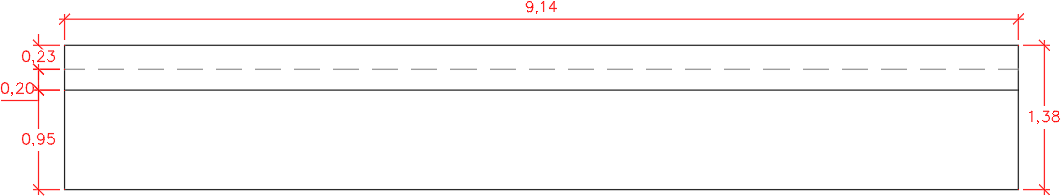
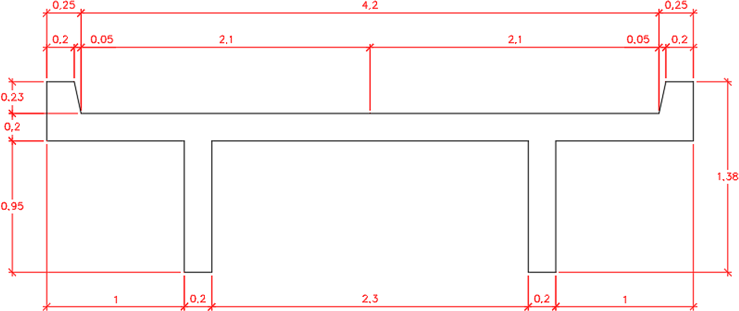
Diseño de las vigas de concreto reforzado

En la ***Figura 1*** se presenta la sección longitudinal de la superestructura del puente.



***Figura 1. Sección longitudinal de la superestructura del puente.***

En la ***Figura 2*** se presenta la sección transversal de la superestructura del puente.



***Figura 2. Sección transversal de la superestructura del puente.***

Materiales

En la ***Tabla 1*** se presenta la calidad de los materiales de las vigas del puente.

***Tabla 1.*** *Calidad de los materiales.*

|  |  |
| --- | --- |
| Concreto de las vigas y la losa, | 18.9 MPa |
| Peso específico del concreto, ϒc | 24 kN/m3 |
| Acero de refuerzo, | 420 MPa |
| Módulo de elasticidad del concreto, | 20867.58 MPa |
| Módulo de elasticidad del acero, | 200000 MPa |

Características del proyecto

En la ***Tabla 2*** se presentan las características del puente.

***Tabla 2. Características básicas del proyecto****.*

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
| Sección transversal | e | Según Tabla 4.6.6.2.2-1 |
| Factores de resistencia, ɸ | 0.9 | Según 5.5.4.2.1 |
| Factores de modificación de carga | 1 | Según Tabla 1.3.2 |
| Luz de cálculo, L | 9.14 m | Según Tabla C.4.6.2.2.1-1 |

En la ***Tabla 3*** se presentan los estados limites considerados.

***Tabla 3.*** *Estados límites considerados.*

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
| Estado límite de resistencia I |  | Según Tabla 3.4.1-1 |
| Estado límite de servicio I |  | Según Tabla 3.4.1-1 |
| Estado límite de fatiga I |  | Según Tabla 3.4.1-1 |

Geometría de la viga

La geometría de las vigas se presenta en la ***Tabla 4***.

***Tabla 4.*** *Dimensiones de la viga.*

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
| Altura mínima, | 0.64 m | Según Tabla 2.5.2.6.3-1 |
| Separación entre vigas, | 2.50 m |  |
| Distancia del voladizo | 1.10 m |  |
| Ancho efectivo de la aleta, | 2.35 m | Según 4.6.2.6 |
| Ancho del alma de la viga, | 0.20 m | Según C.5.14.1.5.1c |
| Altura de la viga, | 0.95 m |  |
| Espesor de la losa, | 0.20 m |  |
| Ancho base del bordillo | 0.25 m |  |
| Ancho corona del bordillo | 0.20 m |  |
| Altura del bordillo | 0.23 m |  |

## Cálculo de los factores de distribución

Para determinar el factor de distribución se calculan los parámetros presentados en la ***Tabla 5***.

***Tabla 5.*** *Parámetros para el cálculo del factor de distribución.*

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
| Relación modular |  | 1 |
| Momento centroidal de inercia de la sección simple |  | 0.014 m4 |
| Área de la sección simple |  | 0.19 m2 |
| Distancia, |  | 0.57 m |
| Parámetro, |  | 0.0771 m4 |

Factor de distribución para el momento flector

En la Tabla 6 se presentan las expresiones para calcular el factor de distribución para momento flector para un carril cargado.

Tabla 6. Factores de distribución para flexión.

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| Un carril cargado |  | 0.61 | Según Tabla 4.6.2.2.2b-1 |

Igualmente, se calcula el factor de distribución con la regla de la palanca con la ecuación 1.

|  |  |
| --- | --- |
|  | (1) |

En la ***Tabla 7*** se presentan los resultados del cálculo de la regla de la palanca.

***Tabla 7. Cálculo de la regla de la palanca****.*

|  |  |
| --- | --- |
| Distancia de la carga aplicada por la rueda izquierda del camión al punto de palanca, | 2.8 |
| Distancia de la carga aplicada por la rueda izquierda del camión al punto de palanca, | 0.9 |
| Factor de distribución, | 0.74 |

En la ***Tabla 8*** se presenta el factor de distribución para flexión usando la regla de la palanca.

***Tabla 8.*** *Factores de distribución para flexión.*

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| Un carril cargado |  | 0.89 | Según Tabla 4.6.2.2.2d-1 |

El factor de distribución usado para el momento flector será entonces 0.89.

Factor de distribución para la fuerza cortante

En la ***Tabla 9*** se presentan las expresiones para calcular el factor de distribución para fuerza cortante para un carril cargado.

***Tabla 9.*** *Factores de distribución para cortante.*

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| Un carril cargado |  | 0.69 | Según Tabla 4.6.2.2.3a-1 |

Igualmente, se calcula el factor de distribución con la regla de la palanca usando la ecuación 1. En la ***Tabla 10*** se presenta el factor de distribución para fuerza cortante usando la regla de la palanca.

***Tabla 10.*** *Factores de distribución para cortante mediante la regla de la palanca.*

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| Un carril cargado |  | 0.89 | Según Tabla 4.6.2.2.3b-1 |

El factor de distribución usado para la fuerza cortante será entonces 0.89.

Avaluó de cargas

En la ***Tabla 11*** se presentan las cargas de la superestructura sobre la viga.

***Tabla 11. Cargas permanentes sobre la viga****.*

|  |  |
| --- | --- |
|  | 11.28 kN/m |
|  | 4.56 kN/m |
|  | 1.24 kN/m |
|  | 17.08 kN/m |

Según el Art. 3.6.1.2.1 de la CCP-14, la Carga Viva Vehicular de Diseño, designada como CC-14, debe consistir en una combinación de:

* Camión o tándem de diseño, y
* Carga de carril de diseño.

En la ***Figura 1*** se presenta la configuración del camión de diseño, la cual consiste en tres ejes, dos de 160 kN y uno de 40 kN.

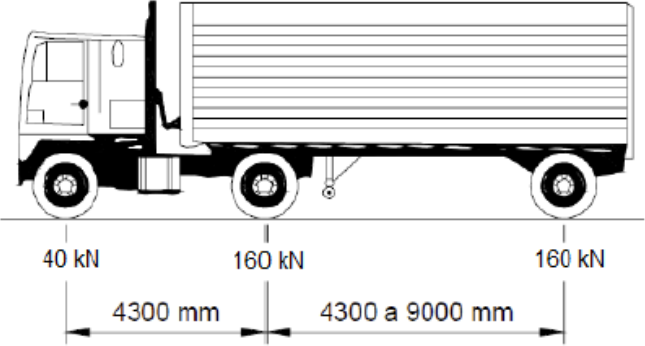


Figura 3. Camión de diseño.

El tándem de diseño consiste en dos ejes de 120 kN separados 1,2 m entre sí.

La carga de carril de diseño consiste en una carga de 10,3 kN/m uniformemente distribuida en la dirección longitudinal.

Momentos flectores

En la ***Tabla 12*** se presentan los momentos flectores en la viga debidos a las cargas de la superestructura.

***Tabla 12.*** *Momentos a lo largo de la viga debidos a las cargas de la superestructura.*

|  |  |
| --- | --- |
| X [m] | Momento flector [kN m] |
| 0.00 | 0.00 |
| 0.91 | 64.22 |
| 1.83 | 114.16 |
| 2.74 | 149.84 |
| 3.66 | 171.24 |
| 4.57 | 178.38 |
| 5.48 | 171.24 |
| 6.40 | 149.84 |
| 7.31 | 114.16 |
| 8.23 | 64.22 |
| 9.14 | 0.00 |

En la ***Tabla 13*** se presentan los momentos máximos en la viga debido a las cargas permanentes.

***Tabla 13.*** *Momentos máximos en la viga debidos a las cargas permanentes.*

|  |  |
| --- | --- |
| Momento flector máximo debido a las cargas provenientes de la superestructura | |
| MDC, losa más viga | 165.41 kN m |
| MDC, bordillo | 12.97 kN m |
| MDC, permanentes | 178.38 kN m |

En la ***Figura 4*** se presentan los momentos flectores debidos a la carga permanente.

***Figura 4. Momentos flectores debidos a la carga permanente.***

En la Tabla 14 se presentan los momentos flectores en la viga debidos a la carga vehicular.

Tabla 14. Momentos flectores a lo largo de la viga debidos a la carga vehicular.

|  |  |
| --- | --- |
| X [m] | Momento flector [kN m] |
| 0.00 | 0.00 |
| 0.91 | 193.81 |
| 1.83 | 335.33 |
| 2.74 | 434.21 |
| 3.66 | 488.02 |
| 4.57 | 496.25 |
| 5.48 | 488.02 |
| 6.40 | 434.21 |
| 7.31 | 335.33 |
| 8.23 | 193.81 |
| 9.14 | 0.00 |

En la Tabla 15 se presentan los momentos flectores en la viga debidos a la carga de carril de diseño.

Tabla 15. Momentos flectores a lo largo de la viga debidos a la carga de carril.

|  |  |
| --- | --- |
| X [m] | Momento flector [kN m] |
| 0.00 | -0.00 |
| 0.91 | 38.72 |
| 1.83 | 68.84 |
| 2.74 | 90.35 |
| 3.66 | 103.25 |
| 4.57 | 107.56 |
| 5.48 | 103.25 |
| 6.40 | 90.35 |
| 7.31 | 68.84 |
| 8.23 | 38.72 |
| 9.14 | 0.00 |

En la ***Tabla 15*** se presentan los momentos flectores en la viga debidos a la carga viva vehicular, considerando un factor de amplificación dinámica del 33%.

***Tabla 16.*** *Momentos flectores a lo largo de la viga debidos a la carga viva vehicular.*

|  |  |
| --- | --- |
| X [m] | Momento flector [kN m] |
| 0.00 | 0.00 |
| 0.91 | 296.49 |
| 1.83 | 514.83 |
| 2.74 | 667.85 |
| 3.66 | 752.32 |
| 4.57 | 767.57 |
| 5.48 | 752.32 |
| 6.40 | 667.85 |
| 7.31 | 514.83 |
| 8.23 | 296.49 |
| 9.14 | 0.00 |

En la ***Tabla 16*** se presentan los momentos máximos producidos por la carga viva vehicular

***Tabla 17.*** *Momentos máximos debidos a la carga viva vehicular.*

|  |  |
| --- | --- |
| ML, vehículo | 498.58 kN m |
| ML, carril | 107.56 kN m |
| MLL+IM | 770.32 kN m |

En la ***Figura 5*** se presentan los momentos flectores debidos a la carga viva vehicular.

***Figura 5. Momentos flectores debidos a la carga viva vehicular.***

Fuerza cortante

En la ***Tabla 17*** se presenta la fuerza cortante en la viga debida a las cargas de la superestructura.

***Tabla 18. Fuerza cortante a lo largo de la viga debida a las cargas de la superestructura.***

|  |  |
| --- | --- |
| X [m] | Fuerza cortante [kN] |
| 0.00 | 78.06 |
| 0.91 | 62.45 |
| 1.83 | 46.84 |
| 2.74 | 31.23 |
| 3.66 | 15.61 |
| 4.57 | 0.00 |
| 5.48 | -15.61 |
| 6.40 | -31.23 |
| 7.31 | -46.84 |
| 8.23 | -62.45 |
| 9.14 | -78.06 |

En la ***Tabla 18*** se presenta la fuerza cortante máxima en la viga debido a las cargas permanentes.

***Tabla 19. Fuerza cortante máxima en la viga debida a las cargas permanentes.***

|  |  |
| --- | --- |
| Fuerza cortante máxima debido a las cargas provenientes de la superestructura | |
| VDC, losa más viga | 72.39 kN m |
| VDC, bordillo | 5.68 kN m |
| VDC, permanentes | 78.06 kN m |

En la ***Figura 6*** se presenta la fuerza cortante debida a la carga permanente.

***Figura 6. Fuerza cortante debida a la carga permanente.***

En la ***Tabla 19*** se presenta la fuerza cortante máxima en la viga debida a la carga viva vehicular, considerando un factore de amplificación dinámica del 33%.

***Tabla 20. Fuerza cortante máxima a lo largo de la viga debida a la carga viva vehicular.***

|  |  |
| --- | --- |
| X [m] | Fuerza cortante [kN] |
| 0.00 | 375.50 |
| 0.91 | 319.68 |
| 1.83 | 271.60 |
| 2.74 | 229.28 |
| 3.66 | 186.95 |
| 4.57 | 143.68 |
| 5.48 | 101.35 |
| 6.40 | 59.03 |
| 7.31 | 15.76 |
| 8.23 | -17.01 |
| 9.14 | -47.07 |

En la ***Tabla 20*** se presenta la fuerza cortante mínima en la viga debida a la carga viva vehicular, considerando un factore de amplificación dinámica del 33%.

***Tabla 21. Fuerza cortante mínima a lo largo de la viga debida a la carga viva vehicular.***

|  |  |
| --- | --- |
| X [m] | Fuerza cortante [kN] |
| 0.00 | 47.07 |
| 0.91 | 17.01 |
| 1.83 | -15.76 |
| 2.74 | -59.03 |
| 3.66 | -101.35 |
| 4.57 | -143.68 |
| 5.48 | -186.95 |
| 6.40 | -229.28 |
| 7.31 | -271.60 |
| 8.23 | -319.68 |
| 9.14 | -375.50 |

En la ***Tabla 21*** se presenta la fuerza cortante máxima debida a la carga viva vehicular, considerando un factore de amplificación dinámica del 33%.

***Tabla 22. Fuerza cortante máxima debida a la carga viva vehicular.***

|  |  |
| --- | --- |
| VL, vehículo | 246.94 kN m |
| VL, carril | 47.07 kN m |
| VLL+IM | 375.50 kN m |

En la ***Figura 7*** se presenta la fuerza cortante máxima debida a la carga viva vehicular.

***Figura 7. Fuerza cortante máxima debida a la carga viva vehicular.***

En la ***Figura 8*** se presenta la fuerza cortante mínima debida a la carga viva vehicular.

***Figura 8. Fuerza cortante mínima debida a la carga viva vehicular.***

Combinaciones de carga

Con base en los resultados obtenidos, se calculan los momentos flectores y las fuerzas cortantes para los estados limites considerados (véase la ***Tabla 3***).

### Estado límite de resistencia I

#### Momentos flectores

En la Tabla 22 se presentan los momentos flectores debidos al Estado límite de Resistencia I.

Tabla 23. Momentos flectores debidos al Estado límite de Resistencia I.

|  |  |
| --- | --- |
| X [m] | Momento flector [kN m] |
| 0.00 | 0.00 |
| 0.91 | 541.02 |
| 1.83 | 942.75 |
| 2.74 | 1225.13 |
| 3.66 | 1383.16 |
| 4.57 | 1415.78 |
| 5.48 | 1383.16 |
| 6.40 | 1225.13 |
| 7.31 | 942.75 |
| 8.23 | 541.02 |
| 9.14 | 0.00 |

#### Fuerza cortante

En la Tabla 22 se presentan las fuerzas cortantes debidas al Estado límite de Resistencia I.

Tabla 24. Fuerzas cortantes debidas al Estado límite de Resistencia I, considerando la fuerza cortante máxima debida a la carga viva vehicular.

|  |  |
| --- | --- |
| X [m] | Fuerza cortante [kN] |
| 0.00 | 681.10 |
| 0.91 | 574.85 |
| 1.83 | 480.62 |
| 2.74 | 395.33 |
| 3.66 | 310.03 |
| 4.57 | 223.28 |
| 5.48 | 137.99 |
| 6.40 | 52.69 |
| 7.31 | -34.06 |
| 8.23 | -104.49 |
| 9.14 | -170.73 |

### Estado límite de servicio

#### Momentos flectores

En la Tabla 22 se presentan los momentos flectores debidos al Estado límite de Servicio.

Tabla 25. Momentos flectores debidos al Estado límite de Servicio.

|  |  |
| --- | --- |
| X [m] | Momento flector [kN m] |
| 0.00 | 0.00 |
| 0.91 | 327.50 |
| 1.83 | 571.33 |
| 2.74 | 742.89 |
| 3.66 | 839.30 |
| 4.57 | 859.98 |
| 5.48 | 839.30 |
| 6.40 | 742.89 |
| 7.31 | 571.33 |
| 8.23 | 327.50 |
| 9.14 | 0.00 |

#### Fuerza cortante

En la Tabla 22 se presentan las fuerzas cortantes debidas al Estado límite de Servicio.

Tabla 26. Fuerzas cortantes debidas al Estado límite de Servicio.

|  |  |
| --- | --- |
| X [m] | Fuerza cortante [kN] |
| 0.00 | 411.51 |
| 0.91 | 346.33 |
| 1.83 | 288.02 |
| 2.74 | 234.82 |
| 3.66 | 181.62 |
| 4.57 | 127.59 |
| 5.48 | 74.39 |
| 6.40 | 21.19 |
| 7.31 | -32.85 |
| 8.23 | -77.55 |
| 9.14 | -119.86 |

Diseño a flexión

Utilizando 2 barras #8 en la parte de abajo en el centro de la luz, se obtiene el área de acero, igual a 10.20 cm2.

Se tiene una distancia entre el centroide del acero de refuerzo y la fibra inferior igual a 0.08 m, un ancho, igual a 0.20 m y una altura efectiva, de 1.07 m.

La cuantía esta dada por la ecuación que se presenta a continuación:

Es decir se obtiene un valor de 0.00477.

La posición del eje neutro se calcula teniendo en cuenta la siguiente ecuación:

Es decir que es igual a 13.33 cm.

A partir de estos valores es posible calcular el momento resistente ultimo de diseño con la siguiente ecuación.

Es decir que el momento resistente ultimo de diseño, es igual a 386.85 kN m.

Teniendo en cuenta la disposición del acero en la viga como se muestra en la Figura 9. Y a partir del momento resistente ultimo de diseño en la parte inferior de la viga, se puede conocer el momento resistente a lo largo de cada una de las filas de acero dispuesto.

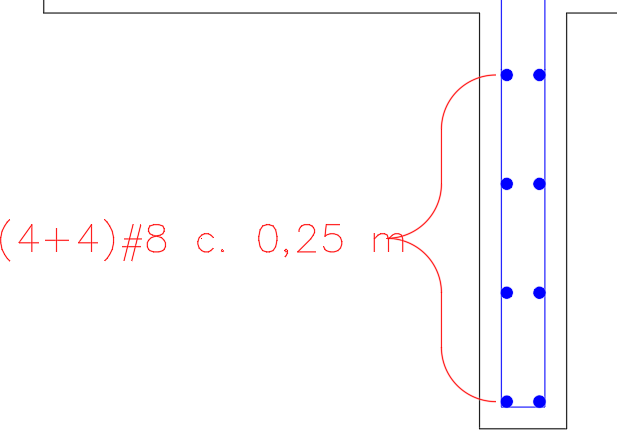


Figura 9. Distribución actual del acero a lo largo de la viga.

Para la segunda fila teniendo en cuenta la separación de 0.25 m, la altura efectiva, será 0.82 m. El área de acero usada y el alma de la viga se mantienen constantes, por lo que la cuantía es de 0.00622.

La posición del eje neutro, también se mantiene en 13.33 cm.

El momento resistente ultimo de diseño, es igual a 290.46 kN m.

En la Tabla 27 se presente el momento resistente ultimo para todas las filas de acero, desde la inferior hacia la superior.

Tabla 27. Momento resistente ultimo de diseño en cada fila de acero dispuesto

|  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- |
| No. Fila | Altura efectiva, | Cuantía de acero, | Posición del eje neutro, | Momento resistente ultimo de diseño, |
| 1 | 1.07 m | 0.00477 | 13.33 cm | 386.85 kN m |
| 2 | 0.82 m | 0.00622 | 13.33 cm | 290.46 kN m |
| 3 | 0.57 m | 0.00895. | 13.33 cm | 194.07 kN m |
| 4 | 0.32 m | 0.01594 | 13.33 cm | 97.68 kN m |

Además, se supone que el eje neutro se encuentra en la aleta y un factor de resistencia por flexión, ɸ de 0.9, en consecuencia para un ancho, igual a 2.4 m, una altura efectiva, de 1.1 m. se presenta la Tabla.

***Tabla 28. Acero de refuerzo para resistir el momento máximo****.*

|  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- |
| Parámetro |  | 476 KN/m2 | Según 5.5.4.2 |
| Parámetro |  | 26.14 |  |
| Cuantía de acero, |  | 0.00477 |  |
| Armadura para resistir el momento máximo, |  | 10.20 cm2 |  |

La armadura suponiendo barras #8, en el centro de las vigas es igual a 2.0. Es decir 2 barras #8 en la parte de abajo en el centro de la luz.

Es importante verificar la posición del eje neutro teniendo en cuenta la siguiente ecuación:

Es decir que es igual a 13.33 cm siendo menor a 20 cm que es el espesor de la losa, confirmando que el eje centroidal se encuentra en la aleta.

De acuerdo con los comentarios en C 5.5.4.2.1 es necesario verificar la deformación unitaria del acero a tracción de manera que se pueda suponer que el factor de resistencia por flexión, ɸ es de 0.9.

La profundidad del bloque de compresiones, para la armadura de 2 barras #8 está dada por la siguiente ecuación:

Donde es igual a 0.85.

Se obtiene para la profundidad del bloque de compresiones, un resultado de 0.013 m.

De la relación de deformaciones, teniendo en cuenta que la deformación unitaria del concreto a compresión, es igual a 0.003, tenemos la siguiente ecuación:

Es decir que es igual a 0.2374 siendo mayor a 0.003 que es el valor de la deformación unitaria del acero a tracción supuesto, confirmando que. el factor de resistencia por flexión, ɸ es de 0.9.

Armadura para resistir el momento mínimo

De acuerdo con 5.7.3.3.2, la cantidad de refuerzo convencional (no tensionado) debe ser el adecuado para desarrollar una resistencia mayorada a flexión, por lo menos igual o menos entre 1,33 veces el momento requerido por la combinación de carga aplicable especificada en la tabla 3.4.1-1 o , definido por la siguiente ecuación para concreto reforzado.

Donde es el módulo de la sección simple con respecto a la fibra sometida a tracción por las cargas externas, el modulo de la sección compuesta con respecto a la fibra sometida a tracción por las cargas externas y es el momento total no mayorado de carga muerta que actúa sobre una sección monolítica o no compuesta.

Para acero de refuerzo que cumple con la Norma ASMT A706 es igual a 0.75 y para todas las estructuras de concreto con excepción de los puentes prefabricados segmentales es igual a 1.60.

En la Tabla se presenta el resumen de las propiedades geométricas de la sección simple y la sección compuesta de la viga.

***Tabla 29.Propiedades geométricas de la sección simple y la sección compuesta****.*

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
|  | Sección simple | Sección compuesta |
| Área, | 0.19 m2 | 0.66 m2 |
| Centroide, | 0.47 m | 0.88 m |
| Inercia, | 0.0143 m4 | 0.0606 m4 |
| Módulo de la sección, | 0.0301m3 | 0.0685 m3 |

Para calcular el momento se toma el momento que actúa sobre la sección simple producido por el peso propio de la viga mas el peso propio de la losa. El peso producido por la losa y la viga es igual a 15.84 kN m

En estas condiciones la ecuación para el momento es la siguiente.

Y para el momento , el cual incluye el peso del bordillo, es la siguiente.

La Tabla resume los cálculos necesarios para la determinación de la armadura a flexión en las vigas en secciones escogidas arbitrariamente cada 2 metros.

***Tabla 30.Diseño a flexión de las vigas interiores en secciones tomadas arbitrariamente****.*

|  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| X (m) | MDC | MLL+IM | MU | Mdnc | Mcr | Mcu | 1,33 MU |
|  | -0.00 m | -0.00 m |  | -0.00 m |  |  |  |
|  | 59.55 m | 59.55 m |  | 59.55 m |  |  |  |
|  | 105.86 m | 105.86 m |  | 105.86 m |  |  |  |
|  | 138.94 m | 138.94 m |  | 138.94 m |  |  |  |
|  | 158.79 m | 158.79 m |  | 158.79 m |  |  |  |
|  | 165.41 m | 165.41 m |  | 165.41 m |  |  |  |
|  | 158.79 m | 158.79 m |  | 158.79 m |  |  |  |
|  | 138.94 m | 138.94 m |  | 138.94 m |  |  |  |
|  | 105.86 m | 105.86 m |  | 105.86 m |  |  |  |
|  | 59.55 m | 59.55 m |  | 59.55 m |  |  |  |
|  | 0.00 m | 0.00 m |  | 0.00 m |  |  |  |

Armadura de superficie

La norma CCP-14 según 5.7.3.4 dice que si la distancia de miembros no preesforzados o parcialmente preesforzados excede 1 m, el refuerzo superficial debe distribuirse uniformemente a lo largo de ambas caras del elemento, en una distancia mas cercana al refuerzo de tracción por flexión. El área de refuerzo superficial (mm2/m) de altura en cada cara del elemento debe satisfacer la siguiente ecuación:

Donde es el área del refuerzo a tracción dada en mm2 y es el área del acero de preesfuerzo dada en mm2.

Para las vigas se tiene una armadura en el centro de la luz igual a 2 barras #8 y en este caso es igual a una altura efectiva, de 1.1 m. por lo que se efectúa la verificación solicitada para la armadura de superficie como se muestra en la Tabla.

***Tabla 31. Acero de refuerzo para la armadura de superficie****.*

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
| Área del refuerzo a tracción, |  | 1020 mm2 |
| Distancia |  | 1070 mm |
| Área del acero de preesfuerzo, |  | 0 |
| Área del acero de superficie, |  | 310 mm2/m |

La armadura se toma suponiendo barras #3.

Además, el refuerzo de superficie longitudinal, por cara no necesita exceder un cuarto del refuerzo a tracción por flexión requerido y el espaciamiento máximo del refuerzo superficial no debe exceder o 300 mm. En consecuencia, este espaciamiento será de 0.18 m.

Se toma una barra #3 cada 0.18 m a cada lado de la viga.

Diseño a cortante de las vigas

Es importante primero definir la sección critica a cortante. De acuerdo con 5.8.3.2 cuando la reacción produce compresión en la zona de apoyos, el cortante critico se calcula a una distancia de la cara interna del apoyo. Esta distancia no debe ser menor que la mayor entre o .

La distancia se obtiene a partir de la siguiente ecuación:

En el caso de secciones de concreto reforzado , por lo que que es la distancia entre el centroide del acero a tracción y la fibra a compresión más alejada del eje neutro, es .

Para determinar la distancia es necesario conocer la ubicación de la sección critica a cortante y el momento flector que actúa en ella, lo que no es posible establecer de antemano. Se recurre entonces a los criterios geométricos mencionados anteriormente, presentados en la Tabla.

***Tabla 32. Criterios para definir dv****.*

|  |  |
| --- | --- |
|  | 0.96 m |
|  | 0.83 m |

Por consiguiente, la sección critica a cortantes se encuentra a una distancia igual a:

Es decir 1.04 m.

Cortante debido a las cargas

El cortante máximo que actúa sobre las vigas debido a cada una de las cargas avaluadas se presenta en la Tabla.

***Tabla 33. Resumen de cortantes máximos****.*

|  |  |
| --- | --- |
| VDC, permanentes | 78.06 kN |
| VL, vehículo | 246.94 kN |
| VL, carril | 47.07 kN |
| VLL+IM | 375.50 kN |

Diseño a cortante

El diseño a cortante se lleva a cabo para el estado límite de resistencia I, teniendo en cuenta los factores de modificación de carga y los cortantes máximos como se presentó en la ***Tabla 3***. Así obtenemos un cortante último, de 644 kN.

Por otro parte el esfuerzo cortante resistido por la sección según 5.8.2.1.-2 es . De acuerdo con 5.5.4.2 el factor de reducción para cortante, ɸ es de 0.9.

es el menor entre las dos formulas presentadas en la Tabla

***Tabla 34. Esfuerzo resistido por la sección en función de VN****.*

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
|  | En este caso | Según 5.8.3.3-1 |
|  | 0.91 MN | Según 5.8.3.3-2 |

Esfuerzo cortante ultimo en la sección critica

Se determina según 5.8.2.9-1, teniendo en cuenta la siguiente ecuación.

En este caso por lo que es igual a 3717 kN/m2.

Se debe igualmente calcular la deformación unitaria a tracción a la altura del centroide del acero a tracción, a través de la ecuación según 5.8.3.4.2-4

Donde es el momento flector debido a las cargas permanente y transitorias mayoradas en la sección bajo estudio. Recordando la sección critica a cortante se encuentra a una distancia de 1.04 m desde el centro del apoyo. Para este caso el es 626 kN m.

Sustituyendo los valores en la anterior ecuación se obtiene una deformación unitaria, de 0.00317.

El cálculo de la fuerza cortante resistida por el acero y el concreto se presenta en la Tabla.

***Tabla 35. Fuerza cortante resistida por el concreto y el acero****.*

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
|  | 40.1o | Según 5.8.3.4.2-3 |
|  | 1.42o | Según 5.8.3.4.2-1 |
|  | 98.734 kN. | Según 5.8.3.3-3 |
|  | 617.118 kN. | Según 5.8.3.3-1 |

Una vez también es determinado el momento en la sección critica supuesta es posible obtener el valor del brazo del par de tracción-compresión para compararlo con el valor supuesto de 0.96 m.

La profundidad del bloque de compresiones en la sección critica a cortante esta dado por la siguiente ecuación.

Es decir que es igual a 0.023 m.

El brazo interno de palanca, para una altura efectiva, igual a 1.07 m, está dado por la siguiente ecuación.

Es decir que es igual a 1.059 m.

Separación de los estribos en la zona critica

De acuerdo con 5.8.3.3-4 la separación, de los estribos en cualquier sección de una viga esta dada por la siguiente ecuación.

Para α igual a 90o (estribos verticales), θ igual 40.1o y estribos de barras #4 en dos ramas, es decir igual a 2.58 cm2 y definido anteriormente, se obtiene una separación, igual a -0.27 m.

Es decir que en la zona critica a 1 m del apoyo se debe proyectar un estribo #4, de dos ramas, cada -0.27 m.

Refuerzo transversal mínimo

Según 5.8.2.5-1.

Sustituyendo en la ecuación se tiene un valor de 0.33 cm2 el cual es menor al valor supuesto anteriormente de 2.58 cm2.

La Tabla resume los cálculos necesarios para la determinación de separación entre estribos en las vigas en secciones escogidas cada 1 metro.

En estas condiciones la ecuación para el cortante es la siguiente.

***Tabla 36.Separación de los estribos en secciones tomadas cada 1 metro****.*

|  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| X (m) | VDC | VLL+IM | VU | MDC | MLL+IM | MU | As | S |
|  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|  |  |  |  |  |  |  |  |  |

Máximo espaciamiento del refuerzo transversal

Teniendo en cuenta las condiciones dadas en 5.8.2.7, se calcula el espaciamiento máximo del refuerzo transversal presentado en la Tabla.

***Tabla 37.Máximo espaciamiento del refuerzo transversal****.*

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
| Si |  | 0.85 m |
| Si |  | 0.42 m |

En este caso recordando es igual a 3717 kN/m2, siendo menor a 2362 kN/m2, por lo que el espaciamiento máximo, es 0.85 m.