \frac{\epsilon_c \times E_c}{\epsilon_c \times E_c + \epsilon_s \times \frac{E_s \times E_c}{E_s}} = \frac{f_c}{f_c + \frac{f_s}{n}}$$

entonces : $k = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{n \times f_c}}$; n : relación de módulos de elasticidad

1.2.2. Método Por Resistencia.

El diseño por resistencia se fundamenta en la predicción de la carga permisible que es capaz de soportar el elemento en cuestión. En pruebas de laboratorio se ha podido comprobar que es posible predecir estas cargas con precisión suficiente. Este método toma en consideración el comportamiento inelástico del acero y del concreto y por lo tanto, se estima mejor la capacidad de carga de la pieza. Algunas de las ventajas de este procedimiento son :

- 1.- El diseño por resistencia permite controlar el modo de resistencia de una estructura compleja considerando la resistencia última de las diversas partes del sistema. Algunos elementos se diseñan con menor margen de seguridad que otros para inducir su falla primero.
- 2.- Permite obtener un diseño más eficiente, considerando la distribución de esfuerzos que se presenta dentro del rango inelástico.
- 3.- Este método no utiliza el módulo de elasticidad del concreto, el cual es variable con la carga. Esto evita introducir imprecisiones en torno a éste parámetro.
- 4.- El método de diseño por resistencia permite evaluar la ductilidad de la estructura.
- 5.- Este método permite usar coeficientes de seguridad distintos para los diferentes tipos de carga.

La desventaja de usar este método es que sólo se basa en criterios de resistencia. Sin embargo, es necesario garantizar que las condiciones de servicio sean óptimas, es decir, que no se presenten deflexiones excesivas, ni agrietamientos críticos. Con la mejora en la calidad del concreto y la obtención de secciones cada vez menores, se tiende a perder rigidez e incrementar las deflexiones y el ancho de

fisuras. Por ello, es conveniente usar este método en combinación otros procedimientos para verificar el adecuado comportamiento de las piezas bajo cargas de servicio.

Los parámetros a usarse para éste método de diseño las deduciremos del siguiente esquema :

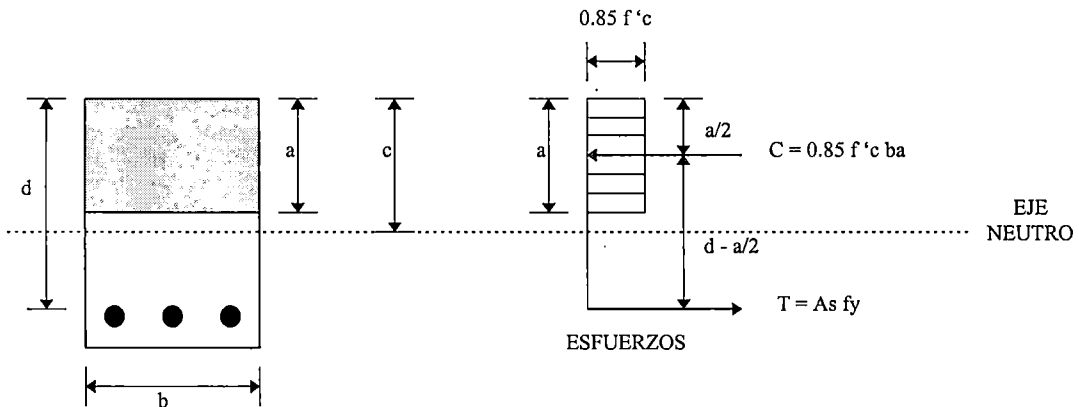


Figura N°1.2. Diagrama de esfuerzos en una sección rectangular con refuerzo en tensión sometida a flexión.

Partiendo de la distribución de esfuerzos mostrada en la Figura N°1.2 se establece la condición de equilibrio :

$$C = T \quad ; \quad 0.85 \times f'c \times b \times a = As \times fy \quad \dots\dots\dots (1-4)$$

donde : b : Ancho de la sección de concreto.

a : Altura del bloque rectangular de esfuerzos de compresión en el concreto.

As : Area del refuerzo en tensión de la sección.

Despejando de (1-4) se obtiene :

$$a = \frac{As \times fy}{0.85 \times f'c \times b} \quad \dots\dots\dots (1-5)$$

Se define índice de refuerzo, w, como :

$$w = \frac{\rho \times fy}{f'c} \dots\dots\dots (1-6)$$

donde : ρ : Cuantía de acero en tensión definida a través de la siguiente expresión :

$$\rho = \frac{As}{b \times d} \dots\dots\dots (1-7)$$

d : Peralte efectivo de la sección igual a la distancia de la fibra extrema en compresión al centroide del área del refuerzo en tensión.

El índice de refuerzo o cuantía mecánica es un parámetro adimensional usado para medir el comportamiento de la sección ya que involucra las tres variables principales que la afectan : ρ , fy , $f'c$. Entonces de (1-5), (1-6) y (1-7) se concluye :

$$a = \frac{\rho \times d \times fy}{0.85 \times f'c} = \frac{w \times d}{0.85} \dots\dots\dots (1-8)$$

Finalmente, el momento resistente nominal de la sección estará dado por :

$$Mn = C(d - a/2) = T(d - a/2) \dots\dots\dots(1-9)$$

de donde se obtiene : $Mn = 0.85 \times f'c \times b \times a \times (d - a/2) \dots\dots\dots (1-10)$

$$Mn = As \times fy \times (d-a/2) \dots\dots\dots (1-11)$$

y haciendo uso de las ecuaciones (1-8) y (1-10) se tiene :

$$Mn = b \times d^2 \times w \times f'c \times (1 - 0.59 \times w) \dots\dots\dots (1-12)$$

En la ecuación (1-10), el momento resistente nominal es función de la compresión en el concreto, mientras que en la ecuación (1-11), de la tensión en el refuerzo. La expresión (1-12) se suele usar para efectos de diseño.

Estas expresiones deducidas son válidas siempre que el esfuerzo en el acero sea igual a su esfuerzo de fluencia. Ello se verifica siempre que la cuantía de la sección sea menor o igual que la cuantía balanceada o básica.

En la Figura N°1.3 se muestra las características de una sección balanceada por resistencia. En el diagrama de deformaciones, por semejanza de triángulos, se puede plantear la siguiente relación :

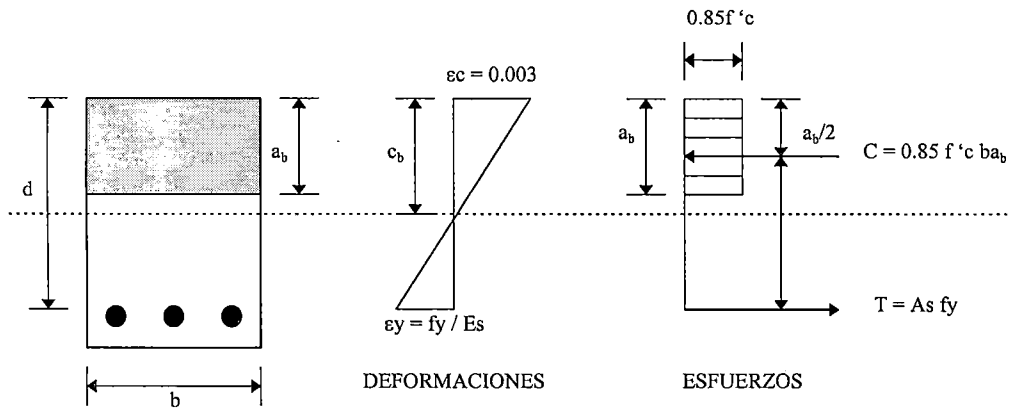


Figura N°1.3. Diagrama de esfuerzos y deformaciones en una sección rectangular con falla balanceada.

$$\frac{0.003}{c_b} = \frac{\epsilon_y}{d - c_b} = \frac{f_y/E_s}{d - c_b} \dots\dots\dots (1-13)$$

Donde :

c_b : Distancia del eje neutro a la fibra extrema en compresión en una sección con cuantía balanceada. En adelante, los parámetros que tengan el subíndice “b” estarán referidos a la condición particular de cuantía balanceada.

ϵ_y : Deformación unitaria correspondiente al esfuerzo de fluencia del acero.

Despejando c_b se obtiene :

$$c_b = \frac{0.003 \times d \times E_s}{f_y + 0.003 \times E_s} \dots\dots\dots (1-14)$$

Reemplazando el valor de $E_s = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ (modulo de elasticidad del acero) :

$$c_b = \frac{6000 \times d}{f_y + 6000} \dots\dots\dots (1-15)$$

Sabiendo que $a_b = \beta_1 \times c_b$ y haciendo uso de las ecuaciones (1-6) y (1-8) :

$$a_b = \beta_1 \times c_b = \frac{w_b \times d}{0.85} = \frac{\rho_b \times f_y \times d}{0.85 \times f'_c} \dots\dots\dots (1-16)$$

donde : ρ_b : Cuantía balanceada o básica.

Finalmente :

$$\rho_b = \frac{0.85 \times f'_c \times \beta_1}{f_y} \times \left[\frac{6000}{f_y + 6000} \right] \dots\dots\dots (1-17)$$

Por razones de seguridad el Código del ACI (ACI 10.3.3) limita la cuantía de acero ρ a $0.75\rho_b$.

En la practica, una sección con este refuerzo es antieconómica por lo que normalmente se procura usar cuantías menores a $0.50\rho_b$. En la Tabla N°1.1 se muestran los valores de ρ_b , $0.75\rho_b$ y $0.50\rho_b$ para diferentes calidades de concreto.

Tabla N° 1.1. Cuantía básica para concretos de diferentes calidades.

f'_c (kg / cm ²)	210	280	350	420
β_1	0.85	0.85	0.80	0.75
ρ_b	0.0214	0.0285	0.0335	0.0377
$0.75\rho_b$	0.0160	0.0214	0.0252	0.0283
$0.50\rho_b$	0.0107	0.0143	0.0167	0.0189

CAPITULO II

2.0 MATERIALES DE CONSTRUCCION

Comprenden la variedad de productos inorgánicos que pueden mezclarse con agua u otro líquido para formar una pasta. La pasta, que es plástica temporalmente se puede moldear, puede tener o no agregados incluidos en ella. Mas tarde se endurece o fragua en una masa compacta.

Los materiales aglomerantes simples, como cales y yesos, se producen al expulsar un líquido o gas de un mineral natural. Sus propiedades adhesivas provienen de la reabsorción del líquido o gas que expulso y de la formación de los mismos compuestos químicos que formaban el material en su forma primitiva.

Los cementos hidráulicos más complejos adquieren sus propiedades aglomerantes de la formación de nuevos compuestos químicos durante el proceso de fabricación. El termino **hidráulico** aplicado a los cementos, significa que es capaz de desarrollar resistencia y endurecerse en presencia de agua.

El concreto con cemento Portland es el material de construcción más importante en que se emplea un aglomerante. El conocimiento de los factores que influyen en los componentes del concreto, o sea, el cemento Portland y los agregados, es esencialmente para entender los aspectos fundamentales de la producción y comportamiento del concreto.

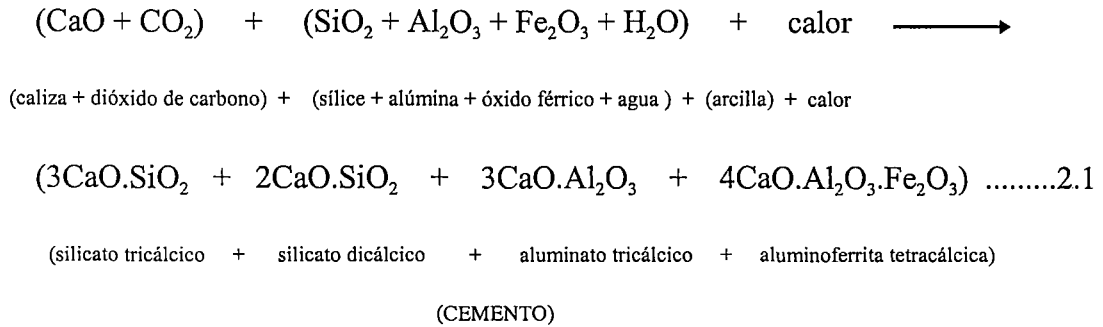
2.1 CEMENTO PORTLAND

2.1.1 Fabricación.

Los elementos Portland se elaboran con la incorporación de una mezcla de materiales calcáreos (piedra caliza) y arcillosos. La materia prima se dosifica con todo cuidado para tener las cantidades correctas de cal, sílice, óxido de aluminio y óxido de hierro. Después de triturarlos para facilitar la calcinación, la materia prima se pasa a un largo horno rotatorio, que se mantiene a una temperatura de alrededor de 2700°F. La materia prima, durante su calcinación, sufre una reacción química y forma nódulos duros, del tamaño de una nuez, de un nuevo material llamado **clinker**. La reacción se ilustra en la ecuación 2.1, en donde se muestra los cuatro componentes principales del cemento, en forma de productos de reacción.

El clinker, después de descargarlo del horno y enfriarlo, se tritura para formar un polvo fino (no menos de 1600cm² por gramo de superficie específica). Durante este proceso de trituración, se agrega un retardador (por lo general un pequeño porcentaje de yeso) para controlar la velocidad de fraguado en el momento en que se hidrata el cemento. El polvo fino resultante es el cemento Portland.

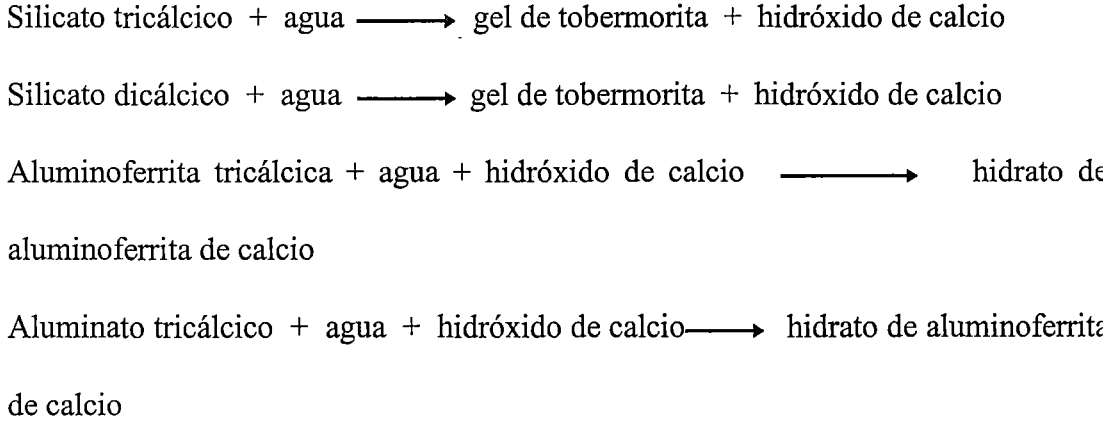
Dado que el cemento Portland se deriva de materia prima sin refinar, por lo general suele haber otros compuestos presentes, además de los compuestos esenciales, indicados en la ecuación 2.1.



Como el cemento es una mezcla de muchos compuestos, resulta impráctica su representación con una fórmula química. No obstante, hay cuatro compuestos que constituyen más del 90% del peso del cemento, a saber : silicato tricálcico (C₃S), silicato dicálcico (C₂S), aluminato tricálcico (C₃Al) y aluminoferrita tricálcica (C₄Al Fe). Cada uno de estos compuestos puede identificarse en la estructura del clinker de cemento Portland vista al microscopio y cada uno aporta propiedades características que determinan la mezcla final.

2.1.2 Hidratación del Cemento.

Cuando se agrega agua al cemento Portland, los compuestos básicos presentes (sección 2.1.1) se transforman en nuevos compuestos por las reacciones químicas (ecuación 2.2).



Aluminato tricálcico + agua + yeso \longrightarrow monosulfoaluminato de calcio2.2

Dos silicatos de calcio, que constituyen alrededor del 75% por peso del cemento Portland, reaccionan con el agua para producir dos nuevos compuestos : gel de tobermorita e hidróxido de calcio constituye el 25% del peso y el gel de tobermorita, alrededor del 50%. La tercera y cuarta reacciones según la ecuación 2.2 muestran como se combinan los otros dos compuestos principales del cemento Portland con el agua para formar productos de reacción. La reacción final incluye al yeso, el compuesto agregado al cemento Portland durante la trituración del clinker, para controlar el fraguado.

Cada producto de la reacción de hidratación desempeña una función en el comportamiento mecánico de la pasta endurecida. El más importante de ellos es el compuesto llamado **gel de tobermorita**, el cual es el principal compuesto aglomerante de la pasta de cemento. Este gel tiene composición y estructura cristalina semejantes a la de un mineral natural, llamada tobermorita, debido a que fue descubierto en la zona de Tobermory en Escocia. Este gel es una sustancia dividida, extremadamente fina, con estructura coherente.

El diámetro promedio de un grano de cemento Portland proveniente de la trituración del clinker es de alrededor de 10 micras. Las partículas del producto de hidratación, gel de tobermorita, son del orden de una milésima de ese tamaño. Las partículas de ese tamaño solo pueden observarse con la amplificación disponible en un microscopio electrónico. La enorme área de superficie del gel (alrededor de 3 millones de cm^2 por gramo) producen fuerzas atractivas entre las partículas, porque

los átomos en cada superficie tratan de completar sus enlaces insaturados por medio de adsorción. Estas fuerzas ocasionan que las partículas del gel de tobermorita se adhieran entre si y con las partículas del agregado introducidas en la pasta de cemento. Por tanto, el gel de tobermorita forma la base de la pasta de cemento endurecida y del concreto, porque liga o aglutina entre si a todos los componentes.

Cada uno de los cuatro compuestos principales del cemento Portland contribuye en el comportamiento del cemento, cuando pasa del estado plástico al endurecido después de la hidratación. El conocimiento del comportamiento de cada uno de los compuestos principales durante la hidratación permite ajustar las cantidades de cada uno durante la fabricación, para producir las propiedades deseadas en el cemento.

El **silicato tricálcico** (C_3S) es el que produce la alta resistencia inicial del cemento Portland hidratado. Pasa del fraguado inicial al final en unas cuantas horas. La reacción del C_3S con agua desprende una gran cantidad de calor (calor de hidratación). La rapidez de endurecimiento de la pasta de cemento está en relación directa con el calor de hidratación ; cuanto más rápido sea el fraguado, tanto mayor será la exotermia. El C_3S hidratado casi alcanza su mayor resistencia en siete días.

El **silicato dicálcico** (C_2S) se encuentra en tres formas designadas alfa, beta y gama. Dado que la fase alfa es inestable a la temperatura ambiente y la fase gama no muestra endurecimiento al hidratarla, sólo la fase beta es importante en el cemento Portland.

El C_2S beta requiere algunos días para fraguar. Es el causante principal de la resistencia posterior de la pasta de cemento Portland. Debido a que la reacción de

hidratación avanza con lentitud, hay un bajo calor de hidratación. El compuesto C_2S beta es el cemento Portland, por lo general, produce poca resistencia durante 28 días ; pero, la resistencia final de este compuesto equivale a la del C_3S .

El **aluminato tricálcico** (C_3Al) exhibe fraguado instantáneo al hidratarlo. Es el causante primario del fraguado inicial del cemento Portland y desprende grandes cantidades de calor durante la hidratación. El yeso agregado al cemento Portland durante la trituración o la molienda en el proceso de fabricación se combina con el C_3Al para controlar el tiempo de fraguado. El compuesto C_3Al muestra poco aumento en la resistencia después de un día. Aunque el C_3Al hidratado, por sí solo, produce una resistencia muy baja, su presencia en el cemento Portland hidratado produce efectos más deseables. Un aumento en la cantidad de C_3Al en el cemento Portland ocasiona un fraguado más rápido y, también, disminuye la resistencia del producto final al ataque de los sulfatos.

La **aluminoferrita tetracálcica** ($C_4Al Fe$) es semejante al C_3Al , porque se hidrata con rapidez y sólo desarrolla baja resistencia. No obstante, al contrario del C_3Al no muestra fraguado instantáneo.

2.1.3 Tipos de Cemento Portland.

Los cementos Portland, por lo general, se fabrican en cinco tipos cuyas propiedades se han normalizado sobre la base de las Especificaciones ASTM de Normas para el cemento Portland (C150). Los tipos se distinguen según los requisitos tanto químicos como físicos. Los tipos son :

Tipo I : cemento para usos generales, es el que más se emplea para fines estructurales cuando no se requieren las propiedades especiales especificadas para los otros cuatro tipos de cemento.

Tipo II : cemento modificado para usos generales y se emplea cuando se prevé una exposición moderada al ataque por sulfatos o cuando se requiere un calor moderado de hidratación. Estas características se logran al imponer limitaciones en el contenido de C_3A y C_3S del cemento. El cemento tipo II adquiere resistencia con más lentitud que el tipo I ; pero, al final de cuentas, alcanza la misma resistencia.

Tipo III : cemento de alta resistencia inicial, recomendable cuando se necesita una resistencia temprana en una situación particular de construcción. El concreto hecho con el cemento tipo III desarrolla una resistencia en tres días, igual a la desarrollada en 28 días por concretos hechos con cemento tipo I o tipo II. Esta alta resistencia inicial se logra al aumentar el contenido de C_3S y C_3A en el cemento al molerlo mas fino. Las especificaciones no exigen un mínimo de finura ; pero se advierte un limite práctico cuando las partículas son tan pequeñas, que una cantidad muy pequeña de humedad prehidratará el cemento durante el almacenamiento y manejo. Dado que tiene un gran desprendimiento de calor, el cemento tipo III no debe usarse en grandes volúmenes.

Tipo IV : cemento de bajo calor de hidratación, esto se logra limitando los compuestos que mas influyen en el formación del calor por hidratación, o sea, C_3Al y C_3S . Dado que estos compuestos también producen la resistencia inicial de la mezcla de cemento, al limitarse se tiene una mezcla que gana resistencia con lentitud. Es por ello que se utiliza para concretos de volúmenes masivos.

Tipo V : cemento resistente al sulfato y se especifica cuando hay exposición intensa a los sulfatos. Las aplicaciones típicas comprende las estructuras hidráulicas expuestas a aguas con alto contenido de álcalis y en estructuras expuestas al agua de mar. La resistencia al sulfato de este tipo de cemento se logra minimizando el contenido C_3Al , pues este compuesto es el mas susceptible al ataque por el sulfato.

En la Tabla N°2.1 se muestran la proporciones típicas de los compuestos principales de los cinco tipos de cemento Portland. Los porcentajes promedios se obtuvieron por difracción con rayos X y análisis de diversos cementos.

Tabla N° 2.1. Proporciones típicas de los compuestos principales del cemento Portland.

Compuesto	Tipo de Cemento				
	I Usos Generales	II Usos generales modificados	III Alta resistencia inicial	IV Bajo calor de hidratación	V Resistente a los sulfatos
C_3S	53	47	58	26	38
C_2S	24	32	16	54	43
C_3Al	8	3	8	2	4
$C_4Al Fe$	8	12	8	12	8
Total	93	94	90	94	93

2.2 AGREGADOS

2.2.1 Características Deseables.

Los agregados constituyen alrededor del 75% en volumen, de una mezcla típica de concreto. El termino agregado comprende la arenas, gravas naturales y la piedra triturada utilizadas para preparar morteros y concretos y también se aplica a los materiales especiales utilizados para producir concretos ligeros y pesados.

La limpieza, sanidad, resistencia y forma de las partículas son importantes en cualquier agregado. Los agregados se consideran limpios si están exentos de exceso de arcilla, limo, mica, materia orgánica, sales químicas y granos recubiertos. Un agregado es físicamente sano si retiene la estabilidad en su forma con cambios de temperatura o humedad y resiste la acción de la intemperie sin descomponerse. Para que un agregado pueda considerarse de resistencia adecuada, debe ser capaz de desarrollar toda la resistencia propia del aglomerante. Cuando la resistencia al desgaste es importante, el agregado debe ser duro y tenaz. Las partículas planas o alargadas perjudican la docilidad del concreto, debido a lo cual es necesario utilizar mezclas con más arena y, en consecuencia, más cemento y agua.

Se han desarrollado varios procesos para mejorar la calidad de los agregados que no cumplen con las especificaciones deseadas. Puede utilizarse el lavado para eliminar los recubrimientos de las partículas o para cambiar la graduación del agregado. La separación en medio pesado, con el uso de un líquido de densidad específica variable, como una suspensión de agua y magnetita y ferrosilicio triturados muy finos, pueden utilizarse en el mejoramiento de los agregados gruesos. El

material ligero dañino se elimina por flotación y las partículas pesadas se sedimentan. El clasificador hidráulico, en el cual las partículas más ligeras son impulsadas hacia arriba por las pulsaciones ocasionadas por el aire o por diafragmas de hule, también es un procedimiento para separar las partículas ligeras. Las partículas blandas, friables, pueden separarse de las partículas duras, elásticas por un proceso llamado **fraccionación elástica**. Los agregados se dejan caer sobre una superficie inclinada, de acero endurecido y su calidad se mide por la distancia que rebotan.

2.2.2 Granulometría.

La clasificación y el tamaño máximo de los áridos son importantes debido a su efecto en las dosificaciones, docilidad, economía, porosidad y contracción. La distribución del tamaño de partículas se determina por separación con una serie de tamices normales. Los tamices normales utilizadas son los N°s. 4, 8, 16, 30, 50 y 100, para agregado fino, y 6, 3, 1^{1/2}, 3/4 y 3/8 de pulgadas y N°4, para agregado grueso.

2.2.3 Agregados Ligeros.

Tanto en agregado ligero como el grueso, constituyen los elementos inertes del concreto, ya que no intervienen en las reacciones químicas entre cemento y agua. El agregado ligero debe ser durable, fuerte, limpio, duro y libre de materias impuras como polvo, limo, pizarra, álcalis y materias orgánicas. No debe tener más de 5% de arcilla o limos ni más de 1.5% de materias orgánicas. Sus partículas deben tener un tamaño menor a 1/4" y su gradación debe satisfacer los requisitos propuestos en la norma ASTM C-33-93, los cuales se muestran en la Tabla N°2.2.

Tabla N°2.2. Requisitos Granulométricos del agregado Ligero o fino.

Requisitos Granulométricos que deben ser satisfechos por el agregado ligero o fino	
Tamiz estándar	% en peso del material que pasa el tamiz
3/8"	100
# 4	95 a 100
# 8	80 a 100
# 16	50 a 85
# 30	25 a 60
# 50	10 a 30
# 100	2 a 10

2.2.4 Agregados Gruesos.

El agregado grueso está constituido por rocas graníticas, dioríticas y sieníticas. Puede usarse piedra partida en chancadora o grava zarandeada de los lechos de los ríos o yacimientos naturales. Al igual que el agregado ligero, no deben contener más de un 5% de arcillas y finos ni más de 1.5% de materias orgánicas, carbón, etc. Es conveniente que su tamaño máximo sea menor que $1/5$ de la distancia entre las paredes del encofrado, $3/4$ de la distancia libre entre armaduras y $1/3$ del espesor de las losas (ACI-3.3.2). Para concreto ciclópeo se puede emplear piedra de hasta 15 y 20 cm. Se puede usar tamaños mayores si a criterio del Ingeniero, no inducirán la formación de vacíos. Al igual que el agregado ligero, la norma ASTM C-33-93 también establece una serie de condiciones para su gradación. Estas se muestran en Tabla N° 2.3. La piedra se denomina por el tamaño máximo del agregado.

Tabla N° 2.3. Requisitos Granulométricos del agregado Grueso.

Tamaño Nominal (mm)	Porcentaje que pasa por los tamices normalizados												
	100 mm	90 mm	75 mm	63 mm	50 mm	37.5 mm	25 mm	19 mm	2.5 mm	9.5 mm	4.75 mm	2.36 mm	1.18 mm
90.0 a 37.5 (3 ^{1/2} " a 1 ^{1/2} "	100	90-100		25 - 60		00-15		00- 5					
63.0 a 37.5 (2 ^{1/2} " a 1 ^{1/2} "			100	90 -100	35 - 70	00-15		00- 5					
50.0 a 25.0 (2" a 1"				100	90-100	35-70	00-15		00-5				
50.0 a 4.75 (2" a #4)				100	95-100		35-70		10-30		00-5		
37.5 a 19.0 (2 ^{1/2} " a 3/4"					100	90-100	20-55	00-15		00-5			
37.5 a 4.75 (1 ^{1/2} " a #4)					100	95-100		35-70		10-30	00-5		
25.0 a 12.5 (1" a 1 ^{1/2} "						100	90-100	20-55	00-10	00-5			
25.0 a 9.50 (1" a 3/8"						100	90-100	40-85	10-40	00-15	00-5		
25.0 a 4.75 (1 a #4)						100	95-100		25-60		00-10	00-5	
19.0 a 9.50 (3/4" a 3/8"							100	90-100	20-55	00-15	00-5		
19.0 a 4.75 (3/4" a #4)							100	90-100		20-55	00-10	00-5	
12.5 a 4.75 (1/2" a #4)								100	90-100	40-70	00-15	00-5	
9.50 a 2.36 (3/8" a #8)									100	85-100	10-30	00-10	00-5

2.3 CONCRETO

2.3.1 Componentes.

El concreto es el material constituido por la mezcla en ciertas proporciones de cemento, agua, agregados y opcionalmente aditivos, que inicialmente denota una estructura plástica y moldeable, que posteriormente adquiere una consistencia rígida con propiedades aislantes y resistentes, lo que lo hace un material ideal para la construcción.

De esta definición, se desprende que se obtiene un producto híbrido, que conjuga en mayor o menor grado las características de los componentes.

2.3.2 Factores que Afectan la Resistencia.

El término hidráulico, utilizado en conjunto con el cemento Portland, significa que puede desarrollar su resistencia en presencia de agua. Por contraste, los materiales aglomerantes no hidráulicos, como el yeso, que desarrollan su resistencia por la pérdida de agua, no tienen resistencia en presencia de agua.

La relación agua-cemento es el factor principal que influye en la resistencia del concreto.

El contenido de cemento en sí afecta la resistencia del concreto ; la resistencia disminuye conforme se reduce el contenido de cemento. En el concreto con aire incluso, esta disminución en la resistencia puede contrarrestarse, en forma parcial, al aprovechar una mejor docilidad por la inclusión de aire, que permite reducir la cantidad de agua.

El tipo de cemento afecta la manera en que se desarrolla la resistencia y la resistencia final.

Las condiciones del curado son vitales para el desarrollo de la resistencia del concreto. Dado que las reacciones de hidratación del cemento sólo ocurren en presencia de una cantidad adecuada de agua, se debe mantener la humedad en el concreto durante el periodo del curado. Aunque el curado continuo a temperaturas elevadas produce un desarrollo más rápido de resistencia hasta los 28 días, con una edad mayor se invierte la tendencia; el concreto curado a temperaturas bajas desarrolla resistencias más grandes.

2.3.3 Curado.

El curado es proceso por el cual se busca mantener saturado el concreto hasta que los espacios de cemento fresco, originalmente llenos de agua sean reemplazados por los productos de la hidratación del cemento. El curado pretende controlar el movimiento de temperatura y humedad hacia dentro y hacia fuera del concreto. Busca, también, evitar la contracción de fragua hasta que el concreto alcance una resistencia mínima que le permita soportar los esfuerzos inducidos por ésta.

Existen diversos métodos de curado: curado con agua, con materiales sellantes y curado al vapor. El primero puede ser de cuatro tipos: por inmersión, haciendo uso de rociadores, utilizando coberturas húmedas como yute y utilizando tierra, arena o aserrín sobre el concreto recién vaciado.

Los materiales sellantes pueden ser películas de plástico, papel impermeable o compuestos de curado. Estos últimos son sustancias que al ser aplicadas sobre el

concreto forman una membrana que retiene la humedad. Generalmente, están provistos de pigmentos de modo que se pueda identificar las superficies que lo tienen. Además, permiten reflejar los rayos solares. El color desaparece aproximadamente en una semana.

El curado al vapor tiene la gran ventaja que permite ganar resistencia rápidamente. Se utiliza tanto para estructuras vaciadas en obra como para las prefabricadas, siendo más utilizado en las últimas. El procedimiento consiste en someter al concreto a vapor a presiones normales o superiores, calor, humedad, etc. El concreto curado al vapor, debe tener una resistencia similar o superior a la de un concreto curado convencionalmente (ACI-5.11.3.2). Los cambios de temperatura no deben producirse bruscamente pues sino, ocasionan que el concreto se resquebraje.

Es difícil determinar el tiempo de curado necesario, pero el ACI especifica un mínimo de siete días para cemento Portland normal (ACI-5.11.1). Si se usa cementos de fraguado lento, este periodo debe incrementarse, mientras que si se usa cementos de fragua rápida, puede disminuirse pero nunca a menos de tres días (ACI-5.11.2). En caso de concretos de alta resistencia, el curado debe iniciarse a edad temprana para conseguir resultados satisfactorios. Los concretos curados al vapor pueden reducir el periodo de curado a la décima parte. En general, el proceso no se suspenderá hasta que se haya alcanzado el 70% de la resistencia a la compresión en la probetas curadas bajo las mismas condiciones que el concreto vaciado en obra.

2.3.4 Agua.

Ya hemos visto que el agua es el elemento indispensable para la hidratación del cemento y el desarrollo de sus propiedades, por lo tanto este elemento debe cumplir ciertos requisitos para llevar a cabo su función en la combinación química.

El agua de mezcla en el concreto tiene tres funciones principales: 1) Reaccionar con el cemento para hidratarlo, 2) Actuar como lubricante para contribuir a la trabajabilidad del conjunto y 3) Procurar la estructura de vacíos necesaria en la pasta para que los productos de hidratación tengan espacio para desarrollarse. Por lo tanto, la cantidad de agua que interviene en la mezcla de concreto es normalmente por razones de trabajabilidad, mayor de la necesaria para la hidratación del cemento.

El problema principal del agua de mezcla reside en las impurezas y la cantidad de éstas, que ocasionan reacciones químicas que alteran el comportamiento normal de la pasta de cemento.

Una regla empírica que sirve para estimar si determinada agua sirve o no para emplearse en la producción de concreto, consiste en establecer su habilidad para el consumo humano, ya que lo que no daña al hombre no daña al concreto.

En este sentido, es interesante distinguir el agua potable en términos de los requerimientos nominales establecidos por los organismos que regulan su producción y uso, y el agua apta para consumo humano, ya que los requerimientos aludidos normalmente son mucho más exigentes de lo necesario.

Como dato interesante, es una evidencia que en el Perú muy pocas “aguas potables” cumplen con las limitaciones nominales indicadas, sobre todo en lo que se refiere al contenido de sulfatos y carbonatos, sin embargo sirven para el consumo

humano y consecuentemente para el concreto, por lo que no debe cometerse el error de establecer especificaciones para agua que luego no se pueden satisfacer en la practica.

No existe un patrón definitivo en cuanto a las limitaciones en composición química que debe tener el agua de mezcla, ya que incluso aguas no aptas para el consumo humano sirven para preparar concreto y por otro lado depende mucho del tipo cemento y las impurezas de los demás ingredientes.

Los efectos mas perniciosos que pueden esperarse de aguas de mezcla con impurezas son : retardo en el endurecimiento, reducción de la resistencia, manchas en el concreto endurecido, eflorescencias, contribución a la corrosión del acero, cambios volumétricos, etc.

La Norma Nacional ITINTEC 339.088 establece como requisitos para agua de mezcla y curado, los siguientes límites permisibles.

DESCRIPCION	LÍMITE PERMISIBLE
Sólidos en suspensión	5,000 ppm máximo
Materia orgánica	3 ppm máximo
Carbonatos y bicarbonatos alcalinos (alcalinidad total expresada en NaHCO_3)	1,000 ppm máximo
Sulfatos (Ión SO_4)	600 ppm máximo
Cloruros (Ión Cl)	1,000 ppm máximo
Ph	entre 5.5 y 8

Existe evidencia experimental que el empleo de aguas con contenidos individuales de cloruros, sulfatos y carbonatos sobre las 5,000 ppm ocasiona reducción de resistencias hasta del orden del 30% con relación a concretos con agua pura.

La materia orgánica por encima de las 1,000 ppm reduce resistencia e incorpora aire. El criterio que establece la Norma ITINTEC 339.088 y el Comité ACI-318 para evaluar la habilidad de determinada agua para emplearse en concreto, consiste en preparar cubos de mortero de acuerdo con la Norma ASTM C-109 usando el agua dudosa y compararlos con cubos similares elaborados con agua potable. Si la resistencia en compresión a 7 y 28 días de los cubos con el agua en prueba no es menor del 90% de la de los cubos de control, se acepta el agua como apta para su uso en concreto.

Finalmente, podemos concluir en que salvo casos especiales de aguas contaminadas en exceso (residuos industriales) o que los agregados o aditivos contribuyan a incrementar notablemente las sustancias nocivas, siempre es posible usar aguas con ciertas impurezas afrontando las consecuencias ya indicadas que en la mayoría de casos son manejables.

2.4 ACERO

En los capítulos precedentes se han mostrado algunas de las características del concreto entre ellas su limitada resistencia a la tracción. Para que este material pueda ser utilizado eficientemente en la construcción de obras de ingeniería se requiere de elementos que le permitan salvar esta limitación. En el caso del concreto armado, el acero es el encargado de esta función.

El acero es una aleación de diversos elementos entre ellos carbono, manganeso, silicio, cromo, níquel y vanadio. El carbono es el más importante y el que determina sus propiedades mecánicas. A mayor contenido de carbono, la dureza, la resistencia a la tracción y el límite elástico aumentan. Por el contrario, disminuye la ductilidad y la tenacidad. El manganeso es adicionado en forma de ferro-manganeso. Aumenta la forjabilidad del acero, su templabilidad y resistencia al impacto. Así mismo, disminuye su ductilidad. El silicio se adiciona en proporciones que varían de 0.05% a 0.50%. Se le incluye en la aleación para propósitos de desoxidación pues se combina con el oxígeno disuelto en la mezcla. El cromo incrementa la resistencia a la abrasión y la templabilidad; el níquel, por su parte, mejora la resistencia al impacto y la calidad superficial. Finalmente, el vanadio mejora la templabilidad.

El acero para ser utilizado en el concreto armado se fabrica bajo las Normas ASTM A-615-94, A-616-93, A-617-93 y A-706-92b. En el Perú es producido a partir de la palanquilla pero en el extranjero también se suele conseguir del reciclaje de rieles de tren y ejes usados. Estos últimos son menos maleables, más duros y quebradizos.

El refuerzo del concreto se presenta en tres formas : varillas corrugadas, alambres y mallas electrosoldadas.

2.4.1 Varillas Corrugadas y Alambres.

Las varillas corrugadas son de sección circular y, como su nombre lo indica, presentan corrugaciones en su superficie para favorecer la adherencia con el concreto. Estas corrugaciones deben satisfacer requisitos mínimos para ser tomadas en cuenta en el diseño. Existen tres calidades distintas de acero corrugado : grado 40, grado 60 y grado 75 aunque en nuestro medio sólo se usa el segundo. Las características de estos tres tipos se muestran en la Tabla N° 2.5.

Tabla N° 2.5. Características resistentes de los aceros grado 40, 60 y 75.

	f_y (kg / cm ²)	f_s (kg / cm ²)
Grado 40	2800	4900
Grado 60	4200	6300
Grado 75	5300	7000

Donde : f_y : Esfuerzo de fluencia del acero.

f_s : Resistencia mínima a la tracción a la rotura.

Las varillas se denominan por numero y sus características geométricas se presentan en la Tabla N° 2.6.

Tabla N° 2.6. Varillas corrugadas y sus características.

N°	d_b (in)	d_b (cm)	P (cm)	A_s (cm ²)	w (kg/m)	e (cm)	h (cm)	c (cm)	NEMP
	1/4	0.635	2	0.32	0.250	-	-	-	
3	3/8	0.952	3	0.71	0.560	0.662	0.038	0.363	
4	1/2	1.270	4	1.29	0.994	0.888	0.051	0.485	
5	5/8	1.588	5	2.00	1.552	1.110	0.071	0.608	
6	3/4	1.905	6	2.84	2.235	1.335	0.096	0.728	
7	7/8	2.222	7	3.87	3.042	1.538	0.111	0.850	X
8	1	2.540	8	5.10	3.973	1.779	0.127	0.973	
9	1 1/8	2.865	9	6.45	5.060	2.010	0.142	1.100	X
10	1 1/4	3.226	10	8.19	6.403	2.250	0.162	1.240	X
11	1 3/8	3.580	11	10.06	7.906	2.500	0.180	1.370	
14	1 11/16	4.300	14	14.52	11.384	3.020	0.215	1.640	X
18	2 1/4	5.733	18	25.81	20.238	4.010	0.258	2.190	X

Donde : d_b : Diámetro nominal de la varilla.

P : Perímetro de la varilla.

A_s : Area de la sección transversal de la varilla.

w : Peso lineal de la varilla.

e : Máximo espaciamiento entre corrugaciones de la varilla.

h : Altura mínima de las corrugaciones.

c : Cuerda de las corrugaciones de la varilla.

NEMP : No existe en el mercado peruano.

En la Figura N° 2.1 se muestra claramente el significado de los términos e, h y c.

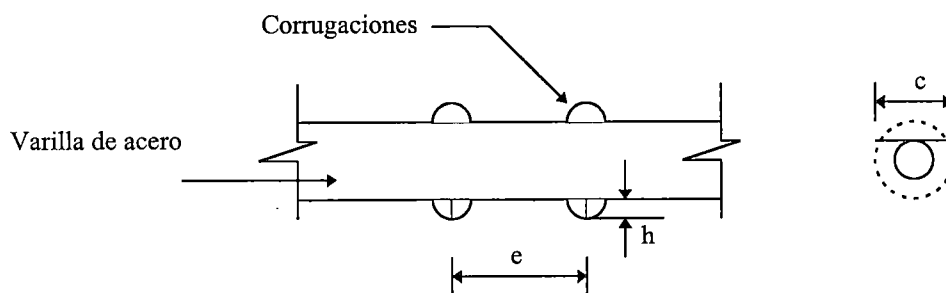


Figura N° 2.1. Características de las corrugaciones de las varillas.

Las varillas de la N°3 a la N°8 corresponden a un diámetro igual a su denominación en octavos de pulgada. Antiguamente las barras se hacían cuadradas y circulares. Las barras N°9, N°10, N°11, N°14 y N°18 tienen una sección transversal cuya área es igual a la de barras con sección cuadrada y lado de 1", 1 1/8", 1 1/4", 1 1/2" y 2" respectivamente. Sus diámetros se calculan en función a esta característica.

La Norma ASTM A-615-93 especifica aceros grado 40 y 60 en todas las denominaciones y acero grado 75 en varillas N°11, N°14 y N°18. Por su parte, la Norma ASTM A-616-93 sólo incluye aceros de rieles grado 50 y 60 y la ASTM A-617-93, aceros grado 40 y 60. La Norma ASTM A-706-92b especifica aceros de baja aleación soldables, grado 60.

En el Perú, las varillas N°2 se comercializan en rollos y no presentan corrugaciones. Las varillas entre la N°3 y la N°11 se expiden en largos de 30' o 9.00m pudiendo conseguirse en 6.00m ó 12.00m bajo pedido.

El alambre de refuerzo puede ser liso o corrugado y es fabricado bajo las Normas ASTM A-82-94a y A-496-94a, respectivamente. Se usa, principalmente, como refuerzo transversal en columnas.

El Código del ACI establece que para aceros con esfuerzo de fluencia mayor que 4200 kg/cm^2 , se considerará como esfuerzo de fluencia, el esfuerzo correspondiente a una deformación 0.35%. Este esfuerzo no deberá ser superior a los 5600 kg/cm^2 (ACI-3.5.3.2, 9.4).

Actualmente, se están desarrollando nuevos tipos de corrugaciones que aumentan la adherencia entre acero y concreto.

2.4.2 Recubrimientos Mínimos.

El recubrimiento mínimo para este tipo de estructuras y considerando lo sugerido por el Código ACI-7.7.1,7.7.2 será el siguiente :

- Para estructuras expuestas al relleno 4.00cm
- Para estructuras expuestas al agua calmada o a velocidades menores de 5 m/s 5.00cm
- Para estructuras expuestas al agua a velocidades entre 5 y 10 m/s 10.00cm

2.4.3 Espaciamiento Mínimo entre Varillas.

El Código ACI sugiere que el espaciamiento del refuerzo horizontal y vertical en losas y muros no será mayor que tres veces el espesor del elemento ni mayor que 45cm. tal como se indica en la Figura N° 2.2.

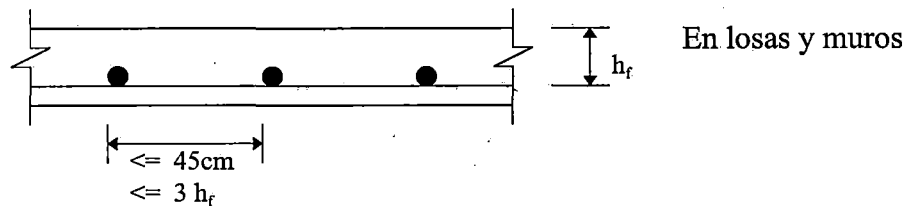


Figura N° 2.2. Espaciamiento mínimo entre varillas .

Las barras de acero colocadas en varias capas deberán alinearse para facilitar el colocado del concreto e impedir que los agregados sean retenidos en la armadura.

2.4.4 Anclajes y Empalmes del Refuerzo.

Longitud de Anclaje : Según el ACI 318-99, 12.2. Para barras corrugadas sujetas a tracción, las longitudes de anclaje o de desarrollo l_d en cm., son las que aparecen en

la Tabla N° 2.7 en la columnas indicadas como normal y superior. En ellas (superior) se refiere a barras horizontales colocadas de tal manera que 30cm. o mas del concreto fresco se vacía en el elemento debajo de dichas barras. También se indican las longitudes de anclaje para barras en compresión.

Tabla N° 2.7. Longitudes de Anclaje de Armaduras.

N°	d _b (in)	Area (cm ²)	f 'c (kg/cm ²)	l _a (cm) (normal)	l _a (cm) (superior)	l _a (cm) (compresión)
3	3/8"	0.71	175	46	60	23
			210	42	54	21
			280	36	47	20
			350	32	42	20
4	1/2"	1.29	175	61	79	30
			210	56	73	28
			280	48	63	24
			350	43	56	23
5	5/8"	2.00	175	76	99	38
			210	70	91	35
			280	60	78	30
			350	54	70	29
6	3/4"	2.84	175	92	119	46
			210	84	109	42
			280	72	94	36
			350	65	84	34
8	1"	5.10	175	152	198	61
			210	139	181	56
			280	120	156	48
			350	108	140	46
9	1 1/8"	6.45	175	172	223	69
			210	157	204	63
			280	136	176	54
			350	121	158	52
10	1 1/4"	8.19	175	193	251	77
			210	176	229	71
			280	153	199	61
			350	137	178	58
11	1 3/8"	10.06	175	215	279	86
			210	196	255	78
			280	170	220	68
			350	152	197	64

Empalmes del Refuerzo (Tracción): La longitud mínima de traslape para los empalmes traslapados en tracción será como se indica para la clase A o B, pero no menos de 30cm. donde :

■ Empalme de Clase A = $1.0 l_d$

■ Empalme de Clase B = $1.3 l_d$

donde l_d es la longitud de desarrollo definida anteriormente.

Los empalmes traslapados de barras corrugadas serán siempre de clase B excepto que se permita emplear los de clase A cuando se cumplen las dos condiciones siguientes :

- El área de acero colocada es por lo menos dos veces la necesaria por el análisis en toda la longitud del traslape.
- Se traslapa el 50% o menos del área de acero existente dentro de la longitud de traslape.

Empalmes del Refuerzo (Compresión): La longitud mínima de un empalme traslapado en compresión será la longitud de desarrollo definida anteriormente, pero no menor de $0.0071 f_y d_b$, ni de 30 cm. Para $f'c$ menor de 210 kg/cm^2 la longitud de traslape se incrementará en un tercio.

CAPITULO III

3.0 GEOTECNIA

3.1 GENERALIDADES

La Ingeniería Geotécnica se ocupa del análisis y comportamiento del suelo, del diseño y construcción de cimentaciones que son las partes que transmiten las cargas de la estructura al terreno. También incluye el tratamiento necesario de los materiales del subsuelo para asegurar la capacidad adecuada de carga sin deformaciones indeseables. Además, la Ingeniería Geotécnica trata las medidas necesarias para construir abajo o a nivel del suelo sin causar daños a las propiedades adyacentes o peligro a los trabajadores o a las personas que estén en los alrededores.

Los ingenieros geotécnicos deben tener su profundo conocimiento del suelo y su comportamiento - Geología y Mecánica de Suelos - , la teoría estructural y de los materiales adecuados de infraestructura. La Ingeniería Geológica auxilia en la clasificación de los suelos y el entendimiento de las características de los mismos.

La Mecánica de Suelos aplica las leyes de física a los problemas de ingeniería que se refieren a los suelos. Los suelos son sedimentos u otras acumulaciones no consolidadas de partículas sólidas producidas por la desintegración de rocas, y mezclas de dichas partículas con sustancias orgánicas.

Debido a la complejidad del diseño y construcción de infraestructuras muchas veces se contratan consultores especializados en este campo como consejeros de los arquitectos, ingenieros y contratistas. Esto es especialmente deseable, ya que una

cimentación inadecuada puede causar daños graves a las superestructuras o incluso su destrucción. Además, la contratación de expertos en prácticas de cimentación en una área geográfica dada es muy importante, ya que la teoría puede ser inadecuada para determinado problema específico.

3.2 CARACTERISTICAS IMPORTANTES PARA EL DISEÑO

Para la elaboración de un buen diseño estructural, el suelo es uno de los factores más importantes para la obtención de éste, ya que sobre ella generalmente se va a apoyar dicha estructura.

Las características o parámetros del suelo que de manera frecuente intervienen en un calculo estructural son el peso específico, el esfuerzo admisible y el ángulo de fricción, para lo cual facilitaremos unas tablas según el tipo de suelo para cálculos posteriores.

3.2.1 Peso Específico.

Se denomina así a la relación de masa de un determinado espécimen entre su respectivo volumen, este valor se puede obtener mediante ensayos de Laboratorio como también pueden ser obtenidos in-situ, siendo los procedimientos de ensayo de Laboratorio distintos según el tipo de suelo.

Este factor se emplea generalmente para la determinación de la fuerza de empuje que el suelo ejerce sobre una determinada estructura, por lo que se considera como una de las características importantes para el diseño estructural del elemento en análisis.

En la sección 3.3.1 (Tabla N° 3.1) se muestra una relación de valores de Pesos Específicos para diversos tipos de terreno, que nos serán útil para posteriores diseños. Estos valores se utilizan sólo para diseños preliminares.

3.2.2 Esfuerzo Admisible.

Denominado también presión admisible, por definición, esta característica se determina por la expresión siguiente :

$$\sigma a = \frac{q c}{F s}$$

q_c = Capacidad portante (kg/cm²).

F_s = Factor de seguridad.

σ_a = Esfuerzo admisible o de diseño (kg/cm²).

Capacidad Portante ; es la capacidad que puede soportar el suelo de cimentación sin que su estabilidad sea amenazada.

Generalmente para determinar la capacidad portante del suelo de cimentación, es usual e indispensable hacer el análisis de esfuerzos cortantes y asentamientos.

Este Parámetro nos permite predimensionar una determinada estructura ya que tanto las fuerzas actuantes debidas al peso propio, sobrecargas y fuerzas sísmicas van a transmitir una presión actuante sobre el terreno, el cual tiene que ser menor que la presión admisible y cuando se considera el efecto sísmico éste valor (presión actuante) tendrá que ser menor que 1.33 veces la presión admisible.

En la sección 3.3.1 (Tabla N° 3.2) se muestra una relación de valores de Esfuerzos Admisibles para diversos tipos de terreno, que nos serán útil para posteriores diseños. Estos se utilizan sólo para diseños preliminares.

3.2.3 Angulo de Fricción.

Denominado también ángulo de resistencia al corte. El valor de éste parámetro se obtiene midiendo la abertura que forma la Línea de rotura con el eje de Tensión normal, siendo la Línea de rotura la tangente de las envolventes generadas por las circunferencias de tensiones que corresponden al estado de rotura, al menos un punto de cada circunferencia representa la combinación tensión normal y de corte asociada con la rotura.

Este parámetro se emplea generalmente para la obtención del factor de presión activa o el factor de presión neutra, el cual interviene en el calculo de la fuerza de empuje del terreno sobre una determinada estructura por lo que se considera como una de las características importantes para el diseño estructural de dicho elemento en análisis. Cuando se trata de construcciones flexible, como un muro de contención de tabla - estacas metálicas se aplica el factor de presión activa. Sin embargo, cuando la construcción es rígida , como en el caso de construcciones de concreto armado, se usa el factor de presión neutra.

El factor de presión activa del terreno se calcula mediante la siguiente expresión :

$$\lambda a = \operatorname{tag}^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \dots\dots\dots (3-1)$$

ϕ = Angulo de fricción interna del terreno ($^{\circ}$).

λ_a = Factor de presión activa del terreno.

Y el factor de presión neutra del terreno se calcula de la siguiente expresión :

$$\lambda_n = 1 - \text{sen } \phi \dots\dots\dots (3-2)$$

ϕ = Angulo de fricción interna del terreno ($^{\circ}$).

λ_n = Factor de presión neutra del terreno.

En la sección 3.3.1 (Tabla N° 3.3) se muestra una relación de valores de Angulos de Fricción para diversos tipos de terreno, que nos serán útil para posteriores diseños.

Estos se utilizan sólo para diseños preliminares.

3.3 ANEXO

3.3.1. Tablas.

Las tablas que a continuación se presenta contienen valores de peso específico (Tabla N° 3.1), esfuerzo o presión admisible (Tabla N° 3.2) y ángulo de fricción (Tabla N° 3.3) para diversos tipos de terreno, siendo éstas válidas para obtener un predimensionamiento aproximado de las distintas estructuras que intervienen en un Diseño Estructural de Obras Hidráulicas para Proyectos de Riego.

Tabla N°3.1. Relación de Valores de Pesos Específicos Para Diversos Tipos de Terreno

Tipo de terreno	Peso Especifico (kg/m³)
Arcilla Suave	1440 a 1920
Arcilla Media	1600 a 1920
Limo Seco y Suelto	1600 a 1920
Limo Denso	1760 a 1920
Arena Suelta y Grava	1600 a 2100
Arena Densa y Grava	1920 a 2100
Arena Suelta, Seca y Bien Graduada	1840 a 2100
Arena Densa, Seca y Bien Graduada	1920 a 2100

Tabla N°3.2. Relación de Valores de Esfuerzos Admisibles Para Diversos Tipos de Terreno

Tipo de terreno	Esfuerzo Admisible (kg/cm²)
Rocas macizas: granito, diorita, gneis.	100
Rocas laminadas: esquistos, pizarra.	40
Rocas sedimentarias: caliza, arenisca.	15
Cascajo, gravas o gravas arenosas (GW ó GP)	
Compactas	5
Medianamente compactas (Lima)	4
Sueltas	3
Arenas o arenas con grava bien graduadas (SW)	
Compactas	3,75
Medianamente compactas	3
Sueltas	2,25
Arenas o arenas con grava mal graduadas (SP)	
Compactas	3
Medianamente compactas	2,50
Sueltas	1,75
Gravas sienosas o grava-arena-sieno (GM)	
Compactas	2,50
Medianamente compactas	2
Sueltas	1,50
Arenas sienosas o arena-sieno (SM)	2
Gravas Arcillosas o arenas arcillosas (GC-SC)	2
Suelos inorgánicos, sienos, arenas finas (ML-CL)	1
Arcillas inorgánicas plásticas, arenas diatomáceas, sienos elasticos (CH-MH)	1

Tabla N°3.3. Relación de Valores de Angulos de Fricción Para Diversos Tipos de Terreno

Tipo de terreno	Angulo de Fricción (°)
Grava Areno Arcillosa Arena Gravosa Grava Areno Limosa Grava Arenosa	32° a 36°
Grava Arcillo Limosa Grava Arcillosa Grava Limosa Arena Arcillosa	30° a 34°
Arena Fina Arena Limosa	30° a 32°
Limo Arenoso Arcilla Gravosa Arcilla Limo Arenosa	20° a 28°

CAPITULO IV

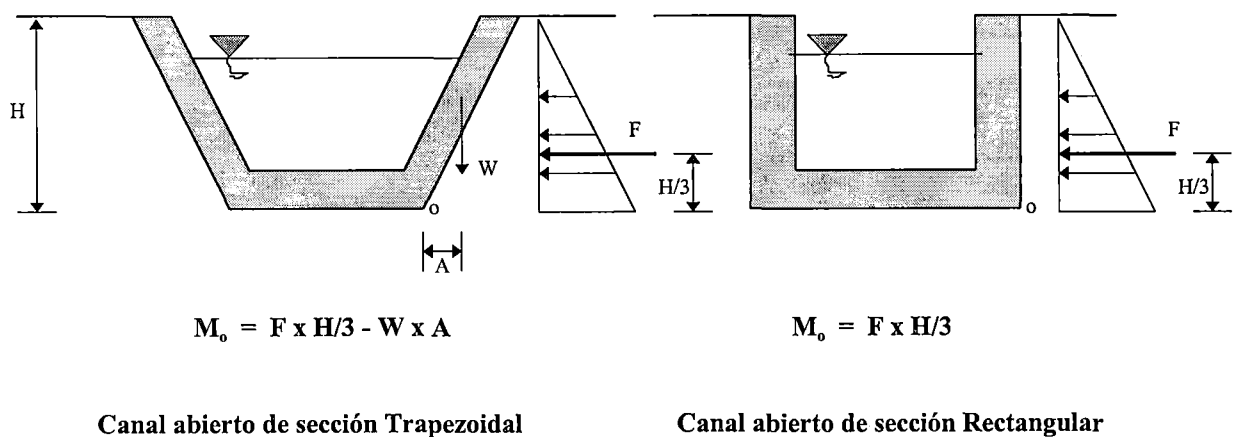
4.0 OBRAS DE CONDUCCION

4.1 CANALES ABIERTOS ENTERRADOS

4.1.1. Definición.

Se denomina canales abiertos son conductos en los cuales el agua fluye debido a la gravedad y sin ninguna presión. La geometría de estas estructuras, se determinan básicamente por dos condiciones hidráulicas: Caudal Máximo de agua, que determina el tirante máximo de agua y la Sobre - elevación Mínima para evitar reboses en avenidas o caudales extraordinarios. Dependiendo de estas condiciones la sección puede ser de forma rectangular o trapezoidal, tal como se muestra en la Figura N°4.1.

Figura N° 4.1. Secciones transversales típicas de canales abiertos.



4.1.2. Tipos de Canales Abiertos Enterrados.

Los canales abiertos de conducción básicamente pueden clasificarse en canales no revestidos y en canales revestidos, en éstos últimos empleándose el enrocado con base de mantos geotextiles, asentados con mortero, o también canales revestido en concreto armado.

En los canales no revestidos, generalmente la velocidad del flujo de agua es baja y su estabilidad está garantizada con el adecuado talud permitido por el tipo de terreno que se tenga ; por el contrario en los canales revestidos, la estabilidad más bien esta definida por el equilibrio entre el peso de la capa de recubrimiento y el empuje activo del terreno y cuando, en éstos, un muro vertical o un muro inclinado que no satisfaga este equilibrio, existirá una descomposición de fuerzas, la que será equilibrada por el refuerzo que se incorpore en el muro.

4.1.3. Criterios de Diseño.

En el diseño estructural de los canales abiertos, el caso más crítico para el análisis es cuando éste no se encuentra en servicio. Las fuerzas actuantes y cuantías mínimas que se consideraran para estos tipos de estructura serán las siguientes:

a).- Fuerza de Empuje ; Es aquella fuerza que actúa directamente sobre los muros del canal debido a la presión lateral del terreno (ver Figura N° 4.2) y que para su cálculo se usaran las siguientes expresiones :

De la Figura N°3.1 el cálculo de la fuerza F es :

$$F = \frac{1}{2} \times K_o \times \gamma \times H^2 \dots\dots\dots (4-1)$$

Siendo : F : La fuerza de empuje lateral del terreno.

K_0 : Coeficiente de empuje de reposo.

γ : Peso específico del terreno adyacente.

Podría considerarse para éste caso el coeficiente de empuje obtenida por el método de Mononobe-Okabe analizada posteriormente en la sección 5.8.6. Sin embargo la diferencia entre estos dos, no es tan considerable por lo que la fuerza de empuje no se altera de manera excesiva, debido también a que la altura de éstas estructuras no son por lo general de gran magnitud.

Por otra parte, si existiera presencia de nivel freático y/o una sobrecarga adicional sobre el terreno, adyacente en los muros del canal se emplearan las siguientes expresiones :

Con nivel freático (F_1);

$$F_1 = \frac{1}{2} \times (K_0 \times \gamma' + 1) \times H^2 \dots\dots\dots (4-2)$$

donde : $\gamma' = \gamma - m \times \gamma_a$ (Peso específico del terreno con agua)

γ : Peso específico del terreno seco.

γ_a : Peso específico del agua (1000 kg / m³).

m : Coeficiente que se obtiene de un estudio de mecánica de suelos,
depende principalmente del índice de vacíos del terreno.

Por lo tanto, si no hay la posibilidad de realizar ensayos, considerar :

$m = 0.80$ en terrenos compactados.

$m = 0.60$ en terrenos arenosos.

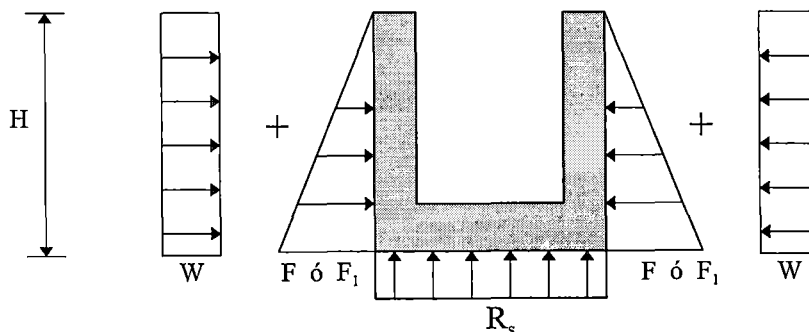
Con sobrecarga (W); La presencia de una sobrecarga añadiría una carga uniformemente repartida a todo lo alto de los muros de canal el cual, siendo ésta calculada mediante la siguiente expresión :

$$W = K_o \times \gamma \times h_o \dots\dots\dots (4-3)$$

donde : $h_o = \frac{S/C}{\gamma}$ (S/C en kg/m² ó tn/m²)

b).- Reacción del Suelo (R_s); Son las cargas actuantes generadas por el peso propio de los muros, para este caso no se considera el peso de la losa ya que ésta actúa directamente sobre el terreno, tal como se muestra en la Figura N° 4.2.

Figura N° 4.2. Fuerzas Actuantes sobre un canal abierto enterrado.



c).- Cuantías mínimas de refuerzo ; Las cuantías de acero mínimo por temperatura según el USBR “Design and Small Canal Structures” son los siguientes :

Refuerzo en una capa.	L ≤ 30'	L > 30'
■ No expuesto directamente al sol.	0.0025	0.0035
■ Expuesto directamente al sol.	0.0030	0.0040

Refuerzo en dos capas.	$L \leq 30'$	$L > 30'$
■ Cara adyacente al terreno.	0.0010	0.0015
■ Cara no adyacente al terreno y no expuesta directamente al sol.	0.0015	0.0020
■ Cara no adyacente al terreno y expuesta directamente al sol.	0.0020	0.0025

Siendo L la distancia entre juntas en pies.

La cuantía mínima vertical en muros es igual a 0.0015.

y para losas la cuantía mínima por flexión es de 0.0018.

4.1.4. Finalidad.

La finalidad de estas estructuras es la de aprovechar el agua al máximo para satisfacer las necesidades de la comunidad en diferentes campos. La utilización de este recurso es generalmente para las siguientes fines :

- La utilización como agua potable para consumo humano, en cuyo caso la ingeniería plantea obras de captación, plantas de tratamiento o de procesamiento del agua.
- Utilización del agua en generación de energía, proyectándose obras de la magnitud y características de las centrales hidroeléctricas.
- Utilización del agua para fines industriales, lo cual implica construcciones específicamente para su almacenamiento, conducción, procesamiento y en algunos casos para su reciclado.

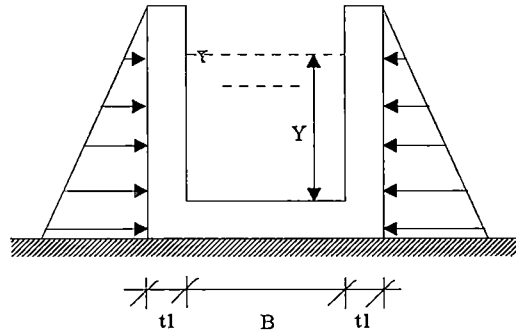
- Utilización del agua para fines agrícolas, planteando la ingeniería diferentes posibilidades y alternativas de construcción que van desde Bocatomas, obras de Captación, Desarenadores, Canales Revestidos, Acueductos, etc.

4.1.5. Ejemplo.

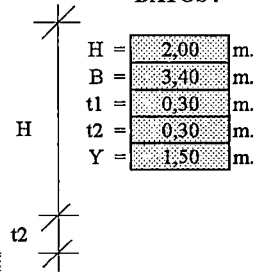
Los parámetros y nomenclaturas empleados para el ejemplo que a continuación se muestra son convencionales, ya que para un cálculo real se debe trabajar con los datos de campo. Sin embargo el criterio si es el mismo.

GEOMETRIA DEL CANAL ABIERTO ENTERRADO

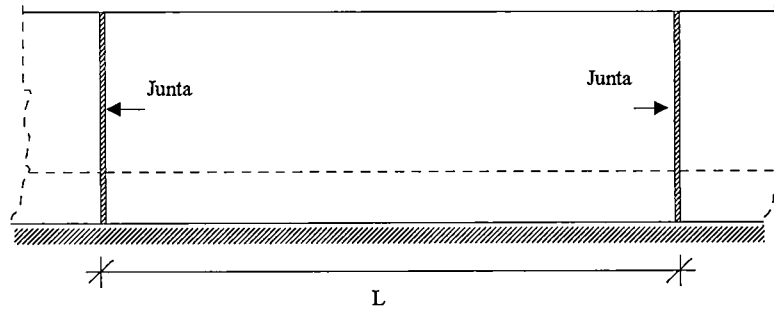
SECCION TRANSVERSAL



DATOS :



SECCION LONGITUDINAL

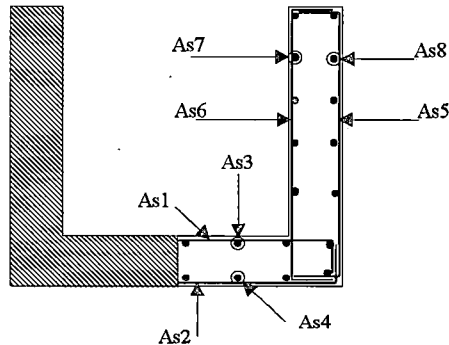


Nomenclatura y Parámetros de Diseño :

L (m) =	9,00	Longitud del canal apoyado.
γ_c (kg/m ³) =	2400	Peso específico del concreto.
r (m) =	0,05	Recubrimiento de losas y paredes.
f'c (kg/cm ²) =	210	Esfuerzo del concreto a la compresión.
f _y (kg/cm ²) =	4200	Esfuerzo de fluencia del acero.
σ_{adm} (kg/cm ²) =	3,00	Presión admisible del terreno
ϕ (°) =	35,00	Angulo de fricción del terreno
γ_t (kg/m ³) =	1600,00	Peso específico del terreno.
Y =	Tirante de agua	

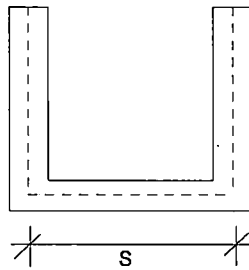
Para el análisis se considerará el caso más desfavorable, es decir cuando el canal este vacío.

DISEÑO DE LA LOSA Y MUROS



DISEÑO DE LOSA TRANSVERSALMENTE

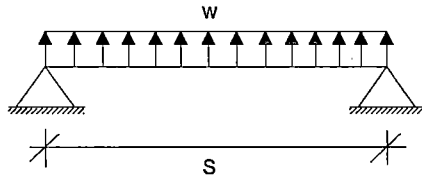
Sea w la reacción del terreno debido al peso de las paredes y M el momento generado por el mismo.



Analizándola como un marco apoyado por lo que tomaremos las dimensiones desde los ejes de los muros y 1,00m de profundidad.

$$S = 3,70 \text{ m.}$$

Reacción del terreno :



Metrado de Cargas :

$$w = \frac{2 \cdot t_1 \cdot H \cdot \gamma_c}{(B + 2 \cdot t_1)} = 720 \text{ kg/m}^2$$

El momento actuante será :

$$M = w \cdot \frac{S^2}{8} = 12,32 \text{ kg - m / m}$$

Diseño por cargas de servicio :

Para lo cual usaremos los siguientes parámetros :

f_c (Kg/cm ²) =	94,50	Esfuerzo permisible del concreto para cargas de servicio ($0,45 \cdot f'_c$)
f_s (Kg/cm ²) =	1680	Esfuerzo permisible del acero para cargas de servicio ($0,40 \cdot f_y$)
d (m) =	0,24	Peralte efectivo de la losa
n =	9	Relación de módulos de elasticidad

$$K = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{n \cdot f_c}} = 0,336$$

$$j = \frac{1 - K}{3} = 0,888 \quad A_s = \frac{M}{f_s * j * d} \quad \text{----- } \textcircled{1}$$

El acero mínimo A_{s1} en losas es:

$$A_{min1} = 0,0018 * b * t^2 = 5,40 \quad \text{cm}^2 / \text{m}$$

Reemplazando en $\textcircled{1}$ tenemos :

$$A_{s1} = \boxed{3,38} \text{ cm}^2 / \text{m} < A_{min}$$

N° de acero a usar = $\boxed{4}$
 Espaciamiento = $\frac{\quad}{0,20} \text{ m}$

$$\boxed{\text{USAR } \phi \text{ } 1/2'' \text{ @ } 0,20} \quad (\text{As1})$$

El A_{s2} de la será tomado como acero mínimo para losas:

$$A_{min2} = 5,40 \quad \text{cm}^2 / \text{m}$$

N° de acero a usar = $\boxed{4}$
 Espaciamiento = $\frac{\quad}{0,20} \text{ m}$

$$\boxed{\text{USAR } \phi \text{ } 1/2'' \text{ @ } 0,20} \quad (\text{As2})$$

DISEÑO DE LA LOSA LONGITUDINALMENTE

Considerando que el terreno esta compactado uniformemente no habría esfuerzos de flexión en la dirección longitudinal, por lo que sólo se le suministrará refuerzo mínimo por temperatura.

El acero mínimo A_{s3} no adyacente al terreno y expuesta directamente al sol es :

$$A_{min3} = 0,0020 * b * t^2 = 6,00 \quad \text{cm}^2 / \text{m}$$

N° de acero a usar = $\boxed{4}$
 Espaciamiento = $\frac{\quad}{0,20} \text{ m}$

$$\boxed{\text{USAR } \phi \text{ } 1/2'' \text{ @ } 0,20} \quad (\text{As3})$$

El acero mínimo A_{s4} adyacente al terreno es:

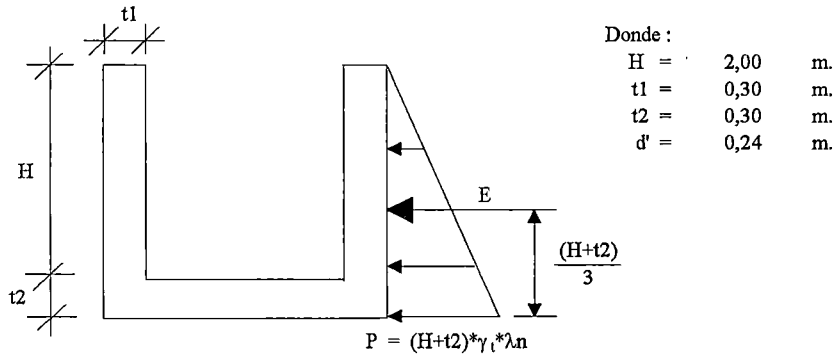
$$A_{min4} = 0,0010 * b * t^2 = 3,00 \quad \text{cm}^2 / \text{m}$$

N° de acero a usar = $\boxed{3}$
 Espaciamiento = $\frac{\quad}{0,20} \text{ m}$

$$\boxed{\text{USAR } \phi \text{ } 3/8'' \text{ @ } 0,20} \quad (\text{As4})$$

DISEÑO DE LAS PAREDES

Cálculo de la presión lateral del suelo:



Siendo E la fuerza de empuje producido por el terreno y cuyo valor es:

$$E = \frac{1 * (H+t2)^2 * \gamma_t * \lambda_n}{2} \quad \text{----- (a)}$$

Donde:

$$\lambda_n = 1 - \text{sen}\phi = 0,426$$

Reemplazando en (a) tenemos:

$$E = 1804,62 \text{ kg / m}$$

Por lo tanto el momento actuante es :

$$M' = \frac{1 * E * (H+t2)}{3} = 1384 \text{ kg -m / m}$$

Cálculo de la fuerza sísmica debido al peso propio de la pared :

Sabemos que :

$$F_s = \frac{Z * U * S * C * P_p}{R} \quad \text{----- (b)}$$

Siendo :

Z =	0,40	
U =	1,50	
S =	1,40	
C =	2,50	
R =	7,50	
Pp =	1440	kg / m

Reemplazando en (b) tenemos :

$$F_s = 406 \text{ kg / m}$$

Por lo tanto el momento actuante debido a esta fuerza es :

$$M_s = F_s * \frac{(H+t2)}{2} = 467 \text{ Kg - m / m}$$

El momento total actuante sobre la pared es :

$$M_{tp} = M' + M_s = \boxed{1850} \text{ Kg -m/m}$$

El acero mínimo vertical es :

$$A_{min \text{ vertical}} = 0,0015 * b * t_1 = 4,50 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Reemplazando en (1) tenemos : $A_{s5} = \boxed{5,17} \text{ cm}^2/\text{m} > A_{min \text{ vertical}}$

$$\begin{aligned} \text{N}^\circ \text{ de acero a usar} &= \boxed{4} \\ \text{Espaciamiento} &= 0,20 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\boxed{\text{USAR } \phi \text{ 1/2" @ 0,20}} \text{ (As5)}$$

El acero As6 será tomado como acero mínimo vertical :

$$A_{s6} = 4,50 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\begin{aligned} \text{N}^\circ \text{ de acero a usar} &= \boxed{4} \\ \text{Espaciamiento} &= 0,25 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\boxed{\text{USAR } \phi \text{ 1/2" @ 0,25}} \text{ (As6)}$$

El acero mínimo As7 no adyacente al terreno y expuesta directamente al sol es :

$$A_{min7} = 0,0020 * b * t_1 = 6,00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\begin{aligned} \text{N}^\circ \text{ de acero a usar} &= \boxed{4} \\ \text{Espaciamiento} &= 0,20 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\boxed{\text{USAR } \phi \text{ 1/2" @ 0,20}} \text{ (As7)}$$

El acero mínimo As8 adyacente al terreno es:

$$A_{min8} = 0,0010 * b * t_1 = 3,00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\begin{aligned} \text{N}^\circ \text{ de acero a usar} &= \boxed{3} \\ \text{Espaciamiento} &= 0,20 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\boxed{\text{USAR } \phi \text{ 3/8" @ 0,20}} \text{ (As8)}$$

Cálculo de la presión actuante sobre el terreno : (Considerado para 1,00m de profundidad)

Para que el terreno sea capaz de soportar la carga que actúa sobre ella debe cumplirse que la presión admisible final debe ser mayor al de la presión actuante, sin embargo debido al análisis sísmico la presión admisible final es $1,33 * \sigma_{adm}$.

$$\sigma_{adm \text{ final}} = 1,33 * \sigma_{adm} = 3,99 \text{ kg / cm}^2$$

Cálculo de la presión actuante:

$$\sigma_{act} = \frac{W_{agua} + W_{losa} + W_{paredes}}{\text{Area de apoyo del canal}} = \boxed{2,72} \text{ kg / cm}^2 \quad \text{Ok!}$$

W : peso

Cálculo del Control de Fisuración :

El refuerzo de tracción por flexión deberá distribuirse adecuadamente en las zonas de tracción máximas de un elemento de tal modo de obtener un valor " Z " menor o igual 17000 kg/cm que corresponde a una fisura igual a 0,02cm.

Estos valores son menores que los que dá el ACI - 318.

El valor de " Z " de acuerdo al ACI - 350 se calculará mediante la siguiente expresión:

$$Z = f_s * \sqrt[3]{d_c * A'} \leq 17000 \text{ Kg / cm}$$

Según el RNC (11.7.2), f_s puede estimarse como:

$$f_s = \frac{M}{(0.90 * d' * A_s)} \quad \text{ó} \quad 0,60 * f_y$$

Donde:

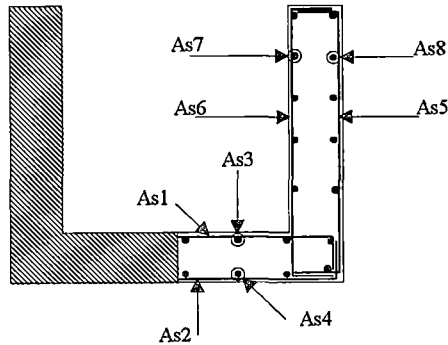
f_s (kg/cm ²) =	1352	Esfuerzo de trabajo del acero.
d_c (cm) =	6,00	Distancia de la fibra exterior en tracción al centro de la varilla más cercana a ella.
A' (cm ²) =	240	Area efectiva en tracción del concreto que rodea al refuerzo principal de tracción y que tiene el mismo centroide que este refuerzo, dividido entre el número de barras.
M (kg-m) =	1850	Momento flector en condiciones de servicio.
d' (cm) =	24,00	Peralte efectivo.
A_s (cm ²) =	6,33	Area del refuerzo en tracción.

Luego tenemos :

Z (kg/cm) = 15272 **Ok! < 17000**

EN RESUMEN TENEMOS :

As1	1/2" @	0,20
As2	1/2" @	0,20
As3	1/2" @	0,20
As4	3/8" @	0,20
As5	1/2" @	0,20
As6	1/2" @	0,25
As7	1/2" @	0,20
As8	3/8" @	0,20



4.2 CONDUCTOS CUBIERTOS

4.2.1. Definición.

Los conductos cubiertos son estructuras que sirven para cruzar cursos de agua debajo del cauce natural o son canales que van debajo de una vía.

Se recomienda para estos casos secciones rectangulares con una relación H/B igual a 1.25. Las dimensiones mínimas recomendables son $H = 1\text{m}$. y $B = 0.80\text{m}$ y en el caso de secciones circulares con un diámetro de 0.75m . Los conductos cubiertos pueden ser construidos de concreto y de acero.

4.2.2. Condiciones del Suelo.

Para diseñar éstos tipos de estructuras se tiene que conocer las condiciones del suelo sobre el cual se construirá el mismo. Tiene que hacerse como mínimo una perforación en el sitio de la construcción de cada obra de arte, hasta una profundidad de por lo menos dos metros por debajo del nivel de la cimentación de la estructura. También se debe registrar el nivel de la napa freática encontrada en el momento de la perforación.

En base a los datos de la perforación se puede calcular o estimar la capacidad de carga del terreno y calcular la presión lateral en las paredes.

Los datos necesarios para determinar o estimar en base a las perforaciones son :

- El peso unitario del material seco : γ_s (kg/m³)
- El peso unitario del material bajo agua : γ_{sat} (kg/m³)

- El ángulo de fricción interna : ϕ
- La capacidad portante del terreno : σ_c (kg/cm²)

En la sección 3.3.1 se dan unas tablas de estos valores para distintos materiales, los cuales sólo servirán como una primera orientación para el cálculo preliminar. El diseño definitivo se debe hacer en base de los datos obtenidos de campo.

Para calcular la presión lateral del terreno sobre ésta estructura usaremos las ecuaciones (3-1) o (3-2) del Capítulo III.

4.2.3. Características Estructurales.

En este acápite se tiene que determinar y presentar las características de los materiales a usar para la construcción como concreto, refuerzo, madera, etc. Las características convencionales del concreto y la armadura son :

- Concreto armado : $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- Concreto ciclópeo : $f'c = 140 \text{ kg/cm}^2$
- Refuerzo : $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- Peso unitario del concreto : $\gamma_c = 2400 \text{ kg/m}^3$

Además se tiene que mencionar el tipo de cemento y el recubrimiento necesario, que depende de las condiciones que debe resistir el concreto.

4.2.4. Carga del Relleno.

La carga del relleno (ver Figura N° 4.3) sobre la losa superior se puede calcular con la siguiente expresión :

$$q_R = h \times \gamma_s \dots\dots\dots (4-1)$$

donde :

h : altura del relleno (m) ;

γ_s : peso unitario del suelo (kg/m^3).

El peso del relleno se convierte en una presión lateral sobre las paredes, que puede ser dividida en dos componentes :

- Presión lateral por el relleno h ;
- Presión lateral del terreno sobre la altura de la alcantarilla.

La presión lateral por el relleno es uniforme y se calcula según :

$$Ps1 = q_R \times \lambda_n \dots\dots\dots (4-2)$$

donde :

λ_n : factor de presión neutra ;

q_R : carga del relleno (kg/m^2)

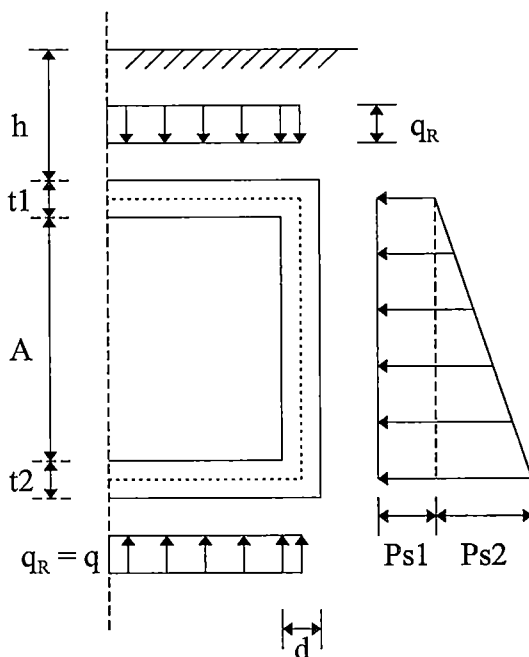


Figura N° 4.3. Sistema de Cargas generadas por el relleno

La presión lateral sobre la altura de la alcantarilla se desarrolla en forma triangular :

$$Ps_2 = \lambda_n \times \gamma_s \times (A+(t_1+t_2)/2) \dots\dots\dots (4-3)$$

4.2.5. Carga Viva del Tráfico.

El calculo se hace en base a las cargas vivas especificadas por el AASHTO (American Association of State Highway Officials). Se conoce dos sistemas de cargas :

- Carga H, representada por un camión con dos ejes ;
- Cargas HS, representada por un camión - trailer con tres ejes.

Para el cálculo de los máximos momentos flectores en la losa superior de estas estructuras emplearemos los siguientes criterios :

Criterio N°1 ; cuando la cobertura sea menor o igual a 0.60m de altura la carga viva de tráfico a considerar será igual al peso del grupo de ruedas posteriores del sistema de camión asumido, actuando sobre un ancho “E”, al cual a su vez habrá que añadirle el efecto de impacto. El momento máximo generado por ésta carga se producirá en el centro de luz de la losa. Por lo tanto tenemos :

Sea : P_r : carga viva del grupo de ruedas posteriores del sistema de camión asumido

E : ancho sobre el cual se distribuye la carga P_r .

P_{co} : carga viva del grupo de ruedas sobre el ancho E .

I : coeficiente de impacto.

P_c : carga viva puntual actuante sobre la losa superior o carga de diseño.

L : distancia entre ejes de los muros. (en pies)

Donde :

$$E = 0.06 \times L + 4' < 7.0' \dots\dots\dots (4-4)$$

$$P_{co} = \frac{Pr}{E} \dots\dots\dots (4-5)$$

$$I = \frac{50}{L + 125} < 30\% \dots\dots\dots (4-6)$$

y $P_c = (I + 1) \times P_{co} \dots\dots\dots(4-7)$

Criterio N°2 ; cuando la cobertura sea mayor a 0.60m la carga viva de tráfico a considerarse se obtendrá a partir de la Figura N° 4.4, al cual a su vez habrá que añadirle el efecto de impacto. Por lo tanto tenemos :

Sea : C_{vo} : carga viva de tráfico obtenido de tablas.

C_v : carga viva repartida actuante sobre la losa superior o carga de diseño.

$$C_v = C_{vo} \times (I + 1) \dots\dots\dots (4-8)$$

4.2.6. Peso Propio del Conducto.

El peso propio de los distintos elementos del conducto cubierto (Figura N°4.3) pueden ser calculados sin mayor dificultad mediante las siguientes expresiones :

$$q_L = t_1 \times \gamma_c \dots\dots\dots (4-9)$$

donde :

q_L : Peso de la losa superior (kg/m²).

t_1 : Espesor de la losa (m).

γ_c : Peso especifico del concreto (kg/m³).

$$q_p = d \times A \times \gamma_c \dots\dots\dots (4-10)$$

donde :

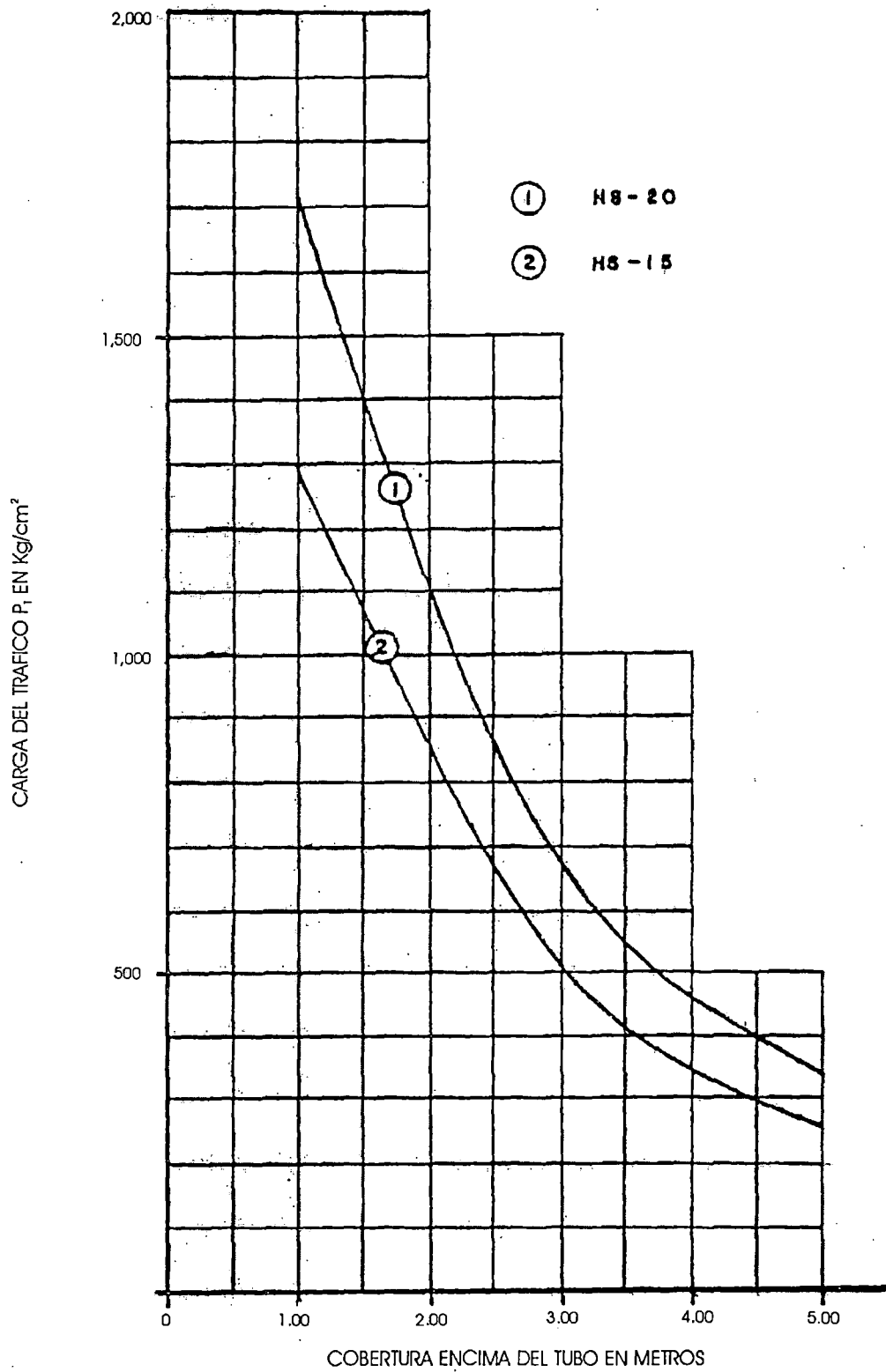


Figura Nº 4.4 - Gráfico para Determinar la Carga del Tráfico
 Sistema de Carga : HS

q_p : Peso de la pared (kg/m).

d : Espesor de la pared (m).

A : Altura de la alcantarilla (m).

γ_c : Peso especifico del concreto (kg/m³).

El peso propio de la losa inferior no genera momentos, ya que es transmitido directo hacia el suelo, pero sí debe ser tomado en cuenta en el calculo de la presión total del conducto sobre el suelo.

4.2.7. Peso del Agua en el Conducto.

La presión hidráulica interna en el conducto es mínima y será despreciada en el cálculo. Por lo tanto sólo queda la presión hidráulica sobre las paredes, que se calcula con la siguiente expresión para cuando el conducto esté llena :

$$P_A = A \times \gamma_a \dots\dots\dots (4-11)$$

donde :

P_A : Presión del agua (kg/m²).

A : Altura de la alcantarilla (m).

γ_a : Peso especifico del agua (m).

La carga sobre la losa inferior por el peso del agua no genera momentos, porque es transmitida directamente al suelo, a través de la losa de concreto. Sin embargo, la carga sí debe ser tomada en cuenta para el cálculo de la presión máxima de todo el conducto sobre el suelo.

4.2.8. Casos Críticos.

Los momentos pueden ser calculados, considerando la posible coincidencia de las cargas. Por lo general se considera solamente dos casos :

Caso I : conducto vacío ; carga por relleno y carga viva del trafico, peso propio del conducto y la presión lateral del suelo sobre las paredes.

Caso II : conducto lleno ; carga por relleno, peso propio del conducto, peso y presión del agua en el conducto y la presión lateral del suelo.

Bajo algunas circunstancias, estos casos no producen los momentos máximos positivos o negativos en una sección determinada del conducto. Entonces habrá que considerar el efecto de cualquier combinación de cargas. Además se debe verificar la seguridad contra la subpresión del conducto, cuando existe la posibilidad de que el conducto esté vacío y que en el mismo instante la napa freática esté alta. Condición para el cálculo es que el suelo bajo la losa inferior es compresible.

Los momentos en el conducto pueden ser determinados considerando las losas y las paredes como una viga continua de cuatro luces con momentos de igual magnitud en el soporte final. Aplicando el método de CROSS, los momentos en cada tramo y cada esquina pueden ser calculados sin mayor problemas ; también puede usarse las expresiones presentadas en la sección 4.2.11.

4.2.9. Presiones de la Estructura Sobre el Terreno.

El caso critico para calcular la presión máxima sobre el terreno es cuando se considera las siguientes cargas :

- Carga por relleno (a).

- Carga viva del trafico (b).
- Peso propio de la alcantarilla (c).
- Peso del agua (d).

Por lo tanto la presión sobre el terreno es :

$$\sigma_T = \frac{(a + b + c + d)}{\text{Ancho del conducto}} \dots\dots\dots (4-12)$$

4.2.10. Cálculo del Refuerzo.

El refuerzo se calcula conforme a la norma para concreto armado del Reglamento Nacional de Construcciones y en base al diseño a la rotura.

El procedimiento del cálculo es el siguiente :

- a).- Determinar los factores de seguridad ;
- b).- Multiplicar las cargas o los momentos con los factores de seguridad respectivos para obtener el momento último ;
- c).- Definir el recubrimiento ;
- d).- Estimar el diámetro del acero principal ;
- e).- Calcular la cantidad del refuerzo necesario.

4.2.10.1. Criterios Generales Para el diseño.

La cuantía de refuerzo en tracción de elementos sujetos a flexión, no será menor que :

$$\text{Losas Amin} = 0.0018 \times b \times d \dots\dots\dots (4-13)$$

$$\text{Muros Amin} = 0.0015 \times b \times d \dots\dots\dots (4-14)$$

donde :

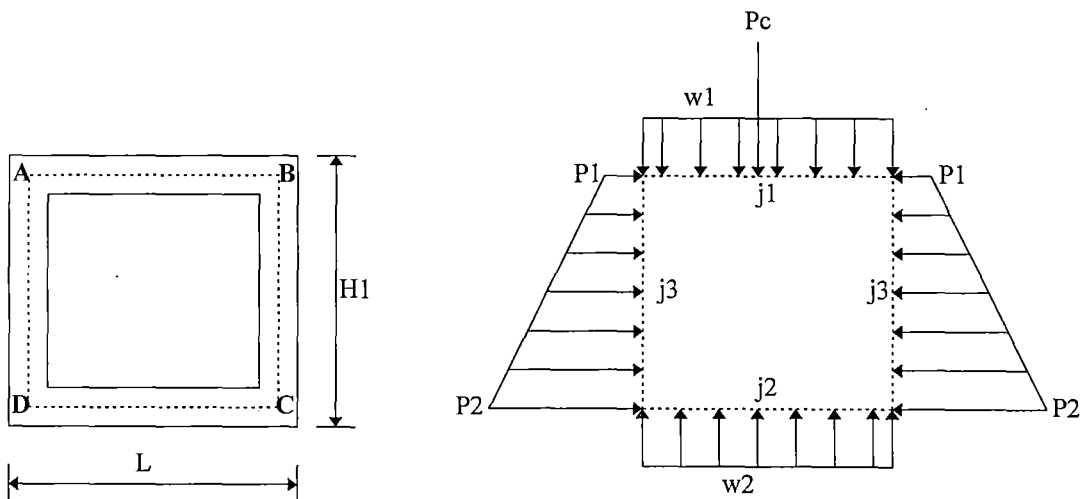
d : Espesor del muro o losa (cm).

b : Profundidad del conducto en análisis (generalmente es 100 cm).

Las cuantías mínimas a emplearse para el refuerzo por contracción y temperatura son las mismas que se consideraron en acápite 4.1.3.

4.2.11. Fórmulas a Emplearse Para el Diseño.

La estructura a analizar para el Caso I será idealizada mediante el siguiente esquema :



siendo :

$j1$: Inercia de la losa superior.

$j2$: Inercia de la losa inferior.

$j3$: Inercia de los muros.

$w1$: Presión del relleno, más carga viva equivalente si el relleno es $> 0.60m$.

$w2$: Presión actuante debido $w1$, al peso propio de la losa superior y al de las paredes.

$P1, P2$: Presión lateral del terreno sobre las paredes.

Pc : Carga viva en caso que el relleno sea menor o igual a 0.60m.

Por lo que aplicaremos las siguientes ecuaciones :

$$M_A = \frac{e*n*w2*L^2 - w1*(3*n+2*e)*L^2 - P1*(3*n+e)*e*H1^2}{12*((2+e)*e + (3+2*e)*n)} - \frac{(P2-P1)*(7*n+2*e)*e*H1^2}{60*((2+e)*e + (3+2*e)*n)} - \frac{2*g*(2*e+3*n)}{2*((2+e)*e + (3+2*e)*n)}$$

$$M_A = M_B$$

$$M_C = \frac{-w2*(3+2*e)*n*L^2 + e*w1*L^2 - P1*(3+e)*e*H1^2}{12*((2+e)*e + (3+2*e)*n)} - \frac{(P2-P1)*(8+3*e)*e*H1^2}{60*((2+e)*e + (3+2*e)*n)} + \frac{2*g*e}{2*((2+e)*e + (3+2*e)*n)}$$

$$M_C = M_D$$

donde : $e = \frac{j1xH1}{Lxj3}$; $n = \frac{j1}{j2}$ y $g = \frac{PcxL}{8}$

Por consiguiente el diagrama de momentos flectores aproximadamente de ilustra en la Figura N° 4.5

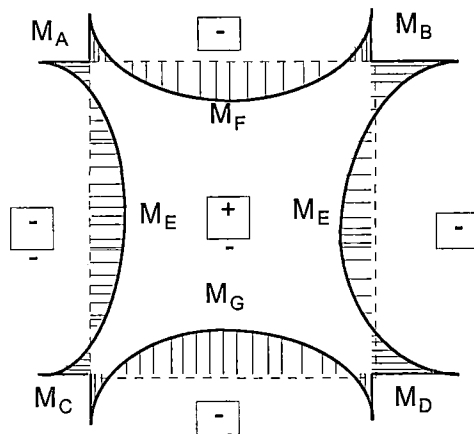


Figura N° 4.5. Diagrama de momentos flectores aproximados para el caso 1

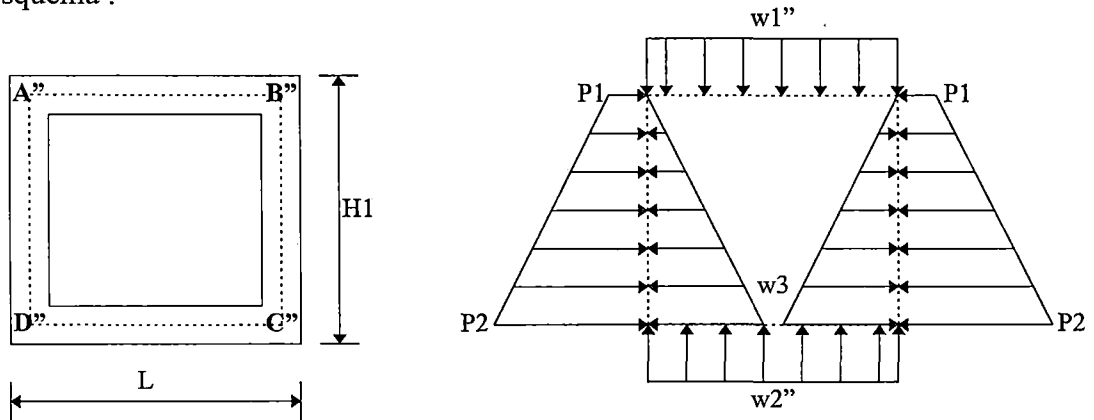
Para el cálculo de los momentos M_E , M_F , y M_G usaremos las siguientes expresiones :

$$M_E = \frac{(P1 + P2)*L^2}{16} - \frac{(M_A + M_C)}{2}$$

$$M_F = \frac{w1*L^2}{8} - M_A + \frac{Pc*L}{4}$$

$$M_G = \frac{w2*L^2}{8} - M_A$$

La estructura a analizar para el Caso II será idealizada mediante el siguiente esquema :



siendo :

w1'' : Presión de relleno (sin sobrecarga viva).

w2'' : Presión actuante debido a w2''.

w3 : Presión interna del agua.

Aplicando las siguientes ecuaciones tenemos :

$$M_{A''} = \frac{e*n*w2''*L^2 - w1''*(3*n+2*e)*L^2 - P1*(3*n+e)*e*H1^2}{12*((2+e)*e + (3+2*e)*n)} - \frac{(P2-P1)*(7*n+2*e)*e*H1^2}{60*((2+e)*e + (3+2*e)*n)} + \frac{w3*H1*(2*e+7*n)*y}{30}$$

$$M_{A''} = M_{B''}$$

$$M_{C''} = \frac{-w2''*(3+2*e)*n*L^2 + e*w1''*L^2 - P1*(3+e)*e*H1^2}{12*((2+e)*e + (3+2*e)*n)} - \frac{(P2-P1)*(8+3*e)*e*H1^2}{60*((2+e)*e + (3+2*e)*n)} + \frac{w3*H1*(3*e+8)*y}{30}$$

$$M_{C''} = M_{D''}$$

donde :

$$y = \frac{1}{2 + e + \frac{n^*(2*e + 3)}{e}}$$

Para el cálculo de los momentos $M_{E''}$, $M_{F''}$ y $M_{G''}$ en los centros de losa y paredes análogos al de la Figura N° 4.5 aplicaremos las siguientes ecuaciones :

$$M_{E''} = \frac{(P1+P2)*L^2}{16} - \frac{(M_{A''} + M_{C''})}{2} - \frac{w3*L^2}{9\sqrt{3}}$$

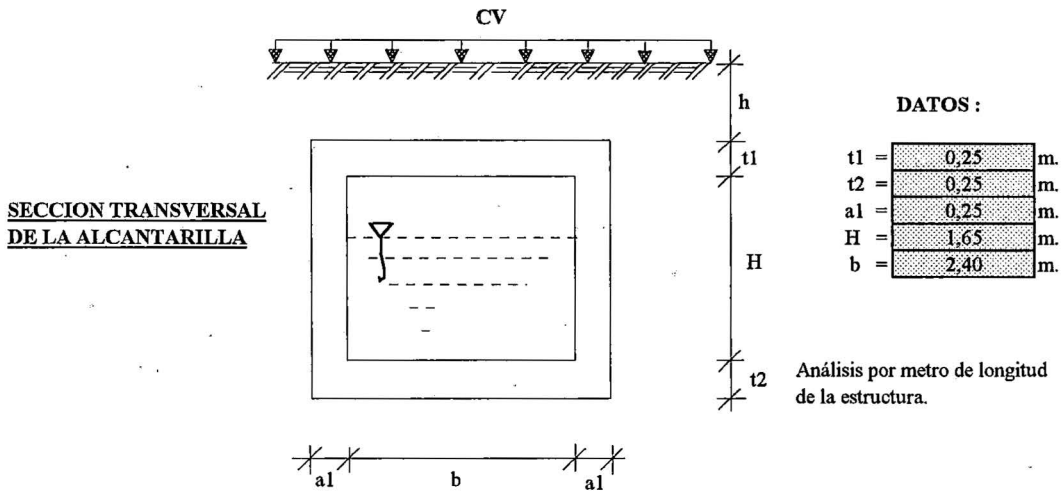
$$M_{F''} = \frac{w1''*L^2}{8} - M_{A''}$$

$$M_{G''} = \frac{w2''*L^2}{8} - M_{C''}$$

4.2.12. Ejemplo.

Los parámetros y nomenclaturas empleados para el ejemplo que a continuación se muestra son convencionales, ya que para un cálculo real se debe trabajar con los datos de campo. Sin embargo el criterio si es el mismo.

GEOMETRIA DEL CONDUCTO CUBIERTO



Nomenclatura y Parámetros de Diseño:

h (m) =	3,00	Altura de relleno (cobertura)
HS =	25	Tipo de camión a considerar para la S/C del tráfico
γ (kg/m ³) =	1800	Peso específico del relleno
φ (grad.) =	30	Angulo de fricción interna del relleno
σ (kg/cm ²) =	2,50	Presión admisible del terreno de apoyo del acueducto
r (m) =	0,05	Recubrimiento de losas y paredes
f'c (kg/cm ²) =	210	Esfuerzo del concreto a la compresión
f _y (kg/cm ²) =	4200	Esfuerzo de fluencia del acero
γ _c (kg/m ³) =	2400	Peso específico del concreto
Pr (kg) =	9091	Carga viva de un grupo de ruedas posteriores
PLs (kg/m ²) =	600	Peso de losa superior
Pp (kg/m) =	990	Peso propio de cada pared

I = Coeficiente de impacto
 CV = Carga viva amplificada o de diseño
 Pc = Carga viva puntual en caso que el relleno sea menor o igual 0,60m
 L = Longitud entre ejes de muros

Cálculo del coeficiente de impacto :

$$I = \frac{14,97}{L + 37,41} = 0,37 \leq 30\%$$

entonces : $I = 0,30$

Para el cálculo de la carga viva existen 2 criterios los cuales son :

Criterio 1 : cuando la cobertura es menor o igual a 0,60m.

Criterio 2 : cuando la cobertura es mayor a 0,60m.

Criterio 1; según la AASHTO (sección 6.4.1) para este caso el cálculo de la carga viva de tráfico, se considerará como carga puntual al grupo de ruedas posteriores, actuando directamente sobre la losa superior de la alcantarilla en un ancho E, al cual le añadiremos el coeficiente de impacto, esta carga genera el máximo momento en el centro de luz de la alcantarilla (a L/2), por lo tanto tenemos :

$$E = 0,06 * L + 4' \leq 7' (2,13m) \quad L : \text{en pies}$$

E = 1,38 m OK ! < 2,13m

Entonces la carga viva es :

Sin Impacto $P_{co} = \frac{Pr}{E} = 6595 \text{ kg/m}$

Con Impacto $P_c = P_{co} * (1 + I) = 0 \text{ kg/m}$

Ojo usar el criterio 2 ya que $h > 0,60\text{m}$

Criterio 2; en este caso la carga viva del tráfico se obtiene de al Figura N°4.5, al cual a su vez hay que añadirle el coeficiente de impacto.

Por lo tanto tenemos que para :

$h = 3,00 \text{ m.}$

Ingresar el valor de la sobrecarga ya que $h > 0,60\text{m}$

$CV_o = 850 \text{ Kg/m}^2$ (de tablas sin impacto)

$CV = C_{vo} * (1 + I) \text{ Kg/m}^2$

$CV \text{ (Kg/m}^2) = 1105$

CALCULO DE LAS FUERZAS Y MOMENTOS FLECTORES QUE ACTUAN SOBRE LA ESTRUCTURA

Para tal efecto consideraremos dos casos :

Caso 1; alcantarilla vacía.

Caso 2; alcantarilla llena.

Nomenclatura y Parámetros:

$\gamma_a \text{ (Kg/m}^3) = 1000$ Peso específico del líquido que pasa por la alcantarilla

w_1 = Sobrecarga del relleno, más carga viva si $h > 0,60\text{m}$.

w_2 y w_2'' = Presión actuante debido a w_1 , al peso propio de la losa superior y paredes

w_3 = Presión interna del agua.

P_1 = Presión lateral del suelo sobre la losa superior.

P_2 = Presión lateral del suelo sobre la losa inferior.

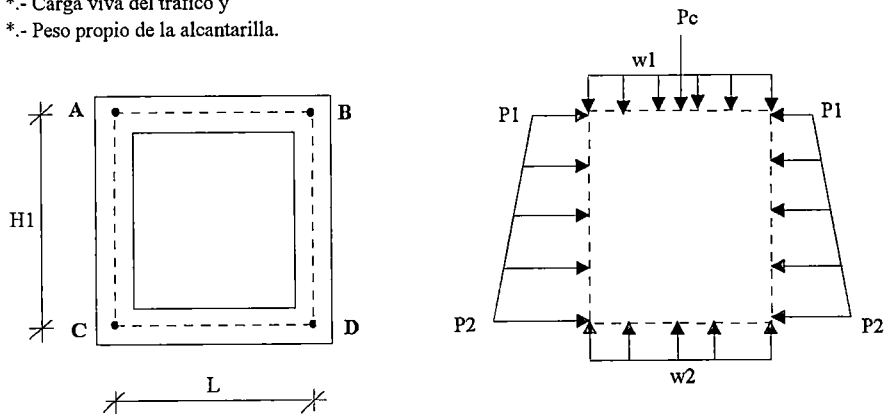
w_1'' = Sobrecarga del relleno

CASO 1 : Alcantarilla vacía para el cual actuarán las siguientes cargas :

*.- Carga por relleno y presión lateral del suelo;

*.- Carga viva del tráfico y

*.- Peso propio de la alcantarilla.



$L = 2,65 \text{ m.}$

$H_1 = 1,90 \text{ m.}$

Tratándose de una sección rígida trabajaremos con el factor de presión neutra para el cálculo de las presiones laterales por lo que tenemos :

Ko =	(1 - senφ) =	0,500	
w1 =	CV + γ * h =	6505	kg/m2
w2 =	$w1 + PLs + \frac{2*Pp}{L}$ =	7852	kg/m2
P1 =	γ * h * Ko =	2700	kg/m2
P2 =	γ*(h+H1)*Ko =	4410	kg/m2

Para el cálculo de los máximos momentos flectores en los puntos A,B,C,D tomaremos como referencia las fórmulas del libro "Fórmulas Estructurales" cuyo autor es el Ing. Fernando Oshiro H. las cuales son las siguientes :

Sea	j1 =	0,00130	m4	Inercia del lado AB.
	j2 =	0,00130	m4	Inercia del lado CD
	j3 =	0,00130	m4	Inercia del lado AC igual al BD

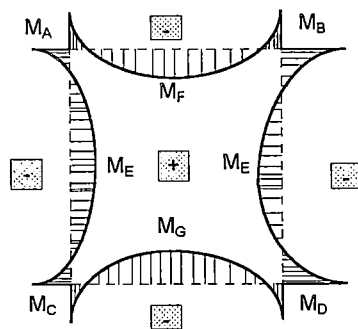
$$M_A = \frac{e*n*w2*L^2 - w1*L^2*(3*n+2*e) - P1*H1^2*(3*n+e)*e}{12*((2+e)*e+(3+2*e)*n)} - \frac{(P2-P1)*H1^2*(7*n+2*e)*e}{60*((2+e)*e+(3+2*e)*n)} - \frac{2*g*(2*e+3*n)}{2*(e*(e+2)+n*(2*e+3))}$$

$$M_A = M_B$$

$$M_C = \frac{-w2*L^2*(3+2*e)*n + e*w1*L^2 - P1*H1^2*(3+e)*e}{12*((2+e)*e+(3+2*e)*n)} - \frac{(P2-P1)*H1^2*(8+3*e)*e}{60*((2+e)*e+(3+2*e)*n)} + \frac{2*g*e}{2*(e*(e+2)+n*(2*e+3))}$$

$$M_C = M_D$$

Diagrama de Momentos Actuantes



Donde :

e =	$\frac{j1 * H1}{L * j3}$ =	0,7170	
n =	$\frac{j1}{j2}$ =	1,0000	
g =	$\frac{Pc * L}{8}$ =	0	kg-m

Reemplazando valores tenemos :

$$M_A = M_B = \boxed{2565} \text{ kg-m / m}$$

$$M_C = M_D = \boxed{3221} \text{ kg-m / m}$$

El cálculo de los momentos MF, ME y MG se obtendrán mediante las siguientes aproximaciones :

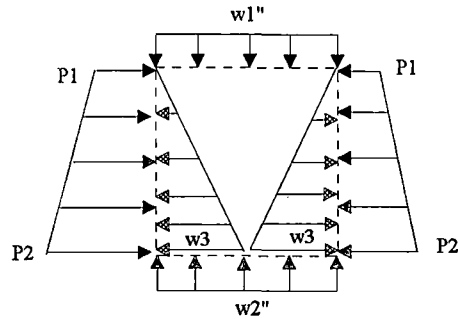
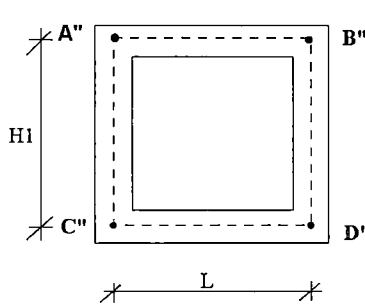
$$M_E = \frac{(P1+P2)*L^2}{16} - \frac{(M_A + M_C)}{2} = \boxed{227} \text{ kg-m / m}$$

$$M_F = \frac{w1*L^2}{8} - M_A + \frac{Pc * L}{4} = \boxed{3145} \text{ kg-m / m}$$

$$M_G = \frac{w2*L^2}{8} - M_A = \boxed{3671} \text{ kg-m / m}$$

CASO 2 : Alcantarilla llena para el cual actuarán las siguientes cargas :

- *.- Carga por relleno y presión lateral del suelo;
- *.- Peso propio de la alcantarilla y
- *.- Peso del agua.



$$L = 2,65 \text{ m.}$$

$$H1 = 1,90 \text{ m.}$$

Las fuerzas actuantes para este caso son las siguientes :

$Ko =$	$(1 - \text{sen}\phi) =$	0,50	
$w1'' =$	$\gamma * h =$	5400	kg/m ²
$w2'' =$	$w1'' + PLs + \frac{2*Pp}{L}$	6747	kg/m ²
$w3 =$	$\gamma a * H1 =$	1900	kg/m ²
$P1 =$	$\gamma * h * Ko =$	2700	kg/m ²
$P2 =$	$\gamma * (h+H1) * Ko =$	4410	kg/m ²

Considerando los cálculos precedidos de 'e' y 'n' (ya que la sección es la misma) en el CASO 1 el cálculo de los momentos se realizarán con las siguientes ecuaciones (tomadas del mismo texto ya mencionado).

$$M_{A''} = \frac{e*n*w2''*L^2 - w1''*L^2*(3*n+2*e) - P1*H1^2*(3*n+e)*e}{12*((2+e)*e + (3+2*e)*n)} - \frac{(P2-P1)*H1^2*(7*n+2*e)*e}{60*((2+e)*e+(3+2*e)*n)} + \frac{w3*(2*e+7*n)*y}{30}$$

$$M_{A''} = M_{B''}$$

$$M_{C''} = \frac{-w2''*L^2*(3+2*e)*n+e*w1''*L^2 - P1*H1^2*(3+e)*e}{12*((2+e)*e + (3+2*e)*n)} - \frac{(P2-P1)*H1^2*(8+3*e)*e}{60*((2+e)*e+(3+2*e)*n)} + \frac{w3*H1*(3*e+8)*y}{30}$$

$$M_{C''} = M_{D''}$$

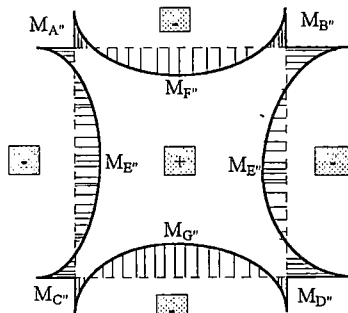


Diagrama de Momentos Actuantes

Donde :

$$e = 0,7170$$

$$n = 1,0000$$

$$y = \frac{1}{2 + e + \frac{n}{e}*(2*e+3)} = 0,1123$$

Reemplazando valores tenemos :

$$M_{A'} = M_{B'} = \boxed{2129} \text{ kg-m / m}$$

$$M_{C'} = M_{D'} = \boxed{2708} \text{ kg-m / m}$$

El cálculo de los momentos $M_{E'}$, $M_{F'}$ y $M_{G'}$ se obtendrán mediante las siguientes aproximaciones :

$$M_{E'} = \frac{(P1+P2) * L^2}{16} - \frac{(M_{A'}+M_{C'})}{2} - \frac{w3 * L^2}{9\sqrt{3}} = \boxed{153} \text{ kg-m / m}$$

$$M_{F'} = \frac{w1 * L^2}{8} - M_{A'} = \boxed{2612} \text{ kg-m / m}$$

$$M_{G'} = \frac{w2 * L^2}{8} - M_{C'} = \boxed{3215} \text{ kg-m / m}$$

VERIFICACION DE LA ESTABILIDAD DEL SUELO

Las cargas actuantes en un metro de longitud son :

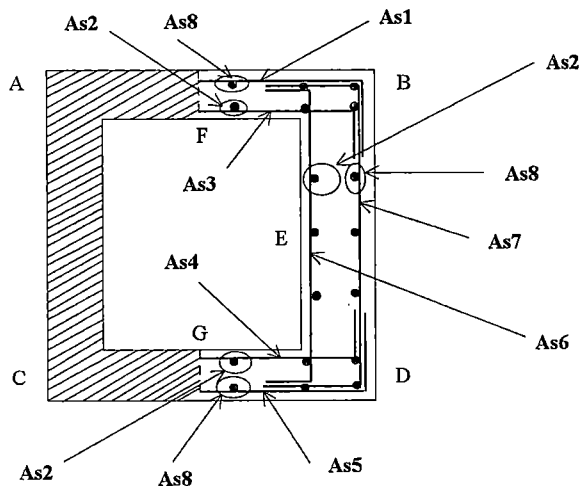
Carga viva del tráfico	=	1010	kg/m2
Carga por peso propio	=	1883	kg/m2
Carga por peso del agua	=	1366	kg/m2
Carga del relleno	=	5400	kg/m2

entonces la presión actuante es $\sigma_{act.} = \boxed{9658} \text{ kg/m2}$ **OK !**

Tiene que cumplirse que $\sigma_{act.} < \sigma_{adm.}$ por lo tanto este resultado esta

ya que el $\sigma_{adm.}$ es : $\boxed{25000} \text{ kg/m2}$

DISEÑO DE PAREDES Y LOSAS



Tomando los momentos máximos en los puntos A,B,C,D,E,F y G de los casos anteriormente analizados tenemos :

$M_A =$	$M_B =$	-2565	kg-m / m
$M_C =$	$M_D =$	-3221	kg-m / m
	$M_E =$	227	kg-m / m
	$M_F =$	3145	kg-m / m
	$M_G =$	3671	kg-m / m

Las cuantías mínimas consideradas para el diseño de losas y muros son:

En Losas :

Superior

Asmin por flexión	=	0,0018 * b * t1 =	4,50	cm2 / m
Asmin. temp. adyacente al terreno	=	0,0010 * b * t1 =	2,50	cm2 / m
Asmin. temp. no adyacente al terreno y no expuesta directamente al sol	=	0,0015 * b * t1 =	3,75	cm2 / m

Inferior

Asmin por flexión	=	0,0018 * b * t2 =	4,50	cm2 / m
Asmin. temp. adyacente al terreno	=	0,0010 * b * t2 =	2,50	cm2 / m
Asmin. temp. no adyacente al terreno y no expuesta directamente al sol	=	0,0015 * b * t2 =	3,75	cm2 / m

En Paredes :

Asmin. vertical.	=	0,0015 * b * a1 =	3,75	cm2 / m
Asmin. horizontal adyacente al terreno	=	0,0010 * b * a1 =	2,50	cm2 / m
Asmin. horizontal no adyacente al terreno y no expuesta directamente al sol	=	0,0015 * b * a1 =	3,75	cm2 / m

Siendo :

b = profundidad de la sección en análisis en este caso un metro (100cm.)

Diseño por cargas de servicio :

Para lo cual usaremos los siguientes parámetros :

f c (Kg/cm2) =	94,50	Esfuerzo permisible del concreto para cargas de servicio (0,45*f'c)
f s (Kg/cm2) =	1680	Esfuerzo permisible del acero para cargas de servicio (0,40*f y)
b(m) =	1,00	Profundidad considerada de la sección en análisis
d1(m) =	0,19	Peralte efectivo de la losa superior
d2(m) =	0,19	Peralte efectivo de la losa inferior
d3(m) =	0,19	Peralte efectivo de las paredes
n =	9	Relación de módulos de elasticidad

$$K = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{n * f_c}} = 0,336$$

$$j = \frac{1 - K}{3} = 0,888 \qquad \qquad \qquad A_s = \frac{M}{f_s * j * d}$$

Momentos Ultimos Obtenidos (kg-m/m)	Acero Requerido (cm2/m)	Acero Mínimo (cm2/m)	Num. de acero a usar	Espaciamento entre varillas (m)
-2565	8,86	4,50	5	0,20
-3221	11,13	4,50	6	0,25
227	0,79	3,75	4	0,30
3145	10,87	4,50	6	0,25
3671	12,69	4,50	6	0,20

Nº de acero a usar =	3	para el refuerzo por temperatura.
Nº de acero a usar =	3	para el refuerzo horizontal adyacentes al terreno.
Nº de acero a usar =	3	para el refuerzo horizontal no adyacentes al terreno.

EN RESUMEN TENEMOS :

Losa Superior

cara superior : perpendicular al eje	As 1	5/8" @	0,20
paralelo al eje	As 8	3/8" @	0,25
cara inferior : perpendicular al eje	As 3	3/4" @	0,25
paralelo al eje	As 2	3/8" @	0,15

Losa Inferior

cara superior : perpendicular al eje	As 4	3/4" @	0,20
paralelo al eje	As 2	3/8" @	0,15
cara inferior : perpendicular al eje	As 5	3/4" @	0,25
paralelo al eje	As 8	3/8" @	0,25

Paredes

refuerzo vertical interior	As 6	1/2" @	0,30
refuerzo vertical exterior	As 7	3/4" @	0,25
refuerzo horizontal no ady. al terreno	As 2	3/8" @	0,15
refuerzo horizontal ady. al terreno	As 8	3/8" @	0,25

Nota: Considerando como espaciamiento máximo 0,30m

Cálculo del Control de Fisuración :

El refuerzo de tracción por flexión deberá distribuirse adecuadamente en las zonas de tracción máximas de un elemento de tal modo de obtener un valor " Z " menor o igual 17000 kg/cm que corresponde a una fisura igual a 0,02cm.

Estos valores son menores que los que dá el ACI - 318.

El valor de " Z " de acuerdo al ACI - 350 se calculará mediante la siguiente expresión:

$$Z = f_s * \sqrt[3]{d c * A'} \leq 17000 \text{ Kg / cm}$$

Según el RNC (11.7.2), f_s puede estimarse como:

$$f_s = \frac{M}{(0,90 * d^2 * A_s)} \quad \text{ó} \quad 0,60 * f_y$$

Donde:

f_s (kg/cm ²) =	1503	Esfuerzo de trabajo del acero.
$d c$ (cm) =	5,95	Distancia de la fibra exterior en tracción al centro de la varilla más cercana a ella.
A' (cm ²) =	238	Area efectiva en tracción del concreto que rodea al refuerzo principal de tracción y que tiene el mismo centroide que este refuerzo, dividido entre el número de barras.
M (kg-m) =	3671	Momento flector en condiciones de servicio.
d_2 (cm) =	19,05	Peralte efectivo.
A_s (cm ²) =	14,25	Area del refuerzo en tracción.

Luego tenemos :

Z (kg /cm) = 16880 **Ok! < 17000**

CAPITULO V

5.0 OBRAS DE ARTE

5.1 TOMAS

5.1.1. Definición.

Son estructuras que constan básicamente de una caja de sección rectangular abierta en el canal principal, una compuerta de regulación con su losa de operación y un conducto cerrado para atravesar el camino de servicio que generalmente existe en toda toma.

5.1.2. Criterios de Diseño.

Debido a que esta estructura consta básicamente de una sección rectangular semejante a la de los canales abiertos, se pueden asumir los mismos criterios de diseño al de éstas últimas estructuras ya sea en los cálculos de las fuerzas actuantes como la fuerza de empuje y las cuantías mínimas consideradas.

Para el cálculo de los momentos positivos y/o negativos para el diseño se consideran las siguientes expresiones (RNC - 17.9.2) :

$$M_a = C \times W_u \times A^2 \dots\dots\dots (5-1)$$

$$M_b = C \times W_u \times B^2 \dots\dots\dots (5-2)$$

donde :

M_a : es el momento de flexión en la dirección A.

M_b : es el momento de flexión en la dirección B.

C : es el coeficiente de momentos indicados en las Tabla N°5.1.a y N°5.1.b.

W_u : es la carga última uniformemente repartida por unidad de área de la losa.

A : es la luz libre del tramo corto.

B : es la luz libre del tramo largo.

Para mayores detalles veremos su aplicación en el ejemplo que se presenta en la sección 5.1.4.

5.1.3. Finalidad de la Toma.

Estas obras de arte tienen la finalidad de permitir derivar el caudal requerido por los canales laterales para su posterior entrega a los terrenos de cultivo, mediante unas tuberías de concreto reforzado de diámetro variable para cumplir tal objetivo.

5.1.4. Ejemplo.

Los parámetros y nomenclaturas empleados para el ejemplo que a continuación se muestra son convencionales, ya que para un cálculo real se debe trabajar con los datos de campo. Sin embargo el criterio si es el mismo.

TABLA N° 5.1.a COEFICIENTES PARA MOMENTOS NEGATIVOS

$$MA_{neg} = CA_{neg} wu A^2$$

$$MB_{neg} = CB_{neg} wu B^2$$

donde wu = carga total última uniformemente repartida



















Relación $m = \frac{A'}{B}$	Caso 1 	Caso 2 	Caso 3 	Caso 4 	Caso 5 	Caso 6 	Caso 7 	Caso 8 	Caso 9 
1,00 $\frac{C_{A_{neg}}}{C_{B_{neg}}}$		0,045		0,050	0,075	0,071		0,033	0,061
		0,045	0,076	0,050			0,071	0,061	0,033
0,95 $\frac{C_{A_{neg}}}{C_{B_{neg}}}$		0,050		0,055	0,079	0,075		0,038	0,065
		0,041	0,072	0,045			0,067	0,056	0,029
0,90 $\frac{C_{A_{neg}}}{C_{B_{neg}}}$		0,055		0,060	0,080	0,079		0,043	0,068
		0,037	0,070	0,040			0,062	0,052	0,025
0,85 $\frac{C_{A_{neg}}}{C_{B_{neg}}}$		0,060		0,066	0,082	0,083		0,049	0,072
		0,031	0,065	0,034			0,057	0,046	0,021
0,80 $\frac{C_{A_{neg}}}{C_{B_{neg}}}$		0,065		0,071	0,083	0,086		0,055	0,075
		0,027	0,061	0,029			0,051	0,041	0,017
0,75 $\frac{C_{A_{neg}}}{C_{B_{neg}}}$		0,069		0,076	0,085	0,088		0,061	0,078
		0,022	0,056	0,024			0,044	0,036	0,014
0,70 $\frac{C_{A_{neg}}}{C_{B_{neg}}}$		0,074		0,081	0,086	0,091		0,068	0,081
		0,017	0,050	0,019			0,038	0,029	0,011
0,65 $\frac{C_{A_{neg}}}{C_{B_{neg}}}$		0,077		0,085	0,087	0,093		0,074	0,083
		0,014	0,043	0,015			0,031	0,024	0,008
0,60 $\frac{C_{A_{neg}}}{C_{B_{neg}}}$		0,081		0,089	0,088	0,095		0,080	0,085
		0,010	0,035	0,011			0,024	0,018	0,006
0,55 $\frac{C_{A_{neg}}}{C_{B_{neg}}}$		0,084		0,092	0,089	0,096		0,085	0,086
		0,007	0,028	0,008			0,019	0,014	0,005
0,50 $\frac{C_{A_{neg}}}{C_{B_{neg}}}$		0,086		0,094	0,090	0,097		0,089	0,088
		0,006	0,022	0,006			0,014	0,010	0,003

TABLA 5.1.b COEFICIENTES PARA MOMENTOS POSITIVOS DEBIDOS A LA CARGA MUERTA

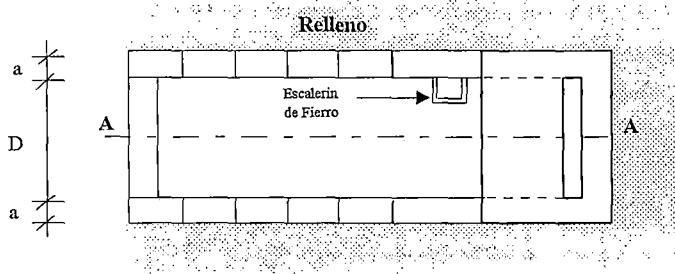
$M_{A \text{ pos}} \text{ CM} = C_{A \text{ pos}} w_{\text{un}} A^2$
 $M_{B \text{ nos}} \text{ CM} = C_{B \text{ nos}} w_{\text{un}} B^2$

donde w_{un} carga muerta última uniformemente repartida

Relación $m = \frac{A}{B}$	Caso 1 	Caso 2 	Caso 3 	Caso 4 	Caso 5 	Caso 6 	Caso 7 	Caso 8 	Caso 9 
$C_{A \text{ CM}}$ 1,00	0,036	0,018	0,018	0,027	0,027	0,033	0,027	0,020	0,023
$C_{B \text{ CM}}$	0,036	0,018	0,027	0,027	0,018	0,027	0,033	0,023	0,020
$C_{A \text{ CM}}$ 0,95	0,040	0,020	0,021	0,030	0,028	0,036	0,031	0,022	0,024
$C_{B \text{ CM}}$	0,033	0,016	0,025	0,024	0,015	0,024	0,031	0,021	0,017
$C_{A \text{ CM}}$ 0,90	0,045	0,022	0,025	0,033	0,029	0,039	0,035	0,025	0,026
$C_{B \text{ CM}}$	0,029	0,014	0,024	0,022	0,013	0,021	0,028	0,019	0,015
$C_{A \text{ CM}}$ 0,85	0,050	0,024	0,029	0,036	0,031	0,042	0,040	0,029	0,028
$C_{B \text{ CM}}$	0,025	0,012	0,022	0,019	0,011	0,017	0,025	0,017	0,013
$C_{A \text{ CM}}$ 0,80	0,056	0,026	0,034	0,039	0,032	0,045	0,045	0,032	0,029
$C_{B \text{ CM}}$	0,023	0,011	0,020	0,016	0,009	0,015	0,022	0,015	0,010
$C_{A \text{ CM}}$ 0,75	0,061	0,028	0,040	0,043	0,033	0,048	0,051	0,036	0,031
$C_{B \text{ CM}}$	0,019	0,009	0,018	0,013	0,007	0,012	0,020	0,013	0,007
$C_{A \text{ CM}}$ 0,70	0,068	0,030	0,046	0,046	0,035	0,051	0,058	0,040	0,033
$C_{B \text{ CM}}$	0,016	0,007	0,016	0,011	0,005	0,009	0,017	0,011	0,006
$C_{A \text{ CM}}$ 0,65	0,074	0,032	0,054	0,050	0,036	0,054	0,065	0,044	0,034
$C_{B \text{ CM}}$	0,013	0,006	0,014	0,009	0,004	0,007	0,014	0,009	0,005
$C_{A \text{ CM}}$ 0,60	0,081	0,034	0,062	0,053	0,037	0,056	0,073	0,048	0,036
$C_{B \text{ CM}}$	0,010	0,004	0,011	0,007	0,003	0,006	0,012	0,007	0,004
$C_{A \text{ CM}}$ 0,55	0,088	0,035	0,071	0,056	0,038	0,058	0,081	0,052	0,037
$C_{B \text{ CM}}$	0,008	0,003	0,009	0,005	0,002	0,004	0,009	0,005	0,003
$C_{A \text{ CM}}$ 0,50	0,095	0,037	0,080	0,059	0,039	0,061	0,089	0,056	0,038
$C_{B \text{ CM}}$	0,006	0,002	0,007	0,004	0,001	0,003	0,007	0,004	0,002

GEOMETRIA TIPICA DE UNA TOMA

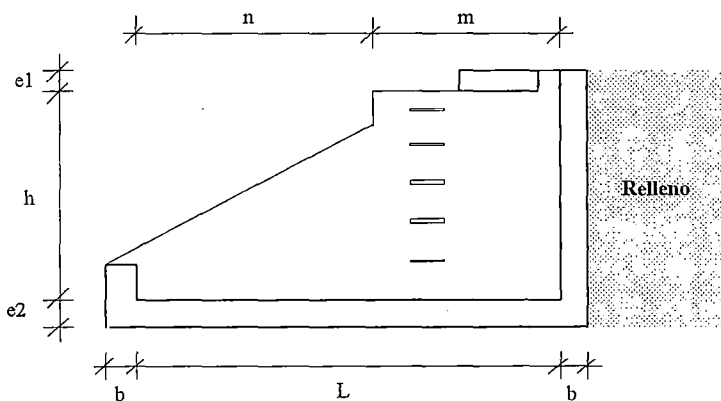
PLANTA



DATOS:

a =	0,25	m
D =	1,50	m

SECCION A-A



DATOS :

m =	2,00	m
b =	0,25	m
L =	4,35	m
h =	1,90	m
e1 =	0,25	m
e2 =	0,25	m
n =	2,35	m

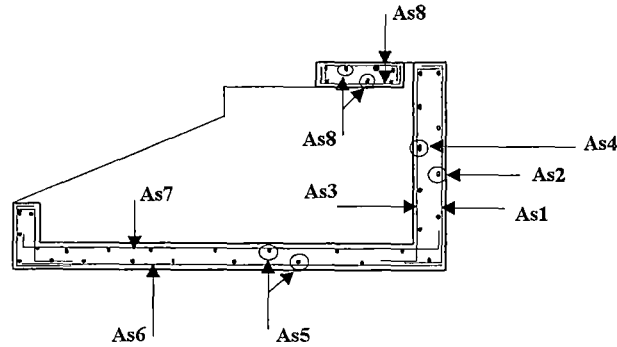
Nomenclatura y Parámetros de Diseño :

σ_{adm} (kg/cm ²) =	1,50	Presión admisible del terreno
ϕ (°) =	30,00	Angulo de fricción interna
γ_c (kg/m ³) =	2400	Peso específico del concreto
γ_t (kg/m ³) =	1650	Peso específico del terreno
r (m) =	0,05	Recubrimiento de losas y paredes
$f'c$ (kg/cm ²) =	210	Esfuerzo del concreto a la compresión
f_y (kg/cm ²) =	4200	Esfuerzo de fluencia del acero
w =	Carga uniformemente repartida por unidad de área de la losa debida a la presión del terreno	
λ_n =	Coeficiente de presión neutra	

Para el cálculo de los momentos aplicaremos el método de coeficientes para losas apoyadas en vigas o muros, dadas en RNC sección 17.9. Para la obtención de los coeficientes para momentos positivos y negativos usaremos el Caso 4 de la Tablas N°5.1a y N°5.1b.

De la figura vemos que el muro lateral se encuentra apoyado sobre la losa del piso y sobre el muro lateral vista en la sección A-A.

DISEÑO DEL MURO Y LOSAS



DISEÑO DEL MURO LATERAL

De los datos tenemos que :

A (m) =	2,15	Luz libre del tramo corto del muro lateral (h + e1)
B (m) =	3,18	Luz libre del tramo largo del muro lateral (L - n/2)
A / B =	0,68	Relación ' m ' con el que se ingresa a las Tablas N°5.1a y N°5.1b Caso 4

La presión debida al terreno es :

$$\lambda_n = 1 - \text{seno}\phi = 0,50$$

$$w = \gamma t * (h + e1) * \lambda_n = 1774 \text{ kg/m}^2$$

Con el valor ' m ' de Tablas N°5.1a y N°5.1b tenemos los siguientes coeficientes de diseño de losas :

Coef. A negativo	0,081
Coef. B negativo	0,019
Coef. A positivo	0,046
Coef. B positivo	0,011

El momento actuante se obtendrá mediante la siguiente expresión :

$$M = \text{Coef.}(A \text{ ó } B) * w * (A \text{ ó } B)^2$$

Además sabemos que :

$$f_c \text{ (Kg/cm}^2\text{)} = 0,45 * f'_c = 94,50 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s \text{ (Kg/cm}^2\text{)} = 0,40 * f_y = 1680 \text{ kg/cm}^2$$

$$d \text{ (m)} = 0,19 \text{ Peralte efectivo del muro lateral.}$$

$$k = \frac{f_c}{f_s / n + f_c} = 0,336$$

$$j = 1 - k / 3 = 0,888$$

$$n = 9 \text{ Relación de módulos de elasticidad}$$

$$As = \frac{Mu}{f_s * j * d} \quad As_{min} \text{ (por ml)} = 0,0018 * 100 * a = 4,50 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Coeficientes		M (kg - m / m)	As (cm ² / m)	N° de acero	Espaciamento (m)	Tipo
A negativo	0,081	664,13	2,29	4	0,25	As1
B negativo	0,019	339,73	1,17	4	0,25	As2
A positivo	0,046	377,16	1,30	4	0,25	As3
B positivo	0,011	196,69	0,68	4	0,25	As4

DISEÑO DEL MURO FRONTAL

Los valores de A y B son :

A (m) =	1,50	Luz libre del tramo corto del muro lateral (h + e1)
B (m) =	2,15	Luz libre del tramo largo del muro lateral (h + e1)
A / B =	0,70	Relación ' m ' con el que se ingresa a las Tablas N°5.1a y N°5.1b

Como los valores de ' m ' son semejantes al del Diseño anterior y como w es la misma se mantiene se considerara el mismo diseño.

Para otros casos se tendrá que realizar el mismo procedimiento efectuado en el Diseño del muro lateral.

DISEÑO DE LOSA

Losa Inferior

Como la dimensión de la luz apoyada (D) es muy corta tomaremos el acero mínimo (0,0018*b*e2) y para el cálculo del acero por temperatura usaremos las cuantías estudiadas en el Capítulo IV sección 4.1.3 del presente trabajo.

Cálculo del acero de refuerzo :

como :

$$As_{min} \text{ (por ml)} = 0,0018 * 100 * e^2 = 4,50 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$\begin{aligned} \text{N}^\circ \text{ de acero a usar} &= 4 \\ \text{Espaciamiento} &= 0,25 \text{ m} \end{aligned}$$

USAR ϕ 1/2" @ 0,25 As5

Cálculo del acero por temperatura :

El acero mínimo adyacente al terreno es :

$$As_{min} = 0,0010 * b * e^2 = 2,50 \text{ cm}^2 / \text{m} \quad b = 1,00 \text{ m}$$

ya que es por metro lineal

$$\begin{aligned} \text{N}^\circ \text{ de acero a usar} &= 3 \\ \text{Espaciamiento} &= 0,25 \text{ m} \end{aligned}$$

USAR ϕ 3/8" @ 0,25 As6

El acero mínimo no adyacente al terreno y expuesta directamente al sol es :

$$As_{min} = 0,0020 * b * e^2 = 5,00 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$\begin{aligned} \text{N}^\circ \text{ de acero a usar} &= 4 \\ \text{Espaciamiento} &= 0,25 \text{ m} \end{aligned}$$

USAR ϕ 1/2" @ 0,25 As7

Losa Superior

Para el Diseño de la losa superior usaremos la cuantía mínima en ambos sentidos (malla) entonces el refuerzo será el siguiente :

$$As_{min} = 0,0018 * b * c_1 = \quad 4,50 \quad cm^2 / m$$

$$\begin{aligned} \text{N}^\circ \text{ de acero a usar} &= \boxed{4} \\ \text{Espaciamiento} &= \quad 0,25 \quad m \end{aligned}$$

$$\boxed{\text{USAR } \phi \quad 1/2'' \quad @ \quad 0,25} \quad As8$$

VERIFICACION DE LA ESTABILIDAD DEL SUELO

Para la estabilidad del terreno consideraremos como si la toma estuviese llena, por lo que tenemos las siguientes cargas actuantes

$$\begin{aligned} \text{Peso de la toma} &= \quad 16164 \quad kg \\ \text{Peso de agua} &= \quad 6033 \quad kg \\ \text{Peso Total} &= \quad 22197 \quad kg \end{aligned}$$

$$\sigma_{actuante} = \frac{\text{Peso Total}}{(L + 2*b) * (D + 2*a)} = \quad 0,23 \quad kg/cm^2$$

El esfuerzo actuante debe ser menor que 1,33 veces el esfuerzo admisible debido al efecto del sismo, considerado al calcular la carga uniforme repartida con el coeficiente de presión neutra.

$$\sigma_{adm} * 1.33 \text{ (kg/cm}^2\text{)} = \quad 2,00 \quad \text{Ok! adm. > act.}$$

Cálculo del Control de Fisuración :

El refuerzo de tracción por flexión deberá distribuirse adecuadamente en las zonas de tracción máximas de un elemento de tal modo de obtener un valor " Z " menor o igual 17000 kg/cm que corresponde a una fisura igual a 0,02cm.

Estos valores son menores que los que dá el ACI - 318.

El valor de " Z " de acuerdo al ACI - 350 se calculará mediante la siguiente expresión:

$$Z = f_s * \sqrt[3]{d * c * A'} \leq 17000 \text{ Kg / cm}$$

Según el RNC (11.7.2), f_s puede estimarse como:

$$f_s = \frac{M}{(0.90 * d * A_s)} \quad \text{ó} \quad 0,60 * f_y$$

Donde:

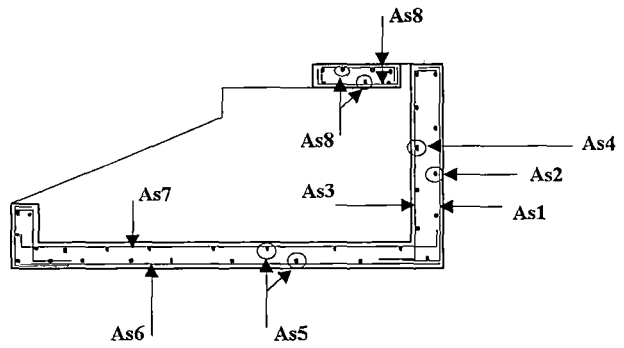
f_s (kg/cm ²) =	751	Esfuerzo de trabajo del acero.
d (cm) =	5,60	Distancia de la fibra exterior en tracción al centro de la varilla más cercana a ella.
A' (cm ²) =	280	Area efectiva en tracción del concreto que rodea al refuerzo principal de tracción y que tiene el mismo centroide que este refuerzo, dividido entre el número de barras.
M (kg-m) =	664,13	Momento flector en condiciones de servicio.
d (cm) =	19,40	Peralte efectivo.
A_s (cm ²) =	5,07	Area del refuerzo en tracción.

Luego tenemos :

$$Z \text{ (kg /cm)} = \quad 8721 \quad \text{Ok! < 17000}$$

EN RESUMEN TENEMOS :

As1	1/2"	@	0,25
As2	1/2"	@	0,25
As3	1/2"	@	0,25
As4	1/2"	@	0,25
As5	1/2"	@	0,25
As6	3/8"	@	0,25
As7	1/2"	@	0,25
As8	1/2"	@	0,25



5.2 ALCANTARILLAS

5.2.1. Definición.

Son estructuras diseñadas para la protección de los canales principales de la escorrentía superficial por lo que son ubicadas en las quebradas que cruzan el trazo, para permitir el paso del agua de lluvia por debajo del canal. Estas estructuras pueden ser de concreto armado o de acero.

5.2.2. Características Estructurales.

Estas características estructurales de vital importancia para el diseño, son semejantes o iguales a las consideradas en el conducto cubierto.

Generalmente éstas estructuras son de tubos, sin embargo asumiremos una alcantarilla de sección rectangular para fines de cálculo y comportamiento estructural.

5.2.3. Finalidad.

La finalidad de una alcantarilla es conducir agua de un canal de riego o un dren por debajo de un camino u otro canal.

Para cumplir con los objetivos de cruzar un camino o canal, la alcantarilla puede ser recta o de una sola pendiente o puede tener curvas, tanto en el plano vertical como horizontal, y tramos con diferentes pendientes. En la presente tesis sólo serán tratadas las alcantarillas rectas con una sola pendiente. Las alcantarillas diseñadas con este criterio tienen una presión hidrostática interna mínima, o sea la

gradiente hidráulica esta poco por encima de la parte superior de tubo y a veces dentro del tubo mismo.

5.2.4. Criterios de Diseño.

Los criterios a considerarse serán los mismos que el de los conductos cubiertos, ya que éstas estructuras también se encuentran por debajo de la superficie.

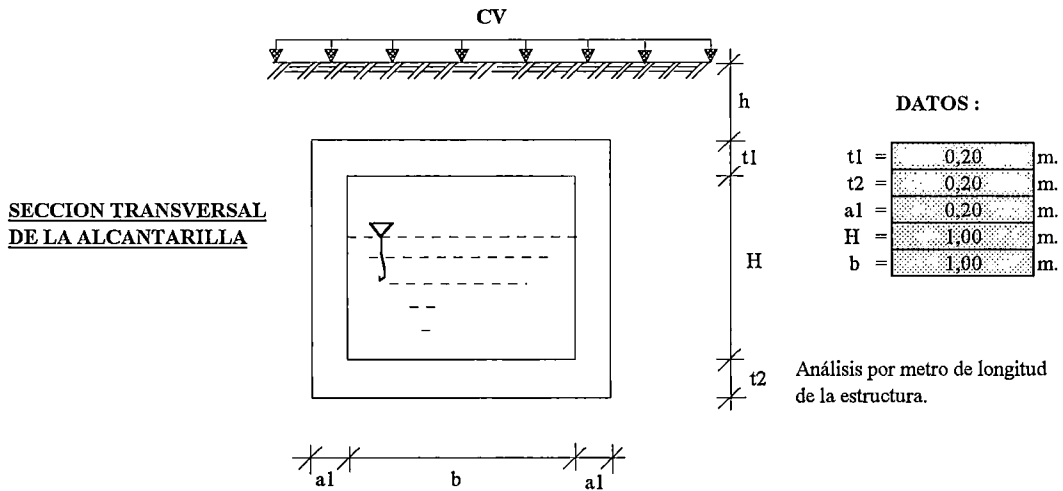
5.2.5. Fórmulas a Usar Para el Diseño.

Las expresiones a emplearse para el diseño de éstas estructuras se reflejan en la sección 4.2.11.

5.2.6. Ejemplo.

Los parámetros y nomenclaturas empleados para el ejemplo que a continuación se muestra son convencionales, ya que para un cálculo real se debe trabajar con los datos de campo. Sin embargo el criterio si es el mismo.

GEOMETRIA DE LA ALCANTARILLA



Nomenclatura y Parámetros de Diseño:

h (m) =	6,50	Altura de relleno (cobertura)
HS =	25	Tipo de camión a considerar para la S/C del tráfico
γ (kg/m ³) =	1800	Peso específico del relleno
ϕ (grad.) =	30	Angulo de fricción interna del relleno
σ (kg/cm ²) =	2,50	Presión admisible del terreno de apoyo del acueducto
r (m) =	0,05	Recubrimiento de losas y paredes
f'c (kg/cm ²) =	210	Esfuerzo del concreto a la compresión
f y (kg/cm ²) =	4200	Esfuerzo de fluencia del acero
γ_c (kg/m ³) =	2400	Peso específico del concreto
Pr (kg) =	9091	Carga viva de un grupo de ruedas posteriores
PLs (kg/m ²) =	480	Peso de losa superior
Pp (kg/m) =	480	Peso propio de cada pared

I = Coeficiente de impacto
 CV = Carga viva amplificada o de diseño
 Pc = Carga viva puntual en caso que el relleno sea menor o igual 0,60m
 L = Longitud entre ejes de muros

Cálculo del coeficiente de impacto :

$$I = \frac{14,97}{L + 37,41} = 0,39 \leq 30\%$$

entonces : $I = 0,30$

Para el cálculo de la carga viva existen 2 criterios los cuales son :

Criterio 1 : cuando la cobertura es menor o igual a 0,60m.

Criterio 2 : cuando la cobertura es mayor a 0,60m.

Criterio 1; según la AASHTO (sección 6.4.1) para este caso el cálculo de la carga viva de tráfico, se considerará como carga puntual al grupo de ruedas posteriores, actuando directamente sobre la losa superior de la alcantarilla en un ancho E, al cual le añadiremos el coeficiente de impacto, esta carga genera el máximo momento en el centro de luz de la alcantarilla (a L/2), por lo tanto tenemos :

$$E = 0,06 * L + 4' \leq 7' (2,13m) \quad L : \text{en pies}$$

E = 1,29 m OK ! < 2,13m

Entonces la carga viva es :

Sin Impacto $P_{co} = \frac{Pr}{E} = 7039 \text{ kg/m}$

Con Impacto $P_c = P_{co} * (1 + I) = 6 \text{ kg/m}$

Ojo usar el criterio 2 ya que $h > 0,60\text{m}$

Criterio 2; en este caso la carga viva del tráfico se obtiene de al Figura N°4.5, al cual a su vez hay que añadirle el coeficiente de impacto.

Por lo tanto tenemos que para :

$h = 6,50 \text{ m.}$

Ingresar el valor de la sobrecarga ya que $h > 0,60\text{m}$

$C_{Vo} = 250 \text{ Kg/m}^2$ (de tablas sin impacto)

$CV = C_{Vo} * (1 + I) \text{ Kg/m}^2$

$CV \text{ (Kg/m}^2) = 325$

CALCULO DE LAS FUERZAS Y MOMENTOS FLECTORES QUE ACTUAN SOBRE LA ESTRUCTURA

Para tal efecto consideraremos dos casos :

Caso 1; alcantarilla vacía.

Caso 2; alcantarilla llena.

Nomenclatura y Parámetros:

$\gamma_a \text{ (Kg/m}^3) = 1000$ Peso específico del líquido que pasa por la alcantarilla

w_1 = Sobrecarga del relleno, más carga viva si $h > 0,60\text{m}$.

w_2 y w_2'' = Presión actuante debido a w_1 , al peso propio de la losa superior y paredes

w_3 = Presión interna del agua.

P_1 = Presión lateral del suelo sobre la losa superior.

P_2 = Presión lateral del suelo sobre la losa inferior.

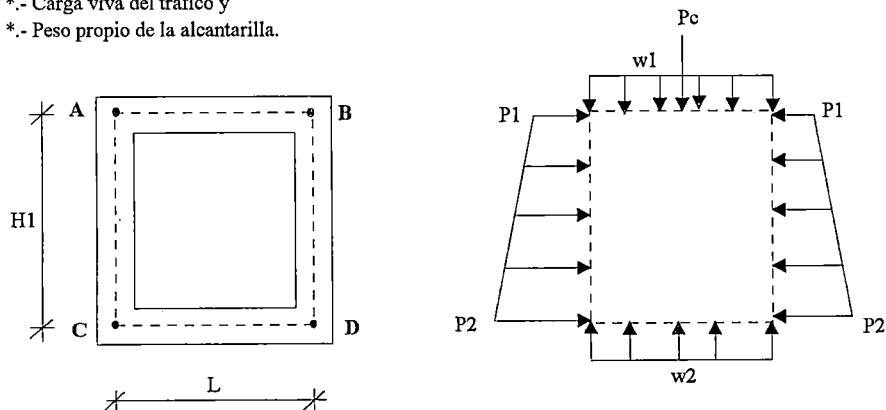
w_1'' = Sobrecarga del relleno

CASO 1 : Alcantarilla vacía para el cual actuarán las siguientes cargas :

*.- Carga por relleno y presión lateral del suelo;

*.- Carga viva del tráfico y

*.- Peso propio de la alcantarilla.



$L = 1,20 \text{ m.}$

$H_1 = 1,20 \text{ m.}$

Tratándose de una sección rígida trabajaremos con el factor de presión neutra para el cálculo de las presiones laterales por lo que tenemos :

Ko =	(1 - senφ) =	0,500	
w1 =	CV + γ * h =	12025	kg/m2
w2 =	$\frac{w1 + PLS + 2*Pp}{L}$ =	13305	kg/m2
P1 =	γ * h * Ko =	5850	kg/m2
P2 =	γ*(h+H1)*Ko =	6930	kg/m2

Para el cálculo de los máximos momentos flectores en los puntos A,B,C,D tomaremos como referencia las fórmulas del libro "Fórmulas Estructurales" cuyo autor es el Ing. Fernando Oshiro H. las cuales son las siguientes :

Sea	j1 =	0,00067	m4	Inercia del lado AB.
	j2 =	0,00067	m4	Inercia del lado CD
	j3 =	0,00067	m4	Inercia del lado AC igual al BD

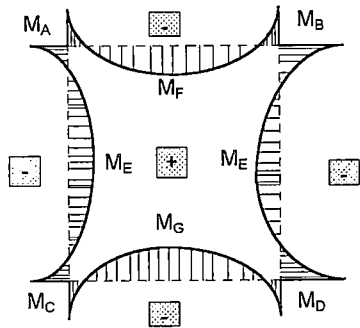
$$M_A = \frac{e*n*w2*L^2 - w1*L^2*(3*n+2*e) - P1*H1^2*(3*n+e)*e}{12*((2+e)*e+(3+2*e)*n)} - \frac{(P2-P1)*H1^2*(7*n+2*e)*e}{60*((2+e)*e+(3+2*e)*n)} - \frac{2*g*(2*e+3*n)}{2*(e*(e+2)+n*(2*e+3))}$$

$M_A = M_B$

$$M_C = \frac{-w2*L^2*(3+2*e)*n + e*w1*L^2 - P1*H1^2*(3+e)*e}{12*((2+e)*e+(3+2*e)*n)} - \frac{(P2-P1)*H1^2*(8+3*e)*e}{60*((2+e)*e+(3+2*e)*n)} + \frac{2*g*e}{2*(e*(e+2)+n*(2*e+3))}$$

$M_C = M_D$

Diagrama de Momentos Actuales



Donde :

e =	$\frac{j1 * H1}{L * j3}$ =	1,0000	
n =	$\frac{j1}{j2}$ =	1,0000	
g =	$\frac{Pc * L}{8}$ =	0	kg-m

Reemplazando valores tenemos :

$M_A = M_B =$ **-1082** kg-m / m

$M_C = M_D =$ **-1204** kg-m / m

El cálculo de los momentos M_F , M_E y M_G se obtendrán mediante las siguientes aproximaciones :

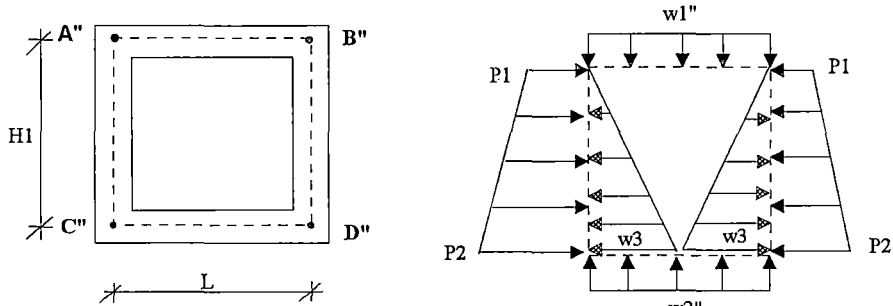
$M_E = \frac{(P1+P2)*L^2}{16} - \frac{(M_A + M_C)}{2} =$ **7** kg-m / m

$M_F = \frac{w1*L^2}{8} - M_A + \frac{Pc*L}{4} =$ **1082** kg-m / m

$M_G = \frac{w2*L^2}{8} - M_A =$ **1191** kg-m / m

CASO 2 : Alcantarilla llena para el cual actuarán las siguientes cargas :

- *.- Carga por relleno y presión lateral del suelo;
- *.- Peso propio de la alcantarilla y
- *.- Peso del agua.



$$L = 1,20 \text{ m.}$$

$$H1 = 1,20 \text{ m.}$$

Las fuerzas actuantes para este caso son las siguientes :

$Ko =$	$(1 - \text{sen}\phi) =$	0,50	
$w1'' =$	$\gamma * h =$	11700	kg/m2
$w2'' =$	$w1'' + P1s + 2*Pp =$	12980	kg/m2
$w3 =$	$\gamma a * H1 =$	1200	kg/m2
$P1 =$	$\gamma * h * Ko =$	5850	kg/m2
$P2 =$	$\gamma * (h+H1) * Ko =$	6930	kg/m2

Considerando lo cálculos precedidos de 'e' y 'n' (ya que la sección es la misma) en el CASO 1 el cálculo de los momentos se realizarán con las siguientes ecuaciones (tomadas del mismo texto ya mencionado).

$$M_{A''} = \frac{e*n*w2''*L^2 - w1''*L^2*(3*n+2*e) - P1*H1^2*(3*n+e)*e}{12*((2+e)*e + (3+2*e)*n)} - \frac{(P2-P1)*H1^2*(7*n+2*e)*e}{60*((2+e)*e+(3+2*e)*n)} + \frac{w3*(2*e+7*n)*y}{30}$$

$$M_{A''} = M_{B''}$$

$$M_{C''} = \frac{-w2''*L^2*(3+2*e)*n+e*w1''*L^2 - P1*H1^2*(3+e)*e}{12*((2+e)*e + (3+2*e)*n)} - \frac{(P2-P1)*H1^2*(8+3*e)*e}{60*((2+e)*e+(3+2*e)*n)} + \frac{w3*H1*(3*e+8)*y}{30}$$

$$M_{C''} = M_{D''}$$

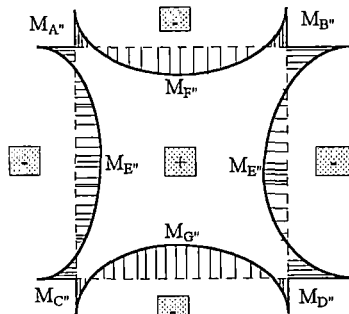


Diagrama de Momentos Actuantes

Donde :

$$e = 1,0000$$

$$n = 1,0000$$

$$y = \frac{1}{2 + e + \frac{n*(2*e+3)}{e}} = 0,1250$$

Reemplazando valores tenemos :

$$M_{A''} = M_{B''} = \boxed{1018} \text{ kg-m / m}$$

$$M_{C''} = M_{D''} = \boxed{1119} \text{ kg-m / m}$$

El cálculo de los momentos $M_{F''}$, $M_{E''}$ y $M_{G''}$ se obtendrán mediante las siguientes aproximaciones :

$$M_{E''} = \frac{(P1+P2)*L^2}{16} - \frac{(M_{A''}+M_{C''})}{2} - \frac{w3*L^2}{9\sqrt{3}} = \boxed{-29} \text{ kg-m / m}$$

$$M_{F''} = \frac{w1*L^2}{8} - M_{A''} = \boxed{1088} \text{ kg-m / m}$$

$$M_{G''} = \frac{w2*L^2}{8} - M_{C''} = \boxed{1218} \text{ kg-m / m}$$

VERIFICACION DE LA ESTABILIDAD DEL SUELO

Las cargas actuantes en un metro de longitud son :

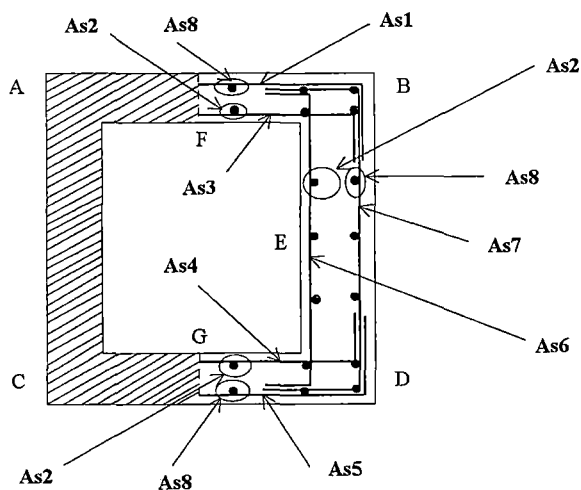
Carga viva del tráfico	=	279	kg/m2
Carga por peso propio	=	1646	kg/m2
Carga por peso del agua	=	714	kg/m2
Carga del relleno	=	11700	kg/m2

entonces la presión actuante es $\sigma_{act.} = \boxed{14339} \text{ kg/m2}$ **OK !**

Tiene que cumplirse que $\sigma_{act.} < \sigma_{adm.}$ por lo tanto este resultado esta

ya que el $\sigma_{adm.}$ es : $\boxed{25000} \text{ kg/m2}$

DISEÑO DE PAREDES Y LOSAS



Tomando los momentos máximos en los puntos A,B,C,D,E,F y G de los casos anteriormente analizados tenemos :

$M_A =$	$M_B =$	-1082	kg-m / m
$M_C =$	$M_D =$	-1204	kg-m / m
	$M_E =$	-29	kg-m / m
	$M_F =$	1088	kg-m / m
	$M_G =$	1218	kg-m / m

Las cuantías mínimas consideradas para el diseño de losas y muros son:

En Losas :

Superior

Asmin por flexión	=	$0,0018 * b * t1$	=	3,60	cm2 / m
Asmin. temp. adyacente al terreno	=	$0,0010 * b * t1$	=	2,00	cm2 / m
Asmin. temp. no adyacente al terreno y no expuesta directamente al sol	=	$0,0015 * b * t1$	=	3,00	cm2 / m

Inferior

Asmin por flexión	=	$0,0018 * b * t2$	=	3,60	cm2 / m
Asmin. temp. adyacente al terreno	=	$0,0010 * b * t2$	=	2,00	cm2 / m
Asmin. temp. no adyacente al terreno y no expuesta directamente al sol	=	$0,0015 * b * t2$	=	3,00	cm2 / m

En Paredes :

Asmin. vertical.	=	$0,0015 * b * a1$	=	3,00	cm2 / m
Asmin. horizontal adyacente al terreno	=	$0,0010 * b * a1$	=	2,00	cm2 / m
Asmin. horizontal no adyacente al terreno y no expuesta directamente al sol	=	$0,0015 * b * a1$	=	3,00	cm2 / m

Siendo :

b = profundidad de la sección en análisis en este caso un metro (100cm.)

Diseño por cargas de servicio :

Para lo cual usaremos los siguientes parámetros :

f c (Kg/cm2) =	94,50	Esfuerzo permisible del concreto para cargas de servicio (0,45*f'c)
f s (Kg/cm2) =	1680	Esfuerzo permisible del acero para cargas de servicio (0,40*f _y)
b(m) =	1,00	Profundidad considerada de la sección en análisis
d1(m) =	0,14	Peralte efectivo de la losa superior
d2(m) =	0,14	Peralte efectivo de la losa inferior
d3(m) =	0,14	Peralte efectivo de las paredes
n =	9	Relación de módulos de elasticidad

$$K = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{n * f_c}} = 0,336$$

$$j = \frac{1 - K}{3} = 0,888 \qquad \qquad \qquad As = \frac{M}{f_s * j * d}$$

Momentos Ultimos Obtenidos (kg-m/m)	Acero Requerido (cm2/m)	Acero Mínimo (cm2/m)	Num. de acero a usar	Espaciamiento entre varillas (m)
-1082	5,04	3,60	4	0,25
-1204	5,61	3,60	4	0,20
-29	0,13	3,00	3	0,20
1088	5,06	3,60	4	0,25
1218	5,67	3,60	4	0,20

Nº de acero a usar	=	3	para el refuerzo por temperatura.
Nº de acero a usar	=	3	para el refuerzo horizontal adyacentes al terreno.
Nº de acero a usar	=	3	para el refuerzo horizontal no adyacentes al terreno.

EN RESUMEN TENEMOS :

Losa Superior

cara superior : perpendicular al eje	As 1	1/2" @	0,25
paralelo al eje	As 8	3/8" @	0,35
cara inferior : perpendicular al eje	As 3	1/2" @	0,25
paralelo al eje	As 2	3/8" @	0,20

Losa Inferior

cara superior : perpendicular al eje	As 4	1/2" @	0,20
paralelo al eje	As 2	3/8" @	0,20
cara inferior : perpendicular al eje	As 5	1/2" @	0,20
paralelo al eje	As 8	3/8" @	0,35

Paredes

refuerzo vertical interior	As 6	3/8" @	0,20
refuerzo vertical exterior	As 7	1/2" @	0,20
refuerzo horizontal no ady. al terreno	As 2	3/8" @	0,20
refuerzo horizontal ady. al terreno	As 8	3/8" @	0,35

Nota: Considerando como espaciamiento máximo 0,30m

Cálculo del Control de Fisuración :

El refuerzo de tracción por flexión deberá distribuirse adecuadamente en las zonas de tracción máximas de un elemento de tal modo de obtener un valor " Z " menor o igual 17000 kg/cm que corresponde a una fisura igual a 0,02cm.

Estos valores son menores que los que dá el ACI - 318.

El valor de " Z " de acuerdo al ACI - 350 se calculará mediante la siguiente expresión:

$$Z = f_s * \sqrt[3]{d_c * A'} \leq 17000 \text{ Kg / cm}$$

Según el RNC (11.7.2), f_s puede estimarse como:

$$f_s = \frac{M}{(0.90 * d_2 * A_s)} \quad \text{ó} \quad 0,60 * f_y$$

Donde:

f_s (kg/cm ²) =	1484	Esfuerzo de trabajo del acero.
d_c (cm) =	5,60	Distancia de la fibra exterior en tracción al centro de la varilla más cercana a ella.
A' (cm ²) =	224	Area efectiva en tracción del concreto que rodea al refuerzo principal de tracción y que tiene el mismo centroide que este refuerzo, dividido entre el número de barras.
M (kg-m) =	1218	Momento flector en condiciones de servicio.
d_2 (cm) =	14,40	Peralte efectivo.
A_s (cm ²) =	6,33	Area del refuerzo en tracción.

Luego tenemos :

Z (kg /cm) =	15999	Ok! < 17000
----------------	-------	-----------------------

5.3 CANOAS

5.3.1. Finalidad.

Son estructuras que tienen como finalidad recolectar el agua de lluvia de las quebradas que atraviesa el canal, para mediante un conducto rectangular de concreto reforzado, conducir las por encima del mismo y descargarla en la quebrada original sin ocasionar daño en el canal.

5.3.2. Partes de la Canoa.

Las canoas constan por lo general de las siguientes partes :

- Transición de entrada, a través del cual se captan las aguas de lluvia de las quebradas.
- Canal apoyado de conducción, es aquel tramo que une la transición de entrada con el acueducto aéreo.
- Acueducto aéreo, el cual sirve como puente para que el agua atraviese el canal principal.
- Alcantarilla más rápida, es aquel tramo que conecta el acueducto aéreo con la transición de salida y se encuentra por debajo del camino de servicio.
- Transición de salida, es aquella por donde descarga el agua proveniente de las lluvias, conduciéndolas hacia la quebrada original.

5.3.3. Fórmulas a Usar Para el Diseño.

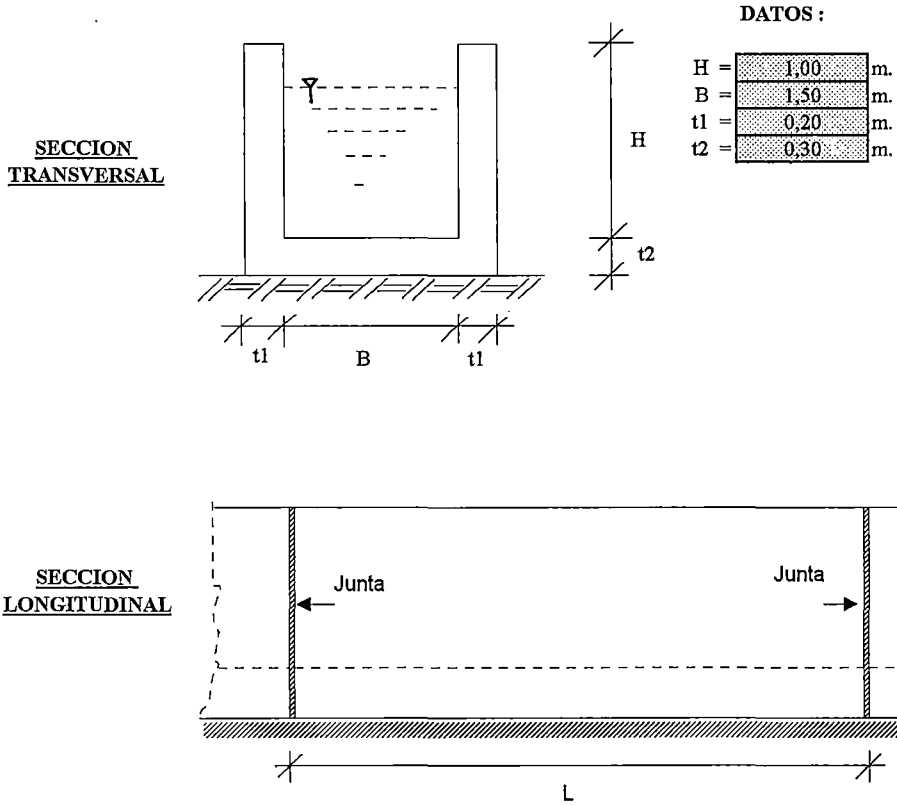
Las fórmulas a emplearse para el diseño de éstas estructuras serán las consideradas en los conductos abiertos, conductos cubiertos, alcantarillas y transiciones.

El diseño de la canoa se hará por partes, es por ello que se emplearan las fórmulas ya mencionadas independientemente.

5.3.4. Ejemplo.

Los parámetros y nomenclaturas empleados para el ejemplo que a continuación se muestra son convencionales, ya que para un cálculo real se debe trabajar con los datos de campo. El diseño se efectúa por partes ya que van a ser separadas por juntas.

GEOMETRIA DEL CANAL APOYADO DE LA CANOA



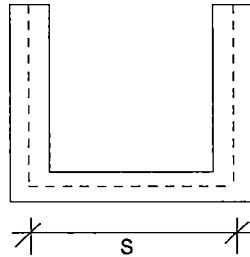
Nomenclatura y Parámetros de Diseño :

L (m) =	5,30	Longitud del canal apoyado.
γ (kg/m ³) =	2400	Peso específico del concreto.
r (m) =	0,05	Recubrimiento de losas y paredes.
f'c (kg/cm ²) =	210	Esfuerzo del concreto a la compresión.
f y (kg/cm ²) =	4200	Esfuerzo de fluencia del acero.
σ_{adm} (kg/cm ²) =	2,50	Presión admisible del terreno
w =		Presión debido al peso propio de las paredes
M'		Momento último en losa en dirección longitudinal.
M		Momento último en losa en dirección transversal.

Para el análisis se considerará el caso más desfavorable, es decir cuando el canal este lleno.

DISEÑO DE LOSA TRANSVERSALMENTE

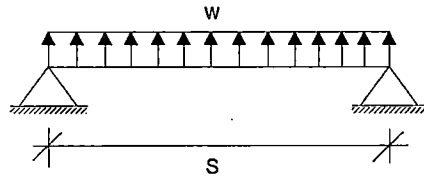
Sea w la reacción del terreno debido al peso de las paredes y M el momento generado por el mismo.



Analizándola como un marco apoyado por lo que tomaremos las dimensiones desde los ejes de los muros y 1,00m de profundidad.

$$S = 1,70 \text{ m.}$$

Reacción del terreno es:



La única carga actuante será el de las paredes ya que la losa y el agua actúan directamente sobre el terreno, por lo tanto tenemos:

Metrado de Cargas :

$$w = 505 \text{ kg/m}^2$$

El momento actuante será :

$$M = \frac{w * S^2}{8} = 183 \text{ kg - m / m}$$

Diseño por cargas de servicio :

Para lo cual usaremos los siguientes parámetros :

f_c (Kg/cm ²) =	94,50	Esfuerzo permisible del concreto para cargas de servicio (0,45*f' _c)
f_s (Kg/cm ²) =	1680	Esfuerzo permisible del acero para cargas de servicio (0,40*f _y)
d (m) =	0,24	Peralte efectivo de la losa
n =	9	Relación de módulos de elasticidad

$$K = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{n * f_c}} = 0,336$$

$$j = \frac{1 - K}{3} = 0,888$$

$$A_s = \frac{M}{f_s * j * d} \text{ ----- (1)}$$

El acero mínimo no adyacente al terreno y expuesta directamente al sol es :

$$A_{min} = 0,0020 * b * t_2 = 6,00 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Reemplazando en (1) tenemos :

$$A_{s1} = 0,50 \text{ cm}^2 / \text{m} < A_{min}$$

$$\begin{aligned} \text{N}^\circ \text{ de acero a usar} &= \boxed{4} \\ \text{Espaciamiento} &= 0,20 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{USAR } \phi \text{ } 1/2'' @ 0,20 \text{ (As1)}$$

El acero As2 será tomado como Amin :

$$\text{As2} = 6,00 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$\begin{aligned} \text{N}^\circ \text{ de acero a usar} &= \boxed{4} \\ \text{Espaciamiento} &= 0,20 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{USAR } \phi \text{ } 1/2'' @ 0,20 \text{ (As2)}$$

DISEÑO DE LA LOSA LONGITUDINALMENTE

Considerando que el terreno esta compactado uniformemente no habría esfuerzos de flexión en la dirección longitudinal, por lo que sólo se le suministrará refuerzo mínimo por temperatura.

El acero mínimo no adyacente al terreno y expuesta directamente al sol es :

$$\text{Amin} = 0,0020 * b * t^2 = 6,00 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$\begin{aligned} \text{N}^\circ \text{ de acero a usar} &= \boxed{4} \\ \text{Espaciamiento} &= 0,20 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{USAR } \phi \text{ } 1/2'' @ 0,20 \text{ (As3)}$$

El acero mínimo As4 adyacente al terreno es:

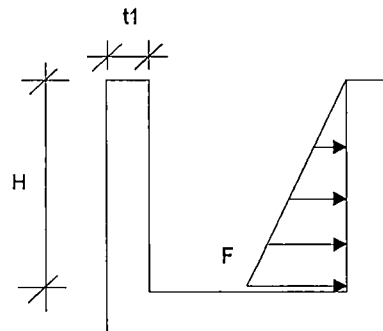
$$\text{Amin} = 0,0010 * b * t^2 = 3,00 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$\begin{aligned} \text{N}^\circ \text{ de acero a usar} &= \boxed{3} \\ \text{Espaciamiento} &= 0,20 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{USAR } \phi \text{ } 3/8'' @ 0,20 \text{ (As4)}$$

DISEÑO DE LAS PAREDES

Cálculo de la presión del agua :



- H = 1,00 m.
- t1 = 0,20 m.
- d' = 0,14 m.
- γ_a = Peso específico del agua

$$F = \gamma_a * H = 1000$$

Por lo tanto el momento actuante es :

$$M'' = \frac{1 * F * H^2}{6} = \boxed{167} \text{ kg -m/m}$$

Cálculo de la fuerza sísmica generada por el agua :

Sabemos que :

$$C = \frac{Cm}{2} * \left(\frac{y}{h} * \left(2 - \frac{y}{h} \right) + \sqrt{\frac{y}{h} * \left(2 - \frac{y}{h} \right)} \right) \text{ ----- (a)}$$

$$Pe = C * j * \gamma_a * H \text{ ----- (b)}$$

$$Me = 0,299 * Pe * y^2 \text{ ----- (c)}$$

$$j = \frac{\text{Aceleración del Terremoto}}{\text{Aceleración de la gravedad}}$$

Siendo :

- C = Coeficiente adimensional que da la distribución y magnitud de las presiones
- Cm = Valor máximo de C para un talud constante dado (ver Figura N°5.1)
- y = Distancia vertical desde la superficie hasta la elevación en cuestión
- H = Profundidad total del nivel de agua
- j = Intensidad del terremoto
- Pe = Aumento de la presión a cualquier elevación
- Me = Momento total de vuelco

$$\begin{aligned} At \text{ (m/s}^2\text{)} &= \boxed{0,24} \text{ Aceleración del terremoto} \\ Ag \text{ (m/s}^2\text{)} &= \boxed{1,00} \text{ Aceleración de la gravedad} \end{aligned}$$

De la Figura N° 5.4 tenemos que :

$$\text{para un } \phi = 0^\circ \text{ Cm} = \boxed{0,73}$$

La fuerza de sismo será máxima cuando $y = H$

Reemplazando en (a) tenemos :

$$C = 0,73$$

Reemplazando en (b) tenemos :

$$P_e = 175 \text{ kg/m}^2$$

Reemplazando en (c) tenemos :

$$M_e = 52 \text{ kg-m/m}$$

Cálculo de la fuerza sísmica debido al peso propio de la pared :

Sabemos que :

$$F_s = \frac{Z * U * S * C * P_p}{R} \quad \text{--- (d)}$$

Siendo :

Z =	0,40	
U =	1,50	
S =	1,40	
C =	2,50	
R =	7,50	
P _p =	480	kg/m

Reemplazando en (d) tenemos :

$$F_s = 135 \text{ kg/m}$$

Por lo tanto el momento actuante debido a esta fuerza es :

$$M_s = \frac{F_s * H}{2} = 68 \text{ kg-m/m}$$

El momento total actuante sobre la pared es :

$$M_{tp} = M_e + M'' + M_s = 287 \text{ kg-m/m}$$

El acero mínimo vertical es :

$$A_{min \text{ vertical}} = 0,0015 * b * t_1 = 3,00 \text{ cm}^2/m$$

Reemplazando en (1) tenemos :

$$A_{s5} = 1,33 \text{ cm}^2/m < A_{min \text{ vertical}}$$

Nº de acero a usar =	5
Espaciamiento =	0,20

$$\text{USAR } \phi \text{ 3/8" @ 0,20 (As5)}$$

El acero As6 será tomado como acero mínimo vertical :

$$A_{s6} = 3,00 \text{ cm}^2/m$$

Nº de acero a usar =	3
Espaciamiento =	0,20

$$\text{USAR } \phi \text{ 3/8" @ 0,20 (As6)}$$

El acero mínimo As7 no adyacente al terreno
y expuesta directamente al sol es :

$$A_{min} = 0,0020 * b * t_1 = 4,00 \text{ cm}^2/m$$

Nº de acero a usar = 3
Espaciamiento = 0,15

USAR ϕ 3/8" @ 0,15 (As7)

Cálculo de la presión actuante sobre el terreno : (Considerado para 1,00m de profundidad)
Para que el terreno sea capaz de soportar la carga que actúa sobre ella debe cumplirse que la presión admisible final debe ser mayor al de la presión actuante, es decir :

$$\sigma_{act} < \sigma_{adm \text{ final}}$$

Debido al análisis sísmico la presión admisible final es :

$$\sigma_{adm \text{ final}} = 1,33 * \sigma_{adm} = 3,33 \text{ kg / cm}^2$$

$$\sigma_{act} = \frac{W_{agua} + W_{losa} + W_{peredes}}{\text{Area de apoyo del canal}} = \text{2,01} \text{ kg / cm}^2 \quad \text{Ok!}$$

Cálculo del Control de Fisuración :

El refuerzo de tracción por flexión deberá distribuirse adecuadamente en las zonas de tracción máximas de un elemento de tal modo de obtener un valor " Z " menor o igual 17000 kg/cm que corresponde a una fisura igual a 0,02cm. Estos valores son menores que los que dá el ACI - 318. El valor de " Z " de acuerdo al ACI - 350 se calculará mediante la siguiente expresión:

$$Z = f_s * \sqrt[3]{d * c * A'} \leq 26000 \text{ Kg / cm}$$

Según el RNC (11.7.2), fs puede estimarse como:

$$f_s = \frac{M}{(0,90 * d' * A_s)} \quad \text{ó} \quad 0,60 * f_y$$

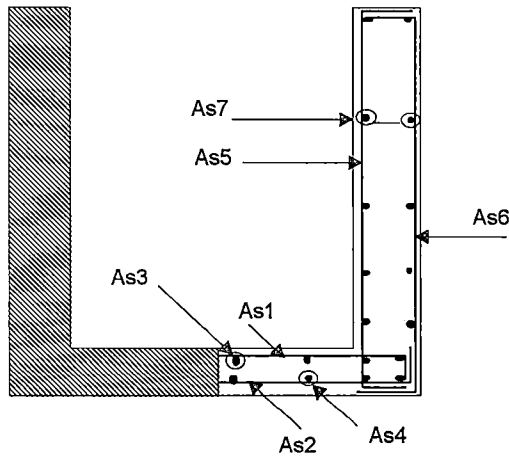
Donde:

fs (kg/cm2) =	621	Esfuerzo de trabajo del acero.
dc (cm) =	5,60	Distancia de la fibra exterior en tracción al centro de la varilla más cercana a ella.
A' (cm2) =	224	Area efectiva en tracción del concreto que rodea al refuerzo principal de tracción y que tiene el mismo centroide que este refuerzo, dividido entre el número de barras.
M (kg-m) =	287	Momento flector en condiciones de servicio.
d' (cm) =	14,40	Peralte efectivo.
As (cm2) =	3,56	Area del refuerzo en tracción.

Luego tenemos :

Z (kg /cm) = 6696 **Ok! < 17000**

EN RESUMEN TENEMOS :



As1	1/2"	@	0,20
As2	1/2"	@	0,20
As3	1/2"	@	0,20
As4	3/8"	@	0,20
As5	3/8"	@	0,20
As6	3/8"	@	0,20
As7	3/8"	@	0,15

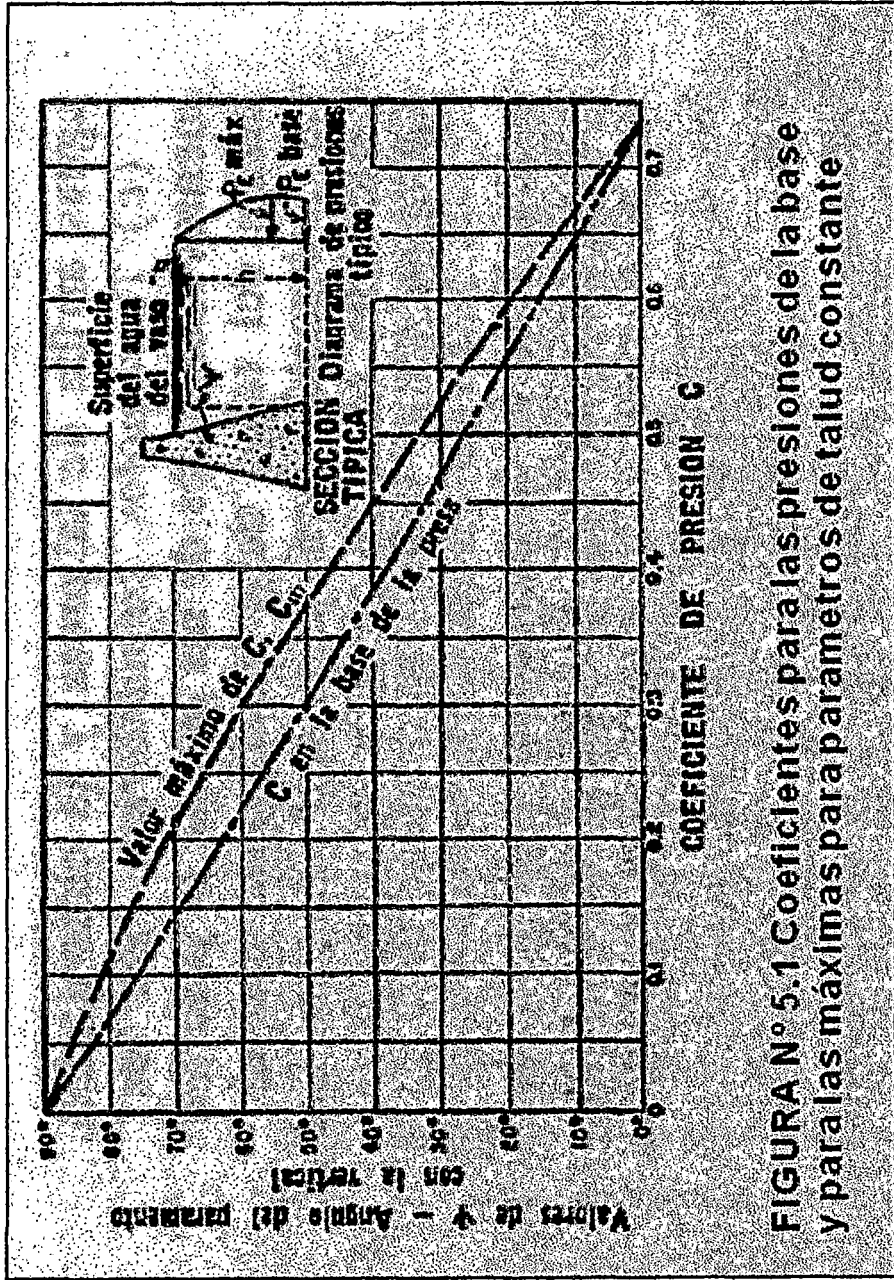
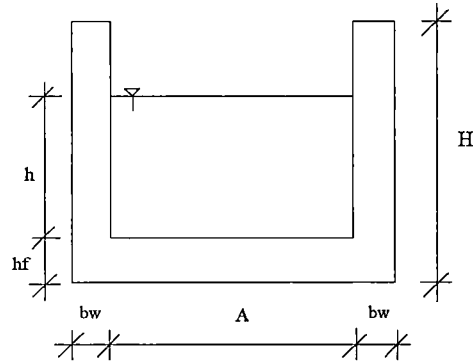


FIGURA N° 5.1 Coeficientes para las presiones de la base y para las máximas para parametros de talud constante

GEOMETRIA DEL ACUEDUCTO AEREO DE LA CANOA

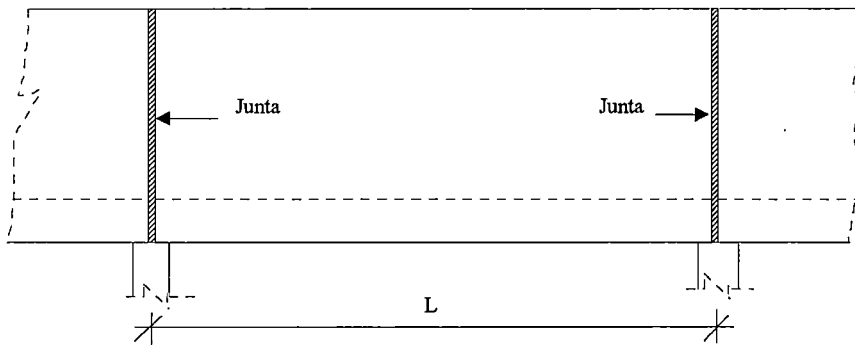
SECCION TRANSVERSAL



DATOS :

H =	1,30	m
A =	1,50	m
L =	7,55	m
bw =	0,20	m
hf =	0,30	m
h =	1,00	m

SECCION LONGITUDINAL



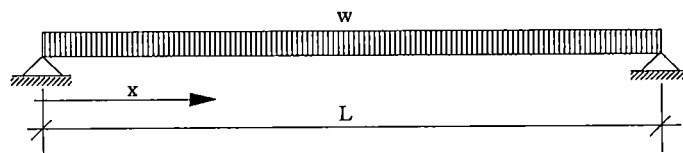
DISEÑO DE LA LOSA LONGITUDINALMENTE

Nomenclatura y Parámetros de Diseño:

$f'c$ (kg/cm ²) =	210	Esfuerzo del concreto a la compresión
γ_c (kg/m ³) =	2400	Peso específico del concreto
f_y (kg/cm ²) =	4200	Esfuerzo de fluencia del acero
r (m) =	0,05	Recubrimiento de losas y paredes

Cálculo del acero inferior :

La estructura puede ser idealizada como una viga de sección U, simplemente apoyada. El análisis se realizará por el método de cargas de servicio.



Peso del acueducto = 2328 kg/m
 Peso del agua = 1500 kg/m
 Carga total repartida w = 3828 kg/m

Predimensionamiento por cargas de servicio :

Momento máximo = $\frac{1}{8} * w * L^2$ = 27276 kg-m

Como :

fc (kg/cm2) = 94,50 Esfuerzo permisible del concreto para cargas de servicio (0,45*fc)
 fs (kg/cm2) = 1680 Esfuerzo permisible del acero para cargas de servicio (0,4*fy)
 n = 9 Relación de módulos de elasticidad
 d (m) = 1,23 Peralte efectivo

$k = \frac{f_c}{\frac{f_s}{n} + f_c} = 0,336$ $j = 1 - \frac{k}{3} = 0,888$

entonces :

As = $\frac{M}{fs*j*d}$ = 14,86 cm2 ----- (1)

Nº del acero a usar : 5
 Nº de varillas a usar : 8
 Espaciamiento : 0,25 m

USAR φ 5/8" @ 0,25 As1

Determinación del Punto de Corte :

El punto de corte teórico del acero se da cuando el espaciamiento entre varillas es igual al doble de espaciamiento del diseño anterior:

Distancia (x) (m)	Momento (kg-m)	As (cm2)	φ del Acero pulg	Espaciamiento (m)	# de varillas
1,41	16570,26	9,03	5/8"	0,50	5

Entonces el punto de corte real del acero se calculará mediante la siguiente expresión:

Siendo:

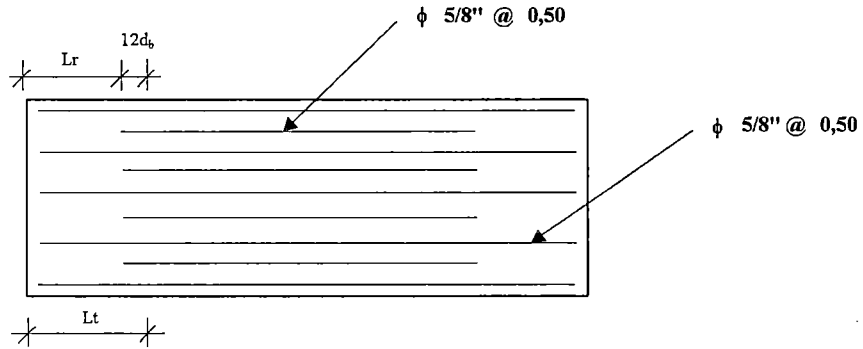
$L_r = x - 12d_b$ d_b : Diámetro de la varilla principal

$12 * d_b = 0,19$ m

Por lo tanto :

$L_r = 1,20$ m

Entonces la distribución del acero es la siguiente:



Cálculo del acero superior :

El acero mínimo no adyacente al terreno y expuesta directamente al sol es:

$$As_{min} = 0,0020 * b * h_f = 6,00 \text{ cm}^2/m$$

Siendo b = 1.00m; para obtener acero por metro lineal

Nº de acero a usar = 4
 Espaciamiento = 0,20

USAR φ 1/2'' @ 0,20 (As2)

DISEÑO DE LA LOSA TRANSVERSALMENTE

Considerando la losa como simplemente apoyada en los muros

Peso de la losa mas el agua : $w_1 = 1720 \text{ kg/m}$ por metro lineal de
 Momento generado el mismo : $M_{to} = 621 \text{ kg-m}$ profundidad

Reemplazando en (1) tenemos :

$$As = 1,71 \text{ cm}^2/m$$

Pero :

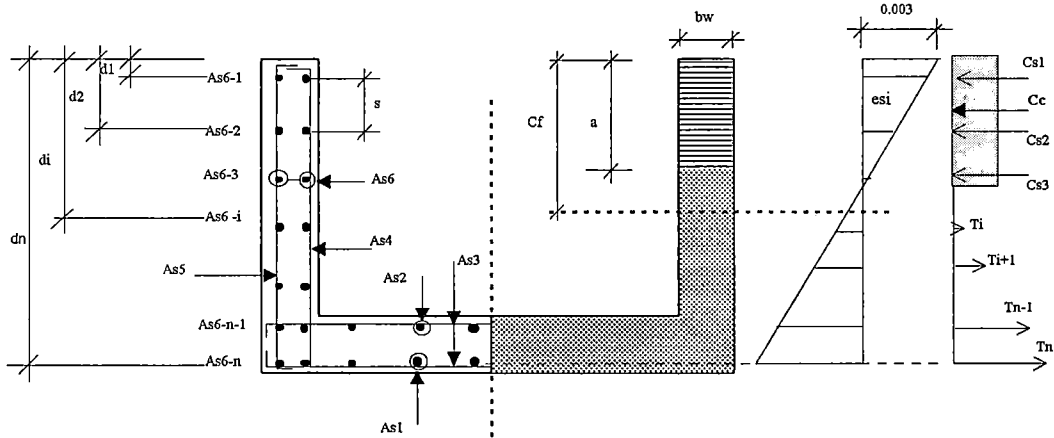
$$As_{min} = 0,0018 * b * h_f = 5,40 \text{ cm}^2/m$$

siendo b = 1.00m para obtener acero por metro lineal

Nº de acero a usar = 4
 Espaciamiento = 0,20

USAR φ 1/2'' @ 0,20 (As3)

Distribución de esfuerzos en el Acueducto (verificación de diseño por cargas últimas)



- s = Espaciamiento entre refuerzos
- a = Altura del bloque equivalente de esfuerzos a compresión
- Cf = Profundidad del eje neutro medida a partir de las fibras externas de compresión (bloque real de esfuerzos)
- bw = Ancho de la viga en la cara en compresión

DISEÑO DE LAS PAREDES

Cálculo de la fuerza estática del agua :

M1: Momento generado por la presión del agua en la base de la pared del acueducto

$$M1 = \frac{\gamma_a * h^3}{6} = 167 \text{ kg-m / m} \quad \gamma_a : \text{Peso específico del agua}$$

Cálculo de la fuerza sísmica generada por el agua :

$$C = \frac{C_m}{2} \left[\frac{y}{h} \left(2 - \frac{y}{h} \right) + \sqrt{\frac{y}{h} \left(2 - \frac{y}{h} \right)} \right] \text{ ----- (a)}$$

$$Pe = C * 1 * \gamma_a * h \text{ ----- (b)}$$

$$Me = 0,299 * Pe * y^2 \text{ ----- (c)}$$

$$l = \frac{\text{Aceleración del Terremoto}}{\text{Aceleración de la Gravedad}}$$

Siendo :

- Me = Momento total de vuelco generado por la fuerza sísmica del agua
- C = Coeficiente adimensional que da la distribución y magnitud de las presiones
- l = Intensidad del terremoto
- Cm = Valor máximo de C para un talud constante dado (ver Figura N°5.1)
- y = Distancia vertical de la superficie hasta la elevación en cuestión

At (m/s²) = 0,24 Aceleración del terremoto
 Ag (m/s²) = 1,00 Aceleración de la gravedad

De la Figura N°5.4 tenemos que:

para un $\phi = 0^\circ$ Cm = 0,73

La fuerza del sismo será máxima cuando $y = h$:

Reemplazando en (a) tenemos :

$$C = 0,73$$

Reemplazando en (b) tenemos :

$$P_e = 175 \quad \text{kg/m}^2$$

Reemplazando en (c) tenemos :

$$M_e = 40 \quad \text{kg-m / m}$$

Cálculo de la fuerza sísmica debido al peso propio de la pared :

Sabemos que :

$$F_s = \frac{Z * U * S * C * P_p}{R} \quad \text{----- (d)}$$

Siendo :

Z =	0,40
U =	1,50
S =	1,40
C =	2,50
R =	7,50
P _p =	480 kg / m

Reemplazando en (d) tenemos :

$$F_s = 135 \quad \text{kg / m}$$

Por lo tanto el momento actuante debido a esta fuerza es :

$$M_s = \frac{F_s * h}{2} = 68 \quad \text{kg - m / m}$$

El momento total actuante sobre la pared es :

$$M = M_1 + M_e + M_s = 274 \quad \text{kg-m / m}$$

El acero mínimo vertical es :

$$A_{\text{min vertical}} = 0,0015 * b * b_w = 3,00 \quad \text{cm}^2/\text{m}$$

Reemplazando en (1) tenemos :

$$A_s4 = 1,28 \quad \text{cm}^2/\text{m} < A_{\text{min vertical}}$$

Nº de acero a usar = 3
Espaciamiento = 0,20

USAR ϕ 3/8" @ 0,20 (As4)

El As5 será tomado como acero mínimo vertical :

$$A_{s5} = 3,00 \quad \text{cm}^2/\text{m}$$

Nº de acero a usar = 3
Espaciamiento = 0,20

USAR ϕ 3/8" @ 0,20 (As5)

El acero mínimo As6 no adyacente al terreno y expuesta directamente al sol es :

$$A_{min} = 0,0020 * b * b_w = 4,00 \text{ cm}^2/m$$

Nº de acero a usar = 3
 Espaciamiento = 0,15

USAR ϕ 3/8" @ 0,15 (As6)

Determinación del Momento Último Confiable del Acueducto

de capas Ali = 9

sabemos que :

a = 23 cm
 Cf = 27 cm

Cc = 0,85 * f'c * 2bw * a Fuerza de compresión
 Cc = 162788 kg

Csi = As6-i * fsi

Tsi = As6-i * fsi

fsi = 6000 * (Cf - di) ≤ 4200 kg/cm2
 Cf

# de capa	Area de acero As6-i (cm2)	di (cm)	Calculado f' si (kg/cm2)	Asumido fsi (kg/cm2)	Csi (kg)	Tsi (kg)
1	2,850	5,64	4740	4200	11971	0
2	2,850	20,64	1384	1384	3945	0
3	2,850	35,64	-1971	-1971	0	-5618
4	2,850	50,64	-5327	-4200	0	-11971
5	2,850	65,64	-8682	-4200	0	-11971
6	2,850	80,64	-12037	-4200	0	-11971
7	2,850	95,64	-15393	-4200	0	-11971
8	13,970	105,64	-17629	-4200	0	-58674
9	15,840	123,73	-21677	-4200	0	-66528
Total en valor absoluto =					15916	178704

La condición de equilibrio a cumplirse es la siguiente :

$$R = \Sigma Csi + Cc - \Sigma Tsi = 0$$

R = 0 kg

Momento nominal Mn = 161271,29 kg-m

Momento último confiable Muc = 0,90 * Mn = 145144,16 kg-m

Momento último requerido Mur = 53810,07 kg-m < Muc ok

Siendo: Mur = (1,7*(Peso del agua) + 1,4*(Peso del acueducto)) * 1,3 * $\frac{L^2}{8}$

Nota : Para estructuras retenedoras de líquidos, las cargas amplificadas evaluadas, serán incrementadas por los coeficientes de durabilidad que a continuación se presentan.

Solicitud	Coficiente de Durabilidad
Refuerzo provisto por flexión	1,30
Refuerzo provisto para tensión pura	1,65

Cálculo del Control de Fisuración :

El refuerzo de tracción por flexión deberá distribuirse adecuadamente en las zonas de tracción máximas de un elemento de tal modo de obtener un valor " Z " menor o igual 17000 kg/cm que corresponde a una fisura igual a 0,02cm.

Estos valores son menores que los que dá el ACI - 318.

El valor de " Z " de acuerdo al ACI - 350 se calculará mediante la siguiente expresión:

$$Z = f_s * \sqrt[3]{d_c * A'} \leq 17000 \text{ Kg / cm}$$

Según el RNC (11.7.2), f_s puede estimarse como:

$$f_s = \frac{M}{(0.90 * d' * A_s)} \quad \text{ó} \quad 0,60 * f_y$$

Donde:

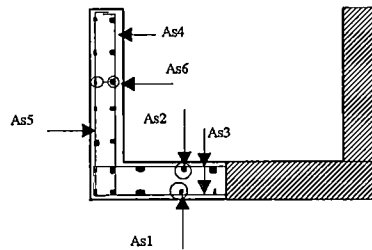
f_s (kg/cm ²) =	589	Esfuerzo de trabajo del acero.
d_c (cm) =	5,48	Distancia de la fibra exterior en tracción al centro de la varilla más cercana a ella.
A' (cm ²) =	219,05	Area efectiva en tracción del concreto que rodea al refuerzo principal de tracción y que tiene el mismo centroide que este refuerzo, dividido entre el número de barras.
M (kg-m) =	274	Momento flector en condiciones de servicio.
d' (cm) =	14,52	Peralte efectivo.
A_s (cm ²) =	3,56	Area del refuerzo en tracción.

Luego tenemos :

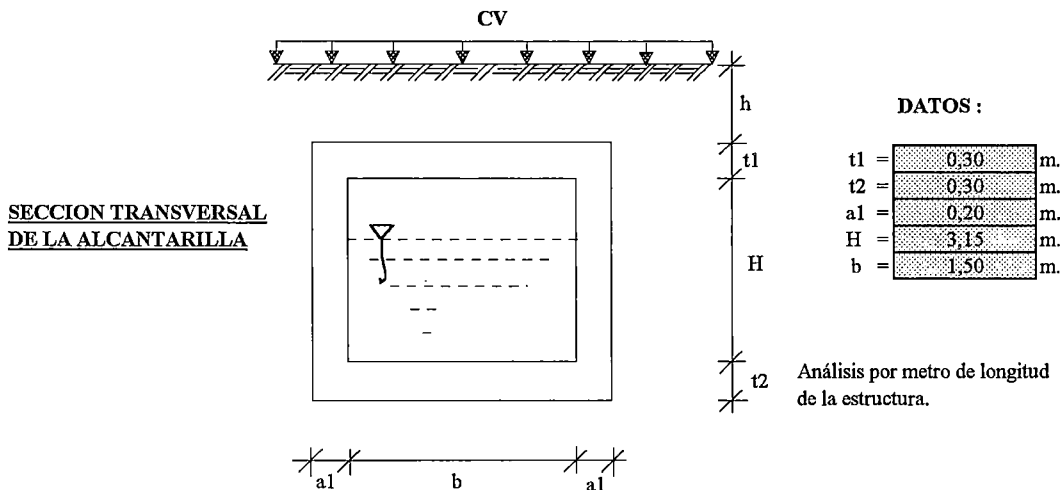
$$Z \text{ (kg / cm)} = 8667 \quad \text{Ok!} < 17000$$

EN RESUMEN TENEMOS :

As1	5/8" @	0,25
As2	1/2" @	0,20
As3	1/2" @	0,20
As4	3/8" @	0,20
As5	3/8" @	0,20
As6	3/8" @	0,15



GEOMETRIA DE ALCANTARILLA EN LA CANOA



Nomenclatura y Parámetros de Diseño:

h (m) =	0,00	Altura de relleno (cobertura)
HS =	25	Tipo de camión a considerar para la S/C del tráfico
γ (kg/m3) =	1800	Peso específico del relleno
φ (grad.) =	30	Angulo de fricción interna del relleno
σ (kg/cm2) =	2,50	Presión admisible del terreno de apoyo del acueducto
r (m) =	0,05	Recubrimiento de losas y paredes
f'c (kg/cm2) =	210	Esfuerzo del concreto a la compresión
f y (kg/cm2) =	4200	Esfuerzo de fluencia del acero
γc (kg/m3) =	2400	Peso específico del concreto
Pr (kg) =	9091	Carga viva de un grupo de ruedas posteriores
PLs (kg/m2) =	720	Peso de losa superior
Pp (kg/m) =	1512	Peso propio de cada pared
I =	Coeficiente de impacto	
CV =	Carga viva amplificada o de diseño	
Pc =	Carga viva puntual en caso que el relleno sea menor o igual 0,60m	
L =	Longitud entre ejes de muros	

Cálculo del coeficiente de impacto :

$$I = \frac{14,97}{L + 37,41} = 0,38 \leq 30\%$$

entonces : $I = 0,30$

Para el cálculo de la carga viva existen 2 criterios los cuales son :

Criterio 1 : cuando la cobertura es menor o igual a 0,60m.

Criterio 2 : cuando la cobertura es mayor a 0,60m.

Criterio 1; según la AASHTO (sección 6.4.1) para este caso el cálculo de la carga viva de tráfico, se considerará como carga puntual al grupo de ruedas posteriores, actuando directamente sobre la losa superior de la alcantarilla en un ancho E, al cual le añadiremos el coeficiente de impacto, esta carga genera el máximo momento en el centro de luz de la alcantarilla (a L/2), por lo tanto tenemos :

$$E = 0,06 * L + 4' \leq 7' (2,13m) \quad L : \text{en pies}$$

$$E = 1,32 \text{ m} \quad \text{OK! } < 2,13\text{m}$$

Entonces la carga viva es :

Sin Impacto $P_{co} = \frac{Pr}{E} = 6879 \text{ kg/m}$

Con Impacto $P_c = P_{co} * (1 + I) = 8943 \text{ kg/m}$

Criterio 2; en este caso la carga viva del tráfico se obtiene de al Figura N°4.5, al cual a su vez hay que añadirle el coeficiente de impacto.

Por lo tanto tenemos que para :

$h = 0,00 \text{ m.}$

No llenar ya que $h \leq 0,60\text{m.}$

$CV_o = 0 \text{ Kg/m}^2$ (de tablas sin impacto)

$CV = Cvo * (1 + I) \text{ Kg/m}^2$

$CV \text{ (Kg/m}^2\text{)} = \text{Como } h < 0,60\text{m ya se consideró el criterio 1}$

CALCULO DE LAS FUERZAS Y MOMENTOS FLECTORES QUE ACTUAN SOBRE LA ESTRUCTURA

Para tal efecto consideraremos dos casos :

Caso 1; alcantarilla vacía.

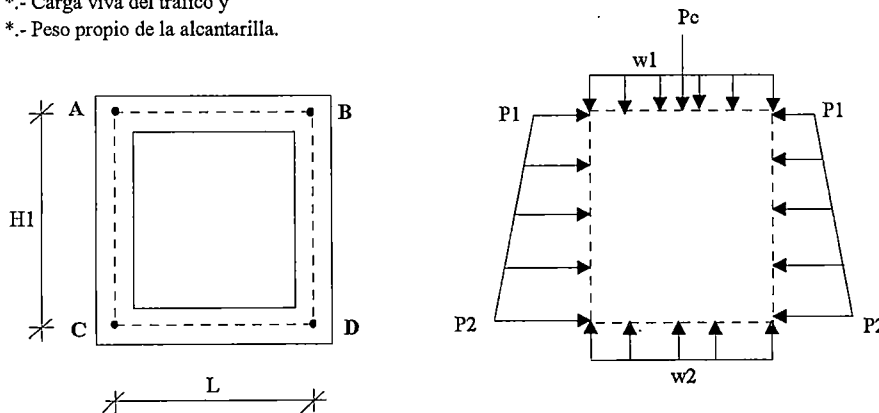
Caso 2; alcantarilla llena.

Nomenclatura y Parámetros:

- $\gamma_a \text{ (Kg/m}^3\text{)} = 1000$ Peso específico del líquido que pasa por la alcantarilla
- w_1 = Sobrecarga del relleno, más carga viva si $h > 0,60\text{m.}$
- $w_2 \text{ y } w_2''$ = Presión actuante debido a w_1 , al peso propio de la losa superior y paredes
- w_3 = Presión interna del agua.
- P_1 = Presión lateral del suelo sobre la losa superior.
- P_2 = Presión lateral del suelo sobre la losa inferior.
- w_1'' = Sobrecarga del relleno

CASO 1 : Alcantarilla vacía para el cual actuarán las siguientes cargas :

- *.- Carga por relleno y presión lateral del suelo;
- *.- Carga viva del tráfico y
- *.- Peso propio de la alcantarilla.



$L = 1,70 \text{ m.}$
 $H_1 = 3,45 \text{ m.}$

Tratándose de una sección rígida trabajaremos con el factor de presión neutra para el cálculo de las presiones laterales por lo que tenemos :

Ko =	(1 - senφ) =	0,500	
w1 =	CV + γ * h =	0	kg/m2
w2 =	$\frac{w1 + PLs + 2*Pp}{L}$ =	2499	kg/m2
P1 =	γ * h * Ko =	0	kg/m2
P2 =	γ*(h+H1)*Ko =	3105	kg/m2

Para el cálculo de los máximos momentos flectores en los puntos A,B,C,D tomaremos como referencia las fórmulas del libro "Fórmulas Estructurales" cuyo autor es el Ing. Fernando Oshiro H. las cuales son las siguientes :

Sea	j1 =	0,00225	m4	Inercia del lado AB.
	j2 =	0,00225	m4	Inercia del lado CD
	j3 =	0,00067	m4	Inercia del lado AC igual al BD

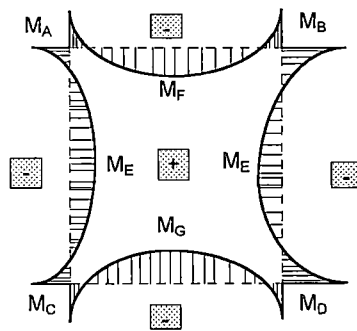
$$M_A = \frac{e*n*w2*L^2 - w1*L^2*(3*n+2*e) - P1*H1^2*(3*n+e)*e}{12*((2+e)*e+(3+2*e)*n)} - \frac{(P2-P1)*H1^2*(7*n+2*e)*e}{60*((2+e)*e+(3+2*e)*n)} - \frac{2*g*(2*e+3*n)}{2*(e*(e+2)+n*(2*e+3))}$$

$M_A = M_B$

$$M_C = \frac{-w2*L^2*(3+2*e)*n + e*w1*L^2 - P1*H1^2*(3+e)*e}{12*((2+e)*e+(3+2*e)*n)} - \frac{(P2-P1)*H1^2*(8+3*e)*e}{60*((2+e)*e+(3+2*e)*n)} + \frac{2*g*e}{2*(e*(e+2)+n*(2*e+3))}$$

$M_C = M_D$

Diagrama de Momentos Actuantes



Donde :

e =	$\frac{j1 * H1}{L * j3}$ =	6,8493	
n =	$\frac{j1}{j2}$ =	1,0000	
g =	$\frac{Pc * L}{8}$ =	1900	kg-m

Reemplazando valores tenemos :

$M_A = M_B =$ **1487** kg-m / m

$M_C = M_D =$ **1519** kg-m / m

El cálculo de los momentos MF, ME y MG se obtendrán mediante las siguientes aproximaciones :

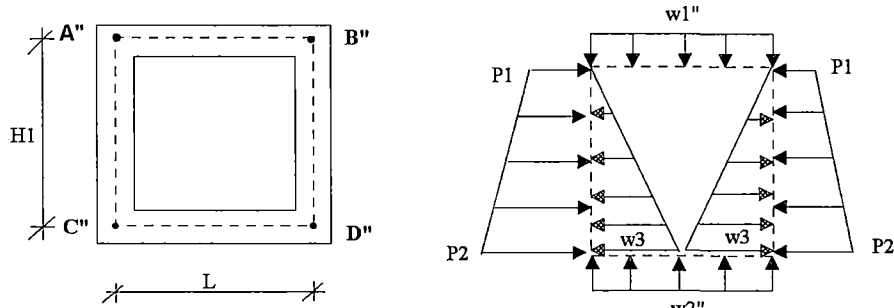
$M_E = \frac{(P1+P2)*L^2}{16} - \frac{(M_A + M_C)}{2} =$ **942** kg-m / m

$M_F = \frac{w1*L^2}{8} - M_A + \frac{Pc * L}{4} =$ **2314** kg-m / m

$M_G = \frac{w2*L^2}{8} - M_A =$ **617** kg-m / m

CASO 2 : Alcantarilla llena para el cual actuarán las siguientes cargas :

- *.- Carga por relleno y presión lateral del suelo;
- *.- Peso propio de la alcantarilla y
- *.- Peso del agua.



$$L = 1,70 \text{ m.}$$

$$H1 = 3,45 \text{ m.}$$

Las fuerzas actuantes para este caso son las siguientes :

$Ko =$	$(1 - \text{sen}\phi) =$	0,50	
$w1'' =$	$\gamma * h =$	0	kg/m ²
$w2'' =$	$w1'' + PLS + \frac{2*Pp}{L} =$	2499	kg/m ²
$w3 =$	$\gamma_a * H1 =$	3450	kg/m ²
$P1 =$	$\gamma * h * Ko =$	0	kg/m ²
$P2 =$	$\gamma * (h+H1) * Ko =$	3105	kg/m ²

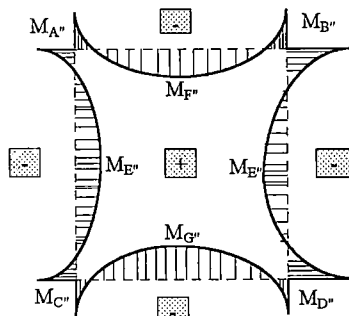
Considerando lo cálculos precedidos de 'e' y 'n' (ya que la sección es la misma) en el CASO 1 el cálculo de los momentos se realizarán con las siguientes ecuaciones (tomadas del mismo texto ya mencionado).

$$M_{A''} = \frac{e*n*w2''*L^2 - w1''*L^2*(3*n+2*e) - P1*H1^2*(3*n+e)*e}{12*((2+e)*e + (3+2*e)*n)} - \frac{(P2-P1)*H1^2*(7*n+2*e)*e}{60*((2+e)*e+(3+2*e)*n)} + \frac{w3*(2*e+7*n)*y}{30}$$

$$M_{A''} = M_{B''}$$

$$M_{C''} = \frac{-w2''*L^2*(3+2*e)*n+e*w1''*L^2 - P1*H1^2*(3+e)*e}{12*((2+e)*e + (3+2*e)*n)} - \frac{(P2-P1)*H1^2*(8+3*e)*e}{60*((2+e)*e+(3+2*e)*n)} + \frac{w3*H1*(3*e+8)*y}{30}$$

$$M_{C''} = M_{D''}$$



**Diagrama de Momentos
Actuantes**

Donde :

$$e = 6,8493$$

$$n = 1,0000$$

$$y = \frac{1}{2 + e + \frac{n}{e}*(2*e+3)} = 0,0886$$

Reemplazando valores tenemos :

$$M_{A''} = M_{B''} = \boxed{865} \text{ kg-m / m}$$

$$M_{C''} = M_{D''} = \boxed{684} \text{ kg-m / m}$$

El cálculo de los momentos $M_{F''}$, $M_{E''}$ y $M_{G''}$ se obtendrán mediante las siguientes aproximaciones :

$$M_{E''} = \frac{(P1+P2)*L^2}{16} - \frac{(M_{A''}+M_{C''})}{2} - \frac{w3*L^2}{9\sqrt{3}} = \boxed{854} \text{ kg-m / m}$$

$$M_{F''} = \frac{w1*L^2}{8} - M_{A''} = \boxed{865} \text{ kg-m / m}$$

$$M_{G''} = \frac{w2*L^2}{8} - M_{C''} = \boxed{218} \text{ kg-m / m}$$

VERIFICACION DE LA ESTABILIDAD DEL SUELO

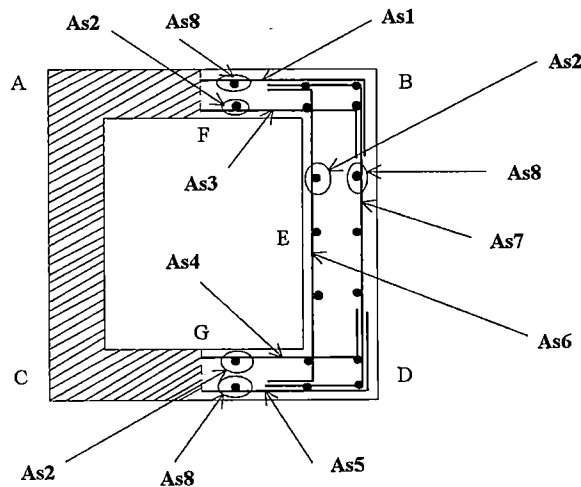
Las cargas actuantes en un metro de longitud son :

Carga viva del tráfico	=	4707	kg/m2
Carga por peso propio	=	3032	kg/m2
Carga por peso del agua	=	2487	kg/m2
Carga del relleno	=	0	kg/m2

entonces la presión actuante es $\sigma_{act.} = \boxed{10225} \text{ kg/m2}$ **OK !**

Tiene que cumplirse que $\sigma_{act.} < \sigma_{adm.}$ por lo tanto este resultado esta ya que el $\sigma_{adm.}$ es : $\boxed{25000} \text{ kg/m2}$

DISEÑO DE PAREDES Y LOSAS



Tomando los momentos máximos en los puntos A,B,C,D,E,F y G de los casos anteriormente analizados tenemos :

M_A	=	M_B	=	-1487	kg-m / m
M_C	=	M_D	=	-1519	kg-m / m
		M_E	=	-942	kg-m / m
		M_F	=	2314	kg-m / m
		M_G	=	-617	kg-m / m

Las cuantías mínimas consideradas para el diseño de losas y muros son:

En Losas :

Superior

Asmin por flexión	=	$0,0018 * b * t1$	=	5,40	cm² / m
Asmin. temp. adyacente al terreno	=	$0,0010 * b * t1$	=	3,00	cm² / m
Asmin. temp. no adyacente al terreno y no expuesta directamente al sol	=	$0,0015 * b * t1$	=	4,50	cm² / m

Inferior

Asmin por flexión	=	$0,0018 * b * t2$	=	5,40	cm² / m
Asmin. temp. adyacente al terreno	=	$0,0010 * b * t2$	=	3,00	cm² / m
Asmin. temp. no adyacente al terreno y no expuesta directamente al sol	=	$0,0015 * b * t2$	=	4,50	cm² / m

En Paredes :

Asmin. vertical.	=	$0,0015 * b * a1$	=	3,00	cm² / m
Asmin. horizontal adyacente al terreno	=	$0,0010 * b * a1$	=	2,00	cm² / m
Asmin. horizontal no adyacente al terreno y no expuesta directamente al sol	=	$0,0015 * b * a1$	=	3,00	cm² / m

Siendo :

b = profundidad de la sección en análisis en este caso un metro (100cm.)

Diseño por cargas de servicio :

Para lo cual usaremos los siguientes parámetros :

f_c (Kg/cm ²) =	94,50	Esfuerzo permisible del concreto para cargas de servicio (0,45*f'c)
f_s (Kg/cm ²) =	1680	Esfuerzo permisible del acero para cargas de servicio (0,40*f _y)
b(m) =	1,00	Profundidad considerada de la sección en análisis
d1(m) =	0,24	Peralte efectivo de la losa superior
d2(m) =	0,24	Peralte efectivo de la losa inferior
d3(m) =	0,14	Peralte efectivo de las paredes
n =	9	Relación de módulos de elasticidad

$$K = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{n * f_c}} = 0,336$$

$$j = \frac{1 - K}{3} = 0,888$$

$$As = \frac{M}{f_s * j * d}$$

Momentos Ultimos Obtenidos (kg-m/m)	Acero Requerido (cm ² /m)	Acero Mínimo (cm ² /m)	Num. de acero a usar	Espaciamento entre varillas (m)
-1487	4,08	5,40	4	0,20
-1519	4,17	5,40	4	0,20
-942	4,39	3,00	4	0,25
2314	6,36	5,40	4	0,15
-617	1,69	5,40	4	0,20

Nº de acero a usar =	<input type="text" value="3"/>	para el refuerzo por temperatura.
Nº de acero a usar =	<input type="text" value="3"/>	para el refuerzo horizontal adyacentes al terreno.
Nº de acero a usar =	<input type="text" value="3"/>	para el refuerzo horizontal no adyacentes al terreno.

EN RESUMEN TENEMOS :

Losa Superior

cara superior : perpendicular al eje	As 1	1/2" @	0,20
paralelo al eje	As 8	3/8" @	0,20
cara inferior : perpendicular al eje	As 3	1/2" @	0,15
paralelo al eje	As 2	3/8" @	0,20

Losa Inferior

cara superior : perpendicular al eje	As 4	1/2" @	0,20
paralelo al eje	As 2	3/8" @	0,20
cara inferior : perpendicular al eje	As 5	1/2" @	0,20
paralelo al eje	As 8	3/8" @	0,20

Paredes

refuerzo vertical interior	As 6	1/2" @	0,25
refuerzo vertical exterior	As 7	1/2" @	0,20
refuerzo horizontal no ady. al terreno	As 2	3/8" @	0,20
refuerzo horizontal ady. al terreno	As 8	3/8" @	0,20

Nota: Considerando como espaciamiento máximo 0,30m

Cálculo del Control de Fisuración :

El refuerzo de tracción por flexión deberá distribuirse adecuadamente en las zonas de tracción máximas de un elemento de tal modo de obtener un valor " Z " menor o igual 17000 kg/cm que corresponde a una fisura de 0,02 cm.

Estos valores son menores que los que dá el ACI - 318.

El valor de " Z " de acuerdo al ACI - 350 se calculará mediante la siguiente expresión:

$$Z = fs * \sqrt[3]{dc * A'} \leq 17000 Kg / cm$$

Según el RNC (11.7.2), fs puede estimarse como:

$$fs = \frac{M}{(0.90 * d1 * As)} \quad \text{ó} \quad 0,60 * fy$$

Donde:

fs (kg/cm ²) =	1248	Esfuerzo de trabajo del acero.
dc (cm) =	5,60	Distancia de la fibra exterior en tracción al centro de la varilla más cercana a ella.
A' (cm ²) =	168	Area efectiva en tracción del concreto que rodea al refuerzo principal de tracción y que tiene el mismo centroide que este refuerzo, dividido entre el número de barras.
M (kg-m) =	2314	Momento flector en condiciones de servicio.
d1 (cm) =	24,40	Peralte efectivo.
As (cm ²) =	8,45	Area del refuerzo en tracción.

Luego tenemos :

Z (kg /cm) = 12226 **Ok! < 17000**

5.4 TRANSICIONES

5.4.1. Definición.

Las transiciones se construyen generalmente en las entradas y salidas de las estructuras y en donde se presentan cambios en la sección hidráulica del canal. Por lo general la velocidad del agua se acelera en las transiciones de entrada y se desacelera en las transiciones de salida.

5.4.2. Tipos de Transición.

Las transiciones pueden ser de :

■ **Concreto Reforzado**, son aquellas que generalmente corresponden a la conexión de una sección trapezoidal del canal con los conductos cubiertos o túneles, tanto en la entrada como en la salida. Estas transiciones van desde la sección trapezoidal a una sección rectangular de ancho igual al diámetro del túnel o conducto cubierto.

Existen también, transiciones del tipo alabeado que unen los conductos cubiertos con la sección tipo herradura del túnel.

■ **Concreto Simple**, usadas para la conexión de dos secciones trapezoidales, cuyas dimensiones pueden variar como consecuencia de los cambios de caudal o los cambios de talud. Estas transiciones, tienden a mantener los criterios del revestimiento en cuanto a sus juntas y bruñas.

5.4.3. Criterios de Diseño.

Para el caso de las transiciones de concreto reforzado, los criterios a emplearse serán las consideradas en los conductos abiertos, tanto en el cálculo de las fuerzas laterales

sobre los muros, como los refuerzos mínimos longitudinales y verticales de las losas y muros respectivamente.

Para las transiciones de concreto simple, se usan los mismos criterios empleados en el cálculo de los canales revestidos, no vistos en éste tema.

5.4.4. Finalidad de la Transición.

La finalidad es la de reducir la velocidad del agua en el canal o dren, cambiando la sección trapezoidal a rectangular si esto fuera el caso. En cuanto mas alta sea la velocidad del agua en el canal más importante sería disponer de una buena transición.

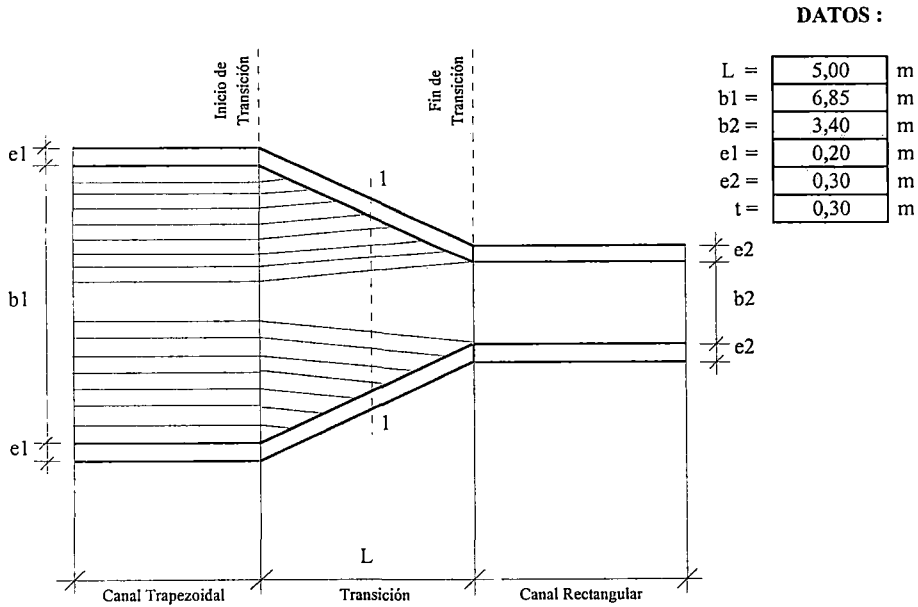
5.4.5. Ejemplo.

Los parámetros y nomenclaturas empleados para el ejemplo que a continuación se muestra son convencionales, ya que para un cálculo real se debe trabajar con los datos de campo. Sin embargo el criterio si es el mismo.

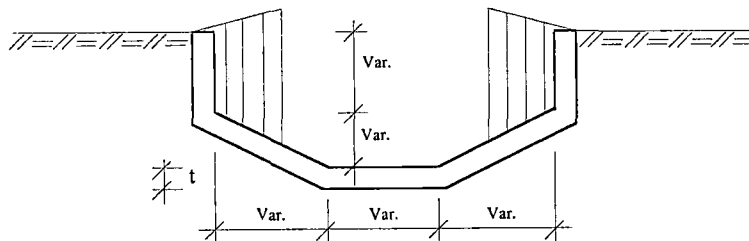
GEOMETRIA DE LA TRANSICION

Transición de Canal Trapezoidal a Rectangular

EN PLANTA



SECCION 1 - 1



DISEÑO

Para esta estructura consideraremos acero mínimo, tanto longitudinal como transversalmente y en ambas caras.

Refuerzo Longitudinal :

El acero mínimo por metro lineal para la cara adyacente al terreno es:

$$As_{min} = 0,0010 * b * e = \quad 2,50 \quad cm^2 / m$$

Siendo $b = 1.00m$
 $e = \frac{e1 + e2}{2}$

Nº de acero a usar = 3
 Espaciamiento = 0,25 m

USAR ϕ 3/8" @ 0,25 As1

El acero mínimo por metro lineal para la cara no adyacente al terreno y expuesta directamente al sol es :

$$As_{min} = 0,0020 * b * e = 5,00 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$\begin{aligned} \text{N}^\circ \text{ de acero a usar} &= \boxed{4} \\ \text{Espaciamiento} &= 0,25 \text{ m} \end{aligned}$$

USAR ϕ 3/8" @ 0,25 As2

Refuerzo Transversal :

El acero mínimo por metro lineal para losas es :

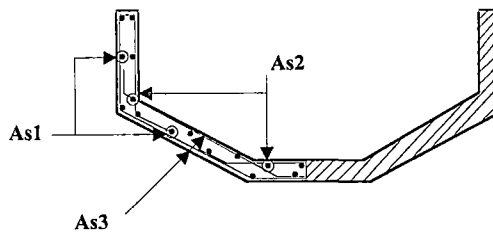
$$As_{min} = 0,0018 * b * t = 5,40 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$\begin{aligned} \text{N}^\circ \text{ de acero a usar} &= \boxed{4} \\ \text{Espaciamiento} &= 0,20 \text{ m} \end{aligned}$$

USAR ϕ 1/2" @ 0,20 As3

EN RESUMEN TENEMOS :

- As1 3/8" @ 0,25
- As2 3/8" @ 0,25
- As3 1/2" @ 0,20



5.5 PUENTES VEHICULARES

5.5.1. Definición.

Son estructuras proyectadas de modo que cumpla la función de permitir el paso cómodo de vehículos de una orilla a otra, pero también es importante buscar soluciones estructurales que eviten la alteración o interrupción del flujo del canal, es decir, evitar la colocación de pilares intermedios en los que generalmente se acumulan desechos vegetales.

5.5.2. Tipos.

El concreto reforzado es particularmente apropiado para utilizar en puentes de toda clase por su durabilidad, rigidez y economía, al igual que por la facilidad comparativa con la cual puede lograrse una apariencia agradable.

Para luces muy cortas, aproximadamente desde 3.00m hasta 7.50m, los puentes conformados por losas armadas en una dirección son económicas. Para luces un poco más largas, hasta casi 15.50m puede utilizarse este mismo tipo general de puentes conformando vacíos longitudinales con tubos hechos con base en fibra, reduciendo así la carga muerta. Este tipo de construcción ofrece un costo inicial bajo, como resultado de la producción estandarizada en planta y se caracteriza por un montaje rápido y fácil y un mantenimiento simple. Para puentes de carreteras, por lo regular se aplica una superficie de rodadura en asfalto, de manera directa sobre la cara superior de las unidades de concreto.

Para luces en forma aproximada de hasta 30.00m puede utilizarse vigas de concreto vaciadas en el sitio, aunque su uso ahora es menos común por las ventajas de la prefabricación para este intervalo de luces. En puentes vaciados en el sitio, el tablero monolítico de concreto se extiende a manera de losa transversal y proporciona también un ala de compresión amplia para las vigas principales. Este tipo de puente puede ser de una sola luz y simplemente apoyado o continuo sobre dos o más luces.

5.5.3. Finalidad.

La finalidad de un puente es proveer la posibilidad de cruzar un canal de riego o un dren al tráfico vehicular.

5.5.4. Ventajas y Desventajas de un Puente.

La carga hidráulica disponible, el caudal del canal o dren, y consideraciones económicas determinan, junto con las condiciones del lugar de la construcción, si se aplica un puente o una alcantarilla. Para caudales mayores de 3.00 m³/seg. un puente, en general, resulta ser más económico que una alcantarilla.

El diseño y la construcción de un puente son más complicadas que una alcantarilla de tubos. La construcción de un puente puede interrumpir durante un período considerable el tráfico o el riego, lo que hace posible los desvíos correspondientes.

5.5.5. Condiciones del Suelo.

Para diseñar una estructura se tiene que conocer las características del suelo sobre el cual se construirá la estructura. Se tiene que hacer como mínimo una perforación en el sitio de la construcción de cada obra de arte y hasta una profundidad de por lo menos dos metros por debajo del nivel de la cimentación de la estructura. También se debe anotar el nivel de la napa freática encontrada al momento de la perforación.

En base a los datos de la perforación se puede calcular o estimar la capacidad de carga del terreno y calcular la presión lateral en los estribos.

Los datos necesarios que se tienen que determinar o estimar en base de las perforaciones son :

■ La textura.

■ El peso unitario del material seco : γ_s kg/m^3

■ El peso unitario del material bajo agua : γ_{sat} kg/m^3

■ El ángulo de fricción interna : ϕ

■ La capacidad de carga del suelo : σ_c kg/cm^2

En la sección 3.3 del presente tema se da una relación de algunos de estos datos para distintos materiales, cabe mencionar que estos cuadros solo sirven como una primera orientación para el calculo preliminar. El diseño definitivo se debe hacer en base de los datos obtenidos del campo.

5.5.6. Criterios Estructurales.

5.5.6.1. Características Estructurales.

Las características estructurales para éstas estructuras serán las mismas que se consideraron en los conductos cubiertos (sección 4.2.3).

Sin embargo el concreto a emplearse para la losa del puente será de 280 kg/cm² de resistencia a la compresión.

5.5.7. Cálculo del Refuerzo.

El refuerzo se calcula conforme a las normas del AASHTO y en base al diseño a la rotura.

El procedimiento del cálculo es el siguiente :

- a).- Determinar los factores de carga ;
- b).- Multiplicar las cargas o los momentos con los factores de carga respectivos para obtener el momento último ;
- c).- Definir el recubrimiento ;
- d).- Estimar el diámetro del acero principal ;
- e).- Calcular la cantidad del refuerzo necesario.

Además el diseño debe cumplir con los criterios generales para los diseños de obras de arte de concreto armado, como figuran en la Norma para concreto ciclópeo y armado del Reglamento Nacional de Construcciones.

5.5.7.1. Criterios Generales Para el Diseño.

Las cargas vivas de camión actuantes sobre la losa de estas estructuras serán las mismas que se consideraron en la sección 4.2.5.

El refuerzo por contracción y temperatura, según la Norma AASHTO estipulado en la sección 8.20.1, recomienda un área de acero equivalente a $0.125 \text{ pul}^2/\text{pie}$ en ambas direcciones (malla).

Para el caso de los puentes tipo losa, el refuerzo principal se encuentra en dirección paralela al tráfico, sin embargo también debe reforzarse transversalmente para distribuir las cargas vivas en forma lateral. La cantidad debe ser, por lo menos, el siguiente porcentaje del acero principal requerido para momento positivo : $100 / \sqrt{L}$, pero no debe exceder del 50% (L claro libre del puente en pies).

La losa debe reforzarse en todos los bordes no soportados. En la dirección longitudinal, el refuerzo puede consistir en una sección de losa reforzada adicionalmente, una viga integral con la losa y de más peralte que ésta, o una sección de losa integral, reforzada y con guarnición.

En los puentes tipo vigas T, el refuerzo principal se encuentra en dirección perpendicular al tráfico, sin embargo también debe reforzarse longitudinalmente, es decir paralelo al tráfico para distribuir las cargas vivas concentradas. La cantidad debe ser el siguiente porcentaje del acero principal de refuerzo requerido para el momento positivo $200 / \sqrt{S}$, pero no debe exceder de 67% (S claro libre en pies de las vigas). En estos tipo de puentes el

AASHTO recomienda considerar el momento negativo numéricamente igual al momento positivo.

5.5.8. Fórmulas a Usar Para el Diseño.

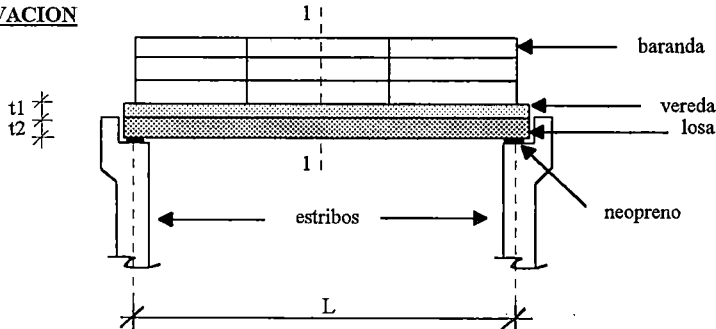
Las fórmulas a emplearse para el diseño de los puentes del tipo Vigas “ T ” y del tipo Losa Maciza serán mejor apreciadas en los ejemplos presentados en la sección 5.5.9.

5.5.9. Ejemplo.

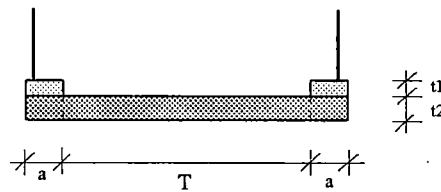
Los parámetros y nomenclaturas empleados para el ejemplo que a continuación se muestra son convencionales, ya que para un cálculo real se debe trabajar con los datos de campo. Sin embargo el criterio si es el mismo.

GEOMETRIA DEL PUENTE LOSA

EN ELEVACION



SECCION 1-1



DATOS :

L =	7,15	m
t1 =	0,25	m
a =	0,50	m
T =	5,00	m
t2 =	espesor de losa por determinar	

Nomenclatura y Parámetros de Diseño :

γ (k/m ³) =	2400	Peso específico del concreto
γ' (kg/m ³) =	2240	Peso específico del asfalto
HS =	25	Tipo de camión a considerar en el diseño
r (m) =	0,030	Recubrimiento en losa
f'c (Kg/cm ²) =	280	Esfuerzo de compresión del concreto
f _y (Kg/cm ²) =	4200	Esfuerzo a la tracción del acero
P _H (kg) =	9091	Carga viva de un grupo de ruedas posteriores
M _{LL} =	Momento máximo por carga viva para un grupo de ruedas posteriores	
M _L =	Momento máximo por carga viva distribuido en un ancho E	
M _I =	Momento generado por el impacto	
M _d =	Momento generado por la carga muerta	
M _u =	Momento último de diseño	
E =	Ancho de carril considerado para la distribución de las cargas sobre ruedas	
I =	Coeficiente de impacto	
t _{min} =	Espesor mínimo de losa (t ₂)	
W _d =	Carga muerta	

Cálculo del espesor de losa :

Según la AASTHO en la sección N°8 el espesor mínimo de losa se obtiene mediante la siguiente expresión:

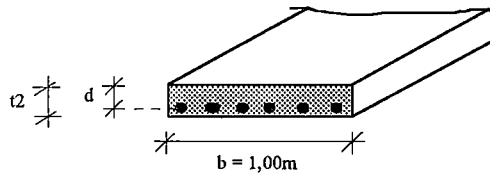
$$t_{\min} = \frac{1,20 * (L + 10)}{30} \geq 0,542' \quad (0,165\text{m}) \quad L \text{ en pies}$$

$$t_{\min} = 0,41 \text{ m} \quad \text{Ok! } \geq 0,165$$

Por lo tanto asumimos el espesor mas conveniente tomando como referencia el t_{min}

Entonces sea : $t_2 = 0,43 \text{ m}$

DISEÑO DE LA LOSA



De los parámetros anteriores tenemos:

d (m)	=	0,39	Peralte efectivo de la losa aproximado
t2(m)	=	0,43	Espesor de losa considerada
β	=	0,85	Coefficiente de reducción en el cálculo de la cuantía balanceada
b	=	Ancho de losa paralelo al tráfico para el análisis, en este caso será de 1m	
w	=	Cuantía mecánica	
ρ	=	Cuantía de refuerzo	

Nota : Se considerara un espesor de asfalto futuro de 0,05m

Metrado de cargas :

Para 1m de ancho paralelo al tráfico tenemos:

Carga Muerta :

- Losa :	1032,00	kg/m	
- Vereda :	100,00	kg/m	
-Asfalto :	93,33	kg/m	
-Baranda :	165	kg/m	Ya que puede ser de concreto o de acero

entonces la carga muerta total es :

$$Wd = 1280 \text{ kg/m}$$

Como es un tramo simple el momento será:

$$Md = \frac{Wd * L^2}{8} = 3182 \text{ kg - m / m}$$

Para el cálculo del M_{LL} , aplicaremos la siguiente expresión ya que el momento máximo se genera en el centro de luz :

$$M_{LL} = P_H * \frac{L}{4} = 16250 \text{ kg-m}$$

como :

$$E = 4 + 0,06 * L \leq 7' (2,31m) \quad L \text{ en pies}$$

$$E = 1,65 \text{ m} \quad \text{Ok ! } \leq 2,31m$$

entonces:

$$M_L = \frac{M_{LL}}{E} = 9857 \text{ kg-m / m}$$

Cálculo del coeficiente de impacto :

$$I = \frac{14,97}{L + 37,41} \leq 0,30$$

$$I = 0,34 \quad \text{MAL ! } > 0,30$$

entonces : $I = 0,30$

el momento de impacto será :

$$M_i = I * M_L = \boxed{2957} \text{ kg-m / m}$$

Por tratarse de un tramo el momento último de diseño será utilizando el Método LRFD del Grupo I de las combinaciones de carga para diseño recomendadas por la AASHTO y cuyos coeficientes son los siguientes:

$$M_u = 1,30 * M_d + 2,20 * (M_L + M_i) = \boxed{38828} \text{ kg-m / m}$$

Además sabemos que :

$$M_u = 0,9 * f'_c * b * d^2 * w * (1 - 0,59 * w) \text{ ----- } \textcircled{1}$$

entonces: $w = \frac{\rho * f_y}{f'_c} \text{ ----- } \textcircled{2}$

Resolviendo la ecuación $\textcircled{1}$ tenemos 2 valores de "w" de las cuales tomamos la menor :

$$\begin{aligned} w_1 &= 1,5851 & \text{entonces :} \\ w_2 &= 0,1098 & w = \boxed{0,1098} \end{aligned}$$

Reemplazando en $\textcircled{2}$ tenemos :

$$\rho = \boxed{0,0073} \text{ Cuantía de refuerzo}$$

Cálculo de cuantías máx. , min. y balanceada :

$$\begin{aligned} \rho_{balanc.} &= \frac{0,85 * \beta * f'_c * 6000}{f_y * (6000 + f_y)} = 0,0283 \\ \rho_{max.} &= 0,75 * \rho_{balanc.} = 0,0213 \quad \text{OK ! < cuantía de refuerzo} \\ \rho_{min.} &= 0,0018 \quad \text{OK ! > cuantía de refuerzo} \end{aligned}$$

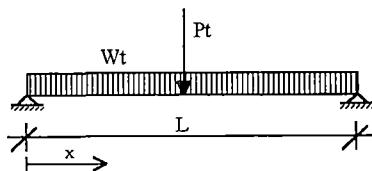
Por lo tanto el diseño del refuerzo es el siguiente:

$$A_s = \rho * b * d = \boxed{28,36} \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$\begin{aligned} \text{N}^\circ \text{ de acero a usar} &= \boxed{8} \\ \text{espaciamiento} &= 0,15 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\boxed{\text{USAR } \phi \text{ 1" @ 0,15}} \text{ (As1)}$$

Determinación del Punto de Corte del Acero:



Siendo :

Wt : Carga muerta factorada y
 Pt : Carga viva mas la de impacto factorada en un ancho E

$$\begin{aligned} Wt &= 1,30 * W_d = 1664 \text{ kg / m} \\ Pt &= 2,20 * P_H * \frac{(1 + I)}{E} = 15772 \text{ kg} \\ L &= 7,15 \text{ m} \end{aligned}$$

Entonces la reacción en cada apoyo es la siguiente :

$$\text{Reacción} = 13836 \text{ kg}$$

El momento a una distancia 'x' será :

$$\text{Momento}_x = \text{Reacción} * (x) - \frac{Wt * (x^2)}{2}$$

Para nuestro caso asumiremos que el punto de corte teórico del acero se da cuando el espaciamiento entre varillas es igual al doble del espaciamiento obtenido anteriormente (diseño de losa) por lo que tenemos:

Distancia (x) m	Momento kg-m	w	r	As cm2	φ del Acero pulg	Espaciamiento m
1,65	20564	0,0563	0,0038	14,53	1"	0,30

Entonces el punto de corte real del acero se calculará mediante la siguiente expresión :

$$L_r = x - (12 d_b \text{ ó } d)$$

Siendo :
 d_b : Diámetro de la varilla
 d : Peralte efectivo

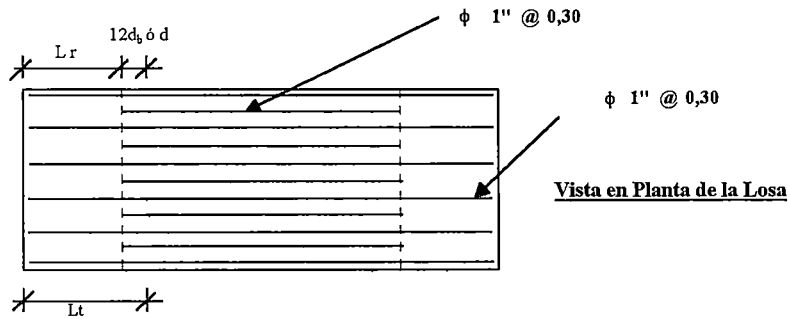
$$12 * d_b = 0,30 \text{ m}$$

$$d = 0,39 \text{ m}$$

De los 2 valores se toma el menor .

Por lo tanto: $L_r = 1,30 \text{ m}$

Entonces la distribución del acero inferior es la siguiente:



Cálculo del acero de distribución:

Según la AASHTO el acero de distribución es un porcentaje del acero principal, pero a su vez no debe exceder del 50% del mismo.

$$\text{El porcentaje} = \frac{100\%}{\sqrt{L}} = 20,65\% \leq 50\% \quad L \text{ en pies}$$

$$A_{s_{dist.}} = \% * A_s = 5,86 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$\begin{aligned} \text{N}^\circ \text{ de acero a usar} &= 4 \\ \text{espaciamiento} &= 0,20 \text{ m} \end{aligned}$$

USAR φ 1/2" @ 0,20 (As2)

Cálculo del acero por temperatura:

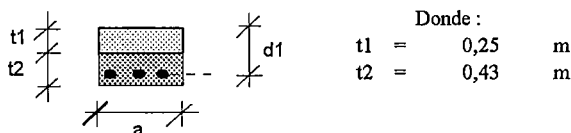
El acero por temperatura se considerará como una malla (paralelo y perpendicular al tráfico) siendo la cuantía a tomar para cada dirección la siguiente (sección 8.20.1 del AASHTO) :

$$Ast = 0,125 \text{ pul}^2 / \text{pie} = 2,65 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Nº de acero a usar = 3
 espaciamiento = 0,25 m

USAR ϕ 3/8" @ 0,25 (As3)

DISEÑO DE LA VIGA DE BORDE



Nomenclatura y Parámetros de Diseño :

- r (m) = 0,03 Recubrimiento de la viga lateral
- f'c (Kg/cm2) = 280 Esfuerzo de compresión del concreto
- fy (Kg/cm2) = 4200 Esfuerzo a la tracción del acero
- d1(m) = 0,64 Peralte efectivo de la viga lateral
- a(m) = 0,50 Ancho de base de la viga lateral
- β = 0,85 Coeficiente de reducción en el cálculo de la cuantía balanceada
- w = Cuantía mecánica
- ρ = Cuantía de refuerzo

Metrado de cargas :

Carga Muerta :

- Losa : 516,00 kg/m
 - Vereda : 300,00 kg/m
 - Baranda : 165 kg/m
- Debido a que puede ser de concreto o de acero.

entonces la carga muerta total es :

$$Wd1 = \text{981} \text{ kg/m}$$

El momento en la viga será:

$$Md1 = \frac{Wd1 * L^2}{8} = \text{6269} \text{ kg - m / m}$$

Para el cálculo del momento generado por la carga viva en la viga de borde emplearemos la siguiente expresión:

$$M_{L1} = 0,10 * P_H * L = 6500 \text{ kg-m}$$

El coeficiente de impacto se mantiene por lo tanto:

$$I = 0,30$$

el momento de impacto será :

$$M_{i1} = I * M_{L1} = \boxed{1950} \text{ kg-m}$$

Momento último de diseño :

$$M_{u1} = 1,30 * M_{d1} + 2,20 * (M_{L1} + M_{i1}) = \boxed{26740} \text{ kg-m}$$

Sabemos que :

$$M_{u1} = 0,9 * f'c * b * l * d1^2 * w1 * (1 - 0,59 * w1) \text{ ----- } \textcircled{1}$$

$$y \quad w1 = \frac{\rho * f'c}{f_y} \text{ ----- } \textcircled{2}$$

Resolviendo la ecuación $\textcircled{1}$ tenemos 2 valores de "w" de las cuales tomamos la menor :

$$\begin{aligned} w1' &= 1,6409 & \text{entonces :} \\ w2' &= 0,0540 & w1 = \boxed{0,0540} \end{aligned}$$

Reemplazando en $\textcircled{2}$ tenemos :

$$\rho1 = \boxed{0,0036} \text{ Cuantía de refuerzo}$$

Cálculo de cuantías máx. , min. y balanceada:

$$\begin{aligned} \rho_{balanc.} &= \frac{0,85 * b * f'c * 6000}{f_y * (6000 + f_y)} = 0,0283 \\ \rho_{max.} &= 0,75 * \rho_{balanc.} = 0,0213 \quad \text{OK ! > cuantía de refuerzo} \\ \rho_{min.} &= 0,0018 \quad \text{OK ! < cuantía de refuerzo} \end{aligned}$$

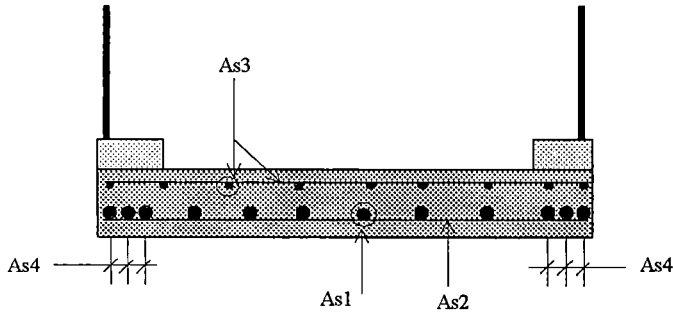
Por lo tanto el diseño del refuerzo es el siguiente

$$A_s = \rho1 * a * d1 = \boxed{11,46} \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$\begin{aligned} \text{N}^\circ \text{ de acero a usar} &= \boxed{8} \\ \text{N}^\circ \text{ de varillas} &= 3 \end{aligned}$$

$$\boxed{\text{USAR } 3 \text{ } \varnothing \text{ } 1''} \text{ (As4)}$$

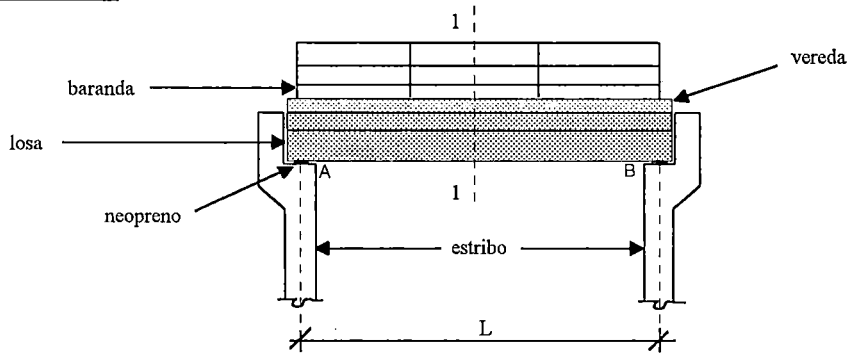
EN RESUMEN TENEMOS :



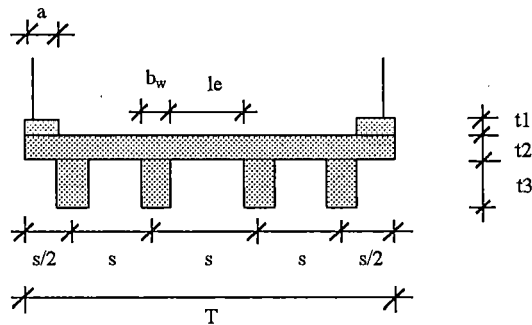
As1	1" @	0,15
As2	1/2" @	0,20
As3	3/8" @	0,25
As4	3 ∅	1"

GEOMETRIA DEL PUENTE CON VIGAS T

ELEVACION



SECCION 1 - 1



DATOS :

L =	10,00	m
T =	8,40	m
t1 =	0,25	m
a =	0,60	m
t2 = espesor de losa por determinar		

Cálculo del espesor de la losa :

Para el cálculo del espesor de la losa se recomienda el siguiente rango de valores para el b_w :

$$0,35\text{m} \leq b_w \leq 0,40\text{m}$$

por lo tanto asumimos que :

$$b_w = \boxed{0,40} \text{ m}$$

como :

$$s = \frac{T}{4} = \boxed{2,10} \text{ m}$$

Entonces :

$$le = s - b_w = 1,70 \text{ m}$$

Para este caso estamos asumiendo un puente de dos carriles, y según la AASHTO se recomienda 2 vigas 'T' por carril. Además aplica la siguiente expresión para el cálculo del espesor de la losa:

$$t_{\min} = \frac{le + 10}{30} \geq 0,542' \quad (0,165\text{m}) \quad \text{le: en pies}$$

$$t_{\min} = \boxed{0,16} \text{ m}$$

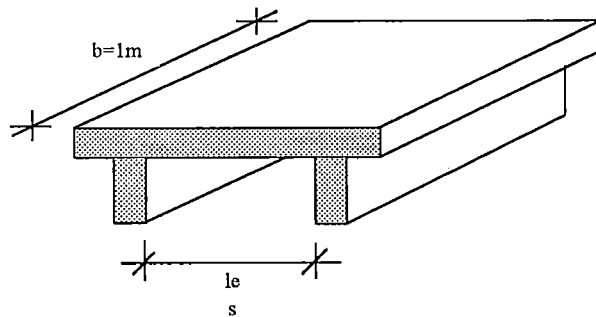
MAL ! Por lo que hay que asumir un valor de $t_2 \geq 0,165 \text{ m}$

entonces asumiremos que :

$$t_2 = \boxed{0,18} \text{ m}$$

DISEÑO DE LA LOSA

Para el diseño de la losa no consideraremos el peso de la vereda ni el de la baranda ya que se va a diseñar el cuerpo central donde interviene el asfalto futuro, además se asumirá la parte central libre como una losa simplemente apoyada.



De lo anterior tenemos que :

$$t_2 = 0,18 \text{ m}$$

Nomenclatura y Parámetros de Diseño :

$r \text{ (m)}$	$\boxed{0,04}$	Recubrimiento en losa
$\gamma \text{ (kg/m}^3\text{)}$	$\boxed{2400}$	Peso específico del concreto
$\gamma' \text{ (kg/m}^3\text{)}$	$\boxed{2240}$	Peso específico del asfalto
$f'c \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	$\boxed{210}$	Esfuerzo de compresión del concreto
$f_y \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	$\boxed{4200}$	Esfuerzo a la tracción del acero
HS	$\boxed{20}$	Tipo de camión a considerar en el diseño
P1 (kg)	1818	Carga viva de un grupo de ruedas delanteras
P2 (kg)	7273	Carga viva de un grupo de ruedas posteriores
$d \text{ (m)}$	0,13	Peralte efectivo de la losa
β	0,85	Coefficiente de reducción para el cálculo de la cuantía balanceada
M_{LL}	Momento máximo por carga viva para el diseño de losa libre entre vigas	
M_I	Momento producido por el impacto	
M_u	Momento último de diseño	
M_d	Momento generado por la carga muerta	
I	Coefficiente de impacto	
W_d	Carga muerta	
le	Luz libre de diseño entre vigas	
b	Ancho de la losa perpendicular al tráfico para el análisis, en éste caso será de 1m	
w	Cuantía mecánica	
ρ	Cuantía de refuerzo	

Nota : Se considerará un espesor de asfalto futuro de 0,05 m.

Metrado de Cargas :

Para 1,00m de profundidad paralelo al tráfico.

Carga Muerta :

- Losa : 432 kg/m
 -Asfalto : 112 kg/m

Entonces la carga muerta total es :

$$Wd = 544 \text{ kg / m}$$

La norma AASHTO establece que el coeficiente para los momentos positivos y negativos generados por la carga muerta es de 1/10 en consecuencia tenemos:

$$Md = \frac{Wd * le^2}{10} = 157 \text{ kg - m / m}$$

El M_{LL} es calculado mediante la siguiente expresión :

$$M_{LL} = \frac{0,80 * (le+2) * P^2}{32} \quad \begin{array}{l} le : \text{ en pies } y \\ P : \text{ en lbs} \end{array}$$

Reemplazando y cambiando unidades tenemos:

$$M_{LL} = 1377 \text{ kg-m / m}$$

Cálculo del coeficiente de impacto :

$$I = \frac{14,97}{L + 37,41} \leq 0,30$$

$$I = 0,32 \quad \text{Mal ! } > 0,30$$

entonces :

$$I = 0,30$$

el momento de impacto será :

$$M_I = I * M_{LL} = 413 \text{ Kg-m/m}$$

Para el cálculo del momento último se emplearan los mismos coeficientes considerados en el diseño del puente tipo losa :

$$Mu = 1,30 * Md + 2,20 * (M_{LL} + M_I)$$

$$Mu = 4144 \text{ kg - m / m}$$

Sabemos que :

$$Mu = 0,90 * f'c * b * d^2 * w * (1 - 0,59 * w) \quad \text{--- (1)}$$

$$y \quad w = \frac{\rho * fy}{f'c} \quad \text{--- (2)}$$

Resolviendo la ecuación (1) tenemos 2 valores de "w" de las cuales tomamos la menor :

$$\begin{array}{l} w1 = 1,5466 \\ w2 = 0,1483 \end{array} \quad \begin{array}{l} \text{entonces :} \\ w = 0,1483 \end{array}$$

Reemplazando en (2) tenemos :

$$\rho = 0,0074 \text{ cuantía de refuerzo}$$

Cálculo de cuantías máx. mín. y balanceada :

$$\rho_{\text{balanceada}} = \frac{0,85 \cdot b \cdot f'c \cdot 6000}{f_y \cdot (6000 + f_y)} = 0,0213$$

$$\rho_{\text{máxima}} = 0,75 \cdot \rho_{\text{balanceada}} = 0,0159 \quad \text{OK ! > cuantía de refuerzo}$$

$$\rho_{\text{mínima}} = 0,0018 \quad \text{OK ! < cuantía de refuerzo}$$

Por lo tanto el refuerzo en losa es el siguiente :

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 9,44 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\begin{aligned} \text{N}^\circ \text{ de acero a usar} &= 5 \\ \text{espaciamiento} &= 0,20 \text{ m} \end{aligned}$$

USAR ϕ 5/8" @ 0,20 (As1)

Cálculo del acero de distribución :

Según la AASHTO el acero de distribución es un porcentaje del acero principal, pero a su vez no debe exceder del 67% del mismo.

$$\text{El porcentaje} = \frac{220\%}{\sqrt{l_e}} = 93\% \leq 67\% \quad \text{le: en pies}$$

$$A_{s_{\text{distrib.}}} = \% \cdot A_s = 6,32 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$\begin{aligned} \text{N}^\circ \text{ de acero a usar} &= 4 \\ \text{espaciamiento} &= 0,20 \text{ m} \end{aligned}$$

USAR ϕ 1/2" @ 0,20 (As2)

Cálculo del acero por temperatura :

El acero por temperatura se considerará como una malla (paralelo y perpendicular al tráfico) siendo la cuantía a tomar para cada dirección la siguiente (sección 8.20.1 del AASHTO):

$$A_{st} = 0,125 \text{ pul}^2 / \text{pie} = 2,65 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

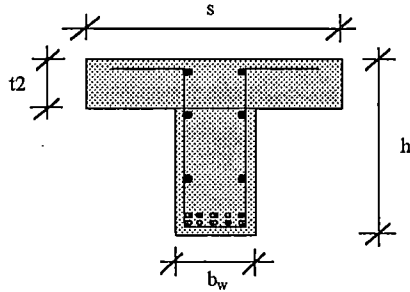
$$\begin{aligned} \text{N}^\circ \text{ de acero a usar} &= 3 \\ \text{espaciamiento} &= 0,25 \text{ m} \end{aligned}$$

USAR ϕ 3/8" @ 0,25 (As3)

DISEÑO DE VIGA " T " INTERIORES

Donde :

$$\begin{aligned} s &= 2,10 && \text{m} \\ t_2 &= 0,18 && \text{m} \\ b_w &= 0,40 && \text{m} \\ h &: \text{ es aproximadamente } 0,07 * L \end{aligned}$$



entonces :

$$h = 0,70 \quad \text{m}$$

Considerando que el refuerzo será repartido en tres filas con 2 pulg. (5,08 cm) libres entre filas y 2,50 pulg. (6,35cm) por debajo de la fila inferior para tener en cuenta los estribos y la protección del concreto, se tiene un ' d ' aproximado de :

$$d = h - 0,16 = 0,54 \quad \text{m}$$

Nomenclatura de Diseño :

M_{LL} = Momento máximo por carga viva para un carril cargado

M_L = Momento máximo por carga viva sobre una viga

Metrado de cargas muertas :

$$\begin{aligned} - \text{Peso viga T} &: 1406 && \text{kg/m} \\ - \text{Asfalto} &: 235 && \text{kg/m} \end{aligned}$$

entonces la carga muerta total es :

$$W_d = 1642 \quad \text{kg/m}$$

El momento producido por la carga muerta es :

$$M_d = \frac{W_d * L^2}{8} = 20520 \quad \text{kg - m}$$

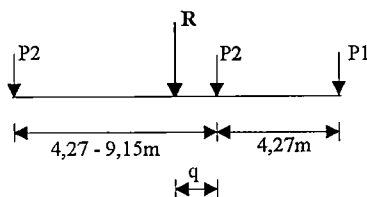
Para el cálculo del M_{LL} aplicaremos la siguiente expresión :

$$M_{LL} = RA * \left(\frac{L - q}{2} - \frac{q}{2} \right) - 4,27 * P_2 \quad \text{----- (I)}$$

Siendo :

$$RA = \frac{P_1 * (L - q + 8,54)}{2 * L} + \frac{P_2 * (L - q + 4,27)}{L} \quad \text{Reacción en el extremo A del puente generados por P1 y P2}$$

$$y \quad q = \frac{4,27 * (P_2 - P_1)}{(2 * P_2 + P_1)} \quad \text{Distancia entre el grupo de ruedas central y la resultante de las mismas}$$



R = resultante de las fuerzas P1 y P2, para la obtención del valor de " q " la distancias entre ejes posteriores asumidos es de 4,27m.

Calculando RA , q y reemplazando en la ecuación (1) tenemos :

$$q = 1,42 \text{ m}$$

$$RA = 9346 \text{ kg}$$

$$M_{LL} = 22336 \text{ kg - m}$$

El coeficiente de distribución de cargas de llantas en vigas longitudinales se obtiene mediante las siguientes expresiones :

Tipo de Tablero	Para 01 carril de Trafico	Para 02 carriles de Trafico
Vigas T	s / 1,98	s / 1,83

Para nuestro caso tenemos que el coeficiente de distribución es:

$$\frac{s}{1,83} = 1,15 \text{ m}$$

entonces :

$$M_L = M_{LL} \cdot \text{coef. distribución} = 25631 \text{ kg - m}$$

de lo anterior tenemos que:

$$I = 0,30$$

el momento de impacto será :

$$M_I = I * M_L = 7689 \text{ kg - m / m}$$

Momento último de diseño :

$$M_u = 1,30 * M_d + 2,20 * (M_L + M_I)$$

$$M_u = 99982 \text{ kg - m / m}$$

Sabemos que :

$$M_u = 0,90 * f'c * b * d^2 * w * (1 - 0,59 * w) \text{ ----- (1)}$$

$$y \quad w = \frac{\rho * f_y}{f'c} \text{ ----- (2)}$$

Resolviendo la ecuación (1) tenemos 2 valores de "w" de las cuales tomamos la menor :

$$w_1 = 1,6036$$

$$w_2 = 0,0913$$

entonces :

$$w = 0,0913$$

Reemplazando en (2) tenemos :

$$\rho = 0,0046 \text{ cuantía de refuerzo}$$

Cálculo de cuantías máx. min. y balanceada :

$$\rho_{\text{balanceada}} = \frac{0,85 * b * f'c * 6000}{f_y * (6000 + f_y)} = 0,0213$$

$$\rho_{\text{máxima}} = 0,75 * \rho_{\text{balanceada}} = 0,0159 \quad \text{OK ! > cuantía de refuerzo}$$

$$\rho_{\text{mínima}} = 0,0033 \quad \text{OK ! < cuantía de refuerzo}$$

Por lo tanto el refuerzo en losa es el siguiente :

$$A_s = \rho * s * d = \boxed{51,77} \text{ cm}^2$$

$$N^{\circ} \text{ de acero a usar} = \boxed{8}$$

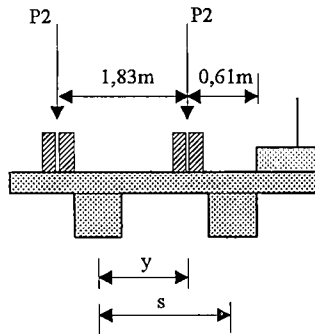
$$\text{Cantidad de acero} = 10$$

USAR 10 ϕ 1" (As4)

DISEÑO DE VIGA " T " EXTERIORES

Las vigas exteriores son idénticas en cuanto a sección transversal a las interiores, porque la sección sobresaliente del bordillo se vaciará en forma separada y no puede contarse con su participación en resistir las cargas.

Una porción de cada carga de rueda que descansa sobre el panel de losa exterior está soportada por la viga exterior. Esta porción se obtiene al colocar las ruedas tan cerca al bordillo como lo permita el diagrama de distancias libres y teniendo en cuenta el panel de losa exterior como una viga sencilla. La posición longitudinal de la carga que producirá el momento flector máximo absoluto es la misma que para las vigas interiores. El valor del momento máximo absoluto por carga viva puede entonces obtenerse mediante proporción directa.



$$M_{Lr} = \frac{C_e}{\text{coef. distribución}} * M_L$$

$$\text{siendo : } y = 1,94 \text{ m}$$

$$s = 2,10 \text{ m}$$

$$C_e = y/s = 0,92$$

$$M_{Lr} = 20634 \text{ kg - m}$$

El momento de impacto se obtendrá de manera similar al de las vigas interiores.

$$M_{Ir} = 6190 \text{ kg - m}$$

Además de las cargas muertas obtenidas para las vigas interiores, se le adicionará la carga de vereda y baranda, cuyos valores son :

$$\text{- Vereda : } 151 \text{ kg/m}$$

$$\text{- Baranda : } \boxed{165} \text{ kg/m}$$

Ya que puede ser de concreto o de acero.

entonces la carga muerta total es :

$$Wd'' = Wd + \text{vereda} + \text{baranda} = \boxed{1875} \text{ kg/m}$$

El momento producido por la carga muerta es :

$$Md'' = \frac{Wd'' * L^2}{8} = \boxed{23441} \text{ kg - m}$$

Momento último de diseño :

$$Mu = 1,30 * Md'' + 2,20 * (M_{Lr} + M_{Ir})$$

$$Mu = \boxed{89487} \text{ kg - m / m}$$

De las ecuaciones (1) y (2) tenemos:

$$\begin{aligned} w_1 &= 1,6137 \\ w_2 &= 0,0812 \end{aligned} \quad \text{entonces :} \quad w = \boxed{0,0812}$$

entonces :

$$\rho = \boxed{0,0041} \text{ cuantía de refuerzo}$$

Cálculo de cuantías máx. mín. y balanceada :

$$\begin{aligned} \rho_{\text{balanceada}} &= \frac{0,85 \cdot b \cdot f'c \cdot 6000}{f_y \cdot (6000 + f_y)} = 0,0213 \\ \rho_{\text{máxima}} &= 0,75 \cdot \rho_{\text{balanceada}} = 0,0159 \quad \text{OK ! > cuantía de refuerzo} \\ \rho_{\text{mínima}} &= 0,0033 \quad \text{OK ! < cuantía de refuerzo} \end{aligned}$$

Por lo tanto el refuerzo en losa es el siguiente :

$$A_s = \rho \cdot s \cdot d = \boxed{46,05} \text{ cm}^2$$

Nº de acero a usar = $\boxed{8}$
 Cantidad de acero = $\boxed{9}$

USAR 9 ϕ 1" (As5)

La especificación establece que, en ningún caso, una viga exterior debe tener una capacidad de carga menor que una viga interior. Este requisito controla este diseño y las vigas exteriores serán un duplicado de las vigas interiores.

DISEÑO DE LOS ESTRIBOS

Para el cálculo de los cortantes generado por la carga muerta a una distancia 'x' del apoyo se empleara el siguiente esquema, siendo éste a su vez multiplicado por el coeficiente de distribución :

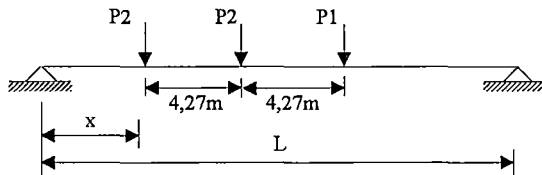


Tabla Nº1. Cuadro de cortantes en varios puntos de la viga

Distancia x (m)	CORTANTE GENERADO POR				
	Carga Muerta (kg)	Carga Viva (kg)	Efecto de Impacto (kg)	Total (kg)	Total Unitario V(kg/cm2)
0,00	8208,00	13434,63	4030,39	25673,01	11,89
0,54	7321,54	12420,62	3726,19	23468,34	10,86
2,02	4895,05	9645,01	2893,50	17433,57	8,07
2,27	4485,91	9177,00	2753,10	16416,00	7,60
3,17	3004,03	7481,91	2244,57	12730,51	5,89
7,50	-4104,00	-648,83	-194,65	-4947,48	-2,29

cuando x = d
cuando e = d/2

El cortante generado por efecto de impacto se obtiene mediante el producto del cortante de carga viva por el coeficiente de impacto 'I'; y el cortante total unitario mediante el cociente del cortante total entre el factor 'b_w*b'.

La parte de la viga donde se requiere refuerzo en el alma se determina mediante el cálculo de los cortantes unitarios en varios puntos de la viga. Los resultados se muestran en la Tabla N°1. El concreto resistente un cortante unitario de $0,95\sqrt{f'c}$ lb/pulg² para cargas de servicio que es equivalente a $0,252 f'c\sqrt{kg/cm^2}$ y el resto es tomado por los estribos. El espaciamiento requerido se calcula a partir de la siguiente expresión :

$$e = \frac{Av * fs}{(V - Vc) * bw}$$

Siendo :

Av el área de acero total vertical,

Vc cortante unitario del concreto

3,65 kg/cm²

V cortante unitario en un punto determinado

fs esfuerzo permisible para cargas de servicio

fs = 0,45*fy = 1680 kg/cm²

En la región a lo largo de la cual se requiere refuerzo en el alma, la especificación pide un espaciamiento máximo de d/2. Se usaran estribos en U.

El cortante es exceso que corresponde a $d/2 = 0,27$ m es:

N° de acero a usar (estribo) = 5

$$V = \frac{Av * fs}{e * bw} + Vc = 9,81 \text{ kg/cm}^2$$

De la Tabla N°1 vemos que éste valor se encuentra a una distancia de : 2,27 m

Luego en la primera sección crítica a cortante, a una distancia 'd' del centro de apoyo, el espaciamiento requerido es:

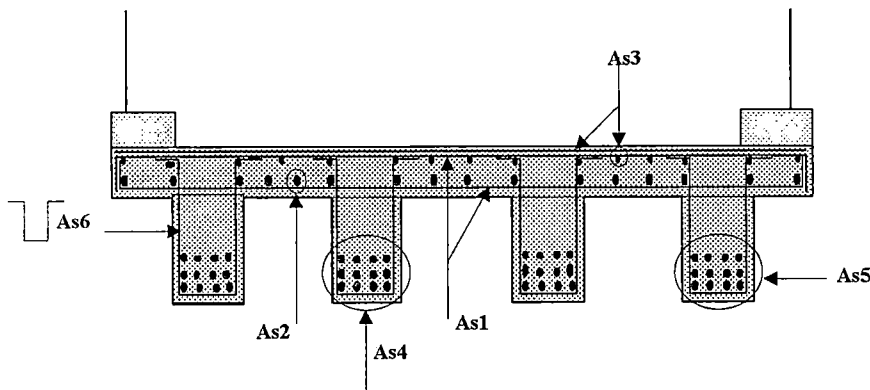
$$e1 = 0,20 \text{ m}$$

Entonces el número de estribos espaciados a una distancia 'e1' es : 11

Por lo tanto la distribución de los estribos será :

USAR ϕ 5/8" 1 @ 0,05, 11 @ 0,20, Rto. @ 0,25 (As6)

EN RESUMEN TENEMOS :



As1	5/8" @	0,20
As2	1/2" @	0,20
As3	3/8" @	0,25
As4	10 ϕ	1"
As5	10 ϕ	1"
As6	5/8" 1 @ 0,05 , 11 @ 0,20, Rto. @ 0,25	

Nota : El acero de temperatura (malla) se confunde con el acero negativo de la losa

5.6. PUENTES PEATONALES

5.6.1. Definición.

Son estructuras proyectadas cuya función es la de permitir el paso cómodo de personas de un extremo a otro, estas estructuras por lo general son de un solo tramo.

5.6.2. Finalidad.

La finalidad de estos puentes es el de facilitar el cruce por un canal de riego o un dren a los peatones.

5.6.3. Criterios de Diseño.

La estructura se idealizará como una viga U, simplemente apoyada, y el análisis se hará por el método elástico, ver de preferencia el ejemplo planteado en la sección

5.6.4.

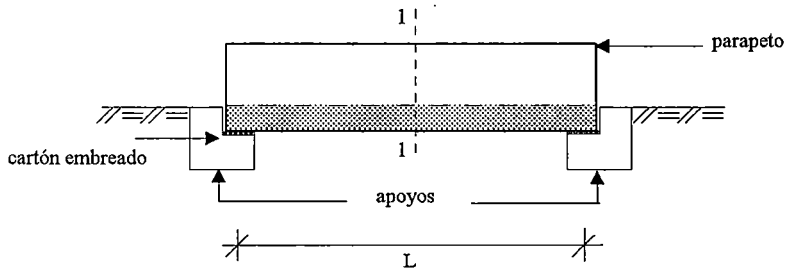
Las cuantías mínimas a considerarse tanto en la losa como en los muros serán las mismas que se formularon en el diseño de los canales abiertos.

5.6.4. Ejemplo.

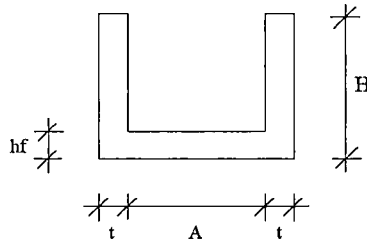
Los parámetros y nomenclaturas empleados para el ejemplo que a continuación se muestra son convencionales, ya que para un cálculo real se debe trabajar con los datos de campo. Sin embargo el criterio si es el mismo.

GEOMETRIA DEL PUENTE PEATONAL

EN ELEVACION



SECCION 1 - 1



DATOS :

L =	7,25	m
H =	0,95	m
A =	1,50	m
hf =	0,20	m
t =	0,25	m

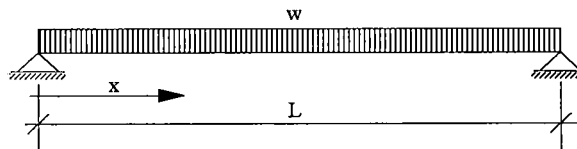
DISEÑO DE LA LOSA LONGITUDINALMENTE

Nomenclatura y Parámetros de Diseño:

$f'c$ (kg/cm ²) =	210	Esfuerzo del concreto a la compresión
γ_c (kg/m ³) =	2400	Peso específico del concreto
f_y (kg/cm ²) =	4200	Esfuerzo de fluencia del acero
r (m) =	0,05	Recubrimiento de losas y paredes
S/C (kg/m ²) =	500	Sobrecarga considerada por el AASTHO

Cálculo del acero inferior :

La estructura puede ser idealizada como una viga de sección U, simplemente apoyada. El análisis se realizará por el método de cargas de servicio.



Peso del puente =	1860	kg/m
Peso de la S/C =	750	kg/m
Carga total repartida w =	<u>2610</u>	kg/m

Predimensionamiento por cargas de servicio :

$$\text{Momento máximo} = \frac{1}{8} * w * L^2 = 17149 \text{ kg-m}$$

Como :

f_c (kg/cm²) = 94,50 Esfuerzo permisible del concreto para cargas de servicio (0,45*f'c)
 f_s (kg/cm²) = 1680 Esfuerzo permisible del acero para cargas de servicio (0,4*fy)
 n = 9 Relación de módulos de elasticidad
 d (m) = 0,89 Peralte efectivo

$$k = \frac{f_c}{\frac{f_s}{n} + f_c} = 0,336 \qquad j = 1 - \frac{k}{3} = 0,888$$

entonces :

$$A_s = \frac{M}{f_s * j * d} = 12,92 \text{ cm}^2 \quad \text{-----} \textcircled{1}$$

N° del acero a usar : 4
 N° de varillas a usar : 10
 Espaciamiento : 0,20 m

USAR ϕ 1/2" @ 0,20 As1

Determinación del Punto de Corte :

El punto de corte teórico del acero se da cuando el espaciamiento entre varillas es igual al doble de espaciamiento del diseño anterior:

Distancia (x) (m)	Momento (kg-m)	As (cm ²)	ϕ del Acero pulg	Espaciamiento (m)	# de varillas
1,22	9600	7,23	1/2"	0,40	6

Entonces el punto de corte real del acero se calculará mediante la siguiente expresión:

Siendo: d_b : Diámetro de la varilla principal

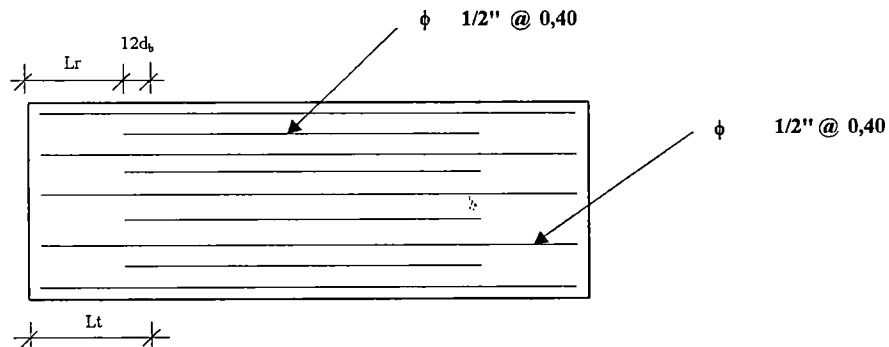
$$L_r = x - 12d_b$$

$$12 * d_b = 0,15 \text{ m}$$

Por lo tanto :

$$L_r = 1,05 \text{ m}$$

Entonces la distribución del acero es la siguiente:



Cálculo del acero superior :

El acero mínimo no adyacente al terreno y expuesta directamente al sol es:

$$As_{min} = 0,0020 * b * hf = 4,00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Siendo $b = 1.00\text{m}$; para obtener acero por metro lineal

Nº de acero a usar = 3
 Espaciamiento = 0,15

USAR ϕ 3/8" @ 0,15 (As2)

DISEÑO DE LA LOSA TRANSVERSALMENTE

Considerando la losa como simplemente apoyada en los muros

Peso del puente más S/C : $w1 = 980 \text{ kg/m}$ por metro lineal de profundidad
 Momento generado el mismo : $Mto = 375 \text{ kg-m}$

Reemplazando en (1) tenemos :

$$As = 1,75 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Pero :

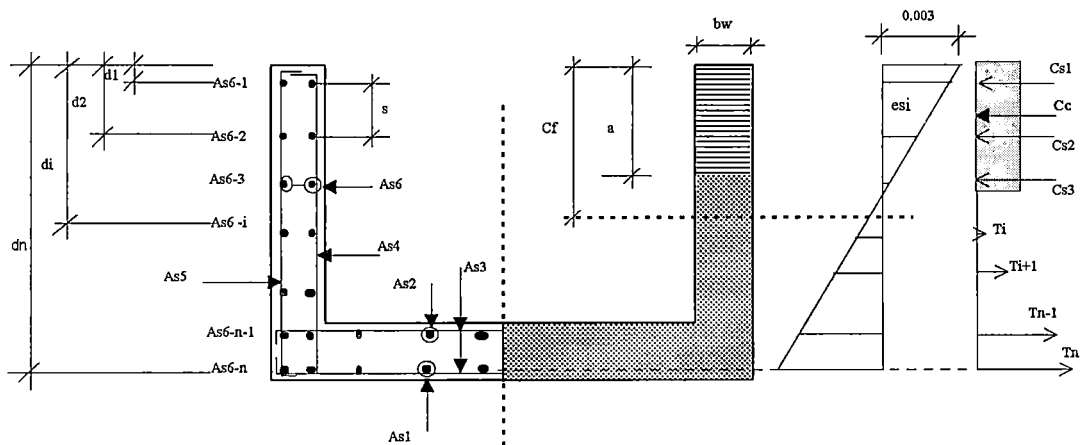
$$As_{min} = 0,0018 * b * hf = 4,50 \text{ cm}^2/\text{m}$$

siendo $b = 1.00\text{m}$ para obtener acero por metro lineal

Nº de acero a usar = 4
 Espaciamiento = 0,25

USAR ϕ 1/2" @ 0,25 (As3)

Distribución de esfuerzos en el Puente (verificación de diseño por cargas últimas)



- s = Espaciamiento entre refuerzos
- a = Altura del bloque equivalente de esfuerzos a compresión
- C_f = Profundidad del eje neutro medida a partir de las fibras externas de compresión (bloque real de esfuerzos)
- bw = Ancho de la viga en la cara en compresión

DISEÑO DE LAS PAREDES

Cálculo de la fuerza sísmica debido al peso propio de la pared :

Sabemos que :

$$F_s = \frac{Z * U * S * C * P_p}{R} \quad \text{-----} \quad \text{(a)}$$

Siendo :

Z =	0,40	
U =	1,50	
S =	1,40	
C =	2,50	
R =	7,50	
Pp =	450	kg / m

Reemplazando en (a) tenemos :

$$F_s = 127 \quad \text{kg / m}$$

Por lo tanto el momento actuante sobre la pared es :

$$M_s = \frac{F_s * h}{2} = 48 \quad \text{kg - m / m}$$

El acero mínimo vertical es :

$$A_{min \text{ vertical}} = 0,0015 * b * t = 3,75 \quad \text{cm}^2/\text{m}$$

Reemplazando en (1) tenemos :

$$A_{s4} = 0,16 \quad \text{cm}^2/\text{m} < A_{min \text{ vertical}}$$

Nº de acero a usar = 4
 Espaciamiento = 0,30

USAR ϕ 1/2" @ 0,30 (As4)

El As5 será tomado como acero mínimo vertical :

$$A_{s5} = 3,75 \quad \text{cm}^2/\text{m}$$

Nº de acero a usar = 4
 Espaciamiento = 0,30

USAR ϕ 1/2" @ 0,30 (As5)

El acero mínimo As6 no adyacente al terreno y expuesta directamente al sol es :


$$A_{min} = 0,0020 * b * t = 5,00 \quad \text{cm}^2/\text{m}$$

Nº de acero a usar = 4
 Espaciamiento = 0,25

USAR ϕ 1/2" @ 0,25 (As6)

Determinación del Momento Ultimo Confiable del Puente

de capas Ali = 5

a =  cm
 Cf = 16 cm

sabemos que :

Cc = 0,85*f'c*2t*a Fuerza de compresión
 Cc = 118241 kg

Csi = As6-i * fsi
 Tsi = As6-i * fsi

fsi = 6000*(Cf - di) ≤ 4200 kg/cm2
 Cf

# de capa	Area de acero As6-i (cm2)	di (cm)	Calculado f' si (kg/cm2)	Asumido fsi (kg/cm2)	Csi (kg)	Tsi (kg)
1	5,067	5,64	3831	3831	19411	0
2	5,067	30,64	-5793	-4200	0	-21282
3	5,067	55,64	-15417	-4200	0	-21282
4	9,940	80,64	-25041	-4200	0	-41748
5	12,700	89,37	-28402	-4200	0	-53340
Total en valor absoluto =					19411	137651

La condición de equilibrio a cumplirse es la siguiente :

$$R = \Sigma Csi + Cc - \Sigma Tsi = 0$$

$$R = 0 \quad \text{kg}$$

Momento nominal Mn = 90764,32 kg-m
 Momento último confiable Muc = 0,90*Mn = 81687,89 kg-m
 Momento último requerido Mur = 25486,24 kg-m < Muc ok

Siendo: $Mur = (1,7*(\text{Peso de la S/C}) + 1,4*(\text{Peso del puente})) * \frac{L^2}{8}$

Cálculo del Control de Fisuración :

El refuerzo de tracción por flexión deberá distribuirse adecuadamente en las zonas de tracción máximas de un elemento de tal modo de obtener un valor " Z " menor o igual 17000 kg/cm que corresponde a una fisura igual a 0,02cm.

Estos valores son menores que los que dá el ACI - 318.

El valor de " Z " de acuerdo al ACI - 350 se calculará mediante la siguiente expresión:

$$Z = fs * \sqrt[3]{dc * A'} \leq 17000 \text{ Kg / cm}$$

Según el RNC (11.7.2), fs puede estimarse como:

$$fs = \frac{M}{(0,90 * d' * As)} \quad \text{ó} \quad 0,60 * fy$$

Donde:

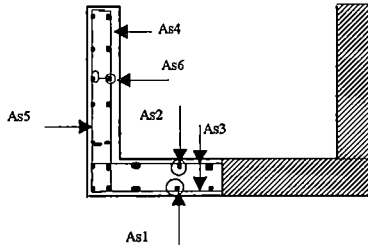
- fs (kg/cm2) = 65 Esfuerzo de trabajo del acero.
- dc (cm) = 5,64 Distancia de la fibra exterior en tracción al centro de la varilla más cercana a ella.
- A' (cm2) = 338,10 Area efectiva en tracción del concreto que rodea al refuerzo principal de tracción y que tiene el mismo centroide que este refuerzo, dividido entre el número de barras
- M (kg-m) = 48 Momento flector en condiciones de servicio.
- d' (cm) = 19,37 Peralte efectivo.
- As (cm2) = 4,22 Area del refuerzo en tracción.

Luego tenemos :

$$Z \text{ (kg/cm)} = 801 \quad Ok! < 17000$$

EN RESUMEN TENEMOS :

As1	1/2" @	0,20
As2	3/8" @	0,15
As3	1/2" @	0,25
As4	1/2" @	0,30
As5	1/2" @	0,30
As6	1/2" @	0,25



5.7 ACUEDUCTOS AEREOS

5.7.1. Definición.

Son aquellas que generalmente se ubican en quebradas secas, por las que discurrirá gran cantidad de agua, lodo y piedras usualmente en temporadas de lluvias ; también son proyectadas en zonas de ríos pequeños.

5.7.2. Finalidad.

La función principal de los acueductos aéreos es la de permitir pasar las aguas del canal de un lado a otro de la quebrada o río, con la debida estanquidad.

5.7.3. Criterios de Diseño.

Para el caso de los acueductos aéreos los criterios de diseño serán semejantes a los considerados tanto en los canales abiertos, como en los puentes peatonales, en especial a estos última por la similitud de la finalidad con la que son diseñados. El diseño se efectuará con el método elástico.

5.7.4. Fórmulas a Emplearse Para el Diseño.

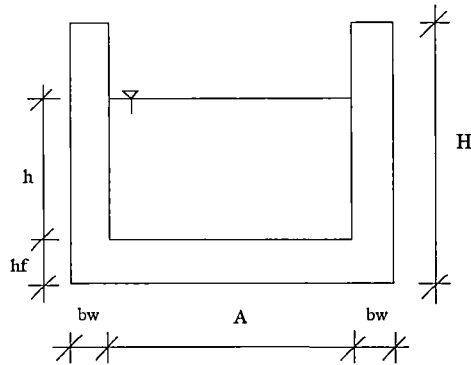
Las expresiones o ecuaciones a emplearse para el diseño son las mencionadas en la sección 1.2.1 (método elástico), en consecuencia ver el empleo de estas fórmulas en el ejemplo presentado en acápite 5.7.5.

5.7.5. Ejemplo.

Los parámetros y nomenclaturas empleados para el ejemplo que a continuación se muestra son convencionales, ya que para un cálculo real se debe trabajar con los datos de campo. Sin embargo el criterio si es el mismo.

GEOMETRIA DEL ACUEDUCTO AEREO

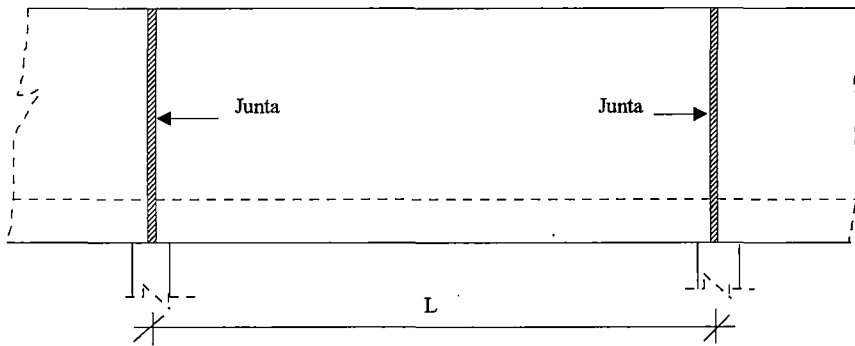
SECCION TRANSVERSAL



DATOS :

H =	2,30	m
A =	3,40	m
L =	18,00	m
bw =	0,30	m
hf =	0,30	m
h =	1,58	m

SECCION LONGITUDINAL



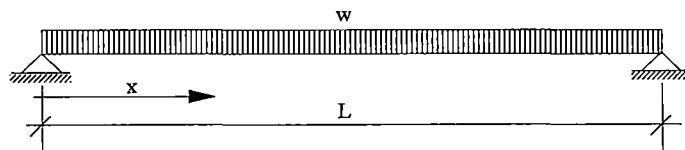
DISEÑO DE LA LOSA LONGITUDINALMENTE

Nomenclatura y Parámetros de Diseño:

$f'c$ (kg/cm ²) =	210	Esfuerzo del concreto a la compresión
γ_c (kg/m ³) =	2400	Peso específico del concreto
f_y (kg/cm ²) =	4200	Esfuerzo de fluencia del acero
r (m) =	0,05	Recubrimiento de losas y paredes

Cálculo del acero inferior :

La estructura puede ser idealizada como una viga de sección U, simplemente apoyada. El análisis se realizará por el método de cargas de servicio.



Peso del acueducto = 5760 kg/m
 Peso del agua = 5372 kg/m
 Carga total repartida w = 11132 kg/m

Predimensionamiento por cargas de servicio :

Momento máximo = $\frac{1}{8} * w * L^2 = 450846 \text{ kg-m}$

Como :

fc (kg/cm2) = 94,50 Esfuerzo permisible del concreto para cargas de servicio (0,45*fc)
 fs (kg/cm2) = 1680 Esfuerzo permisible del acero para cargas de servicio (0,4*fy)
 n = 9 Relación de módulos de elasticidad
 d (m) = 2,23 Peralte efectivo

$k = \frac{f_c}{\frac{f_s}{n} + f_c} = 0,336$ $j = 1 - \frac{k}{3} = 0,888$

entonces :

As = $\frac{M}{f_s * j * d} = 135,52 \text{ cm}^2$ ----- ①

Nº del acero a usar : 8
 Nº de varillas a usar : 27
 Espaciamiento : 0,15 m

USAR ϕ 1" @ 0,15 As1

Determinación del Punto de Corte :

El punto de corte teórico del acero se da cuando el espaciamiento entre varillas es igual al doble de espaciamiento del diseño anterior:

Distancia (x) (m)	Momento (kg-m)	As (cm2)	ϕ del Acero pulg	Espaciamiento (m)	# de varillas
2,57	220720,29	66,35	1"	0,30	14

Entonces el punto de corte real del acero se calculará mediante la siguiente expresión:

Siendo:

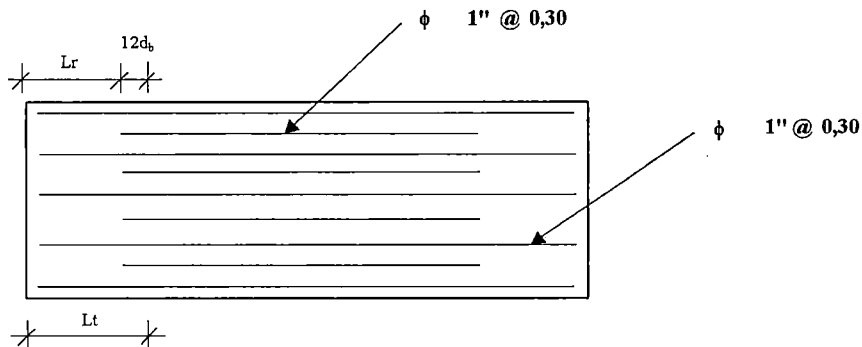
$L_r = x - 12d_b$ d_b : Diámetro de la varilla principal

$12 * d_b = 0,30 \text{ m}$

Por lo tanto :

$L_r = 2,25 \text{ m}$

Entonces la distribución del acero es la siguiente:



Cálculo del acero superior :

El acero mínimo no adyacente al terreno y expuesta directamente al sol es:

$As_{min} = 0,0020 * b * hf = 6,00 \text{ cm}^2/m$ Siendo $b = 1.00m$; para obtener acero por metro lineal

Nº de acero a usar = 4
 Espaciamiento = 0,20

USAR ϕ 1/2" @ 0,20 (As2)

DISEÑO DE LA LOSA TRANSVERSALMENTE

Considerando la losa como simplemente apoyada en los muros

Peso de la losa mas el agua : $w1 = 2300 \text{ kg/m}$ por metro lineal de
 Momento generado el mismo : $Mto = 3936 \text{ kg-m}$ profundidad

Réemplazando en (1) tenemos :

$As = 10,81 \text{ cm}^2/m$

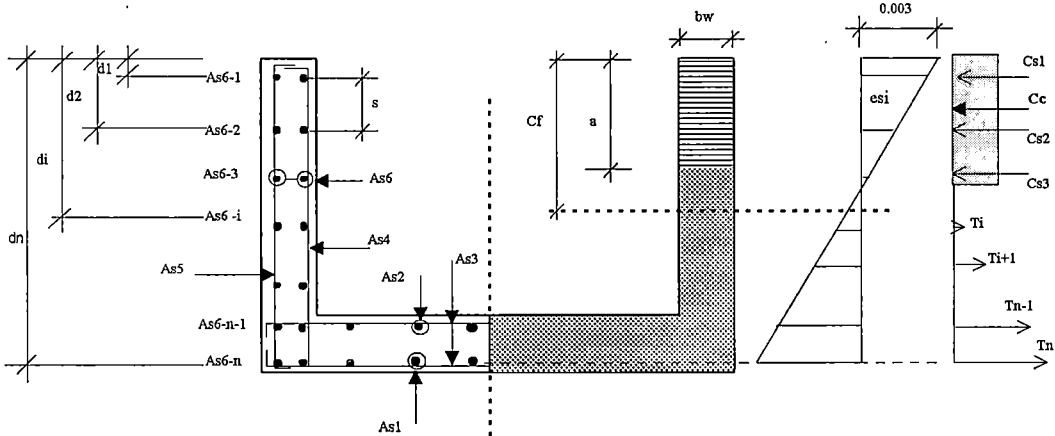
Pero :

$As_{min} = 0,0018 * b * hf = 5,40 \text{ cm}^2/m$ siendo $b = 1.00m$ para obtener acero por metro lineal

Nº de acero a usar = 6
 Espaciamiento = 0,25

USAR ϕ 3/4" @ 0,25 (As3)

Distribución de esfuerzos en el Acueducto (verificación de diseño por cargas últimas)



- s = Espaciamiento entre refuerzos
- a = Altura del bloque equivalente de esfuerzos a compresión
- Cf = Profundidad del eje neutro medida a partir de las fibras externas de compresión (bloque real de esfuerzos)
- bw = Ancho de la viga en la cara en compresión

DISEÑO DE LAS PAREDES

Cálculo de la fuerza estática del agua :

M1: Momento generado por la presión del agua en la base de la pared del acueducto

$$M1 = \gamma_a \cdot \frac{h^3}{6} = 657 \text{ kg-m / m} \quad \gamma_a : \text{Peso específico del agua}$$

Cálculo de la fuerza sísmica generada por el agua :

$$C = \frac{C_m}{2} \left[\frac{y}{h} \left(2 - \frac{y}{h} \right) + \sqrt{\frac{y}{h} \left(2 - \frac{y}{h} \right)} \right] \quad \text{--- (a)}$$

$$Pe = C \cdot 1 \cdot \gamma_a \cdot h \quad \text{--- (b)}$$

$$Me = 0,299 \cdot Pe \cdot y^2 \quad \text{--- (c)}$$

$$I = \frac{\text{Aceleración del Terremoto}}{\text{Aceleración de la Gravedad}}$$

Siendo :

- Me = Momento total de vuelco generado por la fuerza sísmica del agua
- C = Coeficiente adimensional que da la distribución y magnitud de las presiones
- I = Intensidad del terremoto
- Cm = Valor máximo de C para un talud constante dado (ver Figura N°5.1)
- y = Distancia vertical de la superficie hasta la elevación en cuestión

At (m/s²) = 0,24 Aceleración del terremoto
 Ag (m/s²) = 1,00 Aceleración de la gravedad

De la Figura N°5.4 tenemos que:

para un $\phi = 0^\circ$ $C_m =$ 0,73

La fuerza del sismo será máxima cuando $y = h$:

Reemplazando en (a) tenemos :

$$C = 0,73$$

Reemplazando en (b) tenemos :

$$Pe = 277 \quad \text{kg/m}^2$$

Reemplazando en (c) tenemos :

$$Me = 158 \quad \text{kg-m / m}$$

Cálculo de la fuerza sísmica debido al peso propio de la pared :

Sabemos que :

$$F_s = \frac{Z * U * S * C * P_p}{R} \quad \text{----- (d)}$$

Siendo :

Z =	0,40
U =	1,50
S =	1,40
C =	2,50
R =	7,50
Pp =	1440 kg / m

Reemplazando en (d) tenemos :

$$F_s = 406 \quad \text{kg / m}$$

Por lo tanto el momento actuante debido a esta fuerza es :

$$M_s = \frac{F_s * h}{2} = 321 \quad \text{kg - m / m}$$

El momento total actuante sobre la pared es :

$$M = M_1 + M_e + M_s = 1136 \quad \text{kg-m / m}$$

El acero mínimo vertical es :

$$A_{min \text{ vertical}} = 0,0015 * b * b_w = 4,50 \quad \text{cm}^2/\text{m}$$

Reemplazando en (1) tenemos :

$$A_{s4} = 3,12 \quad \text{cm}^2/\text{m} < A_{min \text{ vertical}}$$

Nº de acero a usar =	4
Espaciamiento =	0,25

USAR ϕ 1/2" @ 0,25 (As4)

El As5 será tomado como acero mínimo vertical :

$$A_{s5} = 4,50 \quad \text{cm}^2/\text{m}$$

Nº de acero a usar =	4
Espaciamiento =	0,25

USAR ϕ 1/2" @ 0,25 (As5)

El acero mínimo As6 no adyacente al terreno y expuesta directamente al sol es :

$$A_{min} = 0,0020 * b * bw = 6,00 \text{ cm}^2/m$$

Nº de acero a usar = 4
 Espaciamiento = 0,20

USAR ϕ 1/2" @ 0,20 (As6)

Determinación del Momento Último Confiable del Acueducto

de capas Ali = 12

a = 62 cm
 Cf = 72 cm

sabemos que :

Cc = $0,85 * f'c * 2bw * a$ Fuerza de compresión
 Cc = 659746 kg

Csi = As6-i * fsi

Tsi = As6-i * fsi

fsi = $6000 * \left(\frac{Cf - di}{Cf} \right) \leq 4200 \text{ kg/cm}^2$

# de capa	Area de acero As6-i (cm2)	di (cm)	Calculado f'si (kg/cm2)	Asumido fsi (kg/cm2)	Csi (kg)	Tsi (kg)
1	5,067	5,64	5533	4200	21282	0
2	5,067	25,64	3878	3878	19648	0
3	5,067	45,64	2222	2222	11258	0
4	5,067	65,64	566	566	2868	0
5	5,067	85,64	-1090	-1090	0	-5522
6	5,067	105,64	-2746	-2746	0	-13912
7	5,067	125,64	-4401	-4200	0	-21282
8	5,067	145,64	-6057	-4200	0	-21282
9	5,067	105,64	-2746	-2746	0	-13912
10	5,067	125,64	-4401	-4200	0	-21282
11	10,160	205,64	-11025	-4200	0	-42672
12	136,890	223,73	-12523	-4200	0	-574938
Total en valor absoluto =					55056	714802

La condición de equilibrio a cumplirse es la siguiente :

$$R = \Sigma Csi + Cc - \Sigma Tsi = 0$$

R = 0 kg

Momento nominal Mn = 1276186,16 kg-m

Momento último confiable Muc = 0,90 * Mn = 1148567,54 kg-m

Momento último requerido Mur = 905390,46 kg-m < Muc ok

Siendo: $Mur = \left(1,7 * (\text{Peso del agua}) + 1,4 * (\text{Peso del acueducto}) \right) * 1,3 * \frac{L^2}{8}$

Nota : Para estructuras retenedoras de líquidos, las cargas amplificadas evaluadas, serán incrementadas por los coeficientes de durabilidad que a continuación se presentan.

Solicitud	Coefficiente de Durabilidad
Refuerzo provisto por flexión	1,30
Refuerzo provisto para tensión pura	1,65

Cálculo del Control de Fisuración :

El refuerzo de tracción por flexión deberá distribuirse adecuadamente en las zonas de tracción máximas de un elemento de tal modo de obtener un valor " Z " menor o igual 17000 kg/cm que corresponde a una fisura igual a 0,02cm.

Estos valores son menores que los que dá el ACI - 318.

El valor de " Z " de acuerdo al ACI - 350 se calculará mediante la siguiente expresión:

$$Z = f_s * \sqrt[3]{d_c * A'} \leq 17000 \text{ Kg / cm}$$

Según el RNC (11.7.2), f_s puede estimarse como:

$$f_s = \frac{M}{(0.90 * d' * A_s)} \quad \text{ó} \quad 0.60 * f_y$$

Donde:

f_s (kg/cm ²) =	1023	Esfuerzo de trabajo del acero.
d_c (cm) =	5,64	Distancia de la fibra exterior en tracción al centro de la varilla más cercana a ella.
A' (cm ²) =	281,75	Area efectiva en tracción del concreto que rodea al refuerzo principal de tracción y que tiene el mismo centroide que este refuerzo, dividido entre el número de barras.
M (kg-m) =	1136	Momento flector en condiciones de servicio.
d' (cm) =	24,37	Peralte efectivo.
A_s (cm ²) =	5,07	Area del refuerzo en tracción.

Luego tenemos :

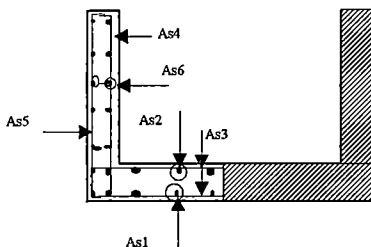
Z (kg/cm) = 19434 **Mal!** > 17000 Por lo tanto reduciremos el espaciamiento del As4 a 0,20m

Entonces el nuevo "Z" es:

Z (kg/cm) = 14433 **Ok!** < 17000

EN RESUMEN TENEMOS :

As1	1" @	0,15
As2	1/2" @	0,20
As3	3/4" @	0,25
As4	1/2" @	0,20
As5	1/2" @	0,25
As6	1/2" @	0,20



5.8 PILARES Y ESTRIBOS

5.8.1. Definición.

Pilares ; son elementos estructurales que sirven de apoyo intermedio de las cajas aéreas o puentes. Por el riesgo de que colapse ante la obstrucción al paso de una avenida extraordinaria, es recomendable proyectar obras de encauzamiento y de disminución de la luz de la caja aérea o puente a fin de evitar colapsar el pilar.

Estribos ; son apoyos extremos de la caja aérea o puente, el planteamiento estructural dependerá de las condiciones locales del suelo de cimentación, así se podrá plantear un estribo tipo muro de contención para terrenos de cimentación de mediana a gran capacidad admisible de carga o un estribo utilizando cajas de cimentación (Caisson) o pilotes para suelos de muy baja capacidad portante.

5.8.2. Finalidad.

Pilares ; la finalidad es la de obtener una estabilidad segura mediante una buena cimentación a la estructura que soporta dando origen a que los tramos sean simétricos.

Estribo ; la necesidad de colocar estribos esta justificada para :

- Conseguir una superficie de apoyo al nivel que se proyecta ejecutar la obra.
- Obtener un apoyo que permanezca a una cota fija, transmitiendo al terreno presiones susceptibles de ser soportadas por éste.

5.8.3. Condiciones del Suelo.

Como en todo caso de estructura, las cargas provenientes de ella (peso propio, peso muerto, sobrecarga, etc.), resultante de las acciones que debe soportar, deben ser transmitidas al suelo de soporte. Este debe tener condiciones tales que acepte las presiones resultantes de la acciones antes indicadas, en función de su capacidad resistente a carga y de su capacidad de deformación. Estas dos condiciones van mancomunadas, pues no solo interesa soportar las cargas actuantes, sino con deformaciones, elásticas o plásticas, del suelo de tal magnitud que los efectos que ellas produzcan en la estructura puedan ser soportados por los elementos portantes y que la alteración que pueda producirse en la geometría de la estructura soportada (ya sea puente o caja aérea) no altere sus condiciones de servicio para la cual ha sido proyectada.

5.8.4. Criterios de Diseño.

Los criterios de diseño a emplearse para estas estructuras serán apreciados con mayor claridad en los ejemplos planteados en la sección 5.8.7.

Para el caso de los pilares, la columna que se apoya sobre la zapata tiene momentos de flexión en las dos direcciones principales. El análisis para determinar los esfuerzos sobre el terreno, en zapatas rectangulares se dificulta sobre todo cuando parte de la zapata tiende a levantarse del terreno ; el problema matemático no es complicado pero si tedioso, por tal razón se presenta en la Figura N°5.2 un método gráfico que facilita el cálculo de los esfuerzos.

5.8.5. Diagrama de Interacciones de Resistencia Carga Momento.

El método de cálculo del refuerzo longitudinal de una estructura vertical (pilares) no es un procedimiento directo sino que debe partir de un diseño con un área de acero supuesta, para luego verificar si cumple para los valores de P_u y M_u , carga axial actuante y momento actuante en la base respectivamente.

Esta verificación se realiza por medio de los denominados “Diagramas de Interacción”.

El diagrama de interacción es una curva que indica la resistencia a flexión y a compresión (o tracción) de una sección con un determinado refuerzo de acero, la cual se obtiene variando la posición del eje neutro.

Para considerar un diseño correcto el par de puntos (M_u, P_u) deben de caer dentro de la zona limitada por la curva. De caer fuera, se deberá variar la armadura de la sección, siendo está una de las combinaciones de carga.

Para trazar la curva es necesario calcular los siguientes puntos :

- **Punto 1 (0, P_o)** ; es el estado de compresión pura. Punto en el cual el concreto alcanza su máxima deformación unitaria ($\epsilon_c = 0.003$) y se mantiene constante. El acero se encuentra en un estado de fluencia por compresión.

$$P_o = \phi \times (0.85 \times f'_c \times A_c + A_s \times f_y)$$

- **Punto 2 (0, P_t)** ; es el estado de tracción pura. En este caso el concreto ya se ha fisurado y el acero se encuentra en estado de fluencia por tracción.

$$P_t = - A_s \times f_y$$

- **Punto 3 (Mb,Pb)** ; es el estado balanceado, cuando el concreto alcanza la deformación unitaria última de 0.003 simultáneamente al inicio de la fluencia del acero.
- **Punto 4 (Mo,0)** ; estado de flexión pura, en el cual internamente $P = 0$.
- **Punto Genérico (M,P)** ; se obtiene fijando $\epsilon_c = 0.003$ y variando la posición del eje neutro reduciendo el bloque comprimido. Conforme vayamos disminuyendo el tamaño del bloque comprimido, la carga axial ira disminuyendo. Cuando esta carga axial es cero, indica que la suma de las fuerzas de compresión se iguala con la suma de fuerzas de tracción, se habrá obtenido el valor M_o , el cual representa el caso de flexión pura.

Si se sigue disminuyendo el bloque comprimido puede suceder que la suma de fuerzas de compresión sea menor que la suma de fuerzas de tracción, lo cual indica que la resultante es una tracción, en consecuencia se estará en un caso de flexo-tracción.

Los valores de ϕ más usados son :

Compresión o Flexo - Compresión : $\phi = 0.70$

$$\phi = 0.75$$

Tracción o Flexo - Tracción : $\phi = 0.90$

Para nuestro diseño de pilar utilizaremos el programa DINREC, el cual efectúa, el diagrama de interacciones.

5.8.6. Determinación de la Fuerza de Empuje por el Método de Mononobe

Okabe.

El método constituye una aplicación al caso sísmico de la teoría de Coulomb, originalmente propuesta para el caso estático.

Mononobe - Okabe proponen considerar el efecto sísmico sobre el empuje activo de tierra mediante una densidad de fuerzas de volumen.

El método consiste en considerar las fuerzas inerciales del volumen de suelo retenido comportándose como cuerpo rígido y actuando sobre el muro. El volumen de suelo en estado activo es determinado por la cuña clásica de Coulomb y corresponde al valor mínimo del ángulo θ que forma la superficie de deslizamiento con la horizontal, Figura N°5.3. La expresión del empuje activo máximo debido al sismo será :

$$E_{AE} = \frac{1}{2} \times \gamma \times H^2 \times K_{AE} \quad \dots\dots\dots (5-3)$$

donde K_{AE} queda definido por :

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos \phi \cos^2 \beta \cos(\delta + \beta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cos(i - \beta)}} \right]^2}$$

y donde :

$$\theta = \arctan \left[\frac{K_h}{1 - K_v} \right]$$

Siendo :

ϕ : el ángulo de fricción interna del suelo.

γ : peso específico del suelo.

K_h : coeficiente sísmico horizontal.

K_v : coeficiente sísmico vertical.

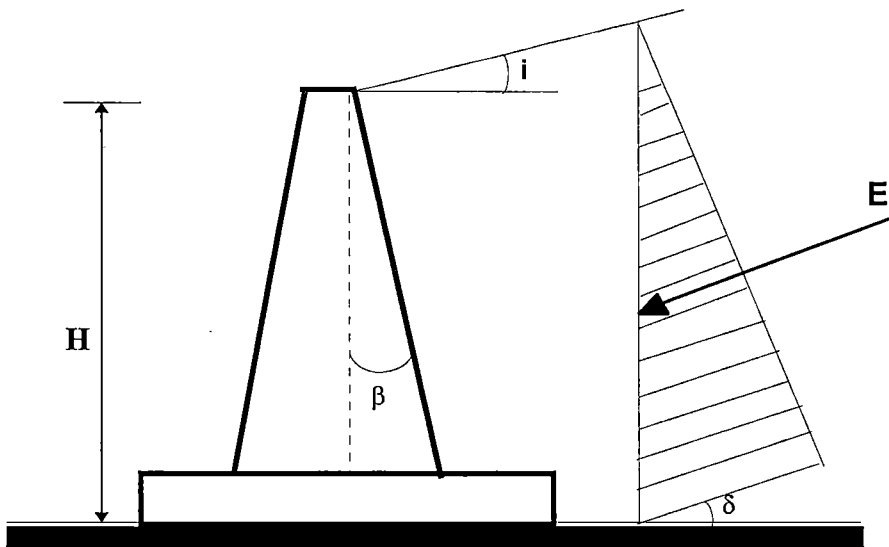


Figura N° 5.3. Diagrama del Mononobe - Okabe

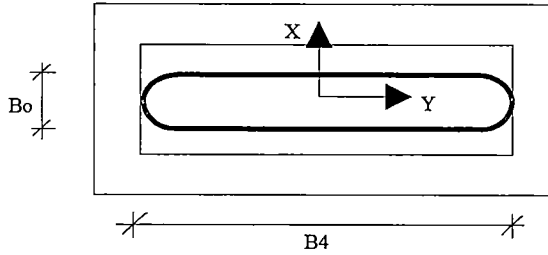
5.8.7. Ejemplo.

Los parámetros y nomenclaturas empleados para el ejemplo que a continuación se muestra son convencionales, ya que para un cálculo real se debe trabajar con los datos de campo.

El estribo fue diseñado para el caso del puente vehicular tipo losa maciza y el pilar para el caso del acueducto aéreo.

GEOMETRIA DEL PILAR

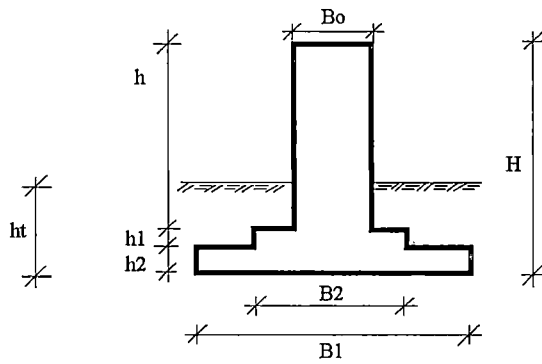
PLANTA



DATOS :

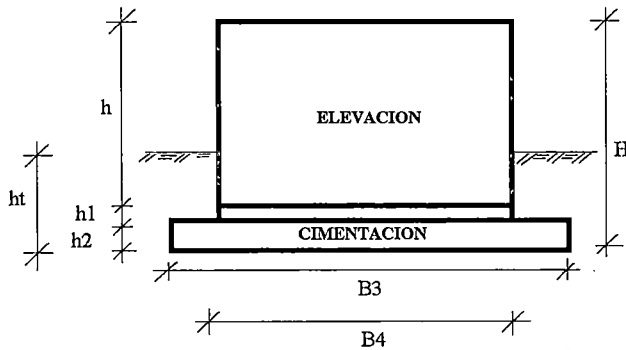
$B_o =$	0,80	m
$B4 =$	4,90	m

SECCION EN ANALISIS



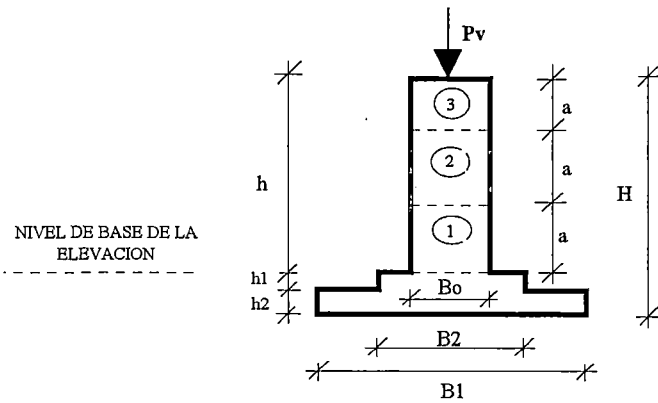
$H =$	8,30	m
$h1 =$	0,50	m
$h2 =$	0,80	m
$h =$	7,00	m
$B1 =$	5,90	m
$B2 =$	2,50	m
$B_o =$	0,80	m
$h_t =$	1,50	m

SECCION TRANSVERSAL



$H =$	8,30	m
$h1 =$	0,50	m
$h2 =$	0,80	m
$h =$	7,00	m
$B3 =$	7,50	m
$B4 =$	4,90	m
$h_t =$	1,50	m

CALCULO DEL MOMENTO Y FUERZA AXIAL EN LA BASE

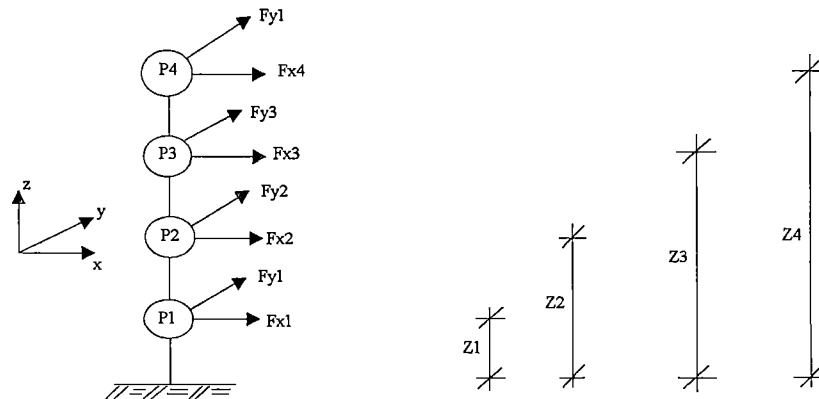


DATOS :

H =	8,30	m
h1 =	0,50	m
h2 =	0,80	m
h =	7,00	m
Bo =	0,80	m
B1 =	5,90	m
B2 =	2,50	m
B3 =	7,50	m
B4 =	4,90	m
# bloques =	3,00	und
a =	2,33	m

NOTA :

Dividiremos la elevación del pilar en bloques con el fin de distribuir la fuerza sísmica en altura, para lo cual el número de bloques a considerar estará en función de la altura de la elevación (es decir sin considerar cimentación) sobre el cual actuarán sus respectivas fuerzas sísmicas para nuestro caso lo dividiremos en 3 bloques y un cuarto bloque será el generado por el peso del acueducto (P_v) y por lo tanto el análisis será el siguiente :



$Z(i)$ = Centro de Gravedad de cada bloque respecto a la base de la elevación

$P(i)$ = Masa de cada bloque

$F(i)$ = Fuerza horizontal sísmica, generado por la masa $m(i)$.

Nomenclatura y Parámetros de Diseño :

μ	=	0,50	Coefficiente de fricción entre el terreno y el concreto
σ_{adm} (kg/cm ²)	=	3,00	Presión admisible del terreno
γ (kg/m ³)	=	2000	Peso específico del terreno
γ_c (kg/m ³)	=	2400	Peso específico del concreto
ϕ (°)	=	30	Angulo de fricción interna del terreno
$f'c$ (kg/cm ²)	=	210	Esfuerzo admisible a la compresión del concreto
f_y (kg/cm ²)	=	4200	Esfuerzo de fluencia del acero
r_1 (m)	=	0,075	Recubrimiento en la cimentación
r_2 (m)	=	0,05	Recubrimiento en la elevación
Z_a (m)	=	7,70	Altura desde la base de la elevación hasta el C.G. del acueducto.
P_v (Kg)	=	200380	Peso del acueducto sobre el pilar
Z	=	1,00	Factor de zona
S	=	1,20	Factor del tipo de suelo
U	=	1,30	Factor de uso e importancia
C	=	0,40	Coefficiente de amplificación sísmica

- R = 3,00 Coeficiente de reducción de solicitaciones sísmicas
- Wzap (Kg) = 99660 Peso de la cimentación
- Pt = 263929 Peso total de la elevación más la del acueducto
- V = Fuerza cortante en la base
- Fv = Fuerzas verticales
- Fh = Fuerzas horizontales
- Mr = Momentos resistentes
- Ma = Momentos actuantes
- W_{nt} = Reacción neta del terreno
- α = Coeficiente de ajuste para el cálculo del esfuerzo actuante
- FSD = Factor de seguridad al deslizamiento
- FSV = Factor de seguridad al volteo

Cálculo del Cortante Basal de la Estructura :

Según al RNC (sección 4.2.3) esta fuerza se obtendrá mediante la siguiente expresión:

$$V = \frac{ZUSC \cdot Pt}{R} = 54897 \text{ kg}$$

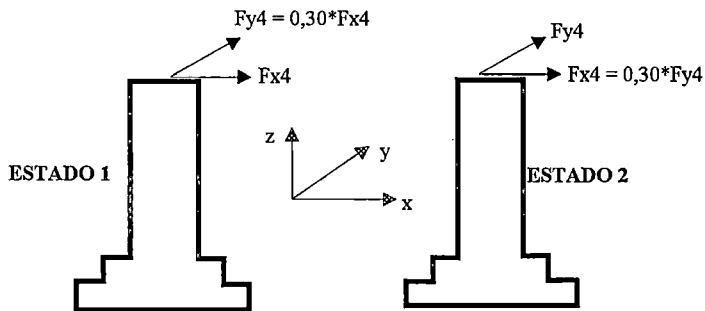
La acción sísmica sobre una estructura, puede actuar en cualquier dirección. Para tomar en cuenta esta posibilidad, las fuerzas y momentos sísmicos que se obtengan del análisis en las dos direcciones perpendiculares, deben ser combinados para formar dos estados de carga de acuerdo a lo siguiente:

Estado de carga 1 de acciones sísmicas:

100% dirección longitudinal + 30% dirección transversal.

Estado de carga 2 de acciones sísmicas:

100% dirección transversal + 30% dirección longitudinal.



ANALISIS DEL ESTADO 1

Los pesos y centros de gravedad de los bloques son :

Bloque N°	Pesos (kg)	Z (m)	Peso x Z (kg-m)
P1	21182,87	1,17	24713,34
P2	21182,87	3,50	74140,03
P3	21182,87	5,83	123566,72
P4	200380,00	7,70	1542926,00
Total	263929		1765346

Las fuerzas generadas en cada bloque la obtendremos mediante la siguiente expresión:

$$Fxi = \frac{Pi \cdot Zi}{\sum Pi \cdot Zi} \cdot V$$

$$Fyi = 0,30 \cdot Fxi$$

Las fuerzas $F(i)$ y los momentos de los pesos $P(i)$ respecto de la base de la elevación son:

Bloque N°	Fx (kg)	Fy (kg)	Mx (kg-m)	My (kg-m)
P1	768,51	230,55	896,60	268,98
P2	2305,54	691,66	8069,39	2420,82
P3	3842,57	1152,77	22415,0	6724,49
P4	47980,53	14394,16	369450,09	110835,03
Total =			400831	120249

Por lo tanto :

$$\begin{aligned} \text{Mx en la base} &= 400831 \text{ kg-m} \\ \text{My en la base} &= 120249 \text{ kg-m} \\ \text{Faxial en la base} &= 263929 \text{ kg} \end{aligned}$$

CALCULO DE LOS FACTORES DE SEGURIDAD EN LA DIRECCION X - X :

Para este cálculo el brazo de palanca a considerarse será desde el nivel de fondo de la cimentación ya que éste es el plano donde se generan deslizamiento y volteo.

Efecto de las cargas actuantes :

Efecto	Fuerza (Kg)	Brazo (m)	Momento (Kg-m)
Fx1	768,51	2,47	1895,67
Fx2	2305,54	4,80	11066,59
Fx3	3842,57	7,13	27410,31
Fx4	47980,53	9,00	431824,79
Total (x)	54897		472197,36
Fy1	230,55	2,47	568,70
Fy2	691,66	4,80	3319,98
Fy3	1152,77	7,13	8223,09
Fy4	14394,16	9,00	129547,44
Total (y)	16469,15		141659,21

Efecto de las cargas resistentes :

Elemento	Fuerza (Kg)	Brazo (m)	Momento (Kg-m)
Px1	21182,87	2,95	62489,46
Px2	21182,87	2,95	62489,46
Px3	21182,87	2,95	62489,46
Px4	200380,00	2,95	591121,00
Wx zapata	99660,00	2,95	293997,00
Total (x)	363589		1072586
Py1	21182,87	3,75	79435,75
Py2	21182,87	3,75	79435,75
Py3	21182,87	3,75	79435,75
Py4	200380,00	3,75	751425,00
Wy zapata	99660,00	3,75	373725,00
Total (y)	363589		1363457

$$FSV_x = \frac{\sum Mr_x}{\sum Ma_x} = 2,27 > 2 \text{ OK!}$$

$$FSD_x = \frac{\mu \cdot \sum Fv_x}{\sum Fh_x} = 3,31 > 1,5 \text{ OK!}$$

VERIFICACION DEL ESFUERZO ADMISIBLE :

Cálculo de las excentricidades en las dos direcciones, es decir X-X, Y-Y :

$$e = \frac{B}{2} - \left(\frac{\sum Mr - \sum Ma}{\sum Fv} \right)$$

Dirección X-X

$$\begin{aligned} B &= B1 = 5,90 && \text{m} \\ e_x &= 1,30 && \text{m} > B/6 \end{aligned} \quad \text{-----} \textcircled{\text{I}}$$

Dirección Y-Y

$$\begin{aligned} B &= B3 = 7,50 && \text{m} \\ e_y &= 0,39 && \text{m} < B/6 \end{aligned} \quad \text{-----} \textcircled{\text{II}}$$

Con los resultados de I y II vamos a la Figura N° 5.3 y obtenemos el parámetros α para el cálculo del esfuerzo actuante sobre el terreno :

$$\begin{aligned} e_x / B1 &= 0,22 && \text{De tablas tenemos :} \\ e_y / B3 &= 0,05 && \alpha \leq 2,70 \end{aligned}$$

El esfuerzo actuante debe ser menor que 1,33 veces el esfuerzo admisible debido al efecto del sismo por lo tanto tenemos:

$$\sigma_{actuante} = \frac{\alpha \cdot (Pt + W_{zap})}{B1 \cdot B3} = 2,22 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK! act.} < 1.33 \text{adm.}$$

ANALISIS DEL ESTADO 2

Los pesos y centros de gravedad de los bloques son :

Bloque N°	Pesos (kg)	Z (m)	Peso x Z (kg-m)
P1	21182,87	1,17	24713,34
P2	21182,87	3,50	74140,03
P3	21182,87	5,83	123566,72
P4	200380,00	7,70	1542926,00
Total	263929		1765346

Las fuerzas generadas en cada bloque la obtendremos mediante la siguiente expresión:

$$\begin{aligned} F_{yi} &= \frac{P_i \cdot Z_i}{\sum P_i \cdot Z_i} \cdot V \\ F_{xi} &= 0,30 \cdot F_{yi} \end{aligned}$$

Las fuerzas F (i) y los momentos de las pesos P (i) respecto a la base del fuste son:

Bloque N°	Fx (Kg)	Fy (Kg)	Mx (Kg-m)	My (Kg-m)
P1	230,55	768,51	268,98	896,60
P2	691,66	2305,54	2420,82	8069,39
P3	1152,77	3842,57	6724,49	22414,98
P4	14394,16	47980,53	110835,03	369450,09
Total =			120249	400831

Por lo tanto :

Mx en la base =	120249	kg-m
My en la base =	400831	kg-m
Faxial en la base =	263929	kg

CALCULO DE LOS FACTORES DE SEGURIDAD EN LA DIRECCION Y - Y :

Para este cálculo el brazo de palanca a considerarse será desde el nivel de fondo de la cimentación ya que éste es el plano donde se generan deslizamiento y volteo.

Efecto de las cargas actuantes :

Efecto	Fuerza (Kg)	Brazo (m)	Momento (Kg-m)
Fx1	230,55	2,47	568,70
Fx2	691,66	4,80	3319,98
Fx3	1152,77	7,13	8223,09
Fx4	14394,16	9,00	129547,44
Total (x)	16469		141659
Fy1	768,51	2,47	1895,67
Fy2	2305,54	4,80	11066,59
Fy3	3842,57	7,13	27410,31
Fy4	47980,53	9,00	431824,79
Total (y)	54897		472197

Efecto de las cargas resistentes :

Elemento	Fuerza (Kg)	Brazo (m)	Momento (Kg-m)
Px1	21182,87	2,95	62489,46
Px2	21182,87	2,95	62489,46
Px3	21182,87	2,95	62489,46
Px4	200380,00	2,95	591121,00
Wx zapata	99660,00	2,95	293997,00
Total (x)	363589		1072586
Py1	21182,87	3,75	79435,75
Py2	21182,87	3,75	79435,75
Py3	21182,87	3,75	79435,75
Py4	200380,00	3,75	751425,00
Wy zapata	99660,00	3,75	373725,00
Total (y)	363589		1363457

$$FSVy = \frac{\sum Mr y}{\sum Ma y} = \frac{2,89}{1} >2 \text{ OK!}$$

$$FSDy = \frac{\mu \cdot \sum Fv y}{\sum Fh y} = \frac{3,31}{1} >1,5 \text{ OK!}$$

VERIFICACION DEL ESFUERZO ADMISIBLE :

Cálculo de las excentricidades en las dos direcciones, es decir X-X, Y-Y :

$$e = \frac{B}{2} - \left(\frac{\sum Mr - \sum Ma}{\sum Fv} \right)$$

Dirección X-X

$$\begin{array}{l} B = B1 = 5,90 \quad \text{m} \\ ex = 0,39 \quad \text{m} \end{array} \quad > B/6 \quad \text{-----} \quad \textcircled{\text{III}}$$

Dirección Y-Y

$$\begin{array}{l} B = B3 = 7,50 \quad \text{m} \\ ey = 1,30 \quad \text{m} \end{array} \quad < B/6 \quad \text{-----} \quad \textcircled{\text{IV}}$$

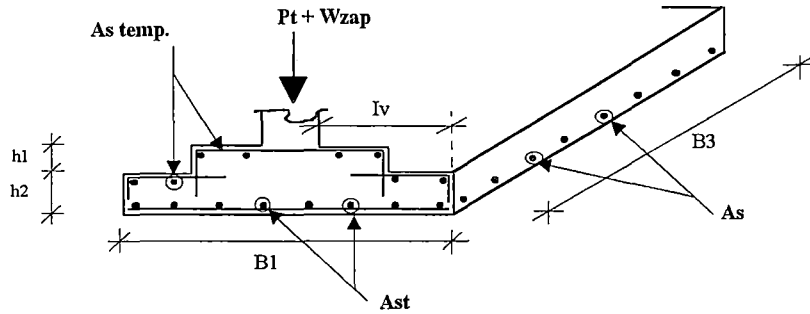
Con los resultados de III y IV vamos a la Figura N° 5.3 y obtenemos el parámetros α para el cálculo del esfuerzo actuante sobre el terreno :

$$\begin{array}{l} ex / B1 = 0,07 \\ ey / B3 = 0,17 \end{array} \quad \text{De tablas tenemos :} \quad \alpha = \boxed{2,50}$$

El esfuerzo actuante debe ser menor que 1,33 veces el esfuerzo admisible debido al efecto del sismo por lo tanto tenemos:

$$\sigma_{\text{actuante}} = \alpha \cdot \frac{(Pt+W_{zap})}{B1 \cdot B3} = \boxed{2,05} \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK! act.} < 1.33 \text{adm.}$$

DISEÑO DE LA ZAPATA



Donde :

h1 =	0,50	m	Pt =	263928,62	kg
h2 =	0,80	m	Wzap =	99660,00	kg
B1 =	5,90	m	lv =	2,55	m.
B3 =	7,50	m			

Cálculo de la reacción neta del terreno :

$$W_{nt} = \frac{(Pt+Wzap)*1,7}{B1*B3} = \boxed{13968} \text{ kg / m}^2$$

Verificación Por Cortante :

d (m) =	1,21	Peralte efectivo			
φ =	0,85				
V _{du} =	(W _{nt} *B3)*(lv - d)	=		140382	Kg.
V _n =	$\frac{V_{du}}{\phi}$	=		165156	Kg.

Pero :

$$V_c = 0,53 * \sqrt{f'c} * B3 * d * 10 = 696999 \text{ Kg.} \quad \text{OK! } V_c > V_n$$

Diseño Por Flexión :

$$M'u = \frac{(W_u * B3) * l_v^2}{2} = \boxed{340610} \text{ Kg - m}$$

$$As = \frac{M'u}{0,9 f_y (d-a/2)} = 82,74 \text{ cm}^2 \quad \text{como primer tanteo} \\ \text{asumo } a = d/5 = 0,242 \text{ m}$$

$$a = \frac{As f_y}{0,85 f_c B3} = 0,03 \text{ m}$$

entonces con este valor de 'a' se tiene:

	As =	75,28	cm ²
y	a =	0,02	m
luego	As =	75,20	cm ²

Verificación del Acero Mínimo :

$$As_{min} = 0,0018 * B3 * d = 163,35 \text{ cm}^2 > As$$

Nº de acero a usar = 8
 Cantidad de acero = 32
 Espaciamiento = 0,20 m

USAR ϕ 1" @ 0,20 (As)

Cálculo Del Refuerzo Por Temperatura Para Cada Capa : (usaremos 3 capas)

$$As_{temp.} = 0,0018 * d * L/3 = 7,26 \text{ cm}^2/m$$

Siendo :
 L : es igual 1.00m para obtener el refuerzo por metro lineal.

Nº de acero a usar = 5
 Espaciamiento = 0,25 m

USAR ϕ 5/8" @ 0,25 (As temp)

DISEÑO DEL REFUERZO DE LA ELEVACION

Sabemos que para el cálculo del refuerzo longitudinal de la elevación el procedimiento no es directo, por lo que hay que partir de un diseño con un área de acero supuesta, para luego verificar si cumple para los valores de Pu y Mu, carga axial y momento actuante en la base respectivamente. Esta verificación se realiza por medio de los llamados "Diagramas de Interacción".

Para nuestro caso asumiremos como refuerzo longitudinal y de estribo lo siguiente :

Nº del acero del estribo (Ae) : 5
 Nº del acero del refuerzo longitudinal (Al) : 8 Espaciamiento : 0,15 m

El acero total de acero asumido en cada capa es :

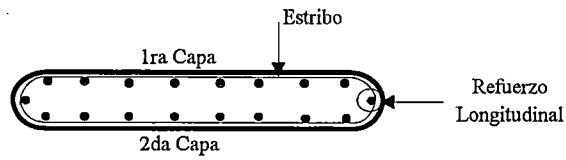
$$Ac/capa = (\text{Cantidad de acero en c/capa}) * (\text{Area del acero asumido}) \text{ ----- (a)}$$

$$\text{Cantidad de acero en c/capa} = \frac{B4 - 2 * r2 - 2 * \text{diámetro del Ae} - \text{diámetro del Al} + 1}{\text{Espaciamiento}} = 32$$

Reemplazando en (a) tenemos :

$$Ac/capa = 162,15 \text{ cm}^2$$

Para la verificación de éste refuerzo asumido se adjunta el diagrama de interacción, comprobando que lo asumido es conforme.



Refuerzo Transversal :

El refuerzo transversal debe satisfacer los requerimientos expuestos en esta sección (ACI-7.10).

Si el refuerzo longitudinal está compuesto por varillas menores que la #10, los estribos serán de denominación #3 o mayores. Por el contrario, si el acero longitudinal es de diámetro mayor, los estribos serán # 4 o mayores.

El espaciamiento vertical de los estribos, " s ", deberá cumplir :

$$s \leq 16d_{b, \text{Longitudinal}} = 0,40 \quad \text{m} \quad s < \text{menor dimensión de la sección transversal de la elevación.}$$

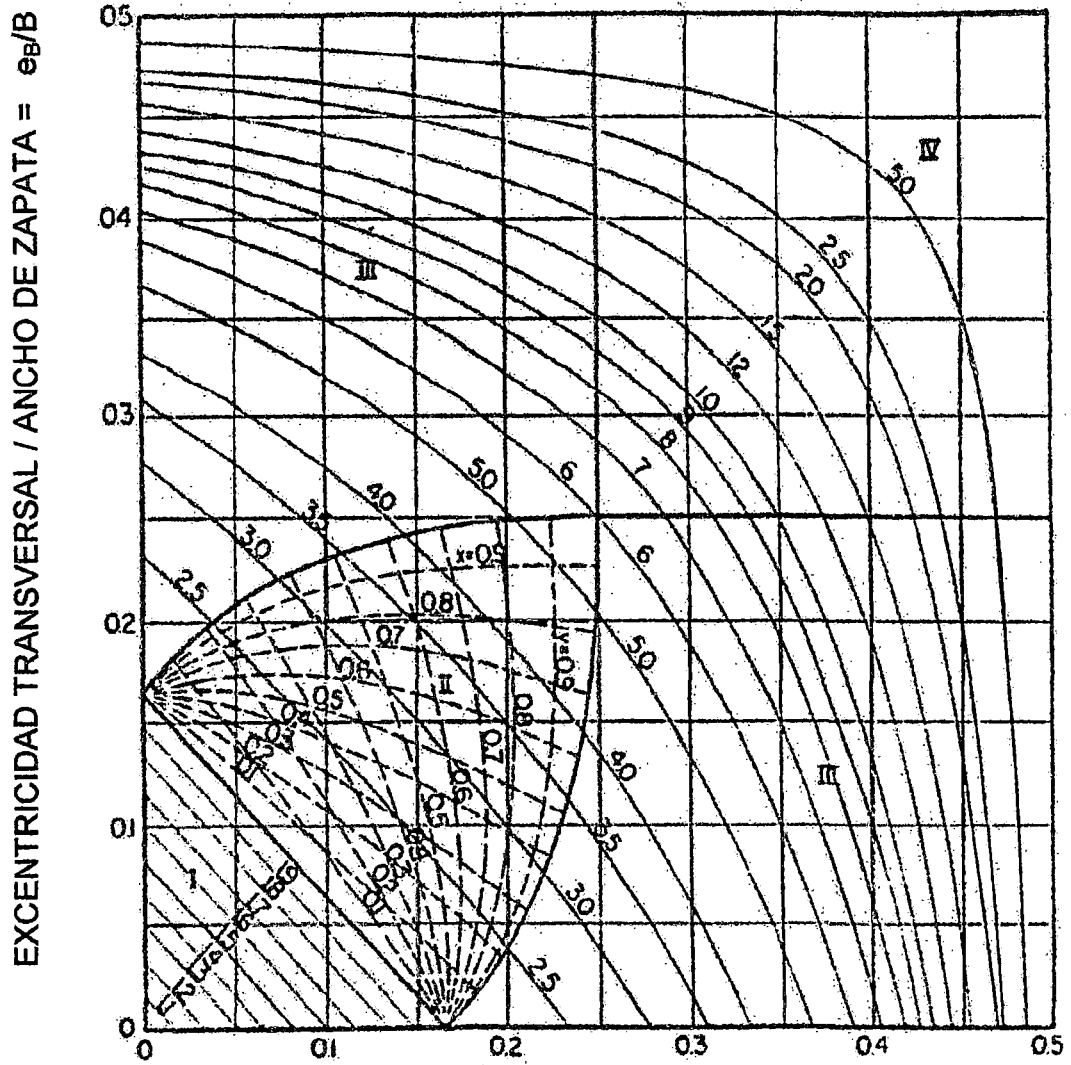
$$s \leq 48d_{b, \text{Estribo}} = 0,75 \quad \text{m}$$

Por lo tanto como "s" es menor o igual a : 0,40 m

Asumo un "s" = 0,25 m

USAR ϕ 5/8" @ 0,25

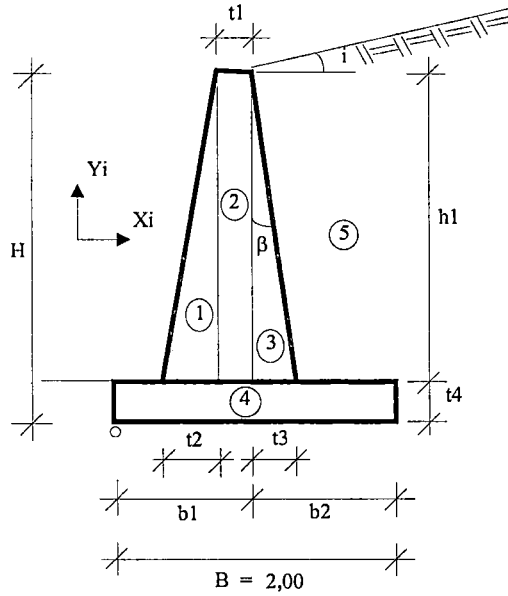
FIGURA N° 5.2 PRESIÓN DE CONTACTO PARA ZAPATAS CARGADAS EXCÉNTRICAMENTE EN LOS DOS EJES



EXCENTRICIDAD LONGITUDINAL / LONGITUD DE ZAPATA = e_l/L
 Las Curvas Sólidas dan el valor de K

PRESIÓN MÁXIMA = $K.R / BL$
 R = Carga Concentrada sobre la Zapata.

GEOMETRIA DEL MURO ESTRIBO



t1 =	0,30	m
t2 =	0,00	m
t3 =	0,00	m
t4 =	0,40	m
b1 =	0,60	m
b2 =	1,10	m
h1 =	2,60	m
γc =	2400	kg/m ³

Peso por metro de longitud de la estructura de concreto

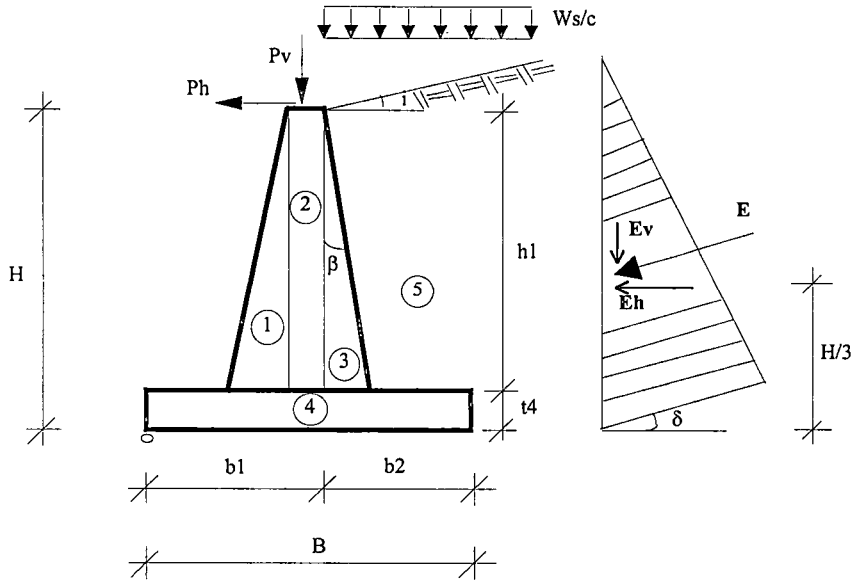
3792	kg/m
------	------

Cálculo del centro de gravedad del muro :

Elemento	Area (m ²)	Xi (cm)	Yi (cm)	Area*Xi	Area*Yi
1	0,00	0,60	1,27	0,000	0,000
2	0,78	0,75	1,70	0,585	1,326
3	0,00	0,90	1,27	0,000	0,000
4	0,80	1,00	0,20	0,800	0,160
	1,58			1,385	1,486

Xcg = 0,88 m
 Ycg = 0,94 m

VERIFICACION DE LA ESTABILIDAD



Nomenclatura y Parámetros de Diseño :

ϕ = Angulo de fricción interna en grados	30,00	0,52 rad
$\delta = \tan \mu$ Angulo de fricción entre el suelo y el muro, en grados (1)	31,30	0,55 rad
β = Angulo de la vertical con la cara interna del muro	0,00	0,00 rad
i = Angulo de inclinación del terreno	0,00	0,00 rad
γ = Peso específico del terreno	2000	kg/m ³
γ_c = Peso específico del concreto	2400	kg/m ³
K_h = Coeficiente sísmico horizontal	0,21	
K_v = Coeficiente sísmico vertical	0,10	
μ = Coeficiente de fricción	0,50	
σ_{adm} = Presión admisible de terreno	1,50	kg/m ²
Ws/c = Sobrecarga en el relleno	1000	kg/m ²
P_v = Carga vertical en 1m de sección transversal de muro	16600	kg
P_h = Carga horizontal en 1m de sección transversal de muro	0,00	kg
P_m = Peso del muro por metro lineal	3792,00	kg
h_s = Altura equivalente de sobrecarga	0,50	m
$P s/c$ = Peso de sobrecarga en zapata posterior		
P_m-sh = Fuerza de inercia horizontal considerando sismo	$(K_h) * P_m$	
P_m-sv = Resultante de fuerza vertical del muro considerando sismo	$(1-K_v) * P_m$	
FSV = Factor de seguridad al volteo		
FSD = Factor de seguridad al desplazamiento		
$\sigma_{m\acute{a}x}$ = Presión máxima transmitida al terreno		
$\sigma_{m\acute{i}n}$ = Presión mínima transmitida al terreno		

(1) Referencia: AASHTO Tabla 5.5.5B

Cálculo del Empuje Sísmico Activo del Terreno : (Método de Mononobe Okabe del AASHTO)

$$\theta = \arctan \left[\frac{K_h}{1 - K_v} \right] = \boxed{0,229} \text{ rad}$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos\phi \cos^2\beta \cos(\delta + \beta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cos(i - \beta)}} \right]^2} = \boxed{0,516}$$

$$E_{AE} = \gamma * H * K_{AE} * \left(h_s + \frac{H}{2} \right) = \boxed{6196,80} \text{ kg/m}$$

Cálculo del Empuje Activo del Terreno :

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \beta)}{\cos^2\beta \cos(\delta + \beta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - i)}{\cos(\delta + \beta) \cos(i - \beta)}} \right]^2} = \boxed{0,298}$$

$$E_A = \gamma * H * K_A * \left(h_s + \frac{H}{2} \right) = \boxed{3575,18} \text{ kg/m}$$

De la geometría del muro tenemos que :

			Estructura de concreto:	
t1 =	0,30	m	Xcg =	0,88 m
t2 =	0,00	m	Ycg =	0,94 m
t3 =	0,00	m		
t4 =	0,40	m		
b1 =	0,60	m		
b2 =	1,10	m		
h1 =	2,60	m		

Para la verificación de la estabilidad analizaremos los siguientes casos :

CASO 1 : Considerando Sismo

Fuerzas estabilizadoras

Elemento	Fuerza (kg)	L (m)	Mto. (kg-m)
Pm-sv	3412,80	0,88	2991,60
Prelleno	5720,00	1,45	8294,00
Ps/c	1100,00	1,45	1595,00
Pv	16600,00	0,75	12450,00
Ev	3219,44	2,00	6438,87
Fe =	30052,24	Me =	31769,47

L : Brazo de palanca
 Me : Momento estabilizador
 Fe : Fuerza total estabilizadora

Fuerzas Desestabilizadoras

Elemento	Fuerza (kg)	L (m)	Mto. (kg-m)
Ph	0,00	3	0,00
Pm-sh	796,32	0,941	748,94
Eh	5294,86	1,00	5294,86
Fv =	6091,18	Mv =	6043,80

Mv : Momento de volteo
Fv : Fuerza total al volteo

Factor de seguridad al volteo :

$$FSV = \frac{Me}{Mv} = \boxed{5,26} > 1.2 \text{ Ok!}$$

Factor de Seguridad al Desplazamiento :

$$FSD = \frac{\mu * Fe}{Fv} = \boxed{2,47} > 1.1 \text{ Ok!}$$

Presión transmitida al terreno en condiciones desfavorables :

Sabemos que :

$$Me = Pm * Xcg * (1 + Kv) + Prelleno * Lr + Ps/c * Ls/c + Pv * Lv + Ev * Lev$$

$$R = Pm * (1 + Kv) + Prelleno + Ps/c + Pv + Ev$$

entonces :

$$e = \frac{B}{2} - \left(\frac{Me - Mv}{R} \right)$$

Me = 32434,27 kg-m
 Mv = 6043,80 kg-m
 R = 29710,64 kg
 e = 0,11 m resultante a la izquierda del eje de la zapata
 B = 2,00 m
 B/6 = 0,33 m dentro del tercio central ok
 $\sigma \text{ max} = 2,01 \text{ kg/cm}^2$
 $\sigma \text{ min} = 1,00 \text{ kg/cm}^2$

CASO 2 : Sin considerar Sismo

Fuerzas estabilizadoras :

Elemento	Fuerza (kg)	L (m)	Mto. (kg-m)
Pm -sv	3412,80	0,88	2991,60
Prelleno	5720,00	1,45	8294,00
Pv	16600,00	0,75	12450,00
Ev	1857,42	2,00	3714,83
Fe' =	27590,22	Me' =	27450,43

Fuerzas Desestabilizadoras :

Elemento	Fuerza (kg)	L (m)	Mto. (kg-m)
Ph	0,00	3,00	0
Eh	3054,81	1,00	3054,81
Fv' =	3054,81	Mv' =	3054,81

Factor de seguridad al volteo :

$$FSV = \frac{Me'}{Mv'} = \boxed{8,99} > 2.0 \text{ Ok!}$$

Factor de Seguridad al Desplazamiento :

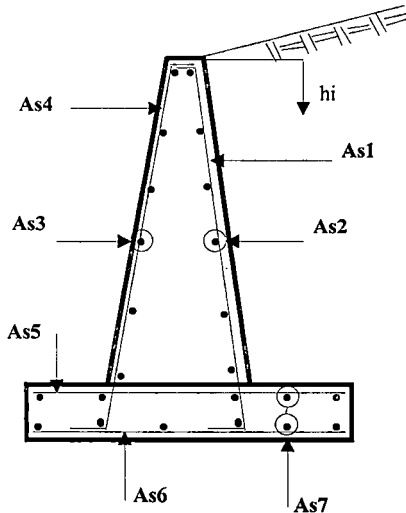
$$FSD = \frac{\mu * Fe'}{Fv'} = \boxed{4,52} > 1.5 \text{ Ok!}$$

Presión transmitida al terreno :

$$e = \frac{B}{2} - \left(\frac{Me - Mv}{R} \right)$$

e =	0,12	m resultante a la izquierda del eje de la zapata
B =	2,00	m
B/6 =	0,33	m dentro del tercio central ok
σ max =	1,86	kg/cm ²
σ min =	0,90	kg/cm ²

DISEÑO DE PANTALLA Y ZAPATA



Refuerzo mínimo en la pantalla :

Refuerzos mínimos verticales

$$As_{\text{min. vertical}} = 0.0015 * b * d$$

Refuerzos mínimos horizontales

Distancia del muro (*)	Refuerzo mínimo
< 7 m	0.0020 * b * ti
7- 9 m	0.0025 * b * ti
9-12 m	0.0030 * b * ti
12-15 m	0.0035 * b * ti
15-20 m	0.0040 * b * ti

(*) Puede ser también la distancia entre juntas cuando es muy largo.

Escoger cuantía mínima horizontal según espaciamiento entre juntas (ρt) = 0,0025

Nomenclatura y Parámetros de Diseño :

$f'c$ (kg/cm ²) =	210	Esfuerzo admisible a la compresión del concreto
f_y (kg/cm ²) =	4200	Esfuerzo de fluencia del acero
r_1 (m) =	0,075	Recubrimiento en la cimentación
r_2 (m) =	0,05	Recubrimiento en la pantalla
d_1 (m) =	0,32	Peralte efectivo de la cimentación
d_2 (m) =	0,24	Peralte efectivo de la pantalla (en la base)
w =		Cuantía mecánica
ρ =		Cuantía de refuerzo

Diseño por cargas últimas :

Sabemos que :

$$Mu = 1,7 * K_{AB} * \gamma * \frac{h_1^2}{2} * \left(h_s + \frac{h_1}{3} \right) * \cos(\delta) = 6930 \text{ kg - m} \quad \text{--- (1)}$$

$$Mu = 0,9 * f'c * b * d^2 * w * (1 - 0,59 * w) \quad \text{--- (1)}$$

Siendo $b=1.00\text{m}$ para obtener el refuerzo por metro lineal.

entonces:

$$w = \frac{\rho * f_y}{f'c} \quad \text{--- (2)}$$

Resolviendo la ecuación (1) tenemos 2 valores de "w" de las cuales tomamos la menor :

$w_1 =$	1,6287	entonces :	
$w_2 =$	0,0662	$w =$	0,0662

Reemplazando en (2) tenemos :

$$\rho = 0,0033 \quad \text{Ok!} > 0,0015$$

$$A_s = \rho * b * d_2 = 7,95 \quad \text{cm}^2 / \text{m}$$

$$\begin{aligned} \text{N}^\circ \text{ de acero a usar} &= 5 \\ \text{Espaciamiento} &= 0,20 \quad \text{m} \end{aligned}$$

USAR ϕ 5/8" @ 0,20 (As1)

Determinación del punto de corte :

Como el peralte de la pantalla varia linealmente, el momento resistente variara también linealmente. Por lo tanto se puede trazar líneas de resistencia para determinar los puntos de corte.

$$Mu / 2 = 3465 \quad \text{kg - m}$$

Entonces el valor de h1 para éste valor la obtendremos de la expresión (1) por lo tanto tenemos :

$$h_1 = 2,00 \quad \text{m}$$

La longitud de corte real es (Lr) :

$$L_r = h_1 + (12\phi \text{ ó } d_2)\text{m}á\text{x.} = 2,25 \quad \text{m}$$

Refuerzo horizontal :

Para el cálculo de los refuerzos As2 y As3 se asume el siguiente criterio :

$$A_{st} = \rho_t * b * d_2 = 6,00 \quad \text{cm}^2/\text{m} \quad \text{Siendo } b=1.00\text{m para obtener el acero por metro lineal.}$$

Ast = Acero mínimo por temperatura.

$$A_{s2} = \frac{1}{3} * A_{st} \quad \text{y} \quad A_{s3} = \frac{2}{3} * A_{st}$$

Entonces tenemos :

$$A_{s2} = 2,00 \quad \text{cm}^2/\text{m}$$

$$\begin{aligned} \text{N}^\circ \text{ de acero a usar} &= 3 \\ \text{Espaciamiento} &= 0,35 \end{aligned}$$

USAR ϕ 3/8" @ 0,35 (As2)

$$A_{s3} = 4,00 \quad \text{cm}^2/\text{m}$$

$$\begin{aligned} \text{N}^\circ \text{ de acero a usar} &= 3 \\ \text{Espaciamiento} &= 0,15 \end{aligned}$$

USAR ϕ 3/8" @ 0,15 (As3)

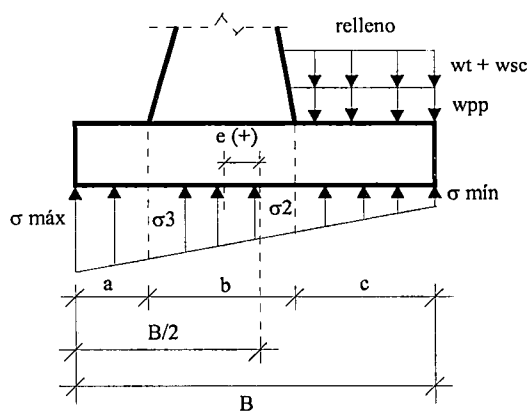
El As4 se considerará como acero mínimo:

$$As_4 = 0.0015 \cdot b \cdot (t_1 + t_2 + t_3) = 4,50 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Nº de acero a usar =
 Espaciamiento = 0,25

USAR ϕ 1/2" @ 0,25 (As4)

Diseño de la Zapata :



$\sigma_{\text{máx}}$	=	2,01	kg / cm ²
$\sigma_{\text{mín}}$	=	1,00	kg / cm ²
σ_2	=	1,55	kg / cm ²
σ_3	=	1,70	kg / cm ²

a = 0,60 m c = 1,10 m
 b = 0,30 m B = 2,00 m

Ws/c (kg/m) =	1000	Peso de la sobrecarga
Wt (kg/m) =	5200	Peso del relleno
Wpp (kg/m) =	960	Peso propio de la zapata
W (kg/m) =	10324	Peso total factorada 1.7*Ws/c + 1.4*(Wt + Wpp)

Zapata posterior

$$Mu = \frac{W \cdot c^2}{2} - 1.4 \cdot \left((\sigma_2 - \sigma_{\text{mín}}) \frac{c^2}{6} + \sigma_{\text{mín}} \frac{c^2}{2} \right) = 6245 \text{ kg-m} \quad As_5 = 5,35 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Zapata anterior

$$Mu = 1.4 \cdot \left((\sigma_{\text{máx}} - \sigma_3) \frac{a^2}{3} + \sigma_3 \frac{a^2}{2} - W_{pp} \frac{a^2}{2} \right) = -241 \text{ kg-m} \quad As_6 = 0,20 \text{ cm}^2/\text{m}$$

El acero mínimo es :

$$As_{\text{min}} = 0.0018 \cdot b \cdot d^2 = 5,67 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Nº de acero a usar =
 Espaciamiento = 0,20 m

USAR ϕ 1/2" @ 0,20 (As5 ; As6)

Refuerzo Transversal En Cada Capa : (usaremos 2 capas)

$$As7 = 0.0018 * b * t / 4 / 2 = 3,60 \text{ cm}^2/\text{m}$$

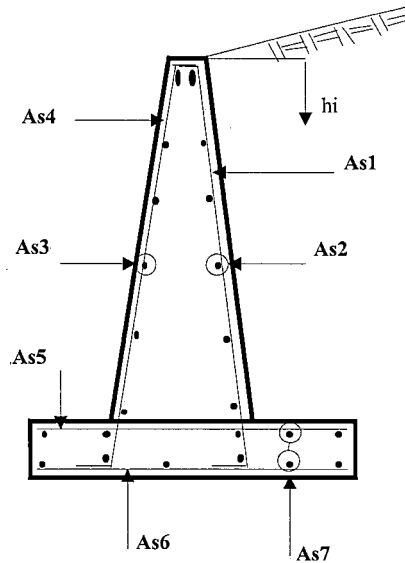
Nº de acero a usar =
 Espaciamiento = 0,15 m

USAR ϕ 3/8" @ 0,15 (As7)

Nota: Consideraremos 0,30m como espaciamiento máximo entre varillas.

EN RESUMEN TENEMOS :

- As1 5/8" @ 0,20
- As2 3/8" @ 0,35
- As3 3/8" @ 0,15
- As4 1/2" @ 0,25
- As5 1/2" @ 0,20
- As6 1/2" @ 0,20
- As7 3/8" @ 0,15



5.9 ACUEDUCTOS APOYADOS

5.9.1. Definición.

Los acueductos apoyados a diferencia de los canales que van “enterrados”, son estructuras que se proyectan apoyados sobre terreno natural o terrenos uniformemente compactados.

En los acueductos de gran tamaño se plantea la necesidad de optimizar el uso de la sección de concreto proyectando tirantes en la parte superior para limitar el desplazamiento lateral y por consiguiente disminuir los esfuerzos en las paredes del acueducto, Figura N° 5.4.

5.9.2. Criterios de Diseño.

En estas estructura el análisis del estado más critico es aquel en que éste se encuentra en servicio. Las fuerzas actuantes sobre la estructura serán la presión hidráulica interna y la reacción del terreno debido únicamente al peso de las paredes de concreto del canal, Figura N°5.4.

El esfuerzo principal se obtiene a partir de los diagramas de esfuerzos producidos por las fuerzas antes mencionadas.

En el sentido transversal se dispone refuerzo de temperatura con criterios similares a los mencionados para canales abiertos enterrados.

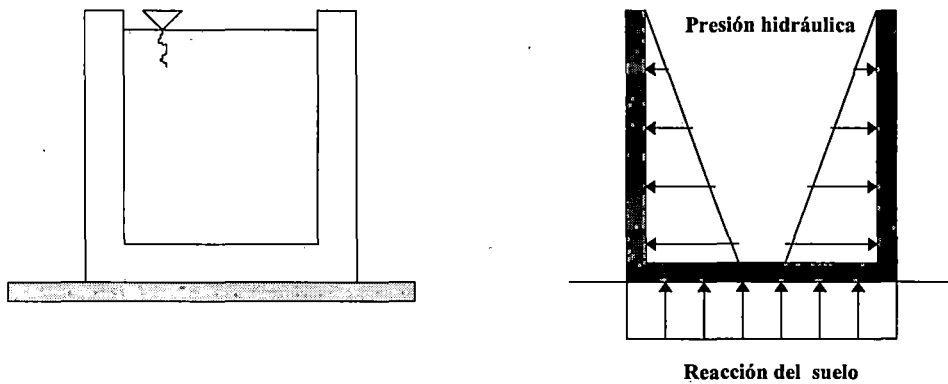


Figura N°5.4 Fuerzas actuantes sobre el acueducto aéreo

La fuerza sísmica generada por el agua se obtendrá mediante la siguiente expresión :

$$C = \frac{Cm}{2} * \left(\frac{y}{h} * \left(2 - \frac{y}{h} \right) + \sqrt{\frac{y}{h} * \left(2 - \frac{y}{h} \right)} \right) \dots\dots\dots (5-4)$$

Donde : $Pe = C \times j \times \gamma_a \times H \dots\dots\dots (5-5)$

$Me = 0.299 \times Pe \times y^2 \dots\dots\dots (5-6)$

$j = \frac{\text{Aceleración de Sismo}}{\text{Aceleración de la Gravedad}} \dots\dots\dots (5-7)$

Siendo :

C : Coeficiente adimensional que da la distribución y magnitud de las presiones

Cm : Valor máximo de C para un talud constante dado (ver Figura N°5.1).

y : Distancia vertical desde la superficie hasta la elevación en cuestión.

H : Profundidad total del nivel de agua.

j : Intensidad de sismo.

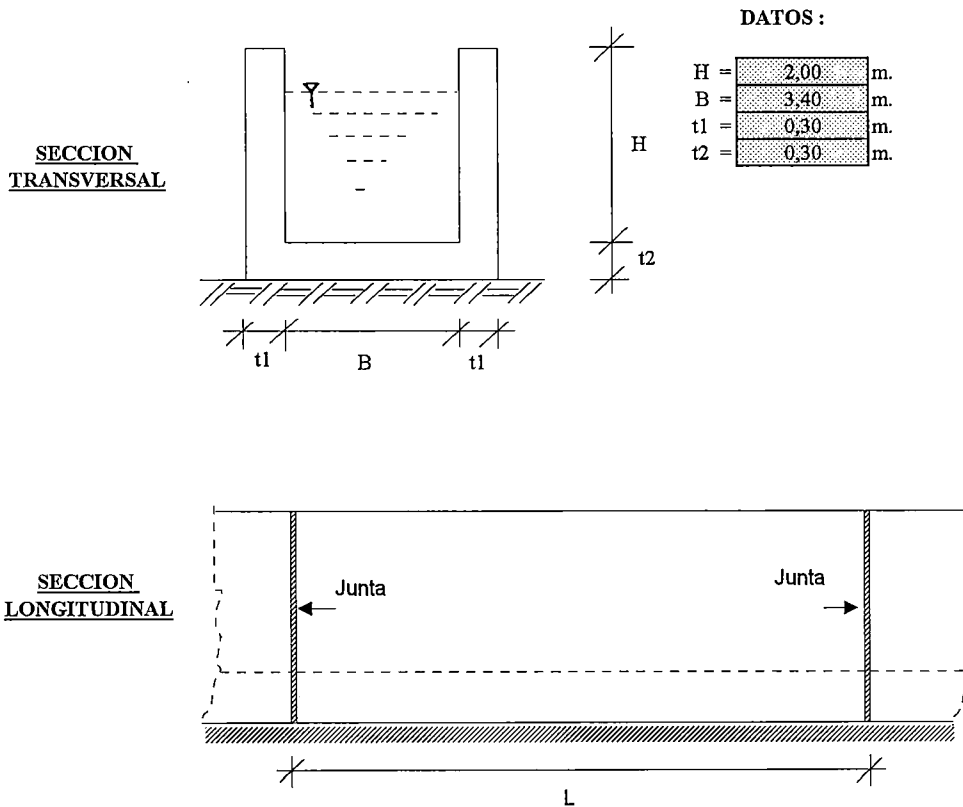
Pe : Aumento de las presiones a cualquier elevación.

Me : Momento total de vuelco.

5.9.3. Ejemplo.

Los parámetros y nomenclaturas empleados para el ejemplo que a continuación se muestra son convencionales, ya que para un cálculo real se debe trabajar con los datos de campo. Sin embargo el criterio si es el mismo.

GEOMETRIA DEL ACUEDUCTO APOYADO



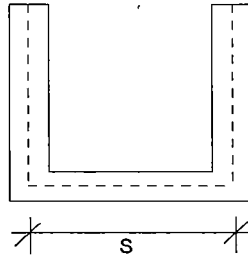
Nomenclatura y Parámetros de Diseño :

L (m) =	9,00	Longitud del canal apoyado.
γ (kg/m ³) =	2400	Peso específico del concreto.
r (m) =	0,05	Recubrimiento de losas y paredes.
f'c (kg/cm ²) =	210	Esfuerzo del concreto a la compresión.
f _y (kg/cm ²) =	4200	Esfuerzo de fluencia del acero.
σ_{adm} (kg/cm ²) =	2,50	Presión admisible del terreno
w =		Presión debido al peso propio de las paredes
M'		Momento último en losa en dirección longitudinal.
M		Momento último en losa en dirección transversal.

Para el análisis se considerará el caso más desfavorable, es decir cuando el canal este lleno.

DISEÑO DE LOSA TRANSVERSALMENTE

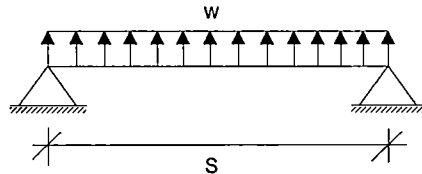
Sea w la reacción del terreno debido al peso de las paredes y M el momento generado por el mismo.



Analizándola como un marco apoyado por lo que tomaremos las dimensiones desde los ejes de los muros y 1,00m de profundidad.

$$S = 3,70 \text{ m.}$$

Reacción del terreno es:



La única carga actuante será el de las paredes ya que la losa y el agua actúan directamente sobre el terreno, por lo tanto tenemos:

Metrado de Cargas :

$$w = 720 \text{ kg / m}^2$$

El momento actuante será :

$$M = w \frac{S^2}{8} = 1232 \text{ kg - m / m}$$

Diseño por cargas de servicio :

Para lo cual usaremos los siguientes parámetros :

f_c (Kg/cm ²) =	94,50	Esfuerzo permisible del concreto para cargas de servicio (0,45*f' _c)
f_s (Kg/cm ²) =	1680	Esfuerzo permisible del acero para cargas de servicio (0,40*f _y)
d (m) =	0,24	Peralte efectivo de la losa
n =	9	Relación de módulos de elasticidad

$$K = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{n \cdot f_c}} = 0,336$$

$$j = 1 - \frac{K}{3} = 0,888$$

$$A_s = \frac{M}{f_s \cdot j \cdot d} \text{ ----- (1)}$$

El acero mínimo no adyacente al terreno y expuesta directamente al sol es :

$$A_{min} = 0,0020 \cdot b \cdot t^2 = 6,00 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Reemplazando en (1) tenemos :

$$A_{s1} = 3,38 \text{ cm}^2 / \text{m} < A_{min}$$

N° de acero a usar = 4
 Espaciamiento = 0,20 m

USAR ϕ 1/2" @ 0,20 (As1)

El acero As2 será tomado como Amin :

As2 = 6,00 cm² / m

N° de acero a usar = 4
 Espaciamiento = 0,20 m

USAR ϕ 1/2" @ 0,20 (As2)

DISEÑO DE LA LOSA LONGITUDINALMENTE

Considerando que el terreno esta compactado uniformemente no habría esfuerzos de flexión en la dirección longitudinal, por lo que sólo se le suministrará refuerzo mínimo por temperatura.

El acero mínimo no adyacente al terreno y expuesta directamente al sol es :

Amin = 0,0020*b*t2 = 6,00 cm² / m

N° de acero a usar = 4
 Espaciamiento = 0,20 m

USAR ϕ 1/2" @ 0,20 (As3)

El acero mínimo As4 adyacente al terreno es:

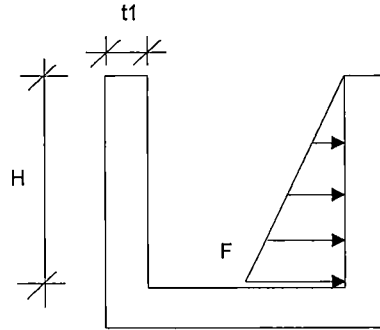
Amin = 0,0010*b*t2 = 3,00 cm²/m

N° de acero a usar = 3
 Espaciamiento = 0,20 m

USAR ϕ 3/8" @ 0,20 (As4)

DISEÑO DE LAS PAREDES

Cálculo de la presión del agua :



$H = 2,00 \text{ m.}$
 $t1 = 0,30 \text{ m.}$
 $d' = 0,24 \text{ m.}$
 $\gamma_a = \text{Peso específico del agua}$

$$F = \gamma_a * H = 2000$$

Por lo tanto el momento actuante es :

$$M'' = \frac{1 * F * H^2}{6} = \boxed{1333} \text{ kg -m/m}$$

Cálculo de la fuerza sísmica generada por el agua :

Sabemos que :

$$C = \frac{Cm}{2} * \left(\frac{y}{h} * \left(2 - \frac{y}{h} \right) + \sqrt{\frac{y}{h} * \left(2 - \frac{y}{h} \right)} \right) \text{ ----- a}$$

$$Pe = C * j * \gamma_a * H \text{ ----- b}$$

$$Me = 0,299 * Pe * y^2 \text{ ----- c}$$

$$j = \frac{\text{Aceleración del Terremoto}}{\text{Aceleración de la gravedad}}$$

Siendo :

- C = Coeficiente adimensional que da la distribución y magnitud de las presiones
- Cm = Valor máximo de C para un talud constante dado (ver Figura N°5.1)
- y = Distancia vertical desde la superficie hasta la elevación en cuestión
- H = Profundidad total del nivel de agua
- j = Intensidad del terremoto
- Pe = Aumento de la presión a cualquier elevación
- Me = Momento total de vuelco

$$At \text{ (m/s}^2\text{)} = \boxed{0,24} \text{ Aceleración del terremoto}$$

$$Ag \text{ (m/s}^2\text{)} = \boxed{1,00} \text{ Aceleración de la gravedad}$$

De la Figura N° 5.4 tenemos que :

$$\text{para un } \phi = 0^\circ \text{ Cm} = \boxed{0,73}$$

La fuerza de sismo será máxima cuando $y = H$

Reemplazando en (a) tenemos :

$$C = 0,73$$

Reemplazando en (b) tenemos :

$$P_e = 350 \text{ kg/m}^2$$

Reemplazando en (c) tenemos :

$$M_e = 419 \text{ kg-m/m}$$

Cálculo de la fuerza sísmica debido al peso propio de la pared :

Sabemos que :

$$F_s = \frac{Z * U * S * C * P_p}{R} \text{ ----- (d)}$$

Siendo :

Z =	0,40	
U =	1,50	
S =	1,40	
C =	2,50	
R =	7,50	
P _p =	1440	kg / m

Reemplazando en (d) tenemos :

$$F_s = 406 \text{ kg/m}$$

Por lo tanto el momento actuante debido a esta fuerza es :

$$M_s = \frac{F_s * H}{2} = 406 \text{ kg-m/m}$$

El momento total actuante sobre la pared es :

$$M_{tp} = M_e + M'' + M_s = 2158 \text{ kg-m/m}$$

El acero mínimo vertical es :

$$A_{min \text{ vertical}} = 0,0015 * b * t_1 = 4,50 \text{ cm}^2/m$$

Reemplazando en (1) tenemos :

$$A_{s5} = 5,93 \text{ cm}^2/m > A_{min \text{ vertical}}$$

N° de acero a usar =	4
Espaciamiento =	0,20

USAR ϕ 1/2" @ 0,20 (As5)

El acero As6 será tomado como acero mínimo vertical :

$$A_{s6} = 4,50 \text{ cm}^2/m$$

N° de acero a usar =	4
Espaciamiento =	0,25

USAR ϕ 1/2" @ 0,25 (As6)

El acero mínimo As7 no adyacente al terreno y expuesta directamente al sol es :

$$A_{min} = 0,0020 * b * t_1 = \quad \mathbf{6,00} \quad \mathbf{cm^2/m}$$

N° de acero a usar = 4
 Espaciamiento = 0,20

USAR ϕ 1/2" @ 0,20 (As7)

Cálculo de la presión actuante sobre el terreno : (Considerado para 1,00m de profundidad)

Para que el terreno sea capaz de soportar la carga que actúa sobre ella debe cumplirse que la presión admisible final debe ser mayor al de la presión actuante, es decir :

$$\sigma_{act} < \sigma_{adm\ final}$$

Debido al análisis sísmico la presión admisible final es :

$$\sigma_{adm\ final} = 1,33 * \sigma_{adm} = \quad \mathbf{3,33} \quad \mathbf{kg / cm^2}$$

$$\sigma_{act} = \frac{W_{agua} + W_{losa} + W_{peredes}}{\text{Area de apoyo del canal}} = \quad \mathbf{3,14} \quad \mathbf{kg / cm^2} \quad \mathbf{Ok !}$$

Cálculo del Control de Fisuración :

El refuerzo de tracción por flexión deberá distribuirse adecuadamente en las zonas de tracción máximas de un elemento de tal modo de obtener un valor " Z " menor o igual 17000 kg/cm que corresponde a una fisura igual a 0,02cm.

Estos valores son menores que los que dá el ACI - 318.

El valor de " Z " de acuerdo al ACI - 350 se calculará mediante la siguiente expresión:

$$Z = f_s * \sqrt[3]{d_c * A'} \leq 17000 \text{ Kg / cm}$$

Según el RNC (11.7.2), fs puede estimarse como:

$$f_s = \frac{M}{(0,90 * d' * A_s)} \quad \text{ó} \quad 0,60 * f_y$$

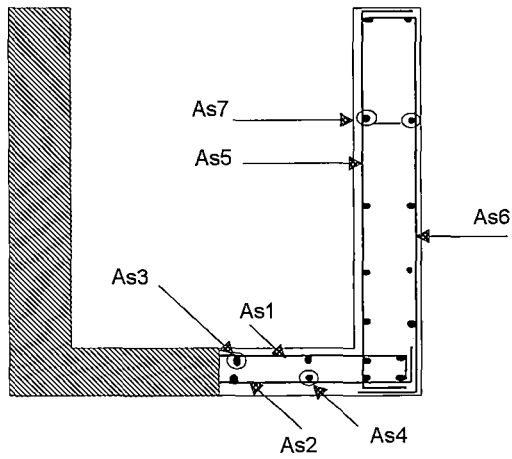
Donde:

fs (kg/cm2) =	1552	Esfuerzo de trabajo del acero.
dc (cm) =	5,60	Distancia de la fibra exterior en tracción al centro de la varilla más cercana a ella.
A' (cm2) =	224	Area efectiva en tracción del concreto que rodea al refuerzo principal de tracción y que tiene el mismo centroide que este refuerzo, dividido entre el número de barras.
M (kg-m) =	2158	Momento flector en condiciones de servicio.
d' (cm) =	24,40	Peralte efectivo.
As (cm2) =	6,33	Area del refuerzo en tracción.

Luego tenemos :

$$Z \text{ (kg / cm)} = \quad \mathbf{16734} \quad \mathbf{Ok! < 17000}$$

EN RESUMEN TENEMOS :



- As1 1/2" @ 0,20
- As2 1/2" @ 0,20
- As3 1/2" @ 0,20
- As4 3/8" @ 0,20
- As5 1/2" @ 0,20
- As6 1/2" @ 0,25
- As7 1/2" @ 0,20

CAPITULO VI

6.0 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

1.- El factor de presión neutra es empleada para el cálculo de la presión lateral del terreno sobre una estructura, cuando la construcción es rígida, es decir no presenta nada o casi nada de deformación.

Sin embargo el factor de presión activa calculada por el método de Mononobe - Okabe es empleada cuando se trata de construcciones flexibles, es decir presenta deformación, además este método considera el efecto sísmico.

2.- Las características de los suelos presentados en el Capítulo III sólo son válidos para un primer predimensionamiento, ya que los cálculos finales de diseño se efectuarán con las características de suelos proporcionados por el especialista en Geotécnia.

3.- Los cuantías de refuerzo por temperatura empleados en el presente trabajo sólo son válidos para estructuras en donde el flujo de agua presenta un valor máximo de $7.00\text{m}^3/\text{s}$.

Sin embargo los criterios sí son válidos para caudales mayores, teniendo en cuenta nuevas cuantías de refuerzo por temperatura.

4.- Para el caso del puente vehicular del tipo Losa el AASHTO establece que el esfuerzo mínimo a la compresión del concreto a emplearse debe ser de 280 kg/cm^2 (sólo para la losa). Mientras para la losa del puente tipo Vigas T el concreto sí puede considerarse de 210kg/cm^2 a más.

5.- El análisis dinámico de empujes de tierra sobre muros de contención puede ser realizado por medio de modelos numéricos refinados como el de los elementos finitos aplicados al cálculo elastoplástico de interacción dinámica suelo-estructura.

El método de los elementos finitos es particularmente atractivo para la elaboración de un modelo numérico del problema debido a su capacidad para representar geometrías y condiciones de frontera complejas. Además, puede implementarse leyes de comportamiento diferentes para el material que forma el muro y para el suelo.

BIBLIOGRAFIA Y REFERENCIAS

- 1.- EDWARD G. NAWY, P.E., Concreto Reforzado un enfoque básico, Editorial Melo, México, 1993, Segunda Edición en Español.
- 2.- TEODORO E. HARMSSEN, J. PAOLA MAYORCA, Diseño de Estructuras de concreto Armado, Editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú, Marzo de 1997; Primera Edición.
- 3.- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, Capítulo de Estudiantes de la Universidad Nacional de Ingeniería, Cimentaciones de Concreto en Edificaciones, ACI-UNI, Lima, 1993, Segunda Edición.
- 4.- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, Capítulo de Estudiantes de la Universidad Nacional de Ingeniería, Diseño de Obras Hidráulicas, ACI-UNI, Lima, 1993, Primera Edición.
- 5.- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, Capítulo de Estudiantes de la Universidad Nacional de Ingeniería, Puentes Análisis, Diseño y Construcción, ACI-UNI, Lima, 1993, Primera Edición.
- 6.- T. WILLIAM LAMBE, ROBERT V. WHITMAN, Mecánica de Suelos, Editorial Limusa, México, 1981, Tercera Edición.
- 7.- EULALIO JUAREZ BADILLO, ALFONSO RICO RODRIGUEZ, Mecánica de Suelos, Tomo III Flujo de Agua en Suelos, Editorial Limusa, México, 1980, Quinta Edición.
- 8.- MISION HOLANDESA EN COORDINACION CON LA DIRECCION DE INGENIERIA Y DE FORMULACION DE PROYECTOS, Manual de Puentes, Primera Edición.
- 9.- MISION HOLANDESA EN COORDINACION CON LA DIRECCION DE INGENIERIA Y DE FORMULACION DE PROYECTOS, Manual de Alcantarilla, Primera Edición.
- 10.- WINTER, GEORGE, Proyecto de Estructuras de hormigón, Editorial Reverté, Trad. Sebastián Ruscalleda Gallart, Barcelona, 1977, Primera Edición.
- 11.- FREDERICK S. MERRITT, Manual del Ingeniero Civil, Editorial Libros McGraw-Hill, México, 1982, Primera Edición.
- 12.- FERNANDO OSHIRO HIGA, Fórmulas Estructurales, Auspiciado por el Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONCYTEC), Editorial Rumí Maquí S.R.L. ,Perú 1984.

13.- FRANCISCO JAVIER DOMINGUEZ S. , Hidráulica, Editorial Universitaria, Chile, 1978, Quinta Edición.

14.- Reglamento Nacional de Construcciones, CAPECO, Lima, 1997, Décima Sexta Edición.

15.- AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS, AASHTO, EE.UU., 1996, Décima Sexta Edición.

16.- PASQUEL CARBAJAL E., Tópicos de Tecnología del Concreto en el Perú, Libro 17 de la colección del Ingeniero Civil, Lima, 1992-1993.

17.- PORTLAND CEMENT ASSOCIATION, Desing of Concrete Tanks without Prestressing, PCA, Estados Unidos, 1993.

18.- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, I Congreso Nacional de Ingeniería Estructural y Construcción, Publicación Especial, Lima, 1999, Volumen N°1.

CAPITULO VII

7.0 PLANOS