

CAPÍTULO I ANTECEDENTES

CAPÍTULO I ANTECEDENTES

1.1. Introducción

En los últimos años, 2006 - 2013, la construcción de infraestructuras para la producción y el desarrollo se ha incrementado significativamente. El diseño de sistemas de riego ha sido objeto de atención por los gobiernos de turno; en los pasos de quebradas de estos sistemas, los puentes de hormigón armado se emplean con regularidad. Estos puentes son proyectados con un esquema estático, simplemente apoyado, en el cual los elementos resistentes de la superestructura no son de una composición monolítica, es decir que no existe continuidad en sus tramos.

1.2. Identificación del problema

En el sistema de riego Guadalquivir-Cenavit-Calamuchita, en el tramo comprendido entre las progresivas 1+328 a 1+373, a la altura de la comunidad de Ancón Chico, se encuentra un desnivel topográfico significativo, una quebrada seca, que necesita una obra de arte para el normal funcionamiento del sistema de riego; en este, caso un puente canal de aproximadamente 45.00 mts de largo.

La Gobernación del Departamento de Tarija, Sección Uriondo, tiene interés en mejorar sus sistemas productivos y uno de sus proyectos es la construcción del “Sistema de Riego Guadalquivir-Cenavit-Calamuchita”

Con este sistema en proceso de construcción se hace necesario el diseño de obras de arte mayor que se adecuen a las necesidades del proyecto y brinden una alternativa novedosa al diseño de puentes realizados en nuestro medio.

1.3. Justificación

Las estructuras hiperestáticas despiertan bastante interés en el autor del presente trabajo y son estas las preferidas, cuando pueden ser usadas, por la mayoría de los proyectistas de estructuras por sus menores dimensiones y sus capacidades de redistribuir esfuerzos; por lo tanto, con la elaboración del presente proyecto de ingeniería civil se busca adquirir nuevos conocimientos en el diseño de puentes hiperestáticos.

1.4. Objetivos

1.4.1. General

- Realizar el Diseño Estructural de un Puente Canal Continuo de hormigón armado para el Sistema de Riego Guadalquivir-Cenavit-Calamuchita Tramo 1+328 A 1+373 en la comunidad de Ancón Chico – Tarija, con aplicación de herramientas informáticas como la hoja de cálculo EXCEL y el programa de cálculo estructural SAP 2000 y el empleo de las normativas CBH-87 y EHE-98.

1.4.2. Específicos

- Verificar el levantamiento topográfico mediante el uso de un GPS estacionario de doble frecuencia.
- Realizar el estudio de suelos de acuerdo con el manual de ensayos de suelos y materiales de la Administradora Boliviana de Carreteras.
- Dimensionar los elementos del puente mediante criterios técnicos y económicos de máxima eficiencia y mínimo costo.
- Elaborar planos y detalles constructivos considerando las prácticas habituales de dibujo y detallamiento estructural vigentes en el medio.
- Elaborar los precios unitarios y el presupuesto empleando los criterios de las Normas Básicas del Sistema de Administración de Bienes y Servicios (NB-SABS).
- Elaborar el cronograma de ejecución de acuerdo con el plan de ejecución de obra.

1.5. Alcance del proyecto

1.5.1. Limitaciones

El presente proyecto abarcará el diseño y cálculo de una estructura, aplicando los conceptos adquiridos en las materias correspondientes cursadas en la carrera de Ingeniería Civil; para ello se emplearán todas las simplificaciones de diseño que sean convenientes, sin perder la objetividad en el mismo; aunque la normativa empleada no tiene las calidades de hormigón y acero empleados en el proyecto, éstas son comunes en el mercado.

1.6. Localización

El puente canal que se plantea diseñar estructuralmente en la propuesta de proyecto, se localiza en el sistema de Riego Guadalquivir-Cenavit-Calamuchita Tramo 1+328 A 1+373 Ancón Chico – Tarija, provincia Avilés, departamento de Tarija. (E 327891; N 7608737 en

un sistema de referencia WGS-84) y con una latitud Sur de 21° 36' 58.18" y longitud Oeste de 64° 39' 45.99". (Imagen 4)



Imagen 1 Mapa de Bolivia.

Imagen 2 Mapa de Sudamérica.



Imagen 3 Mapa del departamento de Tarija.

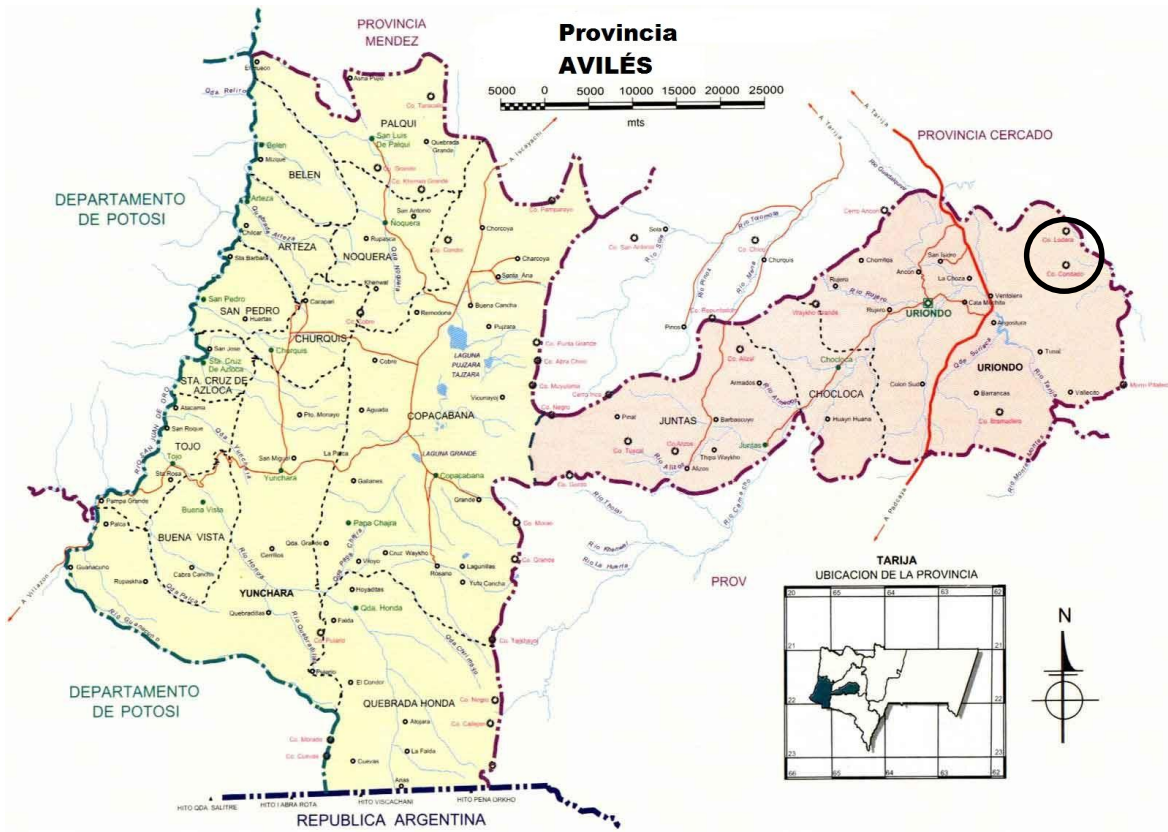


Imagen 4 Mapa de la provincia Avilés.

1.7. Beneficiarios

Como beneficiarios del proyecto se encuentran las comunidades que pertenecen a la primera sección de la provincia Avilés: Ancón Grande, Ancón Chico, Pampa La Villa Grande, Pampa La Villa Chica, CENAVIT, Chorrillo Bajo, La Compañía, Colón Norte, Valle Bajo, La Higuera, Calamuchita y Muturayo.

CAPÍTULO II MARCO TEÓRICO

CAPÍTULO II MARCO TEÓRICO

1.1. Idealización de la estructura

En el presente diseño estructural se debe realizar una idealización de la estructura por analizar, para definir su comportamiento ante las solicitaciones y la respuesta de sus elementos. Para llevar a cabo este propósito, si las dimensiones en un eje son mayores a las dimensiones en los otros dos ejes, puede tratarse como un elemento lineal, como ser losas armadas en una dirección, vigas y columnas. En este proyecto no se cuenta con losas armadas en dos direcciones, siendo estos elementos de superficie donde una dimensión es pequeña en comparación con las otras dos. En el caso de las zapatas, hay varios métodos que simplifican su análisis, siendo estos elementos de volumen; debido a estas simplificaciones pueden tratarse como elementos lineales. Para el caso de ménsulas, se explica en 2.4.

Longitudinalmente se considera el canal como una viga, transversalmente se diseña como una losa unidireccional.

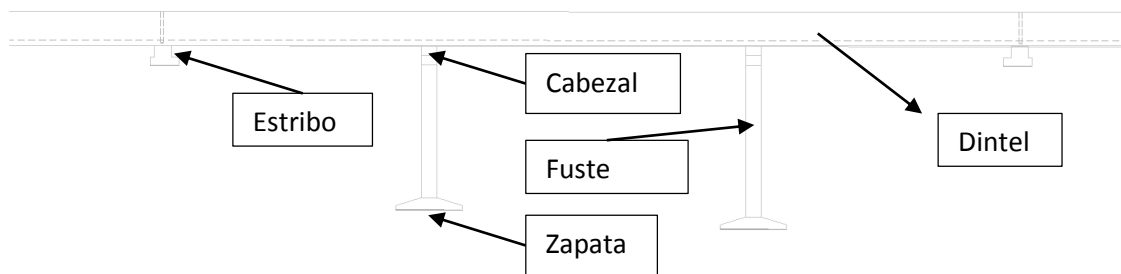


Imagen 1 Vista longitudinal del puente canal.

1.2. Cálculo de losas de hormigón armado

Para el cálculo de losas de hormigón armado deben considerarse los conceptos de diseño estructural en este material, siendo las ecuaciones constitutivas y sus respectivos diagramas los que deben tenerse en cuenta; para ello el autor emplea el diagrama rectangular para todos los cálculos en hormigón armado.

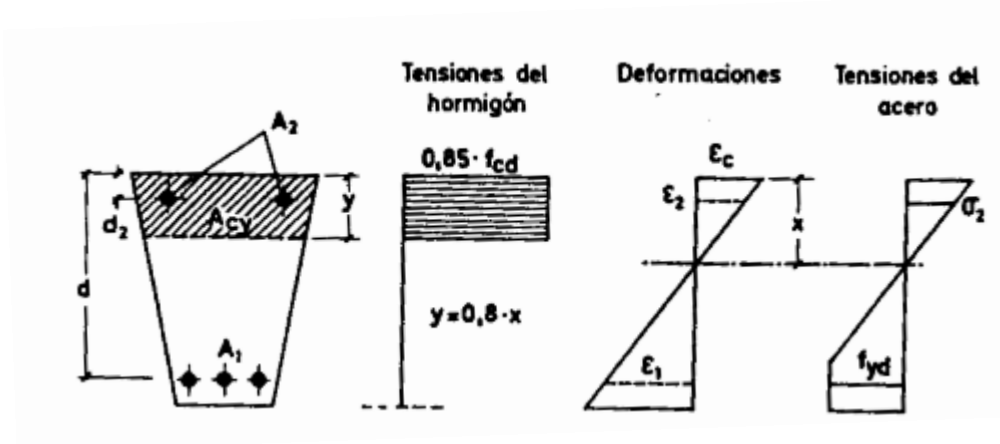


Imagen 2 Diagrama rectangular de tensiones.

En las losas la sollicitación preponderante es la de flexión longitudinal; para esto debe realizarse el análisis estructural considerando todas las cargas actuantes, evaluar los momentos flectores en las situaciones críticas y las combinaciones adecuadas para encontrar la combinación de carga más desfavorable de la pieza; este procedimiento se realiza para todos los elementos.

Las losas armadas en una dirección pueden analizarse para una franja de un metro de ancho; este es el criterio que se emplea en el análisis y diseño en el presente proyecto.

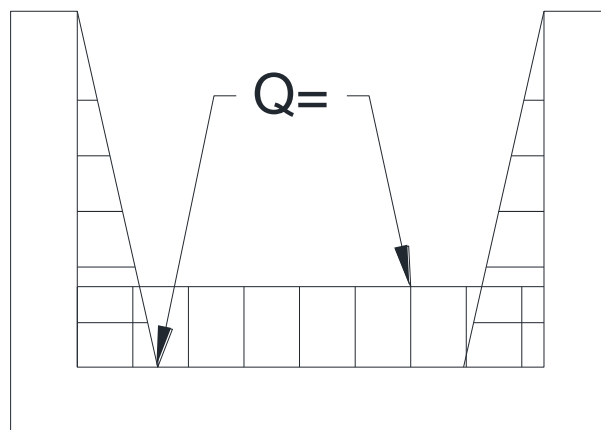


Imagen 3 Sección transversal del canal (sin dimensiones).

De donde se obtienen los momentos flectores y las fuerzas cortantes.



Imagen 4 Diagrama de momentos flectores en la sección transversal del canal.



Imagen 5 Diagrama de fuerzas cortantes en la sección transversal del canal.

Al ser sometidos estos elementos a flexión y corte, las ecuaciones empleadas son las siguientes.

Para flexión:

$$M_{\text{lím}} = 0.252 * f_{cd} * b * d^2$$

Ecuación 1 Momento límite para la sección sin armadura de compresión.

$$y = d * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0.425 * b * d^2 * f_{cd}}} \right]$$

Ecuación 2 Profundidad del eje neutro – Bloque rectangular.

$$A_s = \frac{0,85 * f_{cd} * y * b}{f_{yd}}$$

Ecuación 3 Área de acero.

Donde

M_{lim} = Momento límite para una sección si armadura a compresión [N*m].

M_d = Momento de diseño, momento de las cargas de servicio mayorado por los factores de carga [N*m].

f_{cd} = Resistencia de cálculo del hormigón, resistencia característica f_{ck} dividida por un coeficiente de minoración γ_c [Pa].

f_{yd} = Resistencia de cálculo del acero, límite elástico característico f_{yk} dividida por un coeficiente de minoración γ_s [Pa].

d = Canto útil de la sección [m].

b = Base de la sección [m].

y = Base del rectángulo equivalente de compresiones del hormigón. [m].

A_s = Área de acero [m²].

Para corte:

$$V_{cu} = f_{cv} * b_0 * d$$

Ecuación 4 Esfuerzo cortante último por tracción del alma.

$$f_{cv} = 0,131 * \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

Ecuación 5 Resistencia virtual a cortante del hormigón.

$$V_{cu} \geq V_u$$

Ecuación 6 Verificación para piezas sin armadura de cortante.

Donde:

V_{cu} = Esfuerzo cortante último por tracción del alma [N].

f_{cv} = Resistencia virtual a cortante del hormigón [MPa].

b_0 = Ancho del alma de la pieza [m].

d = Canto útil de la sección [m].

V_u = Cortante de diseño, cortante de las cargas de servicio mayorado por los factores de carga [N].

1.3. Cálculo de vigas de hormigón armado

Las vigas, al ser elementos lineales, están sometidas a cargas sobre su eje longitudinal. Las sollicitaciones preponderantes son las de flexión y corte; para ello debe seguirse el

procedimiento que se explicó en el punto 2.2. Una vez encontradas las solicitaciones el armado, debe verificarse según la normativa para que en ningún caso se esté en contra de la seguridad.

En el análisis longitudinal pueden apreciarse las siguientes características:

Cargas, éstas constituyen el peso propio y la carga de agua; el caso más desfavorable es que exista alguna interferencia en el canal aguas abajo y se genere un remanso que eleve el nivel de agua hasta llenar el puente canal; de esta manera tendríamos este esquema de cargas.

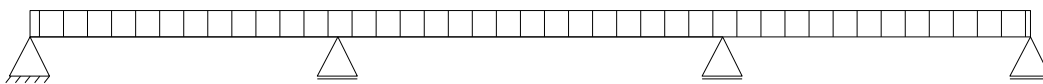


Imagen 6 Vista longitudinal de las cargas.

Esta composición de cargas corresponde a la siguiente relación de luces, en la que se aprovecha mejor la sección.

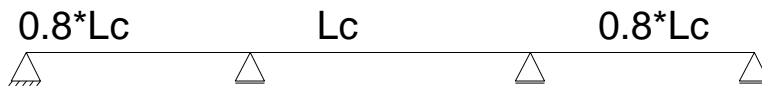


Imagen 7 Relación de luces.

Las cargas constituyen el peso propio de la sección y el peso del agua con sólidos en suspensión, como se muestra en el siguiente gráfico.

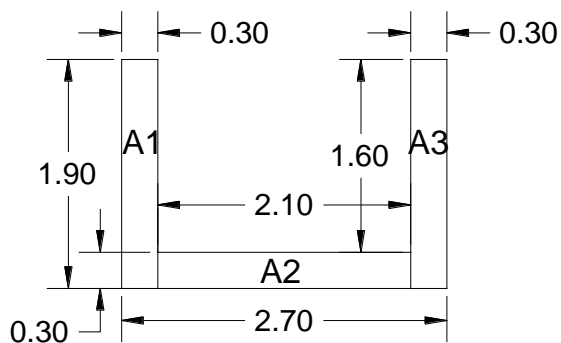


Imagen 8 Sección transversal del canal acotada en metros.

Área	bi [m]	hi [m]	Ai[m2]
A1	0.3	1.9	0.57
A2	2.1	0.3	0.63
A3	0.3	1.9	0.57
		Σ	1.77

Tabla 1 Propiedades geométricas de la sección transversal - Área.

Donde con una densidad de 2400 [kg/m³] obtenemos una carga de 41.7 [kN/m]; de manera análoga para la carga del agua con una densidad de 1100 [kg/m³], se obtiene una carga de 36.3 [kN/m]. La carga de granizo no es considerada por el principio de Arquímedes.

Entre las cargas consideradas está la posible sedimentación¹ por obstrucción aguas abajo en el canal; se considera una altura de sedimentos de 30 [cm] con un peso específico de 30.0 [kN/m³]. Con estas condiciones se obtienen las siguientes cargas; carga de sedimentos de 18.9 [kN/m] y carga de agua de 29.5 [kN/m].

Para el esquema estructural elegido se obtienen los siguientes diagramas de momentos flectores y fuerzas cortantes.²

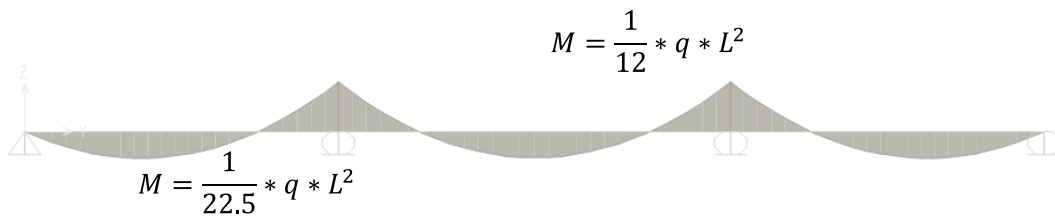


Imagen 9 Esquema de momentos flectores de las vigas.

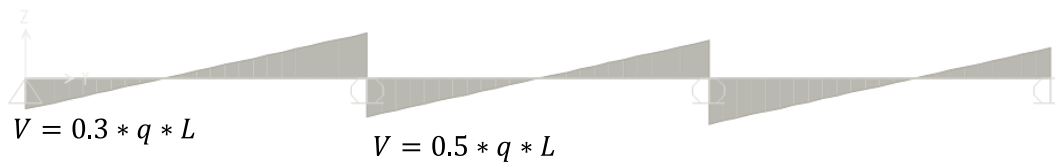


Imagen 10 Esquema de fuerzas cortantes de las vigas.

Las combinaciones de carga son las siguientes:

$$S_D = \gamma_{fq} * E_a + \gamma_{fg} * P_p$$

Ecuación 7 Combinación de cargas.

Donde:

S_D = Solicitación de diseño.

γ_{fq} = Factor de mayoración de cargas vivas (1.6).

γ_{fg} = Factor de mayoración de cargas muertas (1.6).

E_a = Solicitaciones debido al empuje del agua y al empuje de sedimentos.

P_p = Peso propio.

Cuando se toma en cuenta las cargas de viento la combinación de cargas es la siguiente:

¹ La sedimentación puede verse en el anexo sedimentación.

² Las ecuaciones empleadas están demostradas en el anexo ecuaciones.

$$S_D = 0.9 * (\gamma_{fg} * G + \gamma_{fg} * Q) + 0.9 * \gamma_{fg} * W$$

Para lo cual se obtienen las ecuaciones de las solicitaciones.

$$M_u = M_{Amax} * \gamma_{fq} + M_{Ppmax} * \gamma_{fg}$$

Ecuación 8 Momento de diseño.

$$V_u = V_{Eamax} * \gamma_{fq} + V_{Ppmax} * \gamma_{fg}$$

Ecuación 9 Cortante de diseño.

Donde:

M_{Amax} = Momento máximo debido al empuje de agua [N*m].

M_{Ppmax} = Momento máximo debido al peso propio [N*m].

M_u = Momento último o de diseño [N*m].

V_{Eamax} = Cortante máximo debido al empuje de agua [N].

V_{Ppmax} = Cortante máximo debido al peso propio [N].

V_u = Cortante último o de diseño [N].

Para la flexión, una vez obtenidas el área de acero como se describe en 2.2 deben hacerse las siguientes verificaciones:

Armadura mínima

Según la normativa boliviana CBH-87, la cuantía geométrica mínima en vigas debe ser de 3.3 por mil; se puede reducir según la siguiente ecuación cuando la cuantía requerida por flexión sea muy pequeña y la armadura mínima muy grande; pero se debe verificar que no se produzca una rotura frágil.³

$$A_s \leq 0.04 * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} * A_c$$

Ecuación 10 Verificación de rotura frágil.

$$\alpha = 1.5 - 12.5 * \left(\frac{A_s * f_{yd}}{A_c * f_{cd}} \right)$$

Ecuación 11 Factor de mayoración de armadura.

Donde:

α = Factor de mayoración de armadura.

A_s = Área de acero [m²].

A_c = Área de hormigón [m²].

³ Jiménez – García - Morán, Hormigón Armado, Edición 14, pag 235.

El factor α se emplea para mayorar la armadura de flexión, de manera tal que se cumplan las anteriores condiciones.

Para el diseño a corte se emplean las siguientes ecuaciones:

$$V_{rd} = V_u \leq V_{u1} = 0.30 * f_{cd} * b * d$$

Ecuación 12 Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del hormigón del alma.

$$V_{rd} = V_u \leq V_{u2} = V_{cu} = f_{cv} * b_0 * d$$

Ecuación 13 Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción oblicua del alma.

$$V_{cu} \geq V_u$$

Ecuación 14 Comprobación para la determinación de armadura.

En el caso de que el hormigón tenga la resistencia adecuada para resistir el corte por sí mismo, se debe proveer una armadura mínima para prever la rotura frágil.

$$V_{su} = 0.9 * \frac{d}{s} * A_{st} * f_{yd}$$

Ecuación 15 Resistencia al corte proporcionado por la armadura.

Donde:

V_{su} = Resistencia al corte proporcionado por la armadura [N].

d = Canto útil de la sección [m].

s = Separación de los estribos [m].

A_{st} = Área de acero transversal, considerando la cantidad de piernas [m²].

Cuando se toma en cuenta las cargas de viento, éstas provocan una flexión esviada, ya que las solicitaciones no están contenidas en el plano de simetría. Para tomar en cuenta estos efectos, pueden emplearse los ábacos adimensionales en roseta o la reducción a flexión recta.

Si se emplea la reducción a flexión recta se presentan dos soluciones: fórmula simplificada de Jiménez Montoya y el método de las hiperelipses:

a) Ábacos adimensionales en roseta

Donde se reducen los momentos flectores en ambos ejes

$$\mu_x = M_{xd} / (U_c * h_y)$$

Ecuación 16 Momento reducido alrededor del eje x.

$$\mu_y = M_{yd} / (U_c * h_x)$$

Ecuación 17 Momento reducido alrededor del eje y.

$$U_c = f_{cd} * A_c$$

Ecuación 18 Capacidad mecánica del hormigón.

$$v = N_d / U_c$$

Ecuación 19 Axil reducido.

Donde:

M_{xd} = Momento de diseño del eje x [kN*m].

M_{yd} = Momento de diseño del eje y [kN*m].

Los momentos reducidos son clasificados así: el mayor es μ_1 y el menor μ_2 ; con estos momentos reducidos se ingresa a los ábacos⁴ correspondientes y en el cuadrante determinado por v se encuentra ω , con esta cuantía mecánica se encuentra la capacidad mecánica del acero:

$$U_s = \omega * U_c$$

Ecuación 20 Capacidad mecánica del acero.

b) Fórmula simplificada de Jiménez Montoya

Como el método anterior se determina μ_1 y μ_2 , con v se ingresa en la siguiente tabla para determinar el valor de β .

Tabla 2 Método de Jiménez Montoya.

v	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1	1.1	1.2
β	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5

Obtenido el valor de β , se emplea la siguiente ecuación:

$$\mu = \mu_1 + \beta * \mu_2$$

Ecuación 21 Momento flector equivalente en flexión recta, fórmula de Jiménez Montoya.

Donde el cálculo de la cuantía mecánica es inmediato (según el tipo de sección, debe emplearse el diagrama adecuado).

c) Método de las hiperelipses

Con los procedimientos anteriores se utiliza el exponente α que se determina con la siguiente ecuación:

$$\alpha = \frac{\log 2}{\log(1 + \beta)}$$

Ecuación 22 Exponente método de las hiperelipses.

⁴ Los ábacos empleados en el cálculo se encuentran en el anexo ábacos y diagramas.

El coeficiente β se puede interpolar de la tabla anterior.

Donde el momento equivalente en flexión recta se determina con la siguiente fórmula:

$$\mu = (\mu_x^\alpha + \mu_y^\alpha)^{1/\alpha}$$

Ecuación 23 Momento equivalente en flexión recta método de las hiperelipses.

Donde el cálculo de la cuantía mecánica es inmediato (según el tipo de sección, debe emplearse el diagrama adecuado).

1.4. Cálculo de estribos y pilas

1.4.1. Estribos

Son los que proveen soporte a la superestructura, establecen la conexión entre la superestructura y el terraplén, son diseñados para soportar la carga de la superestructura la cual es transmitida por medio de los elementos de apoyo.

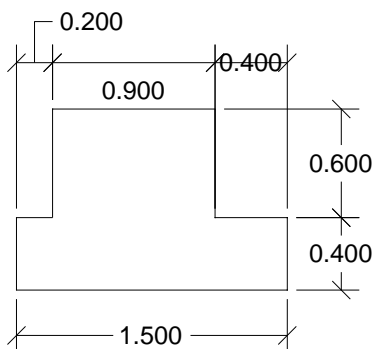


Imagen 11 Sección transversal del estribo.

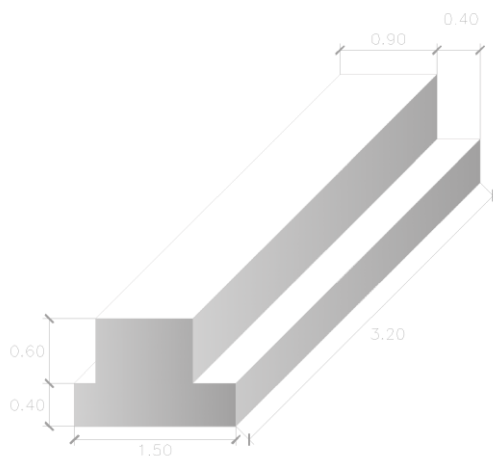


Imagen 12 Vista tridimensional del estribo.

Para su diseño se parte de las reacciones de la viga en los extremos y se procede de la siguiente manera.

$$\sigma = \frac{N}{a' * b'} + \gamma_h * h \leq \sigma_{t, adm}$$

Ecuación 24 Verificación de las presiones del suelo en el estribo.

Donde:

σ = Esfuerzo del suelo producido por las cargas de servicio [MPa].

$\sigma_{t, adm}$ = Esfuerzo admisible del suelo [MPa].

N = Carga de servicio [N].

a' y b' = Dimensiones en planta del estribo [m].

h = Altura del estribo [m].

γ_h = Peso específico del hormigón armado [kN/m³].

Con las dimensiones de proyecto se verifica que la presión del suelo sea menor que la admisible.

$$M_d = \frac{N_d}{2 * a_2} * \left(\frac{a_2 - a_1}{2} + 0.15 * a_1 \right)^2$$

Ecuación 25 Momento flector de diseño.

Con las dimensiones del elemento se procede a determinar el momento flector y la cantidad de acero según 2.2, verificándose la cuantía mínima como si fuera una losa, es decir 1.8 por mil.

1.4.2. Pilas

Para el cálculo de la pila se debe distinguir tres elementos: el cabezal, el fuste y la zapata.

Cabezal

Los cabezales de pilas pueden diseñarse como ménsulas cortas.

Las ménsulas cortas son elementos que pertenecen a una zona de discontinuidad⁵, la presencia de una carga concentrada es de carácter mecánico, y la variación brusca del canto es de carácter geométrico.

Se debe tener en cuenta que en las ménsulas cortas los estribos verticales son inoperantes.

Para el diseño en hormigón armado según la normativa se deben verificar las siguientes ecuaciones.

⁵ García, Morán y Arroyo, Hormigón Armado, Edición 15, pag 347.

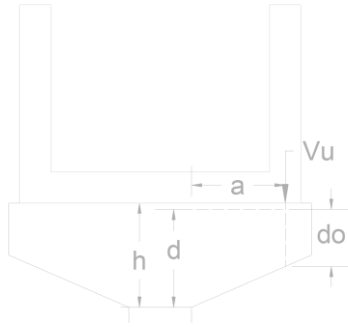


Imagen 13 Esquema de ménsula corta.

$$a \leq d$$

Ecuación 26 Verificación del canto útil y la línea de acción de la carga.

$$d_0 \geq \frac{d}{2}$$

Ecuación 27 Verificación del canto útil de la ménsula.

Donde:

a = Línea de acción de la carga [m].

d = Canto útil en la sección adyacente al soporte [m].

d_0 = Canto útil de la ménsula [m].

Las solicitaciones para el diseño, partiendo de la carga transmitida por las vigas son las siguientes:

$$F_{hd} = 0.2 * F_{vd}$$

Ecuación 28 Relación entre fuerza horizontal y vertical.

$$V_d = F_{vd}$$

Ecuación 29 Fuerza cortante.

$$N_d = F_{hd} \leq F_{vd}$$

Ecuación 30 Tracción horizontal.

$$M_d = F_{vd} * a + F_{hd} * (h - d)$$

Ecuación 31 Momento flector.

Donde

F_{vd} = Fuerza de corte vertical de diseño [N].

F_{hd} = Fuerza de corte horizontal de diseño [N].

Para lo cual se calcula las armaduras de la siguiente manera:

Cálculo de Asf de manera análoga al diseño de flexión mostrado en 2.2

Cálculo de A_{sn}

$$A_{sn} = \frac{N_d}{f_{yd}}$$

Ecuación 32 Cálculo de A_{sn} .

Cálculo de A_{sv}

$$A_{sv} = \frac{V_d}{f_{yd} * \cot(\theta)}$$

Ecuación 33 Cálculo de A_{sv} .

$$A_{1\ min} = 0.04 * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} * b * d$$

Ecuación 34 Cálculo de la armadura mínima.

Selección de la armadura 1

$$A_1 = \text{Max} \left[\begin{array}{l} A_{sf} + A_{sn} \\ 2/3 * A_{sv} + A_{sn} \\ 0.04 * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} * b * d \end{array} \right]$$

Ecuación 35 Armadura a flexión principal.

Para el cálculo de la armadura A_2 se verifica la condición entre A_{sf} y A_{sv} , si A_{sf} es igual a $2/3$ de A_{sv} , se coloca $0.5 * A_{sf}$, si A_{sf} es mayor que $2/3 * A_{sv}$ se coloca $1/3$ de A_{sv} .

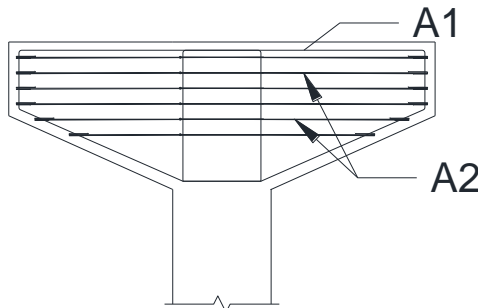


Imagen 14 Armado de ménsula corta.

Donde:

A_{sn} = Armadura necesaria para soportar la tracción horizontal [m²].

A_{sv} = Armadura de corte [m²].

$\cot(\theta)$ = Ángulo de inclinación de las compresiones oblicuas del hormigón, para ménsulas hormigonadas monolíticamente con el pilar 1.4.

La sollicitación de corte vertical se verifica como piezas sin armadura a cortante.

$$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}}$$

Ecuación 36 Coeficiente ξ .

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_o * d} \geq 0.02$$

Ecuación 37 Cuantía longitudinal de flexión.

$$f_{cv} = 0.12 * \xi * (100 * \rho_l * f_{ck})^{1/3}$$

Ecuación 38 Resistencia virtual.

$$V_{cu} = f_{cv} * b_o * d$$

Ecuación 39 Resistencia del hormigón sin armadura a cortante.

Si la pieza no cumple esta condición debe colocarse una armadura a cortante; el cálculo se realiza con las siguientes ecuaciones:

$$V_{su} = 0.9 * \frac{d}{s} * A_{st} * f_{yd}$$

Ecuación 40 Contribución de las armaduras transversales.

$$V_{cu} = 0.30 * f_{cd} * b * d$$

Ecuación 41 Contribución del hormigón.

Para verificar la compresión oblicua en bielas se emplean las siguientes ecuaciones:

$$\frac{F_{vd}}{a_o * b_o} \leq f_{1cd} = 0.70 * f_{cd}$$

Ecuación 42 Comprobación de nudos y bielas.

Donde:

a_o y b_o = Dimensiones en planta del apoyo

Columna

Para el diseño de una columna se debe tener en cuenta los siguientes factores:

Longitud de pandeo, que depende de las restricciones de conexión de la columna y su largo.

$$l_o = \alpha * l$$

Ecuación 43 Longitud de pandeo.

Y la esbeltez geométrica, que determina su análisis.

$$\lambda_g = \frac{l_o}{d}$$

Ecuación 44 Esbeltez geométrica.

Donde:

l_o = Longitud de pandeo [m].

α = Coeficiente en función a la sustentación de la pieza: 2 para un extremo libre y otro empotrado.

d = Canto para el lado que se está analizando el pandeo o diámetro de la pieza si es circular.

Según la esbeltez de la pieza pueden distinguirse cuatro tipos:

- Esbelteces geométricas menores que 10, la pieza puede considerarse corta, despreciando los efectos de segundo orden⁶.
- Esbelteces geométricas entre 10 y 29, el diseño puede hacerse con el método aproximado propuesto por la normativa⁷.
- Esbelteces geométricas entre 29 y 58, el diseño puede hacerse con el método general⁸.
- No se recomienda proyectar piezas de hormigón armado con una esbeltez geométrica mayor a 58.

Para el diseño en el caso b) el método propuesto por la normativa Española EHE-98 la excentricidad de cálculo es la siguiente

Se determina la excentricidad de cálculo de primer orden según se muestra en la ecuación siguiente.

$$e_e = e_2 = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{M_{d2}}{N_d} \\ \frac{h}{20} \\ 2 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

Ecuación 45 Excentricidad de cálculo de primer orden.

Se evalúa la excentricidad accidental.

$$e_a = (1 + 0.12 * \beta) * (\varepsilon_y + \varepsilon) * \frac{d + 20 * e_e}{d + 10 * e_e} * \frac{l_o^2}{50 * i_c}$$

Ecuación 46 Excentricidad accidental.

Se obtiene la excentricidad total

$$e_{tot} = e_e + e_a$$

Ecuación 47 Excentricidad total.

⁶ Jiménez, García y Morán, Hormigón Armado, Edición 14, pag 338.

⁷ Jiménez, García y Morán, Hormigón Armado, Edición 14, pag 343.

⁸ Jiménez, García y Morán, Hormigón Armado, Edición 14, pag 346.

Para la obtención de las armadura se emplea un diagrama de interacción adimensional para lo cual se calcula el área de hormigón

$$A_c = \frac{\pi}{4} * diam.^2$$

Ecuación 48 Área de hormigón para sección circular.

En el diagrama se ingresa con los siguientes datos, momento reducido y axil reducido

$$\mu = \frac{N_d * e_{tot}}{A_c * f_{cd} * d}$$

Ecuación 49 Momento reducido.

$$v = \frac{N_d}{A_c * f_{cd}}$$

Ecuación 50 Axil reducido .

De donde se obtiene la capacidad mecánica necesaria.

$$U = A_s * f_{yd} = \omega * A_c * f_{cd}$$

Ecuación 51 Capacidad mecánica.

Donde:

e_e = Excentricidad de primer orden [m].

e_a = Excentricidad accidental [m].

e_{tot} = Excentricidad total [m].

β = Factor de armado, 2 para secciones circulares.

ε_y = Deformación del acero para su Resistencia de cálculo f_{yd} , 0.0017, para acero AH-400.

ε = Parámetro auxiliar para tener en cuenta la fluencia, 0.003 cuando el axil cuasipermanente no supera el 70 por 100 del axil total.

d = Canto total medido paralelamente al plano de pandeo [m].

i_c = Radio de giro de la sección bruta de hormigón en la dirección considerada [m].

A_c = Área de la sección bruta de hormigón [m²].

μ = Momento reducido.

v = Axil reducido.

N_d = Axil de diseño [N]

ω = Cuantía mecánica.

U = Capacidad mecánica.

El diseño a flexión esviada se realiza sumando vectorialmente los momentos⁹ puesto que la flexión asimétrica en secciones circulares es un caso de flexión recta.

La armadura obtenida debe cumplir los siguientes requisitos.

Armadura mínima

Para elementos sometidos esencialmente a compresión (columnas) la normativa exige una cuantía geométrica del 0.004; además, deben cumplirse simultáneamente las siguientes verificaciones:

$$A_s * f_{yd} \geq 0.1 * N_d$$

Ecuación 52 Capacidad mecánica mínima en compresión.

$$A_s * f_{yd} \leq A_c * f_{cd}$$

Ecuación 53 Capacidad mecánica máxima en compresión.

Zapata

La zapata es el elemento estructural que transmite la carga de la estructura al suelo. En el proyecto se analizarán zapatas aisladas troco piramidales, para ello se requiere un predimensionamiento¹⁰, según se describe a continuación:

Se debe dimensionar el área en planta; los cálculos geotécnicos se realizan para las sollicitaciones de servicio y las comparaciones se refieren a valores admisibles.

$$\beta = \frac{14 - 0.02 * \sigma_{adm}}{100}$$

Ecuación 54 Coeficiente para tomar en cuenta el peso propio.

$$A = \frac{N * (1 + \beta)}{\sigma_{adm}}$$

Ecuación 55 Área en planta necesaria.

Donde:

β = Coeficiente para tomar en cuenta el peso propio de la zapata.

σ_{adm} = Esfuerzo admisible del suelo [kN/m²].

A = Área en planta [m²].

N = Fuerza normal de servicio [kN].

Una vez escogida la base de la zapata se debe verificar si el canto útil escogido es el correcto.

⁹ Gere James, Resistencia de Materiales, Quinta edición, pag 433.

¹⁰ Jiménez, García y Morán, Hormigón Armado, Edición 14, pag 507.

$$v = \frac{b - diam}{2}$$

Ecuación 56 Cálculo del vuelo.

$$\sigma_t = \frac{N_d}{b^2}$$

Ecuación 57 Presión del terreno.

$$d = \frac{1.1 * \sigma_t}{\sigma_t + 370} * v$$

Ecuación 58 Canto útil recomendado.

Donde:

v = Vuelo de la zapata [m].

b = Base de la zapata [m].

$diam$ = Diámetro de la columna (sección circular) [m].

d = Canto útil [m].

σ_t = Presión del terreno [kN/m²].

N_d = Fuerza normal de diseño [kN].

Si el canto adoptado es el correcto, el predimensionamiento es correcto y pueden hacerse los cálculos geotécnicos y estructurales.

Debe hacerse una comprobación de la presión sobre el suelo tomando en cuenta la carga y el peso de la zapata y compararse con la presión admisible del suelo.

$$\sigma = \frac{N + P}{b^2}$$

Ecuación 59 Presión sobre el terreno.

Donde:

σ = Presión del terreno [kN/m²].

P = Peso de la zapata [kN].

Las zapatas pueden ser rígidas o flexibles, esto está en función de la siguiente comprobación:

$$\frac{v}{h} > 2$$

Ecuación 60 Determinación del tipo de zapata

Al ser una zapata flexible debe encontrarse el momento flector, siendo este:

$$M_d = \frac{1}{2} * \sigma_t * b * (v + 0.15 * diam)^2$$

Ecuación 61 Determinación del momento flector.

Para el cual puede hallarse un momento reducido y una cuantía mecánica.

$$\mu = \frac{M_d}{f_{cd} * b * d^2}$$

Ecuación 62 Momento reducido.

$$\omega = \mu * (1 + \mu)$$

Ecuación 63 Cuantía mecánica.

Encontrada la cuantía mecánica puede determinarse la capacidad mecánica y el área de armadura requerida.

$$U = \omega * f_{cd} * b * d$$

Ecuación 64 Capacidad mecánica.

$$A_s = U / f_{yd}$$

Ecuación 65 Área de acero.

Donde debe verificarse los valores de cuantía geométrica mínima, que para losas es de 0.0018.

$$A_{s\ min} = \rho_{min} * b * d$$

Ecuación 66 Armadura mínima.

En elementos tipo placa como son las zapatas debe verificarse que la sección de hormigón absorbe todo el cortante actuante, para ello se hacen las siguientes verificaciones:

$$V_d = \sigma_t * b * (v - d)$$

Ecuación 67 Cortante actuante.

$$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}}$$

Ecuación 68 Coeficiente (influencia del canto útil).

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_o * d} \geq 0.02$$

Ecuación 69 Cuantía geométrica de la armadura longitudinal a tracción.

$$f_{cv} = 0.12 * \xi * (100 * \rho_l * f_{ck})^{1/3}$$

Ecuación 70 Resistencia virtual a cortante del hormigón.

$$V_{cu} = f_{cv} * b_o * d$$

Ecuación 71 Esfuerzo cortante último por tracción del alma.

1.5. Estimación de la deflexión en piezas de hormigón armado

La actuación de las cargas (de corta o larga duración) u otras acciones (tales como los asientos de apoyo, la retracción, la fluencia, las variaciones térmicas y las variaciones en contenido de humedad) provoca las correspondientes deformaciones en los elementos estructurales.

En este proyecto, se limitará el cálculo del desplazamiento transversal a la directriz (flecha).

Cálculo de la flecha instantánea

Para calcular la flecha instantánea debe tenerse en cuenta el comportamiento del hormigón en estado fisurado, la inercia fisurada es necesaria para el cálculo utilizando la sección homogeneizada. Para ello se requieren las siguientes ecuaciones:

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

Ecuación 72 Relación de módulos de elasticidad.

$$f = \frac{h_f * (b - b_w)}{n * A_s}$$

Ecuación 73 Parámetro auxiliar.

$$C = \frac{b_w}{n * A_s}$$

Ecuación 74 Parámetro auxiliar.

$$y_t = h - 1/2 * [(b - b_w) * h_f^2 + b_w * h^2] / [(b - b_w) * h_f + b_w * h]$$

Ecuación 75 Profundidad del centro de gravedad (sección bruta).

$$I_g = (b - b_w) * h_f^3 / 12 + b_w * h^3 / 12 + (b - b_w) * h_f * (h - h_f / 2 - y_t)^2 + b_w * h * (y_t - h / 2)^2$$

Ecuación 76 Inercia de la sección bruta.

$$k * d = \left[\sqrt{C * (2 * d + h_f * f) + (1 + f)^2} - (1 + f) \right] / C$$

Ecuación 77 Profundidad del eje neutro.

$$I_{cr} = (b - b_w) * h_f^3 / 12 + b_w * (k * d)^3 / 3 + (b - b_w) * h_f * (k * d - h_f / 2)^2 + n * A_s * (d - k * d)^2$$

Ecuación 78 Inercia fisurada.

$$f_{ct,m} = 0.30 * \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

Ecuación 79 Resistencia media a flexo tracción.

$$M_{cr} = \frac{f_{ct,m} * I_g}{y_t}$$

Ecuación 80 Momento de agrietamiento.

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 * I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] * I_{cr} \leq I_g$$

Ecuación 81 Inercia equivalente.

$$\delta_{max} = \frac{w * l^4}{384 * E * I_e}$$

Ecuación 82 Deflexión máxima.

Donde:

n = Relación de módulos de elasticidad.

E_s = Módulo de elasticidad del acero [MPa].

E_c = Módulo de elasticidad del hormigón [MPa].

h_f = Profundidad de la losa de fondo [m].

b = Base del canal (incluidas las paredes) [m].

b_w = Espesor de las paredes [m].

h = Altura de la sección del canal [m].

y_t = Profundidad del centro de gravedad de la sección [m].

I_g = Inercia de la sección bruta [m⁴].

$k * d$ = Profundidad del eje neutro [m]

I_{cr} = Inercia fisurada [m⁴].

$f_{ct,m}$ = Resistencia media a flexotracción del hormigón [MPa].

M_{cr} = Momento de agrietamiento [N*m].

M_a = Momento de servicio [N*m].

I_e = Inercia equivalente [m⁴].

δ_{max} = Deflexión máxima [m].

Donde se verifica la deflexión máxima de la pieza en el sentido longitudinal.

1.6. Estimación de la fisuración en piezas de hormigón armado

En elementos que contienen líquidos deben controlarse las fisuras, estas pueden estimarse según las siguientes relaciones, en este caso se analiza la pared y la base del canal, puesto que son los elementos que soportan los mayores esfuerzos y están en contacto con el líquido.

$$f_{cm} = f_{ck} + 8$$

Ecuación 83 Resistencia media del hormigón.

$$E_c = 8500 * (f_{cm})^{1/3}$$

Ecuación 84 Modulo de elasticidad del hormigón.

$$A_s = \frac{\pi}{4} * \phi^2 * \#_{Barras}$$

Ecuación 85 Área de acero.

$$A_c = b * h$$

Ecuación 86 Área de hormigón.

$$A_h = b * h + (n - 1) * (A_s + A_s')$$

Ecuación 87 Área de la sección homogeneizada.

Características geométricas

$$y_h = \frac{b * h * \frac{h}{2} + (n - 1) * A_s * d + (n - 1) * A_s' * d'}{b * h + (n - 1) * (A_s + A_s')}$$

Ecuación 88 Profundidad del eje neutro (sección homogeneizada).

$$I_b = \frac{1}{12} * b * h^3$$

Ecuación 89 Inercia sin fisurar.

$$I_h = \frac{1}{12} * b * h^3 + b * h * \left(y_h - \frac{h}{2}\right)^2 + (n - 1) * A_s * (d - y_h)^2 + (n - 1) * A_s' * (y_h - d')^2$$

Ecuación 90 Inercia sección homogeneizada.

$$x_f = \frac{-n * A_s + \sqrt{(n * A_s)^2 + 2 * b * n * A_s * d}}{b}$$

Ecuación 91 Profundidad de eje neutro de la sección fisurada (despreciando la armadura de compresión).

$$B = \frac{b}{n * A_s}$$

Ecuación 92 Parámetro auxiliar.

$$r = \frac{(n - 1) * A_s'}{n * A_s}$$

Ecuación 93 Parámetro auxiliar.

$$x_f = \frac{\left[\sqrt{2 * d * B + \left(1 + \frac{r * d'}{d}\right) + (1 + r)^2} - (1 + r) \right]}{B}$$

Ecuación 94 Profundidad de eje neutro de la sección fisurada (tomando en cuenta la armadura de compresión).

$$I_f = \frac{1}{3} * b * x_f^3 + n * A_s * (d - x_f)^2$$

Ecuación 95 Inercia fisurada (sin armadura de compresión).

$$I_f = \frac{1}{3} * b * x_f^3 + n * A_s * (d - x_f)^2 + (n - 1) * A_s' * (x_f - d')^2$$

Ecuación 96 Inercia fisurada (con armadura de compresión).

Características mecánicas.

$$f_{ctm,fl} = \left(1.6 - \frac{h}{100}\right) * f_{ct,m} \leq f_{ct,m}$$

Ecuación 97 Resistencia media del hormigón a flexo tracción.

$$M_f = \frac{f_{ct,fl} * I_h}{h - y_h}$$

Ecuación 98 Momento de fisuración.

Cálculo de la separación media y la deformación media relativa acero-hormigón

Separación media de fisuras

$$A_{c,eff} = (15\phi * 7.5\phi + r_{mec}) \geq 15\phi * \frac{h}{4}$$

Ecuación 99 Área de hormigón eficaz.

$$\rho = \frac{A_s}{A_{c,eff}}$$

Ecuación 100 Cuantía.

Separación entre barras.

$$s = \frac{b - 2 * r_{mec}}{n} \geq 15 * \phi$$

Ecuación 101 Distancia entre barras longitudinales.

Separación media entre fisuras.

$$s_m = 2 * c + 0.2 * s + 0.4 * k_1 * \frac{\phi}{\rho}$$

Ecuación 102 Separación media entre fisuras.

Tensión en las armaduras

$$\sigma_{sr} = n * M_f * \frac{d - x_f}{I_f}$$

Ecuación 103 Tensión de las armaduras.

$$\sigma_{sr} = \frac{M_f}{0.8 * d * A_s}$$

Ecuación 104 Fórmula simplificada para la tensión de las armaduras.

Momentos y tensiones de las cargas cuasi permanentes

$$\sigma_s = n * M_k * \frac{d - x_f}{I_f}$$

Ecuación 105 Tensiones en las armaduras por cargas cuasi permanentes.

$$\sigma_s = \frac{M_k}{0.8 * d * A_s}$$

Ecuación 106 Fórmula simplificada para la tensión de las armaduras por cargas cuasi permanentes.

Deformación media relativa acero-hormigón

$$\varepsilon_{sm,r} = \frac{\sigma_s}{E_s} * \left[1 - k_2 * \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right] \leq 0.4 * \frac{\sigma_s}{E_s}$$

Ecuación 107 Alargamiento medio relativo.

Anchura característica de fisuras

$$w_k = \beta * s_m * \varepsilon_{sm,r}$$

Ecuación 108 Anchura característica de fisuras.

Donde:

k_1 = Coeficiente de influencia del diagrama de tracciones en la sección, para flexión simple 0.125.

σ_s = Tensión de la armadura bajo la condición de cargas a considerar, en la hipótesis de sección fisurada. [MPa].

σ_{sr} = Tensión de la armadura en el instante inmediatamente posterior a aquél que se fisura el hormigón, en la hipótesis de sección fisurada. [MPa].

$\varepsilon_{sm,r}$ = Alargamiento medio relativo de las armaduras respecto del hormigón, teniendo en cuenta la colaboración del hormigón entre fisuras.

s_m = Separación media entre fisuras [cm].

β = Coeficiente de paso del valor medio de la anchura de fisura al valor característico, 1.7 para acciones directas.

w_k = Ancho de fisura característico [mm].

Una vez encontrado el valor de la anchura característica debe comprarse con el valor admisible, para verificar la estanqueidad de la pieza.

1.7. Estimación del pandeo lateral

Para verificar el pandeo lateral en las alas se emplea los mismos criterios que en pandeo en columnas, aplicando estas las ecuaciones son las siguientes:

$$\sigma = \frac{P}{A}$$

Ecuación 109 Esfuerzo normal.

$$P = \sigma * A$$

Ecuación 110 Carga axial.

$$\sigma = 0.85 * f_{cd}$$

Ecuación 111 Esfuerzo del hormigón.

$$A = 2 * hf * y$$

Ecuación 112 Área de la sección comprimida.

$$P = 0.85 * f_{cd} * 2 * hf * y$$

Ecuación 113 Fuerza de compresión.

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 * E * I}{L^2}$$

Ecuación 114 Carga crítica.

CAPÍTULO III

INGENIERÍA DEL PROYECTO

CAPITULO III INGENIERÍA DEL PROYECTO

Para que una estructura cumpla sus propósitos debe ser segura contra el colapso y funcional en condiciones de servicio. La funcionalidad requiere que las deflexiones sean pequeñas, que las fisuras si existen, se mantengan en límites tolerables, que las vibraciones se minimicen, etc. La seguridad requiere que la resistencia de la estructura sea la adecuada para todas las cargas que puedan llegar a actuar sobre ella. Si la resistencia de la estructura, construida tal como se diseñó, pudiera predecirse en forma precisa, y si las cargas y sus efectos internos (momentos, cortantes, fuerzas axiales) se conocieran con precisión, la seguridad podría garantizarse proporcionando una capacidad portante ligeramente superior a la que requiere para las cargas conocidas. Sin embargo, existen diversas fuentes de incertidumbre en el análisis, diseño y construcción de estructuras de hormigón armado.

1. Las cargas reales pueden diferir de las supuestas
2. Las cargas reales pueden estar distribuidas de manera diferente a la supuesta.
3. Las suposiciones y simplificaciones inherentes a cualquier análisis pueden resultar en efectos calculados, momentos, cortantes, etc., diferentes de aquellos que de hecho actúan sobre la estructura.
4. El comportamiento estructural real puede diferir del supuesto, debido a las limitaciones del conocimiento.
5. Las dimensiones reales de los elementos pueden diferir de las especificadas.
6. El refuerzo puede no estar en la posición definida.
7. Las resistencias reales de los materiales pueden diferir de aquellas especificadas.

1.1. Resultados del estudio topográfico

La subestructura del puente canal puede ser replanteada con las siguientes coordenadas

Replanteamiento del Eje del Puente Canal				
Progresiva	Este	Norte	Cota Solera	Descripción
1+328.00	327890.970	7608737.518	1826.269	Estribo inicio
1+342.00	327888.336	7608723.768	1826.251	Pila
1+359.00	327885.137	7608707.072	1826.234	Pila
1+373.00	327882.503	7608693.322	1826.218	Estribo fin

1.2. Resultados del estudio de hidrología e hidráulica¹

La cuenca en estudio presenta las siguientes características físicas

PARAMETRO	CUENCA
Área de la Cuenca Km ²	0.00814
Longitud de río km	0.14
Cota mayor m	1857
Cota menor m	1815
Pendiente m/m	0.300

En el análisis hidrológico se empleó los datos de las estaciones Aeropuerto Tarija y Ce. Na. Vit. Tarija, se verificó la consistencia de datos y se empleó la metodología aplicable al medio, donde se obtienen los siguientes resultados:

La precipitación máxima probable para una duración de la lluvia igual al tiempo de concentración en la cuenca es de 111.89 mm para un periodo de 100 años y de 117.64 para un periodo de 150 años, a la cual le corresponde un caudal de 0.0861 m³/s para T = 100 años y 0.0906 m³/s para T = 150 años, y que en el punto de ubicación de la pila puede causar una socavación de 1.13 m.

1.3. Resultados del estudio geológico y geotécnico²

El estudio del suelo presenta los siguientes resultados:

Clasificación del suelo, según AASHTO, es A-1a (0), fragmentos de piedra, grava y arena. Presenta regular capacidad portante, para diseño se sugiere una presión de 2.00 kg/cm² a la profundidad de -2.00 m.

¹ Para una descripción completa del análisis y estimación de la hidrología e hidráulica véase el Anexo Hidrología e Hidráulica.

² En el Anexo Ensayos Geotécnicos se encuentran en detalle las características del suelo.

1.4. Resultados de los estudios complementarios³

Los estudios complementarios al proyecto son los referidos a:

- a) Caudal de diseño
 - a. El caudal de diseño es de 3.50 m³/s.
 - b. Sección transversal del canal de 2.10 m de base por 1.60 m de altura, pendiente del 0.001 m/m, revestimiento de concreto con una rugosidad de 0.015, para lo cual corresponde un tirante normal de 1.17 m en flujo subcrítico.⁴
- b) Señalización
 - a. No completa el uso de señalización para el puente canal.
- c) Uso del puente
 - a. El uso del puente es netamente de conducción hidráulica estando restringido su uso a este fin.

1.5. Resultados de los estudios de alternativas a nivel anteproyecto

Las alternativas analizadas a nivel anteproyecto son dos:

a) Planteamiento estructural I puente canal continuo con pilas individuales

a. Longitud y tipo de estructura

- i. La longitud de la estructura es de 45.00 m, y el tipo es continuo con pilas simples.

b. Dimensiones de las secciones transversales típicas

- i. Las secciones de los elementos del canal son las siguientes:
 - 1. Sección del canal 2.10 m base por 1.90 m altura, espesor de las paredes 0.30 m.
 - 2. Capitel de 1.30 m de ancho por 1.00 m de alto y 2.90 m de largo.
 - 3. Columna circular de 1.00 m de diámetro.
 - 4. Zapata asilada cuadrada de 3.50 m.
 - 5. Columnas de 0.35 m por 0.35 m.

c. Altura de la rasante

- i. La cota solera es de 1826.269 m.s.n.m.

³ Todos los estudios complementarios son referidos a información secundaria procesada por el estudiante.

⁴ Véase Anexo Cálculo hidráulico del canal.

d. Tipo de estribos y cimentación

- i. Estribos, son piezas rígidas de 1.50 m de base, 1.00 m de altura y 3.20 m de largo (perpendicular al eje del puente)
- ii. Cimentación, zapatas asiladas cuadradas de 3.50 m y 0.60 m de altura (perpendicular al eje del puente)

e. Procedimientos constructivos

- i. El procedimiento constructivo es el de terraplén de hormigonado, donde debe ejecutarse las pilas luego realizar un terraplén de hormigonado y hormigonar el canal, reduciendo el tiempo de hormigonado.

f. Metodologías principales de cálculo

- i. Para el cálculo de la estructura se pueden emplear procedimientos de distribución de momentos, tablas para evaluar las solicitaciones o cálculo asistido por ordenador.

g. Metrados, costos estimados y presupuesto

i. Metrados

- 1. Como volumen aproximado de hormigón se tiene 108.00 m³.
- 2. Como peso aproximado de acero se tiene 5846 kg.

ii. Costos estimados

- 1. Para el hormigón simple con una resistencia cilíndrica de 210 kg/cm² a los 28 días y un precio unitario de 2900 Bs/m³, se tiene un costo de 313 200 Bs.
- 2. Para el acero estructural $f_y = 4200$ kg/cm² y un precio unitario de 21.80 Bs/kg, se tiene un costo de 127 442 Bs.

iii. Presupuesto

- 1. En el presupuesto deben contemplarse además los siguientes ítems:
 - a. Replanteamiento de obras p/pza
 - b. Excavación terreno semiduro con maquinaria
 - c. Excavación terreno semiduro manual
 - d. Relleno y compactado manual

- e.** Hormigón pobre para fundaciones
- f.** Hormigón simple dosificación 1:2:3 ($f'c=210 \text{ kg/cm}^2$)
- g.** Prov. Y coloc. De juntas wáter stop
- h.** Excavación manual en roca c/explosivos

Ítem	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Precio Total
1	REPLANTEAMIENTO DE OBRAS P/PZA	pza	1	435	435
2	EXCAVACION SEMIDURO MAQUINARIA DM=300 M	m ³	60	30	1800
3	EXCAVACION TERRENO SEMIDURO MANUAL	m ³	15	75	1125
4	RELLENO Y COMPACTADO MANUAL	m ³	54	47	2538
5	H° POBRE PARA FUNDACIONES	m ³	8.55	860	7353
6	H°S° DOSIF 1:2:3	m ³	108	2900	313200
7	PROV. Y ARMADO ACERO ESTRUCTURAL FY 4200	kg	5846	21.8	127442.8
8	PROV Y COLOC DE JUNTAS WATER STOP	m	11.4	289	3294.6
9	EXCAVACION MANUAL EN ROCA C/EXPLOSIVOS	m ³	36	122	4392
				Total	461580.4

b) Planteamiento estructural II puente canal continuo con pórticos longitudinales y transversales

a. Longitud y tipo de estructura

- i. La longitud de la estructura es de 45.00 m, y el tipo es aporticado.

b. Dimensiones de las secciones transversales típicas

- i. Las secciones de los elementos del canal son las siguientes:
1. Sección del canal 2.10 m base por 1.90 m altura, espesor de las paredes 0.30 m.
 2. Viga de atado (arriostre transversal parte superior) 0.35 m por 0.35 m.
 3. Viga intermedia de arriostre transversal 0.35 m por 0.35 m.
 4. Viga de arriostre longitudinal 0.25 m base por 0.50 m altura.
 5. Columnas de 0.35 m por 0.35 m.

c. Altura de la rasante

- i. La cota solera es de 1826.269 m.s.n.m.

d. Tipo de estribos y cimentación

- i. Estribos, son piezas rígidas de 1.50 m de base, 1.00 m de altura y 3.20 m de largo (perpendicular al eje del puente)

- ii. Cimentación, zapatas combinadas de 3.65 m de base, 0.45 m de altura y 1.80 m de largo (perpendicular al eje del puente)

e. Procedimientos constructivos

- i. El procedimiento constructivo es el de obra falsa, donde debe apuntalarse todo el cimbrado, con la peculiaridad de que con la existencia de varias vigas de arriostre longitudinal el tiempo de ejecución está incrementado por estos elementos.

f. Metodologías principales de cálculo

- i. Para el cálculo de la estructura se pueden emplear procedimientos de distribución de momentos, tablas para evaluar las solicitaciones o cálculo asistido por ordenador.

g. Metrados, costos estimados y presupuesto

i. Metrados

- 1. Como volumen aproximado de hormigón se tiene 126.10 m³.
- 2. Como peso aproximado de acero se tiene 7542 kg.

ii. Costos estimados

- 1. Para el hormigón simple con una resistencia cilíndrica de 210 kg/cm² a los 28 días y un precio unitario de 2900 Bs/m³, se tiene un costo de 365 690 Bs.
- 2. Para el acero estructural $f_y = 4200$ kg/cm² y un precio unitario de 21.80 Bs/kg, se tiene un costo de 164 415 Bs.

iii. Presupuesto

- 1. En el presupuesto deben contemplarse además los siguientes ítems:
 - a. Replanteamiento de obras p/pza
 - b. Excavación terreno semiduro con maquinaria
 - c. Excavación terreno semiduro manual
 - d. Relleno y compactado manual
 - e. Hormigón pobre para fundaciones
 - f. Hormigón simple dosificación 1:2:3 ($f'_c=210$ kg/cm²)
 - g. Prov. Y coloc. De juntas wáter stop
 - h. Excavación manual en roca c/explosivos

Ítem	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Precio Total
1	REPLANTEAMIENTO DE OBRAS P/PZA	pza	1	435	435
2	EXCAVACION SEMIDURO MAQUINARIA DM=300 M	m ³	60	30	1800
3	EXCAVACION TERRENO SEMIDURO MANUAL	m ³	15	75	1125
4	RELLENO Y COMPACTADO MANUAL	m ³	54	47	2538
5	H° POBRE PARA FUNDACIONES	m ³	8.55	860	7353
6	H°S° DOSIF 1:2:3	m ³	126.1	2900	365690
7	PROV. Y ARMADO ACERO ESTRUCTURAL FY 4200	kg	7542	21.8	164415.6
8	PROV Y COLOC DE JUNTAS WATER STOP	m	11.4	289	3294.6
9	EXCAVACION MANUAL EN ROCA C/EXPLOSIVOS	m ³	36	122	4392
				Total	551043.2

Conclusiones

El planteamiento estructural I puente canal continuo con pilas individuales, presenta ventajas técnicas y económicas apreciables, que repercutirán en el tiempo de ejecución del proyecto, siendo la diferencia de 89 462.80 Bs con respecto al planteamiento estructural II puente canal continuo con pórticos longitudinales y transversales.

Por lo tanto se elige el planteamiento estructural I puente canal continuo con pilas individuales para el desarrollo del presente proyecto, para poder realizar una comparación en costos y tiempo de ejecución se diseñara también el planteamiento estructural II puente canal continuo con pórticos longitudinales y transversales⁵ como aporte académico.

⁵ Véase Anexo cálculo planteamiento estructural II

1.6. Cálculo estructural y dimensionamiento

Suposiciones fundamentales para el comportamiento del hormigón armado⁶:

La labor principal del ingeniero estructural es el diseño de estructuras. El *diseño* significa la determinación de la forma general y de todas las dimensiones específicas de una estructura en particular, de manera que ésta cumpla con las funciones para las cuales se ha creado y resista en forma segura los efectos que actuarán sobre ella a través de su vida útil. Estos efectos son principalmente las cargas y otras fuerzas a las que se verá sometida, al igual que a otros agentes perjudiciales, tales como fluctuaciones de temperatura, asentamientos de la cimentación y agentes corrosivos. La *mecánica estructural* es una de las herramientas principales en el proceso de diseño y, en el presente contexto, es el cuerpo del conocimiento científico que permite la predicción, con un buen grado de certeza, de la manera como una estructura de forma y dimensiones dadas se comportará cuando esté sometida a fuerzas conocidas y a otros efectos mecánicos. Los principales aspectos de interés práctico en el comportamiento de una estructura son (1) la resistencia de la estructura, es decir, la magnitud de las cargas con una distribución dada que causarán la falla de la estructura y (2) las deformaciones traducidas en deflexiones y agrietamientos que van a presentarse en la estructura cuando esté cargada bajo condiciones de servicio.

La mecánica del hormigón armado se basa en las siguientes premisas fundamentales:

1. Las fuerzas internas, tales como momentos flectores, fuerzas de corte y esfuerzos normales y cortantes en una sección cualquiera de un elemento, están en equilibrio con los efectos de las cargas externas en esta sección. Esta premisa no es una suposición sino una realidad, debido a que cualquier cuerpo o parte de éste estará en reposo sólo si todas las fuerzas que actúan sobre él están en equilibrio.
2. La deformación unitaria de una barra de refuerzo embebida (a tracción o a compresión) es la misma que la del hormigón circundante. Expresado de otra manera, se supone que existe una adherencia perfecta en la interface entre el hormigón y el acero de manera que no ocurre deslizamiento entre los dos materiales. Así, en la medida de que uno se deforme, lo mismo debe ocurrir con el otro.
3. Las secciones transversales planas antes de la aplicación de la carga siguen siendo planas para el elemento cargado.

⁶ Nilson, Diseño de Estructuras de Concreto, Edición 12, pag 19.

4. Debido a la que la resistencia a la tracción del hormigón es tan sólo una pequeña fracción de su resistencia a la compresión, el hormigón en aquella parte del elemento sometido a tracción estará usualmente fisurado. Aunque para elementos bien diseñados estas fisuras son en general tan delgadas que resultan apenas visibles (a veces se les llaman grietas capilares), éstas evidentemente obligan a que el hormigón fisurado sea incapaz de resistir ningún esfuerzo de tracción.
5. La teoría se basa en las relaciones esfuerzo-deformación reales y en las propiedades de resistencia de los dos materiales constituyentes o en alguna simplificación razonablemente relacionada.

Estas cinco premisas permiten predecir mediante cálculos el comportamiento de elementos de hormigón armado únicamente para algunas situaciones simples. En realidad, la acción conjunta de dos materiales tan distintos y complicados como el hormigón y el acero es tan compleja que no ha sido posible llevarla a un tratamiento analítico. Por esta razón, los métodos de diseño y análisis, aunque utilizan estas suposiciones, están basados ampliamente en los resultados de una intensa investigación experimental. Estos métodos se modifican y mejoran en la medida en que se dispone de nuevas evidencias experimentales.

3.6.1. Diseño sección transversal

3.6.1.1.- Geometria

3.6.1.2.- Materiales

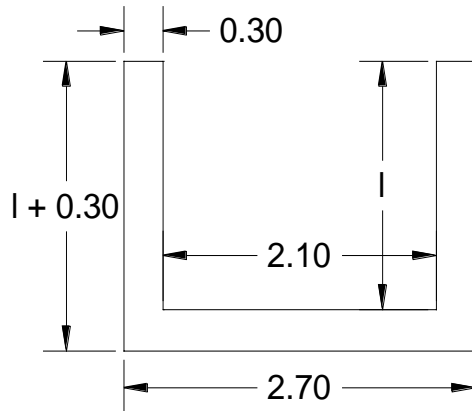
3.6.1.3.- Esquema estructural

3.6.1.4.- Calculo de solicitaciones

3.6.1.5.- Diseño del refuerzo

3.6.1.6.- Planos

3.6.1.1.- Geometria



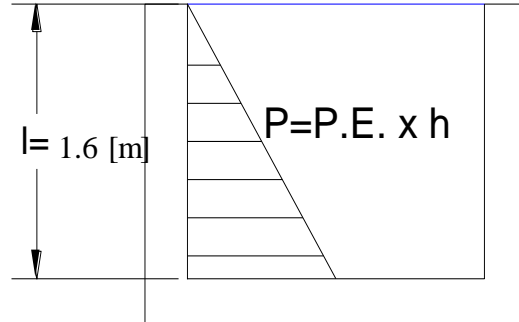
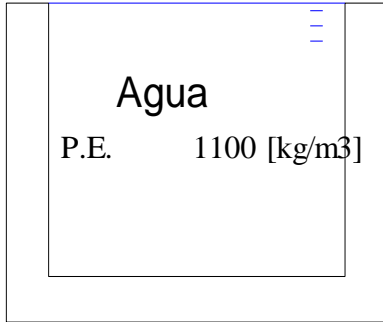
r recubrimiento	4 [cm]
l muro pared	1.6 [m]
h muro pared	0.3 [m]
b ancho de calculo	1 [m]

3.6.1.2.- Materiales

Hormigon	fck	210 [kg/cm ²]	fck	20.6 [MPa]
	γ_s	1.5		
		$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_s}$	fcd	13.7 [MPa]
Acero	fyk	4200 [kg/cm ²]	fyk	411.9 [MPa]
	γ_s	1.15		
		$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$	fyd	358.2 [MPa]

3.6.1.3.- Esquema estructural

Canal análisis transversal



Sometida a flexión y corte, esfuerzos máximos en gráfico.

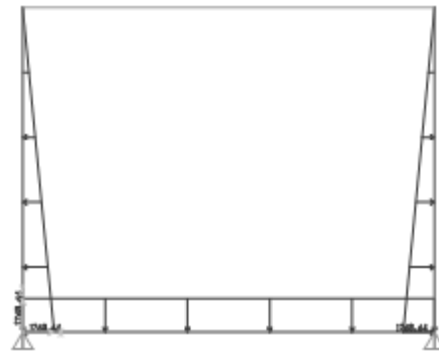
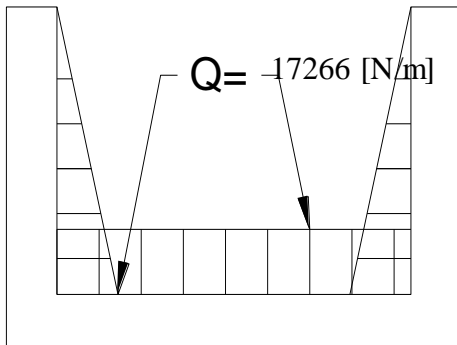
3.6.1.4.- Cálculo de las solicitaciones (Calculadas en el paquete informático SAP 2000 V14)

3.6.1.4.1.- Cargas

Agua (Por su contenido de sólidos en suspensión se asumen un P.E. mayor.)

P.E. 1100 [kg/m³]

Q 17266 [N/m] Carga triangular. 17.2656



Viento, según el Eurocódigo 1 Bases de proyecto y acciones en estructuras

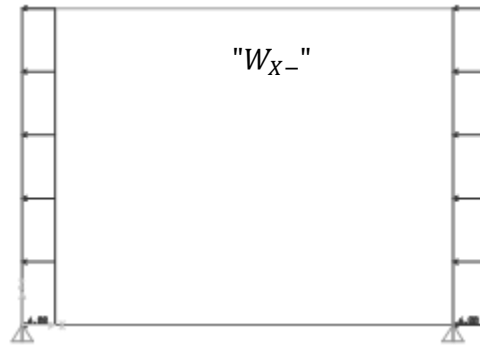
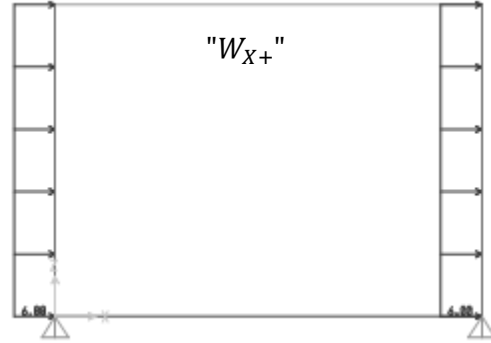
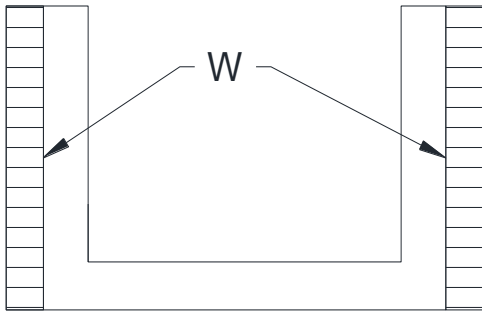
Acciones en Estructuras. Acciones del viento.

"En general, una hipótesis adecuada para puentes en circunstancias normales es considerar una presión del viento de 6 [kN/m²] aplicada sobre la superficie vertical proyectada del puente o del elemento estructural en consideración."

Asimismo las normativas AASHTO Estandar y AASHTO LRFD consideran el viento como 2.45 [kN/m²] para la superestructura y 2.00 [kN/m²] para la infraestructura.

Respetando la filosofía de cálculo preconizada por la normativa CBH-87

Se toma como carga de viento la presión de 6 [kN/m²]



3.6.1.4.2.- Solicitación a corte

3.6.1.4.2.1.- Corte en la pared

$V_a = 15107.75 \text{ [N]}$

$V_{pp} = 0.00 \text{ [N]}$

$V_{wx+} = 10500.00 \text{ [N]}$

$V_{wx-} = -10500.00 \text{ [N]}$

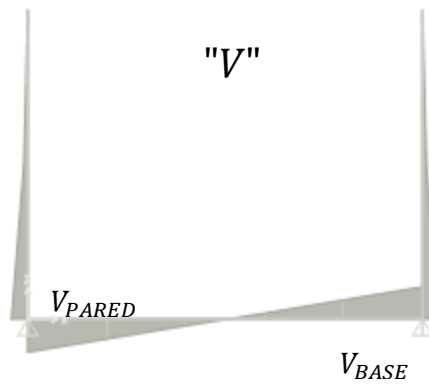
4.2.2.- Corte en la base

$V_a = 20719.20 \text{ [N]}$

$V_{pp} = 8482.72 \text{ [N]}$

$V_{wx+} = 7656.25 \text{ [N]}$

$V_{wx-} = -7656.25 \text{ [N]}$



3.6.1.4.3.- Solicitud a flexion

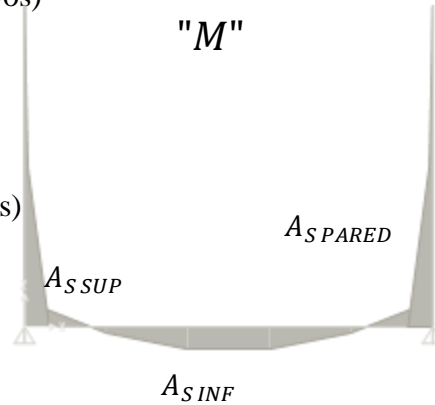
3.6.1.4.3.1.- Flexión en la pared

3.6.1.4.3.1.1.- Flexión acero superior (momentos negativos)

Ma	-8812.85 [N*m]
Mpp	0 [N*m]
Mwx+	0 [N*m]
Mwx-	-9187.5 [N*m]

3.6.1.4.3.1.2.- Flexión acero inferior (momentos positivos)

Ma	0 [N*m]
Mpp	0 [N*m]
Mwx+	9187.52 [N*m]
Mwx-	0 [N*m]



3.6.1.4.3.2.- Flexión en la base

3.6.1.4.3.2.1.- Flexión acero superior (momentos negativos)

Ma	-8812.85 [N*m]
Mpp	0 [N*m]
Mwx+	-9187.5 [N*m]
Mwx-	-9187.5 [N*m]

4.3.2.2.- Flexión acero inferior

Ma	3121.4 [N*m]
Mpp	4886.05 [N*m]
Mwx+	9187.5 [N*m]
Mwx-	9187.5 [N*m]

3.6.1.4.4.- Factores de carga y combinaciones

3.6.1.4.4.1.- Factores

Acciones permanentes

G Peso propio	γ_{fg}	1.6 Acción desfavorable
	γ_{fg}	0.9 Acción favorable
Q Empuje del agua	γ_{fg}	1.6 Acción desfavorable
	γ_{fg}	0 Acción favorable
W Carga de viento	γ_{fg}	1.6 Acción desfavorable
	γ_{fg}	0 Acción favorable

3.6.1.4.4.2.- Combinaciones

Combinación I

$$S_D = \gamma_{fg} * G + \gamma_{fg} * Q = 1.60 * G + 1.60 * Q$$

Combinación II

$$S_D = 0.9 * (\gamma_{fg} * G + \gamma_{fg} * Q) + 0.9 * \gamma_{fg} * W = 1.44 * G + 1.44 * Q + 1.44 * W_{X+}$$

Combinación III

$$S_D = 0.9 * (\gamma_{fg} * G + \gamma_{fg} * Q) + 0.9 * \gamma_{fg} * W = 1.44 * G + 1.44 * Q + 1.44 * W_{X-}$$

Combinación IV

$$S_D = 0.9 * (\gamma_{fg} * G + \gamma_{fg} * Q) + 0.9 * \gamma_{fg} * W = 0.81 * G + 0.00 * Q + 1.44 * W_{X+}$$

Combinación V

$$S_D = 0.9 * (\gamma_{fg} * G + \gamma_{fg} * Q) + 0.9 * \gamma_{fg} * W = 0.81 * G + 0.00 * Q + 1.44 * W_{X-}$$

Combinación VI

$$S_D = 0.9 * (\gamma_{fg} * G + \gamma_{fg} * Q) + 0.9 * \gamma_{fg} * W = 1.44 * G + 0.00 * Q + 1.44 * W_{X+}$$

Combinación VII

$$S_D = 0.9 * (\gamma_{fg} * G + \gamma_{fg} * Q) + 0.9 * \gamma_{fg} * W = 1.44 * G + 0.00 * Q + 1.44 * W_{X-}$$

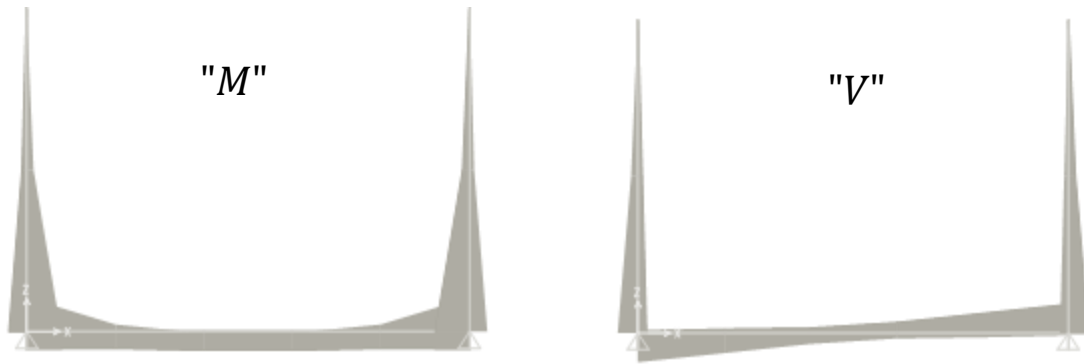
Combinación VIII

$$S_D = \text{Envolvente} (Comb_I; Comb_{VII})$$

$$M_u = M_{G \text{ envolvente}} + M_{Q \text{ envolvente}} + M_{W \text{ envolvente}}$$

$$V_u = V_{G \text{ envolvente}} + V_{Q \text{ envolvente}} + V_{W \text{ envolvente}}$$

Ubicación	Posición	Mu [N*m]	Vu [N]	
Pared	Superior	25859.7	36806	Momento negativo
Pared	Inferior	13201.3	15098	Momento positivo
Base	Superior	25920.5	53076	Momento negativo
Base	Inferior	14716.7	53076	Momento positivo



3.6.1.5.- Diseño del refuerzo

3.6.1.5.1.- Pared

3.6.1.5.1.1.- Flexión en pared - armadura vertical

Mu 25859.71 [N*m]

Profundidad del eje neutro

h	0.3 [m]		
b	1 [m]		
r	0.04 [m]		
db	0.012 [m]	φ	12 [mm]
d	0.254 [m]		
fcd	13.7 [Mpa]	fyd	358.2 [Mpa]
fcd	1.4E+07 [Pa]	fyd	3.6E+08 [Pa]
Mu	25860 [N*m]		

$$M_{lim} = 0.252 * f_{cd} * b * d^2$$

Mlim 223212 [N*m] Calcule armadura a tracción

$$y = d * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0.425 * b * d^2 * f_{cd}}} \right]$$

y 0.009 [m] y 8.88 [mm]

$$A_s = \frac{0,85 * f_{cd} * y * b}{f_{yd}}$$

As req 2.9E-04 [m2]
As req 2.89 [cm2]

φ 12 [mm]
φ 1.2 [cm]
As1 1.1 [cm2]
barras 3
Separació 0.33 [m]

Cuantia (geometrica) minima Segun CBH 87
Muros vertical 1.2
Tanto por mil para AH 400
Ac 0.3 [m2]
As min 0.00036 [m2]
As min 3.6 [cm2]
Armadura total proporcionada en una cara.
φ 12 [mm]
cada 20 [cm]
As 1.13 [cm2]
barras 5.00
Ast 5.65 [cm2]

Obs.- La armadura proporcionada para flexión en la sección transversal cumple satisfactoriamente los criterios de la normativa CBH-87 y posee una capacidad en exceso que puede ser aprovechada como armadura de corte en el análisis longitudinal.

Capacidad en exceso

$$Cap_{exc} = \frac{A_{s\text{PROPORCIONADO}}}{A_{s\text{REQUERIDO}}}$$

As prop 5.65 [cm2]
As req 3.6 [cm2]
Cap exc 57%
As sob 2.05 [cm2]

3.6.1.5.1.2.- Flexión en pared - armadura horizontal

As vert 2.89 [cm2]

$$A_{shz} = 0.20 * A_{svert}$$

As hz 0.58 [cm2]

φ 12 [mm]
cada 30.0 [cm]
As 1.13 [cm2]
barras 3.33
Ast 3.77 [cm2]

Obs.- La armadura de piel proporcionada cumple los requerimientos de la armadura de flexión horizontal en la pared del canal.

3.6.1.5.1.3.- Refuerzo a corte

Vu	36806 [N]	$d = h - r - \frac{1}{2} * d_b$	d	0.254 [m]
fck	20.6 [MPa]			
bw	1 [m]	$f_{cv} = 0,131 * \sqrt[3]{f_{ck}^2}$	f _{cv}	1.0 [MPa]
			f _{cv}	984233 [Pa]

$$V_{cu} = f_{cv} * b_0 * d$$

V_{cu} 249995 [N]

V_{cu} ≥ V_u No requiere armadura a corte

3.6.1.5.2.- Base

3.6.1.5.1.1.- Flexión en base (acero superior)

Mu 25920.51 [N*m]

Profundidad del eje neutro

h	0.3 [m]		
b	1 [m]		
r	0.04 [m]		
db	0.012 [m]	φ	12 [mm]
d	0.254 [m]		
fcd	13.7 [Mpa]	f _{yd}	358.2 [Mpa]
fcd	13729310 [Pa]	f _{yd}	3.6E+08 [Pa]
Mu	25921 [N*m]		

$$y = d * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0.425 * b * d^2 * f_{cd}}} \right]$$

y	0.009 [m]	y	8.90 [mm]
---	-----------	---	-----------

3.6.1.5.1.3.- Flexión en base (acero inferior)

Mu 14716.73 [N*m]

Profundidad del eje neutro

h	0.3 [m]		
b	1 [m]		
r	0.04 [m]		
db	0.012 [m]	φ	12 [mm]
d	0.254 [m]		
fcd	13.7 [Mpa]	fyd	358.2 [Mpa]
fcd	1.4E+07 [Pa]	fyd	3.6E+08 [Pa]
Mu	14717 [N*m]		

$$y = d * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0.425 * b * d^2 * f_{cd}}} \right]$$

y 0.01 [m] y 5.01 [mm]

$$A_s = \frac{0,85 * f_{cd} * y * b}{f_{yd}}$$

As req 1.6E-04 [m2]
As req 1.63 [cm2]

Cuantia (geometrica) minima Segun CBH 87
Losa 1.8
Tanto por mil para AH 400

φ 12 [mm]
φ 1.2 [cm]
As1 1.1 [cm2]
barras 2
Separació 0.5 [m]

Ac 0.3 [m2]
As min 0.00054 [m2]
As min 5.4 [cm2]

φ 12 [mm]
cada 20.0 [cm]
As 1.13 [cm2]
barras 5.00
Ast 5.65 [cm2]

3.6.1.5.1.4.- Refuerzo a corte

$$V_u = 53076 \text{ [N]}$$

$$f_{ck} = 20.6 \text{ [MPa]}$$

$$b_w = 1 \text{ [m]}$$

$$d = h - r - \frac{1}{2} * d_b \quad f_{cv} = 0,131 * \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

$$d = 0.254 \text{ [m]} \quad f_{cv} = 1.0 \text{ [MPa]}$$

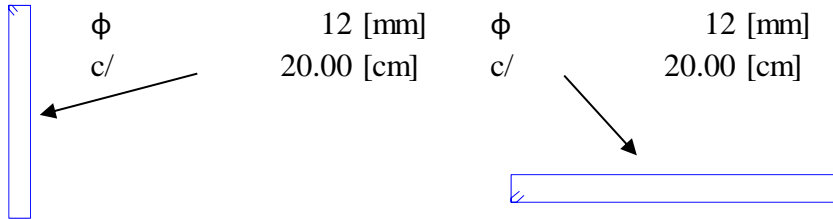
$$f_{cv} = 984233 \text{ [Pa]}$$

$$V_{cu} = f_{cv} * b_0 * d$$

$$V_{cu} = 249995 \text{ [N]}$$

$V_{cu} \geq V_u$ No requiere armadura a corte

3.6.1.6.- Planos

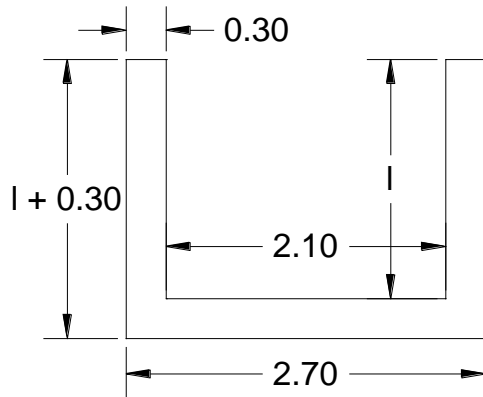


3.6.2. Diseño longitudinal

- 3.6.2.1.- Geometria
- 3.6.2.2.- Materiales
- 3.6.2.3.- Esquema estructural
- 3.6.2.4.- Calculo de solicitaciones
- 3.6.2.5.- Diseño del refuerzo
- 3.6.2.6.- Planos

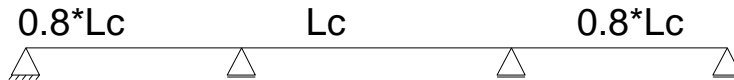
3.6.2.1.- Geometria

3.6.2.1.1.- Transversal



r recubrimiento	4 [cm]
h muro pared	1.6 [m]
e muro pared	0.3 [m]
ancho de calculo	1 [m]
c ancho canal	2.1 [m]
Luz de cálculo	17.5 [m]
b ancho viga	0.6 [m]

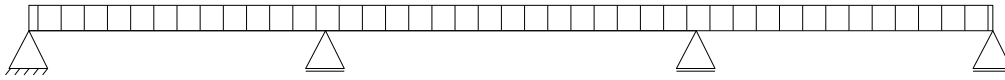
3.6.2.1.2.- Longitudinal



3.6.2.2.- Materiales

Hormigon	fck	210 [kg/cm ²]	fck	20.6 [MPa]
	γ_s	1.5	fcd	13.73 [MPa]
		$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_s}$		
Acero	f _{yk}	4200 [kg/cm ²]	f _{yk}	411.9
	γ_s	1.15	f _{yd}	358.2 [MPa]
		$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$		

3.6.2.3.- Esquema estructural



3.6.2.4.- Calculo de las solicitaciones

3.6.2.4.1.- Cargas verticales

Peso propio de la estructura

Area	bi	hi	Ai
A1	0.30	1.90	0.57
A2	2.10	0.30	0.63
A3	0.30	1.60	0.48
Σ			1.77 [m ²]

P.E. 2400 [kg/m³]

P.P. 41673 [N/m]

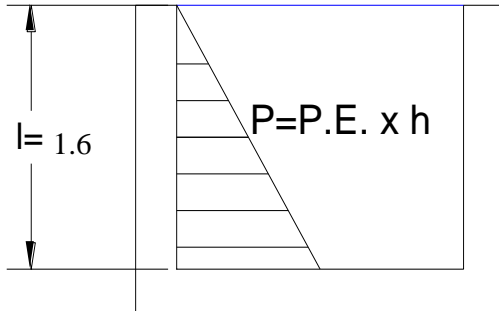
Agua (Por su contenido de solidos en suspensión se asumen un P.E. mayor.)

P.E. 1100 [kg/m³]

Q 36258 [N/m] Carga rectangular

3.6.2.4.2.- Cargas horizontales

Agua



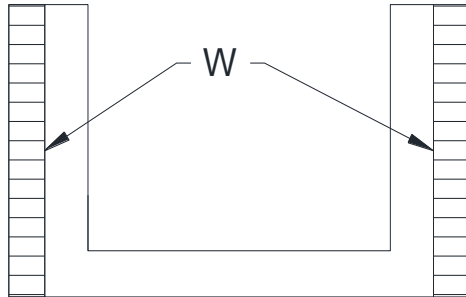
Valor de la carga
 $q = 17266$ [N/m]
 Resultante de la carga
 $Q = 13812$ [N]
 Posición
 $y = 0.53$ [m]

Viento

Viento, según el Eurocódigo 1 Bases de proyecto y acciones en estructuras

Acciones en Estructuras. Acciones del viento.

"En general, una hipótesis adecuada para puentes en circunstancias normales es considerar una presión del viento de 6 [kN/m²] aplicada sobre la superficie vertical proyectada del puente o del elemento estructural en consideración."

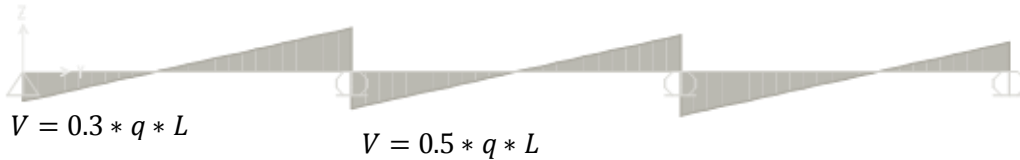


	Valor de la carga
q=	6000 [N/m]
	Resultante de la carga
Q=	11400 [N]
	Posición
y=	0.95 [m]

3.6.2.4.3.- Solicitaciones debidas a cargas verticales

3.6.2.4.3.1.- Solicitación a corte

Va ext	190353 [N]	Va int	317255 [N]
Vpp ext	218783 [N]	Vpp int	364638 [N]



3.6.2.4.3.2.- Solicitación a flexión

3.6.2.4.3.2.1.- Flexión acero superior

Ma	925328 [N*m]	282052
Mpp	1063527 [N*m]	

4.3.2.2.- Flexión acero inferior

Ma	493508 [N*m]	$M = \frac{1}{12} * q * L^2$
Mpp	567214 [N*m]	



3.6.2.4.3.- Solicitaciones debidas a cargas horizontales



3.6.2.4.4.- Factores de carga y combinaciones

3.6.2.4.4.1.- Factores

Empuje del agua	γ_{fq}	1	La altura máxima de agua en el canal es considerada.
Peso propio	γ_{fg}	1.6	

3.6.2.4.4.2.- Combinaciones

Combinación 1 $S_D = \gamma_{fq} * E_a + \gamma_{fg} * P_p$

$M_u = M_{Amax} * \gamma_{fq} + M_{Ppmax} * \gamma_{fg}$ $V_u = V_{Eamax} * \gamma_{fq} + V_{Ppmax} * \gamma_{fg}$

Ubicación	Posición	Mu [N*m]	Vu [N]	Apoyo
Canal	Inferior	1401051	540405	externo
Canal	Superior	2626971	900676	interno

3.6.2.5.- Diseño del refuerzo

3.6.2.5.1.- Flexión

3.6.2.5.1.1.- Acero inferior

Mu 1401051 [N*m]

Profundidad del eje neutro - Cálculo diagrama rectangular

h	1.9 [m]		
b	0.6 [m]		
r	0.04 [m]		
db	0.02 [m]	φ	20 [mm]
d	1.85 [m]		
fcd	13.7 [MPa]	f _{yd}	358.2 [MPa]
fcd	1.4E+07 [Pa]	f _{yd}	3.6E+08 [Pa]
Mu	1401051 [N*m]	Mu	1.40E+06 [N*m]

$$M_{lim} = 0.252 * f_{cd} * b * d^2$$

M_{lim} 7104671 [N*m] Calcule armadura a tracción

$$y = d * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0.425 * b * d^2 * f_{cd}}} \right]$$

y 0.11 [m] y 111.52 [mm]

$$A_s = \frac{0,85 * f_{cd} * y * b}{f_{yd}}$$

As req 2.2E-03 [m2]

As req 21.80 [cm2]

φ 20 [mm]

φ 2 [cm]

As1 3.1 [cm2]

barras 7

Separació: 0.39 [m]

Asprop 21.99 [cm2]

Cuantia (geometrica) minima Segun CBH 87

Asprop 21.99 [cm2]

Asprop 0.002199 [m2]

Ac 1.77 [m2]

fcd 1.4E+07 [Pa]

f_{yd} 3.6E+08 [Pa]

$$A_s \leq 0.04 * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} * A_c$$

As 0.002199 [m2]

≤ 0.002714 [m2]

$$\alpha = 1.5 - 12.5 * \left(\frac{A_s * f_{yd}}{A_c * f_{cd}} \right)$$

α 1.09

$$A_{s\text{verf } 1} = \alpha * A_s$$

As verf 1 24.08 [cm²]

Vigas 3.3

Tanto por mil para AH 400

Ac 1.77 [m²]

As min 0.005841 [m²]

As min 58.41 [cm²]

ϕ	20 [mm]	Cant	ϕ [mm]	A [cm ²]
ϕ	2 [cm]			
As1	3.1 [cm ²]	8	20	25.1
# barras	19	7	10	5.5
Separació:	0.14 [m]	Σ		30.6

3.6.2.5.1.2.- Acero superior

$$M_u = M_{Amax} * \gamma_{fq} + M_{Ppmax} * \gamma_{fg}$$

Mu 2626971 [N*m]

Profundidad del eje neutro - Cálculo diagrama rectangular

h 1.9 [m]

b 2.7 [m]

r 0.04 [m]

db 0.02 [m] ϕ 20 [mm]

d 1.85 [m]

fcd 13.7 [MPa] fyd 358.2 [MPa]

fcd 1.4E+07 [Pa] fyd 3.6E+08 [Pa]

Mu 2626971 [N*m] Mu 2.63E+06 [N*m]

$$M_{lim} = 0.252 * f_{cd} * b * d^2$$

Mlim 31971019 [N*m] Calcule armadura a tracción

$$y = d * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0.425 * b * d^2 * f_{cd}}} \right]$$

y 0.05 [m] y 45.63 [mm]

$$A_s = \frac{0,85 * f_{cd} * y * b}{f_{yd}}$$

As req 4.0E-03 [m2]

As req 40.14 [cm2]

φ 20 [mm]

φ 2 [cm]

As1 3.1 [cm2]

barras 13

Separació: 0.00 [m]

Asprop 40.84 [cm2]

Cuantia (geometrica) minima Segun CBH 87

Asprop 40.84 [cm2]

Asprop 0.004084 [m2]

Ac 1.77 [m2]

fcd 1.4E+07 [Pa]

fyd 3.6E+08 [Pa]

$$A_s \leq 0.04 * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} * A_c$$

As 0.004084 [m2] ≥ 0.002714 [m2]

$$\alpha = 1.5 - 12.5 * \left(\frac{A_s * f_{yd}}{A_c * f_{cd}} \right)$$

α 0.75

$$A_{s\text{verf } 1} = \alpha * A_s$$

As verf 1 30.53 [cm2]

Vigas 3.3

Tanto por mil para AH 400

As min 0.005841 [m2]

As min 58.41 [cm2]

Según planos

		Cant	φ [mm]	A [cm2]
φ	16 [mm]			
φ	1.6 [cm]	6	25	29.5
As1	2.0 [cm2]	4	20	12.6
# barras	30			
Separació:	0.09 [m]	Σ		42.0

3.6.2.5.2.- Refuerzo a corte

3.6.2.5.2.1.- Apoyo exterior

Vu	540405 [N]
fck	20.6 [MPa]
bw	0.6 [m]
fcd	13.73 [MPa]
fcd	13729310 [Pa]
d	1.85 [m]

$$V_{rd} = V_u \leq V_{u1} = 0.30 * f_{cd} * b * d$$

$$V_{u1} = 5791023 \text{ [N]} \quad \text{Verificar } V_{u2}$$

$$f_{cv} = 0,131 * \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

$$f_{cv} = 1.0 \text{ [MPa]}$$

$$f_{cv} = 984233 \text{ [Pa]}$$

$$V_{rd} = V_u \leq V_{u2} = V_{cu} = f_{cv} * b_0 * d$$

$$V_{cu} = 1092499 \text{ [N]}$$

$$V_{cu} \geq V_u \quad \text{No requiere armadura a corte}$$

Se empleara como armadura mínima

$$\phi \text{ [mm]} = 10 \text{ cada } 30 \text{ [cm]}$$

3.6.2.5.2.2.- Apoyo interior

Vu	900676 [N]
fck	20.6 [MPa]
bw	0.6 [m]
fcd	13.73 [MPa]
fcd	13729310 [Pa]
d	1.85 [m]

$$V_{rd} = V_u \leq V_{u1} = 0.30 * f_{cd} * b * d$$

$$V_{u1} = 5791023 \text{ [N]} \quad \text{Verificar } V_{u2}$$

$$f_{cv} = 0,131 * \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

$$f_{cv} = 1.0 \text{ [MPa]}$$

$$f_{cv} = 984233 \text{ [Pa]}$$

$$V_{rd} = V_u \leq V_{u2} = V_{cu} = f_{cv} * b_0 * d$$

$$V_{cu} = 1092499 \text{ [N]}$$

$V_{cu} \geq V_u$ No requiere armadura a corte

$$\phi = 12 \text{ [mm]}$$

$$\phi = 0.012 \text{ [m]}$$

$$d = 1.85 \text{ [m]}$$

$$s = 30 \text{ [cm]}$$

$$s = 0.3 \text{ [m]} \quad s/d = 0.16$$

$$\text{Número de piernas} = 4$$

$$A_{st} = 452 \text{ [mm}^2\text{]} \quad A_{st}' = 3.94 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$A_{st} = 0.0005 \text{ [m}^2\text{]} \quad A_{st}' = 0.000394 \text{ [m}^2\text{]}$$

$$f_{yd} = 358.2 \text{ [Mpa]}$$

$$f_{yd} = 3.58E+08 \text{ [Pa]}$$

$$V_{su} = 0.9 * \frac{d}{s} * A_{st} * f_{yd}$$

$$V_{su} = 899244 \text{ [N]} \quad V_{su} = 899.24 \text{ [KN]}$$

$$V_u = 900676 \text{ [N]} \leq V_{cu} + V_{su} = 1991743 \text{ [N]} \quad \text{Estribado correcto}$$

Nota: La armadura a flexión vertical en la sección transversal cumple con el requerimiento de corte en la sección longitudinal.

3.6.3. Diseño pila 7 mts

3.6.3.1.- Geometria

3.6.3.2.- Materiales

3.6.3.3.- Esquema estructural

3.6.3.4.- Calculo de solicitaciones

3.6.3.5.- Diseño del refuerzo

3.6.3.6.- Planos

Pila Puente

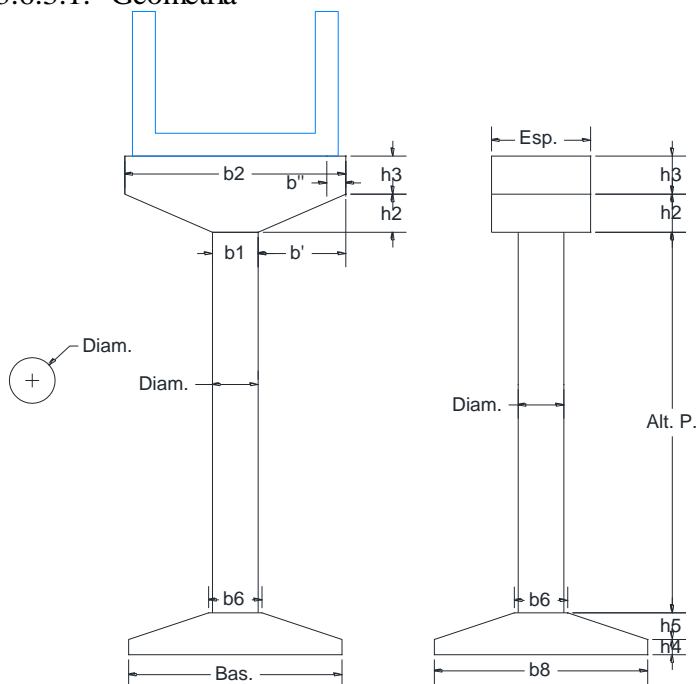
45 [mts]

h

8.65 [mts]

Cálculo del capitel

3.6.3.1.- Geometria



b1	1.00 [m]
b2	2.70 [m]
b6	1.10 [m]
b8	2.90 [m]
h2	0.50 [m]
h3	0.50 [m]
h4	0.20 [m]
h5	0.45 [m]
Diam.	0.70 [m]
Bas.	2.90 [m]
Alt. P.	7.00 [m]
Esp.	0.80 [m]

3.6.3.2.- Materiales

Hormigon

fck	21 [MPa]	
γ_s	1.5	$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_s}$
fcd	14 [MPa]	

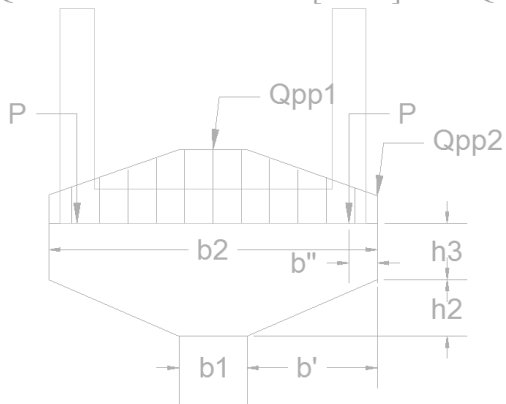
Acero

fyk	400 [MPa]	
γ_s	1.15	$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$
fyd	348 [MPa]	

3.6.3.3.- Esquema estructural

3.6.3.3.1.- Cargas sobre el capitel

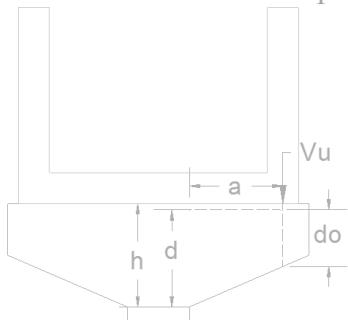
Va int	317 [kN]	Vpp int	365 [kN]
Pu	901 [kN]		
Esp.	0.80 [m]		
Peso propio			
QPP1	19 [kN/m]	QPP2	9 [kN/m]



b' 1.00 [m]

3.6.3.4.- Calculo de sollicitaciones

3.6.3.4.1.- Verificación del tipo de elemento



a	0.75 [m]		
d	0.942 [m]		
r	0.05 [m]		
db	0.016 [m]	ϕ	16 [mm]
$a \leq d$	Verdadero		

d0 0.57 [m]

$d_0 \geq \frac{d}{2}$ Verdadero

Diseño de ménsula corta

3.6.3.4.2.- Cálculo de la sollicitación a cortante

QPP1 18.84 [kN/m] QPP2 9.42 [kN/m]

L 1.00 [m]

Pu 900.68 [kN]

$$V_{max} = \gamma_{f,g} * (Q_{pp1} - Q_{pp2}) * l + \gamma_{f,g} * 0.5 * Q_{pp2} * l + P$$

Vmax 923.28 [kN]

Fvd 923.28 [kN]

3.6.3.4.3.- Fuerzas

Fvd 923.28 [kN]

$$F_{hd} = 0.2 * F_{vd} \quad \text{Sin tomar el peso propio}$$

Fhd 180.14 [kN]

3.6.3.4.3.1.- Fuerza cortante

$$V_d = F_{vd}$$

Vd 923.28 [kN]

3.6.3.4.3.2.- Tracción horizontal

$$N_d = F_{hd} \leq F_{vd}$$

Nd 180.14 [kN]

3.6.3.4.3.3.- Momento flector

$$M_d = F_{vd} * a + F_{hd} * (h - d)$$

Md 702.91 [kN*m]

3.6.3.5.- Diseño del refuerzo

3.6.3.5.1.- Cálculo de Asf

Mu 702906 [N*m]

Profundidad del eje neutro

h	1.00 [m]		
b	0.80 [m]		
r	0.05 [m]		
db	0.016 [m]	φ	16 [mm]
d	0.942 [m]		
fcd	14.0 [Mpa]	fyd	347.8 [Mpa]
fcd	1.4E+07 [Pa]	fyd	3.5E+08 [Pa]
Mu	702906 [N*m]		

$$M_{lim} = 0.252 * f_{cd} * b * d^2$$

Mlim 2504496 [N*m] Calcule armadura a tracción

$$y = d * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0.425 * b * d^2 * f_{cd}}} \right]$$

y 0.082 [m] y 81.94 [mm]

$$A_s = \frac{0,85 * f_{cd} * y * b}{f_{yd}}$$

As req	2.2E-03 [m2]
As req	22.43 [cm2]
Usf req	644.81 [kN]
φ	16 [mm]
φ	1.6 [cm]
As1	2.0 [cm2]
# barras	12
Separación	0.07 [m]

Usf 693.66 [kN]

3.6.3.5.2.- Cálculo de Asn

$$A_{sn} = \frac{N_d}{f_{yd}}$$

Asn	5.18 [cm2]
Usn	180.14 [kN]

3.6.3.5.3.- Cálculo de A_{sv}

$$A_{sv} = \frac{V_d}{f_{yd} * \cot(\theta)}$$

Cotg θ 1.40 Ménsula hormigonada monolíticamente con el pilar.

A_{sv} 18.96 [cm²]

U_{sv} 659.48 [kN]

3.6.3.5.4.- Armadura mínima

$$A_{1\ min} = 0.04 * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} * b * d$$

U_{min} 422.02 [kN]

3.6.3.5.6.- Cálculo de A_2

U_{sf} 694 [kN]

U_{sv} 659 [kN]

$$A_2 = \begin{cases} A_{sf} \leq \frac{2}{3} * A_{sv} = \frac{1}{2} * A_{sf} \\ A_{sf} > \frac{2}{3} * A_{sv} = \frac{1}{3} * A_{sv} \end{cases}$$

U_2 220 [kN]

U 219 [kN]

8 ϕ 10 [mm]

3.6.3.5.7.- Verificación del corte vertical

Resistencia virtual

d 0.942 [m]

A_s 28.15 [cm²]

b 0.80 [m]

d 0.942 [m]

f_{ck} 21 [MPa]

V_u 923.28 [kN]

Calculo de V_{u2}

$$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}}$$

ξ 1.46

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_o * d} \geq 0.02$$

ρ_l 0.004

$$f_{cv} = 0.12 * \xi * (100 * \rho_l * f_{ck})^{1/3}$$

f _{cv}	0.35 [Mpa]
f _{cv}	348 [kPa]

$$V_{cu} = f_{cv} * b_0 * d$$

V _{cu}	262.47 [kN]
V _u	923.28 [kN]

Colocar armadura de corte

φ	10 [mm]
φ	0.01 [m]
d	0.942 [m]
s	30 [cm]
s	0.3 [m]

s/d 0.32

Número de piernas

4

A _{st}	314 [mm ²]	A _{st'}	3.94 [cm ²]
A _{st}	0.0003 [m ²]	A _{st'}	0.000394 [m ²]
f _{yd}	347.8 [Mpa]		
f _{yd}	347826087 [Pa]		

$$V_{su} = 0.9 * \frac{d}{s} * A_{st} * f_{yd}$$

V _{su}	308805 [N]	V _{su}	308.80 [kN]
-----------------	------------	-----------------	-------------

$$V_{cu} = 0.30 * f_{cd} * b * d$$

V _{cu}	3165120 [N]	V _{cu}	3165.12 [kN]
-----------------	-------------	-----------------	--------------

$$V_u = 923.28 [kN] \geq V_{cu} + V_{su} = 3473.92 [kN]$$

Estribado correcto

3.6.3.5.8.- Verificación de la compresión oblicua en bielas

F_{vd} 923.28 [kN]

f_{cd} 14 [MPa]

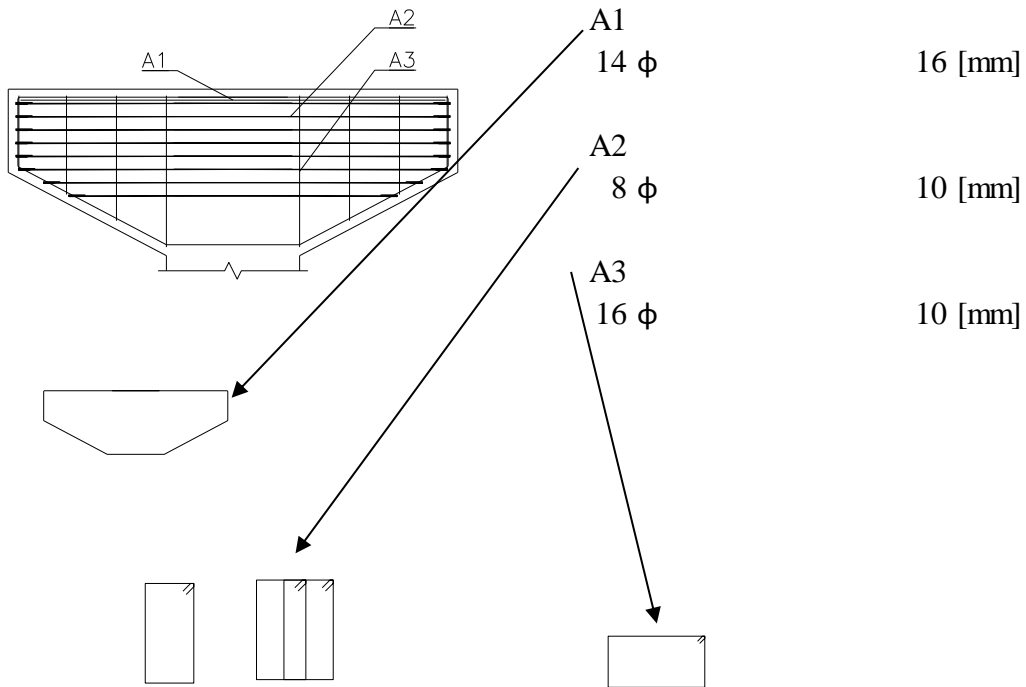
a₀ 0.35 [m]

b₀ 0.3 [m]

$$\frac{F_{vd}}{a_0 * b_0} \leq f_{1cd} = 0.70 * f_{cd}$$

$$\frac{F_{vd}}{a_0 * b_0} = 8.79 \leq 0.70 * f_{cd} = 9.80 \text{ [MPa]}$$

3.6.3.6.- Planos



3.6.3.8.- Calculo de la columna

l	7.00 [m]		
diam	0.70 [m]		
PPPcap	47 [kN]		
Ppcol	63 [kN]		
Nd	2359 [kN]		
Md2	13.06 [kN*m]	Pie	Lado menor
Md1	5.68 [kN*m]	Cabeza	Lado menor
fck	21 [MPa]		
fcd	14 [MPa]		

Un extremo libre el otro empotrado

Axil carga permanente < 70% de axil total

α 2.00 Traslacional

3.6.3.8.1.-Longitud de pandeo

$$l_o = \alpha * l$$

lo 14.00 [m]

3.6.3.8.2.-Esbeltez geométrica

$$\lambda_g = \frac{l_o}{d} \quad \lambda_g \quad 20.00 \text{ Use el método aproximado}$$

3.6.3.8.3.-Excentricidad

$$e_e = e_2 = \frac{M_{d2}}{N_d} \quad ee \quad 0.035 \text{ [m]}$$

β	2		
ϵ_y	0.0017		
ϵ	0.003		$d' = 0.05 * diam.$
diam.	0.7 [m]	d'	0.035 [m]
i_c	0.175 [m]		
e_e	0.035 [m]		
l_0	14.00 [m]		

$$e_a = (1 + 0.12 * \beta) * (\epsilon_y + \epsilon) * \frac{d + 20 * e_e}{d + 10 * e_e} * \frac{l_0^2}{50 * i_c}$$

e_a	0.176 [m]
-------	-----------

$e_{tot} = e_e + e_a$	e_{tot}	0.211 [m]
$A_c = \frac{\pi}{4} * diam.^2$	A_c	0.38 [m ²]

$\mu = \frac{N_d * e_{tot}}{A_c * f_{cd} * d}$	μ	0.13
--	-------	------

$v = \frac{N_d}{A_c * f_{cd}}$	v	0.44
--------------------------------	-----	------

ω	0.14
----------	------

$U = A_s * f_{yd} = \omega * A_c * f_{cd}$	U	754 [kN]
--	-----	----------

3.6.3.8.4.-Verificación a flexocompresión

l	7.00 [m]		
diam	0.70 [m]		
N_d	1231 [kN]		
M_{d2}	139.65 [kN*m]	Pie	Lado menor
M_{d1}	422.56 [kN*m]	Cabeza	Lado menor
f_{ck}	21 [MPa]		
f_{cd}	14 [MPa]		

Un extremo libre el otro empotrado

Axil carga permanente < 70% de axil total

α	2.00 Traslacional
----------	-------------------

$$l_0 = \alpha * l$$

l_0	14.00 [m]
-------	-----------

$$\lambda_g = \frac{l_0}{d}$$

λ_g	20.00 Use el método aproximado
-------------	--------------------------------

$$e_e = e_2 = \frac{M_{d2}}{N_d}$$

$$e_e = 0.113 \text{ [m]}$$

$$\beta = 2$$

$$\varepsilon_y = 0.0017$$

$$\varepsilon = 0.003$$

$$d' = 0.05 * diam.$$

$$diam. = 0.70 \text{ [m]}$$

$$d' = 0.035 \text{ [m]}$$

$$i_c = 0.175 \text{ [m]}$$

$$e_e = 0.000 \text{ [m]}$$

$$l_o = 14.00 \text{ [m]}$$

$$e_a = (1 + 0.12 * \beta) * (\varepsilon_y + \varepsilon) * \frac{d + 20 * e_e}{d + 10 * e_e} * \frac{l_o^2}{50 * i_c}$$

$$e_a = 0.132 \text{ [m]}$$

$$e_{tot} = e_e + e_a \quad e_{tot} = 0.245 \text{ [m]}$$

$$A_c = \frac{\pi}{4} * diam.^2 \quad A_c = 0.38 \text{ [m}^2\text{]}$$

$$\mu = \frac{N_d * e_{tot}}{A_c * f_{cd} * d} \quad \mu = 0.08$$

$$v = \frac{N_d}{A_c * f_{cd}} \quad v = 0.23$$

$$\omega = 0.10$$

$$U = A_s * f_{yd} = \omega * A_c * f_{cd}$$

$$U = 539 \text{ [kN]}$$

3.6.3.11.-Armadura mínima

$$12 \phi \quad 16 \text{ [mm]} \quad A_c = 3848 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$U = A * f_{yd} \quad U = 839 \text{ [kN]} \quad \rho_{min} = 0.004$$

$$A_s = 2413 \text{ [mm}^2\text{]} \quad A_{smin} = 15 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$f_{yd} = 348 \text{ [Mpa]} \quad A_{smin} = 1539 \text{ [mm}^2\text{]}$$

$$A_s * f_{yd} = 839 \text{ [kN]} \quad U_{min} = 535 \text{ [kN]}$$

$$0.1 * N_d = 236 \text{ [kN]}$$

$$A_s * f_{yd} \geq 0.1 * N_d \quad \text{Verdadero}$$

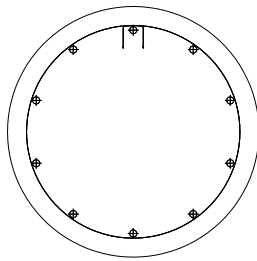
$$A_c = 3.85E+05 \text{ [mm}^2\text{]}$$

$$f_{cd} = 14 \text{ [MPa]}$$

$$A_c * f_{cd} = 5388 \text{ [kN]}$$

$$A_s * f_{yd} \leq A_c * f_{cd} \quad \text{Verdadero}$$

3.6.3.8.6.- Planos



Armadura longitudinal

12 ϕ 16 [mm]

Estribos

ϕ 6 [mm]

C/ 15 [cm]

Calculo de la zapata

3.6.3.9.- Datos

diam. 0.7 [m]
 N 1431 [kN]
 Nd 1984 [kN]
 σ_{adm} 200 [kN/m²]
 Zapata cuadrada trocopiramidal

3.6.3.10.- Predimensionamiento

3.6.3.10.1.- Coeficiente para tomar en cuenta el peso propio

$$\beta = \frac{14 - 0.02 * \sigma_{adm}}{100}$$

β 0.1

3.6.3.10.2.- Area en planta necesaria

$$A = \frac{N * (1 + \beta)}{\sigma_{adm}}$$

A 7.87 [m²]

Zapata cuadrada

b 2.81 [m]

badop 2.90 [m]

3.6.3.10.3.- Cálculo del vuelo

$$v = \frac{b - diam}{2}$$

v 1.1 [m]

3.6.3.10.4.- Presión del terreno

$$\sigma_t = \frac{N_d}{b^2}$$

σ_t 235.95 [kN/m²]

3.6.3.10.5.- Canto útil recomendado

$$d = \frac{1.1 * \sigma_t}{\sigma_t + 370} * v$$

d 0.47 [m]

h 0.65 [m] Canto adoptado correcto

3.6.3.10.- Comprobación de la presión sobre el terreno

3.6.3.10.1.- Peso de la zapata (pirámide truncada)

b 2.90 [m]

h 0.65 [m]

h_4 0.20 [m]

h_5 0.45 [m]

$$A_1 = b^2$$

A_1 8.41 [m²]

$$A_2 = (diam + 0.1)^2$$

A_2 0.64 [m²]

$$V_1 = \frac{h_5}{3} * (A_1 + A_2 + \sqrt{A_1 * A_2})$$

V_1 1.71 [m³]

$$V_2 = b^2 * h_4$$

V_2 1.68 [m³]

$$V_t = V_1 + V_2$$

V_t 3.39 [m³]

$$P_t = 25 * V_t$$

P 84.69 [kN]

3.6.3.10.2.- Presión sobre el terreno

N	1431.13 [kN]
P	84.69 [kN]
b	2.90 [m]

$$\sigma = \frac{N + P}{b^2}$$

σ	180 [kN/m ²]	Presión de terreno menor que la presión admisible, dimensiones en planta correctas.
----------	--------------------------	---

3.6.3.11.- Cálculo a flexión y cortante

3.6.3.11.1.- Determinación del tipo de zapata

v	1.1 [m]
h	0.65 [m]

$$\frac{v}{h} > 2 \quad 1.69 \text{ Zapata rígida}$$

3.6.3.11.2.- Determinación del momento flector

σ_t	235.95 [kN/m ²]
b	2.90 [m]
v	1.1 [m]
diam.	0.7 [m]

$$M_d = \frac{1}{2} * \sigma_t * b * (v + 0.15 * diam)^2$$

Md	496.77 [kN*m]
----	---------------

3.6.3.11.3.- Momento reducido

Md	496.77 [kN*m]	
fcd	14 [Mpa]	
h	0.65 [m]	
b	2.90 [m]	
r	0.05 [m]	
db	0.02 [m]	ϕ
dred	0.57 [m]	20 [mm]

$$\mu = \frac{M_d}{f_{cd} * b * d^2}$$

μ 0.0377

3.6.3.11.4.- Cuantía mecánica

μ 0.0377

$$\omega = \mu * (1 + \mu)$$

ω 0.0391

3.6.3.11.5.- Capacidad mecánica

$$\omega = \mu * (1 + \mu)$$

ω 0.0391

f_{cd} 14 [Mpa]

b 2.90 [m]

d 0.57 [m]

$$U = \omega * f_{cd} * b * d$$

U 904 [kN]

N_d 1984 [kN]

d 0.57 [m]

a 2.90 [m]

a_0 0.7 [m]

$$U = \frac{N_d}{6.8 * d} * (a - a_0)$$

U 1126 [kN]

Rígida

3.6.3.11.6.- Área de la armadura

U 1126 [kN]

f_{yd} 348 [MPa]

$$A_s = U / f_{yd}$$

A_s 32.38 [cm²]

11 ϕ

20 [mm]

Asprop 1 34.56 [cm²]

Separación 0.26 [m]

3.6.3.11.7.- Cuantía geométrica

Asprop 34.56 [cm²]

b 2.90 [m]

d 0.57 [m]

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

ρ 0.0021
 ρ_{min} 0.0018

3.6.3.11.8.- Área de armadura

ρ_{min} 0.0018
 b 2.90 [m]
 d 0.57 [m]

$$A_{smin} = \rho_{min} * b * d$$

A_{smin} 29.75 [cm²] 10 ϕ 20 [mm]

$A_{sprop 2}$ 31.42 [cm²]
Separación 0.29 [m]

3.6.3.11.9.- Cortante actuante

σ_t 235.95 [kN/m²]
 b 2.90 [m]
 v 1.10 [m]
 d 0.57 [m]

$$V_d = \sigma_t * b * (v - d)$$

V_d 362.65 [kN]

3.6.3.11.10.- Resistencia virtual

d 0.57 [m]
 A_s 31.42 [cm²]
 b 2.90 [m]
 d 0.57 [m]
 f_{ck} 21 [MPa]
 V_u 362.65 [kN]

Calculo de V_{u2}

$$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}}$$

ξ 1.59

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_o * d} \neq 0.02$$

ρ_l 0.002

$$f_{cv} = 0.12 * \xi * (100 * \rho_l * f_{ck})^{1/3}$$

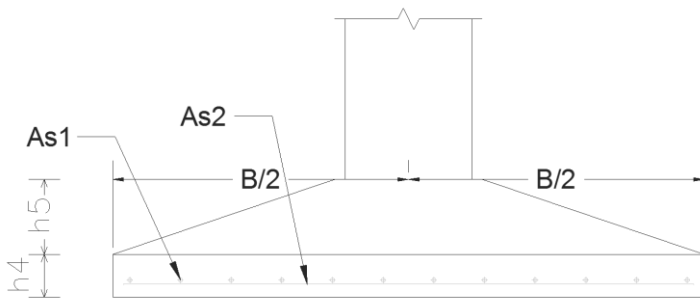
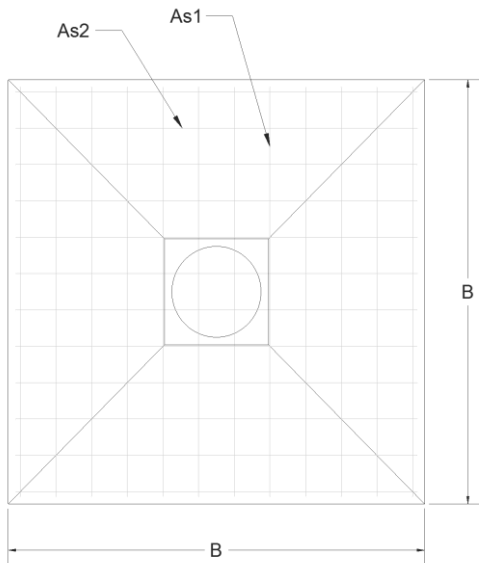
f_{cv} 0.30 [Mpa]
 f_{cv} 303 [kPa]

$$V_{cu} = f_{cv} * b_0 * d$$

V_{cu} 501.02 [kN]
 V_u 362.65 [kN] Sección satisfactoria al corte

3.6.3.12.1.- Planos

As1	34.56 [cm ²]	11 ϕ	20 [mm]
Separación	0.26 [m]		
As2	34.56 [cm ²]	11 ϕ	20 [mm]
Separación	0.26 [m]		



3.6.4. Diseño pila 8 mts

- 3.6.4.1.- Geometria
- 3.6.4.2.- Materiales
- 3.6.4.3.- Esquema estructural
- 3.6.4.4.- Calculo de solicitaciones
- 3.6.4.5.- Diseño del refuerzo
- 3.6.4.6.- Planos

Pila Puente

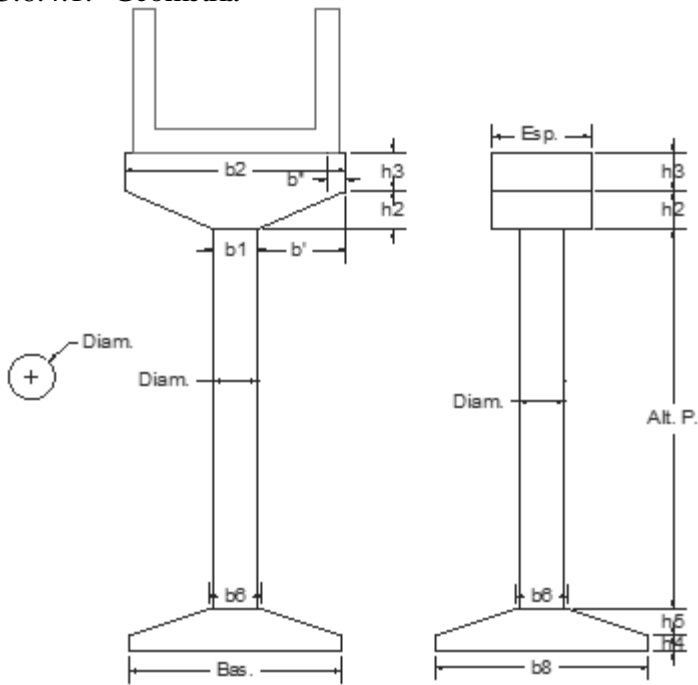
45 [mts]

h

9.65 [mts]

Cálculo del capitel

3.6.4.1.- Geometria



b1	1.00 [m]
b2	2.70 [m]
b6	1.10 [m]
b8	2.90 [m]
h2	0.50 [m]
h3	0.50 [m]
h4	0.20 [m]
h5	0.45 [m]
Diam.	0.80 [m]
Bas.	2.90 [m]
Alt. P.	8.00 [m]
Esp.	0.80 [m]

3.6.4.2.- Materiales

Hormigon

fck	21 [MPa]
γ_s	1.5 $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_s}$
fcd	14 [MPa]

Acero

fyk	400 [MPa]
γ_s	1.15 $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$
fyd	348 [MPa]

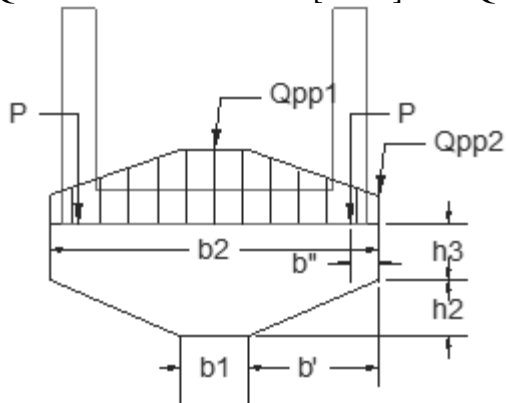
3.6.4.3.- Esquema estructural

3.6.4.3.1.- Cargas sobre el capitel

Va int	317 [kN]	Vpp int	365 [kN]
Pu	901 [kN]		
Esp.	0.80 [m]		

Peso propio

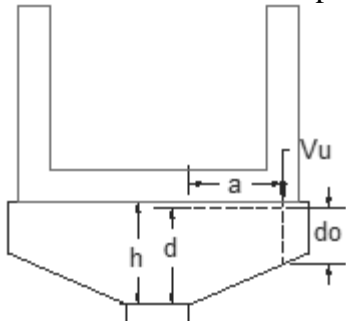
QPP1	19 [kN/m]	QPP2	9 [kN/m]
------	-----------	------	----------



b'	0.95 [m]
----	----------

3.6.4.4.- Cálculo de solicitaciones

3.6.4.4.1.- Verificación del tipo de elemento



a	0.70 [m]		
d	0.942 [m]		
r	0.05 [m]		
db	0.016 [m]	φ	16 [mm]
$a \leq d$	Verdadero		

d0 0.57 [m]

$$d_0 \geq \frac{d}{2} \quad \text{Verdadero}$$

Diseño de ménsula corta

3.6.4.4.2.- Cálculo de la solicitación a cortante

QPP1 18.84 [kN/m] QPP2 9.42 [kN/m]

L 0.95 [m]

Pu 900.68 [kN]

$$V_{max} = \gamma_{f,g} * (Q_{pp1} - Q_{pp2}) * l + \gamma_{f,g} * 0.5 * Q_{pp2} * l + P$$

Vmax 922.15 [kN]

Fvd 922.15 [kN]

3.6.4.4.3.- Fuerzas

Fvd 922.15 [kN]

$$F_{hd} = 0.2 * F_{vd} \quad \text{Sin tomar el peso propio}$$

Fhd 180.14 [kN]

3.6.4.4.3.1.- Fuerza cortante

$$V_d = F_{vd}$$

Vd 922.15 [kN]

3.6.4.4.3.2.- Tracción horizontal

$$N_d = F_{hd} \leq F_{vd}$$

Nd 180.14 [kN]

3.6.4.4.3.3.- Momento flector

$$M_d = F_{vd} * a + F_{hd} * (h - d)$$

Md 655.95 [kN*m]

3.6.4.5.- Diseño del refuerzo

3.6.4.5.1.- Cálculo de Asf

Mu 655951 [N*m]

Profundidad del eje neutro

h 1.00 [m]

b 0.80 [m]

r 0.05 [m]

db 0.016 [m]

d 0.942 [m]

fcd 14.0 [Mpa]

fcd 1.4E+07 [Pa]

Mu 655951 [N*m]

φ **16** [mm]

fyd 347.8 [Mpa]

fyd 3.5E+08 [Pa]

$$M_{lim} = 0.252 * f_{cd} * b * d^2$$

Mlim 2504496 [N*m]

Calcule armadura a tracción

$$y = d * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0.425 * b * d^2 * f_{cd}}} \right]$$

y 0.076 [m]

y 76.23 [mm]

$$A_s = \frac{0.85 * f_{cd} * y * b}{f_{yd}}$$

As req 2.1E-03 [m2]

As req 20.86 [cm2]

Usf req 599.84 [kN]

φ 16 [mm]

φ 1.6 [cm]

As1 2.0 [cm2]

barras 11

Separación 0.07 [m]

Usf 635.86 [kN]

3.6.4.5.7.- Verificación del corte vertical

Resistencia virtual

d	0.942 [m]
As	28.15 [cm ²]
b	0.80 [m]
d	0.942 [m]
fck	21 [MPa]
Vu	922.15 [kN]

Calculo de Vu2

$$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}}$$

ξ	1.46
-------	------

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_o * d} \neq 0.02$$

ρ_l	0.004
----------	-------

$$f_{cv} = 0.12 * \xi * (100 * \rho_l * f_{ck})^{1/3}$$

f _{cv}	0.35 [Mpa]
f _{cv}	348 [kPa]

$$V_{cu} = f_{cv} * b_o * d$$

V _{cu}	262.47 [kN]	
V _u	922.15 [kN]	Colocar armadura de corte

ϕ	10 [mm]		
ϕ	0.01 [m]		
d	0.942 [m]		
s	30 [cm]		
s	0.3 [m]	s/d	0.32

Número de piernas		4		
Ast	314 [mm2]	Ast'	3.94 [cm2]	
Ast	0.0003 [m2]	Ast'	0.000394 [m2]	
f _{yd}	347.8 [Mpa]			
f _{yd}	347826087 [Pa]			

$$V_{su} = 0.9 * \frac{d}{s} * A_{st} * f_{yd}$$

V _{su}	308805 [N]	V _{su}	308.80 [KN]
-----------------	------------	-----------------	-------------

$$V_{cu} = 0.30 * f_{cd} * b * d$$

V _{cu}	3165120 [N]	V _{cu}	3165.12 [KN]
-----------------	-------------	-----------------	--------------

$$V_u = 922.15 [KN] \geq V_{cu} + V_{su} = 3473.92 [KN]$$

Estribado correcto

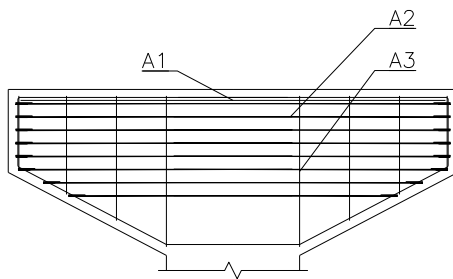
3.6.4.5.8.- Verificación de la compresión oblicua en bielas

F _{vd}	922.15 [kN]
f _{cd}	14 [MPa]
a ₀	0.35 [m]
b ₀	0.3 [m]

$$\frac{F_{vd}}{a_0 * b_0} \leq f_{1cd} = 0.70 * f_{cd}$$

$$\frac{F_{vd}}{a_0 * b_0} = 8.78 \leq 0.70 * f_{cd} = 9.80 [MPa]$$

3.6.4.6.- Planos



A1	14 φ	16 [mm]
A2	8 φ	10 [mm]
A3	16 φ	10 [mm]

3.6.4.8.- Calculo de la columna

l	8.00 [m]		
diam	0.80 [m]		
PPPcap	47 [kN]		
Ppcol	95 [kN]		
Nd	2408 [kN]		
Md2	13.06 [kN*m]	Pie	Lado menor
Md1	5.68 [kN*m]	Cabeza	Lado menor
fck	21 [MPa]		
fcd	14 [MPa]		

Un extremo libre el otro empotrado

Axil carga permanente < 70% de axil total

α 2.00 Traslacional

3.6.4.8.1.- Longitud de pandeo

$$l_o = \alpha * l$$

lo 16.00 [m]

3.6.4.8.2.- Esbeltez geométrica

$$\lambda_g = \frac{l_o}{d} \quad \lambda_g \quad 20.00 \text{ Use el método aproximado}$$

3.6.4.8.3.-Excentricidad

$e_e = e_2 = \frac{M_{d2}}{N_d}$	ee	0.040 [m]
β	2	
ϵ_y	0.0017	
ϵ	0.003	$d' = 0.05 * diam.$
diam.	0.8 [m]	d' 0.04 [m]
ic	0.2 [m]	
ee	0.040 [m]	
lo	16.00 [m]	

$$e_a = (1 + 0.12 * \beta) * (\epsilon_y + \epsilon) * \frac{d + 20 * e_e}{d + 10 * e_e} * \frac{l_o^2}{50 * i_c}$$

ea 0.201 [m]

$$e_{tot} = e_e + e_a \quad etot \quad 0.241 [m]$$

$$A_c = \frac{\pi}{4} * diam.^2 \quad A_c \quad 0.50 \text{ [m}^2\text{]}$$

$$\mu = \frac{N_d * e_{tot}}{A_c * f_{cd} * d} \quad \mu \quad 0.10$$

$$v = \frac{N_d}{A_c * f_{cd}} \quad v \quad 0.34$$

$$\omega \quad 0.05$$

$$U = A_s * f_{yd} = \omega * A_c * f_{cd}$$

$$U \quad 352 \text{ [kN]}$$

3.6.4.8.4.- Verificación a flexocompresión

l	8.00 [m]		
diam	0.80 [m]		
Nd	1284 [kN]		
Md2	562.64 [kN*m]	Pie	Lado menor
Md1	168.92 [kN*m]	Cabeza	Lado menor
fck	21 [MPa]		
fcd	14 [MPa]		

Un extremo libre el otro empotrado

Axil carga permanente < 70% de axil total

α 2.00 Traslacional

$$l_o = \alpha * l$$

lo 16.00 [m]

$$\lambda_g = \frac{l_o}{d}$$

λ_g 20.00 Use el método aproximado

$$e_e = e_2 = \frac{M_{d2}}{N_d}$$

ee 0.438 [m]

β 2

ϵ_y 0.0017

ϵ 0.003

$$d' = 0.05 * diam.$$

diam. 0.80 [m]

d' 0.04 [m]

ic 0.2 [m]

ee 0.000 [m]

lo 16.00 [m]

$$e_a = (1 + 0.12 * \beta) * (\varepsilon_y + \varepsilon) * \frac{d + 20 * e_e}{d + 10 * e_e} * \frac{l_0^2}{50 * i_c}$$

ea 0.150 [m]

$e_{tot} = e_e + e_a$	etot	0.589 [m]
$A_c = \frac{\pi}{4} * diam.^2$	Ac	0.50 [m2]
$\mu = \frac{N_d * e_{tot}}{A_c * f_{cd} * d}$	μ	0.13
$v = \frac{N_d}{A_c * f_{cd}}$	v	0.18
	ω	0.13

$$U = A_s * f_{yd} = \omega * A_c * f_{cd}$$

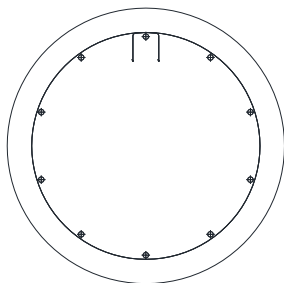
U 915 [kN]

3.6.4.8.5.-Armadura mínima

12 ϕ	20 [mm]	Ac	5027 [cm2]
$U = A * f_{yd}$	U 1311 [kN]	ρ_{min}	0.004
As	3770 [mm2]	Asmin	20 [cm2]
f _{yd}	348 [Mpa]	Asmin	2011 [mm2]
As*f _{yd}	1311 [kN]	Umin	699 [kN]
0.1*N _d	241 [kN]		
$A_s * f_{yd} \geq 0.1 * N_d$	Verdadero		

Ac	5.03E+05 [mm2]
f _{cd}	14 [MPa]
Ac*f _{cd}	7037 [kN]
$A_s * f_{yd} \leq A_c * f_{cd}$	Verdadero

3.6.4.8.6.-Planos



Armadura longitudinal	12 ϕ	20 [mm]
Estribos	ϕ	6 [mm]
	C/	15 [cm]

3.6.4.9.-Calculo de la zapata

1.- Datos

diam.	0.8 [m]
N	1464 [kN]
Nd	2037 [kN]
σ_{adm}	200 [kN/m ²]
Zapata cuadrada trocopiramidal	

3.6.4.10.- Predimensionamiento

3.6.4.10.1.- Coeficiente para tomar en cuenta el peso propio

$$\beta = \frac{14 - 0.02 * \sigma_{adm}}{100}$$

β	0.1
---------	-----

3.6.4.10.2.- Area en planta necesaria

$$A = \frac{N * (1 + \beta)}{\sigma_{adm}}$$

A	8.05 [m ²]
---	------------------------

Zapata cuadrada

b	2.84 [m]
badop	2.90 [m]

3.6.4.10.3.- Cálculo del vuelo

$$v = \frac{b - diam}{2}$$

v	1.05 [m]
---	----------

3.6.4.10.4.- Presión del terreno

$$\sigma_t = \frac{N_d}{b^2}$$

σ_t	242.16 [kN/m ²]
------------	-----------------------------

3.6.4.10.5.- Canto útil recomendado

$$d = \frac{1.1 * \sigma_t}{\sigma_t + 370} * v$$

d 0.46 [m]

h 0.65 [m] Canto adoptado correcto

3.6.4.11.- Comprobación de la presión sobre el terreno

3.6.4.11.1.- Peso de la zapata (pirámide truncada)

b 2.90 [m]

h 0.65 [m]

h4 0.20 [m]

h5 0.45 [m]

$$A_1 = b^2$$

A1 8.41 [m2]

$$A_2 = (diam + 0.1)^2$$

A2 0.81 [m2]

$$V_1 = \frac{h_5}{3} * (A_1 + A_2 + \sqrt{A_1 * A_2})$$

V1 1.77 [m3]

$$V_2 = b^2 * h_4$$

V2 1.68 [m3]

$$V_t = V_1 + V_2$$

Vt 3.46 [m3]

$$P_t = 25 * V_t$$

P 86.41 [kN]

3.6.4.11.2.- Presión sobre el terreno

N 1464.32 [kN]

P 86.41 [kN]

b 2.90 [m]

$$\sigma = \frac{N + P}{b^2}$$

σ 184 [kN/m2] Presión de terreno menor que la presión admisible,
dimensiones en planta correctas.

3.6.4.12.- Cálculo a flexión y cortante

3.6.4.12.1.- Determinación del tipo de zapata

v 1.05 [m]

h 0.65 [m]

$$\frac{v}{h} > 2 \quad 1.62 \text{ Zapata rígida}$$

3.6.4.12.2.- Determinación del momento flector

σ_t 242.16 [kN/m²]

b 2.90 [m]

v 1.05 [m]

diam. 0.8 [m]

$$M_d = \frac{1}{2} * \sigma_t * b * (v + 0.15 * diam)^2$$

Md 480.67 [kN*m]

3.6.4.12.3.- Momento reducido

Md 480.67 [kN*m]

f_{cd} 14 [Mpa]

h 0.65 [m]

b 2.90 [m]

r 0.05 [m]

db 0.02 [m]

dred 0.57 [m]

ϕ 20 [mm]

$$\mu = \frac{M_d}{f_{cd} * b * d^2}$$

μ 0.0364

3.6.4.12.4.- Cuantía mecánica

μ 0.0364

$$\omega = \mu * (1 + \mu)$$

ω 0.0378

3.6.4.12.5.- Capacidad mecánica

$$\omega = \mu * (1 + \mu)$$

ω	0.0378	Nd	2037 [kN]
fcd	14 [Mpa]	d	0.57 [m]
b	2.90 [m]	a	2.90 [m]
d	0.57 [m]	a0	0.8 [m]

$$U = \omega * f_{cd} * b * d$$

$$U = \frac{N_d}{6.8 * d} * (a - a_0)$$

U	874 [kN]	U	1103 [kN]
		Rígida	

3.6.4.12.6.- Área de la armadura

U	1103 [kN]
f _{yd}	348 [MPa]

$$A_s = U / f_{yd}$$

As	31.72 [cm ²]	11 ϕ	20 [mm]
----	--------------------------	-----------	---------

Asprop 1	34.56 [cm ²]
----------	--------------------------

Separación	0.26 [m]
------------	----------

3.6.4.12.7.- Cuantía geométrica

Asprop	34.56 [cm ²]
b	2.90 [m]
d	0.57 [m]

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

ρ	0.0021
ρ_{min}	0.0018

3.6.4.12.8.- Área de armadura

ρ_{min}	0.0018
b	2.90 [m]
d	0.57 [m]

$$A_{smin} = \rho_{min} * b * d$$

Asmin	29.75 [cm ²]	10 ϕ	20 [mm]
-------	--------------------------	-----------	---------

Asprop 2	31.42 [cm ²]
----------	--------------------------

Separación	0.29 [m]
------------	----------

3.6.4.12.9.- Cortante actuante

σ_t	242.16 [kN/m ²]
------------	-----------------------------

b	2.90 [m]
---	----------

v	1.05 [m]
---	----------

d	0.57 [m]
---	----------

$$V_d = \sigma_t * b * (v - d)$$

Vd	337.09 [kN]
----	-------------

3.6.4.12.10.- Resistencia virtual

d	0.57 [m]
---	----------

As	31.42 [cm ²]
----	--------------------------

b	2.90 [m]
---	----------

d	0.57 [m]
---	----------

fck	21 [MPa]
-----	----------

Vu	337.09 [kN]
----	-------------

Calculo de Vu2

$$\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}}$$

ξ	1.59
-------	------

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_o * d} \geq 0.02$$

ρ_l	0.002
----------	-------

$$f_{cv} = 0.12 * \xi * (100 * \rho_l * f_{ck})^{1/3}$$

f _{cv}	0.30 [Mpa]
-----------------	------------

f _{cv}	303 [kPa]
-----------------	-----------

$$V_{cu} = f_{cv} * b_0 * d$$

V_{cu} 501.02 [kN]

V_u 337.09 [kN]

Sección satisfactoria al corte

3.6.4.13.1.- Planos

As1 34.56 [cm²]

11 φ

20 [mm]

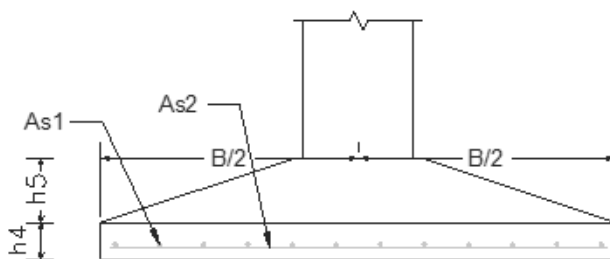
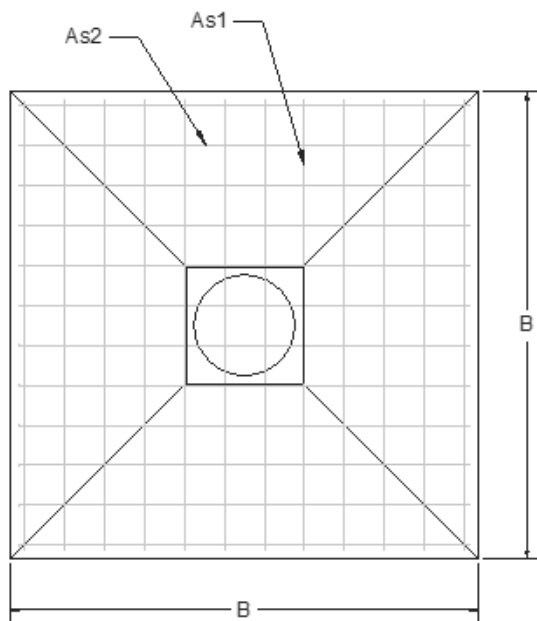
Separación 0.26 [m]

As1 34.56 [cm²]

11 φ

20 [mm]

Separación 0.26 [m]



3.6.5. Diseño estribo

3.6.5.1.- Geometria

3.6.5.2.- Materiales

3.6.5.3.- Esquema estructural

3.6.5.4.- Calculo de solicitaciones

3.6.5.5.- Diseño del refuerzo

3.6.5.6.- Planos

3.6.5.1.- Geometria

Estribo

a1	900 [mm]	a2	1500 [mm]
N	409 [kN]	γ_g	1.35
Ng1	190 [kN]	γ_q	1.5
Nq1	219 [kN]		

3.6.5.2.- Materiales

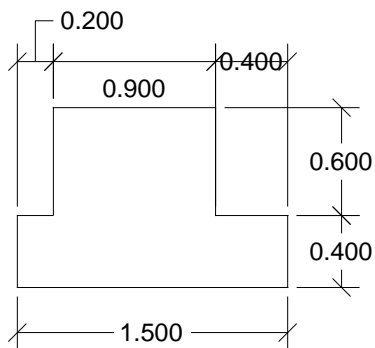
Zapata y pilares

Hormigon	fck	21.0 [MPa]	$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_s}$
	γ_s	1.5	
	fcd	14.0 [MPa]	
	Ec	20000 [N/mm ²]	
Acero	fyk	400.0 [MPa]	$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$
	γ_s	1.15	
	f _{yd}	347.8 [MPa]	

Terreno

σ_{adm}	0.15 [N/mm ²]	Presión admisible
K750	0.02 [N/mm ³]	Modulo de balasto (placa 750 mm de diametro)

3.6.5.3.- Esquema estructural



Para b el ancho de la zapata y h su canto, debe cumplirse

N	4.09E+05 [N]		$\sigma = \frac{N}{a' * b'} + \gamma_h * h \leq \sigma_{t,adm}$
a'	1500 [mm]		
b'	1818 [mm]	b'	3200 [mm]
γ_h	2.50E-05 [N/mm ³]		
h	1000 [mm]		
σ	0.11 [N/mm ²]		
$\sigma_{t, adm}$	0.15 [N/mm ²]		

3.6.5.4.- Cálculo de solicitaciones y armado

3.6.5.4.1.- Flexión longitudinal

Carga repartida de cálculo por unidad de longitud de la zapata

γ_g	1.35	γ_q	1.5
N_{g1}	190.35 [KN]	N_{q1}	218.78 [KN]

a1	0.90 [m]
a2	1.50 [m]

$$M_d = \frac{N_d}{2 * a_2} * \left(\frac{a_2 - a_1}{2} + 0.15 * a_1 \right)^2$$

M_d	36.9 [kN*m]
-------	-------------

Armadura principal

Cálculo del refuerzo a flexión

h	0.4 [m]		
b	1 [m]		
r	0.05 [m]		
db	0.012 [m]	ϕ	12 [mm]
d	0.344 [m]		
f_{cd}	14.0 [Mpa]	f_{yd}	347.8 [Mpa]
f_{cd}	1.40E+07 [Pa]	f_{yd}	3.48E+08 [Pa]
M_u	37 [kN*m]	M_u	3.69E+04 [N*m]

$$M_{lim} = 0.252 * f_{cd} * b * d^2$$

M_{lim}	4.17E+05 [N*m]	Calcule armadura a tracción
-----------	----------------	-----------------------------

$$y = d * \left[1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0.425 * b * d^2 * f_{cd}}} \right]$$

y	0.01 [m]	y	9.14 [mm]
---	----------	---	-----------

$$A_s = \frac{0,85 * f_{cd} * y * b}{f_{yd}}$$

As req 3.1E-04 [m2]
 As req 3.13 [cm2]
 As req 313 [mm2]

φ 12 [mm]
 φ 1.2 [cm]
 As1 1.1 [cm2]
 # barras 3
 Separación 0.33 [m]
 Asprop 3.39 [cm2]
 Asprop 339 [mm2]

Cuantia (geometrica) minima Segun CBH 87

Losas 1.8

Tanto por mil para AH 400

Ac 0.4 [m2]
 As min 0.00072 [m2]
 As min 7.2 [cm2]
 As min 720 [mm2]
 φ 12 [mm]
 φ 1.2 [cm]
 As1 1.1 [cm2]
 # barras 7
 Separación 0.14 [m]

Armadura de distribución

Cuantía (geometrica) minima	Segun CBH 87
Losas	1.8
Tanto por mil para AH 400	
Ac	0.4 [m2]
As min	0.00072 [m2]
As min	7.2 [cm2]
As min	720 [mm2]
φ	12 [mm]
φ	1.2 [cm]
As1	1.1 [cm2]
# barras	7
Separación	0.14 [m]

3.6.6. Diseño aparato de apoyo en estribo

Diseño de dispositivo de apoyo según AASHTO-LRFD 2010 (Estribo)

Diseño de un dispositivo de apoyo de elastómero reforzado con acero

para un apoyo fijo de un puente sobre el que inciden 22.2 T por carga muerta y 19.3 T por carga viva. El ancho de cada una de las vigas (2) es de 0.30 m y la rotación máxima del extremo de la viga en carga de servicio es 0.00035 radianes. El elastómero tiene $G = 12 \text{ kg/cm}^2$ y placas de refuerzo de 36 ksi ($F_y = 2531 \text{ kg/cm}^2$). Según método B.

Solución

a) Área del Elastómero

Total		1 Elemento	
PD=	22200 [kg]	PD=	11100 [kg]
PL=	19300 [kg]	PL=	9650 [kg]
PT=	41500 [kg]	PT=	20750 [kg]

Esfuerzo de compresión por carga total en servicio en apoyos fijos:

$$\sigma_s \leq 2 * G * S \leq 122 \text{ kg/cm}^2$$

Luego:

$$PT = 20750 \text{ [kg]}$$

$$\sigma_s = 122 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$A_{req} = \frac{P_T}{\sigma_s} = 170 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Para el ancho de viga $b = 30 \text{ cm}$, escogemos $W = 15 \text{ cm}$

$$A_{req} = 170 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$W = 15 \text{ [cm]}$$

$$L = \frac{A_{req}}{W} = 11 \text{ [cm]}$$

$$L_{adop} = 15 \text{ [cm]}$$

$$A_{prop} = 225 \text{ [cm}^2\text{]}$$

El ancho a lo largo de la longitud de la viga debe ser tan corto como sea práctico para permitir la rotación alrededor del eje transversal, y lo suficiente como para estabilizar la viga durante su erección.

Adoptado $L = 15 \text{ cm}$ y $W = 15 \text{ cm}$ ($\text{Área} = 225 \text{ cm}^2 > 170 \text{ cm}^2$)

b) Factor de Forma S mínimo

Carga Total

$$\text{Con } \sigma_s \leq 2 * G * S \leq 122 \text{ kg/cm}^2$$

$$G = 12 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$\sigma_s = \frac{P_T}{A} = 92 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$S_T \geq \frac{\sigma_s}{2 * G} = 3.84 \text{ (1)}$$

Carga viva

$$\text{Con } \sigma_L \leq G * S$$

$$\sigma_L = \frac{P_L}{A} = 43 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$S_L \geq \frac{\sigma_L}{G} = 3.57 \text{ (2)}$$

De (1) y (2) el factor de forma mínimo es: $S = 3.84$

c) Grosor de una capa interior del elastómero (h_{ri})

Como
$$S_i \geq \frac{L * W}{2 * h_{ri} * (L + W)} \quad h_{ri} \leq \frac{L * W}{2 * S_i * (L + W)}$$

L= 15 [cm]

W= 15 [cm]

ST= 3.84

SL= 3.57

Para carga total:

hrT= 0.98 [cm]

Para carga viva:

hri= 1.05 [cm]

Grosor de capa interior adoptado: hri = 0.8 [cm]

hri = 8 [mm]

Con este grosor de capa interior, el factor de forma es:

S= 4.69 Factor de forma mayor al mínimo

d) Número de capas interiores de elastómero (n)

Compresión y rotación combinados:

$$\sigma_s > G * S * \left(\frac{\theta_s}{n}\right) * \left(\frac{B}{h_{ri}}\right)^2 \quad n > G * S * \left(\frac{\theta_s}{\sigma_s}\right) * \left(\frac{B}{h_{ri}}\right)^2$$

Con $\theta_s = 0.00035$ [rad]

n= 0.08

$$\sigma_s < 2.25 * G * S * \left[1 - 0.167 * \left(\frac{\theta_s}{n}\right) * \left(\frac{B}{h_{ri}}\right)^2\right] \quad n > -0.167 * (\theta_s) * \frac{\left(\frac{B}{h_{ri}}\right)^2}{\left(\frac{\sigma_s}{2.25 * G * S} - 1\right)}$$

n= 0.08

Luego, adoptamos n = 2. Se usarán 2 capas interiores de 8 mm c/u. Así mismo, capas exteriores de 5 mm (5 mm < 70% 8 mm)

El grosor total es hrt = 26 [mm] de elastómero

e) Estabilidad del Elastómero

h_{rt}= 2.6 [cm]

L= 15 [cm]

W= 15 [cm]

S= 4.69

$$A = \frac{1.92 * \frac{h_{rt}}{L}}{\sqrt{1 + \frac{2 * L}{W}}}$$

A= 0.19

$$B = \frac{2.67}{(S + 2) * \left(1 + \frac{L}{4 * W}\right)}$$

B= 0.32

El apoyo será estable si:

$$2 * A \leq B$$

Sin embargo, si $A - B \leq 0$, el apoyo es estable y no depende de σ_s :

A-B= -0.13 < 0, luego el apoyo es estable.

f) Cálculo de placas de refuerzo en el elastómero

En el estado límite de servicio:

h_{máx}= 0.8 [cm]

σ_s = 92 [kg/cm²]

F_y= 2531 [kg/cm²]

$$h_s \geq \frac{3 * h_{máx} * \sigma_s}{F_y}$$

h_s= 0.087 [cm]

En el estado límite de fatiga:

$$\begin{aligned}
 h_{\text{máx}} &= 0.8 \text{ [cm]} \\
 \sigma_L &= 42.89 \text{ [kg/cm}^2\text{]} \\
 \Delta F_{TH} &= 1683 \text{ [kg/cm}^2\text{]} \quad \text{Categoría A}
 \end{aligned}$$

$$h_s \geq \frac{2 * h_{\text{máx}} * \sigma_L}{\Delta F_{TH}}$$

$$h_s = 0.041 \text{ [cm]}$$

$$\text{Adoptamos } h_s = 2 \text{ mm} > 0.87 \text{ [mm]}$$

Se usarán 3 placas de 2 mm, y el espesor total del apoyo será:

$$\begin{aligned}
 h_T &= h_{rt} + 3 * h_s \\
 h_T &= 32 \text{ [mm]}
 \end{aligned}$$

3.6.7. Diseño aparato de apoyo en pila

Diseño de dispositivo de apoyo según AASHTO-LRFD 2010 (Pila)
 Diseño de un dispositivo de apoyo de elastómero reforzado con acero para un apoyo fijo de un puente sobre el que inciden 74.6 T por carga muerta y 64.83 T por carga viva. El ancho de cada una de las vigas (2) es de 0.30 m y la rotación máxima del extremo de la viga en carga de servicio es 0.00003 radianes. El elastómero tiene $G = 12 \text{ kg/cm}^2$ y placas de refuerzo de 36 ksi ($F_y = 2531 \text{ kg/cm}^2$). Según el método B.

Solución

a) Área del Elastómero

Total		1 Elemento	
PD=	74600 [kg]	PD=	37300 [kg]
PL=	64830 [kg]	PL=	32415 [kg]
PT=	139430 [kg]	PT=	69715 [kg]

Esfuerzo de compresión por carga total en servicio en apoyos fijos:

$$\sigma_s \leq 2 * G * S \leq 122 \text{ kg/cm}^2$$

Luego:

$$PT = 69715 \text{ [kg]}$$
$$\sigma_s = 122 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$A_{req} = \frac{P_T}{\sigma_s} = 571 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Para el ancho de viga $b = 30 \text{ cm}$, escogemos $W = 30 \text{ cm}$

$$A_{req} = 571 \text{ [cm}^2\text{]}$$
$$W = 30 \text{ [cm]}$$

$$L = \frac{A_{req}}{W} = 19 \text{ [cm]}$$
$$L_{adop} = 20 \text{ [cm]}$$
$$A_{prop} = 600 \text{ [cm}^2\text{]}$$

El ancho a lo largo de la longitud de la viga debe ser tan corto como sea práctico para permitir la rotación alrededor del eje transversal, y lo suficiente como para estabilizar la viga durante su erección.

Adoptado $L = 20 \text{ cm}$ y $W = 30 \text{ cm}$ (Área = $600 \text{ cm}^2 > 571 \text{ cm}^2$)

b) Factor de Forma S mínimo

Carga Total

$$\text{Con } \sigma_s \leq 2 * G * S \leq 122 \text{ kg/cm}^2$$

$$G = 12 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$\sigma_s = \frac{P_T}{A} = 116 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$S_T \geq \frac{\sigma_s}{2 * G} = 4.84 \quad (1)$$

Carga viva

$$\text{Con } \sigma_L \leq G * S$$

$$\sigma_L = \frac{P_L}{A} = 54 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$S_L \geq \frac{\sigma_L}{G} = 4.50 \quad (2)$$

De (1) y (2) el factor de forma mínimo es: $S = 4.84$

c) Grosor de una capa interior del elastómero (h_{ri})

Como
$$S_i \geq \frac{L * W}{2 * h_{ri} * (L + W)} \quad h_{ri} \leq \frac{L * W}{2 * S_i * (L + W)}$$

L= 20 [cm]

W= 30 [cm]

ST= 4.84

SL= 4.50

Para carga total:

hrT= 1.24 [cm]

Para carga viva:

hri= 1.33 [cm]

Grosor de capa interior adoptado: hri = 1 [cm]

hri = 10 [mm]

Con este grosor de capa interior, el factor de forma es:

S= 6.00 Factor de forma mayor al mínimo

d) Número de capas interiores de elastómero (n)

Compresión y rotación combinados:

$$\sigma_s > G * S * \left(\frac{\theta_s}{n}\right) * \left(\frac{B}{h_{ri}}\right)^2 \quad n > G * S * \left(\frac{\theta_s}{\sigma_s}\right) * \left(\frac{B}{h_{ri}}\right)^2$$

Con $\theta_s = 0.00003$ [rad]

n= 0.01

$$\sigma_s < 2.25 * G * S * \left[1 - 0.167 * \left(\frac{\theta_s}{n}\right) * \left(\frac{B}{h_{ri}}\right)^2\right] \quad n > -0.167 * (\theta_s) * \frac{\left(\frac{B}{h_{ri}}\right)^2}{\left(\frac{\sigma_s}{2.25 * G * S} - 1\right)}$$

n= 0.01

Luego, adoptamos n = 2. Se usarán 2 capas interiores de 10 mm c/u. Así mismo, capas exteriores de 5 mm (5 mm < 70% 10 mm)

El grosor total es hrt = 30 [mm] de elastómero

e) Estabilidad del Elastómero

h_{rt}= 3 [cm]

L= 20 [cm]

W= 30 [cm]

S= 6.00

$$A = \frac{1.92 * \frac{h_{rt}}{L}}{\sqrt{1 + \frac{2 * L}{W}}}$$

A= 0.19

$$B = \frac{2.67}{(S + 2) * \left(1 + \frac{L}{4 * W}\right)}$$

B= 0.29

El apoyo será estable si:

$$2 * A \leq B$$

Sin embargo, si $A - B \leq 0$, el apoyo es estable y no depende de σ_s :

A-B= -0.10 < 0, luego el apoyo es estable.

f) Cálculo de placas de refuerzo en el elastómero

En el estado límite de servicio:

h_{máx}= 1 [cm]

σ_s = 116 [kg/cm²]

F_y= 2531 [kg/cm²]

$$h_s \geq \frac{3 * h_{máx} * \sigma_s}{F_y}$$

h_s= 0.138 [cm]

En el estado límite de fatiga:

$h_{m\acute{a}x} =$	1 [cm]	
$\sigma_L =$	54.03 [kg/cm ²]	
$\Delta F_{TH} =$	1683 [kg/cm ²]	Categoría A

$$h_s \geq \frac{2 * h_{m\acute{a}x} * \sigma_L}{\Delta F_{TH}}$$

$h_s =$	0.064 [cm]
---------	------------

Adoptamos $h_s = 2 \text{ mm} > 1.38 \text{ [mm]}$

Se usarán 3 placas de 2 mm, y el espesor total del apoyo será:

$$h_T = h_{rt} + 3 * h_s$$

$h_T =$	36 [mm]
---------	---------

3.6.8. Diseño a flexión esviada en apoyo

Diseño de sección a flexión esviada

Con ábacos en roseta

Diseño de la sección del canal en apoyo intermedio

h_x	2.7 [m]
-------	---------

h_y	1.9 [m]
-------	---------

A	1.77 [m ²]
-----	------------------------

Armado en las cuatro esquinas

N_d	0 [kN]
-------	--------

M_{xd}	2999.84 [kN*m]
----------	----------------

M_{yd}	406.15 [kN*m]
----------	---------------

Materiales

HA-20	20 [Mpa]
-------	----------

B-400	400 [Mpa]
-------	-----------

Coefficientes de seguridad

γ_c	1.5
------------	-----

γ_s	1.15
------------	------

Recubrimiento del 10 por 100

Resistencias de cálculo de los materiales son:

f_{cd}	13.33 [MPa]
f_{cd}	13333 [kN/m ²]
f_{yd}	347.83 [MPa]
f_{yd}	347826 [kN/m ²]

La capacidad mecánica del hormigón vale:

$$U_c = f_{cd} * A_c$$

U_c	23600 [kN]
-------	------------

Los esfuerzos reducidos valen:

$$v = N_d / U_c$$

v	0
-----	---

$$\mu_x = M_{xd} / (U_c * h_y)$$

μ_x	0.067
---------	-------

$$\mu_y = M_{yd} / (U_c * h_x)$$

μ_y	0.006
---------	-------

Por lo tanto

μ_1	0.07
---------	------

μ_2	0.01
---------	------

Roseta

v	0	ω	0.150
-----	---	----------	-------

La capacidad mecánica del acero valdrá:

$$U_s = \omega * U_c$$

U_s	3540 [kN]
-------	-----------

Armadura

4 φ	16 [mm]
-------------	---------

8 φ	16 [mm]
-------------	---------

16 φ	25 [mm]
--------------	---------

$$U = A * f_{yd}$$

U	3571 [kN]
-----	-----------

Diseño de sección a flexión esviada
 Con reducción a flexión recta
 Diseño de la sección del canal en apoyo intermedio

hx 2.7 [m]
 hy 1.9 [m]
 A 1.77 [m²]

Armado en las cuatro esquinas

Nd 0 [kN]
 Mxd 2999.84 [kN*m]
 Myd 406.15 [kN*m]

Materiales

HA-20 20 [Mpa]
 B-400 400 [Mpa]

Coefficientes de seguridad

γc 1.5
 γs 1.15

Recubrimiento del 2.6 por 100

Resistencias de cálculo de los materiales son:

fcd 13.33 [MPa]
 fcd 13333 [kN/m²]
 fyd 347.83 [MPa]
 fyd 347826 [kN/m²]

La capacidad mecánica del hormigón vale:

$$U_c = f_{cd} * A_c$$

Uc 23600 [kN]

Los esfuerzos reducidos valen:

$$v = N_d / U_c$$

v 0

$$\mu_x = M_{xd} / (U_c * h_y)$$

μx 0.07

$$\mu_y = M_{yd} / (U_c * h_x)$$

μy 0.01

Por lo tanto

μ_1	0.07
μ_2	0.01

Según la fórmula de Jiménez Montoya

v	0.2 β	0.7
v	0.3 β	0.8

Interpolando

v	0 β	0.5
---	-----------	-----

$$\mu = \mu_1 + \beta * \mu_2$$

μ	0.070
v	0
ω	0.074 El valor de β puede disminuirse en 0.1

v	0 β	0.4
---	-----------	-----

$$\mu = \mu_1 + \beta * \mu_2$$

μ	0.069
v	0
ω	0.073

La capacidad mecánica del acero valdrá:

$$U_s = \omega * U_c$$

U_s	1730 [kN]
-------	-----------

Armadura

16 ϕ	20 [mm]
0 ϕ	16 [mm]

$$U = A * f_{yd}$$

U	1748 [kN]
---	-----------

Profundidad del eje neutro x 0.14

x 0.27 [m] El eje neutro se encuentra en la losa base

Diseño de sección a flexión esviada
 Con método de las hiperelipses
 Diseño de la sección del canal en apoyo intermedio

hx 2.7 [m]
 hy 1.9 [m]
 A 1.77 [m²]

Armado en las cuatro esquinas

Nd 0 [kN]
 Mxd 2999.84 [kN*m]
 Myd 406.15 [kN*m]

Materiales

HA-20 20 [Mpa]
 B-400 400 [Mpa]

Coefficientes de seguridad

γc 1.5
 γs 1.15

Recubrimiento del 2.6 por 100

Resistencias de cálculo de los materiales son:

fcd 13.33 [MPa]
 fcd 13333 [kN/m²]
 fyd 347.83 [MPa]
 fyd 347826 [kN/m²]

La capacidad mecánica del hormigón vale:

$$U_c = f_{cd} * h_x * h_y$$

Uc 23600 [kN]

Los esfuerzos reducidos valen:

$$v = N_d / U_c$$

v 0

$$\mu_x = M_{xd} / (U_c * h_y)$$

μx 0.07

$$\mu_y = M_{yd} / (U_c * h_x)$$

μy 0.01

Por lo tanto

$$\mu_1 = 0.07$$

$$\mu_2 = 0.01$$

$$\beta = 0.5$$

$$\alpha = \frac{\log 2}{\log(1 + \beta)}$$

$$\alpha = 1.71$$

Momento equivalente en flexión recta

$$\mu = (\mu_x^\alpha + \mu_y^\alpha)^{1/\alpha}$$

$$\mu = 0.068$$

$$v = 0$$

$$\omega = 0.071$$

La capacidad mecánica del acero valdrá:

$$U_s = \omega * U_c$$

$$U_s = 1682 \text{ [kN]}$$

Armadura

$$16 \varphi \quad 20 \text{ [mm]}$$

$$0 \varphi \quad 25 \text{ [mm]}$$

$$U = A * f_{yd}$$

$$U = 1748 \text{ [kN]}$$

$$\text{Profundidad del eje neutro} \quad x = 0.14$$

$$x = 0.27 \text{ [m]} \quad \text{El eje neutro se encuentra en la losa base}$$

3.6.9. Diseño a flexión esviada en tramo central

Diseño de sección a flexión esviada

Con ábacos en roseta

Diseño de la sección del canal en centro luz de tramo central

hx 0.6 [m]

hy 1.9 [m]

A 1.77 [m²]

Armado en las cuatro esquinas

Nd 0 [kN]

Mxd 1506.51 [kN*m]

Myd 218.08 [kN*m]

Materiales

HA-20 20 [Mpa]

B-400 400 [Mpa]

Coefficientes de seguridad

γc 1.5

γs 1.15

Recubrimiento del 10 por 100

Resistencias de cálculo de los materiales son:

fcd 13.33 [MPa]

fcd 13333 [kN/m²]

fyd 347.83 [MPa]

fyd 347826 [kN/m²]

La capacidad mecánica del hormigón vale:

$$U_c = f_{cd} * A_c$$

Uc 23600 [kN]

Los esfuerzos reducidos valen:

$$v = N_d / U_c$$

v 0

$$\mu_x = M_{xd} / (U_c * h_y)$$

μx 0.034

$$\mu_y = M_{yd} / (U_c * h_x)$$

μy 0.015

Por lo tanto

$$\mu_1 = 0.03$$

$$\mu_2 = 0.02$$

Roseta

$$v = 0 \quad \omega = 0.050$$

La capacidad mecánica del acero valdrá:

$$U_s = \omega * U_c$$

$$U_s = 1180 \text{ [kN]}$$

Armadura

$$4 \phi \quad 16 \text{ [mm]}$$

$$8 \phi \quad 20 \text{ [mm]}$$

$$0 \phi \quad 25 \text{ [mm]}$$

$$U = A * f_{yd}$$

$$U = 1154 \text{ [kN]}$$

Diseño de sección a flexión esviada

Con reducción a flexión recta

Diseño de la sección del canal en centro luz de tramo central

$$h_x = 0.6 \text{ [m]}$$

$$h_y = 1.9 \text{ [m]}$$

$$A = 1.77 \text{ [m}^2\text{]}$$

Armado en las cuatro esquinas

$$N_d = 0 \text{ [kN]}$$

$$M_{xd} = 1506.51 \text{ [kN}\cdot\text{m]}$$

$$M_{yd} = 218.08 \text{ [kN}\cdot\text{m]}$$

Materiales

$$\text{HA-20} = 20 \text{ [Mpa]}$$

$$\text{B-400} = 400 \text{ [Mpa]}$$

Coefficientes de seguridad

$$\gamma_c = 1.5$$

$$\gamma_s = 1.15$$

Recubrimiento del 2.6 por 100

Resistencias de cálculo de los materiales son:

f_{cd}	13.33 [MPa]
f_{cd}	13333 [kN/m ²]
f_{yd}	347.83 [MPa]
f_{yd}	347826 [kN/m ²]

La capacidad mecánica del hormigón vale:

$$U_c = f_{cd} * A_c$$

U_c	23600 [kN]
-------	------------

Los esfuerzos reducidos valen:

$$v = N_d / U_c$$

v	0
-----	---

$$\mu_x = M_{xd} / (U_c * h_y)$$

μ_x	0.03
---------	------

$$\mu_y = M_{yd} / (U_c * h_x)$$

μ_y	0.02
---------	------

Por lo tanto

μ_1	0.03
---------	------

μ_2	0.02
---------	------

Según la fórmula de Jiménez Montoya

v	0.2 β	0.7
-----	-------------	-----

v	0.3 β	0.8
-----	-------------	-----

Interpolando

v	0 β	0.5
-----	-----------	-----

$$\mu = \mu_1 + \beta * \mu_2$$

μ	0.041
-------	-------

v	0
-----	---

ω	0.043	El valor de β puede disminuirse en 0.1
----------	-------	--

ν	0β	0.4
$\mu = \mu_1 + \beta * \mu_2$		
μ	0.040	
ν	0	
ω	0.041	

La capacidad mecánica del acero valdrá:

$$U_s = \omega * U_c$$

U_s 974 [kN]

Armadura

16 ϕ 16 [mm]

0 ϕ 20 [mm]

$$U = A * f_{yd}$$

U 1119 [kN]

Profundidad del eje neutro ξ 0.10

x 0.20 [m]

Diseño de sección a flexión esviada

Con método de las hiperelipses

Diseño de la sección del canal en centro luz de tramo central

h_x 0.6 [m]

h_y 1.9 [m]

A 1.77 [m²]

Armado en las cuatro esquinas

N_d 0 [kN]

M_{xd} 1506.51 [kN*m]

M_{yd} 218.08 [kN*m]

Materiales

HA-20 20 [Mpa]

B-400 400 [Mpa]

Coefficientes de seguridad

γ_c 1.5

γ_s 1.15

Recubrimiento del 2.6 por 100

Resistencias de cálculo de los materiales son:

f_{cd}	13.33 [MPa]
f_{cd}	13333 [kN/m ²]
f_{yd}	347.83 [MPa]
f_{yd}	347826 [kN/m ²]

La capacidad mecánica del hormigón vale:

$$U_c = f_{cd} * h_x * h_y$$

U_c	23600 [kN]
-------	------------

Los esfuerzos reducidos valen:

$$v = N_d / U_c$$

v	0
-----	---

$$\mu_x = M_{xd} / (U_c * h_y)$$

μ_x	0.03
---------	------

$$\mu_y = M_{yd} / (U_c * h_x)$$

μ_y	0.02
---------	------

Por lo tanto

μ_1	0.03
---------	------

μ_2	0.02
---------	------

β	0.5
---------	-----

$$\alpha = \frac{\log 2}{\log(1 + \beta)}$$

α	1.71
----------	------

Momento equivalente en flexión recta

$$\mu = (\mu_x^\alpha + \mu_y^\alpha)^{1/\alpha}$$

μ	0.039
-------	-------

v	0
-----	---

ω	0.040
----------	-------

La capacidad mecánica del acero valdrá:

$$U_s = \omega * U_c$$

Us	943 [kN]		
Armadura			
	16 ϕ	16 [mm]	
	0 ϕ	20 [mm]	
$U = A * f_{yd}$			
U	1119 [kN]		
Profundidad del eje neutro		ξ	0.10
x	0.19 [m]		

3.6.10. Verificación de la deflexión

Flecha

b	2.7 [m]
bw	0.6 [m]
h	1.9 [m]
d	1.854 [m]
hf	0.3 [m]
As	42.0 [cm ²]
As	0.00420188 [m ²]
Es	210000 [MPa]
Ec	29050 [MPa]
fck	20.6 [MPa]
w	77931 [N/m]

$$n = \frac{E_s}{E_c} \quad n \quad 7.23 \quad f = \frac{h_f * (b - b_w)}{n * A_s} \quad f \quad 20.74$$

$$C = \frac{b_w}{n * A_s} \quad C \quad 19.75 \text{ [1/m]}$$

$$y_t = h - 1/2 * [(b - b_w) * h_f^2 + b_w * h^2] / [(b - b_w) * h_f + b_w * h]$$

yt 1.23 [m]

$$I_g = (b - b_w) * h_f^3 / 12 + b_w * h^3 / 12 + (b - b_w) * h_f * (h - h_f / 2 - y_t)^2 + b_w * h * (y_t - h / 2)^2$$

Ig 0.61 [m4]

$$k * d = \left[\sqrt{C * (2 * d + h_f * f) + (1 + f)^2} - (1 + f) \right] / C$$

kd 0.21 [m]

$$I_{cr} = (b - b_w) * h_f^3 / 12 + b_w * (k * d)^3 / 3 + (b - b_w) * h_f * (k * d - h_f / 2)^2 + n * A_s * (d - k * d)^2$$

Icr 0.09 [m4]

$$f_{ct,m} = 0.30 * \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

fct,m 2.25 [MPa]

$$M_{cr} = \frac{f_{ct,m} * I_g}{y_t}$$

fct,m 2253968.81 [Pa]

Mcr 1108712.1 [N*m]

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 * I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] * I_{cr} \leq I_g$$

Ie 0.61 [m4]

Tipo Continuo

Tramo Central

L 17 [m]

Ma 941572 [N*m]

Ie 0.61 [m4]

δ 0.4 [mm]

$$\delta_{max} = \frac{0.005416 * w * l^4}{E * I}$$

δCL 0.00200 [m]

δCL 2.00 [mm]

3.6.11. Verificación de la fisuración

Estado límite de fisuración

Comprobación del armado a flexión de la sección transversal del canal

Datos

Sección C con dos voladizos

Geometría

L	1.6 [m]
b	100 [cm]
h	30 [cm]
r geo	40 [mm]
r mecanico	5 [cm]
d	25 [cm]
d'	5 [cm]

Materiales

Hormigon	21 [MPa]	(H21)
Acero	400 [MPa]	(AH 400 N)
Es	200000 [MPa]	

Armadura

Base pared

Inferior	3 ϕ	12 [mm]
Superior	3 ϕ	12 [mm]

Solicitaciones

Sobrecarga cuasipermanente	8.81 [kN*m]
----------------------------	-------------

Comprobación del estado límite de fisuración según la Instrucción Española

Ancho máximo de fisura $w_k \leq$	0.2 [mm]
Cargas casi permanentes	8.81 [kN*m]

Características geométricas y mecánicas de la sección (para sección rectangular)

$f_{cm} = f_{ck} + 8$	
fcm	29 [MPa]
$E_c = 8500 * (f_{cm})^{1/3}$	
Ec	26115 [MPa]
$n = E_s/E_c$	
n	7.66

$$A_s = \frac{\pi}{4} * \phi^2 * \#_{Barras}$$

$$A_s = 3.39 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$A_{s'} = 3.39 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$A_c = b * h$$

$$A_c = 3000 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$A_h = b * h + (n - 1) * (A_s + A_{s'})$$

$$A_h = 3045 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Características geométricas

Profundidad del eje neutro de la sección homogenizada

$$y_h = \frac{b * h * \frac{h}{2} + (n - 1) * A_s * d + (n - 1) * A_{s'} * d'}{b * h + (n - 1) * (A_s + A_{s'})}$$

$$y_h = 15.00 \text{ [cm]}$$

Inercia sin fisurar

$$I_b = \frac{1}{12} * b * h^3$$

$$I_b = 225000 \text{ [cm}^4\text{]}$$

Inercia sección homogenizada

$$I_h = \frac{1}{12} * b * h^3 + b * h * \left(y_h - \frac{h}{2} \right)^2 + (n - 1) * A_s * (d - y_h)^2 + (n - 1) * A_{s'} * (y_h - d')^2$$

$$I_h = 229518 \text{ [cm}^4\text{]}$$

Profundidad del hormigón en la sección fisurada

$$x_f = \frac{-n * A_s + \sqrt{(n * A_s)^2 + 2 * b * n * A_s * d}}{b}$$

$$x_f = 3.35 \text{ [cm]} \quad \text{Despreciando la armadura de compresión}$$

$$B = \frac{b}{n * A_s}$$

$$B = 3.85$$

$$r = \frac{(n-1) * A_s'}{n * A_s}$$

r 0.87

$$x_f = \frac{\left[\sqrt{2 * d * B + \left(1 + \frac{r * d'}{d}\right) + (1+r)^2} - (1+r) \right]}{B}$$

xf 3.16 [cm] Tomando en cuenta la armadura de compresión

Inercia fisurada sin armadura de compresión

$$I_f = \frac{1}{3} * b * x_f^3 + n * A_s * (d - x_f)^2$$

If 13433 [cm⁴]

Inercia fisurada con armadura de compresión

$$I_f = \frac{1}{3} * b * x_f^3 + n * A_s * (d - x_f)^2 + (n-1) * A_s' * (x_f - d')^2$$

If 13522 [cm⁴]

Características mecánicas

$$f_{ct,m} = 0.3 * f_{ck}^{2/3}$$

fct,m 2.28 [MPa]

$$f_{ctm,fl} = \left(1.6 - \frac{h}{100}\right) * f_{ct,m} \leq f_{ct,m}$$

fctm,fl 2.97 [MPa]

$$M_f = \frac{f_{ct,fl} * I_h}{h - y_h}$$

Mf 45.42 [kN*m]

Cálculo de la separación media y la deformación media relativa acero-hormigón

Separación media de fisuras

$$A_{c,eff} = (15\phi * 7.5\phi + r_{mec}) \geq 15\phi * \frac{h}{4}$$

Ac,eff 162 [cm²]

$$\rho = \frac{A_s}{A_{c,eff}}$$

ρ 0.021

Separación entre barras

$$s = \frac{b - 2 * r_{mec}}{n} \geq 15 * \phi$$

s 18 [cm]

c 4 [cm]

k1 0.125 Flexión simple

ϕ 1.2 [cm]

Separación media entre fisuras

$$s_m = 2 * c + 0.2 * s + 0.4 * k_1 * \frac{\phi}{\rho}$$

sm 14.46 [cm]

Tensión de armaduras

$$\sigma_{sr} = n * M_f * \frac{d - x_f}{I_f}$$

σ_{sr} 561.79 [MPa]

Fórmula simplificada

$$\sigma_{sr} = \frac{M_f}{0.8 * d * A_s}$$

σ_{sr} 669.37 [MPa]

Momento de las cargas cuasipermanentes

Mk 8.81 [kN*m]

$$\sigma_s = n * M_k * \frac{d - x_f}{I_f}$$

σ_s 109.72 [MPa]

Con formula simplificada

$$\sigma_s = \frac{M_k}{0.8 * d * A_s}$$

σ_s 129.87 [MPa]

Deformación media relativa acero-hormigon

σ_{sr}/σ_s 5.120
 k_2 0.5 Cargas de larga duración

$$\varepsilon_{sm,r} = \frac{\sigma_s}{E_s} * \left[1 - k_2 * \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right] \leq 0.4 * \frac{\sigma_s}{E_s}$$

$\varepsilon_{sm,r}$ 0.00022

Anchura característica

β 1.7 Acciones directas
 s_m 144.65 [mm]
 $\varepsilon_{sm,r}$ 0.00022

$$w_k = \beta * s_m * \varepsilon_{sm,r}$$

w_k 0.05 [mm]

Ancho máximo de fisura

$w_k \leq$ 0.2 [mm] La pieza cumple estado límite de fisuración

3.6.12. Verificación del pandeo lateral

Pandeo lateral en alas - "rigidizadores"

b 2.7 [m]
 b_w 0.6 [m]
 h 1.9 [m]
 d 1.85 [m]
 h_f 0.3 [m]
 A_s 30.6 [cm²]
 A_s 0.0031 [m²]
 E_s 210000 [MPa]
 E_c 25992 [MPa]
 f_{ck} 20.6 [MPa]

$$E_c = 8500 * (f_{ck} + 8)^{1/3}$$

Tipo Continuo
Tramo Central
 L 17 [m]
 M_a 1697156 [N*m]
 y 0.14 [m]
 f_{cd} 13.7 [MPa]

$$n = \frac{E_s}{E_c} \quad n \quad 8.08 \quad f = \frac{h_f * (b - b_w)}{n * A_s} \quad f \quad 25.46$$

$$C = \frac{b_w}{n * A_s} \quad C \quad 24.24 \text{ [1/m]}$$

$$y_t = h - 1/2 * [(b - b_w) * h_f^2 + b_w * h^2] / [(b - b_w) * h_f + b_w * h]$$

yt 1.23 [m]

$$I_g = (b - b_w) * h_f^3 / 12 + b_w * h^3 / 12 + (b - b_w) * h_f * (h - h_f / 2 - y_t)^2 + b_w * h * (y_t - h / 2)^2$$

Ig 0.61 [m4]

$$k * d = \left[\sqrt{C * (2 * d + h_f * f) + (1 + f)^2} - (1 + f) \right] / C$$

kd 0.20 [m]

$$I_{cr} = (b - b_w) * h_f^3 / 12 + b_w * (k * d)^3 / 3 + (b - b_w) * h_f * (k * d - h_f / 2)^2 + n * A_s * (d - k * d)^2$$

Icr 0.08 [m4]

$$f_{ct,m} = 0.30 * \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

fct,m 2.25 [MPa]

$$M_{cr} = \frac{f_{ct,m} * I_g}{y_t}$$

fct,m 2253968.81 [Pa]

Mcr 1108712.1 [N*m]

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 * I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] * I_{cr} \leq I_g$$

Ie 0.22 [m4]

$$\sigma = \frac{P}{A} \quad P = \sigma * A \quad \sigma = 0.85 * f_{cd} \quad A = 2 * h_f * y$$

$$P = 0.85 * f_{cd} * 2 * h_f * y$$

P 952393 [N]

P 952 [kN]

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 * E * I}{L^2}$$

Pcr [kN]	L [m]	Pcr [kN]	L [m]	Pcr [kN]	L [m]
2294574	5	143411	20	46828	35
573644	10	91783	25	35853	40
254953	15	63738	30	28328	45

3.7. Plan de ejecución de obra

Para el cálculo del cronograma de obra se basa en los siguientes parámetros:

- Se trabajara 8 horas al día y 6 días a la semana.
- Las cuadrillas de trabajo serán de 1 maestro albañil, y sus respectivos ayudantes.
- Para el ítem hormigón simple para fundaciones se empleara 3 cuadrillas.
- Para el ítem hormigón simple para losas se empleara 4 cuadrillas.
- Para el ítem provisión y armado acero estructural fy 4200 se empleara 3 cuadrillas.
- Para todos los demás ítems se empleará 1 cuadrilla por ítem.

CAPITULO IV APORTE ACADEMICO DEL ESTUDIANTE

CAPITULO IV APOORTE ACADÉMICO DEL ESTUDIANTE

1.1. Análisis Hiperestático

1.1.1. Introducción¹

Cuando una estructura tiene más reacciones externas y/o fuerzas internas que las que se pueden determinarse con las ecuaciones de la estática (incluyendo cualesquiera ecuaciones de condición), esa estructura es estáticamente indeterminada o hiperestática. Una carga situada en alguna parte de la estructura hiperestática o continua producirá fuerzas cortantes, momentos flexionantes y deflexiones en las otras partes de la estructura. En otras palabras, las cargas aplicadas a una columna afectan a las vigas, a las losas, a otras columnas y viceversa. Esto es a menudo cierto, pero no necesariamente así con las estructuras estáticamente determinadas.

1.1.2. Estructuras continuas²

En la medida en que se incrementan los claros de las estructuras simples, sus momentos flexionantes aumentan con rapidez. Si el peso de una estructura por unidad de longitud permanece constante, de manera independiente al claro, el momento por carga muerta variará en proporción con el cuadrado de la longitud del mismo $M = wl^2/8$. Sin embargo, esta proporción no es correcta debido a que el peso de las estructuras debe aumentar a medida que los claros son más grandes, en el fin de que sean lo suficientemente fuertes y resistan el incremento de los momentos flexionantes. Por lo tanto, el momento por carga muerta crece más rápido que el cuadrado del claro.

Por motivos de economía, en el caso de grandes distancias entre apoyos se justifica la utilización de tipos de estructuras que tengan momentos menores que los de gran intensidad que aparecen en las estructuras simplemente apoyadas de grandes claros.

En ciertos casos es posible tener una viga con ambos extremos empotrados en lugar de una viga simplemente apoyada. En la imagen 19 se comparan los momentos flexionantes

¹ Nelson - McCormac, Análisis de Estructuras Métodos Clásico y Matricial, Tercera Edición, pag 303.

² Nelson - McCormac, Análisis de Estructuras Métodos Clásico y Matricial, Tercera Edición, pag 304.

desarrollados en una viga simplemente apoyada con carga uniforme con los momentos de una viga doblemente empotrada con carga también uniforme.

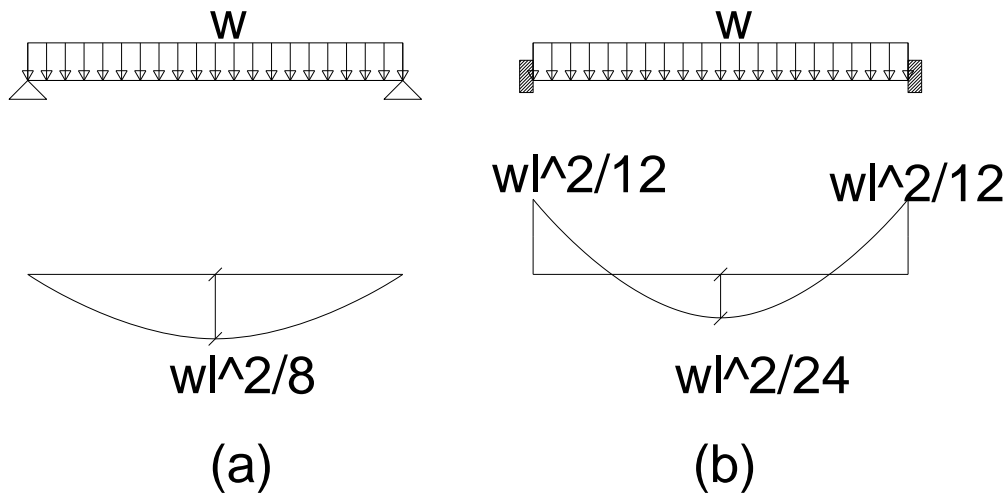


Imagen 1 (a) Una viga simple y (b) una viga continua.

El momento flexionante máximo en la viga doblemente empotrada es sólo dos tercios del que se presenta en la viga simplemente apoyada. Por lo general, es difícil empotrar o fijar por completo los extremos de una viga, sobre todo en el caso de un puente. Para ello puede hacerse la estructura continua en su tramo central como se explica en el siguiente ejemplo. Una estructura de dos vanos con tramos discontinuos tiene momentos flexionantes $M = wl^2/8$ en cada uno de sus tramos como se aprecia en la imagen 20.

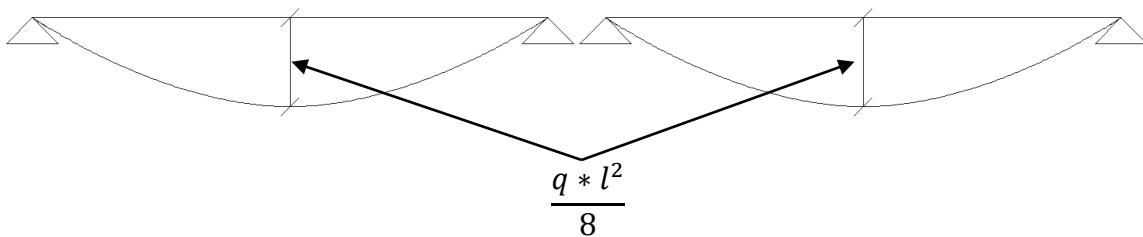


Imagen 2 Estructura de dos vanos discontinuos

Una estructura de dos vanos con tramos continuos³ tiene momentos flexionantes positivos $M = +(9/128)wl^2$ y momentos negativos $M = -wl^2/8$ en cada uno de sus tramos como se aprecia en la imagen 21.

³Las ecuaciones empleadas están demostradas en el anexo ecuaciones.

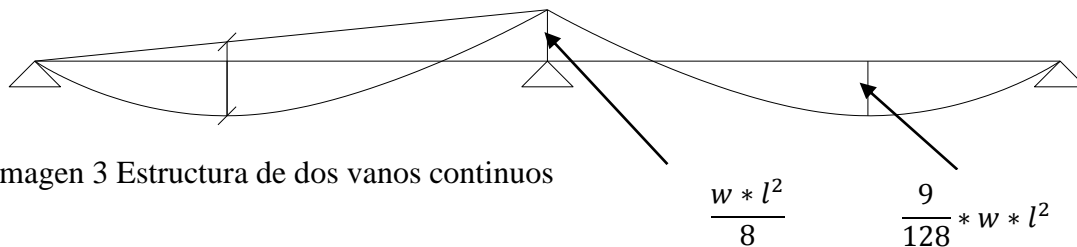


Imagen 3 Estructura de dos vanos continuos

Situación que nos hace prever que el dintel continuo es más económico que el compuesto por vigas simplemente apoyadas.

En la explicación anterior se vio que los momentos desarrollados en las vigas se reducen bastante por la continuidad en la estructura. Esta disminución se produce en lugares donde las vigas están rígidamente unidas entre sí, o bien, donde las vigas se conectan en forma rígida a las columnas de una estructura. Existe continuidad de acción en la resistencia a una carga aplicada en cualquier parte de una estructura continua, debido a que la carga es resistida por el esfuerzo combinado de todos los elementos.

1.1.3. Ventajas de las estructuras hiperestáticas⁴

Al comparar las estructuras hiperestáticas con las isostáticas, la primera consideración para la mayoría de los ingenieros deberá corresponder al costo. Sin embargo, es imposible justificar económicamente la selección de uno u otro tipo de estructura sin ciertas reservas. Cada forma estructural presenta una situación diferente y única y, por lo tanto, deberán tenerse en cuenta todos los factores, sean éstos de índole económica o de otro tipo. En general, las estructuras estáticamente indeterminadas tienen ciertas ventajas que se describen a continuación.

1.1.3.1. Ahorro de materiales

Los menores momentos flexionantes desarrollados permiten que el ingeniero seleccione elementos más pequeños para las componentes estructurales. El ahorro de material posiblemente puede ser del orden de 10% a 20% para puentes carreteros.

Un elemento estructural de determinadas dimensiones podrá soportar más carga si es parte de una estructura continua que si estuviese simplemente apoyado. La continuidad permite el uso de elementos de menores dimensiones para las mismas cargas y claros, o bien, un mayor

⁴ Nelson - McCormac, Análisis de Estructuras Métodos Clásico y Matricial, Tercera Edición, pag 306.

espaciamiento de los apoyos para elementos de iguales dimensiones. La posibilidad de utilizar menos columnas en los edificios, o un menor número de pilares en el caso de los puentes, puede ocasionar una reducción global de los costos.

Las estructuras continuas de concreto o acero son menos costosas al no tener las articulaciones, los pasadores y los demás elementos requeridos para ser estáticamente determinadas, como era la práctica en épocas pasadas. Las estructuras de concreto armado de tipo monolítico se edifican de manera que son naturalmente continuas y estáticamente indeterminadas. La instalación de articulaciones y de otros mecanismos de apoyo necesarios para convertir esos sistemas estructurales en estructuras estáticamente determinadas no sólo presentaría difíciles problemas de construcción, sino que además elevaría bastante los costos. Más aún, una construcción constituida por columnas y por vigas simplemente apoyadas necesariamente tendría que reforzarse utilizando contraventeo diagonal indeseable entre sus juntas, con el fin de tener una estructura estable y rígida.

1.1.3.2. Mayores factores de seguridad

Las estructuras estáticamente indeterminadas tienen con frecuencia mayores factores de seguridad que las estáticamente determinadas. Cuando partes de estructuras estáticamente indeterminadas de acero o concreto reforzado resultan sobreesforzadas, tienen a menudo la capacidad de redistribuir parte de esos esfuerzos a zonas menos fatigadas. Las estructuras estáticamente determinadas no tienen por lo general esta capacidad. Si los momentos flexionantes en una componente de una estructura estáticamente determinada alcanza la capacidad por momento último de esa componente, la estructura fallará. Este no es el caso en estructuras estáticamente indeterminadas ya que la carga puede redistribuirse a otras partes de la estructura.

Puede mostrarse con claridad que una viga o un marco estáticamente indeterminado, por lo regular no fallará cuando su capacidad de momento último se alcance en sólo una sección. Más bien, habrá una redistribución de los momentos en la estructura. Su comportamiento es muy similar al caso en que tres hombres caminan con un tronco en sus hombros y uno de ellos se cansa y baja su hombro un poco. El resultado es una redistribución de cargas a los otros hombres, cambiando así las fuerzas cortantes y los momentos a lo largo del tronco.

1.1.3.3. Mayor rigidez y menores deflexiones

Las estructuras estáticamente indeterminadas son más rígidas que las estáticamente determinadas y sus deflexiones son menores. Gracias a su continuidad, son más rígidas y tienen mayor estabilidad frente a todo tipo de cargas (horizontal, vertical, móvil, etc.)

1.1.4. Desventajas de las estructuras hiperestáticas⁵

Un análisis comparativo de las estructuras estáticamente determinadas con las estáticamente indeterminadas pone en relieve que estas últimas poseen ciertas desventajas que las hacen poco prácticas en muchas aplicaciones.

1.1.4.1. Asentamiento de los apoyos

Las estructuras hiperestáticas no resultan convenientes en todos aquellos casos donde las condiciones de cimentación son desfavorables, pues los asentamientos o ladeos que se presentan en los apoyos de la estructura, por leves que parezcan, pueden causar cambios notables en los momentos flexionantes, las fuerzas cortantes, las reacciones y las fuerzas en los miembros. En los casos donde se realice la construcción de puentes de estructura hiperestática, a pesar que existan condiciones de cimentación deficientes, suele ser necesario cuantificar físicamente las reacciones debidas a carga muerta. Los puntos de apoyo del puente se levantan o se bajan de manera mecánica hasta un nivel en donde se presente la reacción calculada. Entonces los apoyos de la estructura se construyen a ese nivel.

1.1.4.2. Aparición de otros esfuerzos

El hundimiento de los apoyos no es la única condición que altera los esfuerzos que se producen en estructuras estáticamente indeterminadas. Los cambios en la posición relativa de los elementos estructurales causados por variación de temperatura, fabricación deficiente o deformaciones internas por acción de la carga, pueden causar cambios graves en las fuerzas en toda la estructura.

1.1.4.3. Dificultad de análisis y diseño

Las fuerzas en las estructuras estáticamente indeterminadas no sólo dependen de sus dimensiones, sino también de sus propiedades elásticas y de las secciones transversales (módulo de elasticidad, momentos de inercia y áreas). Esta situación da lugar a una seria

⁵ Nelson - McCormac, Análisis de Estructuras Métodos Clásico y Matricial, Tercera Edición, pag 308.

dificultad en cuanto a su diseño: no podrán determinarse las fuerzas sino hasta conocer las dimensiones de los elementos estructurales, y no podrán determinarse las dimensiones si no se conocen antes las fuerzas que actúan en ellos. El problema se resuelve suponiendo las dimensiones de sus elementos y calculando las fuerzas, diseñado los elementos para esas fuerzas y evaluando las fuerzas para las nuevas dimensiones supuestas, y así sucesivamente, hasta lograr el diseño final. El cálculo mediante este procedimiento (*método de aproximaciones sucesivas*) es más tardado que el que se requiere para diseñar una estructura isostática similar, pero el costo adicional sólo es una pequeña parte del costo total de la estructura. Esos diseños se llevan a cabo de la mejor manera por medio de la interacción del diseñador con una computadora.

1.1.4.4. Inversión de las fuerzas

Por lo general, en las estructuras hiperestáticas se produce un mayor número de inversiones de fuerza que en las estructuras isostáticas. En algunas ocasiones se requiere más material de refuerzo en ciertas secciones de la estructura para resistir los diferentes estados de esfuerzo y para evitar fallas de fatiga.

1.2. Estructuras continuas de concreto reforzado

1.2.1. Introducción⁶

Durante la construcción de estructuras de concreto reforzado, se deposita tanto concreto como es posible en cada colada. Por ejemplo para un piso completo o para una gran parte de él, incluyendo las vigas, trabes y partes de las columnas, se cuela todo al mismo tiempo. Las varillas de refuerzo se extienden de miembro a miembro, así como de un claro a otro de la viga. Cuando se tienen juntas de construcción, las varillas de refuerzo se dejan salidas de la parte ya colada, de manera que se puedan empalmar o traslapar con las varillas del concreto aún por colarse. Además, el concreto ya colado se limpia para que el nuevo concreto se adhiera a él más eficazmente. El resultado es que las estructuras de concreto reforzado son generalmente monolíticas o continuas y por ello estáticamente indeterminadas.

Una carga colocada en un claro de una estructura continua ocasionará cortantes, momentos y deflexiones en los otros claros de esa estructura. No sólo son continuas las vigas de una

⁶ McCormac - Brown, Diseño de Concreto Reforzado, Octava Edición, pag 422.

estructura de concreto reforzado, sino que toda la estructura es continua. En otras palabras, las cargas aplicadas a una columna afectan a las vigas, losas y otras columnas y viceversa. El resultado es que se obtienen estructuras más económicas porque los momentos flexionantes son menores y por tanto también el tamaño de los miembros. Aunque el análisis y diseño de las estructuras continuas es más complicado que el de las estructuras estáticamente determinadas, este hecho es cada vez menos importante, gracias a la creciente disponibilidad de buen software.

1.2.2. Consideraciones generales de los métodos de análisis⁷

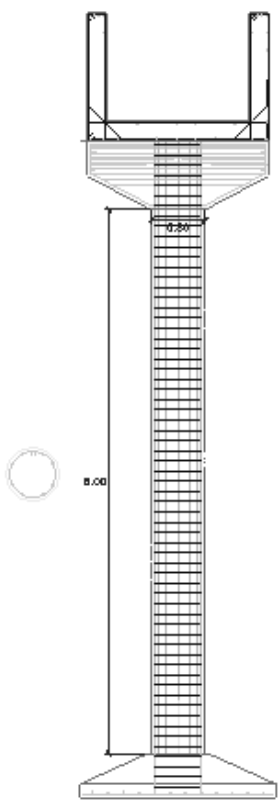
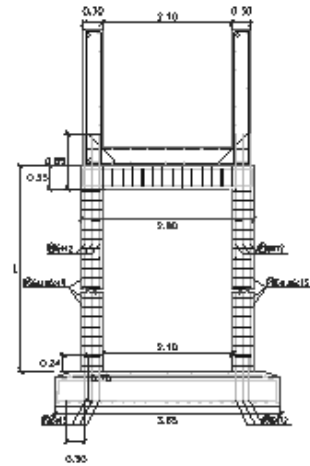
En el diseño de concreto reforzado se usa actualmente métodos elásticos para analizar las estructuras cargadas con cargas últimas o factorizadas. Tal procedimiento puede parecer incorrecto, pero da resultados satisfactorios. Puede preguntarse: ¿por qué no usamos análisis último o inelástico en las estructuras de concreto reforzado? La respuesta es que la teoría y las pruebas no son lo suficientemente avanzadas.

Es cierto que bajo ciertas circunstancias se permiten algunas modificaciones de los momentos para tomar en cuenta el comportamiento último o inelástico, este tópico no es desarrollado en el presente trabajo. Sin embargo, en general usaremos el análisis elástico para las estructuras de concreto reforzado. En realidad, ningún método de análisis, elástico o inelástico, da resultados exactos debido a los efectos desconocidos del flujo plástico, de los asentamientos, de la contracción, de la mano de obra, etc.

⁷ McCormac - Brown, Diseño de Concreto Reforzado, Octava Edición, pag 422.

1.3. Comparación técnica y económica

4.3.1.-Comparación.-

Planteo estructural I	Planteo estructural II
	

a) VOLUMENES DE HORMIGON.- [m3]	a) VOLUMENES DE HORMIGON.- [m3]
Canal= 79.65	Canal= 79.65
Viga Sobre canal= 0.88	Viga Sobre canal= 0.82
Columna= 6.72	Viga de Atado= 1.29
	Viga de Arriostre trasnversal= 2.06
	Viga de Arriostre longitudinal= 11.48
Capitel= 3.56	Columnas= 8.94
Estribo= 7.30	Estribo= 7.30
Fundacion= 6.84	Fundacion= 8.76
Volumen Total= 104.95	Volumen Total= 120.30
DIFERENCIA 15.35 m3	

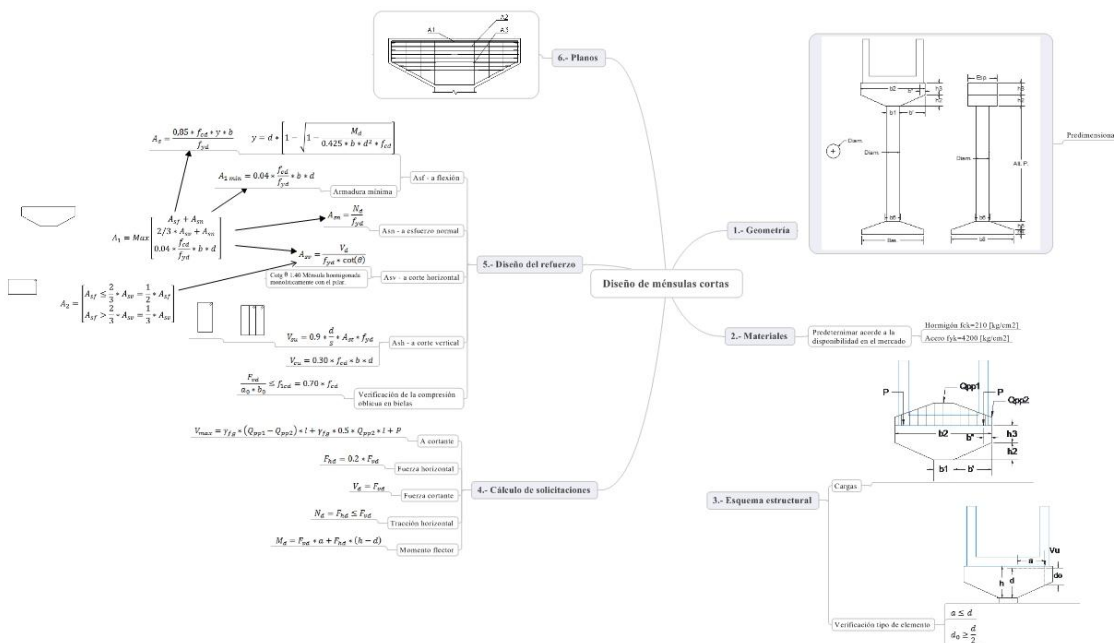
b) CANT. HIERRO [kg]		b) CANT. HIERRO [kg]	
Canal=	5047.79	Canal=	5755.05
Viga Sobre canal=	111.69	Viga Sobre canal=	111.69
Columnas=	625.49	Viga de Atado=	104.58
		Viga de Arriostre trasnversal=	166.97
Capitel=	259.37	Viga de Arriostre longitudinal=	901.57
Estribo=	210.65	Columnas=	639.11
Fundacion=	345.80	Estribo=	210.65
		Fundacion=	804.51
Peso Total=	6600.79	Peso Total=	8694.13
DIFERENCIA		2093.34 kg	
c) TIEMPO DE EJECUCION.- [días]		c) TIEMPO DE EJECUCION.- [días]	
Canal=	22	Canal=	22
Viga Sobre canal=	1	Viga Sobre canal=	1
Capitel=	4	Viga de Atado=	2
		Viga de Arriostre trasnversal=	3
Columnas=	13	Viga de Arriostre longitudinal=	14
Estribo=	3	Columnas=	18
Fundacion=	2	Estribo=	3
		Fundacion=	3
Total dias=	45	Total dias=	66
DIFERENCIA		21.00 dias	
d) PRESUPUESTO [bs]		d) PRESUPUESTO [bs]	
Total=	458711.87	Total=	553050.73
DIFERENCIA		94338.86 Bs	

4.3.2.-ANÁLISIS DE RESULTADOS

Planteo estructural I		Planteo estructural II	
a) VOLUMENES DE HORMIGON.-		a) VOLUMENES DE HORMIGON.-	
Volumen Total=	104.95 m3	Volumen Total=	120.30 m3
DIFERENCIA		15.35 m3	
Porcentaje en función del planteo estructural II		12.76%	
b) CANT. HIERRO		b) CANT. HIERRO	
Peso Total=	6600.79 kg	Peso Total=	8694.13 kg
DIFERENCIA		2093.34 kg	
Porcentaje en función del planteo estructural II		24.08%	
c) TIEMPO DE EJECUCION.-		c) TIEMPO DE EJECUCION.-	
Total dias=	45 dias	Total dias=	66 dias
DIFERENCIA		21.00 dias	
Porcentaje en función del planteo estructural II		31.82%	
d) PRESUPUESTO		d) PRESUPUESTO	
Total=	458711.87 Bs	Total=	553050.73 Bs
DIFERENCIA		94338.86 Bs	
Porcentaje en función del planteo estructural II		17.06%	

El planteamiento estructural I es una mejor alternativa técnica y económica, puesto que consume menos recursos para llegar al mismo fin.

1.4. Diagrama de flujo para el diseño de ménsulas cortas⁸



⁸ Véase Anexo aporte académico

CAPITULO V CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CAPÍTULO V CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Una vez finalizado el Proyecto Diseño Estructural Puente Canal Continuo Sistema De Riego Guadalquivir-Cenavit-Calamuchita Tramo 1+328 A 1+373 Ancón Chico - Tarija, se llega a las siguientes conclusiones y recomendaciones.

2.1. Respecto a la información disponible.

- La información hidrológica disponible no se considera suficiente, aun así pudo determinar el caudal máximo por diferentes métodos y fórmulas tanto empíricas como semiempíricas, el caudal máximo de diseño fue seleccionado en función a la Normativa ABC para el diseño de puentes, tomando en cuenta la confiabilidad de cada uno de los métodos utilizados, y el área hidráulica del puente.
- Se determinó el nivel de fundación de las pilas del puente, en función de la profundidad de socavación determinada a partir fórmulas empíricas y la resistencia admisible del suelo.

2.2. Respecto a la ubicación y tipo de estructura.

- Se considera la ubicación del puente como adecuada y obligatoria, cumpliendo la finalidad de brindar al sistema de riego una vía segura para el transporte del caudal.
- Se considera técnicamente como mejor alternativa, la de una Puente Continuo de Hormigón Armado, debido a que la misma representa una estructura sencilla, estable, con un nivel de rasante bajo que le permite tener una gran funcionalidad, los materiales y equipos necesarios para su ejecución son totalmente disponibles en el medio.
- Se concluye como adecuada la elección de la longitud de tramos en el puente continuo, ya que la misma representa menor peso propio por su menor área y mayor inercia en comparación con luces menores y aprovecha el brazo de palanca de la sección sin congestionar la ferralla.

2.3. Respecto al diseño y cálculo del puente.

- Se concluye que el Nivel de Aguas Máxima Extraordinarias (NAME) que presenta la, es bajo y es no es determinante para la altura de rasante del puente canal, siendo la cota de ingreso y cota de salida del canal la variable determinante.
- Se consideró la carga de viento de 6 kN/m² que es empleada el Eurocódigo 1 que es mayor que la carga de viento de 2.45 kN/m² que se estipula en la AASHTO Estándar y LRFD.
- Entre las cargas se considero la posible sedimentación del canal hasta una altura de 30 [cm], otras cargas como nieve o granizo no fueron consideradas por el principio de Arquímedes, ya que desalojaran un peso equivalente al mismo volumen de agua.
- Se emplearon distintas normativas que no interfieren entre si puesto que se hizo el diseño completo de piezas independientes de la estructura como es el caso de los aparatos de apoyo.

2.4. Respecto al presupuesto general.

- Uno de los principales aspectos tomados en cuenta durante el dimensionamiento del proyecto, es la economía. Obtenido el costo total del proyecto, se concluye que el mismo es económico porque requiere de una menor cantidad de materiales en comparación con la alternativa aporticada.
- Antes de la ejecución del proyecto, se recomienda que se realice una verificación de los volúmenes de la obra y el costo de los materiales, esto debido a la constante variación de los costos de los materiales con el transcurso del tiempo.

2.5. Recomendaciones constructivas.

- Se debe tener especial cuidado al momento de realizar las excavaciones, de no excavar por debajo del nivel de fundación ni alterar la consistencia del terreno natural de base.
- Todo material extraído que no sea utilizado como relleno, deberá ser transportado hacia otro lugar de modo que no afecte la capacidad del cauce o la estética de los accesos, ni la construcción de la obra.
- Los encofrados serán construidos en forma tal que las marcas de las juntas en las superficies de concreto estén alineadas tanto horizontal como verticalmente, y que las juntas situadas entre superficies sean suaves.

- Los encofrados no serán desmontados hasta que el concreto se haya endurecido lo suficiente, de tal manera que pueda sostener su propio peso en forma segura, así como las cargas adicionales a las que esté sometida a estructura durante el período de construcción. Los encofrados serán desmontados sólo con la aprobación de la Supervisión.
- El concreto deberá ser colocado evitando la segregación de sus componentes. La colocación se hará en capas horizontales de un espesor tal que no exceda la capacidad del vibrador para consolidar el concreto.
- Todas las barras antes de usarlas deberán estar libres de defectos y completamente limpias, es decir sin polvo, pintura, óxido, grasas o cualquier otra materia que disminuya su adherencia.