



UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO
FACULTAD DE INGENIERIA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

TÍTULO DEL PROYECTO:

ANÁLISIS Y EVALUACIÓN PARA EL DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR Y ACCESOS SOBRE EL RIO RAMÍREZ CORDERO UBICADO EN LA ABSCISA K15+880.00 PARA LA VIABILIDAD DEL TRÁFICO DE LA RUTA PALORA – ARAPICOS EN LA PROVINCIA DE MORONA SANTIAGO.

Trabajo de grado previo a la obtención del título de:
INGENIERO CIVIL

AUTOR:

Richard Nelson Santander Ledesma.

DIRECTOR:

Ing. Oscar Paredes

RIOBAMBA-ECUADOR

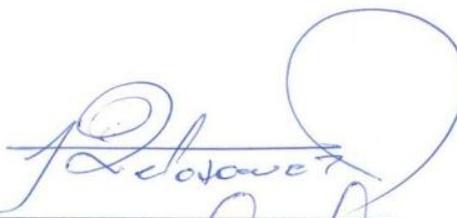
2017

Los miembros del Tribunal de Graduación del proyecto de investigación de título: **ANÁLISIS Y EVALUACIÓN PARA EL DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR Y ACCESOS SOBRE EL RIO RAMÍREZ CORDERO UBICADO EN LA ABSCISA K15+880.00 PARA LA VIABILIDAD DEL TRÁFICO DE LA RUTA PALORA – ARAPICOS EN LA PROVINCIA DE MORONA SANTIAGO.**

Presentado por: Richard Nelson Santander Ledesma; y dirigida por: Ing. Oscar Paredes.

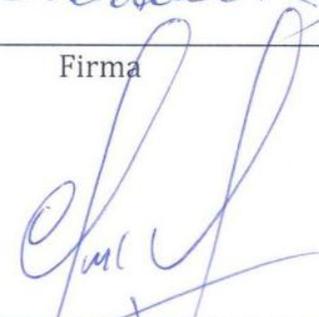
Una vez escuchada la defensa oral y revisado el informe final del proyecto de investigación con fines de graduación escrito en la cual se ha constatado el cumplimiento de las observaciones realizadas, remite la presente para uso y custodia en la biblioteca de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional de Chimborazo.

Ing. Víctor Velázquez.
Presidente del tribunal



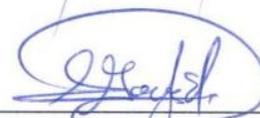
Firma

Ing. Oscar Paredes.
Miembro del tribunal



Firma

Ing. Alexis O. Martínez.
Miembro del tribunal



Firma

AUTORÍA DE LA INVESTIGACIÓN

“La responsabilidad del contenido de este Proyecto de Graduación, nos corresponde exclusivamente a: Richard Nelson Santander Ledesma y al Director del Proyecto Ing. Oscar Paredes; y el patrimonio intelectual de la misma a la Universidad Nacional de Chimborazo”.

Richard Nelson Santander Ledesma.



1600466260

DEDICATORIA

A mis padres quienes me guiaron y apoyaron durante mi Carrera Universitaria, además quienes son constituyeron los pilares más inspiradores de mi vida; por lo que a ellos les debo mis éxitos y alegrías y la oportunidad más importante de mi vida, como es ser profesional.

A Dios por brindarme fortaleza, fe y sabiduría, ante cualquier situación y adversidad que se encuentra presente en mi vida.

Richard Nelson Santander Ledesma.

INDICE GENERAL

Página Preliminar

| | |
|-------------------------------------|-------|
| AUTORÍA DE LA INVESTIGACIÓN..... | iii |
| DEDICATORIA | iv |
| INDICE GENERAL | v |
| ÍNDICE DE ILUSTRACIÓN | xvii |
| ÍNDICE DE TABLAS..... | xix |
| RESUMEN | xxii |
| SUMMARY | xxiii |
| INTRODUCCIÓN..... | xxiv |
| CAPÍTULO I | 1 |
| EL PROBLEMA..... | 1 |
| 1. 1. TEMA DE INVESTIGACION | 1 |
| 1.2. PROBLEMATIZACIÓN..... | 2 |
| 1.2.1. CONTEXTUALIZACIÓN | 2 |
| 1.2.2. ANALISIS CRÍTICO | 2 |
| 1.2.3. PROGNOSIS. | 3 |
| 1.3. DELIMITACIÓN. | 3 |
| 1.4. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA | 4 |
| 1.5. OBJETIVOS..... | 4 |
| 1.5.1. OBJETIVO GENERAL..... | 4 |
| 1.5.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS. | 4 |
| CAPITULO II | 6 |
| MARCO TEÓRICO | 6 |
| 2. FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA | 6 |
| 2.1. Generalidades | 6 |
| 2.1.1. Madera no estructural: | 7 |

| | |
|-----------------------------------------------------------------------------------|----|
| 2.1.2. Madera estructural: | 7 |
| 2.2.3. Clasificación de maderas para puentes de pequeñas luces en el Ecuador..... | 8 |
| 2.2.3.4. Clasificación de maderas según su densidad..... | 9 |
| 2.2. PROPIEDADES FÍSICAS DE MADERA NATURAL..... | 9 |
| 2.2.1. CONTENIDO DE AGUA O HÚMEDAD..... | 9 |
| 2.2.2. MADERA COLOCADA EN EL CRUCE..... | 10 |
| 2.3. PROPIEDADES MECÁNICAS: | 11 |
| 2.3.1. RESISTENCIA A COMPRESIÓN PARALELA A LAS FIBRAS..... | 11 |
| 2.3.2. RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN PERPENDICULAR | 12 |
| 2.3.3. RESISTENCIA A TRACCIÓN PARALELA A FIBRAS..... | 13 |
| 2.3.4. RESISTENCIA A TRACCIÓN PERPENDICULAR A LAS FIBRAS..... | 13 |
| 2.3.5. RESISTENCIA AL CORTE | 14 |
| 2.3.6. RESISTENCIA A LA FLEXIÓN PARALELA AL GRANO..... | 15 |
| 2.4. VENTAJAS | 17 |
| 2.5. DESVENTAJAS..... | 18 |
| 2.6. CRITERIO DE DISEÑO AASHTO LRFD | 18 |
| 2.6.1. CARGAS DE DISEÑO..... | 18 |
| 2.6.2. CARGA VIVA LL..... | 19 |
| 2.6.2.1 Carga Vehicular – Determinación del camión de diseño..... | 19 |
| 2.6.2.2. Cargas Permanentes (AASHTO LRFD, sección 3.5) | 21 |
| 2.6.2.3. Estados Límites: | 22 |
| 2.6.2.4. Carga viva y efecto de carga dinámica (LL+IM):..... | 24 |
| 2.7. OBTENCIÓN DE ESFUERZOS ÚLTIMOS..... | 27 |
| 2.7.1. Factor de conversión (CKF) | 28 |
| 2.7.2. Factor por humedad (CM)..... | 28 |
| 2.7.3. Factor por tamaño de madera aserrada y madera tratada (CF)..... | 29 |
| 2.7.4. Factor de volumen de madera laminada encolada estructural (CV)..... | 32 |
| 2.7.5. Factor de utilización de cara plana o ancha (Cfu)..... | 33 |
| 2.7.6. Factor por incisión (Ci)..... | 34 |
| 2.7.7. Factor de cubierta o piso Cd..... | 34 |

| | |
|--------------------------------------------------------------------------------|----|
| 2.7.8. Factor de tiempo $C\lambda$ | 36 |
| 2.8. REQUISITOS DE DISEÑO SEGÚN NEC -SE-CG..... | 36 |
| 2.8.1. Factores de reducción de resistencia según LRFD | 37 |
| 2.9. MÓDULO DE SECCIÓN..... | 38 |
| 2.10. EVALUACIÓN DE LAS DEFLEXIONES DE LAS VIGAS (TRONCOS) | 39 |
| 2.10.1. Módulo de elasticidad ajustado..... | 39 |
| 2.10.2. Deflexión por carga viva..... | 39 |
| 2.10.3 Máximas deflexiones permitidas | 39 |
| 2.10.4. Deflexión diferida..... | 40 |
| CAPÍTULO III | 41 |
| METODOLOGIA | 41 |
| 3. MARCO METODOLÓGICO | 41 |
| 3.1. TIPO DE ESTUDIO. | 41 |
| 3.2. POBLACIÓN | 41 |
| 3.3. MUESTRA | 41 |
| 3.4. OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES..... | 41 |
| 3.5. PROCEDIMIENTO..... | 44 |
| CAPITULO IV | 45 |
| 4. ESTUDIO REALIZADOS | 45 |
| 4.1. DESCRIPCION DE LA UBICACIÓN DEL PUENTE EN ESTUDIO | 45 |
| 4.2. GENERALIDADES | 45 |
| 4.3. METODOLOGÍA EMPLEADA | 46 |
| 4.5. PARÁMETRO FÍSICO-MORFOMETRICOS DE LA CUENCA | 48 |
| 4.6. TIEMPO DE CONCENTRACIÓN..... | 48 |
| 4.7. CÁLCULO DE INTENSIDADES PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO | 52 |
| 4.8. DETERMINACION DEL CAUDAL DE DISEÑO Y GÁLIBO DE SEGURIDAD DEL PUENTE. | 53 |
| 4.8.1. Coeficiente de Escorrentía | 53 |
| 4.8.2. INTENSIDAD DE LLUVIA..... | 54 |
| 4.9. DETERMINACION DEL CAUDAL DE DISEÑO Y GÁLIBO DE SEGURIDAD DEL PUENTE. | 55 |
| 4.9.1. CAUDAL MÁXIMO DE CRECIDA | 55 |

| | |
|---------------------------------------------------------------------------------------|----|
| 4.10. ESTIMACIÓN DEL COEFICIENTE N DE MANNING | 56 |
| 4.11. ECUACIÓN DE LA DESCARGA | 57 |
| 4.11. CRITERIOS PARA LA COMPROBACIÓN DEL DIMENSIONAMIENTO HIDRÁULICO DEL PUENTE | 59 |
| 4.12. ANALISIS DE LA SOCAVACIÓN GENERAL DEL PUENTE. | 60 |
| 4.13. COMPOSICION DE TRÁFICO | 66 |
| 4.15. COMPOSICIÓN DEL TRÁFICO..... | 70 |
| 4.16. VALORIZACIÓN DEL TRÁFICO | 74 |
| CAPITULO V | 76 |
| 5. RESULTADOS | 76 |
| 5.1. FICHA TÉCNICA..... | 76 |
| 5.2. EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE LA SUPERESTRUCTURA DEL CRUCE ACTUAL | 77 |
| 5.2.1. MOMENTO DE CARGA MUERTA | 78 |
| 5.2.2. MOMENTO RESISTENTE DE LA SECCION DE VIGA (TRONCO DE MADERA) | 79 |
| 5.2.3. OBTENCIÓN DE ESFUERZOS ÚLTIMOS | 80 |
| 5.2.4. REQUISITOS DE DISEÑO SEGÚN NEC -SE-CG..... | 83 |
| 5.2.5. MÓDULO DE SECCION DEL TRONCO..... | 84 |
| 5.2.6. EVALUACIÓN DE LAS DEFLEXIONES DE LAS VIGAS (TRONCOS) | 85 |
| MÓDULO DE ELASTICIDA | 85 |
| 5.2.7. Deflexión diferida..... | 88 |
| CAPITULO VI | 89 |
| 6. DISCUSIÓN | 89 |
| CAPITULO VII | 91 |
| CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES..... | 91 |
| 7. Conclusiones | 91 |
| 7.1 Recomendaciones | 91 |
| CAPITULO VIII | 93 |
| PROPUESTA..... | 93 |
| 8. TÍTULO DE LA PROPUESTA | 93 |
| 8.1. INTRODUCCIÓN..... | 93 |
| 8.2. OBJETIVOS..... | 93 |

| | |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| 8.2.1. Objetivo General | 93 |
| 8.2.2. Objetivos Específicos..... | 94 |
| 8.3. ESTUDIO DE SUELOS | 94 |
| 8.3.1 Ubicación del proyecto | 94 |
| 8.3.2. Características del proyecto..... | 94 |
| 8.3.2.1. Geología del sector | 94 |
| 8.3.2.2. Trabajos de laboratorio..... | 95 |
| 8.3.2.3. Normas utilizadas..... | 95 |
| 8.3.2.4. Capacidad de carga. | 95 |
| 8.4. ESFUERZO ADMISIBLE DEL SUELO 25,00 TN/M2 (SUELO NATURAL)..... | 96 |
| 8.4.1. Ángulo | 96 |
| 8.4.2. Coeficientes..... | 97 |
| 8.5. ESFUERZOS SEGÚN TERZAGHI | 97 |
| 8.5.1. Esfuerzo Según Meyerhoff y Peck..... | 98 |
| Elaborado: Santander R, 2017 | 100 |
| 8.6. Diseño del nuevo puente sobre el río Ramírez Cordero pasó a la parroquia Arapicos con la norma AASTHO LRFD | 101 |
| 8.7. DISEÑO DE PUENTE..... | 102 |
| 8.7.1. Geometría del puente según especificaciones | 102 |
| 8.7.2. DISEÑO DE TABLERO | 103 |
| 8.7.3. Pre dimensionamiento de superestructura | 103 |
| 8.7.4. Número de vigas | 103 |
| 8.7.5. Separación entre vigas (S)..... | 103 |
| 8.7.6. Longitud del volado..... | 103 |
| 8.7.7. Separación entre las caras de la viga (S*) | 103 |
| 8.7.8. Espesor de losa | 103 |
| 8.7.9. Ancho de vigas según AASHTON LRFD..... | 104 |
| 8.7.10. Criterios LRFD aplicables..... | 104 |
| 8.7.11. Momento de carga muerta de asfalto | 104 |
| 8.7.12. Momento negativo de carga viva y efecto dinámico..... | 105 |
| 8.7.13. Momento positivo de carga muerta de losa..... | 107 |

| | |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| 8.7.14. Momento positivo de carga muerta de asfalto | 107 |
| 8.7.15. Momento positivo de carga viva y efecto dinámico..... | 108 |
| 8.8. ACERO PRINCIPAL NEGATIVO PERPENDICULAR AL TRÁFICO:..... | 108 |
| 8.8.1 Condición | 109 |
| 8.8.2. Verificación de armadura colocada momento negativo apoyo interior..... | 110 |
| 8.8.3. Condición | 110 |
| 8.8.4. As mínimo para momento negativo a colocar..... | 110 |
| 8.8.5. Acero positivo perpendicular al tráfico..... | 111 |
| 8.8.5.1 Condición | 112 |
| 8.8.6. Verificación de armadura colocada momento positivo interior..... | 112 |
| 8.8.6.1. As mínimo positivo a colocar | 113 |
| 8.8.6.2. As de temperatura | 114 |
| 8.8.6.3. As de distribución | 115 |
| 8.8.7. Revisión de fisuramiento por distribución de armadura negativa apoyos interiores | 116 |
| 8.8.7.1. Condición | 116 |
| 8.8.7.2. Revisión de fisuramiento por distribución de armadura positivo apoyos interiores | 119 |
| 8.8.7.3. Diseño de viga principal interior | 122 |
| 8.8.7.4. Momentos de flexión por cargas (viga interior) | 123 |
| 8.8.7.5. Carga muerta DC..... | 123 |
| 8.8.7.6. Cargas distribuidas..... | 123 |
| 8.8.7.7. Posición crítica del camión de diseño en vigas según el teorema de Barre | 124 |
| 8.8.7.8. Cargas puntuales..... | 124 |
| 8.8.7.9. Carga por superficie de rodadura DW | 125 |
| 8.8.7.10. Carga viva y efecto de carga dinámica (LL+IM):..... | 126 |
| 8.9. Cálculos de momentos y cortantes de vigas en el punto más crítico por carga de camión según ASSHTON LRFD 2014..... | 126 |
| 8.9.1. Carga de camión | 126 |
| 8.9.2. Teorema de Barre | 126 |
| 8.9.3. Cálculo de reacciones y momentos LL | 126 |
| 8.9.4. Carga de carril en la distancia según Barre..... | 128 |
| 8.9.5. Cálculo de reacciones y momentos | 129 |

| | |
|----------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| 8.9.6. Caso de un carril cargado:..... | 131 |
| 8.9.7. Cálculo de Kg..... | 132 |
| 8.9.8. Caso de dos carriles cargados:..... | 132 |
| 8.10. Resumen de momentos flectores y criterios LRFD aplicables (Tabla 13) | 133 |
| 8.11. Momento ultimo de diseño en estado de resistencia y servicio en vigas interiores..... | 133 |
| 8.11.1. Cálculo del Acero Principal (Diseño como viga T) | 134 |
| 8.11.2. Condiciones..... | 134 |
| 8.11.3. Verificación de armadura colocada momento positivo viga interior | 136 |
| 8.11.4. As mínimo a colocar en viga interior | 137 |
| 8.11.5. Inercia de sección T de la viga interior..... | 137 |
| 8.11.6. Armadura superior de viga | 138 |
| 8.11.7. Resumen de momentos de diseño y armadura en vigas interiores | 138 |
| 8.11.8. Armadura de contracción y temperatura en caras laterales de vigas (Art. 5.10.8)..... | 139 |
| 8.12. Diseño por corte viga interior | 140 |
| 8.12.1 Determinación del peralte efectivo por corte (Art. 5.8.2.9)..... | 140 |
| 8.12.2. Condición | 140 |
| 8.12.3. Carga muerta para cortante | 140 |
| 8.12.4. Carga muerta de diafragma para cortante | 141 |
| 8.12.5. Carga muerta de superficie de rodadura para cortante | 142 |
| 8.12.5. Camión de Diseño para cortante | 143 |
| 8.12.6. Carga de carril para cortante | 144 |
| 8.13. Distribución en viga interior: | 145 |
| 8.13.1. Caso de un carril cargado para cortante: (Tabla 4.6.2.2.3a-1) | 145 |
| 8.13.2. Caso de dos carriles cargados: para cortante (Tabla 4.6.2.2.3a-1)..... | 145 |
| 8.13.3. Cortante de Diseño por Estado Límite de Resistencia I | 145 |
| 8.13.4. Cortante resistente del concreto | 146 |
| 8.13.5. Cortante resistente del acero | 146 |
| 8.13.6. Componente fuerza pretensado $V_p=0$ | 147 |
| 8.13.7. Cortante resistente total..... | 147 |
| 8.13.8. Refuerzo transversal mínimo | 147 |

| | |
|--------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| 8.13.9. Espaciamiento máximo del refuerzo transversal (Art. 5.8.2.7) | 147 |
| 8.13.9.1 Condición | 147 |
| 8.14. Diseño de viga principal exterior | 148 |
| 8.14.1. Momentos de flexión por cargas | 148 |
| 8.14.2. Carga muerta (DC): | 148 |
| 8.14.3. Momentos de flexión por cargas (viga exterior)..... | 148 |
| 8.14.4. Carga muerta DC distribuidas | 149 |
| 8.14.5. Peso de postes (Wp) | 149 |
| 8.14.6. Peso de barandas (Wb) | 149 |
| 8.14.7. Cargas puntuales de diafragmas para vigas exteriores | 151 |
| 8.14.8 Carga de superficie de rodadura DW para vigas exteriores | 152 |
| 8.14.9. Carga viva (LL): | 152 |
| 8.14.10. Resumen de momentos de diseño en vigas exteriores | 155 |
| 8.15. Verificación del eje neutro para determinar si es viga T o rectangular | 156 |
| 8.15.1. Condiciones..... | 156 |
| 8.15.2. Condición | 158 |
| 8.16. Diseño por corte viga exterior | 159 |
| 8.16.1. Determinación del peralte efectivo por corte (Art. 5.8.2.9)..... | 159 |
| 8.16.2. Condición | 159 |
| 8.16.3. Carga muerta (DC) para cortante en vigas exteriores | 159 |
| 8.16.4. Carga muerta de diafragma (DC2) para cortante en vigas exteriores | 160 |
| 8.16.5. Carga de superficie de rodadura (DW) para cortante en vigas exteriores | 161 |
| 8.16.6. Carga viva (LL): para cortante en vigas exteriores | 162 |
| 8.16.7. Carga de carril carga de carril para vigas exteriores..... | 163 |
| 8.16.8. Distribución de la sobre carga en viga exterior: | 164 |
| 8.16.9. Cortante resistente del concreto en vigas exteriores..... | 166 |
| 8.16.10. Cortante resistente del acero en vigas exteriores | 166 |
| 8.16.11. Cortante resistente total resistente total en vigas exteriores..... | 167 |
| 8.17. DISEÑO DE POSTES Y BARANDAS..... | 167 |
| 8.17.1. Fuerza sobre Barandas (Art. 2.4.3.6.3) | 167 |

| | |
|----------------------------------------------------------------------------------|-----|
| 8.17.2. PL-1 Primer nivel de importancia..... | 167 |
| 8.17.3. PL-2 Segundo nivel de importancia | 168 |
| 8.17.4. PL-3 Tercer nivel de importancia | 168 |
| 8.17.5. Detalle de poste | 169 |
| 8.17.6. Poste | 172 |
| 8.18. BARANDAS | 172 |
| 8.18.1. Detalle de barandas | 173 |
| 8.18.2. Resistencia de la protección lateral | 174 |
| 8.18.3. Modos de fallas de postes y barandas..... | 174 |
| 8.18.4. Modo de falla: | 176 |
| 8.18.5. Condición | 177 |
| 8.18.6. Tramo con el número de postes | 178 |
| 8.18.7. Anclaje del poste de hormigón | 178 |
| 8.18.8. Diseño de Losa se volado | 179 |
| 8.18.9. Momentos de flexión por cargas (franja de 1.0m de ancho) | 180 |
| 8.18.10. Losa (DC) | 180 |
| 8.18.11. Poste y barandas (DC1)..... | 180 |
| 8.18.2. Veredas (DC2) | 180 |
| 8.18.3. Carpeta de rodadura (DW)..... | 181 |
| 8.18.4. Carga viva (LL): POSICIÓN NORMAL..... | 181 |
| 8.18.6. Carga viva (LL): POSICION ACCIDENTAL | 184 |
| 8.19. VOLADIZO: SOLICITACIONES DEBIDAS A FUERZAS LONGITUDINALES..... | 185 |
| 8.19.1. Combinación de cargas Volado en cara de viga..... | 187 |
| 8.20. ACERO PRINCIPAL NEGATIVO PERPENDICULAR AL TRÁFICO:..... | 188 |
| 8.20.1. Condición | 188 |
| 8.20.3. Carga muerta (DC): | 191 |
| 8.20.4. Carga distribuida por peso propio del diafragma en vigas interiores..... | 191 |
| 8.20.5. Momento negativo de peso de diafragma | 191 |
| 8.20.6. Ancho de franja en que se distribuye la carga viva de camión:..... | 192 |
| 8.21. Momentos de flexión positivo por cargas | 196 |

| | |
|---------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| 8.21.1. Carga distribuida por peso propio del diafragma en vigas interiores..... | 196 |
| 8.21.2. Momento negativo de peso de diafragma | 196 |
| 8.21.3. Armadura de contracción y temperatura en caras laterales (Art. 5.10.8)..... | 197 |
| 8.21.4. Armado de cortante en diafragma | 198 |
| 8.21.5. Cálculo de deflexiones | 198 |
| 8.21.6. Deflexión por carga permanente DC + DW..... | 202 |
| 8.21.7. Deflexión por carga de diafragma..... | 202 |
| 8.21.8. Cálculo de la deformación diferida | 203 |
| 8.21.9. Deflexión por carga viva..... | 203 |
| 8.21.10. Deflexión debida al 25% del camión de diseño + la carga del carril de diseño. | 205 |
| 8.21.11. Contra flecha..... | 206 |
| 8.21.12. Dispositivos de apoyo | 207 |
| 8.21.13. Apoyo de elastómeros | 207 |
| 8.21.14. Carga muerta permanente DC para diseño de apoyos..... | 208 |
| 8.21.15. Tablero | 208 |
| 8.21.16. Una sola viga | 208 |
| 8.21.17. Aceras..... | 208 |
| 8.21.18. Postes y Barandas | 209 |
| 8.21.19. Diafragmas | 209 |
| 8.21.20. Carpeta Asfáltica | 210 |
| 8.21.21. Carga viva | 210 |
| 8.21.22. Reacción total en el apoyo de viga por carga de servicio | 211 |
| 8.21.23. Dimensionamiento de apoyo..... | 211 |
| 8.21.24. Factor de forma S mínimo | 212 |
| 8.21.25. Sminimo | 213 |
| 8.21.26. Para carga viva | 213 |
| 8.21.27. Grosor de una capa interior del elastómero (hri)..... | 213 |
| 8.21.28. Rotación máxima del extremo de viga en carga de servicio..... | 214 |
| 8.21.29. Número de capas interiores de elastómero (n)..... | 216 |
| 8.21.30. Cálculo de placas de refuerzo en el elastómero | 218 |

| | |
|--------------------------------------------------------------------|-----|
| 8.22. DISEÑO DE ESTRIBOS | 219 |
| 8.22.1 Datos | 219 |
| 8.22.3. Cargas LS (sobrecarga por carga viva en el terreno)..... | 223 |
| 8.22.4. Cargas horizontales..... | 224 |
| 8.22.5. Cargas EH (presión lateral del terreno)..... | 225 |
| 8.22.6. Cargas EQ (acción sísmica)..... | 225 |
| 8.22.7. Carga sísmica por superestructura (PEQ): | 227 |
| 8.22.8. Cálculo de fuerzas de frenado | 228 |
| 8.23. ESTADOS LÍMITES APLICABLES Y COMBINACIONES DE CARGAS | 229 |
| 8.23.1. CASO I – ESTRIBO CON PUENTE | 229 |
| 8.23.2. Deslizamiento en base del estribo | 232 |
| 8.23.4. Presiones actuantes en la base del estribo..... | 233 |
| 8.24. CASO II – ESTRIBO SIN PUENTE | 234 |
| 8.24.1. ESTADOS LÍMITES APLICABLES Y COMBINACIONES DE CARGAS | 234 |
| 8.24.2. CHEQUEO DE ESTABILIDAD Y ESFUERZOS | 236 |
| 8.24.3. Deslizamiento en base del estribo | 236 |
| 8.24.4. Presiones actuantes en la base del estribo sin puente..... | 237 |
| 8.24.5. CÁLCULO DEL ACERO | 238 |
| 8.24.6. DISEÑO DE PANTALLA..... | 238 |
| 8.24.7. ACERO A FLEXIÓN | 240 |
| 8.24.8. COMBINACIONES DE CARGA | 240 |
| 8.24.9. As de temperatura | 243 |
| 8.24.10. Revisión por corte..... | 247 |
| 8.25. DISEÑO DE CIMENTACIÓN | 249 |
| 8.25.1. As de temperatura | 251 |
| 8.25.2. Revisión del talón por corte..... | 252 |
| 8.25.3. Acero en fondo de zapata en dedo..... | 253 |
| 8.25.4. Revisión de la punta por corte..... | 256 |
| 8.26. DISEÑO DE MUROS DE ALA..... | 258 |
| 8.26.1. Cargas LS (sobrecarga por carga viva en el terreno)..... | 259 |

| | |
|-------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| 8.26.2. Cargas horizontales..... | 259 |
| 8.26.3. Cargas EH (presión lateral del terreno)..... | 260 |
| 8.26.4. Cargas EQ (acción sísmica)..... | 260 |
| 8.26.5. Carga sísmica del muro | 262 |
| 8.27. ESTADOS LÍMITES APLICABLES Y COMBINACIONES DE CARGAS | 262 |
| 8.27.1. CASO – MURO | 262 |
| 8.27.2. Deslizamiento en base del muro..... | 265 |
| 8.27.3. Presiones actuantes en la base del Muro | 265 |
| 8.28. CÁLCULO DEL ACERO | 266 |
| 8.28.1. DISEÑO DE PANTALLA | 266 |
| 8.28.2. ACERO A FLEXIÓN | 268 |
| 8.28.3. COMBINACIONES DE CARGA | 268 |
| 8.28.4. Momento para As mínimo | 269 |
| 8.28.5. As de temperatura | 269 |
| 8.28.6. Revisión de fisuramiento por distribución de armadura negativa | 270 |
| 8.28.7. Revisión por corte | 270 |
| 8.28.8. Revisión del talón por corte | 273 |
| 8.28.9. Acero en fondo de zapata en dedo..... | 273 |
| 8.29. DISEÑO DE ACCESOS | 275 |
| 8.29.1. VELOCIDAD DE DISEÑO | 275 |
| 8.29.2. VELOCIDAD DE CIRCULACIÓN | 275 |
| 8.29.3. RADIO MÍNIMO DE CURVATURA HORIZONTAL | 276 |
| 8.29.4. DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE PARADA..... | 277 |
| 8.29.5. DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE REBASAMIENTO | 277 |
| CAPITULO IX | 279 |
| 9. BIBLIOGRAFÍA..... | 279 |
| AASHTON. (2011). GUIDE SPECIFICATIONS FOR LRFD SEISMIC BRIDGE DESIGN. ECUADOR. | 279 |
| CAPITULO X | 280 |
| 10. ANEXOS | 280 |

ÍNDICE DE ILUSTRACIÓN

| | |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Ilustración 1: Camión Tipo..... | 21 |
| Ilustración 2: Requisitos para diseño en madera NEC..... | 37 |
| Ilustración 3: Factores de resistencia LRFD..... | 37 |
| Ilustración 4: Deflexión diferida en maderas..... | 40 |
| Ilustración 5: Ubicación de cruce en estudio..... | 45 |
| Ilustración 6: Características físicas de la cuenca..... | 47 |
| Ilustración 7: Zonificación de intensidades del ecuador..... | 50 |
| Ilustración 8: Isolineas de intensidad de máxima precipitación a un periodo de retorno de 100años..... | 51 |
| Ilustración 9: Curva de intensidad - duración - tiempo de retorno..... | 52 |
| Ilustración 10: Estimación de la ecuación de descarga en el sitio del cruce..... | 58 |
| Ilustración 11: Perfil de socavación general dl cauce rio Ramírez Cordero..... | 65 |
| Ilustración 12: Conteo vehicular según el aforo..... | 69 |
| Ilustración 13: Composición vehicular según aforo..... | 70 |
| Ilustración 14: Capacidad de carga admisible en suelos granulares según el número de golpes..... | 96 |
| Ilustración 15: Compacidad relativa (suelo natural)..... | 96 |
| Ilustración 16: Factores de capacidad de carga para la aplicación de la teoría de Terzaghi..... | 97 |
| Ilustración 17: Fórmula de Terzaghi..... | 98 |
| Ilustración 18: Ensayo de SPT 1..... | 100 |
| Ilustración 19: Ensayo SPT2..... | 100 |
| Ilustración 20: Ensayo SPT2..... | 101 |
| Ilustración 21: Cruce actual..... | 101 |
| Ilustración 22: Sección del puente a diseñar según especificaciones..... | 102 |
| Ilustración 23: Sección de armado momento negativo..... | 116 |
| Ilustración 24: Sección de armado momento positivo..... | 119 |
| Ilustración 25: elementos de carga muerta..... | 123 |
| Ilustración 26: Cargas puntuales de diafragmas..... | 124 |
| Ilustración 27: Cargas puntuales de camión HL93..... | 126 |
| Ilustración 28: Diagramas de cortante y momento generados por camión HL93..... | 128 |
| Ilustración 29: Carga de carril..... | 128 |
| Ilustración 30: Sección de viga T..... | 131 |
| Ilustración 31: Carga muerta en viga..... | 140 |
| Ilustración 32: Carga muerta de diafragmas..... | 141 |
| Ilustración 33: Carga muerta de superficie de rodadura..... | 142 |

| | |
|-----------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Ilustración 34: Carga viva de camión HL93 | 143 |
| Ilustración 35: Carga de carril | 144 |
| Ilustración 36: Cargas muertas en volado | 148 |
| Ilustración 37: Cargas de diafragma en viga exterior | 151 |
| Ilustración 38: Distribución de la sobre carga para vigas exteriores | 153 |
| Ilustración 39: Carga muerta para cortante en vigas exteriores | 159 |
| Ilustración 40: Carga muerta de diafragma para cortante en vigas exteriores | 160 |
| Ilustración 41: Carga viva de camión para cortante en vigas exteriores | 162 |
| Ilustración 42: Carga de carril para cortante en vigas exteriores | 163 |
| Ilustración 43: Distribución de sobre carga para cortante en viga exterior | 164 |
| Ilustración 44: Distribución de postes y barandas | 167 |
| Ilustración 45: Secciones y armadura a colocar en postes | 169 |
| Ilustración 46: Momento plástico de la sección de poste en y | 171 |
| Ilustración 47: Momento plástico de la sección del poste en y | 172 |
| Ilustración 48: Sección y armadura a colocar en barandas | 173 |
| Ilustración 49: Momento plástico de baranda en x, y | 174 |
| Ilustración 50: Modo de falla para un solo tramo | 175 |
| Ilustración 51: Modo de falla para dos tramos | 176 |
| Ilustración 52: Modo de falla para tres tramos | 177 |
| Ilustración 53: Dimensiones de volado para diseño de tablero | 180 |
| Ilustración 54: Posición normal de camión de diseño | 182 |
| Ilustración 55: Fajas equivalentes para diseño de volado | 182 |
| Ilustración 56: Posición Accidental del camión de diseño en volado | 184 |
| Ilustración 57: Fuerzas longitudinales | 185 |
| Ilustración 58: Diafragmas para diseño | 191 |
| Ilustración 59: Diagrama de distribución de camión de diseño para deflexiones | 204 |
| Ilustración 60: Carga viva afectada por el factor de distribución | 215 |
| Ilustración 61: Formula de giro para vigas sobre apoyos simples con carga puntual | 215 |
| Ilustración 62: Predimensionamiento de secciones de un estribo | 220 |
| Ilustración 63: Dimensiones y cargas aplicadas en el estribo de diseño | 221 |
| Ilustración 64: Cargas actuantes en la pantalla del estribo | 238 |
| Ilustración 65: Cargas par de diseño superior de zapata | 249 |

ÍNDICE DE TABLAS

| | |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Tabla 1: Ubicación Geográfica | 1 |
| Tabla 2: Clasificación de grupo de maderas en Ecuador | 9 |
| Tabla 3: Clasificación de maderas según su densidad | 9 |
| Tabla 4: Madera colocado en cruce | 11 |
| Tabla 5: Resistencia a compresión paralela a las fibras | 12 |
| Tabla 6: Resistencia a compresión Perpendicular a las fibras | 13 |
| Tabla 7: Resistencia a tracción paralela a la fibra..... | 13 |
| Tabla 8: Resistencia a Tracción perpendicular a la fibra | 14 |
| Tabla 9: Resistencia al corte | 15 |
| Tabla 10: Resistencia a la flexión paralela al grano | 16 |
| Tabla 11: Módulo de elasticidad..... | 17 |
| Tabla 12: Combinaciones de carga..... | 24 |
| Tabla 13: Momentos y reacciones por carga HL93 con impacto 0.33 para diferentes longitudes | 26 |
| Tabla 14: Distribución de sobrecarga por carril para momento y corte en vigas interiores con tableros de madera ... | 27 |
| Tabla 15: Factor por humedad en madera aserrada CM | 29 |
| Tabla 16: Factor por humedad en madera laminada encolada CM..... | 29 |
| Tabla 17: Factor por efecto de tamaño CF para dimensiones de madera aserrada | 30 |
| Tabla 18: CF para vigas y largueros con carga aplicada en la cara más ancha..... | 31 |
| Tabla 19: Características de los tipos de grado de madera | 32 |
| Tabla 20: Factor de utilización de cara plana o ancha CFU para dimensiones de madera aserrada | 34 |
| Tabla 21: Factor de incisión en maderas | 34 |
| Tabla 22: Factor de cubierta para madera presforzada y laminadas | 35 |
| Tabla 23: Cd para cubiertas de tablonos | 35 |
| Tabla 24: Factor d efecto de tiempo | 36 |
| Tabla 25: Parámetros físico-morfo métricos de la cuenca | 48 |
| Tabla 26: Tiempo de concentración de la cuenca | 49 |
| Tabla 27: Cálculo de intensidades para diferentes periodos de retorno | 52 |
| Tabla 28: Valores C para aplicar en formula del método racional | 54 |
| Tabla 29: Coeficiente de escorrentía calculado | 54 |
| Tabla 30: Fórmulas para intensidad de precipitación zona 29..... | 54 |
| Tabla 31: Caudales máximos calculados para diferentes periodos de retorno..... | 56 |
| Tabla 32: Valores de n para formula de Manning | 56 |
| Tabla 33: Cálculo para la ecuación de descarga | 57 |
| Tabla 34: Resumen Hidráulico del Rio Ramírez Cordero | 60 |

| | |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------|
| Tabla 35: Valores del coeficiente B para cálculo de socavación | 62 |
| Tabla 36: Valores de X para suelos no cohesivos..... | 63 |
| Tabla 37: Valores de coeficientes u para cálculo de socavaciones | 63 |
| Tabla 38: Socavación general del cauce Lishvant - Levediev | 64 |
| Tabla 39: Resumen de parámetros obtenidos en análisis de cauce | 66 |
| Tabla 40: Inventario de tráfico de la vía de acceso al cruce sobre el río Ramírez Cordero | 69 |
| Tabla 41: Conteo vehicular en hora pico | 71 |
| Tabla 42: Tasa de crecimiento de tráfico..... | 73 |
| Tabla 43: Clasificación funcional de las vías en base a la TPDA..... | 74 |
| Tabla 44: Clasificación Según Desempeño de las Carreteras | 75 |
| Tabla 45: Ficha técnica de madera colocada como súper estructura en el cruce actual..... | 76 |
| Tabla 46: Momento último de la combinación de carga para estado de resistencia I y servicio I | 79 |
| Tabla 47: Normas utilizadas | 95 |
| Tabla 48: Resultados de capacidad de carga análisis a la rotura..... | 98 |
| Tabla 49: Determinación de la capacidad portante del suelo de cimentación margen derecho | 99 |
| Tabla 50: Determinación de la capacidad portante del suelo de cimentación margen izquierdo..... | 100 |
| Tabla 51: Factores de presencia múltiple | 105 |
| Tabla 52: Momentos de diseño por sobre carga en losas segun su distancia entre vigas..... | 106 |
| Tabla 53: Resumen de momentos últimos negativos en tablero | 107 |
| Tabla 54: Resumen de Momento positivo | 108 |
| Tabla 55: Resumen de momentos positivos últimos en tablero..... | 108 |
| Tabla 56: Resumen de momentos de diseño en diferentes ubicaciones de las vigas interiores | 130 |
| Tabla 57: Distribución de las sobre cargas por carril para momento en vigas interiores..... | 131 |
| Tabla 58: resumen de momentos de diseño corregidos en vigas interiores | 133 |
| Tabla 59: Momentos últimos en estado de Resistencia I y Servicio I..... | 134 |
| Tabla 60: Inercia de la sección T | 137 |
| Tabla 61: Resumen de momentos de diseño y armadura en vigas interiores | 139 |
| Tabla 62: Cortante de diseño en estado límite de Resistencia I y Servicio I | 146 |
| Tabla 63: Distribución de sobre carga por carril para momento en vigas exteriores | 153 |
| Tabla 64: Resumen de momentos de diseño corregidos..... | 155 |
| Tabla 65: Momento último de diseño en viga exterior | 155 |
| Tabla 66: Resumen de momentos de diseño en diferentes puntos y armadura a colocar en vigas exteriores..... | 158 |
| Tabla 67: Cortantes últimos de diseño en estado límite de resistencia y Servicio I en vigas exteriores..... | 166 |
| Tabla 68: Fuerzas de diseño para barandas..... | 168 |
| Tabla 69: Contra flechas..... | 207 |
| Tabla 70: Propiedades de dureza del material de elastómero | 212 |

| | |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Tabla 71: Altura de suelo equivalente para carga vehicular sobre estribos perpendiculares al tráfico | 223 |
| Tabla 72: Resumen de cargas verticales | 223 |
| Tabla 73: Zona sísmica del proyecto | 225 |
| Tabla 74: Carga sísmica por superestructura | 227 |
| Tabla 75: Resumen de cargas horizontales en estribo | 229 |
| Tabla 76: Cargas verticales en estribo con puente | 230 |
| Tabla 77: Momento estabilizador por cargas verticales M_{vu} | 230 |
| Tabla 78: Cargas horizontales H_u | 231 |
| Tabla 79: Momento de vuelco por cargas horizontales M_{HU} | 231 |
| Tabla 80: Vuelco alrededor del punto O con puente | 232 |
| Tabla 81: Desplazamiento en la base del estribo con puente | 233 |
| Tabla 82: Presiones actuantes en la base del estribo con puente | 234 |
| Tabla 83: Cargas verticales de diseño en el estribo sin puente V_u | 234 |
| Tabla 84: Momento estabilizador de diseño por cargas verticales sin puente M_{vu} | 234 |
| Tabla 85: Cargas horizontales de diseño sin puente H_u | 235 |
| Tabla 86: Momento de vuelco por cargas horizontales sin puente M_{hu} | 235 |
| Tabla 87: Vuelco alrededor del punto O sin puente | 236 |
| Tabla 88: Deslizamiento en la base sin puente | 237 |
| Tabla 89: Presiones actuantes en la base del estribo..... | 237 |
| Tabla 90: Cargas en la base de la pantalla | 239 |
| Tabla 91: Peso y centro de gravedad de la pantalla y cabezal del estribo | 239 |
| Tabla 92: Peso del terreno y centro de gravedad en la base de la pantalla | 240 |
| Tabla 93: Momento de diseño en la base de la pantalla..... | 241 |

RESUMEN

El presente trabajo trata acerca del Análisis y Evaluación para el Diseño del Puente Vehicular y accesos sobre el Río Ramírez Cordero Ubicado en la abscisa K15+880.00 para la viabilidad del tráfico de la Ruta Palora – Arapicos en la Provincia de Morona Santiago, donde se pretende realizar diferentes procedimientos necesarios de análisis y diagnóstico inicial, para así conocer el estado actual del puente y encontrar solución al mismo.

Para cumplir con este objetivo se analizará y evaluará el cruce actual tomando en cuenta todos los aspectos que sean necesarios para determinar las propiedades de los materiales en el manual de diseño de maderas para el grupo Andino que son utilizados y los requerimientos de diseño como es la Norma AASTHON en su sección de maderas.

Se propondrá el diseño de un puente nuevo y firme utilizando todas las especificaciones que recomienda la normativa AASTHON LRFD adecuadas al tema, que permita el tránsito vehicular, acorde a la demanda de la población, a través del desarrollo de los diversos estudios como son: tráfico, topográfico, de suelos, hidrológico e hidráulico.

Es por esto la importancia del presente trabajo de tesis, ya que beneficiará a la Parroquia Arapicos y a su población tanto a nivel económico y social, asegurando seguridad frente a fenómenos naturales, como también incrementará la producción agrícola y ganadera, brindando una comunicación con las diferentes vías alternas.

Abstract

The present work is about the analysis and evaluation for the design of the vehicular bridge and accesses on the Ramírez Cordero River located on the abscissa K15 + 880.00 regarding the traffic flow on the Palora – Arapicos route in the Province of Morona Santiago. This process includes the different procedures necessary for analysis and diagnosis in order to know the current state of the bridge and any potential problems. To meet this objective, the current crossing will be analyzed and evaluated taking into account all the aspects that are necessary to determine the properties of the materials in the wood design for the Andean group that are used and the design requirements such as the AASTHON standard in its wood section. The design of a new and firm bridge using all the specifications recommended by the AASTHON LRFD regulations that are appropriate to the subject and allowing vehicular traffic will be proposed according to the demand of the population and through the development of various evaluation studies such as traffic , topographic, soil, hydrological and hydraulic. This study is important because it will benefit the Arapicos Parish and its population both economically and socially while ensuring security against natural phenomena, as well as increasing agricultural and livestock production, and providing communication with the different alternative routes.



Reviewed by: Ribadeneira, Andrea Sofia

The Language Center Teacher



INTRODUCCIÓN

Ecuador está clasificado internacionalmente dentro del rango de “país en vías de desarrollo”.

Es por eso que la red vial es un pilar básico para el fomento de la productividad basada en los principios de equidad, equivalencia, excelencia, sostenibilidad ambiental y competitividad, que hace posible el cumplimiento del plan nacional de desarrollo y los principios del Buen Vivir o Sumak Kawsay.

En su área rural tiene una carencia total o parcial de infraestructura y de servicios básicos, independientemente de las causas, la realidad latente es que las comunidades rurales no han podido mejorar sus condiciones de vida. No siendo la excepción la parroquia Arapicos y sus comunidades aledañas de Yutzu, Colonia Azuay, San Luis Tiwi, Apkus, las cuales se encuentra a veinte kilómetros aproximadamente del Cantón Palora ubicado en la región Amazónica del país; es aquí donde se desarrolló el Ejercicio Profesional Supervisado por la (Universidad Nacional de Chimborazo) y del cual se origina el presente trabajo de graduación.

El mismo que está orientado principalmente a plantear soluciones a una situación como es, el diseño de un puente vehicular definitivo sobre el río Ramírez Cordero para la parroquia Arapicos, que con el paso del tiempo la situación del puente en estudio se ha ido deteriorando debido al clima que se produce en la región y por los componentes del mismo ya que el actual puente es de madera y es considerado como provisional (carrozable), el cual no se adapta a los requerimientos de tráfico de vehículos de la zona, ni a las dimensiones de la carretera actual.

Por tal razón se pretende mejorar la comunicación vial de las comunidades vulnerables, para de esta manera contribuir con el desarrollo de las poblaciones del cantón y de la provincia, en especial aquellas vías de segundo orden que se prevé mejorar su funcionamiento con la dotación de puentes que permita su paso por la depresión geográfica formada por ríos.

Como es el caso de la vía Palora - Arapicos en la provincia de Morona Santiago la cual se encuentra en constante progreso. Bajo este precepto y con esta finalidad se realizará los estudios y el diseño del puente sobre el rio Ramírez Cordero, los mismos que serán usados en un futuro para la construcción del proyecto en referencia.

CAPÍTULO I

EL PROBLEMA

1. 1. TEMA DE INVESTIGACION

Análisis y Evaluación para el Diseño del Puente Vehicular y accesos sobre el Rio Ramírez Cordero Ubicado en la abscisa K15+880.00 de la Ruta Palora - Arapicos en la Provincia de Morona Santiago.

Ubicación geográfica

| SISTEMA GEOGRÁFICO DE UBICACIÓN | | | |
|---------------------------------|-----------------------|------------------|--------------|
| Ubicación Geográfica | | Coordenadas UTM | |
| Sector: | Caserío Colonia Azuay | Longitud: | 171990.5424 |
| Parroquia: | Arapicos | Latitud: | 9798744.1549 |
| Cantón: | Palora | Altura: | 900 |

Tabla 1: Ubicación Geográfica

1.2. PROBLEMATIZACIÓN.

1.2.1. CONTEXTUALIZACIÓN

La falta de un sistema de infraestructura vial estable y permanente es uno de los problemas más notorios que afecta a toda la población a esto se suma la falta de un puente adecuado que pueda resistir los embates de la naturaleza ante cualquier eventualidad de los fenómenos cíclicos.

En general la mayor parte de la población que habita en esta zona se ve limitada al no contar con puentes definitivos en los ríos lo cual dificulta en casi todas las temporadas, pero con mucho más frecuencia en la temporada invernal donde quedan incomunicados y la producción agrícola y ganadera de estos sectores no pueden ser transportados a los mercados locales y regionales

La construcción de puentes definitivos ha sido una prioridad desde muchos años atrás ya que esto permitiría que se dé solución a esta gran problemática de la parroquia Arapicos y sus comunidades; consecuentemente esta acción salvaguardaría la integridad de sus habitantes ya que permitiría el tránsito vehicular lo que facilitará la movilidad de la población durante todo el año.

1.2.2. ANALISIS CRÍTICO

La situación actual del puente sobre el río Ramírez Cordero produce gran inconformidad en la población en especial a los usuarios que transitan diariamente, debido a su excepcional ubicación en la zona, además sirve de conexión entre dos importantes lugares que son:

El cantón Palora y la parroquia los Arapicos y las comunidades de Yutzu, Colonia Azuay, San Luis Tiwi, Apkus, la infraestructura existente es deficiente ante las solicitudes actuales de tráfico vehicular, cabe destacar que en la actualidad la infraestructura emplazada en esta zona ya cumplió con su periodo de diseño.

1.2.3. PROGNOSIS.

De no proceder con una inmediata solución a la demanda de una nueva infraestructura se producirán conflictos sociales, así como afectaciones económicas tanto a los usuarios como a los moradores del sector y zonas aledañas debido al potencial urbanístico. En efecto ante tales circunstancias de cumplimiento de la vida útil de la infraestructura existente puede llegar a un colapso mientras el tiempo avance y su deterioro también por su continuo uso.

1.3. DELIMITACIÓN.

Análisis y Evaluación para el Diseño del Puente Vehicular y accesos sobre el Rio Ramírez Cordero Ubicado en la abscisa K15+880.00 para la viabilidad del tráfico de la Ruta Palora – Arapicos en la Provincia de Morona Santiago y proponer un diseño definitivo.

1.4. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

¿Cuál es la alternativa estructural eficiente de diseño del puente vehicular y accesos sobre el río Ramírez Cordero para la viabilidad del tráfico de la vía Palora - Arapicos, provincia de Morona Santiago?

1.5. OBJETIVOS.

1.5.1. OBJETIVO GENERAL

Realizar el Análisis y Evaluación para el Diseño del Puente Vehicular y accesos sobre el Río Ramírez Cordero Ubicado en la abscisa K15+880.00 para viabilidad del tráfico de la Ruta Palora - Arapicos en la Provincia de Morona Santiago.

1.5.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS.

- Realizar un diagnóstico inicial del área de influencia del proyecto.
- Analizar los posibles agentes que pueden afectar la integridad del cruce actual.
- Determinar de qué tipo de material está constituido el cruce actual y sus propiedades mecánicas

- Verificar si los componentes del cruce actual son suficientes para soportar las cargas y sobre cargas que generan el camión de diseño HL93 del manual de diseño (AASHTON, 2010)
- Proponer un diseño utilizando la norma (AASHTON, 2010).

CAPITULO II

MARCO TEÓRICO

2. FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA

Para el análisis del cruce sobre el río Ramírez Cordero, un especialista realizará la identificación visual del tipo de madera y se investigará las diferentes propiedades mecánicas de los elementos que conforman la parte superior de dicho cruce, como consta en el “Manual de diseño para maderas del grupo andino “y a su vez en diferentes tesis

Se realizará una evaluación estructural verificando que la parte superior cumpla con los requisitos que la normativa AASHTON LRFD 2012 6ta edición específica en su artículo 8.4.4.1 y en el manual de diseño en maderas del Ecuador “NEC-SE-CG”.

Se analizará si el cruce actual cumple con los requisitos especificados en el Nevi 12 y MOP para puentes del Ecuador y si su longitud es suficiente para soportar el caudal máximo de crecida según los criterios de diseño de puentes.

Se emitirá un criterio de si las secciones existentes son suficientes para soportar todas las solicitaciones del camión de diseño que especifica la normativa AASHTON LRFD de la situación del cruce actual. (AASHTON, 2012)

2.1. Generalidades

La madera es un recurso forestal renovable la cual se obtiene de la tala de árboles, su explotación y utilización se deben realizar en forma racional. Es imperativo el uso sustentable de la madera como materia prima debido que los árboles son la principal fuente de oxígeno del planeta.

Para el mejor aprovechamiento del recurso forestal en el país es necesario llenar un formulario especial el cual será entregado y aprobado por el Ministerio del Ambiente. Entre las principales especies de madera aprovechable legalmente tenemos:

Por su utilización como material estructural: los parámetros mecánicos como resistencia a la flexión y parámetros físicos como densidad se usaron para esta clasificación, así tenemos los siguientes dos grupos:

2.1.1. Madera no estructural:

Madera de baja resistencia mecánica, razón por la cual es utilizada en acabado, elementos no estructurales elementos sometidos a bajas solicitaciones; para que la madera sea considerada como madera no estructural debe cumplir con los siguientes requisitos y características:

Resistencia solo de su peso propio o inferior.

Debe cumplir con la Norma de Clasificación Visual por Defectos, la cual figura en la sección 3.4.7 del Manual de Diseño del Grupo. Andino, acuerdo de Cartagena PADT-REFORT.

2.1.2. Madera estructural:

Para que la madera sea considerada como madera estructural debe cumplir con los siguientes requisitos y características:

Madera con densidad básica igual o mayor 0.4 gr/cm³.

Resistir su peso propio.

Debe cumplir con la Norma de Clasificación Visual por Defectos, la cual figura en la sección 3.4.7 del Manual de Diseño del Grupo Andino, acuerdo de Cartagena PADT-REFORT. (ANDINO, 2011)

Dentro del grupo de madera estructural se encontró la siguiente subdivisión en función a su resistencia y densidad:

- **Grupo A:** Madera con densidad básica de 0.71 a 0.90 gr/cm³; maderas con las mayores resistencia a esfuerzos de flexión dentro del grupo de maderas estructurales.

- **Grupo B:** Madera con densidad básica de 0.56 a 0.70 gr/cm³; madera de resistencia intermedia a esfuerzos de flexión dentro del grupo de maderas estructurales.
- **Grupo C:** Madera con densidad básica de 0.40 a 0.55 gr/cm³; madera con las menores resistencia a esfuerzos de flexión dentro del grupo de maderas estructurales.

2.2.3. Clasificación de maderas para puentes de pequeñas luces en el Ecuador

Las cargas y solicitudes a las que están expuestos los puentes hacen necesario el uso de materiales resistentes, por lo cual se diseñara la de superestructuras de puentes de luces pequeñas con Madera Estructural

Grupo A, Grupo B, Grupo C o la combinación de estos grupos.

La utilización de los grupos de madera estructural dependerá de la disponibilidad del tipo de madera en la zona de construcción del puente, del presupuesto del proyecto, de la autorización de aprovechamiento, del transporte de la madera y de la importancia de la obra. En la tabla 2 se exponen algunas de maderas estructurales más comunes en el Ecuador, así como su clasificación dentro de este grupo, estos tipos de madera son aptos para la utilización de elementos estructurales. (ANDINO, 2011)

| GRUPO | NOMBRE COMUN | NOMBRE CIENTIFICO |
|-------|-------------------|--------------------------|
| A | Eucalipto | Chrysaphyllum cainito |
| | Guayacán pechiche | Minuartia guianensis |
| B | Chanul | Huamiristrum procerum |
| | Moral fino | Chlorophora tintoria |
| | Pituca | Claristia racemosa |
| C | Fernan Sanchez | Triplaris guayaquilensis |
| | Mascarey | Hiemoyma chocoensis |
| | Sande | Brosimun utile |

Tabla 2: Clasificación de grupo de maderas en Ecuador

Fuente: “Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino Acuerdo de Cartagena PADT-REFORT”.

2.2.3.4. Clasificación de maderas según su densidad

| TIPO | NOMBRE CIENTÍFICO | NOMBRE COMÚN | DESIDAD BÁSICA |
|------|---------------------------------|-------------------|----------------|
| A | <i>Chrysolophyllum cainito</i> | Calmitillo | 0.74 |
| | <i>Minquartia guianensis</i> | Guayacán pechiche | 0.76 |
| | <i>Podocarpus rospiglosil</i> | Romerilio fino | 0.57 |
| | <i>Pseudolmedia laevigata</i> | Chimi | 0.62 |
| | <i>Terminalia amazonia</i> | Yumbingua | 0.61 |
| B | <i>Cespedezia apathulata</i> | Pacora | 0.54 |
| | <i>Chirophora tinctoria</i> | Moral fino | 0.71 |
| | <i>Clarisis racemosa</i> | Pituca | 0.51 |
| | <i>Eucalyptus globulus</i> | Eucalipto | 0.56 |
| | <i>Humiriastrum procarum</i> | Chanul | 0.66 |
| C | <i>Hieronyma chocoensis</i> | Mascarey | 0.59 |
| | <i>Triplaris guayaquilensis</i> | Fermansanchez | 0.53 |

Tabla 3: Clasificación de maderas según su densidad

Fuente: “Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino Acuerdo de Cartagena PADT- REFORT”.

2.2. PROPIEDADES FÍSICAS DE MADERA NATURAL

2.2.1. CONTENIDO DE AGUA O HÚMEDAD

La humedad es la relación gravimétrica entre el peso de la cantidad de agua en la madera con relación al de su peso anhidro (perdida agua libre y el agua higroscópica) expresado en porcentaje, la humedad puede ser medida en cualquier momento; la madera contiene tres tipos de agua:

Agua libre: es el agua que llena las cavidades de la madera, esta se encuentra en movimiento tanto longitudinal como radial, es la primera que se pierde al evaporar.

Agua higroscópica: agua que se encuentra retenida en las paredes celulares, esta agua se pierde después del agua libre.

Agua de constitución: agua molecular, esta agua se encuentra unida molecularmente y forma parte de la estructura molecular de la madera; esta agua únicamente se pierde por combustión (ANDINO, 2011)

2.2.2. MADERA COLOCADA EN EL CRUCE

Considerando la selección de madera que se encuentra en el cruce como parte esencial, las características en el aspecto de resistencia y durabilidad, se toma como referencia el Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino, donde se realiza la selección de las propiedades mecánicas para realizar dicha evaluación estructural (ANDINO, 2011).

| N° | NOMBRE CIENTIFICO | NOMBRE COMÚN | DENSIDAD BASICA |
|----|----------------------------------|-------------------|-----------------|
| 1 | <i>Brosimum utile</i> | Sande | 0.40 |
| 2 | <i>Cedrelinga catenaeformia</i> | Seique | 0.37 |
| 3 | <i>Cespedezia apathulata</i> | Pacora | 0.54 |
| 4 | <i>Chirophora tinctoria</i> | Moral fino | 0.71 |
| 5 | <i>Chrysolophyllum cainito</i> | Calmitillo | 0.74 |
| 6 | <i>Clarisia racemosa</i> | Pituca | 0.51 |
| 7 | <i>Eucalyptus globulus</i> | Eucalipto | 0.56 |
| 8 | <i>Guares sp</i> | Piaste | 0.43 |
| 9 | <i>Hieronyma chocoensis</i> | Mascarey | 0.59 |
| 10 | <i>Humiriastrum procarum</i> | Chanul | 0.66 |
| 11 | <i>Minuartia guianensis</i> | Guayacán pechiche | 0.76 |
| 12 | <i>Parkia sp</i> | Tangama | 0.33 |
| 13 | <i>Pinus radiata</i> | Pino insigne | 0.39 |
| 14 | <i>Pithecellobium latifolium</i> | Jibaro | 0.36 |
| 15 | <i>Podocarpus rospiglosil</i> | Romerilio fino | 0.57 |
| 16 | <i>Podocarpus oleifolius</i> | Romerilio azuceno | 0.44 |

| | | | |
|----|--------------------------|---------------|------|
| 17 | Pseudolmedia laevigata | Chimi | 0.62 |
| 18 | Terminalia amazonia | Yumbingua | 0.61 |
| 19 | Triplaris guayaquilensis | Fermansanchez | 0.53 |
| 20 | Vochysia macrophylla | Laguna | 0.36 |

Tabla 4: Madera colocado en cruce

Fuente: “Manual de Diseño para Maderas del Grupo Andino Acuerdo de Cartagena PADT- REFORT”.

2.3. PROPIEDADES MECÁNICAS:

2.3.1. RESISTENCIA A COMPRESIÓN PARALELA A LAS FIBRAS

Es el esfuerzo producto de la aplicación de fuerzas de compresión paralela a la dirección del grano y perpendicular a la sección transversal del elemento.

Este esfuerzo reduce la dimensión axial del elemento y produce el aumento de sección transversal, el aumento de la sección transversal normalmente es en la longitud media del elemento.

La madera muestra gran resistencia a los esfuerzos de compresión paralela a sus fibras debido a que el esfuerzo de compresión coincide con la capa de mayor espesor de las fibras. El esfuerzo de rotura de compresión paralela a las fibras es similar al esfuerzo de tracción a las fibras, pero debido a la esbeltez y al pandeo de los elementos de madera productos a las reducidas secciones transversales que se puede obtener de la madera, la resistencia a la compresión paralela a las fibras es aproximadamente la mitad que su resistencia a la tracción paralela a las fibras.

Además el esfuerzo en el límite de proporcionalidad es alrededor el 75% del esfuerzo máximo y la deformación máxima es de alrededor 60% de la dimensión original (ANDINO, 2011).

| NOMBRE COMÚN | fm (Kg/cm2) |
|---------------------|--------------------|
| Moral fino | 116.56 |
| Chanul | 109.31 |
| Guayacán pechiche | 105.81 |
| Mascarey | 81.11 |
| Sande | 79.12 |

| | |
|--------------------|-------|
| Pituca | 73.89 |
| Fernansanchez | 63.14 |
| Eucalipto globulus | 55.64 |
| Seique | 51.31 |
| Eucalipto grandis | 45.93 |

Tabla 5: Resistencia a compresión paralela a las fibras

2.3.2. RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN PERPENDICULAR

Es el esfuerzo producido por la aplicación de fuerzas de compresión perpendiculares a la dirección del grano y normales a la sección transversal del elemento. Las fuerzas en este sentido comprimen las cavidades de las células, produciendo el aumento en la densidad y la capacidad de resistir. Las deformaciones en los elementos sometidos a estos esfuerzos normalmente son altas por lo cual se limita su carga.

El esfuerzo máximo para la compresión perpendicular a las fibras se encuentra entre el 0.25 a 0.20 del esfuerzo al límite proporcional en compresión paralela es decir alrededor de la cuarta parte de la resistencia en dirección paralela a la fibra. Los esfuerzos de compresión perpendicular a las fibras se presentan comúnmente en los apoyos de las vigas.

| NOMBRE COMÚN | fcL (Kg/cm2) |
|---------------------|---------------------|
| Chanul | 112.89 |
| Guayacán pechiche | 70.13 |
| Moral fino | 40.73 |
| Mascarey | 33.33 |
| Sande | 26.88 |
| Pituca | 23.59 |
| Fernansanchez | 23.59 |
| Eucalipto globulus | 19.83 |
| Seique | 19.77 |
| Eucalipto grandis | 16.61 |

Tabla 6: Resistencia a compresión Perpendicular a las fibras

2.3.3. RESISTENCIA A TRACCIÓN PARALELA A FIBRAS

Es el esfuerzo producto de la aplicación de fuerzas de tracción paralela a la dirección del grano y perpendicular a la sección transversal del elemento. Este esfuerzo aumenta la dimensión axial del elemento y produce la reducción de sección transversal, la reducción de la sección transversal normalmente es en la longitud media del elemento.

La resistencia a la tracción paralela a la fibra es aproximadamente el doble la resistencia a la compresión paralela a la fibra, la falla producto de este esfuerzo es violenta la madera, bajo este tipo de esfuerzos tiene comportamiento frágil. El diagrama de esfuerzo de tracción paralela a las fibras vs deformación se puede considerar lineal hasta el esfuerzo de rotura.

El esfuerzo de rotura en tracción paralela a la fibra varía de 500 a 1500 kg/cm² (ANDINO, 2011)

| NOMBRE COMÚN | ft (Kg/cm²) |
|---------------------|-------------------------------|
| Sande | 167.14 |
| Seique | 140.80 |
| Moral fino | 150.84 |
| Pituca | 82.98 |
| Eucalipto globulus | 339.50 |
| Eucalipto grandis | 179.52 |
| Mascarey | 192.77 |
| Chanul | 216.98 |
| Guayacán pechiche | 472.07 |
| Fernansanchez | 139.50 |

Tabla 7: Resistencia a tracción paralela a la fibra

2.3.4. RESISTENCIA A TRACCIÓN PERPENDICULAR A LAS FIBRAS.

La resistencia a tracción perpendicular a las fibras es baja a casi nula alrededor de 0.3 a 0.4 N/mm² (aproximadamente de 30 a 70 veces menor que la resistencia a tracción paralelas a las fibras). La razón de la baja resistencia se debe a que el esfuerzo de tracción perpendicular actúa sobre zonas con baja masa fibrosa perpendiculares al eje longitudinal (radios leñosos).

Los elementos que exhiben nudos (trabazón transversal de las fibras longitudinales) presentan resistencias de aproximadamente 90% mayor que los elementos de igual especie sin nudos (ANDINO, 2011).

| NOMBRE COMÚN | ftL (Kg/cm²) |
|---------------------|--------------------------------|
| Guayacán pechiche | 9.84 |
| Eucalipto grandis | 9.03 |
| Eucalipto globulus | 8.53 |
| Sande | 8.04 |
| Mascarey | 7.82 |
| Chanul | 7.41 |
| Moral fino | 6.26 |
| Seique | 6.15 |
| Pituca | 5.38 |
| Fernansanchez | 5.21 |

Tabla 8: Resistencia a Tracción perpendicular a la fibra

2.3.5. RESISTENCIA AL CORTE

El esfuerzo cortante es producto de dos fuerzas paralelas de igual magnitud con dirección contraria, la cual produce el deslizamiento de superficies contiguas de un elemento al superar la resistencia máxima. La madera por ser un material anisotrópico presenta diferentes resistencias de corte según la dirección de las fibras así tenemos resistencia al corte paralelo a las fibras y resistencia al corte perpendicular a las fibras.

- **Corte paralelo a las fibras:** La resistencia a este esfuerzo es menor que la resistencia al corte perpendicular a las fibras debido al contenido cementante de las fibras.

- **Corte perpendicular a las fibras:** La resistencia a este esfuerzo cortante aproximadamente es de tres a cuatro veces mayor la resistencia al corte parálalo a las fibras.

El esfuerzo de rotura por corte perpendicular es menor resistencia a la compresión en la madera, además las vigas de madera fallan primero por cortante horizontal que por vertical debido a la anisotropía de madera (ANDINO, 2011).

| NOMBRE COMÚN | fv (Kg/cm2) |
|---------------------|--------------------|
| Chanul | 28.24 |
| Guayacán pechiche | 13.24 |
| Mascarey | 11.65 |
| Eucalipto globulus | 10.35 |
| Sande | 8.54 |
| Moral fino | 7.96 |
| Pituca | 6.28 |
| Seique | 6.07 |
| Fernansanchez | 5.63 |
| Eucalipto grandis | 5.46 |

Tabla 9: Resistencia al corte

2.3.6. RESISTENCIA A LA FLEXIÓN PARALELA AL GRANO

La flexión se origina por la aplicación de cargas perpendiculares al eje longitudinal del elemento produciendo curvatura del elemento en la parte superior en compresión y la inferior en tracción. El esfuerzo de flexión es un esfuerzo compuesto por esfuerzos de tracción, compresión y esfuerzos de cortantes.

La madera al presentar menor resistencia a la compresión que a la tracción, la falla en elementos sometidos a flexión empieza en la zona de compresión, las deformaciones de esta zona se acumulan haciendo, más compacto al elemento y produciendo el desplazamiento del eje neutro hacia la zona de tracción aumentando la fuerzas de tracción hasta originar la rotura del elemento.

En el eje neutro no se produce esfuerzos de compresión o de tracción, pero si se originan esfuerzos cortante en este eje dando lugar al deslizamiento entre capas horizontales. En el cálculo de la resistencia a esfuerzos de flexión en la madera interviene el módulo de elasticidad y el esfuerzo de rotura en madera, la resistencia a la flexión en la madera varían en el rango de 200 a 1700 kg/cm² (ANDINO, 2011).

| NOMBRE COMÚN | f_v (Kg/cm²) |
|---------------------|------------------------------------------|
| Guayacán pechiche | 112.25 |
| Mascarey | 152.81 |
| Chanul | 115.39 |
| Fernansanchez | 105.09 |
| Moral fino | 83.92 |
| Eucalipto globulus | 80.40 |
| Pituca | 68.27 |
| Sande | 60.73 |
| Seique | 55.33 |
| Eucalipto grandis | 51.66 |

Tabla 10: Resistencia a la flexión paralela al grano

Módulo de elasticidad

Los valores del módulo de elasticidad o módulo de Young E para los tres grupos estructurales, que constan en el Manual, serán los que se usarán para el dimensionamiento de elementos en flexión, y para elementos en compresión y tracción paralelos a las fibras. Se incluyen dos valores para “E”:

- Emin (E0.05): valor mínimo, que será válido para el cálculo de elementos individuales tales como vigas o columnas
- Epromedio: valor promedio, adecuado para el diseño de elementos en los que exista una acción de conjunto, por ejemplo en viguetas para entablados y pies derechos en tabiques y/o entramados.

| MODULO DE ELASTICIDAD (MPa) | | |
|------------------------------------|--------------------|------------------|
| Grupo | Emin(E0.05) | Epromedio |
| A | 9500 | 13000 |
| B | 7500 | 10000 |
| C | 5500 | 90000 |

Tabla 11: Módulo de elasticidad

2.4. VENTAJAS

- Material de construcción renovable si su explotación es sustentable, su uso produce menor contaminación en comparación al uso de materiales tradicionales de construcción como el acero y el hormigón.
- La energía necesaria para procesar la madera como material de construcción es alrededor un sexto de la energía necesaria para la fabricación del acero.
- Material dúctil y sismo resistente, apto de soportar grandes oscilaciones y deformaciones; dispersando la energía producida por el sismo mejor que el hormigón y el acero; además el cortante basal es mucho menor gracias a su bajo peso propio.
- Los tiempos de construcción son menores que los obtenidos con construcciones tradicionales.

- Elaboración rápida de elementos prefabricados fuera de obra.
- Reducción del valor por carga de peso propio en comparación del hormigón y el acero.

2.5. DESVENTAJAS

- Uno de los principales inconvenientes es que no exista el control adecuado en la obtención de este material, puesto que se pueden causar graves impactos ambientales llevando incluso, a la extinción de las especies vegetales (ANDINO, 2011).

2.6. CRITERIO DE DISEÑO AAHSTO LRFD

2.6.1. CARGAS DE DISEÑO

Las estructuras en general, deben estar diseñadas para que puedan resistir diferentes tipos de carga que pueden presentarse a lo largo de su vida útil. En el caso de los puentes, este criterio de diseño no es la excepción, puesto que deben estar diseñados y calculados para soportar las solicitaciones producidas por las cargas aplicadas sobre la estructura.

Existen referencias muy importantes sobre los tipos de cargas que se deberían tomar en cuenta para el diseño de un puente, de acuerdo a diferentes parámetros tales como sus materiales, el tipo de tránsito vehicular que circulará por el puente, la importancia o categoría de la vía en donde se encuentra emplazado el cruce, factores de zona especialmente en áreas potencialmente sísmicas y por supuesto, pero no menos importantes los factores ambientales y climáticos.

Tales referencias de diseño como las pertenecientes a la (AASHTON, GUIDE SPECIFICATIONS FOR LRFD SEISMIC BRIDGE DESIGN, 2011), hacen mención de las cargas de diseño más comunes empleadas en Norte América y en países de la región. En el caso del Ecuador, hay que tomar en consideración el alto riesgo sísmico que existe por su ubicación geográfica en mayor proporción que otros factores como los climáticos, propios de regiones donde nieva constantemente o en condiciones de clima extremo.

Para la presente evaluación, se analizan las cargas de diseño que se aplicarán a la superestructura del cruce de madera presforzada, en base a los parámetros anteriormente mencionados y a las condiciones propias del país. Se contempla para el diseño de la superestructura del puente la carga muerta, carga vehicular y la carga producto del impacto producido por los vehículos a través de sus llantas sobre la estructura (AASHTON, GUIDE SPECIFICATIONS FOR LRFD SEISMIC BRIDGE DESIGN, 2011)

2.6.2. CARGA VIVA LL

La carga vehicular o carga viva aplicada sobre la superestructura del puente es aquella producida por el movimiento del vehículo. En este caso, el peso del vehículo genera una fuerza dinámica mientras atraviesa el puente por lo que es de vital importancia considerar el vehículo que pueda producir las mayores sollicitaciones y con el cual, el diseño del puente soporte la carga máxima que generaría dicho movimiento. Existen tres tipos de cargas vivas que se analizan a continuación.

2.6.2.1 Carga Vehicular – Determinación del camión de diseño

Para determinar el camión de diseño, es decir, el que va a representar al vehículo de mayor peso y por ende el que ejerce mayor carga sobre el puente, es necesario considerar dos aspectos muy importantes que permitirán seleccionar dicho camión para el diseño del tablero del puente y posteriormente de los otros elementos estructurales que constituyen toda la superestructura.

Este camión de diseño aporta con un conjunto de cargas puntuales separadas a una determinada distancia entre ejes y cuyos valores son propios de cada camión.

Según AASHTO, 2011 menciona que es muy importante tener presente que el cruce a evaluar corresponde a una obra de arte mayor para un camino de segundo orden, es decir, donde la demanda vehicular contempla al camión más pesado en la actualidad, ya que no es un camino de prioridad o de alta importancia pero de este se extrae productos de la zona. Como ya se ha establecido en el Capítulo I, los caminos de segundo orden son aquellos que conducen a las vías de primer orden o troncales, e incluso aquellos que conectan cabeceras cantonales, por ende, el volumen de vehículos al día es menor que el de las vías diseñadas para conectar grandes ciudades, o países.

El segundo factor clave para el diseño de puentes, es precisamente el material que lo constituye, que en este caso corresponde a la madera presforzada.

Según AASHTO, 2011 establece para estos dos factores citados, una lista de posibles camiones que pueden ser empleados en la realidad para el diseño estructural de la superestructura de un puente que esté debidamente calculado para soportar las solicitaciones producidas por dichas cargas que ejerce el vehículo. Para cubrir las demandas máximas que podrían generarse en un puente de madera presforzada en un camino de segundo orden, se considera la opción:

Camión HS20-44 (AASHTON)

Para la evaluación del cruce actual se toma en consideración este camión de diseño debido a que forman parte de los recomendados en base a los dos factores claves según (AASHTON, GUIDE SPECIFICATIONS FOR LRFD SEISMIC BRIDGE DESIGN, 2011).

Por otro lado, el camión HS20-44, es igual en sus cargas, a las cargas del camión que constituye la sobrecarga HL-93 recomendada en puentes diseñados para caminos de primer orden.

Sistema de Cargas HL93

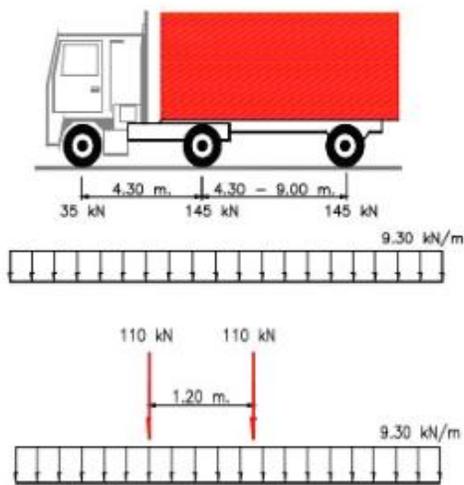


Ilustración 1: Camión Tipo

Fuente: “AASHTON LRFD”.

2.6.2.2. Cargas Permanentes (AASHTO LRFD, sección 3.5)

Se distinguen dos grupos:

Cargas Permanentes AASHTO LRFD, sección 3.5.1.

Cargas de Suelo AASHTO LRFD, sección 3.5.2.

Las cargas permanentes se subdividen en:

- DC: Carga permanente de componentes estructurales y accesorios no estructurales.
- DW: Carga permanente de superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos. (AASHTON, GUIDE SPECIFICATIONS FOR LRFD SEISMIC BRIDGE DESIGN, 2011)

Las cargas a utilizar en esta memoria son:

- DC: Carga permanente de componentes estructurales
- DW: Carga permanente de superficies de rodamiento
- IM: Carga Dinámica
- LL: Carga Viva vehicular (AASHTON, GUIDE SPECIFICATIONS FOR LRFD SEISMIC BRIDGE DESIGN, 2011)

2.6.2.3. Estados Límites:

RESISTENCIA I – Combinación básica de cargas que representa el uso vehicular normal del puente, sin viento.

RESISTENCIA II – Combinación de cargas que representa el uso del puente por parte de vehículos de diseño especiales especificados por el propietario, vehículos de circulación restringida, o ambos, sin viento.

RESISTENCIA III – Combinación de cargas que representa el puente expuesto a vientos de velocidades superiores a 90 km/h.

RESISTENCIA IV – Combinación de cargas que representa relaciones muy elevadas entre las sollicitaciones provocadas por las cargas permanentes y las provocadas por las sobrecargas.

RESISTENCIA V – Combinación de cargas que representa el uso del puente por parte de vehículos normales con una velocidad del viento de 90 km/h.

EVENTO EXTREMO I – Combinación de cargas que incluye sismos.

EVENTO EXTREMO II – Combinación de cargas que incluye carga de hielo, colisión de embarcaciones y vehículos, y ciertos eventos hidráulicos con una sobrecarga reducida diferente a la que forma parte de la carga de colisión de vehículos, CT.

SERVICIO I – Combinación de cargas que representa la operación normal del puente con un viento de 90 km/h, tomando todas las cargas a sus valores normales.

SERVICIO II – Combinación de cargas cuya intención es controlar la fluencia de las estructuras de acero y el resbalamiento que provoca la sobrecarga vehicular en las conexiones de resbalamiento crítico, conexiones de resbalamiento crítico.

SERVICIO III – Combinación de cargas relacionada exclusivamente con la tracción en superestructuras de hormigón pretensado, cuyo objetivo es controlar la figuración.

SERVICIO IV – Combinación de cargas relacionada exclusivamente con la tracción en subestructuras de hormigón pretensado, cuyo objetivo es controlar la figuración.

FATIGA – Combinación de cargas de fatiga y fractura que se relacionan con la sobrecarga gravitatoria vehicular respectiva y las respuestas dinámicas bajo un único camión de diseño.

| Combinación de cargas | DC DD DW EN EV ES EL | LL IM CE BR PL LS | WA | WS | WL | FR | TU CR SH | TG | SE | Usar solo uno por vez | | | |
|---------------------------------------------------------|----------------------------------------|----------------------------------|------|------|-----|------|----------------|---------------|---------------|-----------------------|------|------|------|
| | | | | | | | | | | EQ | IC | CT | CV |
| Estado limite | | | | | | | | | | | | | |
| RESISTENCIA I (a menos que se especifique lo contrario) | γ_p | 1,75 | 1,00 | - | - | 1,00 | 0,50/1,20 | γ_{TG} | γ_{SE} | - | - | - | - |
| RESISTENCIA II | γ_p | 1,35 | 1,00 | - | - | 1,00 | 0,50/1,20 | γ_{TG} | γ_{SE} | - | - | - | - |
| RESISTENCIA III | γ_p | - | 1,00 | 1,40 | - | 1,00 | 0,50/1,20 | γ_{TG} | γ_{SE} | - | - | - | - |
| RESISTENCIA IV solo EH, EV, ES, DW, DC | 1,5 | - | 1,00 | - | - | 1,00 | 0,50/1,20 | - | - | - | - | - | - |
| RESISTENCIA V | γ_p | 1,35 | 1,00 | 0,40 | 1,0 | 1,00 | 0,50/1,20 | γ_{TG} | γ_{SE} | - | - | - | - |
| EVENTO EXTREMO I | γ_p | γ_{BQ} | 1,00 | - | - | 1,00 | - | - | - | 1,00 | - | - | - |
| EVENTO EXTREMO II | γ_p | 0,50 | 1,00 | - | - | 1,00 | - | - | - | - | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| SERVICIO I | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 0,30 | 1,0 | 1,00 | 1,00/1,20 | γ_{TG} | γ_{SE} | - | - | - | - |
| SERVICIO II | 1,00 | 1,30 | 1,00 | - | - | 1,00 | 1,00/1,20 | - | - | - | - | - | - |
| SERVICIO III | 1,00 | 0,80 | 1,00 | - | - | 1,00 | 1,00/1,20 | γ_{TG} | γ_{SE} | - | - | - | - |
| SERVICIO IV | 1,00 | - | 1,00 | 0,70 | - | 1,00 | 1,00/1,20 | - | 1,0 | - | - | - | - |
| FATIGA-Solo LL, IM y CE | - | 0,75 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - |

Tabla 12: Combinaciones de carga

Fuente: "Normativa AASHTON LRFD".

2.6.2.4. Carga viva y efecto de carga dinámica (LL+IM):

Valores ya determinados, para vehículo HL-93, y con la consideración de carga dinámica en estado límite de resistencia:

| MOMENTO Tn/m | | | | | REACCIÓN Tn | | | | |
|--------------|------------------------|---------------------|-----------|---------------|-------------|--------|--------|-----------|--------------|
| Luz (m) | X(m) punto de MOM. MAX | CAMIÓN ó (1)=TANDEM | S/C EQUIV | M(LL+IM) | Luz (m) | CAMIÓN | TANDEM | S/C EQUIV | V(LL+IM) |
| 1 | 0.50 | 3.70 | 0.12 | 5.04 | 1 | 14.80 | 11.20 | 0.48 | 20.16 |
| 2 | 1.00 | 7.40 | 0.48 | 10.32 | 2 | 14.80 | 15.68 | 0.96 | 21.81 |
| 3 | 1.50 | 11.10 | 1.08 | 15.84 | 3 | 14.80 | 17.92 | 1.44 | 25.27 |
| 4 | 1.70 | 16.18(1) | 1.88 | 23.40 | 4 | 14.80 | 19.04 | 1.92 | 27.24 |
| 5 | 2.20 | 21.68(1) | 2.96 | 31.80 | 5 | 16.87 | 19.71 | 2.40 | 28.62 |
| 6 | 2.70 | 27.22(1) | 4.28 | 40.47 | 6 | 18.99 | 20.16 | 2.88 | 29.69 |
| 7 | 3.20 | 32.77(1) | 5.84 | 49.42 | 7 | 20.51 | 20.48 | 3.36 | 30.64 |
| 8 | 3.70 | 38.33(1) | 7.64 | 58.62 | 8 | 21.65 | 20.72 | 3.84 | 32.63 |
| 9 | 4.20 | 43.90(1) | 9.68 | 68.07 | 9 | 22.69 | 20.91 | 4.32 | 34.50 |
| 10 | 4.70 | 49.48(1) | 11.96 | 77.77 | 10 | 23.74 | 21.06 | 4.80 | 36.37 |
| 11 | 5.20 | 55.06(1) | 14.48 | 87.71 | 11 | 24.60 | 21.18 | 5.28 | 38.00 |
| 12 | 5.28 | 61.50 | 17.03 | 98.83 | 12 | 25.32 | 21.28 | 5.76 | 39.43 |
| 13 | 5.78 | 69.69 | 20.03 | 112.72 | 13 | 25.92 | 21.37 | 6.24 | 40.72 |

| | | | | |
|------------|-------|--------|--------|---------------|
| 14 | 6.28 | 77.90 | 23.27 | 126.87 |
| 15 | 6.78 | 86.11 | 26.75 | 141.28 |
| 16 | 7.28 | 94.34 | 30.47 | 155.94 |
| 917 | 7.70 | 102.58 | 34.43 | 170.85 |
| 18 | 8.28 | 110.82 | 38.63 | 186.02 |
| 19 | 8.78 | 119.07 | 43.07 | 201.43 |
| 20 | 9.28 | 127.32 | 47.75 | 217.09 |
| 21 | 9.78 | 135.58 | 52.67 | 232.99 |
| 22 | 10.28 | 143.84 | 57.83 | 249.14 |
| 23 | 10.78 | 152.11 | 63.23 | 265.53 |
| 24 | 11.28 | 160.38 | 68.87 | 282.17 |
| 25 | 11.78 | 168.65 | 74.75 | 299.05 |
| 26 | 12.28 | 176.92 | 80.87 | 316.17 |
| 27 | 12.78 | 185.20 | 87.23 | 333.54 |
| 28 | 13.28 | 193.47 | 93.83 | 351.15 |
| 29 | 13.78 | 201.75 | 100.67 | 369.00 |
| 30 | 14.28 | 210.03 | 107.75 | 387.09 |
| 31 | 14.78 | 218.31 | 115.07 | 405.42 |
| 32 | 15.28 | 226.60 | 122.63 | 424.00 |
| 33 | 15.78 | 234.88 | 130.43 | 442.82 |
| 34 | 16.28 | 243.16 | 138.47 | 461.87 |
| 35 | 16.78 | 251.45 | 146.75 | 481.17 |
| 36 | 17.28 | 259.73 | 155.27 | 500.71 |
| 37 | 17.78 | 268.02 | 164.03 | 520.50 |

| | | | | |
|-----------|-------|-------|-------|--------------|
| 14 | 26.44 | 21.44 | 6.72 | 41.89 |
| 15 | 26.89 | 21.50 | 7.20 | 42.97 |
| 16 | 27.29 | 21.56 | 7.68 | 43.97 |
| 17 | 27.64 | 21.61 | 8.16 | 44.91 |
| 18 | 27.94 | 21.65 | 8.64 | 45.81 |
| 19 | 28.22 | 21.69 | 9.12 | 46.65 |
| 20 | 28.47 | 21.73 | 9.60 | 47.47 |
| 21 | 28.70 | 21.76 | 10.08 | 48.24 |
| 22 | 28.90 | 21.79 | 10.56 | 49.00 |
| 23 | 29.09 | 21.82 | 11.04 | 49.73 |
| 24 | 29.26 | 21.84 | 11.52 | 50.43 |
| 25 | 29.42 | 21.86 | 12.00 | 51.12 |
| 26 | 29.56 | 21.88 | 12.48 | 51.80 |
| 27 | 29.70 | 21.90 | 12.96 | 52.46 |
| 28 | 29.82 | 21.92 | 13.44 | 53.10 |
| 29 | 29.94 | 21.94 | 13.92 | 53.74 |
| 30 | 30.05 | 21.95 | 14.40 | 54.36 |
| 31 | 30.15 | 21.97 | 14.88 | 54.98 |
| 32 | 30.24 | 21.98 | 15.36 | 55.58 |
| 33 | 30.33 | 21.99 | 15.84 | 56.18 |
| 34 | 30.42 | 22.00 | 16.32 | 56.78 |
| 35 | 30.50 | 22.02 | 16.80 | 57.36 |
| 36 | 30.57 | 22.03 | 17.28 | 57.94 |
| 37 | 30.57 | 22.04 | 17.76 | 58.52 |

| | | | | | | | | | |
|-----------|-------|--------|--------|---------------|-----------|-------|-------|-------|--------------|
| 38 | 18.28 | 276.31 | 173.03 | 540.52 | 38 | 30.71 | 22.05 | 18.24 | 59.09 |
| 39 | 18.78 | 284.60 | 182.27 | 560.78 | 39 | 30.77 | 22.06 | 18.72 | 59.65 |
| 40 | 19.28 | 292.89 | 191.75 | 581.29 | 40 | 30.84 | 22.07 | 19.20 | 60.21 |
| 41 | 19.78 | 301.18 | 201.47 | 602.03 | 41 | 30.89 | 22.08 | 19.68 | 60.77 |
| 42 | 20.28 | 309.47 | 211.43 | 623.02 | 42 | 30.95 | 22.09 | 20.16 | 61.32 |

Tabla 13: Momentos y reacciones por carga HL93 con impacto 0.33 para diferentes longitudes

Fuente: “Normativa AASHTON LRFD”.

Distribución de la sobre carga por carril para momento y corte en vigas interiores con tableros de madera

| Tipo de tablero | Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-I | Un carril de diseño cargado | Dos o más carriles de diseño cargados | Rango de aplicabilidad |
|----------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------|-----------------------------|---------------------------------------|------------------------|
| Tablones | a,I | S/2000 | S/2300 | $S \leq 1500$ |
| Laminado Tesado | a,I | S/2800 | S/2700 | $S \leq 1800$ |
| Laminado Clavado | a,I | S/2500 | S/2600 | $S \leq 1800$ |
| Paneles Laminados y Encolados sobre largueros laminados y encolados | a,I | S/3000 | S/3000 | $S \leq 1800$ |
| Paneles laminados y encolados sobre largueros de acero | a,I | S/2670 | S/2700 | $S \leq 1800$ |

Tabla 14: Distribución de sobrecarga por carril para momento y corte en vigas interiores con tableros de madera

Fuente: “Normativa AASHTON LRFD TABLA 4.6.2.2.2a-1”.

2.7. OBTENCIÓN DE ESFUERZOS ÚLTIMOS

En el artículo 8.4.4.1 según AASHTO, 2011- la obtención de los valores de diseño aplicable ajustado se realiza a través de los esfuerzos admisibles multiplicados por factores que dependen de cada uno de los esfuerzos a analizar así tenemos:

Esfuerzo de flexión de diseño ajustado

$$F_b = F_{bo} CKF CM (CF \text{ o } CV) C_{fu} C_i C_d C_\lambda \quad (8.4.4.1-1)$$

Esfuerzo de corte paralelo al grano de diseño ajustado

$$F_v = F_{vo} CKF CM C_t C_\lambda \quad (8.4.4.1-2)$$

Esfuerzo de tensión paralelo al grano de diseño ajustado

$$F_t = F_{to} CKF CM CF C_i C_\lambda \quad (8.4.4.1-3)$$

Esfuerzo de compresión paralelo al grano de diseño ajustado

$$F_c = F_{co} CKF CM CF C_i C_\lambda \quad (8.4.4.1-4)$$

Esfuerzo de compresión perpendicular al grano de diseño ajustado

$$F_{cp} = F_{cpo} CKF CM CF C_i C_\lambda \quad (8.4.4.1-5)$$

Módulo de elasticidad ajustado

$$E = E_o CM C_i$$

- F_{bo} = Esfuerzo de flexión de diseño admisible.
- F_{vo} = Esfuerzo de corte paralelo al grano de admisible.
- F_{to} = Esfuerzo de tensión paralelo al grano de admisible.
- F_{co} = Esfuerzo de compresión paralelo al grano de admisible.
- F_{cpo} = Esfuerzo de compresión perpendicular al grano admisible.
- E_o = Modulo de elasticidad.
- CKF = Factor de conversión.

2.7.1. Factor de conversión (CKF)

El artículo 8.4.4.2 que menciona AASHTO, 2011 establece que el factor de conversión es usado para transformar los valores de esfuerzos admisibles dados por la National Design Specification (N.D.S) en valores aplicables a la filosofía LRFD para todos los esfuerzos excepto el esfuerzo de compresión perpendicular al grano, el factor de conversión C_{kf} es:

$$CKF = [(1.25 MDL + 1.75 MLL)(CD)] / [(MDL + MLL)(\phi C\lambda)] \quad (C8.4.4.2-5)$$

MDL and MLL es $\phi = 0.85$, $C\lambda = 0.8$, and $CD = 1.15$.

2.7.2. Factor por humedad (CM).

El artículo 8.4.4.3 del manual AASHTO, 2011 establece:

- Para la madera aserrada con un contenido de humedad en servicio igual o menor 19%, CM será igual a 1.0.
- Para madera laminada encolada y madera laminada encolada tensión reforzados con un contenido de humedad en servicio igual o menor 16 %, CM será igual a 1.0.
- Para caso que no están dentro de los dos puntos anteriores CM se tomará como se de las Tablas 8.4.4.3-1 para la madera aserrada y Tabla 8.4.4.3-2 del para la madera laminada encolada reforzada y no reforzada del AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 6th Edition.

| Espesor nominal | FboCF≤ 80.86 Kg/cm2 | FboCF> 80.86 Kg/cm2 | Fto | FcoCF≤ 52.73 Kg/cm2 | FcoCF> 52.73 Kg/cm2 | Fvo | Fcpo | Eo |
|-----------------|---------------------------|---------------------------|------|---------------------------|---------------------------|------|------|------|
| <10m | 1.00 | 0.85 | 1.00 | 1.00 | 0.80 | 0.97 | 0.67 | 0.90 |
| >10m | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.91 | 0.91 | 1.00 | 0.67 | 1.00 |

Tabla 15: Factor por humedad en madera aserrada CM

Fuente: “Normativa AASHTON LRFD 6th Edition. TABLA 8.4.4.3-1”.

| Fbo | Fvo | Fto | Fco | FCpo | Eo |
|------|-------|------|------|------|-------|
| 0.80 | 0.875 | 0.80 | 0.73 | 0.53 | 0.833 |

Tabla 16: Factor por humedad en madera laminada encolada CM

Fuente: “Normativa AASHTON LRFD 6th Edition. TABLA 8.4.4.3-2”.

2.7.3. Factor por tamaño de madera aserrada y madera tratada (CF)

AASHTO, 2011 en el artículo 8.4.4.4 establece que el factor tamaño CF, será igual a 1.0 a menos que:

- Para maderas clasificadas con método visual y graduadas, todas las especies excepto el pino del sur y de pino mixto del sur, CF será el especificado en la Tabla 8.4.4.4-1.
- El factor CF no se aplica a la madera mecánicamente-calificada (MSR, MEL) o de madera laminada encolada estructural.

| Grado | Ancho (cm) | Fbo | | Fto | Fco | Otras propiedades |
|------------------|------------------|-------------------|---------|-------|-------|-------------------|
| | | Espesor | | | | |
| | | 5.08 cm y 7.62 cm | 10.16cm | Todos | Todos | Todos |
| | <10.16 | 1.50 | 1.54 | 1.50 | 1.15 | |
| Sel. Str. | 12.70 | 1.50 | 1.40 | 1.40 | 1.10 | |
| No. 1 | 15.24 | 1.30 | 1.30 | 1.30 | 1.10 | |
| No. 2 | 20.32 | 1.20 | 1.30 | 1.20 | 1.05 | 1.00 |
| | 25.40 | 1.10 | 1.20 | 1.10 | 1.00 | |
| | 30.48 | 1.00 | 1.10 | 1.00 | 1.00 | |
| | >35.56 | 0.90 | 1.00 | 0.90 | 0.90 | |

Tabla 17: Factor por efecto de tamaño CF para dimensiones de madera aserrada

Fuente: “Normativa AASHTON LRFD 6th Edition. TABLA 8.4.4.4-1”.

Para vigas aserradas y largueros con cargas aplicadas a la cara corta, postes y madera tratada (timber) con cargas aplicadas a cualquiera de las caras, Fbo será ajustada por CF determina como:

Si $d \leq 30.48$ cm

$$CF = 1.0$$

Si $d > 30.48$ cm

$$CF = \left(\frac{30.48}{d} \right)^{1/9}$$

Dónde:

d = altura del elemento.

| Grado | Fbo | Eo | Otras propiedades |
|-------|------|------|-------------------|
| SS | 0.86 | 1.00 | 1.00 |
| No.1 | 0.74 | 0.90 | 1.00 |
| No.2 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |

Tabla 18: CF para vigas y largueros con carga aplicada en la cara más ancha

Fuente: “Normativa AASHTON LRFD 6th Edition. TABLA 8.4.4.4-2”.

Dónde:

Grado SS: Madera estructural seleccionada (Select Structural). Alta calidad, limitada en características que afectan a la fuerza o rigidez, alta resistencia, rigidez y buena apariencia.

Grado No.1: Alta resistencia, rigidez y buena apariencia.

Grado No.2: Moderadamente altos desempeño en el diseño. Permite nudos bien espaciados de cualquier calidad.

| Grado | Superficie mínima limpia de defectos. Tamaño mínimo del elemento (in | Tamaño de mínimo del elemento (in X ft) | Tamaño mínimo de corte (in X ft) |
|-------|----------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------|-----------------------------------|
| FAS | 83.3% | 6X8 | 4 X 5 or 3 X 7 |

| | | | |
|--------------------------|------------------------------------------------------------|-----|--------------------------------------------------------------|
| FIF | 83.3% en una cara 66.7% (No.1C) en la cara posterior | 6X8 | 4 X 5 or 3 X 7 (Fas side) |
| Selects | 83.3%en una cara 66.7%(No 1 C) en la cara posterior | 4X6 | 4 X 2 or 3 X 3 (No. 1 C side)4 X 5 or 3 X 7 (FAS side) |
| No. 1 Common | 66.7% | 3X4 | 4 X 2 or 3 X 3 (No. 1 C side) 4 X 2 or 3 X 3 |
| No. 2 A | 50.0% | 3X4 | 3 X 2 |
| No. 2 B | 50.0% | 3X4 | 3 X 2 |
| No. 3^a | 33.3% | 3X4 | 3X2 |
| No. 3B | 25.0% | 3X4 | 1.5 or wider and contain 36 in ² |

Tabla 19: Características de los tipos de grado de madera

Fuente: “Normativa AASHTON LRFD”.

2.7.4. Factor de volumen de madera laminada encolada estructural (CV)

AASHTO, 2011 en el artículo 8.4.4.5 establece que para madera horizontalmente laminada, con cargas aplicadas perpendicular a la cara ancha de las laminaciones, F_{bo} se afectado por CV, cuando la altura, anchura, o la longitud de una madera laminada encolada excede los 30.48 cm, 13.0175 cm o 6.4 m respectivamente:

Factor de volumen de madera laminada encolada estructural CV

$$C_v = \left[\left(\frac{30.48}{d} \right) * \left(\frac{13.0175}{b} \right) * \left(\frac{6.4}{L} \right) \right]^a \leq 1.0 \quad (8.4.4.5-1)$$

Dónde:

- d = Altura del elemento (cm)
- b = Ancho del elemento (cm); para elementos con múltiples laminaciones a lo ancho; b será el ancho de la lámina más ancha.
- L = Longitud del elemento (m).
- $a = 0.05$ para pino y 0.1 para todas las demás especies.

El factor de volumen, CV, no se aplicará de manera simultánea con el factor de estabilidad de la viga, CL, por lo tanto, se tomara el menor de estos factores.

El factor de volumen de madera laminada convencional no se aplicará con madera laminada reforzada en tensión excepto cuando se hace hincapié en zona de compresión sin refuerzo en tensión.

2.7.5. Factor de utilización de cara plana o ancha (Cfu).

AASHTO, 2011 en el artículo 8.4.4.6 en el manual establece que en la madera aserrada calificada visualmente con espesores de 5cm a 10 cm y cargada en la cara ancha, el valor de diseño de referencia de flexión se multiplicará por el factor de utilización plana Cfu especificada en la Tabla 8.4.4.6-1.

El factor de uso de plano no se aplica a las maderas clasificadas visualmente de 5”x5” o más grande.

| Ancho (cm) | Espesor (cm.) | |
|-------------|---------------|-------|
| | 5.8 cm y 7.62 | 10.16 |
| 5.08 a 7.62 | 1.00 | - |
| 10.16 | 1.10 | 1.00 |
| 12.7 | 1.10 | 1.05 |

| | | |
|-----------------|------|------|
| 15.24 | 1.15 | 1.05 |
| 20.32 | 1.15 | 1.05 |
| >25.4 | 1.20 | 1.10 |

Tabla 20: Factor de utilización de cara plana o ancha CFU para dimensiones de madera aserrada

Fuente: “Normativa AASHTON LRFD 6th Edition. TABLA 8.4.4.6-1”.

2.7.6. Factor por incisión (Ci).

AASHTO, 2011 en el artículo 8.4.4.7 menciona que el factor por incisión (Ci) toma los valores de la Tabla 8.4.4.7-1; cuando los elementos se inciden paralela la fibra a profundidad máxima de 1 cm y de longitud máxima de (3/8") 9.5 mm y densidad de incisiones no superior a 102/ m2 para estos casos el factor de incisión) se determinará por ensayos, o por cálculo, usando la sección reducida para incisiones.

| Esfuerzo de diseño | Ci |
|---------------------------|-----------|
| Eo | 0.95 |
| Fbo, Fto, Fco, Fvo | 0.80 |
| Fcpo | 1.00 |

Tabla 21: Factor de incisión en maderas

Fuente: “Normativa AASHTON LRFD 6th Edition. TABLA 8.4.4.7-1”.

2.7.7. Factor de cubierta o piso Cd.

AASHTO, 2011 en el artículo 8.4.4.8 menciona que según el factor de la cubierta Cd, será igual a 1.0. Para madera pres forzada, laminada clava y estaquilladas laminadas cubiertas construidas de madera aserrada sólida 5cm a 10 cm de espesor Fbo , debe ser ajustada por Cd como se especifica en la Tabla 8.4.4.8-1. Los tableros o cubiertas mecánicamente laminadas de madera

pretensada, laminadas clavada, o de madera aserrada laminada con clavos tienen mayor resistencia a la flexión.

| TIPO DE CUBIERTA | GRADO DE LA MADERA | Cd |
|------------------------------------------|--------------------|------|
| Madera presforzada | Select Structural | 1.30 |
| | No. 1 or No. 2 | 1.50 |
| Laminada con spike o Laminada con clavos | Todas | 1.15 |

Tabla 22: Factor de cubierta para madera presforzada y laminadas

Fuente: “Normativa AASHTON LRFD 6th Edition. TABLA 8.4.4.8-1”.

Para tablones de 10 cm x 15 cm (4x6 in), 10 cm x 20 cm (4x8 in), 10 cm x 25 cm (4 × 10 in) y (4 × 12 in) 10 cm x 30 cm, usados en tableros o cubiertas de tablones con la carga aplicada en la cara ancha del tablón, Fbo de ser ajustado con el factor Cd establecido en la Tabla 8.4.4.8-2.

| Tamaño (in.) | Cd |
|--------------|------|
| 4X6 | 1.10 |
| 4X8 | 1.15 |
| 4 X 10 | 1.25 |
| 4 X 12 | 1.50 |

Tabla 23: Cd para cubiertas de tablones

Fuente: “Normativa AASHTON LRFD 6th Edition. TABLA 8.4.4.8-2”.

El factor de la cubierta de tablones en las cubiertas de tablones no se aplicará de forma acumulada con el factor de utilización plana Cfu pero si con el factor CF.

2.7.8. Factor de tiempo $C\lambda$.

Del artículo 8.4.4.9 del manual “AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 6th Edition” el factor de tiempo $C\lambda$ se toma de la tabla 8.4.4.9-1

| ESTADO LIMITE | $C\lambda$ |
|------------------|------------|
| Resistencia I | 0.8 |
| Resistencia II | 1.0 |
| Resistencia III | 1.0 |
| Resistencia IV | 0.6 |
| Evento extremo I | 1.0 |

Tabla 24: Factor d efecto de tiempo

Fuente: “Normativa AASHTON LRFD 6th Edition. TABLA 8.4.4.9-1”.

2.8. REQUISITOS DE DISEÑO SEGÚN NEC -SE-CG

Todos los elementos de una estructura deberán ser diseñados, construidos y empalmados para resistir los esfuerzos producidos por las combinaciones de cargas de servicio consignadas en la NEC-SE-CG.

El diseño de los elementos de madera debe hacerse por el método de esfuerzos admisibles, que exige como mínimo que:

- Los elementos estructurales sean diseñados para que los esfuerzos resultantes de la aplicación de las cargas de servicio sean menores o iguales a los esfuerzos admisibles del material.
- Las deformaciones en los elementos con la aplicación de las cargas de servicio sean menores o iguales a las deformaciones admisibles. Sin embargo debe tomarse en cuenta las deformaciones diferidas debido a cargas permanentes, para que la deformación total sea adecuada.

Se sintetizan los requisitos de diseño como sigue:

Esfuerzos aplicados < esfuerzos admisibles

$$Esfuerzos\ admisibles = \frac{FC * FT}{FS * FDC} * Esfuerzo\ ultimo$$

Dónde:

FC = Factor de reducción por calidad

FT= Factor de reducción por tamaño

FS= Factor de servicio y seguridad

FDC= Factor de reducción de carga

Ilustración 2: Requisitos para diseño en madera NEC

Fuente: “Norma Ecuatoriana Construcción NEC-SE-CG”.

2.8.1. Factores de reducción de resistencia según LRFD

| Resistance factors, ϕ, shall be as given below: | |
|------------------------------------------------------------------------|---------------|
| Flexure | $\Phi = 0.85$ |
| Shear | $\Phi = 0.75$ |
| Compression Parallel to Grain | $\Phi = 0.90$ |
| Compression Perpendicular to Grain | $\Phi = 0.90$ |
| Tension Parallel to Grain | $\Phi = 0.80$ |
| Resistance During Pile Driving | $\Phi = 1.15$ |
| Connection | $\Phi = 0.65$ |

Ilustración 3: Factores de resistencia LRFD

Fuente: “AASHTON LRFD”.

2.9. MÓDULO DE SECCIÓN

Es un indicador de la resistencia a la flexión que tiene la sección de un elemento estructural, por lo tanto sirve para determinar el elemento adecuado para una determinada sollicitación.

Sección circular

$$S_x = \frac{\pi}{32} * D^3$$

Dónde:

D = diámetro de la sección.

Momento nominal según LRFD

$$M_n = (S_x * f_m) * \phi$$

Dónde:

S_x = módulo de la sección

f_m = esfuerzo de flexión corregida

ϕ = factor de reducción.

Condición

$$M_n > M_u$$

2.10. EVALUACIÓN DE LAS DEFLEXIONES DE LAS VIGAS (TRONCOS)

2.10.1. Módulo de elasticidad ajustado

$$E = E_o * CM * C_i \quad (8.4.4.1-6)$$

Deflexión carga muerta

$$\Delta DC = \frac{5 * W * L^4}{384 * E * I_e}$$

2.10.2. Deflexión por carga viva

La deflexión por sobrecarga se deberá tomar como el menor valor de las siguientes consideraciones: en su Art. 3.6.1.3.2 (AASHTO L. , 2014).

La deflexión debida solamente al camión de diseño

La deflexión debida al 25% del camión de diseño más la carga del carril de diseño.

$$\Delta LL + IM = \frac{P * b * (3 * a^2 + ((6 * a * b) - b^2))}{48 * E * I}$$

Deflexión debida al 25% del camión de diseño + la carga del carril de diseño.

$$\Delta LL + IM1 * 25\%$$

2.10.3 Máximas deflexiones permitidas

AASHTO L. , 2014 , según El Art. 2.5.6.2 recalca que las deformaciones deben cumplir un límite que no pueden ser mayores a $L/1000$ pero en el caso de maderas para asegurar un buen funcionamiento será $L/425$

$L/1000 = 700\text{cm}/1000$ *hormigón y acero*

$L/425 = 700\text{cm}/425$ *para maderas cargas vehiculares y peatonales*

2.10.4. Deflexión diferida

Cuando las cargas son aplicadas en forma continua por periodos largos, las deformaciones de los elementos de madera son mayores que las correspondientes deformaciones instantáneas.

Parte de la deformación adicional, diferida, no es recuperable. Esto también ocurre con materiales como el concreto. La magnitud de las deformaciones diferidas depende de la duración de la carga, el nivel de los esfuerzos aplicados en forma continua, el contenido de humedad al momento de aplicar la carga y las variaciones en el contenido de humedad de la madera.

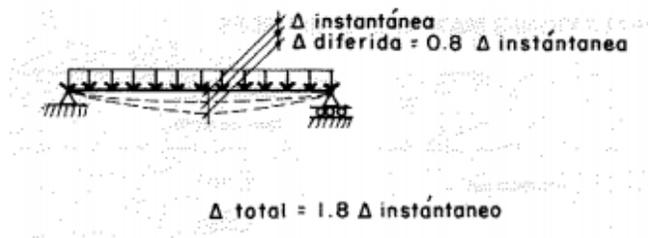


Ilustración 4: Deflexión diferida en maderas

Fuente: “Norma Ecuatoriana de Construcción NEC”.

CAPÍTULO III

METODOLOGIA

3. MARCO METODOLÓGICO

3.1. TIPO DE ESTUDIO.

La investigación de acuerdo a los diferentes parámetros se clasificará:

- De acuerdo al propósito, es aplicada.
- Según la clase de medios utilizados para obtener los datos, es documental.
- De acuerdo a los conocimientos que se adquieren, es explicativa.
- Dependiendo del campo de conocimientos en que se realiza, es científica.
- Conforme al tipo de razonamiento empleado, es empírico – racional
- Acorde con el método utilizado, es analítica.

3.2. POBLACIÓN

El universo en estudio constituye los parámetros para análisis y evaluación de las condiciones de la infraestructura existente.

3.3. MUESTRA

Puente sobre el río Ramírez Cordero de la parroquia Arapicos perteneciente al cantón Palora, provincia de Morona Santiago.

3.4. OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES.

Variable Independiente: Diseño de un Puente.

| Contextualización | Dimensiones | Indicadores | Ítems | Técnicas |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| <p>El puente es una construcción destinada a salvar un accidente geográfico u otro obstáculo físico como un río, vía férrea, carretera, o cualquier otro tipo de obstrucción al paso peatonal o vehicular.</p> <p>Cada puente se diseña según la función, peso, vientos dominantes y naturaleza del terreno donde se cimienta.</p> | <p>Diseño y Evaluación</p> | <p>Características del suelo y de la zona de influencia</p> <p>Planteamiento del Diseño</p> | <p>Cuál es la tipología del suelo</p> <p>Cuáles son los datos técnicos</p> <p>¿Cuáles son los datos técnicos relevantes del área de influencia del proyecto?</p> <p>¿Qué alternativa de Diseño se plantea?</p> | <p>Revisión bibliográfica existente en el PDOT Palora</p> <p>Investigación de campo y bibliográfica</p> <p>Normas Reglamentos vigentes de</p> <p>Investigación y Diseño</p> |
| | <p>Estudios</p> | <p>Estudio topográfico Hidrológico De suelos Diseño propuesto</p> | <p>¿En qué ámbito de la planificación cantonal se inserta la propuesta?</p> | <p>Revisión de la COOTAD</p> |

Tabla No: 1 Operacionalización de la variable Independiente

Fuente: La Investigación

Elaborado por: Santander R, 2017

Variable Dependiente: Viabilidad del tráfico

| Contextualización | Dimensiones | Indicadores | Ítems | Técnicas |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------|--------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------|
| <p>Viabilidad del tráfico: La importancia del tráfico radica en las condiciones que se presenten las vías refiriéndose principalmente a los factores necesarios para poder regular el correcto funcionamiento y tener una armonía entre peatón, vía y vehículo, estos factores son importantes para realizar estudios de tráfico</p> | Viabilidad del tráfico | Afluencia de tránsito por la zona | Cuál es el número de vehículos que transitan | Revisión de datos de GAD Palora y de ANT Morona Santiago Entrevistas a expertos de la zona |
| | Movilidad | Rutas de circulación más utilizadas en el cantón | ¿Qué tipos de vehículos transitan en la Ruta? | Información de campo y de GAD Cantonal de Palora Encuesta aplicada a la muestra |
| | Infraestructura Terrestre | Plan Cantonal vial del Cantón Palora | ¿Cuál es el Plan de Infraestructuras del GAD Cantonal de Palora | Revisión de la COOTAD |

Tabla No: 2 Operacionalización de la variable dependiente

Fuente: La Investigación

Elaborado por: Santander R, 2017

3.5. PROCEDIMIENTO

- Analizar los posibles agentes que pueden afectar a la integridad del cruce actual.
- Determinar con qué tipo de material está constituido el cruce actual y sus propiedades mecánicas
- Verificar si los componentes del cruce actual son suficientes para soportar las cargas y sobre cargas que generan el camión de diseño HL93 del manual de diseño (AASHTON, GUIDE SPECIFICATIONS FOR LRFD SEISMIC BRIDGE DESIGN, 2011)

CAPITULO IV

4. ESTUDIO REALIZADOS

4.1. DESCRIPCION DE LA UBICACIÓN DEL PUENTE EN ESTUDIO

El enfoque de la descripción de la situación actual del cruce se agrupa en función de su ubicación como se observa en la ilustración 5.

El cruce sobre el Rio Ramírez Cordero se encuentra ubicado al norte de la Provincia de Morona Santiago aproximadamente a 15+874.50 km del Cantón Palora.

Este cruce en estudio actualmente presta un limitado servicio en las actividades económicas de la zona debido principalmente a su marcado deterioro y su estrecho ancho.

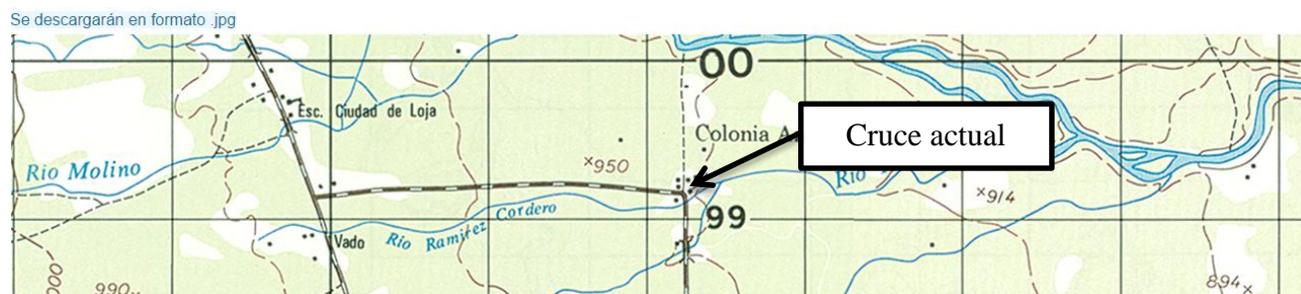


Ilustración 5: Ubicación de cruce en estudio

Fuente: “Carta topográfica IGM”.

4.2. GENERALIDADES

El estudio hidrológico e hidráulico para el emplazamiento de obras hidrotécnicas es básico y muy importante ya que de ello depende su seguridad y economía. En efecto, la correcta definición de caudales característicos de un determinado curso de agua, permite la obtención de un gálibo de seguridad adecuado lo que facilita establecer la longitud óptima de un puente y su

costo. Concomitantemente se analizan aspectos relacionados con la estabilidad del cauce y de la estructura.

En todo caso, han sido, la hidrología de la cuenca y la hidráulica en el sitio respectivo, además de aspectos morfológicos y de estabilidad del cauce, los que establecen una correcta evaluación y estudio del emplazamiento. El presente estudio se ha realizado con la finalidad de definir el caudal máximo de diseño y el gálibo de seguridad correspondiente, teniendo en cuenta, para lo cual he seguido criterios aprobados por el MTOP y que se establecen en el Manual de Drenaje correspondiente.

4.3. METODOLOGÍA EMPLEADA

El estudio sigue las recomendaciones generales propuestas en las Normas de Drenaje del MTOP, para los estudios de diseño de puentes, y se sustenta en los conceptos básicos y tradicionales de la Hidrología e Hidráulica Superficial. Se analizó los requerimientos de información necesaria, para el desarrollo de los diferentes temas del estudio, tales como:

Cartografía del IGM para el mapeo y definición de la zona de estudio, así como también, para la determinación de los Parámetros Físicos y Morfométricos de la cuenca hidrográfica: Topografía Auxiliar del sitio de emplazamiento, nivelación del espejo de agua y batimetría de la sección transversal de cruce, en el eje del puente.

Información Hidrometeorológica, la cual nos permite conocer los parámetros hídricos y climáticos que regulan el régimen hidrológico y la formación de las crecidas.

Se ejecutó el trabajo de gabinete el cual incluyó las siguientes actividades:

- Con la información Cartográfica, se obtiene y calculan los parámetros físico-morfométricos y del relieve de la cuenca hidrográfica.
- Se realizó una apreciación de las condiciones climáticas de la zona, utilizando la información que proporcionan las estaciones Meteorológicas presentes en la zona.

- Con la información Cartográfica, se obtiene y se calcula los parámetros físico-morfométricos del relieve de la cuenca hidrográfica.
- Se realizó una apreciación de las condiciones climáticas de la zona, utilizando la información que proporcionan las estaciones Meteorológicas presentes en la zona.
- Para la determinación de la Socavación general y lateral del lecho del río, se realiza mediante la aplicación del Método de L.L. Lischtvan – Lebediev.

En virtud de la deficiencia de la información de las estaciones Meteorológicas de la zona, el cálculo de caudales máximos se fundamenta en la información de lluvias máximas de la zona 29, caracterizadas por las relaciones Intensidad – Duración – Período de Retorno, del estudio Climatológico “Cálculo de Intensidades de Lluvias para el diseño de Obras de Drenaje” del Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología INAMHI -1999, y de las características de las cuencas y subcuencas de drenaje.

Características físicas de la cuenca.

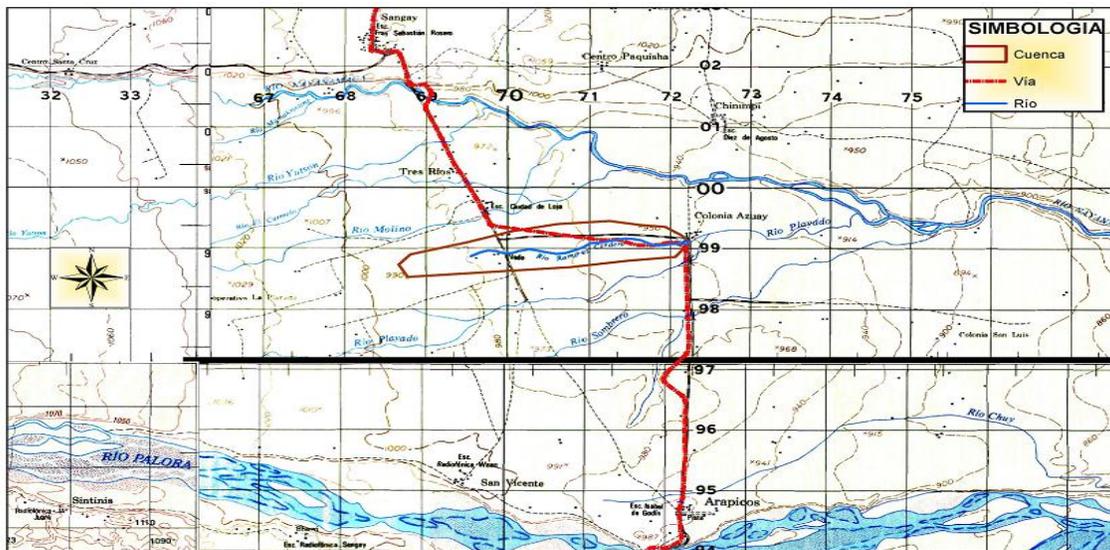


Ilustración 6: Características físicas de la cuenca

Fuente: “Carta topográfica IGM”.

Área

La Cuenca del Río Ramírez Cordero tiene un área de **2713000 m² (2.713km²)** y el recorrido es de **5.60km**.

4.5. PARÁMETRO FÍSICO-MORFOMETRICOS DE LA CUENCA

Los parámetros físico-morfo métrico de la cuenca hidrográfica y los datos del cauce del río se obtuvieron de la carta topográfica obtenida en el INAMHI.

| Cuenca | DATOS DE LA CUENCA HIDROGRAFICA | | | | DATOS DEL CAUCE DEL RIO | | | | |
|-------------------------------------------------------|------------------------------------|---------------|------------------|---------|-------------------------|------------------|------------------|---------|-----------|
| | A Km ² | Hmáx (t) m | Hmín (t) m | Ht m | Lc Km | Hmáx (c) m | Hmín (c) m | Hc m | Sc m/m |
| Cruce sobre el río Ramírez Cordero | 2.71 | 1020.00 | 897.60 | 122.40 | 5.60 | 959.20 | 897.60 | 61.60 | 0.011 |

Tabla 25: Parámetros físico-morfo métricos de la cuenca

Elaborado: Santander R, 2017

4.6. TIEMPO DE CONCENTRACIÓN.

El Tiempo de Concentración o tiempo de flujo desde el punto más lejano hasta la salida de la cuenca, se ha determinado a partir de los datos físico-morfométricos de la cuenca, mediante la fórmula de Kirpich, recomendada por el MOP para estos casos, su expresión de cálculo es la siguiente:

$$T_c = \left(0.87 \frac{L^3}{H_c} \right)^{0.385}$$

Dónde:

T_c = Tiempo de Concentración en Horas

L = Longitud del río en Km

H_c = Desnivel crítico en m.

Otra fórmula de empleo común es la de Temez:

$$T_c = 0.3 * \left(\frac{L}{S^{0.25}} \right)^{0.76}$$

Dónde:

T_c = Tiempo de concentración en horas.

L = Longitud del cauce principal en kilómetros.

S = Pendiente del cauce.

| AUTOR | HORAS | MINUTOS |
|----------------------------|-------|---------------|
| Kirpich | 1.42 | 85.12 |
| Temez | 2.62 | 157.05 |
| Tc Asumido Promedio | | 121.09 |

Tabla 26: Tiempo de concentración de la cuenca

Elaborado: Santander R, 2017

ZONIFICACION DE INTENSIDADES DEL ECUADOR

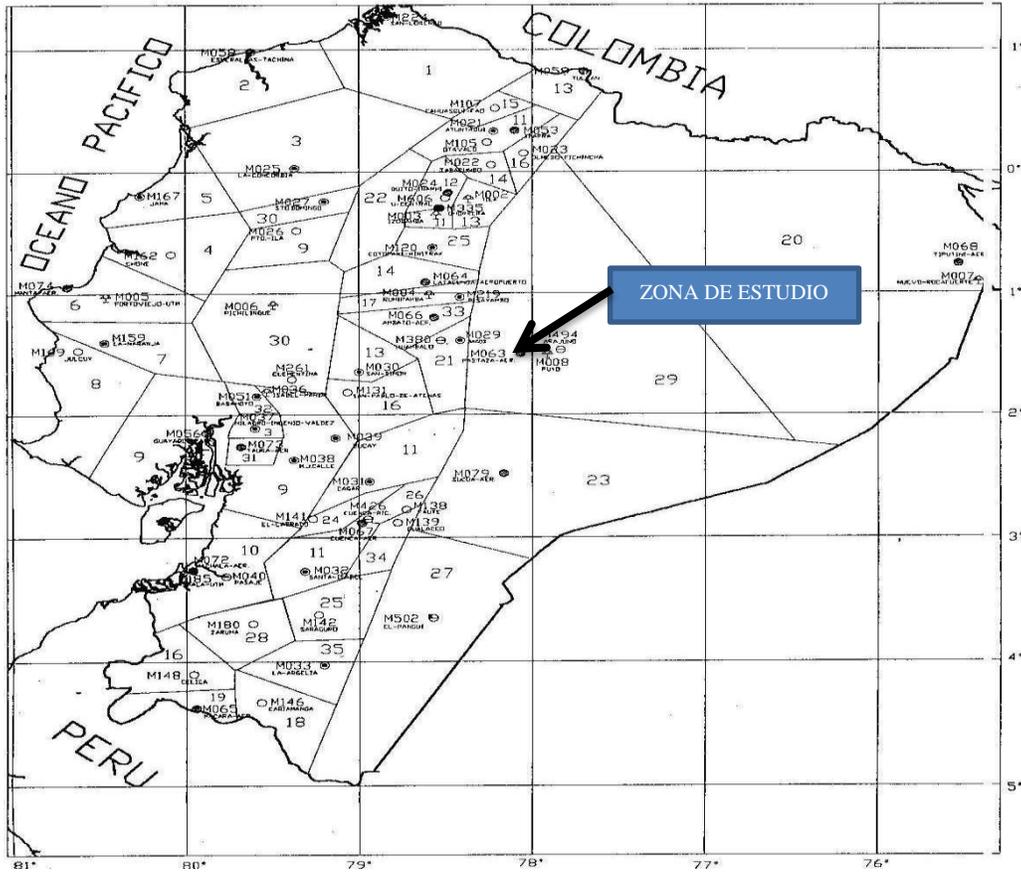


Ilustración 7: Zonificación de intensidades del ecuador

La intensidad diaria se obtiene de la ilustración 8, el mismo que contiene las isolinias de intensidad máxima de precipitación, correspondientes a un período de retorno de 100 años.

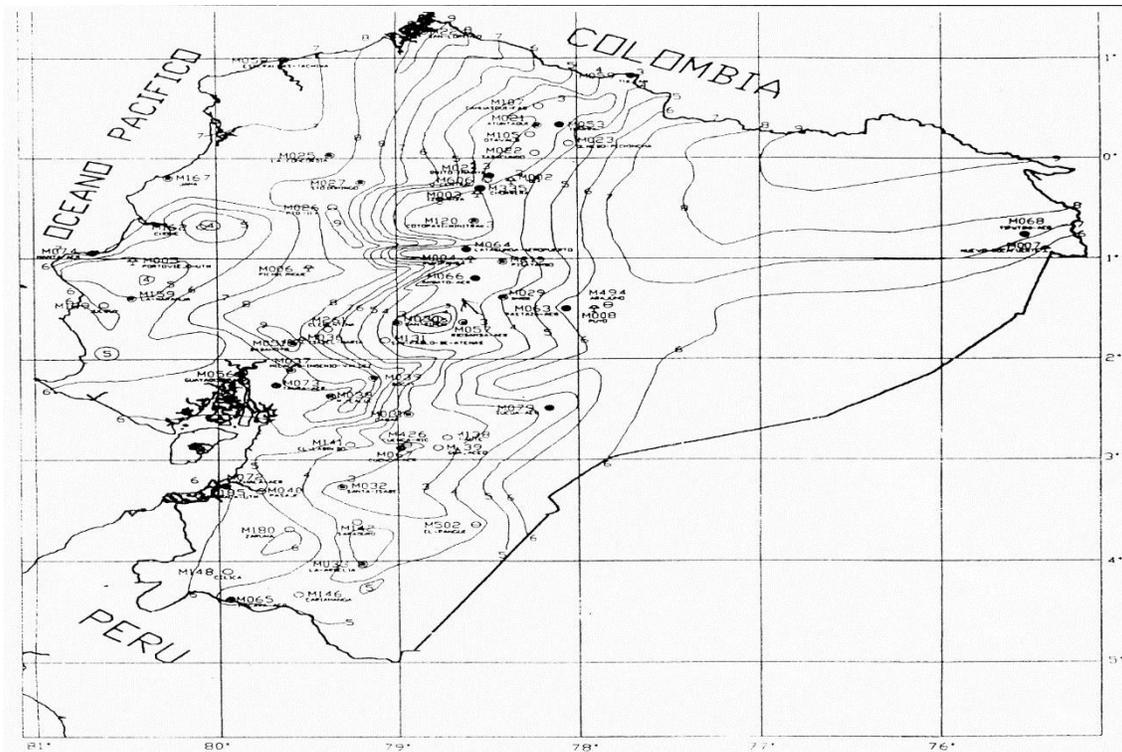


Ilustración 8: Isolneas de intensidad de máxima precipitación a un periodo de retorno de 100años

El valor de I_d para la cuenca del puente sobre el río Ramírez Cordero se indica en el siguiente cuadro

Isolneas de Intensidades de precipitación

| CUENCA | I_d 50 AÑOS (mm/h) | I_d 100 AÑOS (mm/h) |
|------------------------------------|----------------------------------------|-----------------------------------------|
| Cruce sobre el río Ramírez Cordero | 5.80 | 6.30 |

En él se han implantado las estaciones pluviométricas más cercanas al sitio del proyecto y que constan en la misma publicación del INAMHI “Estudio de Lluvias Intensas”. M-494 Arajuno, así mismo la estación Hidrológica más representativa de la zona, aclarando que se ha tomado dicha estación, debido a la prolongada existencia de datos y a la similitud de la zona en los registros de precipitación observada en los mapas publicados por el (INAMHI, 2012)

Con estos antecedentes se logra determinar la intensidad diaria para varios períodos de retorno, así:

4.7. CÁLCULO DE INTENSIDADES PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO

| Tr AÑOS | TIEMPO EN MINUTOS | | | | | | | | | | Intensidades. 24hr Id. Tr |
|------------|-------------------|--------|--------|-------|-------|-------|--------|-------|-------|------|---------------------------|
| | 10 | 15 | 20 | 30 | 60 | 120 | 121.09 | 360 | 720 | 1440 | |
| 5 | 106.39 | 87.48 | 76.13 | 62.60 | 56.80 | 32.28 | 32.04 | 13.18 | 7.49 | 4.26 | 4.3 |
| 10 | 118.76 | 97.65 | 84.99 | 69.88 | 63.40 | 36.03 | 35.77 | 14.71 | 8.36 | 4.75 | 4.8 |
| 25 | 131.13 | 107.82 | 93.84 | 77.15 | 70.01 | 39.79 | 39.49 | 16.25 | 9.23 | 5.25 | 5.3 |
| 50 | 143.51 | 117.99 | 102.69 | 84.43 | 76.61 | 43.54 | 43.22 | 17.78 | 10.11 | 5.74 | 5.8 |
| 100 | 155.88 | 128.16 | 111.54 | 91.71 | 83.22 | 47.29 | 46.95 | 19.31 | 10.98 | 6.24 | 6.3 |

Tabla 27: Cálculo de intensidades para diferentes periodos de retorno

Elaborado: Santander R, 2017

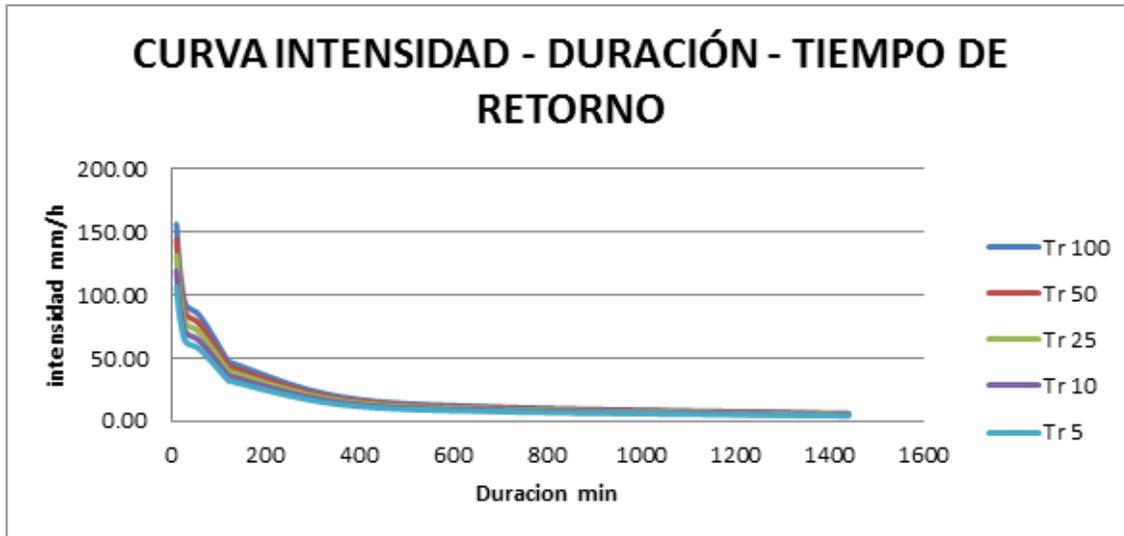


Ilustración 9: Curva de intensidad - duración - tiempo de retorno

Elaborado: Santander R, 2017

4.8. DETERMINACION DEL CAUDAL DE DISEÑO Y GÁLIBO DE SEGURIDAD DEL PUENTE.

Para la determinación de la crecida de diseño (período de retorno de 100 años), se ha empleado el Método Racional basado en el Estudio de lluvias intensas, realizado por el (INAMHI, 2012)

4.8.1. Coeficiente de Escorrentía

Para el cálculo del valor C se utilizaron tablas propuestas con los diferentes manuales – normas; para su selección propia de la zona, por lo que se elabora un cuadro de variación de C, con los datos informativos físicos apreciados en mapas temáticos del sector.

**VALORES DE "C" PARA APLICAR EN LA
FORMULA RACIONAL**

| COBERTURA DEL SUELO | TIPO DE SUELO | PENDIENTE | | | | |
|---------------------------|---------------|-----------|-------|------|------|------|
| | | >50 | 20-50 | 5-20 | 1-5 | 0-1 |
| Sin vegetación | Impermeable | 0.80 | 0.75 | 0.70 | 0.65 | 0.60 |
| | Semipermeable | 0.70 | 0.65 | 0.60 | 0.55 | 0.50 |
| | Permeable | 0.50 | 0.45 | 0.40 | 0.35 | 0.30 |
| Cultivos | Impermeable | 0.70 | 0.65 | 0.60 | 0.55 | 0.50 |
| | Semipermeable | 0.60 | 0.55 | 0.50 | 0.45 | 0.40 |
| | Permeable | 0.40 | 0.35 | 0.30 | 0.25 | 0.20 |
| Pastos, Vegetación ligera | Impermeable | 0.65 | 0.60 | 0.55 | 0.50 | 0.45 |
| | Semipermeable | 0.55 | 0.50 | 0.45 | 0.40 | 0.35 |
| | Permeable | 0.35 | 0.30 | 0.25 | 0.20 | 0.15 |
| Hierba | Impermeable | 0.60 | 0.55 | 0.50 | 0.45 | 0.40 |
| | Semipermeable | 0.50 | 0.45 | 0.40 | 0.35 | 0.30 |
| | Permeable | 0.30 | 0.25 | 0.20 | 0.15 | 0.10 |
| Bosque, vegetación densa | Impermeable | 0.55 | 0.50 | 0.45 | 0.40 | 0.35 |
| | Semipermeable | 0.45 | 0.40 | 0.35 | 0.30 | 0.25 |
| | Permeable | 0.25 | 0.20 | 0.15 | 0.10 | 0.05 |

Tabla 28: Valores C para aplicar en formula del método racional

$$C = \frac{C1 * A1 + C2 * A2 + C3 * A3}{A1 + A2 + A3}$$

Dónde:

C= coeficiente de esorrentía ponderado

C1= coeficiente de esorrentía para el área A1

A1 = Área parcial

| ZONA | BOSQUE | Ci | PASTIZAL | Ci | CULTIVO | Ci | SUMA | C |
|--------------------------------------------|--------|------|----------|------|---------|------|------|-------------|
| PUENTE SOBRE EL RIO RAMIREZ CORDERO | 30 | 0.30 | 50 | 0.40 | 20 | 0.45 | 100 | 0.38 |

Tabla 29: Coeficiente de esorrentía calculado

Elaborado: Santander R, 2017

El coeficiente de esorrentía a emplearse en la fórmula del método racional adoptado en función de la pendiente de la cuenca, del tipo de suelos y de la cobertura vegetal es de 0.38 y ha sido tomado de la Tabla 29.

4.8.2. INTENSIDAD DE LLUVIA

Se la calcula con las formulas sugeridas por el INAMHI, 2012 para la zona 29 y que son:

| | | |
|----|-------------------|---------------------------------------|
| 29 | 5 min < 23 min | $I_{TR} = 75.204 t^{-0.4828} Id_{TR}$ |
| | 23 min < 1440 min | $I_{TR} = 371.89 t^{-0.8152} Id_{TR}$ |

Tabla 30: Fórmulas para intensidad de precipitación zona 29

Fuente: INAMHI.

En donde:

I_{TR} = Intensidad de precipitación en mm/hora

t = Duración de la lluvia en minutos, tiempo de concentración

I_{dTR} = Intensidad diaria para un período de retorno determinado en mm/hora = 6.3
mm/hora (Tr=100 años)

$I_{TR} = 46.95\text{mm/hora}$

4.9. DETERMINACION DEL CAUDAL DE DISEÑO Y GÁLIBO DE SEGURIDAD DEL PUENTE.

Para la determinación de la crecida de diseño (período de retorno de 100 años), se ha empleado el Método Racional basado en el Estudio de lluvias intensas, realizado por el (INAMHI, 2012)

4.9.1. CAUDAL MÁXIMO DE CRECIDA

MÉTODO RACIONAL

La fórmula del método racional puede ser aplicada cuando se cumple la hipótesis de que una determinada lluvia de intensidad uniforme (I) cae sobre una parte importante de la cuenca y dura el tiempo necesario para que todas sus partes contribuyan al derrame en el punto de descarga. El caudal resultante será directamente proporcional a la intensidad de precipitación, al área de la cuenca y al coeficiente de escorrentía.

$$Q = C.I.A./3.6$$

En donde:

Q = caudal máximo en m³/s

C = coeficiente de escorrentía

I = intensidad de lluvia en mm/hora

A = área de drenaje de la cuenca en km²

| CAUDALES MAXIMOS RIO RAMIREZ CORDERO | |
|---------------------------------------------|--------------------|
| TR | CAUDAL m3/s |
| 5 | 9.18 |
| 10 | 10.24 |
| 25 | 11.31 |
| 50 | 12.38 |
| 100 | 13.44 |

Tabla 31: Caudales máximos calculados para diferentes periodos de retorno

Elaborado: Santander R, 2017

4.10. ESTIMACIÓN DEL COEFICIENTE N DE MANNING

El coeficiente de rugosidad, representa el efecto de resistencia al flujo de las superficies del fondo y de las paredes del canal.

El coeficiente n de Manning es el coeficiente de rugosidad utilizado, el cual representa las condiciones imperantes en la sección transversal y el cual depende de una cantidad de factores, como la rugosidad absoluta de los materiales en el lecho y los bancos del cauce, de las irregularidades del mismo, de la presencia de obstrucciones y vegetación, del régimen de transporte de sedimentos y del régimen de flujo. El coeficiente n de Manning depende de la rugosidad de la pared, en este caso es lecho pedregoso bordos de tierra enhierbados su valor es 0,04

| Canales y zanjas | | | | |
|-----------------------------------------------------------|--------|--------|--------|--------------|
| En tierra, alineados y uniformes | 0.017 | 0.020 | 0.0225 | 0.025 |
| En roca lisos y uniformes | 0.025 | 0.030 | 0.033 | 0.035 |
| En roca con salientes y sinuosos | 0.035 | 0.040 | 0.045 | |
| Sinuosos y de escurrimiento lento | 0.0225 | 0.025 | 0.0275 | 0.030 |
| Degradados en tierra | 0.025 | 0.0275 | 0.030 | 0.033 |
| Con lecho pedregoso y bordos de tierra enhierbados | 0.025 | 0.030 | 0.035 | 0.040 |
| Plantilla de tierra, taludes ásperos | 0.028 | 0.030 | 0.033 | 0.035 |

Tabla 32: Valores de n para formula de Manning

Fuente: "Horton".

4.11. ECUACIÓN DE LA DESCARGA

La fórmula de Manning indicada es la siguiente:

$$Q = A/n * R^{2/3} * Sc^{1/2}$$

$$R = (A/P)^{2/3}$$

En donde:

A = Área hidráulica en m²

P = perímetro mojado en m

H = altura de agua en m.(correspondiente a la crecida de diseño)

Qd = caudal correspondiente a la crecida de diseño en m³/s

V = velocidad en m/s

n = Coeficiente de rugosidad de Manning (0.04)

R = Radio hidráulico en m.

Sc = Pendiente hidráulica del cauce en m/m

| COTAS | Sc | n Manning | H | A | P | R ^{2/3} | A*R | V | Qd |
|-----------------|--------------|-------------|-------------|-------------|--------------|-------------------|-------------------|-------------------|--------------|
| 897.7104 | 0.011 | 0.04 | 0.30 | 0.57 | 7.60 | 0.17697529 | 0.10015032 | 0.46403313 | 0.26 |
| 898.4104 | 0.011 | 0.04 | 1.00 | 5.23 | 17.80 | 0.44180085 | 2.30929303 | 1.1584116 | 6.06 |
| 898.8104 | 0.011 | 0.04 | 1.40 | 9.19 | 22.51 | 0.55022491 | 5.05458613 | 1.44270189 | 13.44 |
| 898.9104 | 0.011 | 0.04 | 1.50 | 10.32 | 23.69 | 0.57468405 | 5.92993489 | 1.5068343 | 15.55 |

Tabla 33: Cálculo para la ecuación de descarga

Elaborado: Santander R, 2017

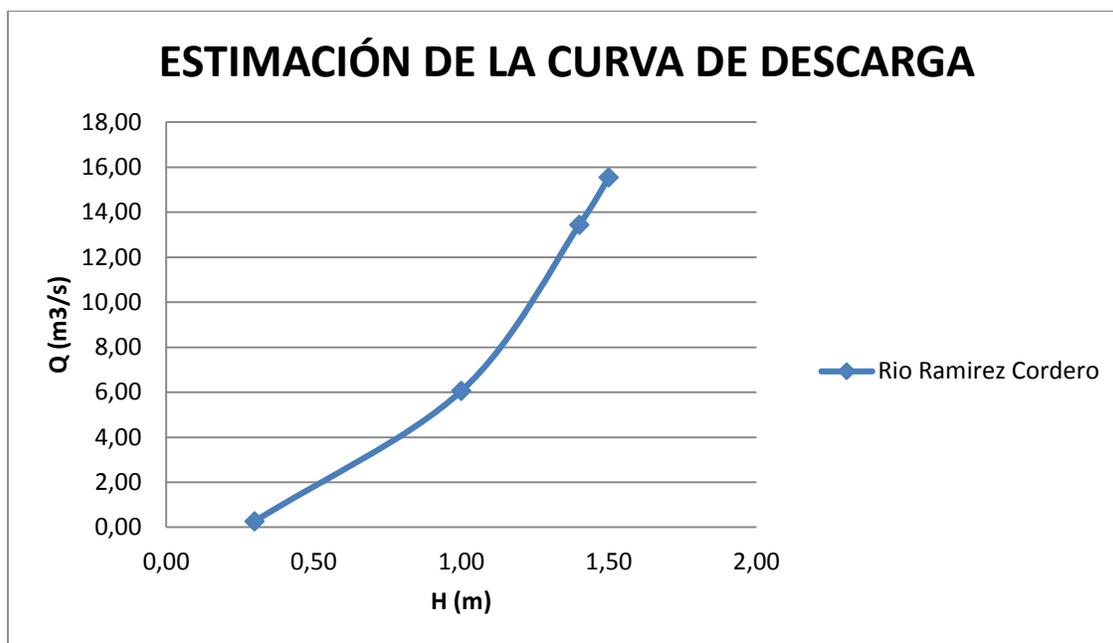


Ilustración 10: Estimación de la ecuación de descarga en el sitio del cruce

Elaborado: Santander R, 2017

El nivel obtenido para un período de retorno de 100 años fue el siguiente:

| Nombre del emplazamiento | H (m.) | Cota (msnm) |
|---------------------------------|---------------|--------------------|
| Río Ramírez Cordero | 1.40 | 898.8104 |

La cota relativa de implantación del puente y su gálibo son los siguientes:

| Nombre del emplazamiento | Cota (msnm) | Gálibo (m) |
|---------------------------------|--------------------|-------------------|
| Río Ramírez Cordero | 900.6104 | 1.80 |

La cota relativa de implantación corresponde al borde inferior de la superestructura del puente. El gálibo de seguridad es, evidentemente, la diferencia entre el borde inferior, antes mencionado, y la cota correspondiente a la máxima crecida.

4.11. CRITERIOS PARA LA COMPROBACIÓN DEL DIMENSIONAMIENTO HIDRÁULICO DEL PUENTE.

Con el propósito de establecer el grado de erosión de cauces, y en función de este, el tipo de estructura más recomendable para las condiciones particulares del sitio de emplazamiento, se calculó el número de Froude, mediante la siguiente fórmula:

$$NF = V / (g \cdot h)^{0.5}$$

En donde:

NF = número de Froude

V = velocidad correspondiente al caudal de diseño en m/s

g = aceleración de la gravedad en m²/s

h = tirante de agua promedio en m.

El número de Froude calculado para la sección es el siguiente:

$$NF = V / (g \cdot h)^{0.5}$$

$$NF = 1.44270 / (9.8 \cdot 1.40)^{0.5}$$

$$NF = 0.3894$$

| Nombre del cauce | NF |
|-------------------------|-----------|
| Río Ramírez Cordero = | 0,3894 |

El esfuerzo cortante correspondiente al Número de Froude en el presente caso de $0,3894 < 1$, corresponde a condiciones subcríticas.

En resumen del estudio hidrológico e hidráulico realizado se han establecido los siguientes parámetros:

| Nombre | L (m) | Q (m ³ /s) | H (m) | V (m/s) | A (m ²) | NF |
|---------------------|----------|--------------------------|----------|------------|------------------------|--------|
| Río Ramírez Cordero | 13 | 13.44 | 1.40 | 1.4427 | 9.19 | 0.3894 |

Tabla 34: Resumen Hidráulico del Río Ramírez Cordero

Elaborado: Santander R, 2017

Nomenclatura:

L= Luz mínima del puente en m.

Q= Caudal de crecida de diseño en m³/s

H= Altura de agua en mts.

V= Velocidad en m/s.

A= Área hidráulica en m².

NF= Número de Froude

Q, H, V y A corresponden a la crecida de diseño.

4.12. ANALISIS DE LA SOCAVACIÓN GENERAL DEL PUENTE.

La socavación es la erosión que sufre el suelo adyacente a las pilas y estribos debido a las turbulencias del agua que choca contra esos elementos, dependiendo entonces de la velocidad del agua, tipo de suelo, forma y ubicación de la cimentación; y es un fenómeno acumulativo en el tiempo.

Para la determinación de la erosión general se ha utilizado el método de Lischetvan – Lebediev, basado en observaciones y formulas empíricas, siendo las expresiones para estimarlas las siguientes:

$$H_s = \left(\frac{\alpha * H_o^{5/3}}{0.60 * \gamma_d^{1.18} * \beta} \right)^{\frac{1}{1+x}}$$

$$\alpha = \frac{Q_d}{H_m^{5/3} * B_e * \mu} \approx \frac{S^{1/2}}{n}$$

Dónde:

- Hs = Desnivel entre la superficie del agua (al pasar la avenida) y el fondo erosionado
- Ho = Desnivel entre la superficie del agua, al pasar la avenida, y el nivel del fondo original.
- Hc = Altura de socavación en m.= Hs-Ho
- Hm = Tirante medio entre la superficie del agua al pasar la avenida y el fondo original. Se obtiene de dividir el área hidráulica para la superficie libre Be.
- Be = Ancho libre de la superficie al presentarse la avenida.
- Qd = Caudal de diseño.
- β = Coeficiente, depende de; período de retorno del gasto de diseño (tabla 10)
- μ = Coeficiente depende de la contracción del cauce (tabla 13)
- x = Exponente en función de Dm o tipo de material de fondo (tabla 12)
- α = Coeficiente en función de la longitud y rugosidad del cauce
- S = Pendiente media del cauce.
- n = Coeficiente de rugosidad e Manning (0.04)

Los valores de β, x, μ; se obtienen de las tablas 35, 36, 37

| PROBABILIDAD EN % DE QUE SE PRESENTE EL CAUDAL DE DISEÑO | T PERÍODO DE RETORNO | COEFICIENTE |
|----------------------------------------------------------|----------------------|-------------|
| 100 | 1 | 0.77 |
| 50 | 2 | 0.82 |
| 20 | 5 | 0.86 |
| 10 | 10 | 0.90 |
| 5 | 20 | 0.94 |
| 2 | 50 | 0.97 |
| 1 | 100 | 1.00 |
| 0.3 | 330 | 1.03 |
| 0.2 | 500 | 1.05 |
| 0.1 | 1000 | 1.07 |

Tabla 35: Valores del coeficiente B para cálculo de socavación

Fuente: Tesis de grado “Control de torrentes del río Sabiango”.

| Dm(mm) | X | 1/(1+X) | Dm(mm) | X | 1/(1+X) |
|--------|------|---------|--------|------|---------|
| 0.05 | 0.43 | 0.70 | 40.00 | 0.30 | 0.77 |
| 0.15 | 1.42 | 0.70 | 60.00 | 0.39 | 0.78 |
| 0.50 | 0.41 | 0.71 | 90.00 | 0.28 | 0.78 |
| 1.00 | 0.40 | 0.71 | 140.00 | 0.27 | 0.79 |
| 1.50 | 0.39 | 0.72 | 190.00 | 0.26 | 0.79 |
| 2.50 | 0.38 | 0.72 | 250.00 | 0.25 | 0.80 |
| 4.00 | 0.37 | 0.73 | 310.00 | 0.24 | 0.81 |
| 6.00 | 0.36 | 0.74 | 370.00 | 0.23 | 0.81 |
| 8.00 | 0.35 | 0.74 | 450.00 | 0.22 | 0.83 |

| | | | | | |
|-------|------|------|---------|------|------|
| 10.00 | 0.34 | 0.75 | 570.00 | 0.21 | 0.83 |
| 15.00 | 0.33 | 0.75 | 750.00 | 0.20 | 0.83 |
| 20.00 | 0.32 | 0.76 | 1000.00 | 0.19 | 0.84 |
| 25.00 | 0.31 | 0.76 | | | |

Tabla 36: Valores de X para suelos no cohesivos

Fuente: Tesis de grado “Control de torrentes del rio Sabiango”.

| V (m/s) | Luz libre (m) | | | | | | | | | | | | |
|------------|---------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| | 10 | 13 | 16 | 18 | 21 | 25 | 30 | 42 | 52 | 63 | 106 | 124 | 200 |
| <1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| 1.00 | 0.96 | 0.97 | 0.98 | 0.98 | 0.99 | 0.99 | 0.99 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| 1.50 | 0.94 | 0.96 | 0.97 | 0.97 | 0.97 | 0.98 | 0.99 | 0.99 | 0.99 | 0.99 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| 2.00 | 0.93 | 0.94 | 0.95 | 0.96 | 0.97 | 0.97 | 0.98 | 0.98 | 0.99 | 0.99 | 0.99 | 0.99 | 1.00 |
| 2.50 | 0.90 | 0.93 | 0.94 | 0.95 | 0.96 | 0.96 | 0.97 | 0.98 | 0.98 | 0.99 | 0.99 | 0.99 | 1.00 |
| 3.00 | 0.89 | 0.91 | 0.93 | 0.94 | 0.95 | 0.96 | 0.96 | 0.97 | 0.98 | 0.98 | 0.99 | 0.99 | 0.99 |
| 3.50 | 0.87 | 0.90 | 0.92 | 0.93 | 0.94 | 0.95 | 0.96 | 0.97 | 0.98 | 0.98 | 0.99 | 0.99 | 0.99 |
| >4.00 | 0.85 | 0.89 | 0.91 | 0.92 | 0.93 | 0.94 | 0.95 | 0.96 | 0.97 | 0.98 | 0.99 | 0.99 | 0.99 |

Tabla 37: Valores de coeficientes u para cálculo de socavaciones

Fuente: Tesis de grado “Control de torrentes del rio Sabiango”.

Datos :

X= 0.34

1/(1+x) = 0.78

Be= 11 m

$$\alpha = \frac{13.44}{0.8354^{5/3} * 11 * 0.95} = \frac{13.44}{7.74} = 1.7356$$

$$H_s = \left(\frac{1.74 * 1.4^{5/3}}{0.60 * 1.70^{1.18} * 1} \right)^{0.78} = \left(\frac{3.05}{1.12} \right)^{0.78} = 2.11m$$

$$\mu = 1$$

$$\gamma_d = 1.70 \text{ T/m}^3$$

$$H_m = A/B_e = 9.19/11 = 0.8355 \text{ m}$$

$$\beta = 1.00$$

$H_s > H_o = 2.11 > 1.40$ Existe socavación en el centro del lecho del río.

| U= | 0.95 | | | $\gamma_s =$ | 1.70 | Kg/m ³ | | | | |
|------------------------------|----------------|------------------|-----------------------|--------------|---------------------------|-----------------------|-----------------------|----------|-----------------------|-----------------------------------------|
| B | 1.00 | | | X= | 0.34 | | | | | |
| Q max (m ³ /s) | C.Fondo (m) | Elev Agua (m) | H _o (m) | V (m/s) | Area (m ²) | B _e (m) | H _m (m) | α | H _s (m) | S=H _s -H _o (m) |
| 13.44 | 897.4104 | 898.8104 | 1.40 | 1.44 | 9.19 | 11.00 | 0.84 | 1.74 | 2.11 | 0.71 |
| 13.44 | 897.6194 | 898.8104 | 1.19 | 1.44 | 9.19 | 11.00 | 0.84 | 1.74 | 1.72 | 0.53 |
| 13.44 | 897.9334 | 898.8104 | 0.88 | 1.44 | 9.19 | 11.00 | 0.84 | 1.74 | 1.18 | 0.30 |
| 13.44 | 897.9104 | 898.8104 | 0.90 | 1.44 | 9.19 | 11.00 | 0.84 | 1.74 | 1.22 | 0.32 |
| 13.44 | 898.4574 | 898.8104 | 0.35 | 1.44 | 9.19 | 11.00 | 0.84 | 1.74 | 0.38 | 0.03 |

Tabla 38: Socavación general del cauce Lishvant - Levediev

Elaborado: Santander R, 2017

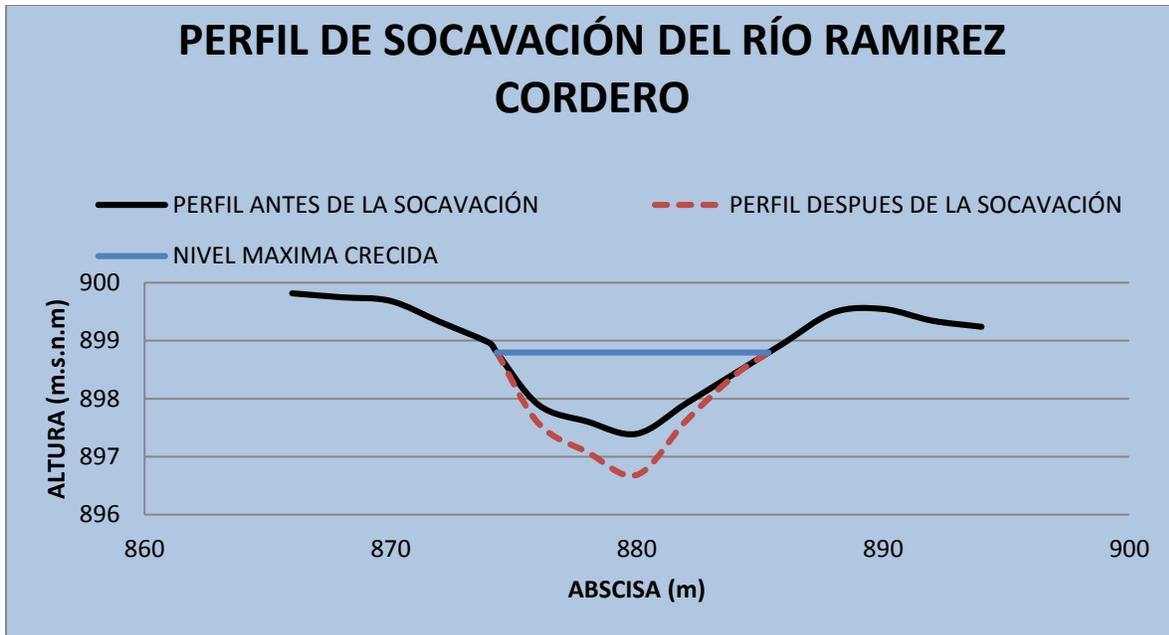


Ilustración 11: Perfil de socavación general dl cauce rio Ramírez Cordero

Elaborado: Santander R, 2017

| RESUMEN DE PARAMETROS OBTENIDOS EN ESTE ANALISIS | | | |
|---------------------------------------------------------|--------------------|--------------|---------------|
| DESCRIPCION | ABREVIATURA | VALOR | UNIDAD |
| Área de drenaje | A | 2.71 | Km2 |
| longitud del Cauce | Lc | 5.60 | Km |
| Altura Máxima Cuenca | m.s.n.m | 1020.00 | M |
| Altura Mínima Cuenca | m.s.n.m | 897.60 | M |
| Desnivel Cuenca | Ht | 122.40 | M |
| Altura Máxima del Cauce Río | Hmax | 959.20 | M |
| Altura Mínima del Cauce Río | Hmin | 897.60 | M |
| Desnivel Cauce Río | Hc | 61.60 | M |
| Pendiente | Sc | 0.011 | m/m |
| Coficiente de Manning | N | 0.04 | Adimensional |
| | | | |

| | | | |
|---------------------------------------|------------|----------|-------------------|
| Intensidad de Lluvia | I | 46.95 | mm/h |
| Tiempo de Concentración | Tc | 121.09 | Min |
| Caudal Máximo Tr=100 años | Qd | 13.44 | m ³ /s |
| Tirante Máximo Tr=100 años | H | 1.40 | M |
| Tirante Normal | Hn | 0.30 | M |
| Velocidad de Descarga | V | 1.44 | m/s |
| Nivel Aguas Máximas Extraordinaria | N.A.M.E | 898.8104 | m.s.n.m |
| Galibor | | 1.80 | M |
| Longitud de espejo de agua en N.A.M.E | Be | 11.00 | M |
| Peso Específico de la Partícula | γ_d | 1.70 | t/m ³ |
| Altura de Socavación | S | 0.71 | M |
| Número de Froude | NF | 0.3894 | Adimensional |

Tabla 39: Resumen de parámetros obtenidos en análisis de cauce

Elaborado: Santander R, 2017

4.13. COMPOSICION DE TRÁFICO

El Tráfico sirve para comparar con la capacidad o volumen máximo de vehículos que pueda absorber.

Los estudios de capacidad no se realizan para determinar la cantidad máxima de vehículos que puede alojar cierta parte de la carretera; trata de determinar el nivel de servicio al que funciona cierto tramo, o bien la tasa de flujo admisible dentro de cierto nivel de servicio.

Para el análisis se debe considerar todos los modos de transporte, todos los elementos del sistema: personas y mercancías, vehículos, carga, etc., todos los movimientos, orígenes y destinos.

Los vehículos se clasifican generalmente por su tamaño, peso y movilidad. Según esto pueden distinguirse 4 tipos de vehículos: Motocicletas, livianos, pesados y especiales.

Los vehículos más numerosos son los coches, destinados al transporte de viajeros (normalmente con capacidad para cuatro o cinco pasajeros), suelen ser los que definen el trazado de las carreteras por su mayor velocidad.

Una carretera se define como volumen de tráfico al número de vehículos que pasan por un tramo de una calzada durante un período de tiempo determinado, el volumen de tráfico será horario, si el período de tiempo de toma de datos es de una hora y el volumen de tráfico será diario, si el período de tiempo de toma de datos es de un día.

Cuando se calcula como promedio, de un conteo de una duración mayor de un día, se lo denomina tráfico promedio diario (T.P.D.) y al total de vehículos que circulan en un año dividido para 365 días, se denomina tráfico promedio diario anual (T.P.D.A.).

4.14. METODOLOGIA

La forma de conteo vehicular se realizó manualmente durante 5 días, viernes, sábado, domingo, lunes y martes en un periodo de 12 horas diarias de 6h00am-18h00pm con intervalos de 15 minutos por hora como está establecido en las normas del MTOP, y se tomará el día de mayor tráfico y la hora de mayor circulación, ya que la mayor actividad se realiza en este lapso de tiempo.

El conteo, se realizó en ambos sentidos en la ubicación que se detalla, ya que todos los vehículos que circulan deben pasar obligatoriamente por este punto de control.

Obteniendo el día de mayor tráfico el día sábado 28 de noviembre del 2015 y la hora pico desde las 13:00 hasta las 14:00.

| UBICACIÓN VÍA PALORA – ARAPICOS | | | | | | | | | |
|------------------------------------|-------|----------|----------|-----|------------|-------------|--------|-------|-----------|
| FECHA: SABADO 28 DE NOVIEMBRE 2015 | | | | | | | | | |
| HORA | | LIVIANOS | | BUS | CAMIONES | | | TOTAL | ACUMULADO |
| INICIO | FIN | AUTOMOVI | CAMIONET | | 2 EJES PEQ | 2 EJES GRAN | 3 EJES | | |
| 06:00 | 06:15 | 1 | 1 | 1 | 0 | 0 | 0 | 3 | 3 |
| 06:15 | 06:30 | 1 | 1 | 0 | 0 | 0 | 0 | 2 | 5 |
| 06:30 | 06:45 | 0 | 1 | 0 | 1 | 0 | 0 | 2 | 7 |
| 06:45 | 07:00 | 1 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1 | 8 |
| 07:00 | 07:15 | 0 | 1 | 1 | 0 | 0 | 0 | 2 | 10 |
| 07:15 | 07:30 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 10 |
| 07:30 | 07:45 | 1 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1 | 11 |
| 07:45 | 08:00 | 0 | 1 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1 | 12 |
| 08:00 | 08:15 | 1 | 0 | 0 | 1 | 0 | 0 | 2 | 14 |
| 08:15 | 08:30 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 14 |
| 08:30 | 08:45 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 14 |
| 08:45 | 09:00 | 0 | 1 | 0 | 1 | 0 | 0 | 2 | 16 |
| 09:00 | 09:15 | 0 | 1 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1 | 17 |
| 09:15 | 09:30 | 0 | 1 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1 | 18 |
| 09:30 | 09:45 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 18 |
| 09:45 | 10:00 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 18 |
| 10:00 | 10:15 | 0 | 0 | 0 | 1 | 0 | 0 | 1 | 19 |
| 10:15 | 10:30 | 1 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1 | 20 |
| 10:30 | 10:45 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 20 |
| 10:45 | 11:00 | 0 | 1 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1 | 21 |
| 11:00 | 11:15 | 1 | 0 | 0 | 1 | 0 | 0 | 2 | 23 |
| 11:15 | 11:30 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 23 |
| 11:30 | 11:45 | 0 | 1 | 0 | 1 | 0 | 0 | 2 | 25 |
| 11:45 | 12:00 | 1 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1 | 26 |
| 12:00 | 12:15 | 0 | 1 | 0 | 1 | 0 | 0 | 2 | 28 |
| 12:15 | 12:30 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 28 |
| 12:30 | 12:45 | 0 | 2 | 0 | 0 | 0 | 0 | 2 | 30 |
| 12:45 | 13:00 | 1 | 1 | 0 | 0 | 0 | 0 | 2 | 32 |
| 13:00 | 13:15 | 0 | 1 | 0 | 1 | 0 | 0 | 2 | 34 |
| 13:15 | 13:30 | 0 | 2 | 1 | 1 | 0 | 0 | 4 | 38 |
| 13:30 | 13:45 | 1 | 0 | 0 | 1 | 0 | 0 | 2 | 40 |
| 13:45 | 14:00 | 0 | 1 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1 | 41 |
| 14:00 | 14:15 | 1 | 1 | 0 | 0 | 0 | 0 | 2 | 43 |
| 14:15 | 14:30 | 0 | 0 | 1 | 0 | 0 | 0 | 1 | 44 |
| 14:30 | 14:45 | 0 | 1 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1 | 45 |
| 14:45 | 15:00 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 45 |

| | | | | | | | | | |
|-------|-------|--------|----|-------|--------|---|---|---------|----|
| 15:00 | 15:15 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 45 |
| 15:15 | 15:30 | 0 | 1 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1 | 46 |
| 15:30 | 15:45 | 0 | 1 | 0 | 1 | 0 | 0 | 2 | 48 |
| 15:45 | 16:00 | 0 | 0 | 0 | 1 | 0 | 0 | 1 | 49 |
| 16:00 | 16:15 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 49 |
| 16:15 | 16:30 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 49 |
| 16:30 | 16:45 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 49 |
| 16:45 | 17:00 | 1 | 1 | 0 | 0 | 0 | 0 | 2 | 51 |
| 17:00 | 17:15 | 0 | 1 | 0 | 1 | 0 | 0 | 2 | 53 |
| 17:15 | 17:30 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 53 |
| 17:30 | 17:45 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 53 |
| 17:45 | 18:00 | 1 | 2 | 0 | 0 | 0 | 0 | 3 | 56 |
| | | 13 | 26 | 4 | 13 | 0 | 0 | 56 | |
| | | 39 | | | 13 | | | | |
| | | 69.64% | | 7.14% | 23.21% | | | 100.00% | |

Tabla 40: Inventario de tráfico de la vía de acceso al cruce sobre el río Ramírez Cordero

Elaborado: Santander R, 2017

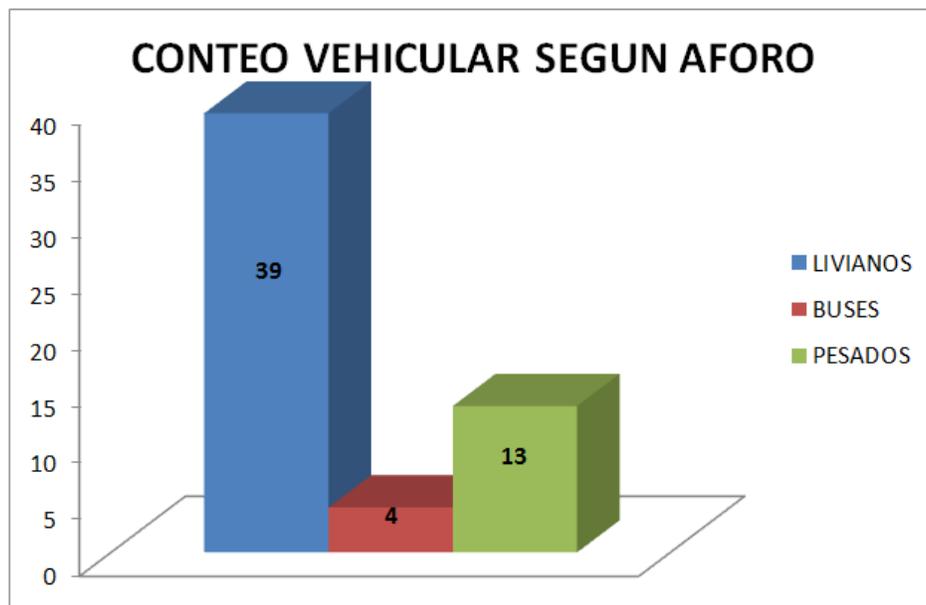


Ilustración 12: Conteo vehicular según el aforo

Elaborado: Santander R, 2017

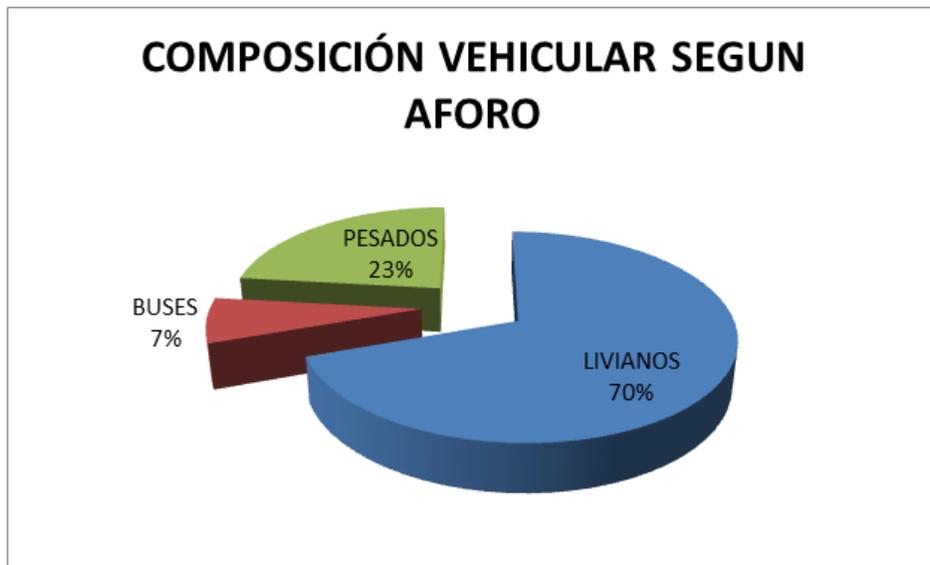


Ilustración 13: Composición vehicular según aforo

Elaborado: Santander R, 2017

4.15. COMPOSICIÓN DEL TRÁFICO

Durante el conteo se clasifican los vehículos en: livianos, buses y camiones. En este proyecto el tráfico se compone de un 69,64% de vehículos livianos, un 7,14% de buses y un 23,21% de camiones.

Para determinar el tráfico promedio diario anual (TPDA) basaremos nuestro cálculo en la metodología de la “trigésima hora de diseño” para los volúmenes actuales y luego proyectar dichos volúmenes de tráfico para el periodo de diseño del proyecto en estudio.

HORA PICO

| HORA | | LIVIANOS | | BUS | CAMIONES | | | TOTAL |
|--------|-----|-------------|------------|-----|------------|-------------|--------|-------|
| INICIO | FIN | AUTOMIVILES | CAMIONETAS | | 2 EJES PEQ | 2 EJES GRAN | 3 EJES | |
| | | | | | | | | |

| | | | | | | | | |
|-----------------------|-------|---------------|---|--------------|---------------|---|---|-------------|
| 13:00 | 13:15 | 0 | 1 | 0 | 1 | 0 | 0 | 2 |
| 13:15 | 13:30 | 0 | 2 | 1 | 1 | 0 | 0 | 4 |
| 13:30 | 13:45 | 1 | 0 | 0 | 1 | 0 | 0 | 2 |
| 13:45 | 14:00 | 0 | 1 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1 |
| TOTAL | | 5 | | 1 | 3 | | | 9 |
| DISTRIBUCION % | | 55.56% | | 11.11 | 33.33% | | | 100% |

Tabla 41: Conteo vehicular en hora pico

Elaborado: Santander R, 2017

TRÁNSITO DE HORA PICO (Trigésima hora de diseño)

Utilizando el método de la trigésima hora de diseño se procedió a calcular el TPDA actual con las condiciones actuales de la vía y se determinó que:

Se considera el 15% debido a que la vía se encuentra en la zona rural y esta especificación técnica se describe en las especificaciones técnicas del (MTO, 2003)

Vehículos livianos

TPDA actual = Número de vehículo livianos en la hora pico/ %TPDA

TPDA actual = 5/0.15 vehículos/día

TPDA actual = 33 vehículos/día

Buses

TPDA actual = Número de vehículo livianos en la hora pico/ %TPDA

TPDA actual = 1/ 0.15 vehículos /día

TPDA actual = 7 vehículos al día

Camiones.

TPDA actual = Número de vehículo livianos en la hora pico/ %TPDA

TPDA actual = 3/ 0.15 vehículos /día

TPDA actual = 20 vehículos al día

TPDA Total actual= 33+7+20 = 60 vehículos/día.

El tráfico promedio diario anual (TPDA) que circula actualmente por la vía de ingreso a la parroquia Arapicos es igual a 60 vehículos/día

Proyección del tráfico.

Para determinar el tráfico proyectado se debe analizar el tráfico generado, el tráfico atraído, el tráfico por desarrollo y el tráfico futuro.

Tráfico generado

Se refiere a los viajes generados por el desarrollo del sector el cual se presenta en el primer año de funcionamiento de la vía y se lo calcula de la siguiente manera

TG= 20% del tránsito futuro

Tráfico atraído

Es un porcentaje de tráfico que se atrae de otras carreteras el cual ocurrirá por mejoramiento que se va a realizar a esta vía y se lo calcula de la siguiente manera:

TG= 10% del tráfico futuro

Tráfico por desarrollo

Es un tráfico inducido que no existe y que no existirá en el futuro si no se mejora la vía y se calcula de la siguiente manera:

TG= 5% del tráfico futuro

Tráfico futuro:

El tráfico futuro se define como el número de vehículos que circulan por una vía, en base a pronósticos estimados para un determinado periodo de diseño este pronóstico se basa en el tráfico que actualmente circula en la carretera en estudio.

En nuestro país el crecimiento del tránsito está dado por las tasa de crecimiento observados con respecto al consumo de gasolina y diésel así como a la conformación del parque automotor

| PERIODO | TIPO DE VEHICULOS | | |
|-----------|-------------------|-------|---------|
| | LIVIANOS | BUSES | PESADOS |
| 2010-2015 | 4.47 | 2.22 | 2.18 |
| 2015-2020 | 3.97 | 1.97 | 1.94 |

| | | | |
|-----------|------|------|------|
| 2020-2028 | 3.57 | 1.78 | 1.74 |
| 2028-2030 | 3.25 | 1.62 | 1.58 |

Tabla 42: Tasa de crecimiento de tráfico

Fuente: Norma de diseño geométrico del MTOP, 2003.

Basándose en la tasa de crecimiento de MOP, 2003 los volúmenes actuales de tráfico obtenidos en el inciso 4.1.3.3.1 y el periodo de diseño de la vía en 50 años, se calculan las proyecciones de tráfico a continuación.

Vehículos livianos:

$$\text{TPDA proyectado} = \text{TPDA actual} * (1+i)^n$$

$$\text{TPDA proyectado} = 33 * (1+0.0325)^{50}$$

$$\text{TPDA proyectado} = 163 \text{ vehículos/día}$$

Buses

$$\text{TPDA proyectado} = \text{TPDA actual} * (1+i)^n$$

$$\text{TPDA proyectado} = 7 * (1+0.0162)^{50}$$

$$\text{TPDA proyectado} = 16 \text{ vehículos/día}$$

Camiones

$$\text{TPDA proyectado} = \text{TPDA actual} * (1+i)^n$$

$$\text{TPDA proyectado} = 20 * (1+0.0158)^{50}$$

$$\text{TPDA proyectado} = 44 \text{ vehículos/día}$$

El tráfico promedio diario anual (TPDA) futuro esperado para la vía de ingreso a la comunidad de Arapicos es igual a 223 vehículos por día

A continuación se detalla el histórico del tráfico promedio diario anual proyectado para cada año del periodo de diseño

4.16. VALORIZACIÓN DEL TRÁFICO

La valorización del tráfico se realiza mediante un estudio de composición del tráfico, generado, atraído desarrollado.

a) Generado por el proyecto. Una mejor superficie de rodadura o geometría más plana y recta, puede lograr la atracción de volúmenes adicionales de tráfico.

b) Tráfico atraído o transferido de otros medios de transporte. Son aquellos volúmenes de tráfico adicionales que normalmente circulaban por otro medio de transporte (aéreo, férreo, fluvial), o aun de aquellos tramos carreteros que se conectan al nuevo proyecto.

c) Tráfico debido a un polo de desarrollo. Son aquellos volúmenes que se generan por la producción industrial o por las facilidades que ofrece la carretera al desarrollo ganadero, agrícola, industrial, etc.

| Clasificación Funcional de las Vías en base al TPDAd | | | |
|-------------------------------------------------------------|--------------------------------|------------------------------------------------------------------|------------------------|
| Descripción | Clasificación Funcional | Trafico Promedio Diario Anual (TPDAd) al año de horizonte | |
| | | Límite Inferior | Limite Superior |
| Autopista | AP2 | 80000 | 120000 |
| | AP1 | 50000 | 80000 |
| Autovía o Carretera Multicarril | AV2 | 26000 | 50000 |
| | AV1 | 8000 | 26000 |
| Carretera de 2 Carriles | C1 | 1000 | 8000 |
| | C2 | 500 | 1000 |
| | C3 | 0 | 500 |

Tabla 43: Clasificación funcional de las vías en base a la TPDA

Fuente: Manual-NEVI 12-VOLUMEN-2A. Tabla 2A.202

Camino Agrícola / Forestal

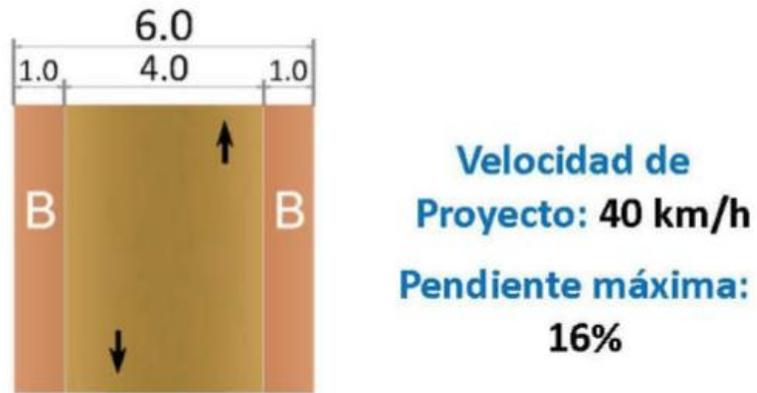


Tabla 44: Clasificación Según Desempeño de las Carreteras

Fuente: Manual- NEVI-12-VOLUMEN- 2A. Pag.64. Tabla 2A.202- Clasificación funcional de las vías en base al TPDA.

CAPITULO V

5. RESULTADOS

Análisis y evaluación estructural a solicitaciones por AASHTON LRFD y recomendaciones de diseño del cruce existente sobre el río “Ramírez Cordero”

Comprobación

5.1. FICHA TÉCNICA

| FICHA TÉCNICA | |
|-------------------------------------------|---------------------------------------------|
| CHIROPHORA TINCTORIA (MORAL FINO) | |
| DESCRIPCIÓN TAXONÓMICA | |
| NOMBRE CIENTIFICO | CHIROPHORA TINCTORIA |
| FAMILIA | Moraceae |
| DESCRIPCIÓN BOTANICA | |
| UBICACIÓN | 0 - 2000 m |
| PRCIPITACION | > 4000mm |
| TRONCO | recto cilíndrico |
| ALTURA MAXIMA | 8 - 32 metros |
| DIAMETRO MAXIMO | 0.43 - 0.70 |
| PROPIEDADES MECÁNICAS | |
| SOLICITACIÓN | ESFUERZO ADMISIBLE Kg/cm² |
| COMPRESION PARALELA | 116.56 |
| COMPRESION PERPENDICULAR | 40.73 |
| TRACCIÓN PARALELA | 150.84 |
| TRACCIÓN PERPENDICULAR | 6.26 |
| CORTE | 7.96 |
| FLEXIÓN | 83.92 |

Tabla 45: Ficha técnica de madera colocada como súper estructura en el cruce actual

Elaborado: Santander R, 2017

5.2. EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE LA SUPERESTRUCTURA DEL CRUCE ACTUAL

Para el siguiente análisis se utilizara **Especificaciones de diseño y sobrecargas** de la norma de la Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transportes (American Association of State Highway and Transportation Officials) en su versión 2014 para el diseño de puentes por Factores de Carga y Resistencia (Load and Resistance Factor Design) (AASHTO L. , 2014), se propone hipotéticamente un modelo para estimar la carga viva.

Carga muerta DC

Peso del material (lastre) sobre las vigas de madera (troncos de árbol de Moral fino)

Altura de material (lastre) = 0.10m

Ancho del material sobre las vigas = 0.65m

Peso específico del material = 1.80 Ton/m³

DC = 0.10 * 0.65 * 1.80 = 0.12 Ton/m

Peso propio de la viga DC1

De las características mecánicas de la tabla 3 se obtuvo una densidad de 0.71 Ton/m³

Diámetro del tronco 65cm = 0.65 m

$$\text{Área del tronco} = \frac{\pi * D^2}{4} = \frac{3.14 * 0.65^2}{4} = 0.33 \text{ m}^2$$

$$DC1 = \text{Area} * \text{densidad} = 0.33 * 0.71 = 0.23 \text{ Ton/m}$$

$$WDC = 0.12 + 0.23 = 0.35 \text{ Ton/m}$$

5.2.1. MOMENTO DE CARGA MUERTA

$$\sum Fy = 0$$

$$Ra + Rb - (WDC * L) = 0$$

$$Ra + Rb = (0.35 * 7)$$

$$Ra + Rb = \frac{2.45}{2} T$$

$$Ra = 1.23 T$$

Se aplicó fórmulas ya determinadas para cargas distribuidas

Cortante

$$VDC = Ra - WDC * X$$

$$VDC = 1.23 - 0.35 * 3.20$$

$$VWDC = 0.11 T$$

Momento

$$MDC = Ra * X - WDC * \frac{X^2}{2}$$

$$MDC = 1.23 * 3.20 - 0.35 * \frac{3.20^2}{2}$$

$$MDC = 2.14 T - m$$

Carga viva y efecto de carga dinámica (LL+IM):

Utilizando la Tabla 13 para una longitud de 7m tenemos unos valores ya determinados, para vehículo HL-93, y con la consideración de carga dinámica en estado límite de resistencia:

Momento de carga viva + impacto (MLL + Im) = 49.42 T-m

Caso de un carril cargado:

De la tabla 14 para la distribución de sobrecarga por carril para momento y corte en vigas con tablero de madera tenemos lo siguiente.

$$\text{Separación entre troncos } S = 65 \text{ cm} = 650 \text{ mm}$$

$$G = S / 2000 = 650 / 2000 = 0.33$$

$$\text{Momento corregido de (MLL + IM)} = 49.42 \text{ T-m} * 0.33 = 16.31 \text{ T-m}$$

| Estado de combinaciones de carga | | | | | |
|----------------------------------|------|------|-------|-------|-------|
| | MDC | | LL+IM | | MU |
| Resistencia I | 1.25 | 2.14 | 1.75 | 16.31 | 31.22 |
| Servicio I | 1.00 | 2.14 | 1.00 | 16.31 | 18.45 |

Tabla 46: Momento último de la combinación de carga para estado de resistencia I y servicio I

Elaborado: Santander R, 2017

5.2.2. MOMENTO RESISTENTE DE LA SECCION DE VIGA (TRONCO DE MADERA)

ESFUERZO DE FLEXIÓN

De la tabla 10 se obtiene el valor de esfuerzo a flexión de la madera en estudio

$$f_m = 83.92 \text{ Kg/cm}^2$$

Resistencia a la Flexión Estática.

La diferencia entre la resistencia a la tracción y a la compresión paralela resulta en un comportamiento característico de las vigas de madera en flexión.

Como la resistencia a la compresión es menor que a la tracción, la madera falla primero en la zona de compresión. Con ello se incrementan las deformaciones en las zonas comprimidas, el eje neutro se desplaza hacia la zona de tracción, lo que a su vez hace aumentar rápidamente las deformaciones totales; finalmente la pieza se rompe por tracción. En maderas secas, sin embargo, no se presenta primeramente una falla visible de la zona comprimida sino que ocurre directamente la falla por tracción.

En ensayos de probetas pequeñas libres de defectos los valores promedios de la resistencia a la flexión varían entre 200 y 1700kg/cm² dependiendo de la densidad de la especie y del contenido de humedad.

5.2.3. OBTENCIÓN DE ESFUERZOS ÚLTIMOS

AASHTO L. , 2014 en el artículo 8.4.4.1, la obtención de los valores de diseño aplicable ajustado se realiza a través de los esfuerzos admisibles multiplicados por factores que dependen de cada uno de los esfuerzos a analizar así tenemos:

Esfuerzo de flexión de diseño ajustado

Se utilizará la siguiente ecuación para encontrar el esfuerzo último.

$$F_b = F_{bo} C_{KF} C_M (C_F \text{ o } C_V) C_{fu} C_i C_d C_\lambda \quad (8.4.4.1-1)$$

Módulo de elasticidad ajustado

$$E = E_o C_M C_i$$

Dónde:

- F_{bo} = Esfuerzo de flexión de diseño admisible.
- F_{vo} = Esfuerzo de corte paralelo al grano de admisible.
- F_{to} = Esfuerzo de tensión paralelo al grano de admisible.

- F_{co} = Esfuerzo de compresión paralelo al grano de admisible.
- F_{cpo} = Esfuerzo de compresión perpendicular al grano admisible.
- E_o = Modulo de elasticidad.
- CKF = Factor de conversión.

Factor de conversión (CKF)

$$CKF = [(1.25 MDL + 1.75 MLL)(CD)] / [(MDL + MLL)(\phi C\lambda)] \quad (C8.4.4.2-5)$$

MDL and MLL es $\phi = 0.85$, $C\lambda = 0.8$, and $CD = 1.15$.

$$CKF = [(1.25 * 2.44 + 1.75 * 16.31)(1.15)] / [(2.44 + 16.31)(0.85 * 0.80)]$$

$$CKF = 2.85$$

El valor de los diferentes factores de conversión se obtuvo utilizando las tablas desde la 15 a la 24.

F_{bo} = Esfuerzo admisible de flexión del Moral Fino

$$F_{bo} = f_m \text{ (nomenclatura local)} = 83.92 \text{ Kg/cm}^2$$

CKF = Factor de conversión de flexión.

CKF Flexion = 2.85 según la formula

CM = Factor por humedad.

$$F_{boCF} = 83.92 * 1.2 = 100.72 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_{boCF} > 80.86 \text{ Kg/cm}^2$$

Ancho del tablón > 10cm

CM = 1.00

CF = Factor por tamaño de madera aserrada.

Madera similar a madera grado No2

Ancho de la viga = 32.50 cm

CF = 1.2

CV = Factor de volumen de madera laminada encolada estructural. No se aplica este factor debido a que se está usando madera aserrada.

Cfu = Factor de utilización plana.

Radio de viga = 32.50 cm

Cfu = 1.20

Ci = Factor por incisión.

Flexión

Ci = 0.8

Cd = Factor de cubierta o piso. (Se emplea este factor por la utilización de madera pres
esforzados

Cd = 1.50

$C\lambda$ = Factor por efecto de tiempo

Resistencia I

$C\lambda=0.8$

$F_b = F_{bo} CKF CM (CF \text{ o } CV) C_{fu} C_i C_d C\lambda$

$F_b = 83.92 * 2.85 * 1.00 * 1.20 * 1.20 * 0.80 * 1.50 * 0.80$

$F_b = 330.63 \text{ Kg/cm}^2$

5.2.4. REQUISITOS DE DISEÑO SEGÚN NEC -SE-CG

Todos los elementos de una estructura deberán ser diseñados, contruidos y empalmados para resistir los esfuerzos producidos por las combinaciones de cargas de servicio consignadas en la NEC-SE-CG.

El diseño de los elementos de madera debe hacerse por el método de esfuerzos admisibles, que exige como mínimo que:

- Los elementos estructurales sean diseñados para que los esfuerzos resultantes de la aplicación de las cargas de servicio sean menores o iguales a los esfuerzos admisibles del material.
- Las deformaciones en los elementos con la aplicación de las cargas de servicio sean menores o iguales a las deformaciones admisibles. Sin embargo debe tomarse en cuenta las deformaciones diferidas debido a cargas permanentes, para que la deformación total sea adecuada.

Se sintetizan los requisitos de diseño como sigue:

De la ilustración 2 se obtiene los requisitos de resistencia

$$\text{Esfuerzo admisible} = \frac{FC * FT}{FS * FDC} * \text{esfuerzo ultimo}$$

$$\text{Esfuerzo admisible} = \frac{0.80 * 0.90}{2 * 1.15} * 330.63$$

$$\text{Esfuerzo admisible} = 103.50 \frac{Kg}{cm^2}$$

5.2.5. MÓDULO DE SECCION DEL TRONCO

$$Zx = \frac{\pi}{32} * D^3$$

$$Zx = \frac{3.14}{32} * 65^3 = 26961.25 \text{ cm}^3$$

MOMENTO RESISTENTE SEGÚN LRFD

$$Mn = (Zx * fm) * \phi$$

$$Mn = (26961.25 * 103.50) * 0.85$$

$$Mn = (2790489.38 * 0.85)$$

$$Mn = 2371915.97 \text{ Kg-cm} = 23.72 \text{ Ton-m}$$

Dónde:

Mn = Momento nominal

fm = Esfuerzo admisible

ϕ = Factor de residencia (ilustración 3)

Condición

$M_n > M_u$

23.72 Ton – m < 31.22 Ton – m la sección de viga no es suficiente para las sollicitaciones de camión de diseño HL-93

5.2.6. EVALUACIÓN DE LAS DEFLEXIONES DE LAS VIGAS (TRONCOS)

MÓDULO DE ELASTICIDAD

Deflexión por carga permanente DC

Diámetro = 65 cm y radio = $65/2 = 32.5$ cm

$E = 76478.72$ Kg/cm² en estado ideal (tabla 11)

Módulo de elasticidad ajustado

$$E = E_o * C_M * C_i \quad (8.4.4.1-6)$$

$$E = 76478.72 * 1 * 0.80$$

$$E = 61182.98 \text{ Kg/cm}^2$$

$W = 0.41$ T/m 4.10 Kg/cm

$L = 7\text{m} = 700$ cm

$$\text{Inercia de la sección} = \frac{\pi}{4} * r^4 = \frac{3.14}{4} * 32.5^4 = 876240.51 \text{ cm}^4 =$$

$$\Delta DC1 = \frac{5 * W * L^4}{384 * E * I_e} = \frac{5 * 4.10 * 700^4}{384 * 61182.98 * 876240.51} = 0.24 \text{ cm}$$

Deflexión por carga viva

La deflexión por sobrecarga se deberá tomar como el menor valor de las siguientes consideraciones: en su Art. 3.6.1.3.2 (AASHTO L. , 2014)

La deflexión debida solamente al camión de diseño

La deflexión debida al 25% del camión de diseño más la carga del carril de diseño.

$$P = Pr * \#vías * IM / \#vigas$$

#vias = 1 número de vías

IM = 1.33 factor de impacto

Pr = 5.67 T carga de rueda de tándem de diseño por ser el más desfavorable

$$P = 5.67 * 1 * 1.33 = 7.53 \text{ T} = 7534.45 \text{ Kg}$$

$$\Delta_{LL} + IM = \frac{P * b * (3 * a^2 + ((6 * a * b) - b^2))}{48 * E * I}$$

$$\Delta_1 = \frac{P * b * (3 * a^2 + (6 * a * b) - b^2)}{E^{12}} = \frac{7534.45 * 289 * (3 * 411^2 + (6 * 411 * 289) - 289^2)}{E^{12}} = 2.47$$

$$\Delta_2 = \Delta_1 = 2.47 E^{12}$$

$$\sum \Delta 1 + \Delta 2 = 4.95E^{12}$$

$$48 * E * I = 48 * 61182.98 * 876240.51 = 2.57 E^{12}$$

$$\Delta LL + IM1 = \frac{4.95 E^{12}}{2.57E^{12}} = 1.92 \text{ cm}$$

Deflexión debida al 25% del camión de diseño + la carga del carril de diseño.

Carga de carril WLL = 0.96 T/m = 9.60 Kg/cm

$$WLL = WLL * \#vías * IM / \#vigas = 9.60 * 1 * 1.33 = 12.77 \text{ Kg/cm}$$

$$WLLt = \frac{5 * WLL * L^4}{384 * E * Ie} = \frac{5 * 12.77 * 700^4}{384 * 61182.98 * 876240.51} = 0.75 \text{ cm}$$

25% del camión de diseño

$$\Delta LL + IM1 * 25\% = 0.75 * 0.25 = 0.19 \text{ cm}$$

$$\Delta LL + IM2 = 0.75 + 0.19$$

$$\Delta LL + IM2 = 0.94 \text{ cm}$$

AASHTO LRFD, 2014 en el Art. 2.5.6.2 AASHTO LRFD 2014 las deformaciones deben cumplir un límite que no pueden ser mayores a L/1000 pero en el caso de maderas para asegurar un buen funcionamiento será L/425

$$L/1000 = 700\text{cm}/1000 = 0.70 \text{ cm hormigón y acero}$$

$$L/425 = 700\text{cm}/425 = 1.65 \text{ cm para maderas con cargas vehiculares y peatonales}$$

Condición

5.2.7. Deflexión diferida

Cuando las cargas son aplicadas en forma continua por periodos largos, las deformaciones de los elementos de madera son mayores que las correspondientes deformaciones instantáneas.

Parte de la deformación adicional, diferida, no es recuperable. Esto también ocurre con materiales como el concreto. La magnitud de las deformaciones diferidas depende de la duración de la carga, el nivel de los esfuerzos aplicados en forma continua, el contenido de humedad al momento de aplicar la carga y las variaciones en el contenido de humedad de la madera.

De la ilustración 4

$$\Delta_{diferida} = \Delta DC1 * (1 + 0.80) + (\Delta LL + IM1) + (\Delta LL + IM2) < L/425$$

$$\Delta_{diferida} = 0.24 * (1.80) + 1.92 + 0.94 = 3.29 \text{ cm} > 1.65$$

La sección no es lo suficientemente rígida para soportar la sollicitación del camión tipo HL93

CAPITULO VI

6. DISCUSIÓN

El cruce sobre el río Ramírez Cordero paso a la parroquia Arapicos se considera como puente provisional, tiene aproximadamente 18 años de construido, durante el trascurso del tiempo se ha cambiado cada 7 u 8 años las vigas de tronco Moral fino de la súper estructura según comentan los moradores del sector, en este tiempo el mismo no ha recibido ningún tipo de mantenimiento por lo cual presenta daños de humedad, presencia de hongos perdida de secciones.

La madera moral fino es muy utilizada en estos puentes provisionales ya que sus características mecánicas son altas y presentan troncos rectos aptos para puentes provisionales.

Al realizar el análisis hidrológico mediante el método racional nos proporcionó un caudal de 13.44 m³/s, el cual se considera como óptimo ya que su tiempo de concentración es alto y se encuentra ubicado en la amazonia ecuatoriana.

Con el presente análisis hidráulico nos damos cuenta que la longitud de 7m del cruce resulta insuficiente ya que el espejo de agua para niveles de máxima crecida es superior y a su vez presentaría socavación.

Realizando la respectiva evaluación estructural, en la súper estructura se determina que las secciones de madera natural utilizadas son insuficientes para la sobrecarga del vehículo HL93 establecido en la normativa, AASHTO L. , 2014 ya que al ser zonas productivas es más probable que se presente dicho vehículo de diseño.

En la evaluación por deflexiones en estado óptimo se obtiene que las vigas presentan deflexiones mayores a las establecidas para elementos de madera las mismas que podrían hacer colapsar a la estructura si transitara el vehículo de diseño.

Con el TPDA obtenido de 223 veh/día para un periodo de 50años, ubicamos a la vía en clase III que va de 100-300 veh/día, y con un ancho de calzada de 6.00m.

En el diseño del nuevo puente hay que considerar varios parámetros y dotar de elementos tales como: estructuras confiables veredas, drenajes, los cuales no se observa en el cruce actual.

CAPITULO VII

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7. Conclusiones

Realizado el diagnóstico del área de influencia del cruce se determina, para un TPDA de 223 la vía debe constar de 6 metros de ancho más los espaldones de 0.60 a cada lado dando un ancho de vía de 7.20m, según el Ministerio de Transporte y Obras Publicas y el cruce actual solo consta de 5.20m.

Se ha establecido que unos de los principales agentes que pueden afectar la integridad del cruce actual es el cálculo hidráulico ya que el nivel de máxima crecida que evitará socavaciones en los estribos de la longitud del cruce debería ser mínimo de 11m sustituyendo al actual que es de 7m y que resulta insuficiente.

En la evaluación estructural de la superestructura del cruce se comprueba que las secciones de las vigas de 65cm no soportan las solicitaciones del vehículo HL93 porque presenta una deflexión de 3.29cm que sobrepasa lo establecido para puentes de madera de $L/425 = 1.65\text{cm}$.

Se ha concluido que el peralte de las vigas de madera Moral Fino no soporta el momento de flexión Último considerado en la norma AASHTON LRFD de 31.22 T-m por lo que la madera debería ser más grande en diámetro.

7.1 Recomendaciones

Realizar el diseño de un puente definitivo utilizando las normas para diseño de puentes existentes como la AASHTO LRFD.

Se debe considerar la construcción de aceras para el tránsito peatonal para brindar seguridad a las personas que usan este puente.

Realizar todos los estudios de ingeniería necesarios para el diseño del puente como son Estudios de Suelos, Geología.

CAPITULO VIII

PROPUESTA

8. TÍTULO DE LA PROPUESTA

Diseño del puente sobre el Río Ramírez Cordero y sus accesos utilizando la norma para puentes (AASHTON, 2010)

8.1. INTRODUCCIÓN

El diseño de puentes es un trabajo arduo y complejo, donde una serie de disciplinas de la ingeniería civil convergen para formar uno de los más apasionantes desafíos de la profesión. El ingeniero de puentes, debe tener conocimiento sobre los siguientes aspectos:

El puente es una estructura que salva un obstáculo, sea río, barranco o vía de comunicación natural o artificial, y que permite el paso de peatones, animales y vehículos. Todos los puentes se basan en modelos naturales, a los que, conforme la tecnología ha ido avanzando, se han incorporado nuevas formas de resolver los mismos problemas. Su proyecto y cálculo han sido numerosos a lo largo de la historia, influidos por los materiales disponibles, las técnicas desarrolladas y las consideraciones económicas, entre otros factores.

Los puentes son estructuras que los seres humanos han ido construyendo a lo largo de los tiempos para superar las diferentes barreras naturales con las que se han encontrado y poder transportar así sus mercancías, permitir la circulación de las personas y trasladar productos de un sitio a otro.

Las características de los puentes están ligadas a las de los materiales con los que se construyen.

8.2. OBJETIVOS

8.2.1. Objetivo General

- Diseñar el puente sobre el río Ramírez Cordero y sus respectivos accesos.

8.2.2. Objetivos Específicos

- Obtener mediante el uso de las especificaciones el diseño de la Infraestructura y Superestructura.
- Diseñar los planos del Puente sobre el Río Ramírez Cordero, con sus respectivos accesos.
- Realizar el estudio de suelos para la implantación de los estribos.
- Elaborar el diseño de los elementos principales de la estructura según la norma ASSHTO LRFD-2010.

8.3. ESTUDIO DE SUELOS

8.3.1 Ubicación del proyecto

El puente sobre el río Ramírez Cordero, está ubicado en el caserío Colonia Azuay cantón Palora, provincia de Morona Santiago, ubicado en las UTM longitud: 171990.5424, latitud: 9798744.1549

8.3.2. Características del proyecto

8.3.2.1. Geología del sector

La zona que abarca al sitio del proyecto forma parte de la franja aluvial provocada por la acción de depósito de materiales granulares del río. Los tamaños de las gravas y cantos muestran la capacidad de arrastre de sedimentos del río, No existen huellas visibles de la potencia del depósito aluvial pero por la distribución de materiales encontrados se supone que sobrepasa los dos metros de espesor, Características de estos depósitos es la sedimentación randomica de las partículas con mayores densidades y compacidades en los niveles profundos. Superficialmente los materiales se encuentran en estado suelto y semisuelto.

8.3.2.2. Trabajos de laboratorio

Con las muestras disturbadas obtenidas en las perforaciones se realizaron ensayos de laboratorio con el propósito de clasificar a los suelos. Los ensayos realizados fueron: Granulometría por tamizado (análisis mecánico) vía seca y vía húmeda, contenidos e humedad natural y límites de plasticidad. Los resultados de los ensayos se indican en los registros de perforación y en las hojas de datos que se anexan al presente informe.

8.3.2.3. Normas utilizadas

Los trabajos de campo y laboratorio fueron realizados con base a las normas y procedimientos establecidos por el ASTM:

| | |
|----------------------------------|---------------------------------|
| Ensayo de penetración estándar | NORMA ASTM D 1586-84 |
| Contenido de agua | NORMA ASTM D 2216 |
| Granulometría | NORMA ASTM C 136 Y D 422 |
| Limite líquido y limite plástico | NORMA ASTM D 4318 |

Tabla 47: Normas utilizadas

Elaborado: Santander R, 2017

8.3.2.4. Capacidad de carga.

El gráfico a continuación nos da una idea de la resistencia del suelo de cimentación en base al número de golpes del ensayo de penetración estándar SPT y del tipo de suelo.

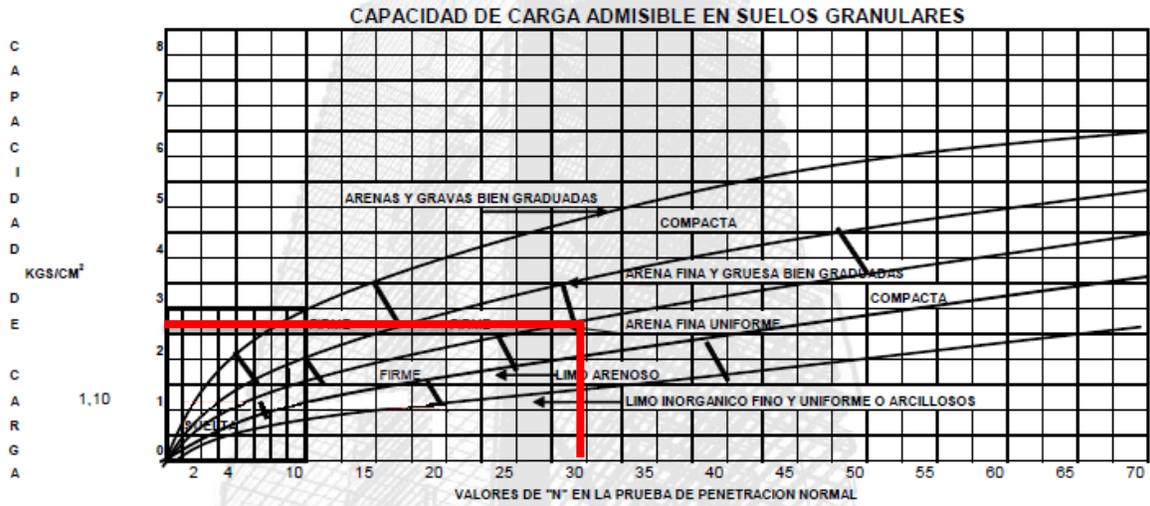


Ilustración 14: Capacidad de carga admisible en suelos granulares según el número de golpes

Fuente: ABACO B.K. HOUGH “BASIC SOIL ENGINNERING”.

8.4. ESFUERZO ADMISIBLE DEL SUELO 25,00 TN/M2 (SUELO NATURAL)

8.4.1. Ángulo

Es la correlación entre el número de golpes para 30 cm de penetración estándar y el ángulo de fricción interna de las arenas

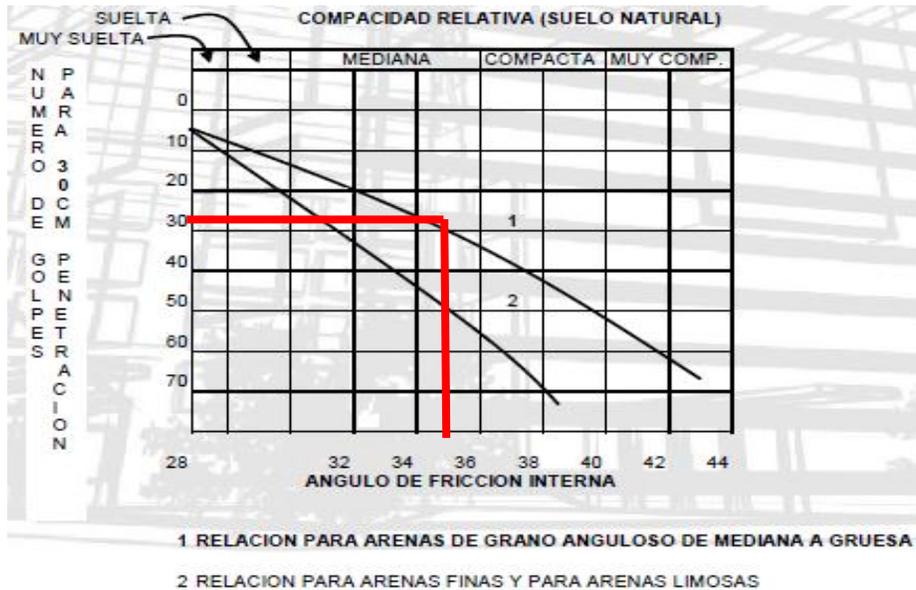


Ilustración 15: Compacidad relativa (suelo natural)

8.4.2. Coeficientes

FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA PARA LA APLICACIÓN DE LA TEORÍA DE TERZAGHI

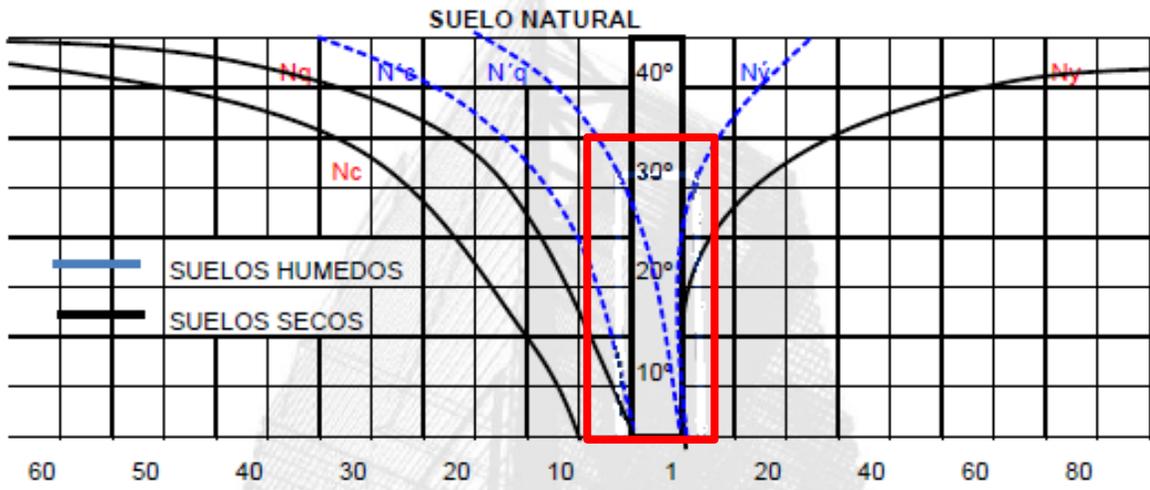
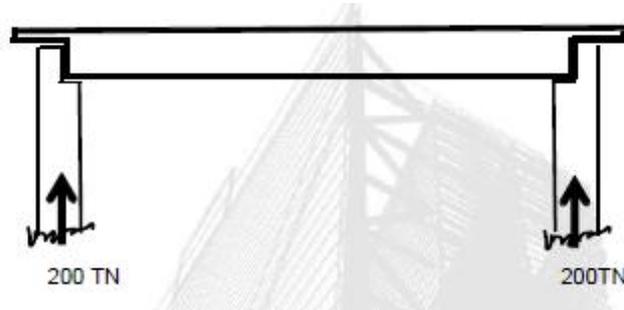


Ilustración 16: Factores de capacidad de carga para la aplicación de la teoría de Terzaghi

$$N_q = 8$$

$$N_y = 10$$

8.5. ESFUERZOS SEGÚN TERZAGHI



CARGAS

150 TON

175 TON

200 TON

ANGULO DE FRICCIÓN = 35°

Nq = 8

Ny = 10

PROFUNDIDAD DE DESPLANTE = 3.50M

$$q_{rotura} = \gamma * D_f * N_q + \frac{1}{2} * B * \gamma * N_\gamma$$

Ilustración 17: Fórmula de Terzaghi

| Q TON | B | q ultima (TON/M2) | FS | q adm (TON/M2) |
|----------|---|----------------------|--------------|-------------------|
| 150 | 1 | 59.40 | 3 | 19.80 |
| 150 | 2 | 68.40 | 3 | 22.80 |
| 150 | 3 | 77.40 | 3 | 25.80 |
| 175 | 2 | 68.40 | 3 | 22.80 |
| 175 | 3 | 77.40 | 3 | 25.80 |
| 175 | 4 | 86.40 | 3 | 28.80 |
| 175 | 5 | 95.40 | 3 | 31.80 |
| 200 | 1 | 59.40 | 3 | 19.80 |
| 200 | 2 | 68.40 | 3 | 22.80 |
| 200 | 3 | 77.40 | 3 | 25.80 |
| 200 | 4 | 86.40 | 3 | 28.80 |
| 200 | 5 | 95.40 | 3 | 31.80 |
| | | | MEDIA | 25.55 |

Tabla 48: Resultados de capacidad de carga análisis a la rotura

Elaborado: Santander R, 2017

q adm CALCULADO = 25.55 Ton/m2

q adm para el cálculo = 25 Ton/m2

8.5.1. Esfuerzo Según Meyerhoff y Peck

| Df | NsPT | CN ^{CORR} (GOLPES) | B | Kd | qultimo | FS | qadm (Ton/m2) | ∅ |
|-----|------|--------------------------------|---|------|---------|----|------------------|----|
| 1 | 1 | 8 | 2 | 1.17 | 20.95 | 3 | 6.98 | 31 |
| | | | 3 | 1.11 | 18.26 | 3 | 6.09 | 31 |
| | | | 4 | 1.08 | 17.01 | 3 | 5.67 | 31 |
| | | | 5 | 1.07 | 16.29 | 3 | 5.43 | 31 |
| 1.5 | 8 | 12 | 2 | 1.25 | 32.25 | 3 | 10.75 | 31 |
| | | | 3 | 1.17 | 27.55 | 3 | 9.18 | 31 |
| | | | 4 | 1.12 | 25.38 | 3 | 8.46 | 31 |

| | | | | | | | | |
|-----|----|----|---|------|--------|---|-------|----|
| | | | 5 | 1.10 | 24.13 | 3 | 8.04 | 31 |
| 2 | 21 | 18 | 2 | 1.33 | 53.81 | 3 | 17.94 | 33 |
| | | | 3 | 1.22 | 45.16 | 3 | 15.05 | 33 |
| | | | 4 | 1.17 | 41.19 | 3 | 13.73 | 33 |
| | | | 5 | 1.13 | 38.91 | 3 | 12.97 | 33 |
| 2.5 | 15 | 15 | 2 | 1.41 | 47.62 | 3 | 15.87 | 32 |
| | | | 3 | 1.28 | 39.33 | 3 | 13.11 | 32 |
| | | | 4 | 1.21 | 35.54 | 3 | 11.85 | 32 |
| | | | 5 | 1.17 | 33.37 | 3 | 11.12 | 32 |
| 3 | 31 | 23 | 2 | 1.50 | 77.28 | 3 | 25.76 | 34 |
| | | | 3 | 1.33 | 62.91 | 3 | 20.97 | 34 |
| | | | 4 | 1.25 | 56.35 | 3 | 18.78 | 34 |
| | | | 5 | 1.20 | 52.62 | 3 | 17.54 | 34 |
| 3.5 | 45 | 30 | 2 | 1.58 | 106.37 | 3 | 35.46 | 35 |
| | | | 3 | 1.39 | 85.44 | 3 | 28.48 | 35 |
| | | | 4 | 1.29 | 75.93 | 3 | 25.31 | 35 |
| | | | 5 | 1.23 | 70.52 | 3 | 23.51 | 35 |

Tabla 49: Determinación de la capacidad portante del suelo de cimentación margen derecho

| Df | NSPT | CN _{CORR} (GOLPES) | B | Kd | q _{ultimo} | FS | q _{adm} (Ton/m ²) | Ø |
|-----|------|--------------------------------|---|------|---------------------|----|-------------------------------------------|----|
| 1 | 1 | 8 | 2 | 1.17 | 20.95 | 3 | 6.98 | 31 |
| | | | 3 | 1.11 | 18.26 | 3 | 6.09 | 31 |
| | | | 4 | 1.08 | 17.01 | 3 | 5.67 | 31 |
| | | | 5 | 1.07 | 16.29 | 3 | 5.43 | 31 |
| 1.5 | 10 | 13 | 2 | 1.25 | 35.05 | 3 | 11.68 | 32 |
| | | | 3 | 1.17 | 29.95 | 3 | 9.98 | 32 |
| | | | 4 | 1.12 | 27.59 | 3 | 9.20 | 32 |
| | | | 5 | 1.10 | 26.23 | 3 | 8.74 | 32 |
| 2 | 15 | 15 | 2 | 1.33 | 44.84 | 3 | 14.95 | 32 |
| | | | 3 | 1.22 | 37.63 | 3 | 12.54 | 32 |
| | | | 4 | 1.17 | 34.32 | 3 | 11.44 | 32 |
| | | | 5 | 1.13 | 32.42 | 3 | 10.81 | 32 |
| 2.5 | 27 | 21 | 2 | 1.41 | 66.67 | 3 | 22.22 | 34 |
| | | | 3 | 1.28 | 55.06 | 3 | 18.35 | 34 |
| | | | 4 | 1.21 | 49.75 | 3 | 16.58 | 34 |
| | | | 5 | 1.17 | 46.72 | 3 | 15.57 | 34 |
| 3 | 20 | 18 | 2 | 1.50 | 58.80 | 3 | 19.60 | 33 |
| | | | 3 | 1.33 | 47.86 | 3 | 15.95 | 33 |
| | | | 4 | 1.25 | 42.88 | 3 | 14.29 | 33 |
| | | | 5 | 1.20 | 40.03 | 3 | 13.34 | 33 |
| 3.5 | 47 | 31 | 2 | 1.58 | 109.91 | 3 | 36.64 | 35 |
| | | | 3 | 1.39 | 88.29 | 3 | 29.43 | 35 |
| | | | 4 | 1.29 | 78.47 | 3 | 26.16 | 35 |

| | | | | | | | | |
|--|--|--|---|------|-------|---|-------|----|
| | | | 5 | 1.23 | 72.87 | 3 | 24.29 | 35 |
|--|--|--|---|------|-------|---|-------|----|

Tabla 50: Determinación de la capacidad portante del suelo de cimentación margen izquierdo



Ilustración 18: Ensayo de SPT 1

Elaborado: Santander R,2017



Ilustración 19: Ensayo SPT2

Elaborado: Santander R, 2017



Ilustración 20: Ensayo SPT2

laborado: Santander R, 2017

8.6. Diseño del nuevo puente sobre el río Ramírez Cordero pasó a la parroquia Arapicos con la norma AASTHO LRFD

Diseño de la alternativa de Luz de 13.00m, se implementará el puente a un lado del cruce actual y se diseñara los accesos.



Ilustración 21: Cruce actual

Elaborado: Santander R, 2017

Según TPDA para un periodo de 50 años es de 223 vehículos/día, determina según el MTOP., en una vía de Clase III con un ancho de calzada absoluto de 6.00m, con espaldones de 0.60 m, es

decir mide 7.20m, una luz libre 13.00 m y un galibo de 1.80metros medido desde el espejo de nivel de máxima crecida.

A continuación se presenta el diseño definitivo del puente utilizando la NORMA (AASHTON, 2010, 2014)

8.7. DISEÑO DE PUENTE

8.7.1. Geometría del puente según especificaciones

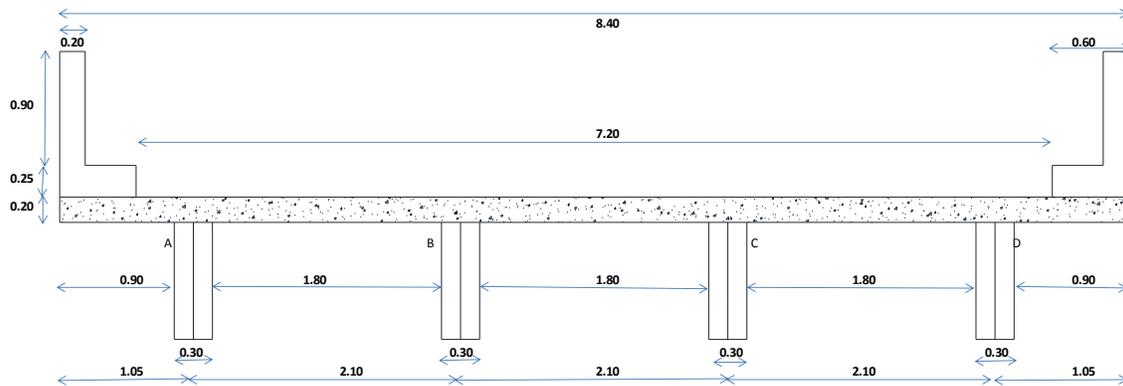


Ilustración 22: Sección del puente a diseñar según especificaciones

Elaborado: Santander R, 2017

Longitud del puente = 13m

Datos

$f'c =$ 280 Kg/cm²

$f_y =$ 4200Kg/cm²

Peso H.A = 2.40 Kg/cm²

Peso asfalto = 2.25 Kg/cm²

Espesor asfalto = 0.05m

8.7.2. DISEÑO DE TABLERO

8.7.3. Pre dimensionamiento de superestructura

8.7.4. Número de vigas

$$\begin{aligned} \# \text{ de vigas} &= \# \text{ de carriles} + 2 \\ \# \text{ de vigas} &= 2 + 2 = 4 \text{ vigas} \end{aligned}$$

8.7.5. Separación entre vigas (S)

$$3.00\text{m} > S > 2.00\text{m}$$

S = Ancho total de la calzada / # de vigas

$$\begin{aligned} S &= \frac{\text{Ancho total del puente}}{\# \text{ de vigas}} \\ S &= \frac{8.40\text{m}}{4} = 2.10\text{m} \end{aligned}$$

8.7.6. Longitud del volado

$$S1 = \frac{S}{2} = \frac{2.10}{2} = 1.05\text{m}$$

8.7.7. Separación entre las caras de la viga (S*)

$$\begin{aligned} S^* &= S - \text{Ancho de viga} \\ S^* &= 2.10 - 0.30 = 1.80\text{m} \end{aligned}$$

8.7.8. Espesor de losa

$$\begin{aligned} t_{min} &= \frac{S^* + 3}{30} \\ t_{min} &= \frac{1.80 + 3}{30} = 0.165 > 1.60 \end{aligned}$$

Se toma en cuenta que el volado soporta postes, barandas y veredas su $h_{min} \geq 0.20\text{m}$ según AASHTON LRFD

Asumo $t = 20\text{cm}$

8.7.9. Ancho de vigas según AASHTON LRFD

$$b = (0.0157 * S *^{0.5}) * L$$
$$b = (0.0157 * 1.80 *^{0.5}) * 13 = 0.27\text{m} \cong 0.30\text{m}$$

8.7.10. Criterios LRFD aplicables

$$n = 1$$

Estado límite: Resistencia I

$$Mu = n * [1.25 * MDC + 1.50 * MDW + 1.75 * MLL + IM]$$

Estado límite de evento extremo II:

$$Mu = n * [1.25 * MDC + 1.50 * MDW + 0.50 * (MLL + IM) + 1.0 * MCT]$$

Estado límite: Servicio I:

$$Mu = n * [1.00 * MDC + 1.00 * MDW + 1.00 * (MLL + IM)]$$

Momentos negativos en tramos internos por métodos aproximados ya que rige el diseño de la losa la carga viva de camión

$$DC1 = 0.20 * 1 * 2.40 \frac{T}{m^3} = 0.48 \frac{T}{m}$$

$$MDC1 = \frac{DC1 * S *^2}{10} = 0.16 T - m$$

8.7.11. Momento de carga muerta de asfalto

$$DW = 0.05 * 1.00 * 2.25 \frac{T}{m^3} = 0.11 \frac{T}{m}$$

$$MDW = \frac{DC2 * S *^2}{10} = 0.04 T - m$$

Tabla 51: Factores de presencia múltiple

| Número de carriles cargados | Factor de presencia múltiple , m |
|-----------------------------|----------------------------------|
| 1 | 1.20 |
| 2 | 1.00 |
| 3 | 0.85 |
| >3 | 0.65 |

Fuente: Norma AASHTON LRFD “Ing. Arturo Rodríguez Serquén”.

8.7.12. Momento negativo de carga viva y efecto dinámico

Uso de la tabla 52 (ASSHTO LRFD)

Para determinar los momentos máximos por sobre carga de diseño en losas de tablero, se puede utilizar la Tabla A4-1. Los momentos son aplicables para tableros apoyados como mínimo en tres vigas y cuyo ancho entre los ejes de las vigas exteriores sea por lo menos 4.20m.

Los valores tabulados incluyen los factores de presencia múltiple y el incremento por carga dinámica.

Para distancias diferentes a las listadas, es posible interpolar.

| S mm | Momento positivo | MOMENTO NEGATIVO | | | | | | |
|-------------|---------------------|------------------------------------------------------------------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | | Distancia desde el eje de la viga hasta la sección de diseño para momento negativo | | | | | | |
| | | 0.00mm | 75mm | 150mm | 225mm | 300mm | 450mm | 600mm |
| 1300 | 21130 | 11720 | 10270 | 8940 | 7950 | 7150 | 6060 | 5470 |
| 1400 | 21010 | 14140 | 12210 | 10340 | 8940 | 7670 | 5960 | 5120 |
| 1500 | 21050 | 16320 | 14030 | 11720 | 9980 | 8240 | 5820 | 5250 |
| 1600 | 21190 | 18400 | 15780 | 13160 | 11030 | 8970 | 5910 | 4290 |
| 1700 | 21440 | 20140 | 17290 | 14450 | 12010 | 9710 | 6006 | 4510 |
| 1800 | 21790 | 21690 | 18660 | 15630 | 12930 | 10440 | 6270 | 4790 |
| 1900 | 22240 | 23050 | 19880 | 16710 | 13780 | 11130 | 6650 | 5130 |

| | | | | | | | | |
|------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 2000 | 22780 | 24260 | 20960 | 17670 | 14550 | 11770 | 7030 | 5570 |
| 2100 | 23380 | 26780 | 23190 | 19580 | 16060 | 12870 | 7410 | 6080 |
| 2200 | 24040 | 27670 | 24020 | 20370 | 16740 | 13490 | 7360 | 6730 |
| 2300 | 24750 | 28450 | 24760 | 21070 | 17380 | 14570 | 9080 | 8050 |
| 2400 | 25500 | 29140 | 25420 | 21700 | 17980 | 15410 | 10870 | 9340 |
| 2500 | 26310 | 29720 | 25990 | 22250 | 18510 | 16050 | 12400 | 10630 |
| 2600 | 27220 | 30220 | 26470 | 22730 | 18980 | 16480 | 13660 | 11880 |
| 2700 | 28120 | 30680 | 26920 | 23170 | 19420 | 16760 | 14710 | 13110 |
| 2800 | 29020 | 31050 | 27300 | 23550 | 19990 | 17410 | 15540 | 14310 |
| 2900 | 29910 | 32490 | 28720 | 24940 | 21260 | 18410 | 16800 | 15480 |
| 3000 | 30800 | 34630 | 30790 | 26960 | 23120 | 19460 | 18030 | 16620 |
| 3100 | 31660 | 36630 | 32770 | 28890 | 23970 | 21150 | 19230 | 17780 |
| 3200 | 32500 | 38570 | 34670 | 30770 | 26880 | 22980 | 20380 | 18910 |
| 3300 | 33360 | 40440 | 36520 | 32600 | 28680 | 24770 | 21500 | 20010 |
| 3400 | 34210 | 42250 | 38340 | 34430 | 30520 | 26610 | 22600 | 21090 |
| 3500 | 35050 | 43970 | 40030 | 36090 | 32150 | 28210 | 23670 | 22130 |
| 3600 | 35870 | 45650 | 41700 | 37760 | 33810 | 29870 | 24700 | 23150 |
| 3700 | 36670 | 47250 | 43310 | 39370 | 35430 | 31490 | 25790 | 24140 |
| 3800 | 37450 | 48820 | 44880 | 40940 | 37010 | 33070 | 27080 | 25100 |
| 3900 | 38230 | 50320 | 46390 | 42460 | 38540 | 34600 | 28330 | 25500 |
| 4000 | 38970 | 51790 | 47870 | 43950 | 40030 | 36110 | 29570 | 26410 |
| 4100 | 39710 | 53190 | 49280 | 45370 | 41470 | 37570 | 30770 | 27850 |
| 4200 | 40420 | 54560 | 50670 | 46770 | 42880 | 38990 | 31960 | 28730 |
| 4300 | 41120 | 55880 | 52000 | 48130 | 44250 | 40380 | 33130 | 29570 |
| 4400 | 41800 | 57150 | 53290 | 49440 | 45580 | 41720 | 34250 | 30400 |
| 4500 | 42460 | 58420 | 54580 | 50740 | 46900 | 43060 | 35380 | 31290 |
| 4600 | 43110 | 59620 | 55800 | 51980 | 48160 | 44340 | 36700 | 32360 |

Tabla 52: Momentos de diseño por sobre carga en losas segun su distancia entre vigas

Fuente: Norma AASHTON LRFD “Ing. Arturo Rodríguez Serquén”.

Para S = 2.10 m

26780 Nmm/mm = 2.73 T-m

Para S* = 1.80 m

19580 Nmm/mm = 2.00 T-m

| Resumen de momentos negativos en cara de viga | | |
|-----------------------------------------------|------|------------|
| Carga | Tipo | Moment (-) |
| Losa | DC1 | 0.16 |
| asfalto | DW1 | 0.04 |

| | | |
|-------|-------|------|
| LL+IM | LL+IM | 2.00 |
|-------|-------|------|

Estado límite: Combinaciones de carga

Resistencia I

$$Mu = n * [1.25 * MDC + 1.50 * MDW + 1.75 * MLL + IM]$$

$$Mu = 3.74 T - m \quad \text{Momento negativo de diseño}$$

| Resumen de combinaciones de carga | | | | | | | |
|-----------------------------------|------|------|------|------|-------|------|------|
| | MDC | | MDW | | LL+IM | | MU |
| Resistencia I | 1.25 | 0.16 | 1.50 | 0.04 | 1.75 | 2.00 | 3.74 |
| Evento extremo II | 1.25 | 0.16 | 1.50 | 0.04 | 0.50 | 2.00 | 1.25 |
| Servicio I | 1.00 | 0.16 | 1.00 | 0.04 | 1.00 | 2.00 | 2.19 |

Tabla 53: Resumen de momentos últimos negativos en tablero

Elaborado: Santander R, 2017

Momento positivo en tramos interiores de losa por métodos aproximados ya que rige el diseño de la losa la carga viva de camión.

8.7.13. Momento positivo de carga muerta de losa

$$DC1 = 0.48 \frac{T}{m}$$

$$MDC1 = \frac{DC1 * S *^2}{20} = 0.08 T - m$$

8.7.14. Momento positivo de carga muerta de asfalto

$$DW = 0.11 \frac{T}{m}$$

$$MDW = \frac{DC2 * S *^2}{20} = 0.02 T - m$$

8.7.15. Momento positivo de carga viva y efecto dinámico

Uso de la tabla 52

Para $S = 2.10$ 23380 N/mm $= 2.38 \text{ T-m}$

| Resumen de momentos positivo | | |
|------------------------------|-------|-------------|
| Carga | Tipo | Momento (+) |
| Losa | DC1 | 0.08 |
| asfalto | DW1 | 0.02 |
| LL+IM | LL+IM | 2.38 |

Tabla 54: Resumen de Momento positivo

Elaborado: Santander R, 2017

Resistencia I

$$Mu = n * [1.25 * MDC + 1.50 * MDW + 1.75 * MLL + IM]$$

$$Mu = 4.30 \text{ T - m} \quad \text{Momento positivo de diseño}$$

| Resumen de combinaciones de carga | | | | | | | |
|-----------------------------------|------|------|------|------|-------|------|------|
| | MDC | | MDW | | LL+IM | | MU |
| Resistencia I | 1.25 | 0.08 | 1.50 | 0.02 | 1.75 | 2.38 | 4.30 |
| Evento extremo II | 1.25 | 0.08 | 1.50 | 0.02 | 0.50 | 2.38 | 1.32 |
| Servicio I | 1.00 | 0.08 | 1.00 | 0.02 | 1.00 | 2.38 | 2.48 |

Tabla 55: Resumen de momentos positivos últimos en tablero

Elaborado: Santander R, 2017

8.8. ACERO PRINCIPAL NEGATIVO PERPENDICULAR AL TRÁFICO:

Se adopta un recubrimiento para el hormigón que según la norma Art. 5.12.3 debe ser como mínimo de 25 mm. Para el presente caso se utiliza 30mm, (AASHTON, 2011).

$$M_u = 3.74 \text{ T}\cdot\text{m}$$

$$k = \frac{M_u}{\phi \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}$$

$$k = \frac{3.74 \times 10^5}{0.9 \cdot 280 \cdot 100 \cdot 16.30^2} = 0.0559$$

$$q = \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36 \cdot k}}{1.18}$$

$$q = \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36 \cdot 0.0559}}{1.18} = 0.0578$$

$$\rho = q \cdot \frac{f'_c}{f_y}$$

$$\rho = 0.0578 \cdot \frac{280}{4200} = 0.0039$$

8.8.1 Condición

$$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$$

$$0.0033 < 0.0039 < 0.0145 \text{ "OK"}$$

$$A_s = \rho \cdot d \cdot b = 0.0039 \cdot 100 \cdot 16.30 = 6.28 \text{ cm}^2$$

$$7 \text{ } \emptyset 12 \text{ mm} = 7.91 \text{ cm}^2 \text{ Acero a colocar}$$

$$1 \text{ } \emptyset 12 = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$\text{esp} = \frac{100}{7.91} \cdot 1.13 = 14.29 \text{ } \Rightarrow 15 \text{ cm}$$

8.8.2. Verificación de armadura colocada momento negativo apoyo interior

$$a = \frac{A_s * f_y}{\phi * f'_c * b}$$

$$a = \frac{7.91 * 4200}{0.85 * 280 * 100} = 1.396 \text{ cm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$c = \frac{1.396}{0.85} = 1.524$$

$$d_e = 16.30 \text{ cm}$$

$$\phi M_n = \phi * A_s * f_y * (d_e - a/2)$$

$$\phi M_n = 0.9 * 7.91 * 4200 * (16.30 - 1.396/2)$$

$$\phi M_n = 466496.68 \text{ Kg} - \text{cm} = 4.66 \text{ T-m}$$

$$M_n = 4.19 \text{ T-m}$$

8.8.3. Condición

$$\phi M_n \text{ vs } M_u$$

$$4.19 \text{ T-m} > 3.74 \text{ T-m} \quad \mathbf{OK}$$

8.8.4. As mínimo para momento negativo a colocar

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de $1.2M_{cr}$ y $1.33M_u$:

$$\phi M_n \geq 1.2 M_{cr}$$

$$1.2 M_{cr} = 1.2 * (f_r * Z) = 1.2 * (33.47 * 6666.67) = 267760.13 \text{ Kg-cm} = 2.67 \text{ T-m}$$

$$f_r = 2 * \sqrt{f'_c} = 2 * \sqrt{280} = 33.47 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Z = \frac{b * h^2}{6} = \frac{100 * 20^2}{6} = 6666.67 \text{ cm}^3$$

$$M_n = 1.2 * M_r / \phi$$

$$M_n = 2.67 / 0.90 = 2.97 \text{ T-m} \quad \text{Momento para armadura m\u00ednima}$$

D\u00f3nde:

f_r = Esfuerzo de rotura del concreto

Z = Modulo de la secci\u00f3n rectangular

M_{cr} = Momento de agrietamiento

8.8.5. Acero positivo perpendicular al tr\u00e1fico

$$M_u = 4.30 \text{ T-m}$$

$$k = \frac{M_u}{\phi * f'_c * b * d^2}$$

$$k = \frac{4.30 * 10^5}{0.9 * 280 * 100 * 16.30^2} = 0.0642$$

$$q = \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36 \cdot k}}{1.18}$$

$$q = \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36 * 0.06800}}{1.18} = 0.0669$$

$$\rho = q \cdot \frac{f'c}{f_y}$$

$$\rho = 0.0669 \cdot \frac{280}{4200} = 0.0045$$

8.8.5.1 Condición

$$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$$

$$0.0033 < 0.0047 < 0.0145 \text{ "OK"}$$

$$A_s = \rho \cdot d \cdot b = 0.0045 \cdot 100 \cdot 16.30 = 7.266 \text{ cm}^2$$

$$6 \text{ } \emptyset 14 \text{ mm} = 9.24 \text{ cm}^2 \text{ Acero a colocar}$$

$$1 \text{ } \emptyset 14 = 1.54 \text{ cm}^2$$

$$\text{esp} = \frac{100}{9.24} * 1.54 = 16.67 \text{ ==> } 17 \text{ cm}$$

8.8.6. Verificación de armadura colocada momento positivo interior

$$a = \frac{A_s * f_y}{\emptyset * f'c * b}$$

$$a = \frac{9.24 * 4200}{0.85 * 280 * 100} = 1.630 \text{ cm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$c = \frac{1.630}{0.85} = 1.918$$

$$d_e = 16.30 \text{ cm}$$

$$\phi M_n = \phi * A_s * f_y * (d_e - a/2)$$

$$\phi M_n = 0.9 * 9.24 * 4200 * (16.30 - 1.918/2)$$

$$\phi M_n = 535818.17 \text{ Kg - cm} = 5.36 \text{ T-m}$$

$$M_n = 4.82 \text{ T-m}$$

Condición

$$\phi M_n \text{ vs } M_u$$

$$4.82 \text{ T-m} > 4.30 \text{ T-m} \quad \mathbf{OK}$$

8.8.6.1. As mínimo positivo a colocar

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de $1.2M_{cr}$ y $1.33M_u$:

$$\phi M_n \geq 1.2 M_{cr}$$

$$1.2 M_{cr} = 1.2 * (f_r * Z) = 1.2 * (33.47 * 6666.67) = 267760.13 \text{ Kg -cm} = 2.67 \text{ T-m}$$

$$f_r = 2 * \sqrt{f'_c} = 2 * \sqrt{280} = 33.47 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Z = \frac{b * h^2}{6} = \frac{100 * 20^2}{6} = 6666.67 \text{ cm}^3$$

$$M_n = 1.2 * M_r / \phi$$

$$M_n = 2.67 / 0.90 = 2.97 \text{ T-m} \quad \text{Momento para armadura m\u00ednima}$$

D\u00f3nde:

f_r = Esfuerzo de rotura del concreto

Z = Modulo de la secci\u00f3n rectangular

M_{cr} = Momento de agrietamiento

8.8.6.2. As de temperatura

$$A_{\text{temperatura}} = 0.0018 * A_g = 0.0018 * b * t$$

$$A_{\text{temperatura}} = 0.0018 * 100 * 20 = 3.60 \text{ cm}^2$$

$$\text{Se colocara en 2 capas: } 3.60 / 2 = 1.80 \text{ cm}^2$$

$$3 \text{ } \phi 10 \text{ mm} = 2.37 \text{ cm}^2$$

$$1 \text{ } \phi 10 = 0.79$$

$$\text{esp} = \frac{100}{2.37} * 0.79 = 33.33 \Rightarrow 30 \text{ cm}$$

Condición $S_{max} \leq 45 \text{ cm}$

$$35 < 45 \quad \mathbf{Ok}$$

Nota.- El acero de temperatura se colocará, por no contar con ningún tipo de acero, en la parte superior de la losa, en el sentido del tráfico.

8.8.6.3. As de distribución

En la parte inferior de las losas se coloca armadura en la dirección secundaria en un porcentaje del acero positivo igual a:

$$\% = \frac{3840}{\sqrt{S} * } \leq 67 \%$$

S = separación entre caras de vigas

$$\% = \frac{3840}{\sqrt{1800}} = 90.51\% \geq 67 \%$$

Asumo 67%

$$As_{reparticion} = 0.67 * (9.24\text{cm}^2) = 6.19 \text{ cm}^2$$

$$4 \text{ } \emptyset 14 \text{ mm} = 6.16 \text{ cm}^2$$

$$1 \text{ } \emptyset 14 = 1.54 \text{ cm}^2$$

$$esp = \frac{100}{6.16} * 1.54 = 25\text{cm}$$

8.8.7. Revisión de fisuramiento por distribución de armadura negativa apoyos interiores

8.8.7.1. Condición

Fórmulas que se aplican en la revisión de fisuramiento

$$S \leq S_{\max} = \frac{700 * \gamma_c}{\beta_s * f_s} - 2 * d_c$$

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7 * (h - d_c)}$$

$$\beta_s = 1 + \frac{3.70}{0.7 * (20 - 3.70)}$$

$$\beta_s = 1.32$$

γ_c = Se aplica en segmentos de vigas antes de alcanzar la resistencia nominal. Cuando existe mayor preocupación por la apariencia o corrosión.

En este caso $\gamma_c = 0,75$

C5.7.3.4 AASHTO LRFD 2014 permite dejar a consideración del diseñador el valor del factor de exposición según esta crea conveniente. Así para este caso se adoptó un valor de $\gamma_c = 0,75$.

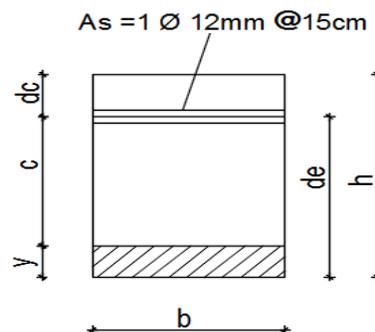


Ilustración 23: Sección de armado momento negativo

Elaborado: Santander R, 2017

Datos

$M = 2.19$ T-m momento de servicio negativo en apoyo interior

f_s = esfuerzo de tracción en el acero de refuerzo en el estado límite de servicio

$d_c = 3.70$ cm

$b = 100$ cm ancho de faja de diseño

y = ubicación del eje neutro

$E_s = 2030000$ Kg/cm²

$E_c = 200798.41$ Kg/cm²

$n = E_s/E_c = 10$

$A_s = 7.91$ cm²

$d_e = 16.30$ cm

$$M_c = M_t$$

$$\frac{b * y^2}{2} + (n * A_s * y) - (n * A_s * d_e) = 0$$

a b c

$$y = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

$$y = \frac{-79.10 \pm \sqrt{79.10^2 - 4 * 50 * -1289.33}}{2 * 50}$$

$$y = \frac{-79.10 \pm \sqrt{79.10^2 - 4 * 50 * -1289.33}}{2 * 50}$$

$$y = -5.93cm$$

$y = 4.34cm$ Valor adoptado

$$I \text{ transformada} = n * A_s * (de - y)^2 + \frac{b * y^3}{3}$$

$$I \text{ transformada} = 79.10 * (16.30 - 4.34)^2 + \frac{100 * 4.34^3}{3}$$

$$I \text{ transformada} = 14039.47 \text{ cm}^4$$

$$c = de - y$$

$$c = 16.30 - 4.34$$

$$c = 11.96 \text{ cm}$$

$$fs = \frac{M * c}{I} * n$$

$$fs = \frac{2.19 \times 10^5 * 11.96}{14039.47} * 10$$

$$fs = 1865.63 \text{ Kg/cm}^2$$

Se transforma a unidades inglesas y se aplica la siguiente fórmula para encontrar el espaciamiento máximo entre barras

$$f_s = 1865.63 \text{ Kg/cm}^2 \cong 26.54 \text{ Ksi}$$

$$d_c = 3.70 \text{ cm} \cong 1.46 \text{ in}$$

$$\beta_s = 1.32 \cong 0.52 \text{ in}$$

$$S \leq S_{\max} = \frac{700 * \gamma_c}{\beta_s * f_s} - 2 * d_c$$

$$S \leq S_{\max} = \frac{700 * 0.75}{0.52 * 26.54} - 2 * 1.46$$

$$S \leq S_{\max} = 35.12 \text{ in} \cong 89.20 \text{ cm}$$

$$S \leq S_{\max}$$

$$15 \text{ cm} \leq 89.20 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

8.8.7.2. Revisión de fisuramiento por distribución de armadura positivo apoyos interiores

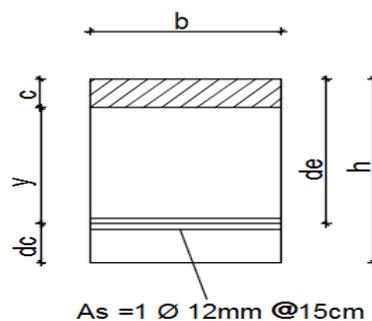


Ilustración 24: Sección de armado momento positivo

Elaborado: Santander R, 2017

$$\beta_s = 1 + \frac{dc}{0.7 * (h - dc)}$$

$$\beta_s = 1 + \frac{3.70}{0.7 * (20 - 3.70)}$$

$$\beta_s = 1.32$$

Datos

M = 2.48 T-m momento de servicio positivo en apoyo interior

fs= esfuerzo de tracción en el acero de refuerzo en el estado límite de servicio

dc= 3.70 cm

b = 100 cm ancho de faja de diseño

y= ubicación del eje neutro

Es= 2030000 Kg/cm²

Ec= 200798.41 Kg/cm²

n= Es/Ec = 10

As = 9.24cm²

de= 16.30cm

$$Mc = Mt$$

$$\frac{b * y^2}{2} + (n * As * y) - (n * As * de) = 0$$

a b c

$$y = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

$$y = \frac{-92.40 \pm \sqrt{92.40^2 - 4(* 50 * -(10 * 9.24 * 16.30))}}{2 * 50}$$

$$y = -6.49cm$$

$y = 4.64cm$ Valor adoptado

$$I \text{ transformada} = n * As * (de - y)^2 + \frac{b * y^3}{3}$$

$$I \text{ transformada} = 92.40 * (16.30 - 4.64)^2 + \frac{100 * 4.64^3}{3}$$

$$I \text{ transformada} = 15892.21 \text{ cm}^4$$

$$c = de - y$$

$$c = 16.30 - 4.64$$

$$c = 11.66 \text{ cm}$$

$$fs = \frac{M * c}{I} * n$$

$$fs = \frac{2.48 \times 10^5 * 11.66}{15892.21} * 10$$

$$fs = 1819.56 \text{ Kg/cm}^2$$

Se transforma a unidades inglesas y se aplica la siguiente fórmula para encontrar el espaciamento máximo

$$f_s = 1819.56 \text{ Kg/cm}^2 \cong 25.88 \text{ Ksi}$$

$$d_c = 3.70 \text{ cm} \cong 1.46 \text{ in}$$

$$\beta_s = 1.32 \cong 0.52 \text{ in}$$

$$S \leq S_{\max} = \frac{700 * \gamma_c}{\beta_s * f_s} - 2 * d_c$$

$$S \leq S_{\max} = \frac{700 * 0.75}{0.52 * 25.88} - 2 * 1.46$$

$$S \leq S_{\max} = 36.09 \text{ in} \cong 91.67 \text{ cm}$$

$$S \leq S_{\max}$$

$$15 \text{ cm} \leq 91.67 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

8.8.7.3. Diseño de viga principal interior

Pre-dimensionamiento

L = longitud del puente = 13m

$h_{\min} = 0.070L$ (Tabla 2.5.2.6.3-1)

$$h_{\min} = 0.070 * 13$$

$$h_{min} = 0.91\text{m} = 0.95\text{ m}$$

Asumo $h = 0.95\text{ m}$

8.8.7.4. Momentos de flexión por cargas (viga interior)

Considerando vigas diafragmas en apoyos y en el centro de luz, tenemos:

8.8.7.5. Carga muerta DC

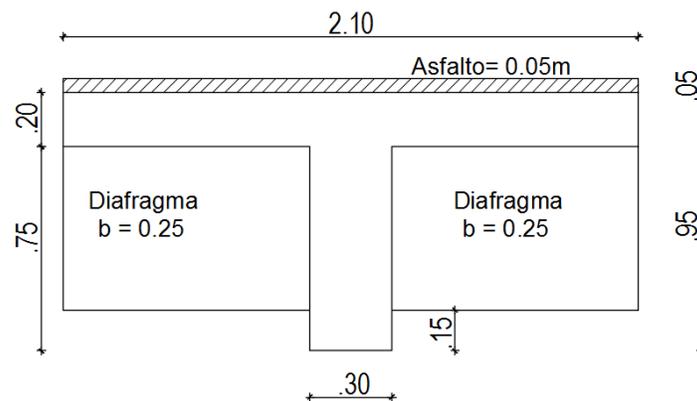


Ilustración 25: elementos de carga muerta

Elaborado: Santander R, 2017

8.8.7.6. Cargas distribuidas

$$W_{losa} = 0.20 * 2.10 * 2.40 = 1.01 \frac{T}{m}$$

$$W_{viga} = 0.75 * 0.30 * 2.40 = 0.54 \frac{T}{m}$$

$$WDC = 1.55 \frac{T}{m}$$

8.8.7.7. Posición crítica del camión de diseño en vigas según el teorema de Barre

$$X = 7.225 \text{ M}$$

$$Ra = \frac{WDC * L}{2} = \frac{1.55 * 13}{2} = 10.08$$

$$M = Ra * X - WDC \frac{X^2}{2}$$

$$M = 10.08 * 7.225 - 1.55 \frac{7.225^2}{2}$$

$$MDC1 = 32.34 \text{ T} - m$$

8.8.7.8. Cargas puntuales

Colocando tres diafragmas a lo largo de toda la viga, dos en apoyos y uno en el centro de luz, se tiene:

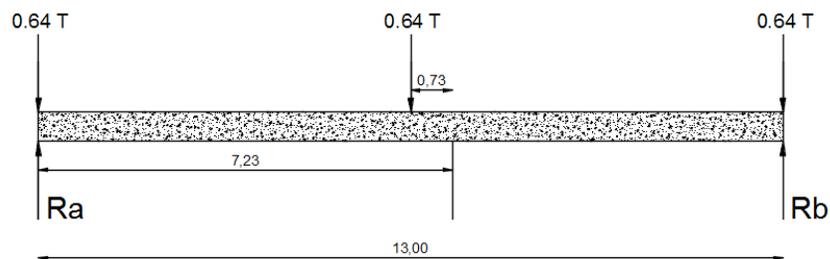


Ilustración 26: Cargas puntuales de diafragmas

Elaborado: Santander R, 2017

$$RA + RB = 0.64 + 0.64 + 0.64 = 1.92 \text{ T}$$

$$MA = 0$$

$$RA * 13 - (0.64 * 6.5) - (0.64 * 13) = 0$$

$$RA = \frac{12.48}{13} = 0.96 T$$

Se calcula restando la reacción menos la carga de diafragma

En este caso $X = 6.50 - 0.725 = 5.775$ porque el diagrama es simétrico

$$MDC2 = (0.96 - 0.64) * X$$

$$MDC2 = (0.96 - 0.64) * 5.775$$

$$MDC2 = 1.85 T - m$$

$$MDC = MC1 + MC2 = 32.33 + 1.85 = 34.18 T-m$$

8.8.7.9. Carga por superficie de rodadura DW

$$Wasfal0.05 = 0.05 * 2.10 * 2.25 = 0.24 T/m$$

$$\text{Distancia crítica} \quad X = 7.225m$$

$$Ra = \frac{WDC * L}{2} = \frac{0.24 * 13}{2} = 1.56$$

$$MDW = Ra * X - WDC \frac{X^2}{2}$$

$$MDW = 1.56 * 7.225 - 0.24 \frac{7.225^2}{2}$$

$$MDW = 5.01 T - m$$

8.8.7.10. Carga viva y efecto de carga dinámica (LL+IM):

Se utilizará la Tabla con los valores ya determinados, para vehículo HL-93, y con la consideración de carga dinámica en estado límite de resistencia:

$$MLL + IM = 112.72 \text{ T-m} \quad (\text{tabla 13})$$

El % de momento g que se distribuye a una viga interior es:

8.9. Cálculos de momentos y cortantes de vigas en el punto más crítico por carga de camión según ASSHTON LRFD 2014

La ASSHTON LRFD 2014 indica que se debe sumar la carga de camión más el incremento de carga dinámica y más la carga de carril

8.9.1. Carga de camión

8.9.2. Teorema de Barre

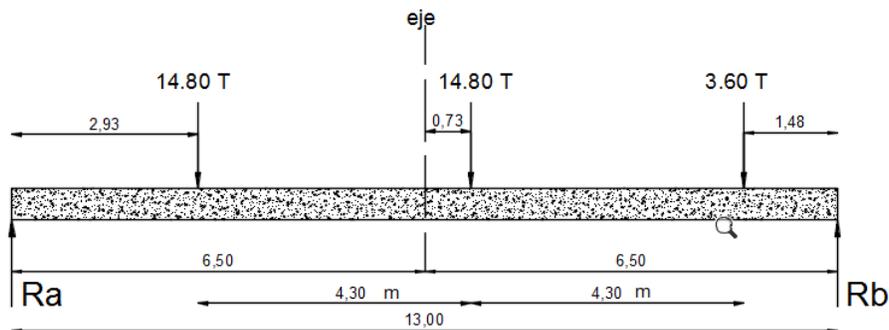


Ilustración 27: Cargas puntuales de camión HL93

Elaborado: Santander R, 2017

8.9.3. Cálculo de reacciones y momentos LL

$$\sum Fy = 0$$

$$Ra + Rb - (P1 + P2 + P3) = 0$$

$$Ra + Rb = (14.80 + 14.80 + 3.60)$$

$$Ra + Rb = 33.20 T$$

$$\sum Ma = 0$$

$$Rb * 13 - (14.80 * 2.925) - (14.80 * (2.925 + 4.30)) - (3.60 * (2.925 + 4.30 + 4.30)) = 0$$

$$Rb = \frac{191.71}{13} = 14.75 T$$

$$Ra + 14.75 = 33.20 T$$

$$Ra = 18.45 T$$

En este caso se calculó los cortantes y momentos utilizando el método de las áreas

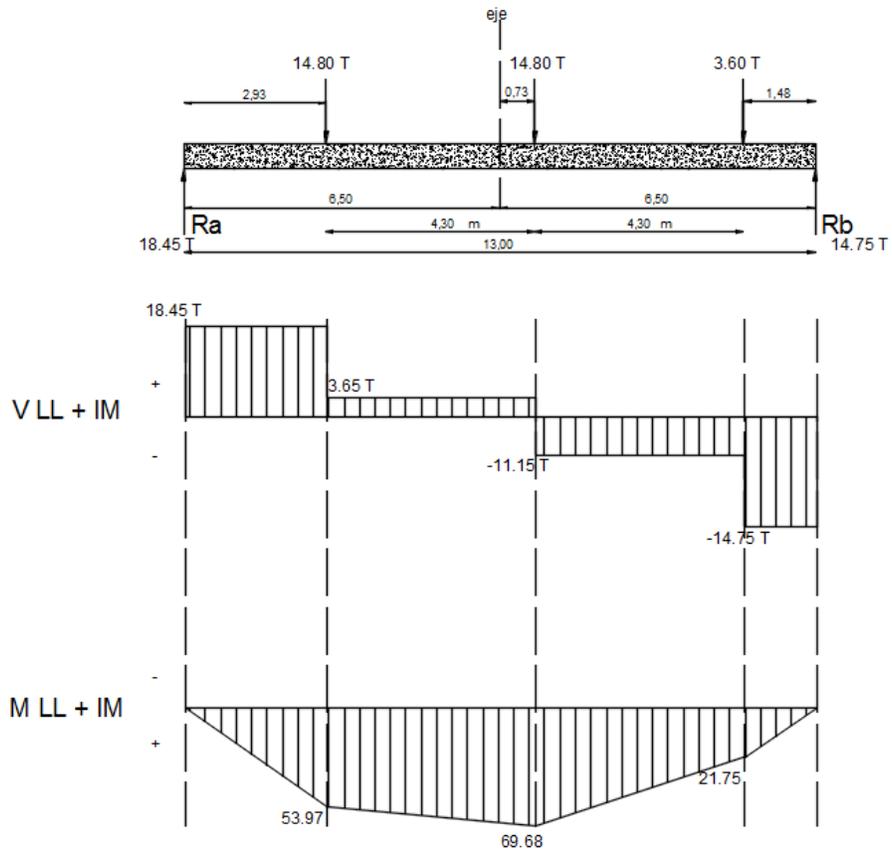


Ilustración 28: Diagramas de cortante y momento generados por camión HL93

Elaborado: Santander R, 2017

Momento máximo según Barre es 69.68 T-m

8.9.4. Carga de carril en la distancia según Barre

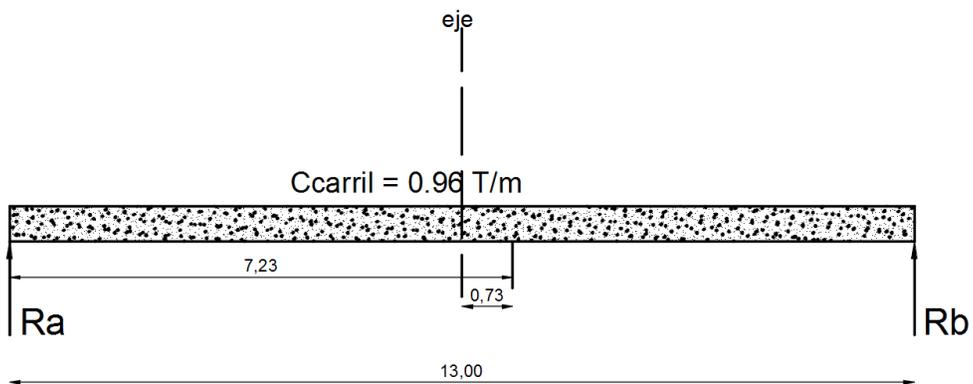


Ilustración 29: Carga de carril

8.9.5. Cálculo de reacciones y momentos

$$\sum Fy = 0$$

$$Ra + Rb - (Ccarril * L) = 0$$

$$Ra + Rb = (0.96 * 13)$$

$$Ra + Rb = \frac{12.48}{2} T$$

$$Ra = 6.24 T$$

Se aplica fórmulas ya determinadas para cargas distribuidas

Cortante

$$Vcarril = Ra - Ccarril * X$$

$$Vcarril = 6.24 - 0.96 * 7.225$$

$$Vcarril = -0.70 T$$

Momento

$$Mcarril = Ra * X - Ccarril * \frac{X^2}{2}$$

$$Mcarril = 6.24 * 7.225 - 0.96 * \frac{7.225^2}{2}$$

$$Mcarril = 20.03 T - m$$

Considerando el incremento por carga dinámica para la carga de camión de 1.33 tenemos:

$$M \text{ max LL+IM} = MLL * 1.33 + M_{\text{carril}} = 69.68 * (1.33) + 20.03$$

$$M \text{ max LL+IM} = 92.67 + 20.03 = 112.71 \text{ T-m como indica la tabla (Tabla 3.4.1-1)}$$

| x (m) | | Rb T | Ra T | MOMENTO LL+IM T-m | INCREMENTO CAR. DINAMI | M. MAXMO CAMION | M. CARGA DE CARRIL | M. TOTAL LL + IM |
|---------------------|------|---------|---------|----------------------|---------------------------|--------------------|-----------------------|---------------------|
| 0.00 | 0.00 | 7.28 | 25.92 | 47.83 | 1.33 | 63.61 | 0.00 | 63.61 |
| d | 0.95 | 9.70 | 23.50 | 58.67 | 1.33 | 78.03 | 5.49 | 83.53 |
| 1/8L | 1.63 | 11.43 | 21.77 | 65.37 | 1.33 | 86.94 | 8.87 | 95.81 |
| 0.725 de eje | 2.93 | 14.75 | 18.45 | 69.68 | 1.33 | 92.67 | 20.03 | 112.70 |
| 1/4L | 4.00 | 17.49 | 15.71 | 66.73 | 1.33 | 88.75 | 15.21 | 103.96 |
| 3/8L | 4.88 | 16.00 | 13.60 | 66.32 | 1.33 | 88.21 | 19.01 | 107.22 |
| 1/2L | 6.50 | 19.70 | 9.90 | 64.38 | 1.33 | 85.63 | 20.28 | 105.91 |

Tabla 56: Resumen de momentos de diseño en diferentes ubicaciones de las vigas interiores

Elaborado: Santander R, 2017

8.9.6. Caso de un carril cargado:

| Tipo de vigas | Sección transversal aplicable de Tabla 4.6.2.2.1-1 | Factores de Distribución | Rango de aplicabilidad |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Tablero de hormigón emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón, vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón | a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad | <p>Un carril de diseño cargado</p> $g = 0.06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0.4} * \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} * \left(\frac{Kg}{L * ts^3}\right)^{0.1}$ <p>Dos o más carriles de diseño cargados</p> $g = 0.075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0.6} * \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} * \left(\frac{Kg}{L * ts^3}\right)^{0.1}$ <p>Usar el valor obtenido de la ecuación anterior con Nb = 3 o ley de momentos, cualquiera sea el que resulte menor</p> | $1100 \leq S \leq 4900$ $110 \leq ts \leq 300$ $6000 \leq L \leq 73000$ $Nb \geq 4$ $4 * 10^9 \leq Kg \leq 3 * 10^{12}$ |
| | | | $Nb = 3$ |

Tabla 57: Distribución de las sobre cargas por carril para momento en vigas interiores

Fuente: Norma AASHTON LRFD “Ing. Arturo Rodríguez Serquén”.

$$g = 0.06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0.4} * \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} * \left(\frac{Kg}{L * ts^3}\right)^{0.1}$$

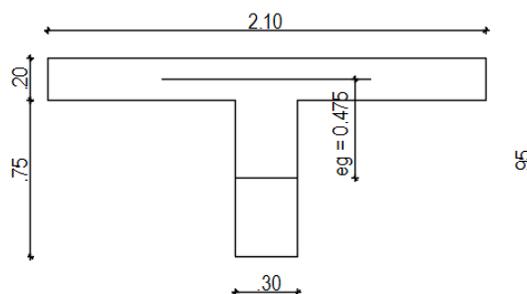


Ilustración 30: Sección de viga T

8.9.7. Cálculo de Kg

$$n = \frac{E.viga}{E.losa} = 1 \text{ por ser fundido igual}$$

$$I.viga = \frac{b * h^3}{12} = \frac{30 * 75^3}{12} = 1054687.50 \text{ cm}^4$$

$$A.viga = b * h = 30 * 75 = 2250 \text{ cm}^2$$

$$eg = 47.70 \text{ cm}$$

$$Kg = n * (Iviga + Aviga * eg^2)$$

$$Kg = 1 * (1054687.50 + 2250 * 47.70^2)$$

$$Kg = 6174090 \text{ cm}^4$$

$$g = 0.06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0.4} * \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} * \left(\frac{Kg}{L * ts^3}\right)^{0.1}$$

$$g = 0.06 + \left(\frac{2100}{4300}\right)^{0.4} * \left(\frac{2100}{13000}\right)^{0.3} * \left(\frac{6174090}{1300\text{cm} * 20^3}\right)^{0.1}$$

$$g = 0.472$$

8.9.8. Caso de dos carriles cargados:

$$g = 0.075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0.6} * \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} * \left(\frac{Kg}{L * ts^3}\right)^{0.1}$$

$$g = 0.075 + \left(\frac{2100}{2900}\right)^{0.6} * \left(\frac{2100}{13000}\right)^{0.2} * \left(\frac{6174090}{1300cm * 20^3}\right)^{0.1}$$

$g = 0.618$ Más critico

Momento corregido LL + IM = 112.72 T-m * 0.618

LL + IM = 69.66 T – m

8.10. Resumen de momentos flectores y criterios LRFD aplicables (Tabla 13)

| X (m) | | M. TOTAL LL + IM | FACTOR DE DISTR. VIGAS | MOMENTO CORREGIDO |
|---------------------|------|---------------------|---------------------------|----------------------|
| 0.00 | 0.00 | 63.61 | 0.618 | 39.31 |
| D | 0.95 | 84.92 | 0.618 | 52.48 |
| 1/8L | 1.63 | 95.81 | 0.618 | 59.21 |
| 0.725 de eje | 2.93 | 112.70 | 0.618 | 69.65 |
| 1/4L | 4.00 | 103.96 | 0.618 | 64.25 |
| 3/8L | 4.88 | 107.22 | 0.618 | 66.26 |
| 1/2L | 6.50 | 105.91 | 0.618 | 65.45 |

Tabla 58: resumen de momentos de diseño corregidos en vigas interiores

Elaborado: Santander R, 2017

8.11. Momento ultimo de diseño en estado de resistencia y servicio en vigas interiores

| Estado de combinaciones de carga | | | | | | | | |
|----------------------------------|------|-------|------|------|-------|-------|--------|--|
| | MDC | | MDW | | LL+IM | | MU | |
| Resistencia I | 1.25 | 34.18 | 1.50 | 5.01 | 1.75 | 69.65 | 172.13 | |
| Servicio I | 1.00 | 34.18 | 1.00 | 5.01 | 1.00 | 69.65 | 108.84 | |

Tabla 59: Momentos últimos en estado de Resistencia I y Servicio I

Elaborado: Santander R, 2017

Momento de diseño para vigas interiores es = 172.13 T-m

8.11.1. Cálculo del Acero Principal (Diseño como viga T)

Ancho efectivo de viga T (Art. 4.6.2.6), el menor valor de:

$$L/4 = 13/4 = 3.25\text{m}$$

$$12t_f + t_w = 12(0.20) + 0.30 = 2.70\text{m}$$

$$S = 2.10\text{m} \quad \text{asumo } 2.10\text{m}$$

Verificación del eje neutro para determinar si es viga T o rectangular

8.11.2. Condiciones

$C < t$ se debe calcular como viga rectangular

$C > t$ se debe calcular como viga t

$$\beta_1 = 0.85$$

$$C = T$$

$$M_u = \phi * C * (d - t/2)$$

$$C = (0.85 * f'c * b * a) * (d - t/2)$$

$$Mu = \phi * (0.85 * f'c * b * a) * (d - t/2)$$

$$a = \frac{Mu * 10^5}{\phi * 0.85 * f'c * b * (d - \frac{t}{2})}$$

$$a = \frac{172.13 * 10^5}{0.9 * 0.85 * 280 * 210 * (85 - \frac{20}{2})}$$

$$a = 5.10 \text{ cm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{5.10}{0.85} = 6.01 \quad \textit{se calcula como viga rectangular}$$

$$Mu = 172.42 \text{ T-m}$$

$$k = \frac{Mu}{\phi * f'c * b * d^2}$$

$$k = \frac{172.13 * 10^5}{0.9 * 280 * 210 * 85^2} = 0.045$$

$$q = \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36 * k}}{1.18}$$

$$q = \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36 * 0.045}}{1.18} = 0.046$$

$$\rho = q * \frac{f'c}{fy}$$

$$\rho = 0.046 * \frac{280}{4200} = 0.0031 \quad \textit{Cuantía de armado}$$

$$A_s = \rho \cdot d \cdot b = 0.0031 \cdot 210 \cdot 85 = 55.17 \text{ cm}^2$$

$$18 \text{ } \emptyset 20 \text{ mm} = 56.55 \text{ cm}^2$$

$$1 \text{ } \emptyset 20 = 3.14 \text{ cm}^2$$

8.11.3. Verificación de armadura colocada momento positivo viga interior

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{\emptyset \cdot f'_c \cdot b}$$

$$a = \frac{56.55 \cdot 4200}{0.85 \cdot 280 \cdot 210} = 4.75 \text{ cm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$c = \frac{4.75}{0.85} = 5.59 \text{ cm}$$

$$d_e = 85 \text{ cm}$$

$$\emptyset M_n = \emptyset \cdot A_s \cdot f_y \cdot (d_e - a/2)$$

$$\emptyset M_n = 0.9 \cdot 56.55 \cdot 4200 \cdot (85 - 4.75/2)$$

$$\emptyset M_n = 17661837.37 \text{ Kg} - \text{cm} = 176.61 \text{ T-m}$$

$$M_n = 176.61 \text{ T-m}$$

Condición

$\emptyset M_n$ vs M_u

176.61 T-m > 172.13 T-m **OK**

8.11.4. As mínimo a colocar en viga interior

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de $1.2M_{cr}$ y $1.33M_u$:

$\phi M_n \geq 1.2 M_{cr}$

8.11.5. Inercia de sección T de la viga interior

| | FIG | AREA | Y | AREA*Y | Ic | d | Ix | |
|------|--------|-------------|-----------|--------|---------------|------------|-------|----------------------|
| FIG1 | 210.00 | 1 | 4200.00 | 85.00 | 357000.00 | 140000.00 | 16.57 | 1293140.21 |
| | 20.00 | 2 | 2250.00 | 37.50 | 84375.00 | 1054687.50 | 30.93 | 3207215.89 |
| | | 6450 | | | 441375 | | | 4500356.10465 |
| FIG2 | 30.00 | | | | | | | |
| | 75.00 | | | | | | | |
| | | | YR | | 68.43 | | | |

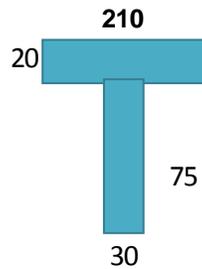


Tabla 60: Inercia de la sección T

Elaborado: Santander R, 2017

$1.2 M_{cr} = 1.2 * f_r * (I_g / YR) = 1.2 * (33.47 * (4500356.105 / 68.43))$

$1.2 M_{cr} = 2201182.51 \text{ Kg -cm} = 22.01 \text{ T-m}$

$$f_r = 2 * \sqrt{f'_c} = 2 * \sqrt{280} = 33.47 \text{ Kg/cm}^2$$

$$M_n = 1.2 * M_r / \phi$$

$$M_n = 1.2 * 22.01 / 0.9$$

$$M_n = 29.35 \text{ T-m} \quad \text{Momento para armadura mínima}$$

8.11.6. Armadura superior de viga

$$M_n = 29.35 \text{ T-m}$$

$$R_o = 0.00011$$

$$A_s = 9.22 \text{ cm}^2 = 3 \phi 20 \text{ mm} = 3.42 \text{ cm}^2$$

$$1 \phi 20 = 3.14 \text{ cm}^2$$

Dónde:

I = Inercia de la sección T

M_{cr} = Momento de agrietamiento

8.11.7. Resumen de momentos de diseño y armadura en vigas interiores

| x (m) | MDC T-m | MDW T-m | LL+IM CORREGIDO | RESISTENCIA I T-m | SERVICIO I T-m | r _o | A _s cm ² | ∅ 20mm |
|---------------------|-------------|--------------|--------------------|----------------------|-------------------|----------------|-----------------------------------|-----------|
| 0.00 | 0.00 | 0.00 | 39.31 | 68.80 | 39.31 | 0.0012 | 21.64 | 7 |
| d | 0.95 | 9.18 | 1.37 | 51.62 | 103.86 | 0.0018 | 32.86 | 10 |
| 1/8L | 1.63 | 14.85 | 2.22 | 59.21 | 125.51 | 0.0022 | 39.85 | 13 |
| 0.725 de eje | 7.23 | 34.18 | 5.01 | 69.65 | 172.12 | 0.0031 | 55.07 | 18 |
| 1/4L | 4.00 | 29.18 | 4.32 | 64.25 | 155.39 | 0.0028 | 49.58 | 16 |
| 3/8L | 4.88 | 32.26 | 4.75 | 66.26 | 163.41 | 0.0029 | 52.21 | 17 |
| 1/2L | 6.50 | 34.82 | 5.07 | 65.45 | 165.67 | 0.0030 | 52.95 | 17 |

Tabla 61: Resumen de momentos de diseño y armadura en vigas interiores

Elaborado: Santander R,2017

8.11.8. Armadura de contracción y temperatura en caras laterales de vigas (Art. 5.10.8)

En el alma de la viga T:

$$A_{s \text{ temp}} = 0.0018 * b * (h - t) \quad (5.10.8.2-1)$$

$$A_{s \text{ temp}} = 0.0018 * 30 * (95 - 20)$$

$$A_{s \text{ temp}} = 4.05 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ temp}} = 4.05 / 2 \text{ caras} = 2.03 \text{ cm}^2 \text{ en cada cara}$$

$$\text{Se usara } 1 \text{ } \varnothing 16\text{mm} = 2.01 \text{ cm}^2$$

El máximo espaciamiento del acero de refuerzo en caras, no excederá al menor de los siguientes valores de (S): $S = d/6$ o $S = 30 \text{ cm}$.

$$d = 95 / 6 = 15.83 \text{ cm}$$

$$S = 30 \text{ cm}$$

S adoptado $1 \text{ } \varnothing 16\text{mm} @ 25 \text{ cm}$ por cara

8.12. Diseño por corte viga interior

8.12.1 Determinación del peralte efectivo por corte (Art. 5.8.2.9)

8.12.2. Condición

$$d_v = d_e - a/2$$

$$d_v = 85 - 4.75/2$$

$$d_v = 82.63 \text{ cm}$$

$$\text{No menor que el mayor valor } \begin{cases} 0.90 * d & = 0.90 * 85 = 76.50 \text{ cm } \mathbf{OK} \\ 0.72 * h & = 0.72 * 95 = 68.40 \text{ cm} \end{cases}$$

La sección crítica por corte se ubica desde el eje del apoyo en:

Se adopta un ancho de apoyo de 25cm

$$\frac{25}{2} + 82.63 = 95 \text{ cm distancia critica}$$

A la distancia 0.95m:

8.12.3. Carga muerta para cortante

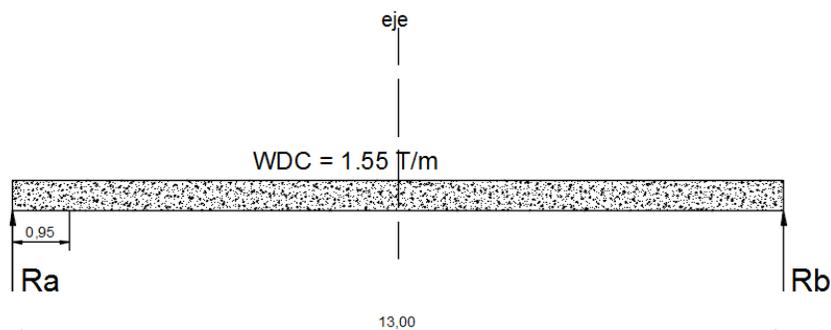


Ilustración 31: Carga muerta en viga

Elaborado: Santander R, 2017

$$Ra + Rb - (Ccarril * L) = 0$$

$$Ra + Rb = (1.55 * 13)$$

$$Ra + Rb = \frac{20.15}{2} T$$

$$Ra = 10.08 T$$

$$VDC1 = Ra - WDC * X$$

$$VDC1 = 10.08 - (1.55 * 0.95)$$

$$VDC1 = 8.60 T - m$$

8.12.4. Carga muerta de diafragma para cortante

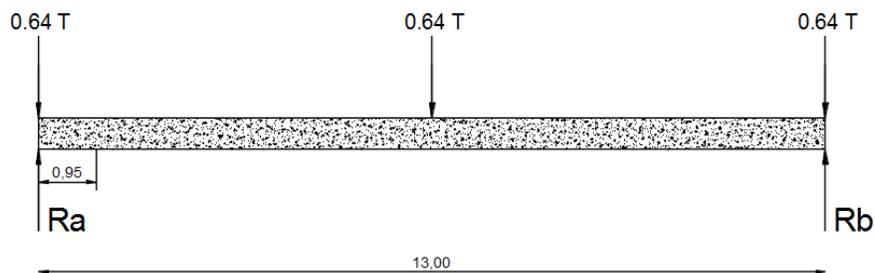


Ilustración 32: Carga muerta de diafragmas

Elaborado: Santander R, 2017

$$RA + RB = 1.92$$

$$MA = 0$$

$$Rb * 13 - (0.64 * (6.50)) - (0.64 * 13) = 0$$

$$Rb = \frac{12.48}{13} = 0.96 T$$

$$Ra + 0.96 = 1.92 T$$

$$VDC2 = 1.92 T$$

8.12.5. Carga muerta de superficie de rodadura para cortante

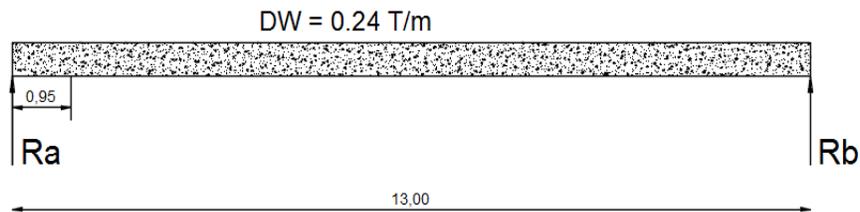


Ilustración 33: Carga muerta de superficie de rodadura

Elaborado: Santander R,2017

$$Ra + Rb - (DW * L) = 0$$

$$Ra + Rb = (0.24 * 13)$$

$$Ra + Rb = \frac{3.12}{2} T$$

$$Ra = 1.56 T$$

$$VDW = Ra - DW * X$$

$$VDW = 1.56 - (0.24 * 0.95)$$

$$VDW = 1.33 T - m$$

8.12.5. Camión de Diseño para cortante

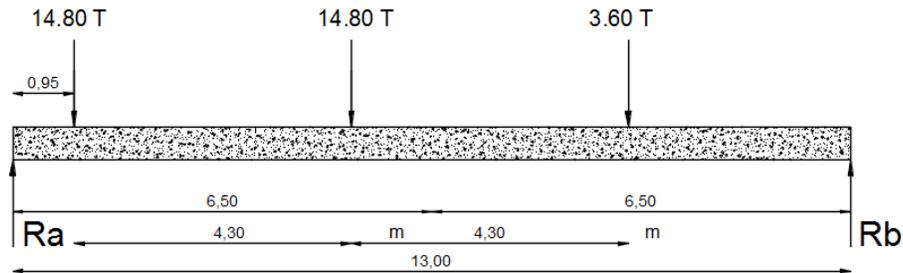


Ilustración 34: Carga viva de camión HL93

Elaborado: Santander R, 2017

$$R_A + R_B = 33.20$$

$$M_A = 0$$

$$R_b * 13 - (14.80 * 0.95) - 14.80 * (4.30 + 0.95) - 3.60 * (0.95 + 4.30 + 4.30) = 0$$

$$R_b = \frac{126.14}{13} = 9.70 T$$

$$R_a + 9.70 = 33.20 T$$

$$VDC2 = 23.49 T$$

8.12.6. Carga de carril para cortante

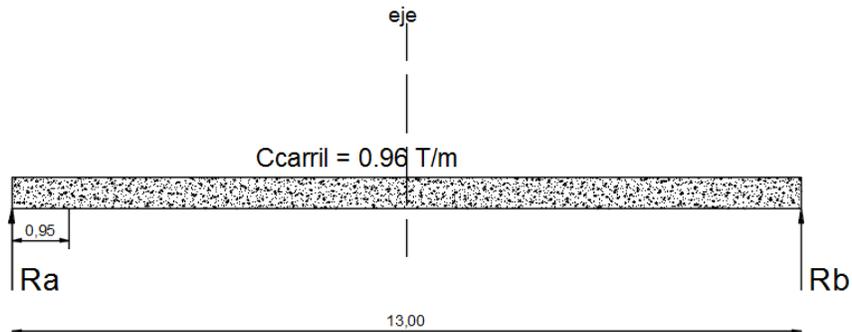


Ilustración 35: Carga de carril

Fuente: Santander R, 2017

$$R_a + R_b - (C_{carril} * L) = 0$$

$$R_a + R_b = (0,96 * 13)$$

$$R_a + R_b = \frac{12,48}{2} T$$

$$R_a = 6,24 T$$

$$V_{Dcarril} = R_a - DW * X$$

$$V_{Dcarril} = 6,24 - 0,96 * 0,95$$

$$V_{Dcarril} = 5,32 T - m$$

$$V_{LL+IM} = V_{LL} * (1,33) + V_{carril}$$

$$V_{LL+IM} = 23,49 * (1,33) + 5,32$$

$$V_{LL+IM} = 36.56 \text{ T}$$

8.13. Distribución en viga interior:

8.13.1. Caso de un carril cargado para cortante: (Tabla 4.6.2.2.3a-1)

$$S = 2100 \text{ mm}$$

$$g = 0.36 + \frac{S}{7600}$$

$$g = 0.36 + \frac{2100}{7600}$$

$$g = 0.64$$

8.13.2. Caso de dos carriles cargados: para cortante (Tabla 4.6.2.2.3a-1)

$$g = 0.2 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{S}{10700}\right)^2$$

$$g = 0.2 + \frac{2100}{3600} - \left(\frac{2100}{10700}\right)^2$$

$$g = 0.745$$

$$V_{LL+IM} \text{ corregido} = 36.56 * 0.745 = 27.24 \text{ T}$$

8.13.3. Cortante de Diseño por Estado Límite de Resistencia I

$$n = 1$$

| Estado de combinaciones de carga | | | | | | | |
|----------------------------------|------|-------|------|------|-------|-------|-------|
| | VDC | | VDW | | LL+IM | | VU |
| Resistencia I | 1.25 | 10.52 | 1.50 | 1.33 | 1.75 | 27.24 | 62.81 |
| Servicio I | 1.00 | 10.52 | 1.00 | 1.33 | 1.00 | 27.24 | 39.09 |

Tabla 62: Cortante de diseño en estado límite de Resistencia I y Servicio I

Elaborado: Santander R, 2017

Cortante actuante $V_u = 62.81 \text{ T}$

Cortante resistente $V_r = \phi * V_n$ $\phi = 0.90$ (5.8.2.1-2)

$$V_n = V_c + V_s + V_p \quad (5.8.3.3.-1)$$

Siendo $V_n \leq$

$$V_n = 0.25 * f'_c * b * d_v \quad (5.8.3.3-2)$$

Dónde:

8.13.4. Cortante resistente del concreto

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d_v = 0.53 * \sqrt{280} * 30 * 82.63 = 21984.36 \text{ Kg}$$

8.13.5. Cortante resistente del acero

Si se coloca 2Ø12mm $A_v = 2.26 \text{ cm}^2$ a @ 15cm

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d_v}{S} = \frac{2.26 * 4200 * 82.63}{15} = 52288.26 \text{ Kg}$$

8.13.6. Componente fuerza pretensado $V_p=0$

$$V_n = V_c + V_s + V_p = 21984.36 + 52288.26 + 0 = 74272.62 \text{ Kg}$$

El menor valor $V_n \leq$

$$V_n = 0.25 * f'_c * b * d_v = 0.25 * 280 * 30 * 82.63 = 173523.00 \text{ Kg}$$

Se escoje: $V_n = 74272.62 \text{ Kg}$

8.13.7. Cortante resistente total

$$V_r = \phi * V_n = 0.90 * 74272.62 = 66845.36 \text{ Kg} = 66.85 \text{ T} > 62.81 \text{ T} \text{ OK}$$

8.13.8. Refuerzo transversal mínimo

$$A_v > 0.27 * \sqrt{f'_c} * \frac{b * S}{f_y} = 0.27 * \sqrt{280} * \frac{30 * 12}{4200} = 0.38$$

$$A_{vmin} = 0.38 < 2.26 \text{ OK}$$

8.13.9. Espaciamiento máximo del refuerzo transversal (Art. 5.8.2.7)

$$v_u = \frac{V_u - \phi V_p}{\phi * b * d_v}$$

$$v_u = \frac{V_u}{\phi b * d_v} = \frac{67610.00}{0.90 * 30 * 82.63} = 30.30 \text{ Kg/cm}^2$$

8.13.9.1 Condición

$$\text{Si } v_u \geq 0.125 * f'_c \text{ se aplica } S_{max} = 0.8 d_v \leq 60 \text{ cm} \quad (5.8.2.7-1)$$

$$\text{Si } v_u \leq 0.125 * f'_c \text{ se aplica } S_{max} = 0.4 d_v \leq 30 \text{ cm} \quad (5.8.2.7-2)$$

Entonces

$$0.125 * f'c = 0.125 * 280 = 35 \text{Kg/cm}^2 > 30.30 \quad \text{primera condición}$$

$$S_{\text{max}} = 0.8 * 82.63 = 66.10 \leq 60 \text{cm}$$

$$S = 12 \text{ cm} < 60 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

Luego, a una distancia 0.95 del apoyo (sección crítica por cortante) usar estribos $1\text{Ø}12\text{mm}@12\text{cm}$ en cada cara

8.14. Diseño de viga principal exterior

8.14.1. Momentos de flexión por cargas

8.14.2. Carga muerta (DC):

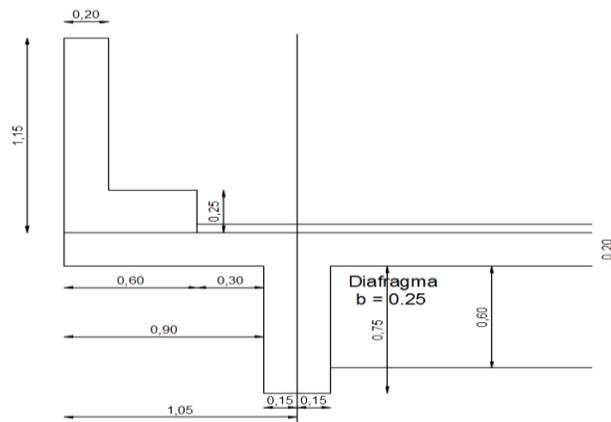


Ilustración 36: Cargas muertas en volado

Elaborado: Santander R, 2017

8.14.3. Momentos de flexión por cargas (viga exterior)

Considerando vigas diafragmas en apoyos y en el centro de luz, se obtiene:

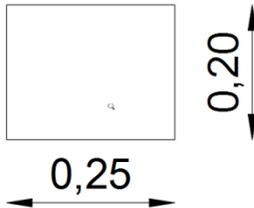
8.14.4. Carga muerta DC distribuidas

$$W_{Losa} = 0.20 * 2.10 * 2.40 = 1.01 \frac{T}{m}$$

$$W_{viga} = 0.75 * 0.30 * 2.40 = 0.54 \frac{T}{m}$$

$$W_{veredas} = 0.25 * 0.60 * 2.40 = 0.36 \frac{T}{m}$$

8.14.5. Peso de postes (Wp)



$$W \text{ de poste} = b * h * a * \text{peso específico H}$$

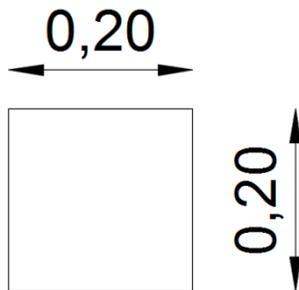
$$W \text{ de poste} = 0.25 * 0.20 * 0.90 * 2.40 \frac{T}{m^3}$$

$$W_{\text{poste}} = 0.11 T$$

de postes = 8 a una distancia X = 1.83m

$$W_{\text{postetotal}} = \frac{\# * W_p}{L} = \frac{8 * 0.11}{13} = 0.07 \frac{T}{m}$$

8.14.6. Peso de barandas (Wb)



$$Wb = \frac{b * h * a * \text{peso específico H.A}}{L}$$

$$a = 13 - (8\text{postes} * 0.20) \quad 11.40 \text{ m}$$

$$Wb = \frac{0.20 * 0.20 * 11.40 * 2.40}{13}$$

$$Wb = 0.08 * 2 \text{ filas de barandas}$$

$$Wb = 0.16 \frac{T}{m}$$

$$W_{\text{total}} = W_p + W_b = 0.07 + 0.16 = 0.23 \text{ T/m}$$

$$WDC = W_{\text{losa}} + W_{\text{viga}} + W_{\text{veredas}} + W_p + W_b$$

$$WDC = 1.01 + 0.54 + 0.36 + 0.07 + 0.16$$

$$WDC = 2.14 \text{ T/m}$$

Distancia critica $X = 7.225\text{m}$

$$Ra = \frac{WDC1 * L}{2} = \frac{2.14 * 13}{2} = 13.91$$

$$M = Ra * X - WDC \frac{X^2}{2}$$

$$M = 13.91 * 7.225 - 2.14 * \frac{7.225^2}{2}$$

$$MDC1 = 44.64 \text{ T} - m$$

8.14.7. Cargas puntuales de diafragmas para vigas exteriores

Colocando tres diafragmas a lo largo de toda la viga, dos en apoyos y uno en el centro de luz, se tiene:

$$W_{\text{diafragma}} = (0.95 - 0.20 - 0.15) * (1.05 - 0.15) * 0.25 * 2.40 = 32T$$

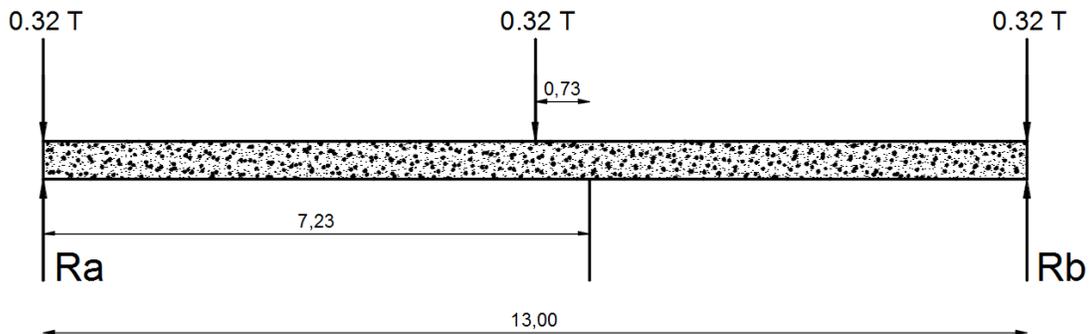


Ilustración 37: Cargas de diafragma en viga exterior

Elaborado: Santander R, 2017

$$R_A + R_B = 0.32 + 0.32 + 0.32 = 0.96$$

$$M_A = 0$$

$$R_A * (13) - (0.32 * 6.5) - (0.32 * 13) = 0$$

$$R_A = 6.24 / 13 = 0.48 T$$

Se calcula restando reacción menos la carga de diafragma

En este caso $X = 6.50 - 0.725 = 5.775$ porque el diagrama es simétrico

$$MDC2 = (0.48 - 0.32) * X$$

$$MDC2 = (0.48 - 0.32) * 5.775$$

$$MDC2 = 0.923 T - m$$

$$MDC = MC1 + MC2 = 44.64 + 0.923 = 45.56 T-m$$

8.14.8 Carga de superficie de rodadura DW para vigas exteriores

$$Wasfal0.05 = 0.05 * 1.50 * 2.25 = 0.17 T/m$$

$$\text{Distancia critica} \quad X = 7.225m$$

$$Ra = \frac{WDW * L}{2} = \frac{0.17 * 13}{2} = 1.105$$

$$MDW = Ra * X - WDC \frac{X^2}{2}$$

$$MDW = 1.105 * 7.225 - 0.17 \frac{7.225^2}{2}$$

$$MDW = 3.55 T - m$$

8.14.9. Carga viva (LL):

Se utilizará la Tabla con los valores ya determinados, para vehículo HL-93, y con la consideración de carga dinámica en estado límite de resistencia:

$$MLL+IM = 112.72 T-m$$

El % de momento g que se distribuye a una viga exterior es:

| Tipo de superestructura | Sección transversal aplicable de la tabla 4.6.2.2.1-1 | Un carril de diseño cargado | Dos o más carriles de diseño cargado | Rango de aplicabilidad |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------|
| Tablero de hormigón emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillados con vanos no llenos compuestos con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te y doble Te de hormigón | a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad | Ley de momentos | $g = e * g_{interior}$ $e = 0.77 + \frac{d}{2800}$ | $-300 \leq de \leq 1700$ |
| | | | Utilizar el valor obtenido de ecuación anterior con Nb = 3 o ley de momentos, cualquiera sea el que resulte menor | Nb = 3 |

Tabla 63: Distribución de sobre carga por carril para momento en vigas exteriores

Fuente: “Normativa AASHTON LRFD TABLA 4.6.2.2.2d-1”.

Ley de Momentos (regla de la palanca), caso un carril de diseño cargado

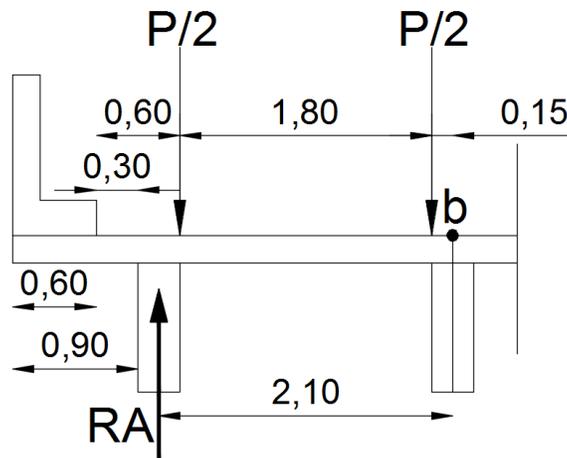


Ilustración 38: Distribución de la sobre carga para vigas exteriores

Elaborado: Santander R, 2017

$$M_b = 0$$

$$R_A * (2.10) - P/2 * (1.80 + 0.15) - P/2 * (0.15) = 0$$

$$R_A = 0.50 P$$

Para los estados límites de Resistencia y Servicio, incluimos el factor de presencia múltiple $m=1.2$:

$$g = 0.50 * 1.2 = 0.60$$

Caso dos carriles de diseño cargado Tabla 4.6.2.2.2d-1:

$$g = e * g_{int}$$

$d_e = 45\text{cm}$ ó 450mm distancia desde el eje central de la viga exterior a la cara interior de la vereda

$$e = 0.77 + \frac{d_e}{2800}$$

$$e = 0.77 + \frac{450}{2800} = 0.93$$

Por lo tanto

$$g = e * g_{int}$$

$$g = 0.93 * 0.618$$

$$g = 0.575$$

$$MLL + IMP = 112.70 * 0.575 = 64.85 \text{ T-m}$$

8.14.10. Resumen de momentos de diseño en vigas exteriores

| X (m) | | M. TOTAL LL + IM | FACTOR DE DISTR. VIGAS | MOMENTO CORREGIDO |
|---------------------|------|---------------------|---------------------------|----------------------|
| 0.00 | 0.00 | 63.61 | 0.575 | 36.58 |
| D | 0.95 | 84.92 | 0.575 | 48.83 |
| 1/8L | 1.63 | 95.81 | 0.575 | 55.09 |
| 0.725 de eje | 2.93 | 112.70 | 0.575 | 64.80 |
| 1/4L | 4.00 | 103.96 | 0.575 | 59.77 |
| 3/8L | 4.88 | 107.22 | 0.575 | 61.65 |
| 1/2L | 6.50 | 105.91 | 0.575 | 60.89 |

Tabla 64: Resumen de momentos de diseño corregidos

Elaborado: Santander R, 2017

| Estado de combinaciones de carga | | | | | | | |
|----------------------------------|------|-------|------|------|-------|-------|--------|
| | MDC | | MDW | | LL+IM | | MU |
| Resistencia I | 1.25 | 45.56 | 1.50 | 3.55 | 1.75 | 64.80 | 175.68 |
| Servicio I | 1.00 | 45.56 | 1.00 | 3.55 | 1.00 | 64.80 | 113.91 |

Tabla 65: Momento último de diseño en viga exterior

Elaborado: Santander R, 2017

Momento de diseño para vigas interiores es = 175.68 T-m

8.15. Verificación del eje neutro para determinar si es viga T o rectangular

8.15.1. Condiciones

$C < t$ se debe calcular como viga rectangular

$C > t$ se debe calcular como viga t

$$\beta_1 = 0.85$$

$$C = T$$

$$M_u = \phi * C * (d - t/2)$$

$$C = (0.85 * f'_c * b * a) * (d - t/2)$$

$$M_u = \phi * (0.85 * f'_c * b * a) * (d - t/2)$$

$$a = \frac{M_u * 10^5}{\phi * 0.85 * f'_c * b * \left(d - \frac{t}{2}\right)}$$
$$a = \frac{175.68 * 10^5}{0.9 * 0.85 * 280 * 210 * \left(85 - \frac{20}{2}\right)}$$

$$a = 5.21 \text{ cm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{5.21}{0.85} = 6.13 < t \text{ se calcula como viga rectangular}$$

$$M_u = 172.42 \text{ T-m}$$

$$k = \frac{M_u}{\phi * f'_c * b * d^2}$$

$$k = \frac{175.68 \times 10^5}{0.9 * 280 * 210 * 85^2} = 0.046$$

$$q = \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36 \cdot k}}{1.18}$$

$$q = \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36 * 0.045}}{1.18} = 0.047$$

$$\rho = q \cdot \frac{f_c}{f_y}$$

$$\rho = 0.047 * \frac{280}{4200} = 0.0032 \quad \text{Cuantía de armado}$$

$$A_s = \rho \cdot d \cdot b = 0.0032 \cdot 210 \cdot 85 = 56.31 \text{ cm}^2$$

$$18 \text{ } \emptyset 20 \text{ mm} = 56.55 \text{ cm}^2$$

$$1 \text{ } \emptyset 20 = 3.14 \text{ cm}^2$$

Verificación de armadura colocada momento positivo viga interior

$$a = \frac{A_s * f_y}{\emptyset * f_c * b}$$

$$a = \frac{56.55 * 4200}{0.85 * 280 * 210} = 4.75 \text{ cm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$c = \frac{4.75}{0.85} = 5.59 \text{ cm}$$

de = 85 cm

$$\phi M_n = \phi * A_s * f_y * \left(de - \frac{a}{2} \right)$$

$$\phi M_n = 0.90 * 56.55 * 4200 * \left(85 - \frac{4.75}{2} \right)$$

$$\phi M_n = 17661837.37 \text{ Kg} - \text{cm} = 176.61 \text{ T} - \text{m}$$

8.15.2. Condición

ϕM_n vs M_u

176.61 T-m > 175.68 T-m **OK**

En las vigas exteriores se colocara el mismo armado que en vigas interiores

| x (m) | MDC T-m | MDW T-m | LL+IM CORREGIDO | RESISTENCIA I T-m | SERVICIO I T-m | ro | As cm2 | ϕ 20mm | |
|---------------------|-------------|--------------|--------------------|----------------------|-------------------|--------|-----------|----------------|----|
| 0.00 | 0.00 | 0.00 | 36.58 | 64.01 | 36.58 | 0.0011 | 20.12 | 6 | |
| d | 0.95 | 12.40 | 48.03 | 101.01 | 61.40 | 0.0018 | 31.94 | 10 | |
| 1/8L | 1.63 | 20.04 | 55.09 | 123.82 | 76.70 | 0.0022 | 39.30 | 13 | |
| 0.725 de eje | 7.23 | 45.56 | 3.55 | 64.80 | 175.68 | 113.91 | 0.0032 | 56.25 | 18 |
| 1/4L | 4.00 | 39.16 | 3.06 | 59.78 | 158.15 | 102.00 | 0.0028 | 50.49 | 16 |
| 3/8L | 4.88 | 43.16 | 3.37 | 61.65 | 166.89 | 108.18 | 0.0030 | 53.35 | 17 |
| 1/2L | 6.50 | 46.25 | 3.59 | 60.90 | 169.76 | 110.73 | 0.0030 | 54.30 | 17 |

Tabla 66: Resumen de momentos de diseño en diferentes puntos y armadura a colocar en vigas exteriores

Elaborado: Santander R, 2017

8.16. Diseño por corte viga exterior

8.16.1. Determinación del peralte efectivo por corte (Art. 5.8.2.9)

8.16.2. Condición

$$d_v = d_e - a/2$$

$$d_v = 85 - 4.75/2$$

$$d_v = 82.63 \text{ cm}$$

$$\text{No menor que el mayor valor} \begin{cases} 0.90 * d & = 0.90 * 85 = 76.50 \text{ cm } \mathbf{OK} \\ 0.72 * h & = 0.72 * 95 = 68.40 \text{ cm} \end{cases}$$

La sección crítica por corte se ubica desde el eje del apoyo en:

Se adopta un ancho de apoyo de 25cm

$$25/2 + 82.63 = 95 \text{ cm distancia critica}$$

A la distancia 0.95m:

8.16.3. Carga muerta (DC) para cortante en vigas exteriores

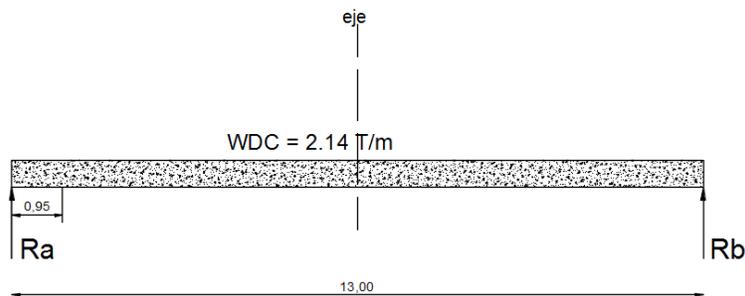


Ilustración 39: Carga muerta para cortante en vigas exteriores

Elaborado: Santander R, 2017

$$Ra + Rb - (Ccarril * L) = 0$$

$$Ra + Rb = (2.14 * 13)$$

$$Ra + Rb = \frac{27.82}{2} T$$

$$Ra = 13.91 T$$

$$VDC1 = Ra - WDC * X$$

$$VDC1 = 13.91 - (2.14 * 0.95)$$

$$VDC1 = 11.88 T - m$$

8.16.4. Carga muerta de diafragma (DC2) para cortante en vigas exteriores

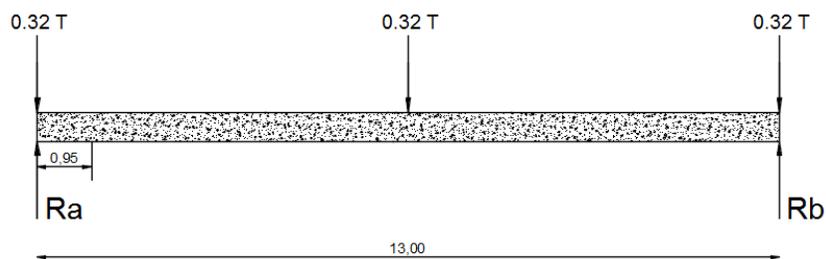


Ilustración 40: Carga muerta de diafragma para cortante en vigas exteriores

Elaborado: Santander R, 2017

$$RA + RB = 0.96$$

$$MA = 0$$

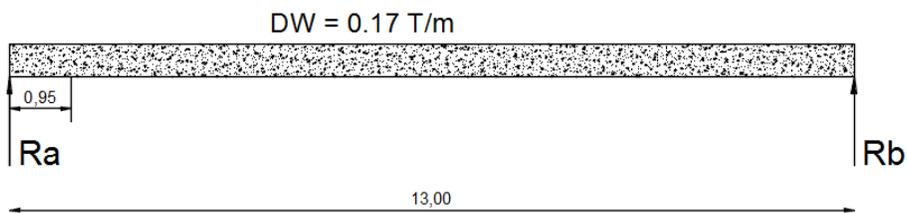
$$Rb * 13 - (0.32 * (6.50)) - (0.32 * 13) = 0$$

$$Rb = \frac{6.24}{13} = 0.48 T$$

$$Ra + 0.48 = 0.96 T$$

$$VDC2 = 0.48 T$$

8.16.5. Carga de superficie de rodadura (DW) para cortante en vigas exteriores



$$Ra + Rb - (DW * L) = 0$$

$$Ra + Rb = (0.17 * 13)$$

$$Ra + Rb = \frac{2.21}{2} T$$

$$Ra = 1.11 T$$

$$VDW = Ra - DW * X$$

$$VDW = 1.11 - (0.17 * 0.95)$$

$$VDW = 0.94 T$$

8.16.6. Carga viva (LL): para cortante en vigas exteriores

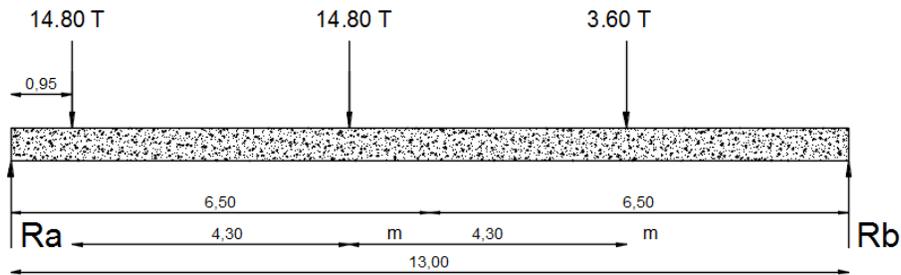


Ilustración 41: Carga viva de camión para cortante en vigas exteriores

Elaborado: Santander R, 2017.

$$RA + RB = 33.20$$

$$MA = 0$$

$$Rb * 13 - (14.80 * 0.95) - 14.80 * (4.30 + 0.95) - 3.60 * (0.95 + 4.30 + 4.30) = 0$$

$$Rb = \frac{126.14}{13} = 9.70 T$$

$$Ra + 9.70 = 33.20 T$$

$$VDC2 = 23.49 T$$

8.16.7. Carga de carril para vigas exteriores

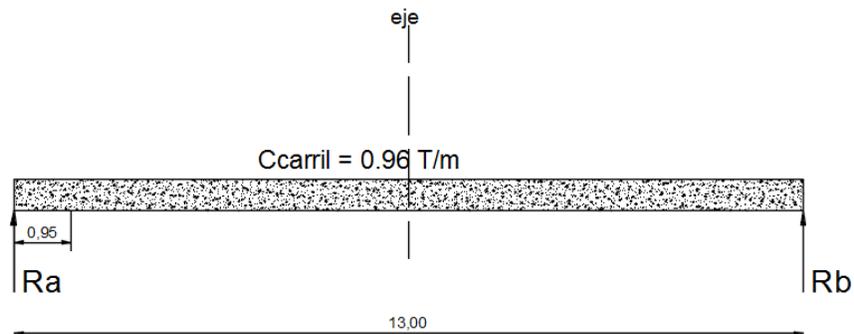


Ilustración 42: Carga de carril para cortante en vigas exteriores

Elaborado: Santander R, 2017

$$Ra + Rb - (Ccarril * L) = 0$$

$$Ra + Rb = (0.96 * 13)$$

$$Ra + Rb = \frac{12.48}{2} T$$

$$Ra = 6.24 T$$

$$VDcarril = Ra - DW * X$$

$$VDcarril = 6.24 - 0.96 * 0.95$$

$$VDcarril = 5.32 T - m$$

$$VLL+IM = VLL*(1.33) + Vcarril$$

$$VLL+IM = 23.49*(1.33) + 5.32$$

$$VLL+IM = 36.56 \text{ T}$$

8.16.8. Distribución de la sobre carga en viga exterior:

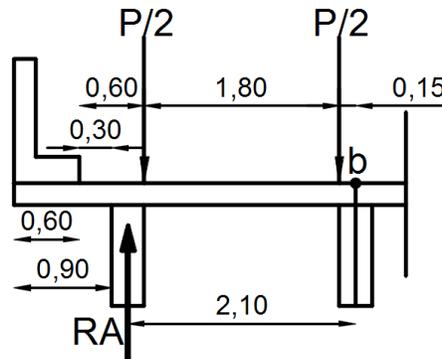


Ilustración 43: Distribución de sobre carga para cortante en viga exterior

Elaborado: Santander R, 2017

Se utilizara ley de momentos para un carril cargado

$$M_b = 0$$

$$RA \cdot (2,10) - P/2 \cdot (1,80 + 0,15) - P/2 \cdot (0,15)$$

$$RA = 1,05 / 2,10 = 0,50$$

Para los estados límites de Resistencia y Servicio, incluimos el factor de presencia múltiple

$m=1,2$:

$$g = 0,50 \cdot 1,20$$

$$g = 0,60$$

Caso de dos carriles cargados: (Tabla 4.6.2.2.3b-1)

de = 450 mm desde el eje de viga exterior asta vereda

gint = 0.82

$$g = e * gint$$

$$e = 0.60 + \frac{de}{3000}$$

$$e = 0.60 + \frac{450}{3000}$$

$$e = 0.75$$

$$g = e * gint$$

$$g = 0.75 * 0.82 = 0.615$$

Luego se obtiene

$$V_{LL+IM} \text{ corregido} = 36.56 * 0.615 = 22.48 \text{ T}$$

Para el Diseño por Estado Límite de Resistencia I

n = 1

| Estado de combinaciones de carga | | | | | | | |
|----------------------------------|------|-------|------|------|-------|-------|-------|
| | VDC | | VDW | | LL+IM | | VU |
| Resistencia I | 1.25 | 12.36 | 1.50 | 0.94 | 1.75 | 22.48 | 56.20 |
| Servicio I | 1.00 | 12.36 | 1.00 | 0.94 | 1.00 | 22.48 | 35.78 |

Tabla 67: Cortantes últimos de diseño en estado límite de resistencia y Servicio I en vigas exteriores

Elaborado: Richard Santander.

Cortante actuante $V_u = 56.20 \text{ T}$

Cortante resistente $V_r = \phi * V_n$ $\phi = 0.90$ (5.8.2.1-2)

$$V_n = V_c + V_s + V_p \quad (5.8.3.3.-1)$$

Siendo $V_n \leq$

$$V_n = 0.25 * f'_c * b * d_v \quad (5.8.3.3-2)$$

Dónde:

8.16.9. Cortante resistente del concreto en vigas exteriores

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d_v = 0.53 * \sqrt{280} * 30 * 82.63 = 21984.36 \text{ Kg}$$

8.16.10. Cortante resistente del acero en vigas exteriores

Si se coloca 2Ø12mm $A_v = 2.26 \text{ cm}^2$ a @ 15cm

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d_v}{S} = \frac{2.26 * 4200 * 82.63}{15} = 52288.26 \text{ Kg}$$

Componente fuerza pretensado $V_p = 0$

$$V_n = V_c + V_s + V_p = 21984.36 + 52288.26 + 0 = 74272.62 \text{ Kg}$$

El menor valor $V_n \leq$

$$V_n = 0.25 * f'_c * b * d_v = 0.25 * 280 * 30 * 82.63 = 173523.00 \text{ Kg}$$

Escojo: $V_n = 74272.62 \text{ Kg}$

8.16.11. Cortante resistente total resistente total en vigas exteriores

$$V_r = \phi * V_n = 0.90 * 74272.62 = 66845.36 \text{ Kg} = 66.84 \text{ T} > 56.20 \text{ T} \text{ OK}$$

8.17. DISEÑO DE POSTES Y BARANDAS

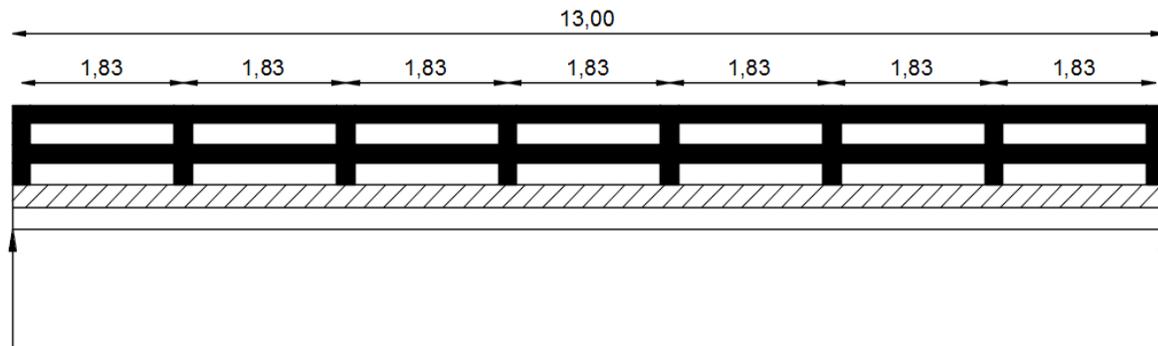


Ilustración 44: Distribución de postes y barandas

Elaborado: Santander R, 2017

Para el diseño de postes y barandas se tendrá en cuenta las siguientes condiciones en este caso es una vía de tercer orden

8.17.1. Fuerza sobre Barandas (Art. 2.4.3.6.3)

8.17.2. PL-1 Primer nivel de importancia

Usado en estructuras cortas y de bajo nivel sobre puentes rurales y área donde el número de vehículos pesados es pequeño y las velocidades son reducidas

8.17.3. PL-2 Segundo nivel de importancia

Usado en estructuras grandes y velocidades importantes en puentes urbanos y en áreas donde hay variedad de vehículos pesados y las velocidades son las máximas tolerables

8.17.4. PL-3 Tercer nivel de importancia

Usado para autopistas con radios de curvatura reducidos, pendientes variables fuertes, un volumen alto de vehículos pesados y con velocidades máximas tolerables. Justificación específica de este tipo de lugar será hecho para usar este nivel de importancia.

| Designación de fuerzas y Designaciones | Por niveles de importancia de Puentes | | |
|----------------------------------------|---------------------------------------|-------|-------|
| | PL-1 | PL-2 | PL-3 |
| <i>Ft transversal (t)</i> | 12.30 | 24.50 | 52.60 |
| <i>Fl longitudinal (t)</i> | 4.10 | 8.20 | 17.60 |
| <i>Fv vertical abajo (t)</i> | 2.05 | 8.20 | 22.64 |
| <i>Lt y Ll (m)</i> | 1.22 | 1.07 | 2.44 |
| <i>Lv (m)</i> | 5.50 | 5.50 | 12.20 |
| <i>He mín (m)</i> | 0.51 | 0.81 | 1.02 |
| <i>Minima altura del pasamano (m)</i> | 0.51 | 0.81 | 1.02 |

Tabla 68: Fuerzas de diseño para barandas

Fuente: “Normativa AASHTON LRFD TABLA 2.4.3.6.3-1”.

Dónde:

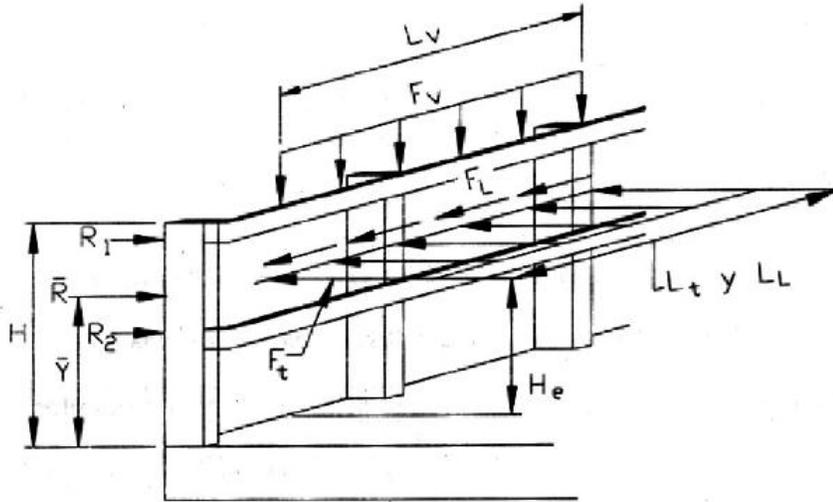


Figura 1 Fuerzas de Diseño Vertical y horizontal uniformemente distribuidos

8.17.5. Detalle de poste

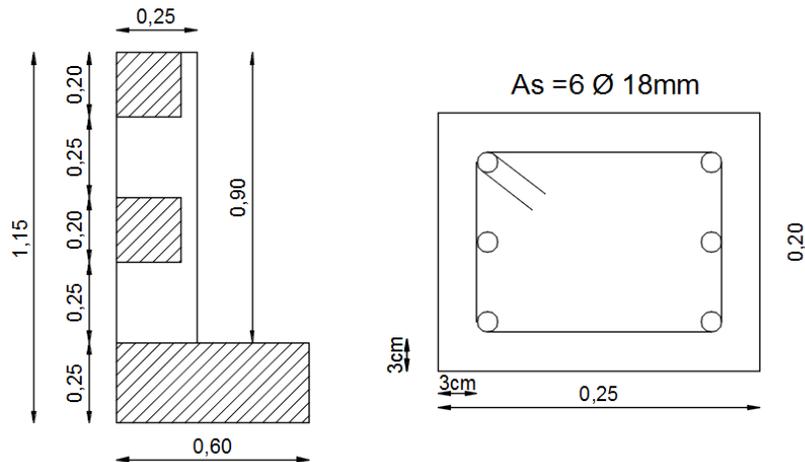


Ilustración 45: Secciones y armadura a colocar en postes

Elaborado: Santander R, 2017

Datos

$H_e = 0.51 \text{ m}$

altura efectiva de la fuerza de vuelco según la tabla

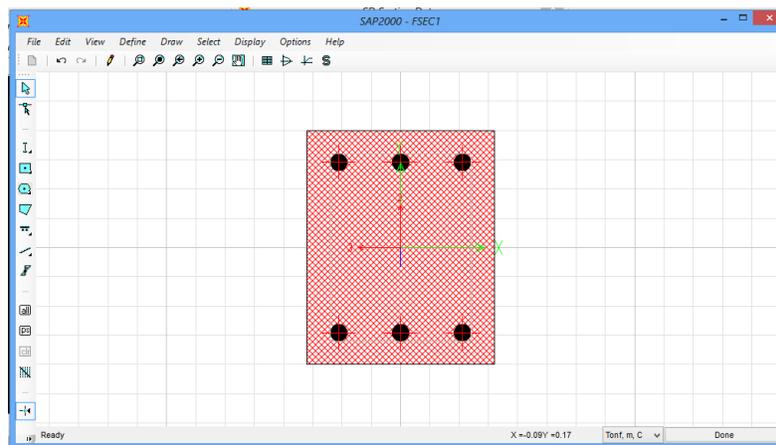
$$F_t = 12.30 \text{ T}$$

$$F_L = 4.10 \text{ T}$$

$$L_t = L_I = 1.22 \text{ m}$$

Se utilizara $H_e = 0.51$

Utilizando el programa sap 2000 y se encontró el momento plástico



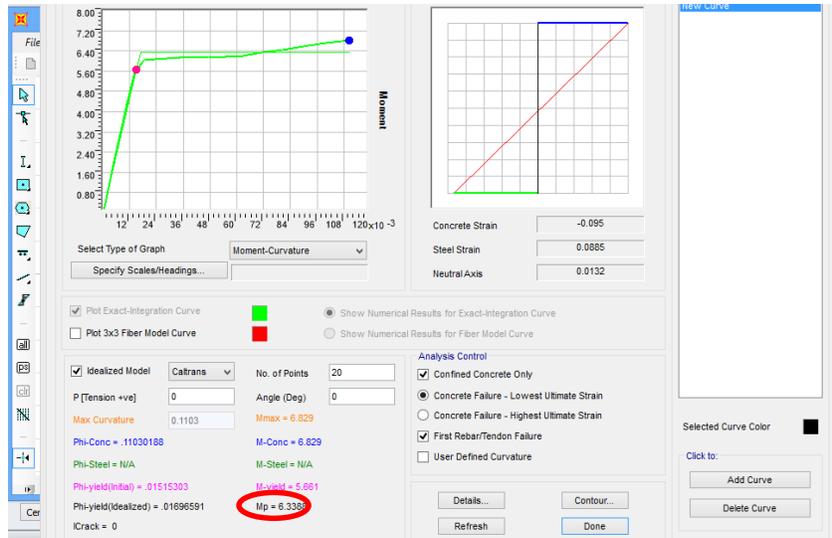
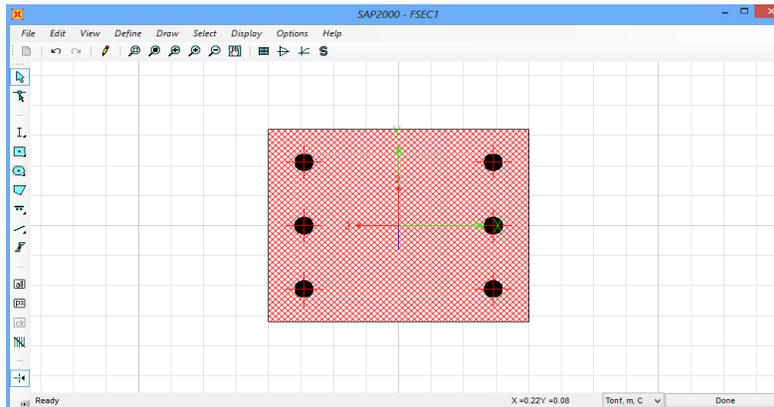


Ilustración 46: Momento plástico de la sección de poste en y

Elaborado: Santander R, 2017

$$M_{py} = 6.34$$



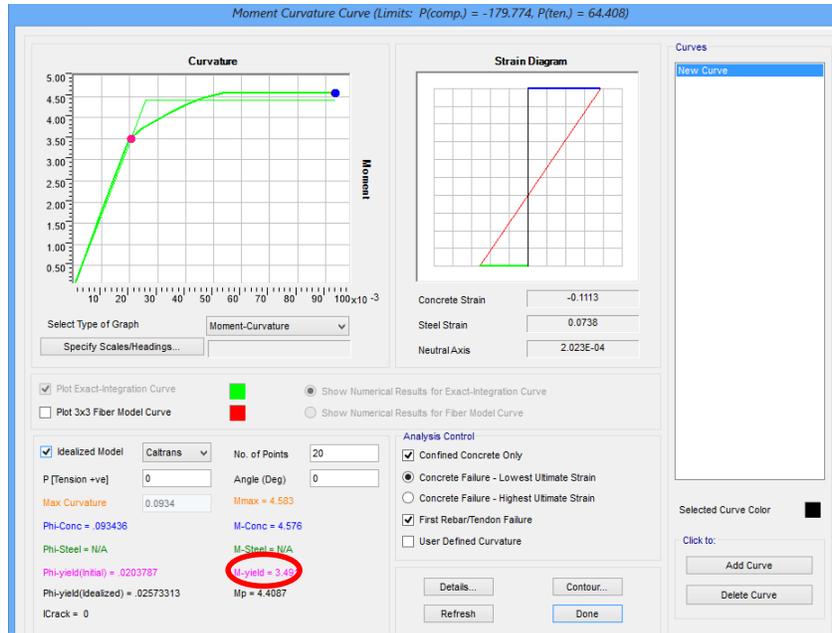


Ilustración 47: Momento plástico de la sección del poste en y

Elaborado: Santander R, 2017

$$M_{px} = 4.41$$

8.17.6. Poste

$M_{py} = 6.34$ T-m Momento plástico resistente de un poste, respecto al eje y-y

$P_{py} = M_{py}/H_e = 12.43$ T Fuerza transversal resistente de un poste (P_p)

$M_{px} = 4.41$ T-m Momento plástico resistente de un poste, respecto al eje x-x

$P_{px} = M_{px}/H_e = 8.65$ T Fuerza longitudinal resistente de un poste

8.18. BARANDAS

8.18.1. Detalle de barandas

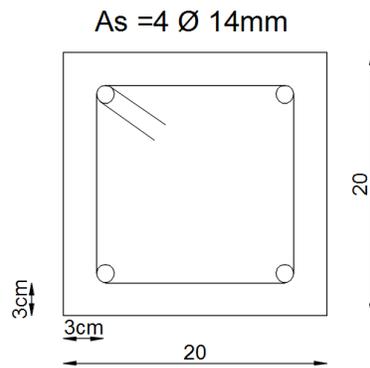
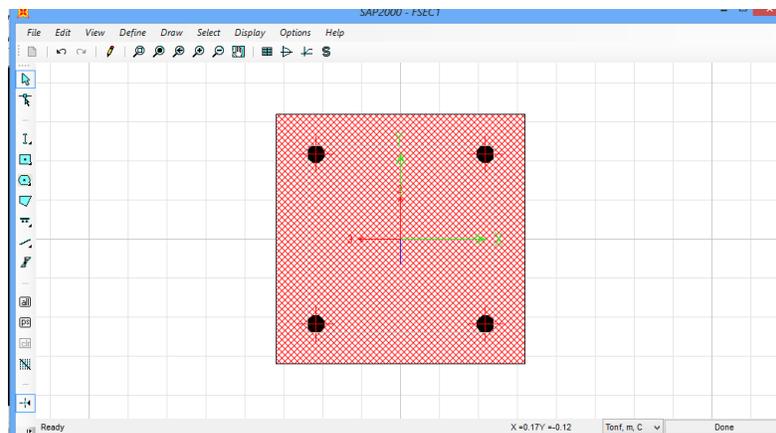


Ilustración 48: Sección y armadura a colocar en barandas

Elaborado: Santander R, 2017



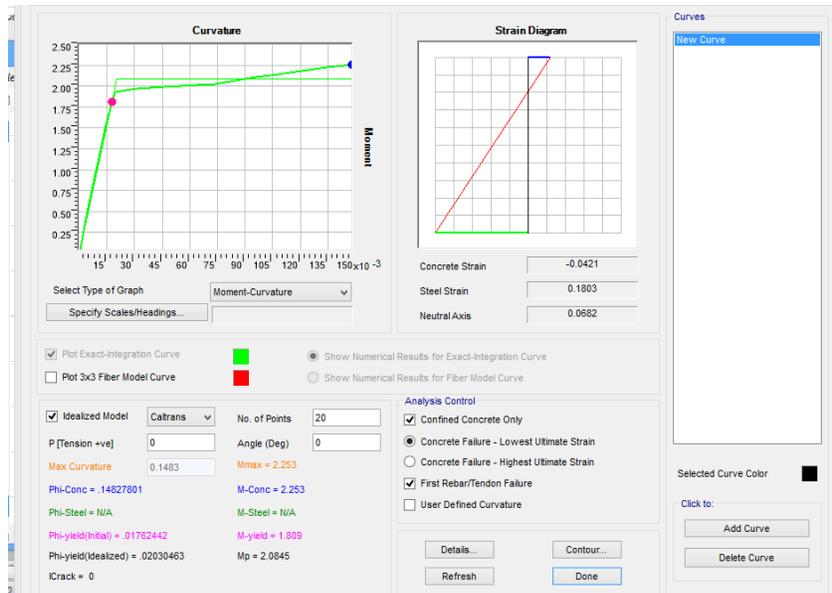


Ilustración 49: Momento plástico de baranda en x, y

Elaborado: Santander R, 2017

M_{py} e $M_{px} = 2.08$

$N_r = 2$ Número de barandas

$M_p = 4.16$ T-m Momento plástico resistente de las dos barandas

8.18.2. Resistencia de la protección lateral

8.18.3. Modos de fallas de postes y barandas

Este procedimiento de diseño se puede aplicar para las barandas formadas por postes y vigas metálicas y de hormigón. El poste en cada extremo del mecanismo plástico debe ser capaz de resistir el corte del riel o la viga.

Formulas a utilizar

- Para los modos de falla que involucren un número de tramos de baranda, N , impar:

$$R = \frac{16M_p + (N-1)(N+1)P_p L}{2NL - L_t} \quad (\text{A13.3.2-1})$$

- Para los modos de falla que involucren un número de tramos de baranda, N , par:

$$R = \frac{16M_p + N^2 P_p L}{2NL - L_t} \quad (\text{A13.3.2-2})$$

M_p = resistencia inelástica o para línea de fluencia de todos los rieles que contribuyen a una rótula plástica

P_p = resistencia última a la carga transversal de un único poste ubicado a una altura Y por encima del tablero

R = resistencia última total de la baranda, es decir su resistencia nominal

L_t , LL = longitud transversal de las cargas distribuidas debidas al impacto de vehículos, F_t y FL

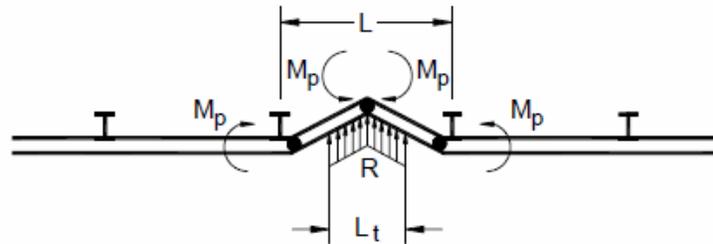


Ilustración 50: Modo de falla para un solo tramo

$L=1.83\text{m}$

Tramo interior $N=1$

$$R = \frac{16 * M_p}{2 * N * L - L_t}$$

$$R = \frac{16 * 4.16}{2 * 1 * 1.83 - 1.22} = 27.28 T$$

Tramo exterior $N=1$, $\sum i = 1$

$$R = \frac{2 * Mp + 2 * Pp * L * \sum i}{2 * N * L - Lt}$$

$$R = \frac{2 * 6.34 + 2 * 12.43 * 1.86 * 1}{2 * 1 * 1.86 - 1.22} = 23.57 T$$

8.18.4. Modo de falla:

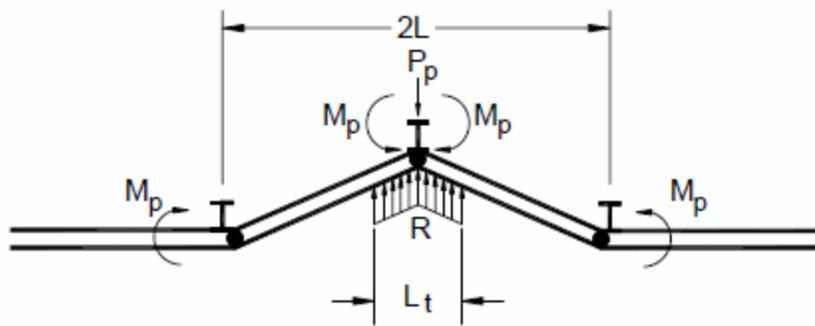


Ilustración 51: Modo de falla para dos tramos

Tramo interior $N=2$ $L= 3.66$

$$R = \frac{16 * Mp + N^2 * Pp * L}{2 * N * L - Lt}$$

$$R = \frac{16 * 6.34 + (2^2 * 12.43 * 3.66)}{2 * 2 * 3.66 - 1.22} = 21.12 T$$

Tramo exterior $N=2$, $\sum i = 3$

$$R = \frac{2 * Mp + 2 * Pp * L * \sum i}{2 * N * L - Lt}$$

$$R = \frac{2 * 6.34 + 2 * 12.43 * 3.66 * 3}{2 * 2 * 3.66 - 1.22} = 21.28 T$$

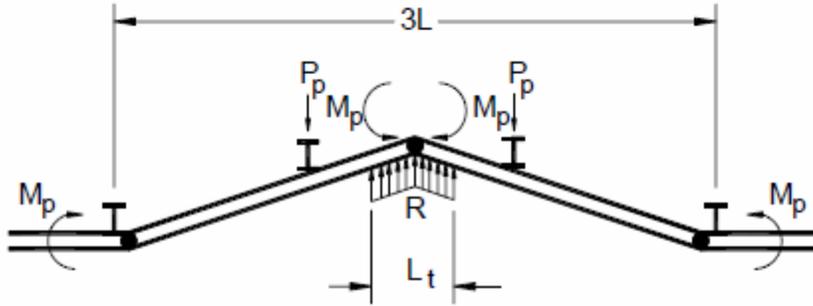


Ilustración 52: Modo de falla para tres tramos

Tramo interior $N=3$ $L= 5.49$

$$R = \frac{16 * Mp + (N - 1) * (N + 1) * Pp * L}{2 * N * L - Lt}$$

$$R = \frac{16 * 4.16 + (3 - 1) * (3 + 1) * 12.43 * 5.49}{2 * 3 * 5.49 - 1.22} = 19.31 T$$

Tramo exterior $N=3$, $\sum i = 6$

$$R = \frac{2 * Mp + 2 * Pp * L * \sum i}{2 * N * L - Lt}$$

$$R = \frac{2 * 6.34 + 2 * 12.43 * 5.49 * 6}{2 * 3 * 5.49 - 1.22} = 26.22 T$$

8.18.5. Condición

Para tramo interior

El menor valor de R debe ser mayor a Ft

$$19.31 \text{ T} > 12.30 \text{ T} \quad \text{OK el diseño de postes y barandas resiste}$$

Para tramo exterior

El menor valor de R debe ser mayor a Ft

$$21.12 \text{ T} > 12.30 \text{ T} \quad \text{OK el diseño de postes y barandas resiste}$$

8.18.6. Tramo con el número de postes

$$\#p = 8$$

$$RL = \#p * Ppx = 8 * 8.65 = 69.20 \text{ T}$$

Condición

$$RL > FL$$

$$69.20 > 4.10 \quad \text{resiste la fuerza Horizontal de diseño}$$

8.18.7. Anclaje del poste de hormigón

db = 18 mm Diámetro de la barra

$$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2 = 27.48 \text{ Mpa}$$

La longitud ldh, en mm, para barras que terminan en un gancho normal, según lo que indica el Art. 5.10.2.1 no será menor que

La longitud lhb por un factor

Art. 5.11.2.4

$$8db = 176 \text{ mm}$$

$$150 \text{ mm}$$

Ec: 5.11.2.4.1-1

$$lhb = 100 \text{ db} / \sqrt{f'c}$$

$$lhb = 100 * 18 / \sqrt{27.48} =$$

$$f_i = 0.80 \quad \text{Adoptado Factor modificador}$$

$$f * lhb = 0.80 * 343 \text{ mm}$$

$$ldh = 275 \text{ mm} = 27.5 \text{ cm}$$

8.18.8. Diseño de Losa se volado

Criterios LRFD aplicables $n=1$

$$\text{Resistencia I: } U = n[1.25DC+1.50DW+1.75(LL+IM)]$$

$$\text{Evento Extremo II: } U = n[1.0DC+1.0DW+1.0(LL+IM)]$$

8.18.9. Momentos de flexión por cargas (franja de 1.0m de ancho)

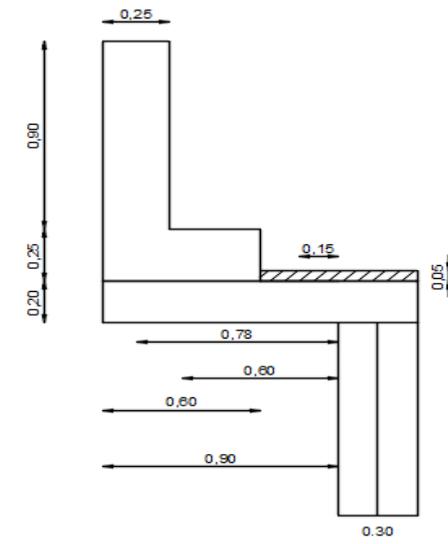


Ilustración 53: Dimensiones de volado para diseño de tablero

Elaborado: Santander R, 2017

Considerando el momento flector en la cara de viga se tiene:

8.18.10. Losa (DC)

$$w_{\text{losa}} = 0.20\text{m} \times 0.90\text{m} \times 2.40 \text{ T/m}^3 = 0.43\text{T/m}$$

$$MDC = W_{\text{losa}} * \text{brazo palanca}$$

$$MDC = 0.43 * \left(\frac{0.90}{2}\right)$$

$$MDC = 0.194 \text{ T} - \text{m}$$

8.18.11. Poste y barandas (DC1)

$$DC1 = 0.23 \text{ T/m}$$

$$MDC1 = 0.23 * 1.00 * 0.775 = 0.178 \text{ T-m}$$

8.18.2. Veredas (DC2)

$$w_{\text{vereda}} = 0.25\text{m} \times 0.60\text{m} \times 2.40 \text{ T/m}^3 = 0.36\text{T/m}$$

$$MDC2 = W_{vereda} * brazo\ palanca$$

$$MDC2 = 0.36 * (0.90 - \frac{0.60}{2})$$

$$MDC2 = 0.216 T - m$$

$$MDC_{total} = MDC + MDC1 + MDC2$$

$$MDC_{total} = 0.194 + 0.178 + 0.216$$

$$MDC_{total} = 0.588 T - m$$

8.18.3. Carpeta de rodadura (DW)

$$DW = 0.05m \times 0.30m \times 2.25 T/m^3 = 0.034 T/m$$

$$MDW = DW * brazo\ palanca$$

$$MDW = 0.034 * (\frac{0.30}{2})$$

$$MDW = 0.0051 T - m$$

8.18.4. Carga viva (LL): POSICIÓN NORMAL

El ancho de franja en que se distribuye el eje de rueda es:

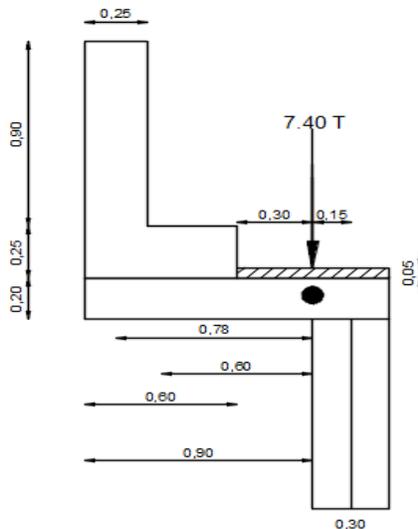


Ilustración 54: Posición normal de camión de diseño

Elaborado: Santander R, 2017

| TIPO DE TABLERO | DIRECCIÓN DE LA FAJA PRIMARIA EN RELACIÓN CON EL TRÁFICO | ANCHO DE LA FAJA PRIMARIA (mm) |
|--------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------|-----------------------------------|
| Hormigón: | <u>Vuelo</u> | <u>1140 + 0.833X</u> |
| <ul style="list-style-type: none"> • <u>Colado in situ</u> | Paralela o perpendicular | +M: 600 + 0.55S -M: 1220+0.25S |
| <ul style="list-style-type: none"> • Colado in situ con encofrados perdidos | Paralela o perpendicular | +M: 600 + 0.55S -M: 1220+0.25S |
| <ul style="list-style-type: none"> • Prefabricado postensado | Paralela o perpendicular | +M: 600 + 0.55S -M: 1220+0.25S |

Ilustración 55: Fajas equivalentes para diseño de volado de hormigón

Fuente: “Normativa AASHTON LRFD TABLA 4.6.2.1.3-1.

| | |
|----------------------|-----------------------------------------------------|
| $P = 7.40 \text{ T}$ | Carga de rueda camión de diseño HL-93 |
| $IM = 1.33$ | Incremento de carga dinámica en un 33% |
| $m = 1.2$ | Factor de presencia múltiple para un carril cargado |
| $\eta = 1$ | Posición accidental (Factor modificador de cargas) |

$$E = 1140 + 0.833X$$

Dónde:

X = distancia entre la carga y el punto de apoyo (m)

$$X = 0.00\text{m}$$

Luego:

$$E = 1.14 + 0.833(0) = 1.14\text{m}$$

El momento del eje de rueda vehicular distribuido en un ancho $E=1.14\text{m}$, afectado por el factor de presencia múltiple ($m=1.2$), y el incremento por carga dinámica ($I=0.33$) es:

$$MLL + IM = \left[\frac{P * X * IM * m}{E} \right] * 0$$

$$MLL + IM = \left[\frac{7.40 * 0 * 1.2 * 1.33}{1.14} \right] = 0 \text{ T} - m$$

8.18.6. Carga viva (LL): POSICION ACCIDENTAL

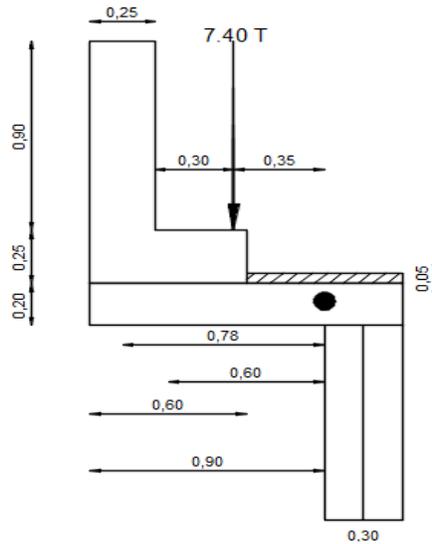


Ilustración 56: Posición Accidental del camión de diseño en volado

Elaborado: Santander R, 2017

$P = 7.40 \text{ T}$

Carga de rueda camión de diseño HL-93

$IM = 1.33$

Incremento de carga dinámica en un 33%

$m = 1.2$

Factor de presencia múltiple para un carril cargado

$\eta = 1$

Posición accidental (Factor modificador de cargas)

$E = 1140 + 0.833X$

Dónde:

X = distancia entre la carga y el punto de apoyo (m)

$X = 0.35\text{m}$

Luego:

$$E = 1.14 + 0.833(0.35) = 1.43 \text{ m}$$

El momento del eje de rueda vehicular distribuido en un ancho $E=1.43\text{m}$, afectado por el factor de presencia múltiple ($m=1.2$), y el incremento por carga dinámica ($I=0.33$) es:

$$MLL + IM = \left[\frac{P \cdot X \cdot IM \cdot m}{E} \right] \cdot 0$$

$$MLL + IM = \left[\frac{7.40 \cdot 0.35 \cdot 1.2 \cdot 1.33}{1.43} \right] = 2.89 \text{ T - m}$$

8.19. VOLADIZO: SOLICITACIONES DEBIDAS A FUERZAS LONGITUDINALES

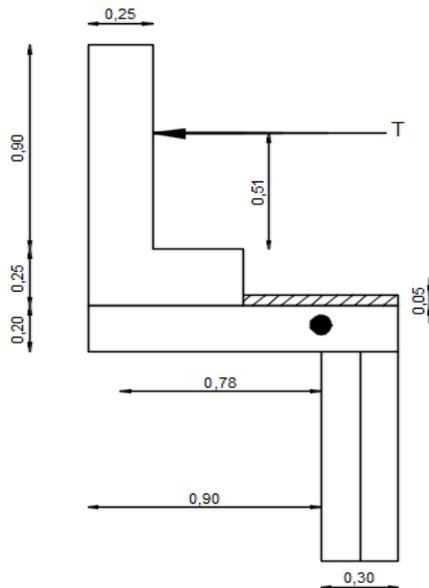


Ilustración 57: Fuerzas longitudinales

Elaborado: Santander R, 2017

Datos

$M_p = 6.34 \text{ T-m}$ Momento plástico de poste

$P_p = M_p / H_e = 6.34/0.51 = 12.43 \text{ T}$ Carga por momento plástico del poste

$B_p = 0.25 \text{ m}$ Base del poste

$H_p = 0.20 \text{ m}$ Altura de base de poste

$M_d = M_p / (B_p + H_p) = 6.34 / (0.25+0.20) \quad (A13.4.3.1-1)$

$M_d = 14.09 \text{ T-m/m}$ Momento de diseño en ancho de faja E

$T_d = P_p / (B_p + H_p) = 12.34 / (0.25+0.20)$ Fuerza de tracción por colisión (A13.4.3.1-2)

$T_d = 27.62 \text{ T}$

Análisis en la cara de viga exterior

$X = 0.90 - (0.25/2) = 0.775 \text{ m}$

$E = 0,833 X + 1.140$

$E = 0,833 * 0.775 + 1,140 = 1.79 \text{ m}$

$M_{ctcara} \text{ de viga} = M_d / E = 14.09 / 1.79 = 7.87 \text{ T-m/m}$

$T = T_d / E = 27.62 / 1.79 = 15.43 \text{ T/m}$

Para el diseño del tablero se asume un factor de modificación de cargas igual a: $\eta = 1,00$

8.19.1. Combinación de cargas Volado en cara de viga

Resistencia 1

Posición normal

$$\text{Resistencia I: } U = n[1.25DC+1.50DW+1.75(LL+IM)]$$

$$U = n[1.25*(0.588)+1.50*(0.0051)+1.75*(0)]$$

$$U = 0.74 \text{ T-m}$$

Resistencia I

Posición Accidental

$$\text{Resistencia I: } U = n[1.25DC+1.50DW+1.75(LL+IM)]$$

$$U = n[1.25*(0.588)+1.50*(0.0051)+1.75*(2.89)]$$

$$U = 5.80 \text{ T-m}$$

Evento extremo II

$$U = n[1.25DC+1.50DW+ 0.50(LL+IM) + 1.00*Mct]$$

$$U = n[1.25*(0.588)+1.50*(0.0051)+ 0.50*(2.89) + 1.00 *(7.87)]$$

$$U = 10.06 \text{ T-m} \quad \text{momento de diseño de volado}$$

8.20. ACERO PRINCIPAL NEGATIVO PERPENDICULAR AL TRÁFICO:

Se adopta un recubrimiento para el hormigón que según la norma en el Art. 5.12.3 debe ser como mínimo de 25 mm. Para el presente caso se utiliza 30mm (AASHTO L. , 2014)

$$M_u = 10.06 \text{ T-m}$$

$$k = \frac{M_u}{\phi \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}$$

$$k = \frac{10.06 \times 10^5}{0.9 \cdot 280 \cdot 100 \cdot 16.30^2} = 0.1503$$

$$q = \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36 \cdot k}}{1.18}$$

$$q = \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36 \cdot 0.1503}}{1.18} = 0.1666$$

$$\rho = q \cdot \frac{f'_c}{f_y}$$

$$\rho = 0.1666 \cdot \frac{280}{4200} = 0.0111$$

8.20.1. Condición

$$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$$
$$0.0033 < 0.0111 < 0.0145 \text{ “OK”}$$

$$A_s = \rho \cdot d \cdot b = 0.0111 \cdot 100 \cdot 16.30 = 18.09 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow 10 \text{ } \emptyset 16 \text{ mm} = 20.01 \text{ cm}^2 \text{ acero a colocar}$$

$$\Rightarrow 1 \text{ } \emptyset 16 = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\text{esp} = \frac{100}{20.01} * 2.01 = 10.05 \Rightarrow 10 \text{ cm}$$

Verificación de armadura colocada momento negativo apoyo interior

$$a = \frac{A_s * f_y}{\emptyset * f'_c * b}$$

$$a = \frac{20.01 * 4200}{0.85 * 280 * 100} = 3.53 \text{ cm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$c = \frac{3.53}{0.85} = 4.15$$

$$d_e = 16.30 \text{ cm}$$

$$\emptyset M_n = \emptyset * A_s * f_y * (d_e - a/2)$$

$$\emptyset M_n = 0.9 * 20.01 * 4200 * (16.30 - 1.396/2)$$

$$\emptyset M_n = 1075784.13 \text{ Kg} - \text{cm} = 10.76 \text{ T-m}$$

$$M_n = 10.76 \text{ T-m}$$

Condición

$$\emptyset M_n \text{ vs } M_u$$

$$10.76 \text{ T-m} > 10.06 \text{ T-m} \quad \mathbf{OK}$$

As mínimo

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de $1.2M_{cr}$ y $1.33M_u$:

$$\emptyset M_n \geq 1.2 M_{cr}$$

$$1.2 M_{cr} = 1.2 * (f_r * Z) = 1.2 * (33.47 * 6666.67) = 267760.13 \text{ Kg-cm} = 2.67 \text{ T-m}$$

$$f_r = 2 * \sqrt{f'_c} = 2 * \sqrt{280} = 33.47 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Z = \frac{b * h^2}{6} = \frac{100 * 20^2}{6} = 6666.67 \text{ cm}^3$$

$$M_n = 1.2 * M_r / \emptyset$$

$$M_n = 2.67 / 0.90 = 2.97 \text{ T-m} \quad \text{Momento para armadura mínima}$$

Dónde:

f_r = Esfuerzo de rotura del concreto

Z = Modulo de la sección rectangular

M_{cr} = Momento de agrietamiento

8.20.2. Diseño de diafragmas

En este caso la ubicación de los diafragmas obedece a disposiciones anteriores que sugerían se los coloque en intervalos que no excedan 12.19m (40'). Se ha optado por ello colocar diafragmas en los extremos de la superestructura y en el centro, según (AASHTO L. , 2014).

El Art. 9.7.1.4 de las Especificaciones LRFD

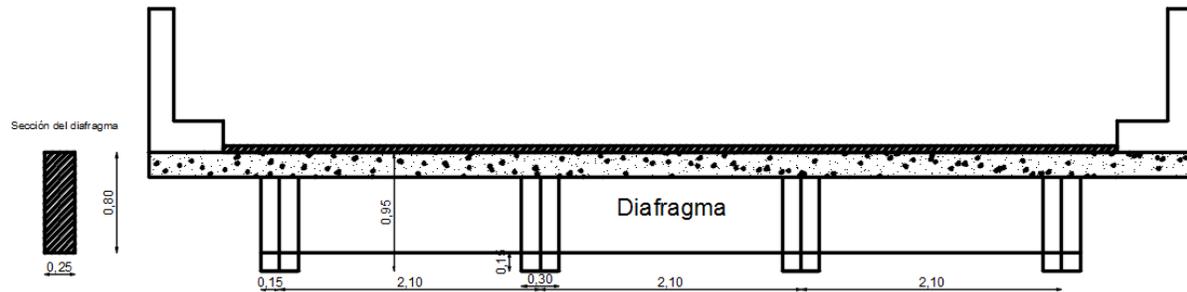


Ilustración 58: Diafragmas para diseño

Elaborado: Santander R, 2017

8.20.3. Carga muerta (DC):

8.20.4. Carga distribuida por peso propio del diafragma en vigas interiores

$$w_{pp} = b_{\text{diafragma}} \times (h - b/2) \times 2.40 \text{ T/m}^3$$

$$w_{pp} = 0.25\text{m} \times (0.95 - 0.15) \times 2.40 \text{ T/m}^3 = 0.48 \text{ T/m}$$

8.20.5. Momento negativo de peso de diafragma

En este caso se utilizó métodos aproximados entre cara de vigas

$$MW_{pp}(-) = \frac{q * L^2}{12}$$

$$MW_{pp}(-) = \frac{0.48 * 1.80^2}{12}$$

$$MW_{pp}(-) = 0.130 T - m$$

No se considera la carga de asfalto en este caso por ser insignificante

8.20.6. Ancho de franja en que se distribuye la carga viva de camión:

$$S = 2.10 \text{ m} = 2100$$

$$E = 1220 + 0.25 * (S) \quad \text{en mm} \quad (\text{Tabla 4.6.2.1.3-1})$$

$$E = 1220 + 0.25 * (2100) = 1745 \text{ mm} = 1.75 \text{ m}$$

Fórmula para determinar el momento de carga viva sin ser afectado por carga dinámica ni el factor de presencia múltiple

$$M(-)_{LL + IM} = 2.00 \text{ T-m} \quad \text{valor obtenido de la tabla 44}$$

$$M(-)_{LL + IM} = MLL * (m * I) / E$$

$$2.00 = MLL * (1.2 * 1.33) / 1.75$$

$$MLL = 2.19$$

Con el momento por carga viva encontrado en el cálculo de la losa (Método de la tabla) y la consideración de los factores de presencia múltiple y carga dinámica en estado límite de resistencia, considerando que la viga diafragma toma toda la carga viva tenemos para la cara derecha de la viga en B:

$$M(-) LL + IM = 2.19 \text{ T-m} * 1.2 * 1.33 = 3.49 \text{ T-m}$$

Combinación crítica:

Para el Estado Límite de Resistencia I, con $n = 1$, cara derecha de la viga central:

$$M_u = n[1.25 \text{ MDC} + 1.75 \text{ M(LL+IM)}] \quad (\text{Tabla 3.4.1-1})$$

$$M_u = n[1.25 * (0.13) + 1.75 * (3.49)]$$

$$M_u = 6.27 \text{ T-m}$$

$d = 76 \text{ cm}$ con 4cm de recubrimiento

$$k = \frac{M_u}{\phi \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}$$

$$k = \frac{6.27 \times 10^5}{0.9 * 280 * 25 * 76^2} = 0.0172$$

$$q = \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36 \cdot k}}{1.18}$$

$$q = \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36 * 0.0172}}{1.18} = 0.0174$$

$$\rho = q \cdot \frac{f'_c}{f_y}$$

$$\rho = 0.0174 \cdot \frac{280}{4200} = 0.0012$$

$$A_s = \rho \cdot d \cdot b = 0.0012 \cdot 25 \cdot 76 = 2.21 \text{ cm}^2 \quad \text{Toca aumentar } A_s$$

Se coloca mayor armadura de lo que se ha calculado con el objetivo de evitar efectos de torsión en este caso se trabajara con ρ mínimo = 14/4200

$$A_s = \rho \cdot d \cdot b = 0.0033 \cdot 25 \cdot 76 = 6.33 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow 4 \text{ } \emptyset 14 \text{ mm} = 6.16 \text{ cm}^2 \text{ acero a colocar}$$

$$\Rightarrow 1 \text{ } \emptyset 14 = 1.54 \text{ cm}^2$$

Verificación de armadura colocada momento negativo apoyo interior

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{\emptyset \cdot f'_c \cdot b}$$

$$a = \frac{6.16 \cdot 4200}{0.85 \cdot 280 \cdot 25} = 4.35 \text{ cm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$c = \frac{3.53}{0.85} = 5.12$$

$$d_e = 76 \text{ cm}$$

$$\emptyset M_n = \emptyset \cdot A_s \cdot f_y \cdot (d_e - a/2)$$

$$\emptyset M_n = 0.9 \cdot 6.16 \cdot 4200 \cdot (76 - 5.12/2)$$

$$\emptyset M_n = 1710087.27 \text{ Kg} - \text{cm} = 10.76 \text{ T-m}$$

$$M_n = 10.76 \text{ T-m}$$

Condición

$$\phi M_n \text{ vs } M_u$$

$$17.10 \text{ T-m} > 6.27 \text{ T-m} \quad \text{OK se puede bajar un poco el As}$$

As mínimo

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de $1.2M_{cr}$ y $1.33M_u$:

$$\phi M_n \geq 1.2 M_{cr}$$

$$1.2 M_{cr} = 1.2 * (f_r * Z) = 1.2 * (33.47 * 26666.67) = 1071040 \text{ Kg-cm} = 10.71 \text{ T-m}$$

$$f_r = 2 * \sqrt{f'_c} = 2 * \sqrt{280} = 33.47 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Z = \frac{b * h^2}{6} = \frac{25 * 80^2}{6} = 26666.67 \text{ cm}^3$$

$$M_n = 1.2 * M_r / \phi$$

$$M_n = 10.71 / 0.90 = 11.90 \text{ T-m} \quad \text{Momento para armadura mínima}$$

Dónde:

f_r = Esfuerzo de rotura del concreto

Z = Modulo de la sección rectangular

M_{cr} = Momento de agrietamiento

8.21. Momentos de flexión positivo por cargas

8.21.1. Carga distribuida por peso propio del diafragma en vigas interiores

$$w_{pp} = b_{\text{diafragma}} \times (h - b/2) \times 2.40 \text{ T/m}^3$$

$$w_{pp} = 0.25\text{m} \times (0.95 - 0.15) \times 2.40 \text{ T/m}^3 = 0.48 \text{ T/m}$$

8.21.2. Momento negativo de peso de diafragma

En este caso se utilizó métodos aproximados entre cara de vigas

$$MW_{pp}(-) = \frac{q * L^2}{24}$$

$$MW_{pp}(-) = \frac{0.48 * 1.80^2}{24}$$

$$MW_{pp}(-) = 0.065 \text{ T - m}$$

No se considera la carga de asfalto en este caso por ser insignificante

$$M(-) \text{ LL} + \text{IM} = 2.38 \text{ T-m} \quad \text{valor obtenido de la tabla 13}$$

$$M(-) \text{ LL} + \text{IM} = M_{LL} * (m * I) / E$$

$$2.38 = MLL * (1.2 * 1.33) / 1.75$$

$$MLL = 2.61$$

$$M(-) LL + IM = 2.61 \text{ T-m} * 1.2 * 1.33 = 4.17 \text{ T-m}$$

Combinación crítica:

Para el Estado Límite de Resistencia I, con $n = 1$, cara derecha de la viga central:

$$Mu = n[1.25 \text{ MDC} + 1.75 \text{ M(LL+IM)}] \quad (\text{Tabla 3.4.1-1})$$

$$Mu = n[1.25 * (0.065) + 1.75 * (4.17)]$$

$Mu = 7.37 \text{ T-m}$ se utilizara la misma armadura que de $M(-)$ ya que $7.37 < 17.10$

8.21.3. Armadura de contracción y temperatura en caras laterales (Art. 5.10.8)

En el alma de la viga:

$$As_{temp} = 0.0018 * b * (h - t - 0.15) \quad (5.10.8.2-1)$$

$$As_{temp} = 0.0018 * 25 * (95 - 20 - 0.15)$$

$$As_{temp} = 2.70 \text{ cm}^2$$

$$As_{temp} = 2.70 / 2 \text{ caras} = 1.34 \text{ cm}^2 \text{ en cada cara}$$

Se usara $1 \text{ } \emptyset 14\text{mm} = 1.54 \text{ cm}^2$

El máximo espaciamiento del acero de refuerzo en caras, no excederá al menor de los siguientes valores de (S): $S = d/6$ o $S = 30$ cm.

$$d = 95 / 6 = 15.83 \text{ cm}$$

$$S = 30 \text{ cm}$$

S adoptado 1 Ø 14mm @ 25 cm por cara

8.21.4. Armado de cortante en diafragma

En el armado de diafragmas por corte se incluirá estribos con la armadura mínima de corte 1 Ø 8mm

$$1 \text{ Ø } 8\text{mm} = 0.50 \text{ cm}^2$$

$$2 \text{ Ø } 8\text{mm} = 1.00 \text{ cm}^2$$

$$@ = \frac{A_v * f_y}{3.5 * b}$$

$$@ = \frac{1 * 4200}{3.5 * 25} = 48 = 40 \text{ cm}$$

8.21.5. Cálculo de deflexiones

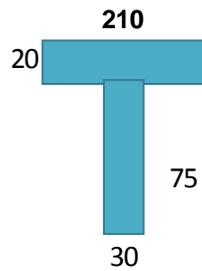
Los criterios para deflexiones están establecidos en el Art. 2.5.2.6 (AASHTO L. , 2014)

Inercia efectiva

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

$$f_r = 2 * \sqrt{f'c} = 2 * \sqrt{280} = 33.47$$

| | FIG | AREA | Y | AREA*Y | Ic | D | Ix | |
|------|--------|------|-------------|--------------|-----------|------------|-------|----------------------|
| FIG1 | 210.00 | 1 | 4200.00 | 85.00 | 357000.00 | 140000.00 | 16.57 | 1293140.21 |
| | 20.00 | 2 | 2250.00 | 37.50 | 84375.00 | 1054687.50 | 30.93 | 3207215.89 |
| | | | 6450 | | 441375 | | | 4500356.10465 |
| FIG2 | 30.00 | | | | | | | |
| | 75.00 | | | | | | | |
| | | | YR | 68.43 | | | | |



Datos

$$I_g = 4500356.10 \text{ cm}^4$$

$$YR = 68.43 \text{ cm}$$

$$E_s = 2100000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_c = 15000 \sqrt{f'c} = 250998.01 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2100000}{250998.01} = 8.37 \text{ cm}$$

$$A_s = 56.31 \text{ cm}^2$$

$$d = 85 \text{ cm}$$

$$bt = 210 \text{ cm}$$

$$ba = 30 \text{ cm}$$

$$Mcr = \left(\frac{fr * Ig}{YR} \right)$$

$$Mcr = \left(\frac{33.47 * 4500356.10}{68.43} \right) = 2201182.50 \text{ Kg} - \text{cm} = 22.01 \text{ T} - \text{m}$$

Ecuación para determinar c, cuando el eje neutro está en el patín.

$$bt * c^2/2 + n * As * c - n * As * d = 0$$

$$210 * c^2/2 + 8.37 * 56.31 * c - 8.37 * 56.31 * 85 = 0$$

$$c = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4 * a * c}}{2 * a}$$

$$c = \frac{-471.31 \pm \sqrt{471.31^2 - 4 * 105 * -40061.75}}{2 * 105}$$

$$c = 17.72 \text{ cm} \quad \text{se escoge este valor}$$

$$c = -21.91 \text{ cm}$$

Ecuación para determinar c, cuando el eje neutro está bajo el patín.

$$ba * c^2 + 2 * [(bt - ba) * t + n * As] * c - [(bt - ba) * t^2 + 2 * n * As * d] = 0$$

$$30 * c^2 + 2 * [(210 - 30) * 20 + 8.37 * 56.31] * c - [(210 - 30) * 20^2 + 2 * 8.37 * 56.31 * 85] = 0$$

$$30 * c^2 + 8142.63 * c - 152123.50 = 0$$

$$c = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4 * a * c}}{2 * a}$$

$$c = \frac{-8142.63 \pm \sqrt{8142.63^2 - 4 * 30 * -152123.50}}{2 * 30}$$

$$c = 17.55 \text{ cm}$$

$$c = -288.97 \text{ cm}$$

El eje neutro se encuentra dentro del patín se utiliza la fórmula de la inercia crítica para viga rectangular

$$I_{cr} = \frac{bt * c^3}{3} + n * A_s * (d - c)^2$$

$$I_{cr} = \frac{210 * 17.72^3}{3} + 8.37 * 56.31 * (85 - 17.72)^2$$

$$I_{cr} = 2522935.98 \text{ cm}^4$$

Inercia efectiva para carga MDC + MDW

$$M_a = DC + DW = 45.56 + 3.55 = 49.11 \text{ T-m}$$

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

$$I_e = \left(\frac{2201182.50}{4911000} \right)^3 * 4500356.10 + \left(1 - \left(\frac{2201182.50}{4911000} \right)^3 \right) * 2522935.98 \leq 4500356.10 \quad \mathbf{OK}$$

$$I_e = 2700992.26 \text{ cm}^4$$

Inercia efectiva para carga viva MLL+IM

MLL + IM = 69.65 T - m

$$I_e = \left(\frac{Mcr}{Ma} \right)^3 * I_g + \left(1 - \left(\frac{Mcr}{Ma} \right)^3 \right) * I_{cr} \leq I_g$$

$$I_e = \left(\frac{2201182.50}{6965000} \right)^3 * 4500356.10 + \left(1 - \left(\frac{2201182.50}{6965000} \right)^3 \right) * 2522935.98 \leq 4500356.10 \quad \mathbf{OK}$$

$$I_e = 2585353.10 \text{ cm}^4$$

8.21.6. Deflexión por carga permanente DC + DW

$$W = 1.55 + 0.15 + 0.24 = 1.79 \text{ T/m} \quad 17.90 \text{ Kg/cm}$$

$$L = 13\text{m} = 1300 \text{ cm}$$

$$\Delta_{DC1} = \frac{5 * W * L^4}{384 * E * I_e} = = \frac{5 * 17.90 * 1300^4}{384 * 250998.01 * 2700992.26} = 0.98 \text{ cm}$$

8.21.7. Deflexión por carga de diafragma

$$P_{\text{diafragma}} = 640 \text{ Kg}$$

$$\Delta DC1 = \frac{P*L^3}{48*E*Ie} = = \frac{640*1300^3}{48*250998.01*2700992.26} = 0.043 \text{ cm}$$

$$\Delta DC = 0.980 + 0.043 = 1.02 \text{ cm} \quad \text{Deflexión instantánea total por carga muerta}$$

8.21.8. Cálculo de la deformación diferida

$$f = 3 - 1.2 * \frac{A's}{As} > 1.60$$

$$f = 3 - 1.2 * \frac{8.50}{56.31} > 1.60$$

$$f = 2.82 > 1.60$$

$$\Delta_{cp} = f * \Delta DC1 = 1.02 * 2.82 = 3.38 \text{ cm}$$

$\Delta_{cp} = 3.38 \text{ cm}$ Deflexión instantánea en el centro de la luz afectada por el factor modificador

8.21.9. Deflexión por carga viva

La deflexión por sobrecarga se deberá tomar como el menor valor de las siguientes consideraciones: *AASHTO LRFD 2014 en su Art. 3.6.1.3.2*

La deflexión debida solamente al camión de diseño

La deflexión debida al 25% del camión de diseño más la carga del carril de diseño.

$$P = Pr * \#vías * IM / \#vigas$$

#vias = 2 número de vías
 IM = 1.33 factor de impacto
 #vigas = 4 número de vigas
 Pr = 14.80 T carga de eje de camión

$$P = 14.80 * 2 * 1.33 / 4 = 9.84 \text{ T} = 9842 \text{ Kg}$$

$$P/4 = 9.84 / 4 = 2.46 \text{ T} = 2460.50 \text{ Kg}$$

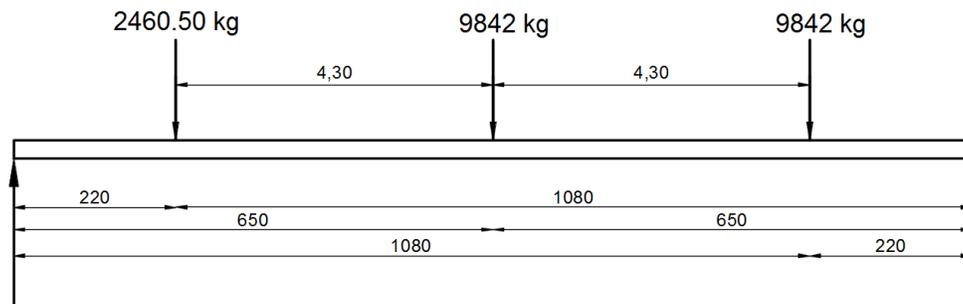


Ilustración 59: Diagrama de distribución de camión de diseño para deflexiones

Elaborado: Santander R, 2017

$$\Delta_{LL} + IM = \frac{P * b * (3 * a^2 + ((6 * a * b) - b^2))}{48 * E * I}$$

$$\Delta_1 = P * b * (3 * a^2 + (6 * a * b) - b^2) = 2460.50 * 220 * (3 * 1080^2 + (6 * 1080 * 220) - 220^2) = 2.64 E^{12}$$

$$\Delta_2 = P * b * (3 * a^2 + (6 * a * b) - b^2) = 9842 * 650 * (3 * 650^2 + (6 * 650 * 650) - 650^2) = 2.16 E^{13}$$

$$\Delta_3 = P * b * (3 * a^2 + (6 * a * b) - b^2) = 9842 * 220 * (3 * 1080^2 + (6 * 1080 * 220) - 220^2) = 1.06 E^{13}$$

$$48 * E * I = 48 * 250998.01 * 2585353.10 = 3.11 E^{13}$$

$$\sum \Delta 1 + \Delta 2 + \Delta 3 = 3.48 E^{13}$$

$$\Delta LL + IM1 = \frac{3.48 E^{13}}{3.11 E^{13}} = 1.12 \text{ cm}$$

8.21.10. Deflexión debida al 25% del camión de diseño + la carga del carril de diseño.

Carga de carril WLL = 0.96 T/m = 9.60 Kg/cm

$$WLL = WLL * \#vías * IM / \#vigas = 9.60 * 2 * 1.33 / 4 = 6.38 \text{ T/m}$$

$$WLLt = \frac{5 * WLL * L^4}{384 * E * I_e} = \frac{5 * 6.38 * 1300^4}{384 * 250998.01 * 2585353.10} = 0.37 \text{ cm}$$

25% del camión de diseño

$$\Delta LL + IM1 * 25\% = 1.12 * 0.25 = 0.28 \text{ cm}$$

$$\Delta LL + IM2 = 0.37 + 0.28$$

$$\Delta LL + IM2 = 0.65 \text{ cm}$$

AASHTO L. , 2014 en su Art. 2.5.6.2 las deformaciones deben cumplir un límite que no pueden ser mayor a L/1000

$$L/1000 = 1300 \text{ cm} / 1000 = 1.30 \text{ cm}$$

$$\Delta LL + IM1 = 1.12 \text{ cm} < 1.30 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

$$\Delta LL + IM2 = 0.65 \text{ cm} < 1.30 \quad \text{OK}$$

Las vigas cumplen con las deformaciones permitidas

8.21.11. Contra flecha

$$\Delta_{cp} = 3.38$$

$$\Delta LL + IM2 = 0.65$$

$$cf = \Delta_{cp} + \Delta LL + IM2$$

$$cf = 3.38 + 0.65 = 4.03 \text{ cm} = 5 \text{ cm} = 0.05 \text{ m}$$

Ecuación parabólica para contra flecha

En la mitad del puente a 6.50 m

$$Y = \frac{4 * cf * X}{L^2} * (L - X)$$

$$Y = \frac{4 * 0.05 * 6.50}{13.00^2} * (13.00 - 6.50)$$

$$Y = 0.05 \text{ m}$$

Resumen

| X (m) | Y (m) |
|--------------|--------------|
| 0.00 | 0.00 |
| 1.00 | 0.01 |
| 2.00 | 0.03 |
| 3.00 | 0.04 |
| 4.00 | 0.04 |
| 5.00 | 0.05 |
| 6.00 | 0.05 |
| 6.50 | 0.05 |

Tabla 69: Contra flechas

Elaborado: Richard Santander.

8.21.12. Dispositivos de apoyo

Son dispositivos ubicados entre la superestructura y la infraestructura de un puente cuya función es transmitir cargas y posibilitar desplazamientos y rotaciones.

8.21.13. Apoyo de elastómeros

Utilizan caucho natural o sintético (neopreno) que posibilita translaciones y rotaciones, sustituyendo los complicados dispositivos tradicionales de rótulas y péndulos de concreto armado o metálicos.

Son flexibles en cortante pero a la vez muy rígidos para los cambios volumétricos; en compresión, se expanden lateralmente.

8.21.14. Carga muerta permanente DC para diseño de apoyos

Dimensiones

8.21.15. Tablero

$$L = 13\text{m}$$

$$\text{Ancho puente} = 8.40 \text{ m}$$

$$\text{Espesor del puente} = 0.20 \text{ m}$$

$$DC = L * An * H * \text{PespeciH.a}$$

$$DC = 13 * 8.40 * 0.20 * 2.40 = 52.42 \text{ T}$$

$$\text{Reacción en viga} = DC_v / \# \text{ vigas} = 52.42 / 4 = \mathbf{13.10 \text{ T}}$$

8.21.16. Una sola viga

$$DC1 = L * An * H * \text{PespeciH.a}$$

$$DC1 = 13 * 0.30 * 0.75 * 2.40 = \mathbf{7.02 \text{ T}} \quad \text{reacción por viga}$$

$$DC1_v = 7.02 * 4 = 28.08 \text{ T}$$

8.21.17. Aceras

$$DC2 = (L * An * H * \text{PespeciH.a}) * 2\text{aceras}$$

$$DC2 = (13 * 0.60 * 0.25 * 2.40) * 2 = 9.36 \text{ T}$$

$$\text{Reacción en viga} = DC2v / \# \text{ vigas} = 9.36 / 4 = \mathbf{2.34 \text{ T}}$$

8.21.18. Postes y Barandas

$$DC3 = (B * An * H * \text{PespeciH.a}) * \# \text{postes}$$

$$DC3 = (0.25 * 0.20 * 0.90 * 2.40) * 16$$

$$DC3 = 1.73 \text{ T}$$

$$\text{Reacción en viga} = DC3v / \# \text{ vigas} = 1.73 / 4 = \mathbf{0.43 \text{ T}}$$

8.21.19. Diafragmas

$$DC4 = (B * An * H * \text{PespeciH.a}) * \# \text{diafragmas de tramo}$$

$$DC4 = (0.25 * 1.80 * 0.60 * 2.40) * 9$$

$$DC4 = 5.83 \text{ T}$$

$$\text{Reacción en viga} = DC4v / \# \text{ vigas} = 5.83 / 4 = \mathbf{1.46 \text{ T}}$$

$$DCT = DC + DC1 + DC2 + DC3 + DC4$$

$$DCT = 52.42 + 28.08 + 9.36 + 1.73 + 5.83 = 97.42 \text{ T} \quad \text{carga total del puente}$$

$$RDCTI = 97.42 / 2 \text{estribos} = 48.71 \text{ T} \quad \text{carga total por reacción para estribo}$$

$$RDCTII = 48.71 / 4\text{vigas} = 12.18 \text{ T}$$

carga de reacción de viga para estribo

8.21.20. Carpeta Asfáltica

$$DW = L * An * Esp * P\text{especiAsf}$$

$$DW = 13 * 7.20 * 0.05 * 2.25 = 10.53 \text{ T}$$

$$RDW = DW/2 = 10.53/2\text{estribos} = 5.27 \text{ T}$$

carga total por reacción para estribo

$$RDWI = 5.27/4\text{vigas} = 1.32 \text{ T}$$

carga de reacción de viga para estribo

$$\text{Reacción en viga} = DW_v / \# \text{vigas} = 10.53 / 4 = \mathbf{2.63 \text{ T}}$$

8.21.21. Carga viva

De la Tabla con los valores ya determinados, para vehículo HL-93, se extraerán los máximos valores de reacción para carga viva y carga de carril que no está incluido el efecto dinámico

$$VLL = 25.92 \text{ T}$$

$$V\text{carril} = 6.24 \text{ T}$$

$$VLL + \text{carril} = 25.92 + 6.24 = 32.16 \text{ T} \quad \text{reacción en apoyo}$$

$$RVLL = VLL + \text{carril} * \# \text{carriles} * m(\text{presencia múltiple})$$

$$RVLL = 32.16 * 2 * 1 = 64.32 \text{ T}$$

carga total por reacción para estribo

$$RVLL = 64.32 / 2\text{vias} = 32.16 \text{ T}$$

$$RVLLI = 32.16 / 4\text{vigas} = \mathbf{8.04 \text{ T}}$$

carga de reacción de viga para estribo

Carga de diseño de apoyos elastómeros

Reacción por viga

$$VCD_{\text{total}} = DC_v + DC1_v + DC2_v + DC3_v + DC4_v$$

$$VCD_{\text{total}} = 13.10 + 7.02 + 2.34 + 1.46 + 0.43 = 24.35 \text{ T}$$

8.21.22. Reacción total en el apoyo de viga por carga de servicio

$$R_{\text{total}} = 1.00 * VCD_{\text{total}} + 1.00 * VDW_v + 1.00 * VLL + \text{acarril} = 24.35 + 2.63 + 32.16$$

$$R_{\text{total}} = 59.14 \text{ T}$$

carga de servicio en cada viga

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

$$\sigma_s \leq 2GS \leq 122 \text{ kg/cm}^2 \quad (14.7.5.3.2-3)$$

Se adoptará un $\sigma_s = 98 \text{ Kg/cm}^2$ por seguridad

8.21.23. Dimensionamiento de apoyo

$$A_{\text{requerida}} = \frac{R_{\text{total}}}{\sigma_s} = \frac{59140 \text{ Kg}}{98 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}} = 603.47 \text{ cm}^2$$

Para el ancho de viga $b = 30$ cm, se escoge $W = 30 - 2$ recubrimientos de 4cm por lado y se encuentra el largo del elastómero

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

$$b = at - 2\text{recubrimientos} = 30 - (2 * 4) = 22$$

$$L = \frac{603.47}{22} = 27.43 \approx 30\text{cm} \quad \text{a lo largo de la viga}$$

Dimensiones calculadas del apoyo

$$b = 22\text{cm}$$

$$L = 30\text{cm}$$

8.21.24. Factor de forma S mínimo

| | Dureza (Shore A) | | |
|------------------------------------------------------------------------------|------------------|---------------------|---------------|
| | 50 | 60 | 70 |
| Módulo de corte $G(\text{Kg/cm}^2)$ a 23°C | 6.73 – 9.18 | 9.18 – 14.07 | 14.07 – 21.11 |
| Escurrecimiento plástico (creep) a 25 años dividido por la deflexión inicial | 0.25 | 0.35 | 0.45 |

Tabla 70: Propiedades de dureza del material de elastómero

Fuente: “Normativa AASHTON LRFD 2010 TABLA 14.7.6.2-1”.

Va de 9.18 hasta 14.07 se tomará un valor de G de 11 Kg/cm² en dureza (Shore A) 60

Para carga total

$$\sigma_s = \frac{Pt}{A} = \frac{59140 \text{ Kg}}{22 * 30} = 89.61 \text{ Kg/cm}^2$$

8.21.25. Sminimo

Se adopta un módulo de corte de 11

$$St \geq \frac{\sigma_s}{2G} = \frac{89.61}{2 * 11} = 4.07 \quad (14.7.5.3.2-3)$$

8.21.26. Para carga viva

$$\sigma_L = \frac{PL}{A} = \frac{32160}{22 * 30} = 48.73 \text{ Kg/cm}^2$$

$$SL \geq \frac{\sigma_s}{2G} = \frac{48.73}{2 * 11} = 2.21$$

De los factores antes calculados escojo el mayor S = 4.07

8.21.27. Grosor de una capa interior del elastómero (hri)

Para carga total

$$hri \leq \frac{L*b}{2S*(L+b)} = \frac{30*22}{(2*4.07)*(30+22)} = 1.56 \text{ cm} \quad (14.7.5.1-1)$$

Para carga viva

$$hri \leq \frac{L*b}{2S*(L+b)} = \frac{30*22}{(2*2.21)*(30+22)} = 2.87 \text{ cm}$$

Se adoptará un grosor de capa de 1.30 cm = 13mm

Comparación

$$S = \frac{L * b}{2S * (L + b)} = \frac{30 * 22}{(2 * 1.30) * (30 + 22)} = 4.88 > 4.07 \quad OK$$

8.21.28. Rotación máxima del extremo de viga en carga de servicio

Carga muerta + carga de carpeta de rodadura

Fórmulas de giro en apoyos de vigas isostáticas

Cargas distribuidas para carga muerta

DC = 21.40 Kg/cm

E = 250998.01 calculado anteriormente

Ie = 2585353.10

$$\theta_{DC} = \frac{q * L^3}{24 * E * Ie} = \frac{21.40 * 1300^3}{24 * 250998.01 * 2585353.10} = 0.0030 \text{ rad}$$

Cargas puntual de diafragma para carga muerta

Diafragma = 320 Kg

$$\theta_{Ddiafra} = \frac{F * L^2}{16 * E * Ie} = \frac{320 * 1300^2}{16 * 250998.01 * 2585353.10} = 0.0001 \text{ rad}$$

$$\theta_{DCtotal} = \theta_{DC} + \theta_{Ddifragma} = 0.0030 + 0.0001 = 0.0031 \text{ rad}$$

Cargas distribuidas para carga muerta de carpeta de rodadura

$$DW = 1.70 \text{ Kg/cm}$$

$$\theta_{DW} = \frac{q * L^3}{24 * E * I_e} = \frac{1.70 * 1300^3}{24 * 250998.01 * 2585353.10} = 0.0002 \text{ rad}$$

Cargas puntuales de carga viva afectado por el factor de distribución anterior calculado $g = 0.615$ punto más crítico

$$P = PLL * g = 14.80 * 0.615 = 9.10 \text{ T} = 9102 \text{ Kg} \text{ y } P * 0.25 = 2275.50 \text{ Kg}$$

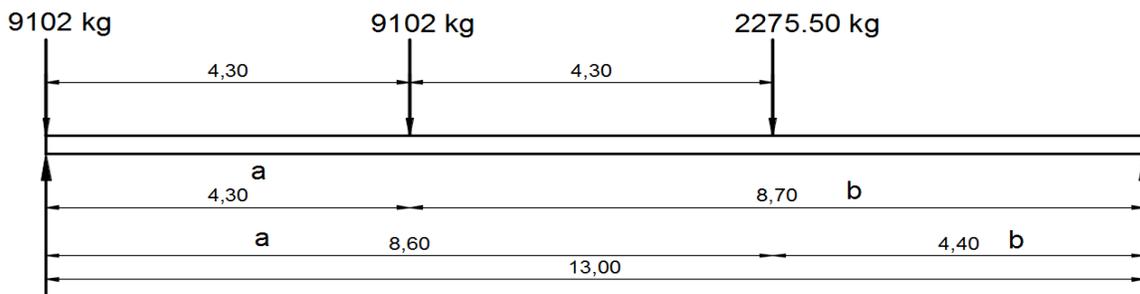


Ilustración 60: Carga viva afectada por el factor de distribución

Elaborado: Santander R, 2017

| Ángulos de giro | |
|-------------------------------------|------------------------------------|
| $\theta_A = \frac{Pab(L+b)}{6LEI}$ | $\theta_C = \frac{Pab(b-a)}{3LEI}$ |
| $\theta_B = -\frac{Pab(L+a)}{6LEI}$ | |

Ilustración 61: Formula de giro para vigas sobre apoyos simples con carga puntual

Elaborado: Santander R, 2017

En cm

$$\theta_{LL1} = \frac{9102 * 430 * 870 * (1300 + 870)}{6 * 1300 * 250998.01 * 2585353.10} = 0.0015$$

$$\theta_{LL2} = \frac{2275.50 * 860 * 440 * (1300 + 440)}{6 * 1300 * 250998.01 * 2585353.10} = 0.0003$$

$$\theta_{LLt} = 0.0015 + 0.0003 = 0.0018 \text{ rad}$$

Cargas distribuidas de carril de diseño afectado por el factor de distribución

$$D_{\text{carril}} = 0.96 \text{ T/m} = 9.60 \text{ Kg/cm} * g = 0.615 = 5.90 \text{ Kg/cm}$$

$$D_{\text{carril}} = \frac{5.90}{24} = 0.2458 \text{ Kg/cm}$$

$$\theta_{\text{carril}} = \frac{q * L^3}{24 * E * I_e} = \frac{0.2458 * 1300^3}{24 * 250998.01 * 2585353.10} = 0.0008 \text{ rad}$$

$$\theta_{LLto} = 0.0018 + 0.0008 = 0.0026$$

Carga total de servicio

$$\theta_{\text{servicio}} = 1.00 * \theta_{DC} + 1.00 * \theta_{DW} + 1.00 * \theta_{LLt} + \theta_{\text{carril}}$$

$$= 0.0031 + 0.0002 + 0.0026 = 0.0059 \text{ rad}$$

8.21.29. Número de capas interiores de elastómero (n)

Compresión y rotación combinadas:

$$n > \left(\frac{\theta_{servicio} * G * S}{\sigma_s} \right) * \left(\frac{B}{h_{ri}} \right)^2 \quad (14.7.5.3.5-1)$$

$$n > \left(\frac{0.0059 * 11 * 4.88}{89.61} \right) * \left(\frac{22}{1.30} \right)^2 = 1.01$$

Se adopta $n = 2$.

Se usarán 2 capas interiores de 13 mm c/u. Así mismo, capas exteriores de 9 mm ($9 \text{ mm} <$

70% 13 mm, Art. 14.7.5.1)

El grosor total es

$$H_{rt} = 2 * (13 \text{ mm}) + 2 * (9 \text{ mm}) = 44 \text{ mm de elastómero.}$$

Estabilidad del Elastómero

$$A = \frac{\frac{h_{rt}}{L} * 1.92}{\sqrt{1 + \frac{2 * L}{b}}} = \frac{\frac{4.4 \text{ cm}}{30} * 1.92}{\sqrt{1 + \frac{2 * 30}{22}}} = 0.15 \quad (14.7.5.3.6-2)$$

$$B = \frac{2.67}{(S+2) * \left(1 + \frac{L}{4 * b}\right)} = \frac{2.67}{(4.88+2) * \left(1 + \frac{30}{4 * 22}\right)} = 0.29 \quad (14.7.5.3.6-3)$$

El apoyo será estable si

Condición

$$2A < B \quad (14.7.5.3.6-1)$$

$$2*(0.15) < 0.29$$

$$0.30 > 0.29 \quad \text{no cumple}$$

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

$$A - B = 0.15 - 0.29 = -0.14 \leq 0 \quad \text{el apoyo si es estable OK}$$

8.21.30. Cálculo de placas de refuerzo en el elastómero

Placas de acero A36 = $f_y = 2530 \text{ Kg/cm}^2$

En el estado límite de servicio

$$h_s \geq \frac{3 * h_{max} * \sigma_s}{f_y} = \frac{3 * 1.30 * 89.61}{2530} = 0.14 \text{ cm} \quad (14.7.5.3.7-1)$$

En el estado límite de fatiga:

$$\Delta F_{TH} = 1683 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Categoría A)} \quad (\text{Tabla 6.6.1.2.5-3})$$

$$h_s \geq \frac{2 h_{max} * \sigma_L}{\Delta F_{TH}} = \frac{2 * 1.30 * 48.73}{1683} = 0.08 \text{ cm}$$

Adoptamos $h_s = 2.00 \text{ mm} > 1.40 \text{ mm}$

Se usarán 3 placas de 2.00 mm, y el espesor total del apoyo será:

$$44 + 3*(2) = 50 \text{ mm}$$

8.22. DISEÑO DE ESTRIBOS

En este caso se optará por un estribo en voladizo porque son económicos cuando su altura esta entre 4 a 10m y adecuados en la presencia de terreno de baja capacidad portante.

8.22.1 Datos

| | | |
|------------------------------------|---|-------------------------|
| Hormigón $f'c$ | = | 280 Kg/cm ² |
| Acero | = | 4200 Kg/cm ² |
| Suelo q_s | = | 25 Ton/m ² |
| Peso específico del suelo | = | 1.80 Ton/m ³ |
| Peso específico del H.A | = | 2.40 Ton/m ³ |
| Angulo de fricción interna | = | 35.00 grados |
| Coefficiente sísmico para el suelo | = | 0.30 |
| Altura de estribo | = | 6m |

8.22.2. Predimensionamiento

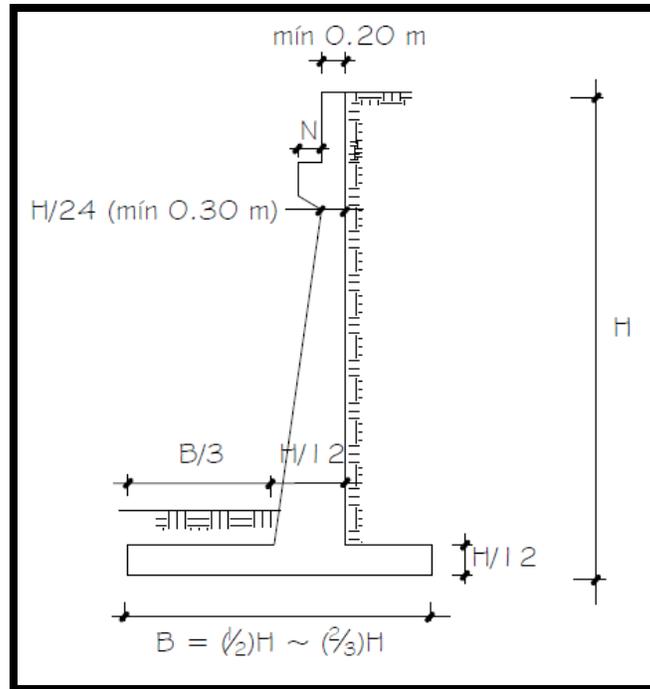


Ilustración 62: Predimensionamiento de secciones de un estribo

Fuente: “Normativa AASHTON LRFD 2010 “ing. Arturo Rodríguez Serquén”.

b = ancho del parapeto (adopto $0.25 > b_{\min} 0.20$)

Altura parapeto = alto de viga + alto apoyo = $0.95\text{m} + 0.05 = 1.00\text{m}$

B = ancho del cimiento = $\frac{1}{2}H \sim \frac{2}{3}H = \frac{(6)}{2} \sim \frac{(2 \cdot 6)}{3} = 3 \sim 4$ (adoptado $B = 4.00\text{m}$)

D = altura del cimiento = $H/12 = (6/12) = 0.50$ (adoptado $D = 0.60\text{m}$)

L_{dedo} = longitud de dedo = $B/3 = (4.00/3) = 1.33$ (adoptado $L_{\text{punta}} = 1.50\text{m}$)

L_{talon} = Long de talón = $B - \text{long de dedo} - \text{grosor inf pantalla} = 4.10 - 1.50 - 0.80 = 1.80\text{m}$

t_{sup} = grosor menor de pantalla = $H/24 = (6/24) = 0.25$ (adoptado $t_{\text{sup}} \text{mín} = 0.30\text{m}$)

$t_{inf} = \text{grosor mayor de pantalla} = H/12 = (6/12) = 0.50$ (adoptado $t_{inf}=0.80\text{m}$)

Ancho de cabezal min = 0.70m (asumo 0.80m)

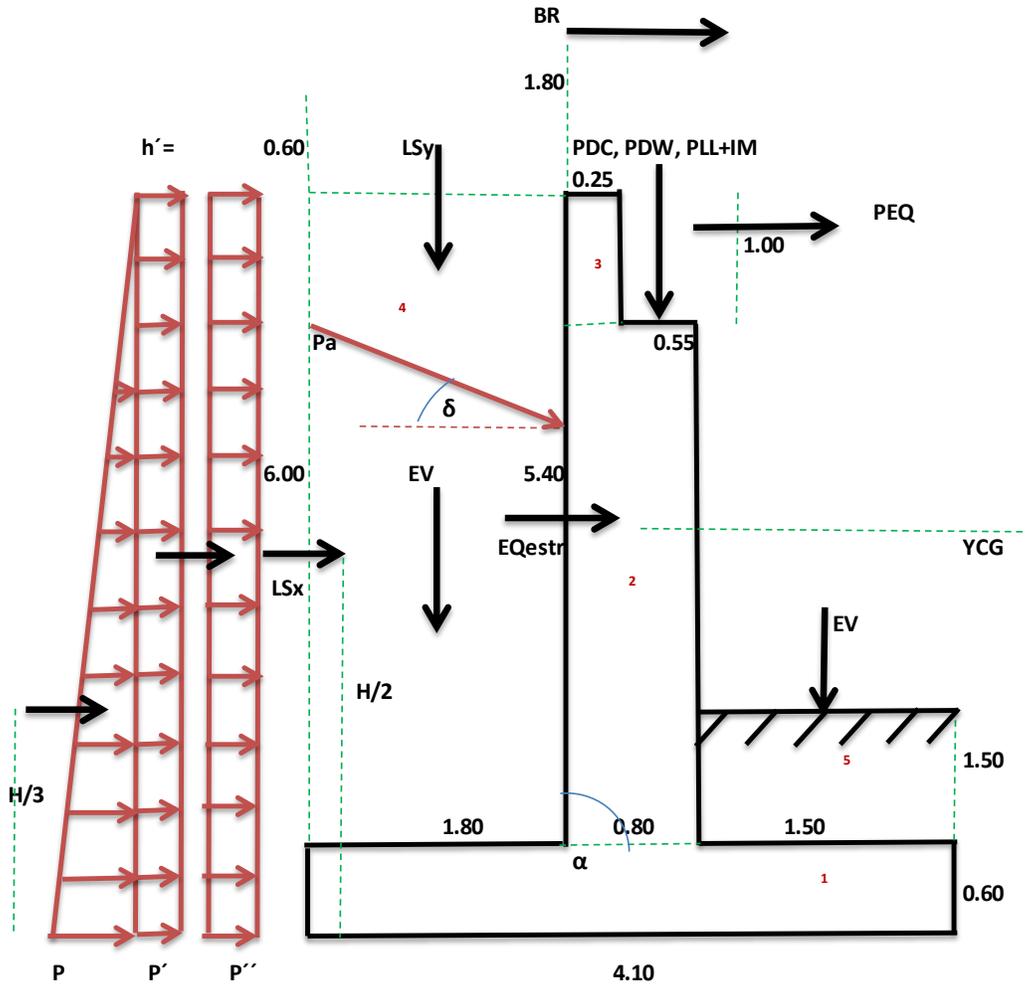


Ilustración 63: Dimensiones y cargas aplicadas en el estribo de diseño

Elaborado: Santander R, 2017

peso propio de estribo DC

| FIG | b | h | AREA | Wi | Xi | Yi | Wi.Xi | Wi.Yi |
|-----|------|------|------|--------------|------|------|--------------|--------------|
| 1 | 4.10 | 0.60 | 2.46 | 5.90 | 2.05 | 0.30 | 12.10 | 1.77 |
| 2 | 0.80 | 4.40 | 3.52 | 8.45 | 1.90 | 2.80 | 16.05 | 23.65 |
| 3 | 0.25 | 1.00 | 0.25 | 0.60 | 2.18 | 5.50 | 1.31 | 3.30 |
| | | | | 14.95 | | | 29.46 | 28.73 |

$$WT = 14.95 \text{ T/m}$$

$$X = 1.97 \text{ m}$$

$$Y = 1.92 \text{ m}$$

Peso propio superestructura:

$$PDC = 12.18 \text{ Ton/m}$$

$$X_o = 1.75 \text{ m}$$

Cargas DW

Peso asfalto en superestructura:

$$PDW = 1.32 \text{ Ton/m}$$

$$X_o = 1.75 \text{ m}$$

cargas EV del terreno

| FIG | b | h | AREA | Wi | Xi | Yi | Wi.Xi | Wi.Yi |
|-----|------|------|------|--------------|------|------|--------------|--------------|
| 4 | 1.80 | 5.40 | 9.72 | 17.50 | 3.20 | 3.30 | 55.99 | 57.74 |
| 5 | 1.50 | 1.50 | 2.25 | 4.05 | 0.75 | 1.35 | 3.04 | 5.47 |
| | | | | 21.55 | | | 59.02 | 63.20 |

$$WT = 21.55 \text{ T/m}$$

$$X = 2.74 \text{ m}$$

$$Y = 2.93 \text{ m}$$

Cargas LL+IM

Carga viva e impacto desde la superestructura:

$$PLL+IM = 8.04 \text{ Ton/m}$$

$$X_o = 1.75 \text{ m}$$

8.22.3. Cargas LS (sobrecarga por carga viva en el terreno)

De la tabla se obtiene la altura equivalente

| Altura del estribo (m) | h' (m) |
|------------------------|-------------|
| 1.50 | 1.20 |
| 3.00 | 0.90 |
| ≥6.00 | 0.60 |

Tabla 71: Altura de suelo equivalente para carga vehicular sobre estribos perpendiculares al tráfico

Fuente: “Normativa AASHTON LRFD 2010 “ing. Arturo Rodríguez Serquén”.

Se asume 0.6 m

Terreno equivalente extendido en 1.60m del talón del estribo:

$$LSy = 1.80m \times 0.60m \times 1.80Ton/m^3 = 1.94 Ton/m$$

$$Xo = 3.20m$$

RESUMEN DE CARGAS VERTICALES

| CARGA | TIPO | V (T/m) | Xo (m) | Mv (T-m/m) |
|--------|-------|--------------|--------|---------------|
| DC | DC | 14.95 | 1.97 | 29.46 |
| PDC | DC | 12.18 | 1.75 | 21.32 |
| PDW | DW | 1.32 | 1.75 | 2.31 |
| EV | EV | 21.55 | 2.74 | 59.02 |
| PLL+IM | LL+IM | 8.04 | 1.75 | 14.07 |
| LSy | LS | 1.94 | 3.20 | 6.22 |
| | | 59.98 | | 132.40 |

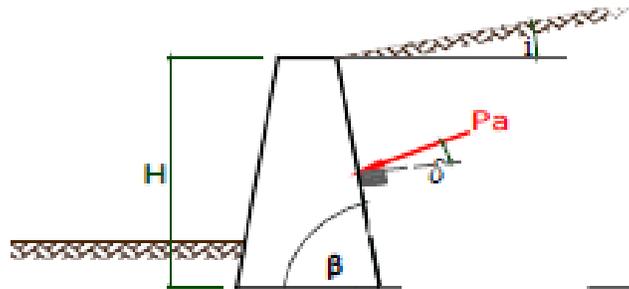
Tabla 72: Resumen de cargas verticales

Elaborado: Richard Santander.

8.22.4. Cargas horizontales

Cálculo del coeficiente de empuje activo (K_a)

Para estribos de hormigón armado, es decir estructuras que pueden tener pequeños desplazamientos (traslación o giro), por lo que se deberá determinar el coeficiente de presión activa (K_a) mediante la aplicación de la Teoría de Coulomb utilizando la siguiente expresión:



β = ángulo que forma la horizontal con la pantalla = 90°

ϕ = ángulo de fricción interna = 35°

δ = ángulo de rozamiento entre el terreno y la cara posterior del estribo va desde $\frac{\phi}{3}$ a $\frac{2\phi}{3}$ =

23.33

i = ángulo de inclinación del talud de relleno posterior.

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

$$K_a = \frac{\text{Sen}^2 * (90 + 35)}{\text{Sen}^2 90 * \text{Sen}(90 - 23.33) * \left[1 + \sqrt{\frac{\text{Sen}(35 + 23.33) * \text{Sen}(35 - 0)}{\text{Sen}(90 - 23.33) * \text{Sen}(0 + 90)}} \right]^2}$$

$$K_a = 0.244$$

Cargas LS (sobrecarga por carga viva en el terreno)

$$p'' = K_a h' \gamma_s = (0.244)(0.60\text{m})(1.80\text{Ton/m}^3) = 0.263 \text{ Ton/m}^2$$

$$LS_x = H(p'') = 6.00\text{m}(0.293\text{Ton/m}^2) = 1.58 \text{ Ton/m}$$

$$Y_o = H/2 = 6/2 = 3.00 \text{ m}$$

8.22.5. Cargas EH (presión lateral del terreno)

$$p = K_a H \gamma_s = (0.244)(6.00\text{m})(1.80\text{Ton/m}^3) = 2.64 \text{ Ton/m}^2$$

$$EH = \frac{1}{2} H (p) = \frac{1}{2}(6.00\text{m})(2.927 \text{ Ton/m}^2) = 7.92 \text{ Ton/m}$$

$$Y_o = H/3 = 6/3 = 2.00 \text{ m}$$

8.22.6. Cargas EQ (acción sísmica)

Para el análisis del efecto sísmico será necesario cumplir con los requerimientos descritos en el Art.3.10 AASHTO LRFD 2014 y la Guía de Especificaciones para Diseño Sísmico de Puentes LRFD AASHTO GUIDE SPECIFICATIONS FOR LRFD SEISMIC BRIDGE DESIGN 2011-DSPLRFD.

| Zona sísmica | I | II | III | IV | V | VI |
|---------------------------------|------------|------|-------------|------|------|-------------|
| Valor factor Z | 0.15 | 0.25 | 0.30 | 0.35 | 0.40 | ≥ 0.50 |
| Caracterización peligro sísmico | Intermedia | Alta | Alta | Alta | Alta | Muy alta |

Tabla 73: Zona sísmica del proyecto

Fuente: “Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 11”.

Acción sísmica del terreno (EQterr):

$\emptyset =$ ángulo de fricción interna = 35°

$\delta =$ ángulo de fricción entre el suelo y el muro = 23.33°

$i =$ ángulo del material del suelo con la horizontal = 0°

$\beta =$ ángulo de inclinación del muro con la vertical = 90°

$A =$ coeficiente sísmico de aceleración horizontal = 0.30

$kh =$ coeficiente de aceleración horizontal = $0.5A = 0.5(0.30) = 0.15$

$kv =$ coeficiente de aceleración vertical = 0

$$\theta = \arctan\left(\frac{kh}{1 - kv}\right) = \arctan\left(\frac{0.15}{1 - 0}\right) = 8.53^\circ$$

$$KAE = \frac{\text{Sen}^2 * (\emptyset + \beta - \theta)}{\text{Cos}\theta * \text{Sen}^2\beta * \text{Sen}(\beta - \theta - \delta) * \left[1 + \sqrt{\frac{\text{Sen}(\emptyset + \delta)\text{Sen}(\emptyset - \theta - i)}{\text{Sen}(\beta - \delta - \theta) * \text{Sen}(i + \beta)}}\right]^2}$$
$$KAE = \frac{\text{Sen}^2 * (35 + 90 - 8.53)}{\text{Cos}8.53 * \text{Sen}^290 * \text{Sen}(90 - 8.53 - 23.33) * \left[1 + \sqrt{\frac{\text{Sen}(35 + 23.33)\text{Sen}(35 - 8.53 - 0)}{\text{Sen}(90 - 23.33 - 8.53) * \text{Sen}(0 + 90)}}\right]^2}$$

$$KAE = 0.343$$

Entonces

$$EQ_s = \frac{1}{2} (K_{AE} - K_a) * H^2 * \gamma_s = \frac{1}{2} * (0.343 - 0.244) * (6m)^2 * (1.80 \text{ Ton/m}^3)$$

$$EQ_s = 3.19$$

$$Y_O = H/2 = 6 / 2 = 3.00m$$

8.22.7. Carga sísmica por superestructura (PEQ):

Donde

| Numero de vías cargadas | Factor (m) |
|-------------------------|-------------|
| 1 | 1.20 |
| 2 | 1.00 |
| 3 | 0.85 |
| >3 | 0.65 |

Tabla 74: Carga sísmica por superestructura

Fuente: “Normativa AASHTON LRFD 2014 “Tabla 3.6.1.1.2-1.

A = coeficiente de aceleración

S = carga permanente tributaria

$$PEQ = PDC + DW * A * S = (12.18 + 1.32) * 0.30 * 1.00$$

$$PEQ = 13.50 * 0.30 * 1.00 = 4.05$$

$$Y_o = H - h_{parapeto} / 2 = 6 - 1/2 = 5.50 \text{ m}$$

W = peso del estribo y terreno tributario= 14.95 + 21.55 = 36.50 Ton/m

Yo = C.G. del estribo y terreno tributario = 1.92 y 2.93 m

$$Y_o = \frac{(14.95 * 1.92) + (21.55 * 2.93)}{36.50} = 2.52 \text{ m}$$

Kh=0.5A

EQestrib = Kh * W = 0.15 * 36.50 Ton/m = 5.47 Ton/m

Yo = 2.52 m

8.22.8. Cálculo de fuerzas de frenado

NL = 2 número de vías cargadas

m = 1 factor de presencia múltiple

WLL = 0.96 carga de carril de diseño

L = 13 longitud del puente

Pc = 33.20 peso total del camión HL93

Se escogerá el mayor valor

PBR = 0.25(Pc)*NL* m = 0.25 * 33.20 *2 * 1 = 16.60 Ton (Art. 3.6.4) asumo este valor

PBR = 0,05*(Pc + WLL*L)*NL*m = 0.05*(33.20+(0.96*13))*2*1 = 4.57 Ton

BR = PBR/ ancho puente = 16.60 / 8.40 = 1.98 Ton/m

$$Y_o = H_{estribo} + 1.80 = 6 + 1.80 = 7.80\text{m}$$

| RESUMEN CARGAS HORIZONTALES | | | | |
|-----------------------------|------|--------------|--------------------|--------------|
| CARGA | TIPO | H (T/m) | Y _o (m) | MH (T-m/m) |
| LSx | LS | 1.58 | 3.00 | 4.75 |
| EH | EH | 7.92 | 2.00 | 15.84 |
| EQ s | EQ | 3.19 | 3.00 | 9.56 |
| PEQ | EQ | 4.05 | 5.50 | 22.28 |
| EQUEST | EQ | 5.47 | 2.52 | 13.79 |
| BR | BR | 1.98 | 7.80 | 15.41 |
| | | 24.19 | | 81.63 |

Tabla 75: Resumen de cargas horizontales en estribo

Elaborado: Richard Santander.

8.23. ESTADOS LÍMITES APLICABLES Y COMBINACIONES DE CARGAS

8.23.1. CASO I – ESTRIBO CON PUENTE

| TIPO | DC | | DW | EV | LL+IM | LS | SUMA |
|-----------------------|-------|-------|------|-------|--------|------|--------------|
| CARGA | DC | PDC | PCW | EV | PLL+IM | LSV | VU (Ton) |
| V (Ton) | 14.95 | 12.18 | 1.32 | 21.55 | 8.04 | 1.94 | 59.98 |
| Resistencia Ia | 0.90 | 0.90 | 0.65 | 1.00 | 0.00 | 1.75 | 50.22 |
| | 13.46 | 10.96 | 0.86 | 21.55 | 0.00 | 3.40 | |
| Resistencia Ib | 1.25 | 1.25 | 1.50 | 1.35 | 1.75 | 1.75 | 82.45 |
| | 18.69 | 15.23 | 1.98 | 29.09 | 14.07 | 3.40 | |
| Ev.extremo Ia | 0.90 | 0.90 | 0.65 | 1.00 | 0.00 | 0.50 | 47.79 |
| | 13.46 | 10.96 | 0.86 | 21.55 | 0.00 | 0.97 | |
| Ev.extremo Ib | 1.25 | 1.25 | 1.50 | 1.35 | 0.50 | 0.50 | 69.97 |
| | 18.69 | 15.23 | 1.98 | 29.09 | 4.02 | 0.97 | |
| Servicio I | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 59.98 |
| | 14.95 | 12.18 | 1.32 | 21.55 | 8.04 | 1.94 | |

Tabla 76: Cargas verticales en estribo con puente

Elaborado: Santander R, 2017

| TIPO | DC | | DW | EV | LL+IM | LS | SUMA |
|-----------------------|-------|-------|------|-------|--------|-------|---------------|
| CARGA | DC | PDC | PCW | EV | PLL+IM | LSV | MVU (Ton-m) |
| MV (Ton-m) | 29.46 | 21.32 | 2.31 | 59.02 | 14.07 | 6.22 | 132.40 |
| Resistencia Ia | 0.90 | 0.90 | 0.65 | 1.00 | 0.00 | 1.75 | 117.11 |
| | 26.51 | 19.18 | 1.50 | 59.02 | 0.00 | 10.89 | |
| Resistencia Ib | 1.25 | 1.25 | 1.50 | 1.35 | 1.75 | 1.75 | 182.13 |
| | 36.82 | 26.64 | 3.47 | 79.68 | 24.62 | 10.89 | |
| Ev.extremo Ia | 0.90 | 0.90 | 0.65 | 1.00 | 0.00 | 0.50 | 109.33 |
| | 26.51 | 19.18 | 1.50 | 59.02 | 0.00 | 3.11 | |
| Ev.extremo Ib | 1.25 | 1.25 | 1.50 | 1.35 | 0.50 | 0.50 | 156.76 |
| | 36.82 | 26.64 | 3.47 | 79.68 | 7.04 | 3.11 | |
| Servicio I | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 132.40 |
| | 29.46 | 21.32 | 2.31 | 59.02 | 14.07 | 6.22 | |

Tabla 77: Momento estabilizador por cargas verticales Mvu

Elaborado: Santander R, 2017

| TIPO | LS | EH | EQ | | | BR | SUMA |
|-----------------------|------|-------|------|------|--------|------|--------------|
| CARGA | LS | EH | EQs | PEQ | EQUEST | BR | HU (Ton) |
| H (Ton) | 1.58 | 7.92 | 3.19 | 4.05 | 5.47 | 1.98 | 24.19 |
| Resistencia Ia | 1.75 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.75 | 18.11 |
| | 2.77 | 11.88 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 3.46 | |
| Resistencia Ib | 1.75 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.75 | 18.11 |
| | 2.77 | 11.88 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 3.46 | |
| Ev.extremo Ia | 0.50 | 1.50 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.50 | 26.37 |
| | 0.79 | 11.88 | 3.19 | 4.05 | 5.47 | 0.99 | |
| Ev.extremo Ib | 0.50 | 1.50 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.50 | 26.37 |
| | 0.79 | 11.88 | 3.19 | 4.05 | 5.47 | 0.99 | |
| Servicio I | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 11.48 |
| | 1.58 | 7.92 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.98 | |

Tabla 78: Cargas horizontales Hu

Elaborado: Santander R, 2017

| TIPO | LS | EH | EQ | | | BR | SUMA |
|-----------------------|------|-------|------|-------|-------|-------|--------------|
| CARGA | LS | EH | EQs | PEQ | EQEST | BR | MHU (Ton-m) |
| MH (Ton-m) | 4.75 | 15.84 | 9.56 | 22.28 | 13.79 | 15.41 | 81.63 |
| Resistencia Ia | 1.75 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.75 | 59.05 |
| | 8.31 | 23.76 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 26.98 | |
| Resistencia Ib | 1.75 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.75 | 59.05 |
| | 8.31 | 23.76 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 26.98 | |
| Ev.extremo Ia | 0.50 | 1.50 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.50 | 79.47 |
| | 2.38 | 23.76 | 9.56 | 22.28 | 13.79 | 7.71 | |
| Ev.extremo Ib | 0.50 | 1.50 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.50 | 79.47 |
| | 2.38 | 23.76 | 9.56 | 22.28 | 13.79 | 7.71 | |
| Servicio I | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 36.00 |
| | 4.75 | 15.84 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 15.41 | |

Tabla 79: Momento de vuelco por cargas horizontales MHU

Estado límite de Resistencia (AASHTO, Art. 11.6.3.3):

Se debe mantener la resultante en la base del cimiento dentro de la mitad central ($e \leq B/4$), excepto el caso de suelo rocoso en que se mantendrá en los 3/4 centrales ($e \leq 3/8B$).

Es decir $e_{m\acute{a}x} = B/4 = 4.10 / 4m = 1.03 \text{ m}$

Para valores de γ_{EQ} entre 0 y 1.0, interpolar linealmente entre los valores especificados. En nuestro caso, utilizando $\gamma_{EQ}=0.5$, la interpolación señala el límite $e \leq 11 / 30B$.

Es decir $e_{m\acute{a}x} = (11/30)*B = (0.367)*4.10 \text{ m} = 1.50 \text{ m}$

Condición $e < e_{max}$

| VUELCO ALREDEDOR DEL PUNTO O CON PUENTE | | | | | | | |
|-----------------------------------------|---------|-----------|-----------|-------------------|--------------|---------------|----|
| ESTADO | Vu | Mvu | Mhv | $Xo=(Mvu-Mvh)/Vu$ | $e=(B/2-Xo)$ | e_{max} (m) | |
| | (Ton/m) | (Ton-m/m) | (Ton-m/m) | | | | |
| Resistencia Ia | 50.22 | 117.11 | 59.05 | 1.16 | 0.89 | 1.03 | OK |
| Resistencia Ib | 82.45 | 182.13 | 59.05 | 1.49 | 0.56 | 1.03 | OK |
| Ev. Extremo Ia | 47.79 | 109.33 | 79.47 | 0.62 | 1.43 | 1.50 | OK |
| Ev. Extremo Ib | 69.97 | 156.76 | 79.47 | 1.10 | 0.95 | 1.50 | OK |

Tabla 80: Vuelco alrededor del punto O con puente

Elaborado: Santander R, 2017

8.23.2. Deslizamiento en base del estribo

Con:

$$\phi_f = 35^\circ$$

$$\mu = \text{tg } \phi_f = 0.577 \quad (\text{Art. 10.6.3.3})$$

$$\phi_t = 0.80, \text{ estado límite de Resistencia} \quad (\text{Tabla 10.5.5.2.2-1}).$$

$$\phi_t = 1.00, \text{ estado límite de Evento Extremo} \quad (\text{Art. 11.6.5})$$

Condición $F_t \geq H_u$

| DESPLAZAMIENTO EN LA BASE DEL ESTRIBO CON PUENTE | | | | |
|--------------------------------------------------|---------|---------------------------------|----------------|----|
| ESTADO | Vu | RESISTENTE (T/m) | ACTUANTE (T/m) | |
| | (Ton/m) | $F_t = u \cdot \phi_t \cdot Vu$ | H_u | |
| Resistencia Ia | 50.22 | 28.13 | 18.11 | OK |
| Resistencia Ib | 82.45 | 46.19 | 18.11 | OK |
| Ev. Extremo Ia | 47.79 | 33.47 | 26.37 | OK |
| Ev. Extremo Ib | 69.97 | 49.00 | 26.37 | OK |

| | | | |
|----|--|--|--|
| lb | | | |
|----|--|--|--|

Tabla 81: Desplazamiento en la base del estribo con puente

Elaborado: Santander R, 2017

8.23.4. Presiones actuantes en la base del estribo

Capacidad de carga factorada del terreno (qR)

Estado límite de Resistencia, con $\phi_b = 0.45$ (Tabla 10.5.5.2.2-1)

$$q_r = \phi_b * q_n \quad (10.6.3.1.1-1)$$

$$q_r = \phi_b (FS \cdot q_{adm}) = 0.45 (3 * 2.50 \text{ kg/cm}^2) = 3.38 \text{ kg/cm}^2$$

Estado límite de Evento Extremo, con $\phi_b = 1.00$ (Art. 11.6.5):

$$qR = \phi_b * q_n \quad (10.6.3.1.1-1)$$

$$q_r = \phi_b (FS \cdot q_{adm}) = 1.00 (3 * 2.50 \text{ kg/cm}^2) = 7.50 \text{ kg/cm}^2$$

Estado límite de Servicio

$$q_{adm} = 2.50 \text{ kg/cm}^2$$

Condición $q < q_r$

| PRESIONES ACTUANTES EN LA BASE DEL ESTRIBO CON PUENTE | | | | | | | |
|-------------------------------------------------------|---------|-----------|-----------|---------------------------------|-------------------|----------------------|----------------|
| ESTADO | Vu | Mvu | Mhv | $X_o = (M_{vu} - M_{vh}) / V_u$ | $e = (B/2 - X_o)$ | $q = V_u / (B - 2e)$ | q_r |
| | (Ton/m) | (Ton-m/m) | (Ton-m/m) | | | | |
| Resistencia Ia | 50.22 | 117.11 | 59.05 | 1.16 | 0.89 | 2.17 | 3.38 OK |
| Resistencia Ib | 82.45 | 182.13 | 59.05 | 1.49 | 0.56 | 2.76 | 3.38 OK |

| | | | | | | | | |
|----------------|-------|--------|-------|------|------|------|------|----|
| Ev. Extremo Ia | 47.79 | 109.33 | 79.47 | 0.62 | 1.43 | 3.82 | 7.50 | OK |
| Ev. Extremo Ib | 69.97 | 156.76 | 79.47 | 1.10 | 0.95 | 3.17 | 7.50 | OK |
| Servicio | 60.30 | 132.40 | 36.00 | 1.60 | 0.45 | 1.89 | 2.50 | OK |

Tabla 82: Presiones actuantes en la base del estribo con puente

Elaborado: Santander R, 2017

8.24. CASO II – ESTRIBO SIN PUENTE

8.24.1. ESTADOS LÍMITES APLICABLES Y COMBINACIONES DE CARGAS

| TIPO | DC | EV | LS | SUMATORIA |
|----------------|-------|-------|------|-----------|
| CARGA | DC | EV | LSy | Vu (Ton) |
| V (Ton) | 14.95 | 21.55 | 1.94 | 38.44 |
| Resistencia Ia | 0.90 | 1.00 | 1.75 | 38.40 |
| | 13.46 | 21.55 | 3.40 | |
| Resistencia Ib | 1.25 | 1.35 | 1.75 | 51.18 |
| | 18.69 | 29.09 | 3.40 | |
| Ev. Extremo Ia | 0.90 | 1.00 | 0.50 | 35.97 |
| | 13.46 | 21.55 | 0.97 | |
| Ev. Extremo Ib | 1.25 | 1.35 | 0.50 | 48.75 |
| | 18.69 | 29.09 | 0.97 | |
| Servicio | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 38.44 |
| | 14.95 | 21.55 | 1.94 | |

Tabla 83: Cargas verticales de diseño en el estribo sin puente Vu

Elaborado: Santander R , 2017

Tabla 84: Momento estabilizador de diseño por cargas verticales sin puente Mvu

| TIPO | DC | EV | LS | SUMATORIA |
|----------------|-------|-------|------|-------------|
| CARGA | DC | EV | LSy | Mvu (Ton-m) |
| Mv (Ton-m) | 29.46 | 59.02 | 6.22 | 94.70 |
| Resistencia Ia | 0.90 | 1.00 | 1.75 | 96.42 |

| | | | | |
|----------------|-------|-------|-------|---------------|
| | 26.51 | 59.02 | 10.89 | |
| Resistencia Ib | 1.25 | 1.35 | 1.75 | 127.39 |
| | 36.82 | 79.68 | 10.89 | |
| Ev. Extremo Ia | 0.90 | 1.00 | 0.50 | 88.65 |
| | 26.51 | 59.02 | 3.11 | |
| Ev. Extremo Ib | 1.25 | 1.35 | 0.50 | 119.62 |
| | 36.82 | 79.68 | 3.11 | |
| Servicio | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 94.70 |
| | 29.46 | 59.02 | 6.22 | |

Elaborado: Santander R, 2017

Tabla 85: Cargas horizontales de diseño sin puente Hu

| TIPO | LS | EH | EQ | | SUMATORIA |
|----------------|------|-------|------|--------|--------------|
| CARGA | LS | EH | EQs | EQestr | Hu (Ton) |
| H (Ton) | 1.58 | 7.92 | 3.19 | 5.47 | 18.16 |
| Resistencia Ia | 1.75 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 14.65 |
| | 2.77 | 11.88 | 0.00 | 0.00 | |
| Resistencia Ib | 1.75 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 14.65 |
| | 2.77 | 11.88 | 0.00 | 0.00 | |
| Ev. Extremo Ia | 0.50 | 1.50 | 1.00 | 1.00 | 21.33 |
| | 0.79 | 11.88 | 3.19 | 5.47 | |
| Ev. Extremo Ib | 0.50 | 1.50 | 1.00 | 1.00 | 21.33 |
| | 0.79 | 11.88 | 3.19 | 5.47 | |
| Servicio | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 9.50 |
| | 1.58 | 7.92 | 0.00 | 0.00 | |

Elaborado: Santander R, 2017

Tabla 86: Momento de vuelco por cargas horizontales sin puente Mhu

| TIPO | LS | EH | EQ | | SUMATORIA |
|------------------|------|-------|------|--------|-------------|
| CARGA | LS | EH | EQs | EQestr | MHu (Ton-m) |
| MH(Ton-m) | 4.75 | 15.84 | 9.56 | 13.79 | 43.94 |

| | | | | | |
|----------------|------|-------|------|-------|-------|
| Resistencia Ia | 1.75 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 32.07 |
| | 8.31 | 23.76 | 0.00 | 0.00 | |
| Resistencia Ib | 1.75 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 32.07 |
| | 8.31 | 23.76 | 0.00 | 0.00 | |
| Ev. Extremo Ia | 0.50 | 1.50 | 1.00 | 1.00 | 49.48 |
| | 2.38 | 23.76 | 9.56 | 13.79 | |
| Ev. Extremo Ib | 0.50 | 1.50 | 1.00 | 1.00 | 49.48 |
| | 2.38 | 23.76 | 9.56 | 13.79 | |
| Servicio | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 20.59 |
| | 4.75 | 15.84 | 0.00 | 0.00 | |

Elaborado: Santander R, 2017

8.24.2. CHEQUEO DE ESTABILIDAD Y ESFUERZOS

Tabla 87: Vuelco alrededor del punto O sin puente

| VUELCO ALREDEDOR DEL PUNTO O SIN PUENTE | | | | | | | |
|-----------------------------------------|---------|-----------|-----------|-------------------|--------------|----------|----|
| ESTADO | Vu | Mvu | Mhv | $Xo=(Mvu-Mvh)/Vu$ | $e=(B/2-Xo)$ | emax (m) | |
| | (Ton/m) | (Ton-m/m) | (Ton-m/m) | | | | |
| Resistencia Ia | 38.40 | 96.42 | 32.07 | 1.68 | 0.37 | 1.03 | OK |
| Resistencia Ib | 51.18 | 127.39 | 32.07 | 1.86 | 0.19 | 1.03 | OK |
| Ev. Extremo Ia | 35.97 | 88.65 | 49.48 | 1.09 | 0.96 | 1.50 | OK |
| Ev. Extremo Ib | 48.75 | 119.62 | 49.48 | 1.44 | 0.61 | 1.50 | OK |

Elaborado: Santander R, 2017

8.24.3. Deslizamiento en base del estribo

Con:

$$\phi_f = 35^\circ$$

$$\mu = \text{tg } \phi_f = 0.70$$

(Art. 10.6.3.3)

$\phi_t = 0.80$, estado límite de Resistencia (Tabla 10.5.5.2.2-1).

$\phi_t = 1.00$, estado límite de Evento Extremo (Art. 11.6.5)

Condición $F_t \geq H_u$

| DESlizAMIENTO EN LA BASE DEL ESTRIBO SIN PUENTE | | | | |
|-------------------------------------------------|---------|----------------------------------|----------------|----|
| ESTADO | Vu | RESISTENTE (T/m) | ACTUANTE (T/m) | |
| | (Ton/m) | $F_t = u \cdot \phi_t \cdot V_u$ | Hu | |
| Resistencia Ia | 38.40 | 21.51 | 14.65 | OK |
| Resistencia Ib | 51.18 | 28.67 | 14.65 | OK |
| Ev. Extremo Ia | 35.97 | 25.19 | 21.33 | OK |
| Ev. Extremo Ib | 48.75 | 34.13 | 21.33 | OK |

Tabla 88: Deslizamiento en la base sin puente

Elaborado: Santander R, 2017

8.24.4. Presiones actuantes en la base del estribo sin puente

Condición

$q < q_r$

| PRESIONES ACTUANTES EN LA BASE DEL ESTRIBO CON PUENTE | | | | | | | | |
|-------------------------------------------------------|---------|-----------|-----------|---------------------------------|-------------------|----------------------|-------|----|
| ESTADO | Vu | Mvu | Mhv | $X_o = (M_{vu} - M_{vh}) / V_u$ | $e = (B/2 - X_o)$ | $q = V_u / (B - 2e)$ | q_r | |
| | (Ton/m) | (Ton-m/m) | (Ton-m/m) | | | | | |
| Resistencia Ia | 38.40 | 96.42 | 32.07 | 1.68 | 0.37 | 1.15 | 3.38 | OK |
| Resistencia Ib | 51.18 | 127.39 | 32.07 | 1.86 | 0.19 | 1.37 | 3.38 | OK |
| Ev. Extremo Ia | 35.97 | 88.65 | 49.48 | 1.09 | 0.96 | 1.65 | 7.50 | OK |
| Ev. Extremo Ib | 48.75 | 119.62 | 49.48 | 1.44 | 0.61 | 1.69 | 7.50 | OK |
| Servicio | 38.44 | 94.70 | 20.59 | 1.93 | 0.12 | 1.00 | 2.50 | OK |

Tabla 89: Presiones actuantes en la base del estribo

Elaborado: Santander R, 2017

8.24.5. CÁLCULO DEL ACERO

8.24.6. DISEÑO DE PANTALLA

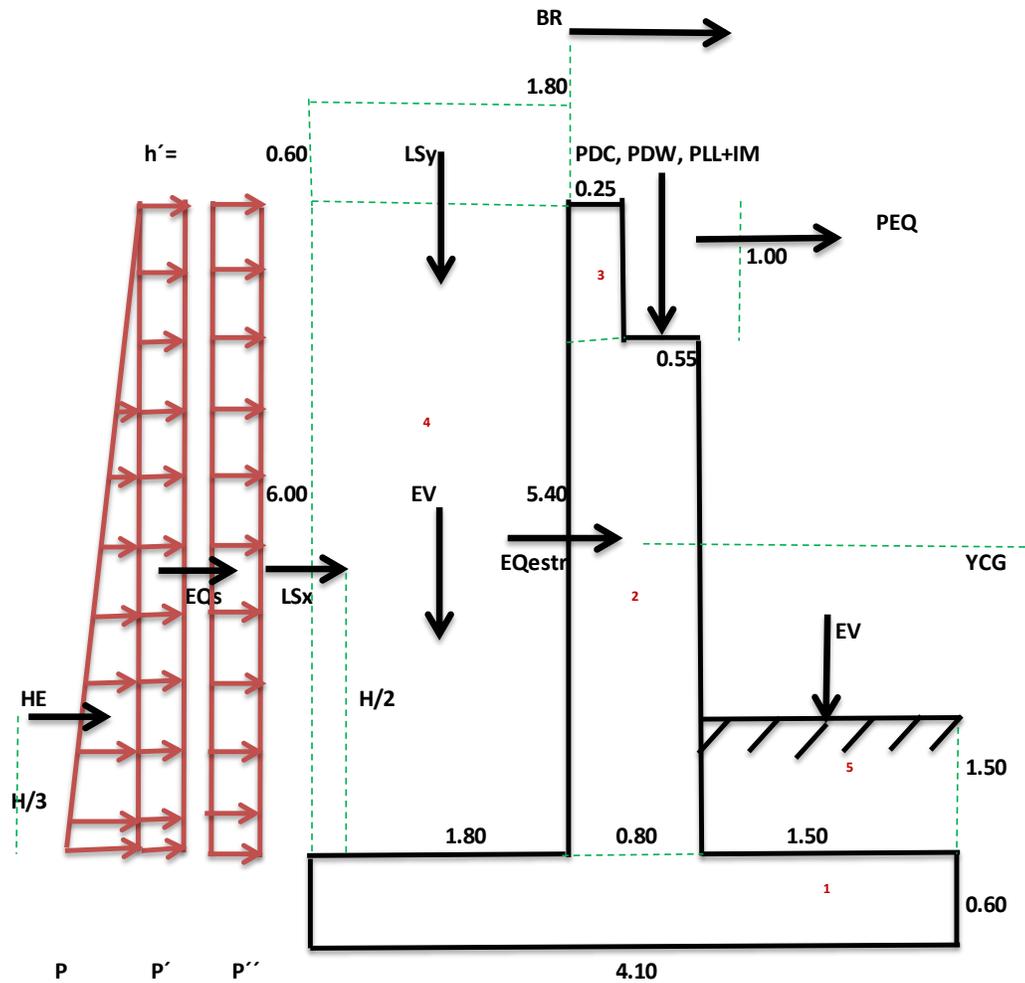


Ilustración 64: Cargas actuantes en la pantalla del estibo

Elaborado: Santander R, 2017

Para calcular el momento en la base de pantalla se utilizará solo las cargas horizontales

$$P'' = K_a * h' * \text{peso específico del suelo} = 0.244 * 0.60 * 1.80 = 0.264 \quad \text{Cargas distribuidas}$$

$$LS = P'' * Hp = 0.264 * 5.40 = 1.43$$

Carga puntual

$$P = Ka * Hp * \text{peso específico suelo} = 0.244 * 5.40 * 1.80 = 2.38$$

Carga distribuida

$$HE = \frac{1}{2} * Hp * P = 0.5 * 5.40 * 2.37 = 6.41$$

Carga puntual

$$P' = 1/2 * (KAE - Ka) * Hp * \text{peso esp suelo} = 0.5 * (0.343 - 0.244) * 5.40 * 1.80 = 0.48$$

$$EQs = P' * Hp = 0.48 * 5.40 = 2.58$$

Tabla 90: Cargas en la base de la pantalla

| CARGA | CARGA DISTRIBUIDA (Ton/m) | CARGA (Ton) | Y | M (Ton-m) |
|--------|---------------------------|-------------|------|--------------|
| LS | 0.26 | 1.43 | 2.70 | 3.85 |
| HE | 2.38 | 6.41 | 1.80 | 11.55 |
| EQs | 0.48 | 2.58 | 2.70 | 6.97 |
| PEQ | - | 4.05 | 4.90 | 19.85 |
| EQestr | - | 3.98 | 1.95 | 7.76 |
| BR | - | 1.98 | 7.20 | 14.23 |

Elaborado: Santander R, 2017

Donde para EQestr :

Se calcula el peso del estribo despreciando la base y haciendo punto de referencia en la base de la pantalla para calcular el centro de gravedad

| PESO DEL ESTRIBO Y CENTRO DE GRAVEDAD | | | |
|---------------------------------------|-------------|------|--------------|
| FIGURA | W | Y | W*Y |
| 2 | 8.45 | 2.20 | 18.59 |
| 3 | 0.60 | 4.90 | 2.94 |
| SUMA | 9.05 | | 21.53 |

$$W = 9.05$$

$$Y = 2.38$$

Tabla 91: Peso y centro de gravedad de la pantalla y cabezal del estribo

Elaborado: Santander R, 2017

PESO DEL TERRENO Y CENTRO DE GRAVEDAD

| FIGURA | W | Y | W*Y |
|--------|--------------|------|--------------|
| 4 | 17.50 | 1.73 | 30.18 |
| SUMA | 17.50 | | 30.18 |

W = 17.50

Y = 1.73

Tabla 92: Peso del terreno y centro de gravedad en la base de la pantalla

Elaborado: Santander R, 2017

$$W = 9.05 + 17.50 = 26.55 \text{ Ton/m}$$

$$K_h = 0.50 * A = 0.5 * 0.3 = 0.15$$

$$E_{Qestr} = K_h * W = 0.15 * 26.55 = 3.98$$

$$Y_{estr} = Y_{estr} = \frac{(9.05*2.38)+(17.50*1.73)}{9.05+17.50} = 1.95$$

8.24.7. ACERO A FLEXIÓN

8.24.8. COMBINACIONES DE CARGA

| MLS | MHE | MEQs | MPEQ | MQestr | BR | MOMENTO |
|------------------------------------------|-------|------|-------|--------|-------|---------------|
| 3.85 | 11.55 | 6.97 | 19.85 | 7.76 | 14.23 | DISEÑO |
| ESTADO LIMITE DE RESISTENCIA I | | | | | | |
| 1.75 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.75 | 48.95 |
| 6.73 | 17.32 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 24.90 | |
| ESTADO LIMITE DE EVENTO EXTREMO I | | | | | | |
| 0.50 | 1.50 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.50 | 60.93 |
| 1.92 | 17.32 | 6.97 | 19.85 | 7.76 | 7.11 | |
| ESTADO LIMITE DE SERVICIO I | | | | | | |
| 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 29.62 |
| 3.85 | 11.55 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 14.23 | |

Tabla 93: Momento de diseño en la base de la pantalla

Elaborado: Santander R, 2017

$$M_u = 60.93 \text{ T-m}$$

$$r = 5 \text{ cm}$$

$$d = 80 - 5 = 75 \text{ cm}$$

$$k = \frac{M_u}{\phi \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}$$

$$k = \frac{60.93 \times 10^5}{0.9 \cdot 280 \cdot 100 \cdot 75^2} = 0.0430$$

$$q = \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36 \cdot k}}{1.18}$$

$$q = \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36 \cdot 0.0430}}{1.18} = 0.0441$$

$$\rho = q \cdot \frac{f'_c}{f_y}$$

$$\rho = 0.0444 \cdot \frac{280}{4200} = 0.0029$$

$$A_s = \rho \cdot d \cdot b = 0.0029 \cdot 100 \cdot 75 = 22.07 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow 8 \text{ } \emptyset 20 \text{ mm} = 25.13 \text{ cm}^2 \text{ acero a colocar}$$

$$\Rightarrow 1 \text{ } \emptyset 20 = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$\text{esp} = \frac{100}{25.13} * 3.14 = 12.50 \Rightarrow 12.50 \text{ cm}$$

Verificación de armadura colocada momento negativo apoyo interior

$$a = \frac{A_s * f_y}{\phi * f'_c * b}$$
$$a = \frac{25.13 * 4200}{0.85 * 280 * 100} = 4.43 \text{ cm}$$
$$c = \frac{a}{\beta_1}$$
$$c = \frac{4.43}{0.85} = 5.22$$

$$d_e = 75.00 \text{ cm}$$

$$\phi M_n = \phi * A_s * f_y * (d_e - a/2)$$

$$\phi M_n = 0.9 * 25.13 * 4200 * (75 - 4.43/2)$$

$$\phi M_n = 6913949.05 \text{ Kg} - \text{cm} = 69.13 \text{ T-m}$$

$$M_n = 69.13 \text{ T-m}$$

Condición

ϕM_n vs M_u

$$69.13 \text{ T-m} > 61.27 \text{ T-m} \quad \mathbf{OK}$$

As mínimo

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de $1.2M_{cr}$ y $1.33M_u$:

$$\phi M_n \geq 1.2 M_{cr}$$

$$1.2 M_{cr} = 1.2 * (f_r * Z) = 1.2 * (33.47 * 10666.67) = 4284160 \text{ Kg} \cdot \text{cm} = 42.84 \text{ T} \cdot \text{m}$$

$$f_r = 2 * \sqrt{f'_c} = 2 * \sqrt{280} = 33.47 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Z = \frac{b * h^2}{6} = \frac{100 * 80^2}{6} = 106666.67 \text{ cm}^3$$

$$M_n = 1.2 * M_r / \phi$$

$$M_n = 42.84 / 0.90 = 47.60 \text{ T} \cdot \text{m} \quad \text{Momento para armadura mínima}$$

Dónde:

f_r = Esfuerzo de rotura del concreto

Z = Módulo de la sección rectangular

M_{cr} = Momento de

8.24.9. As de temperatura

$$A_{\text{temperatura}} = 0.0018 * A_g = 0.0018 * b * t$$

$$A_{\text{temperatura}} = 0.0018 * 100 * 80 = 14.40 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{temperatura}} = 14.40 / 2 = 7.20 \text{ cm}^2 / \text{capa}$$

$$\Rightarrow 4 \text{ } \emptyset 16 \text{ mm} = 8.04 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow 1 \text{ } \emptyset 16 = 2.01$$

$$\text{esp} = \frac{100}{8.04} * 2.01 = 25 \Rightarrow 25 \text{ cm}$$

Condición $S_{\text{max}} \leq 45 \text{ cm}$

$$25 < 45 \quad \mathbf{Ok}$$

Nota.- El acero de temperatura se colocará por no contar con ningún tipo de acero en el sentido perpendicular al acero principal de la pantalla y también en la cara de la pantalla opuesta al relleno, en ambos sentidos.

Revisión de fisuramiento por distribución de armadura negativa apoyos interiores

Condición

Fórmulas que se aplican en la revisión de fisuramiento

$$S \leq S_{\max} = \frac{700 * \gamma_c}{\beta_s * f_s} - 2 * d_c$$

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7 * (h - d_c)}$$

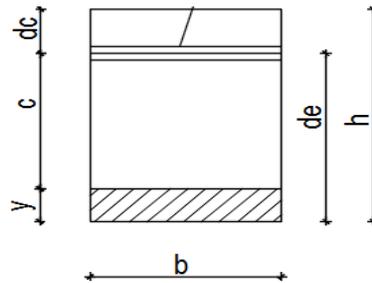
$$\beta_s = 1 + \frac{5.00}{0.7 * (80 - 5.00)}$$

$$\beta_s = 1.13$$

γ_c = Se aplica en segmentos de vigas antes de alcanzar la resistencia nominal. Cuando existe mayor preocupación por la apariencia/corrosión.

En este caso $\gamma_c = 0,75$

AASHTO LRFD, 2014 - C5.7.3.4 permite dejar a consideración del diseñador el valor del factor de exposición según esta crea conveniente. Así para este caso se adoptó un valor de $\gamma_c = 0,75$.



Datos

$M = 29.62$ T-m momento de servicio en pantalla

f_s = esfuerzo de tracción en el acero de refuerzo en el estado límite de servicio

$d_c = 5.00$ cm

b = 100 cm ancho de faja de diseño

y= ubicación del eje neutro

Es= 2030000 Kg/cm²

Ec= 200798.41 Kg/cm²

n= Es/Ec = 10

As = 25.13 cm²

de= 75.00 cm

$$Mc = Mt$$

$$\frac{b * y^2}{2} + (n * As * y) - (n * As * de) = 0$$

a b c

$$y = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

$$y = \frac{-251.30 \pm \sqrt{251.30^2 - 4 * 50 * -18847.50}}{2 * 50}$$

$$y = -22.09 \text{ cm}$$

y = 17.06 cm Valor adoptado

$$I \text{ transformada} = n * As * (de - y)^2 + \frac{b * y^3}{3}$$

$$I \text{ transformada} = 251.30 * (75 - 17.06)^2 + \frac{100 * 17.06^3}{3}$$

$$I \text{ transformada} = 1009131.85 \text{ cm}^4$$

$$c = d_e - y$$

$$c = 75 - 17.06$$

$$c = 57.94 \text{ cm}$$

$$f_s = \frac{M * c}{I} * n$$

$$f_s = \frac{29.62 \times 10^5 * 57.94}{1009131.85} * 10$$

$$f_s = 1553.89 \text{ Kg/cm}^2$$

Transformamos a unidades inglesas y se aplica la siguiente fórmula para encontrar el espaciamiento máximo entre barras

$$f_s = 1736.25 \text{ Kg/cm}^2 \cong 22.07 \text{ Ksi}$$

$$d_c = 5.00 \text{ cm} \cong 1.97 \text{ in}$$

$$\beta_s = 1.13 \cong 0.45 \text{ in}$$

$$S \leq S_{\max} = \frac{700 * \gamma_c}{\beta_s * f_s} - 2 * d_c$$

$$S \leq S_{\max} = \frac{700 * 0.75}{0.45 * 22.07} - 2 * 1.97$$

$$S \leq S_{\max} = 48.92 \text{ in} \cong 124.26 \text{ cm}$$

$$S \leq S_{\max}$$

$$12.50 \text{ cm} \leq 124.26 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

8.24.10. Revisión por corte

El corte no gobierna el diseño de un muro de contención pero en este caso se analizará

Estado de resistencia I

$$V_u = n[(1.75 * VLS) + (1.50 * VEH) + (1.75 * VBR)]$$

$$V_u = n[(1.75 * 1.43) + (1.50 * 6.41) + (1.75 * 1.98)]$$

$$V_u = 15.57 \text{ Ton}$$

Estado de límite de evento extremo I

$$V_u = n[(0.5 * VLS) + (1.50 * VEH) + (1.00 * VEQ) + (0.5 * VBR)]$$

$$V_u = n[(0.5 * 1.43) + (1.50 * 6.41) + (1.00 * 2.58 + 4.05 + 3.98) + (0.5 * 1.98)]$$

$$V_u = 21.94 \text{ Ton}$$

El cortante resistente del concreto es

$$V_r = \phi V_n \quad (5.8.2.1-2)$$

$$\phi = 1.0$$

$$\text{Siendo } V_n \text{ el menor de: } \begin{cases} V_n = V_c + V_s + V_p & (5.8.3.3-1) \\ V_n = 0.25f'_c * b_v * d_v + V_p & (5.8.3.3-2) \end{cases}$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c * b_v * d_v}$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{280} * 100 * 72.79 = 64550.08 \text{ Kg} = 64.55 \text{ Ton}$$

Dónde:

$b_v =$ ancho de diseño de pantalla= 100 cm

$d_e = 65.00$ cm

$d_v =$ peralte de corte efectivo $= d_e - \frac{a}{2} = 75 - \frac{4.43}{2} = 72.79$ cm

No menor que el mayor valor de $\left\{ \begin{array}{l} 0.90 * d_e = 0.90 * (75.00\text{cm}) = 67.50 \text{ cm} \\ 0.72 * h = 0.72 * (70 \text{ cm}) = 57.60 \text{ cm} \end{array} \right.$

Con $V_p = 0$ y $V_s = 0$ el menor valor de $\left\{ \begin{array}{l} V_n = 64.55 \text{ T} \\ V_n = 0.25 * 280 * 100 * 62.23 = 435.61\text{Ton} \end{array} \right.$

$V_r = \emptyset V_n = V_n = 1 * 64.55 = 64.55 \text{ Ton} > 21.94 \text{ Ton} \quad \mathbf{OK}$

8.25. DISEÑO DE CIMENTACIÓN

Acero parte superior de zapata

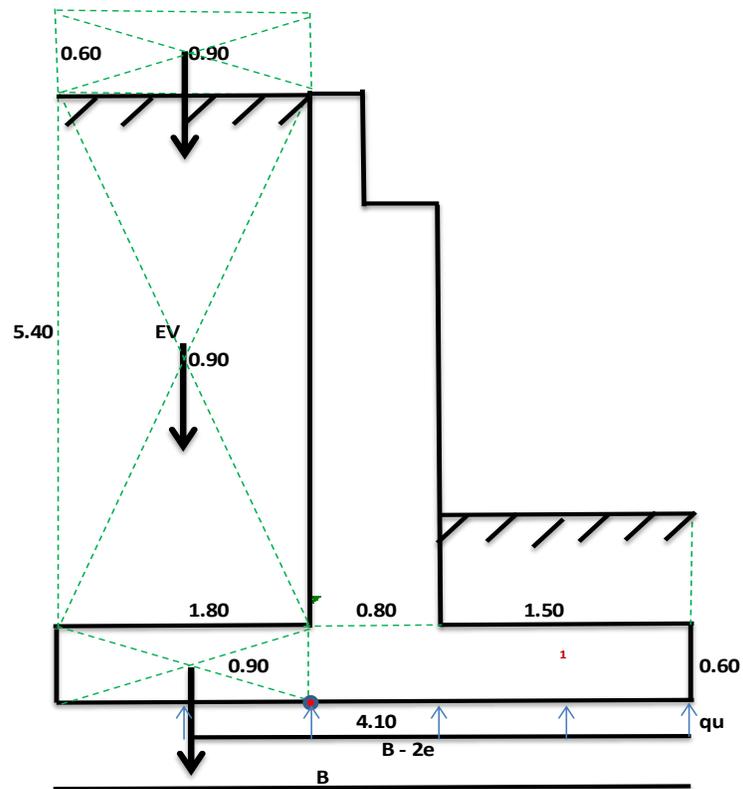


Ilustración 65: Cargas par de diseño superior de zapata

Elaborado: Santander R, 2017

$$DC = 1.80 * 0.60 * 1.00 * 2.40 = 2.59 \text{ Ton}$$

$$LSy = 1.80 * 0.60 * 1.00 * 1.80 = 1.94 \text{ Ton}$$

$$EV = 1.80 * 5.40 * 1.00 * 1.80 = 17.50 \text{ Ton}$$

$$Mu = n[1.25 * MDC + 1.35 * MEV + 1.75 * MLS]$$

$$Mu = n[(1.25 * (2.59 * 0.90)) + (1.35 * (17.50 * 0.90)) + (1.75 * (1.94 * 0.90))]$$

$$M_u = 27.23 \text{ Ton-m}$$

$$r = 7.50 \text{ cm}$$

$$d = 70 - 7.50 = 62.50 \text{ cm}$$

$$k = \frac{M_u}{\phi \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}$$

$$k = \frac{27.24 \times 10^5}{0.9 \cdot 280 \cdot 100 \cdot 52.50^2} = 0.0394$$

$$q = \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36 \cdot k}}{1.18}$$

$$q = \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36 \cdot 0.0394}}{1.18} = 0.0402$$

$$\rho = q \cdot \frac{f'_c}{f_y}$$

$$\rho = 0.0179 \cdot \frac{280}{4200} = 0.0027$$

$$A_s = \rho \cdot d \cdot b = 0.0027 \cdot 100 \cdot 62.50 = 14.06 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow 7 \text{ } \emptyset 16 \text{ mm} = 14.07 \text{ cm}^2 \text{ acero a colocar}$$

$$\Rightarrow 1 \text{ } \emptyset 16 = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\text{esp} = \frac{100}{14.07} \cdot 2.01 = 14.29 \Rightarrow 14 \text{ cm}$$

Verificación de armadura colocada momento negativo apoyo interior

$$a = \frac{A_s * f_y}{\phi * f'_c * b}$$

$$a = \frac{14.07 * 4200}{0.85 * 280 * 100} = 2.48 \text{ cm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$c = \frac{2.48}{0.85} = 2.92 \text{ cm}$$

$$d_e = 52.50 \text{ m}$$

$$\phi M_n = \phi * A_s * f_y * (d_e - a/2)$$

$$\phi M_n = 0.9 * 14.07 * 4200 * (52.50 - 2.48/2)$$

$$\phi M_n = 2726242.60 \text{ Kg} - \text{cm} = 27.26 \text{ T-m}$$

$$M_n = 27.26 \text{ T-m}$$

Condición

ϕM_n vs M_u

$$27.26 \text{ T-m} > 27.23 \text{ T-m} \quad \mathbf{OK}$$

8.25.1. As de temperatura

$$A_{\text{temperatura}} = 0.0015 * A_g = 0.0015 * b * t$$

$$A_{\text{temperatura}} = 0.0015 * 100 * 60 = 9.00 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{temperatura}} = 9.00 / 2 = 4.50 \text{ cm}^2 / \text{capa}$$

$$\Rightarrow 4 \text{ } \emptyset 12 \text{ mm} = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow 1 \text{ } \emptyset 12 = 1.13$$

$$\text{esp} = \frac{100}{4.52} * 1.13 = 25 \Rightarrow 25 \text{ cm}$$

Condición $S_{\text{max}} \leq 45 \text{ cm}$

$$25 < 45 \quad \mathbf{Ok}$$

Nota.- El acero de temperatura se colocará por no contar con ningún tipo de acero en el sentido perpendicular al acero principal de la pantalla y también en la cara de la pantalla opuesta al relleno, en ambos sentidos.

8.25.2. Revisión del talón por corte

El cortante actuante en el talón para el estado límite de Resistencia I

$$V_u = n[1.25 * V_{DC} + 1.35 * V_{EV} + 1.75 * V_{LS}] \quad (\text{Tabla 3.4.1-1})$$

$$V_u = n[(1.25 * 2.59) + (1.35 * 17.50) + (1.75 * 1.94)]$$

$$V_u = 31.56 \text{ Ton}$$

El cortante resistente del concreto es

$$V_r = \emptyset V_n \quad (5.8.2.1-2)$$

$$\emptyset = 1.0$$

$$\text{Siendo } V_n \text{ el menor de: } \begin{cases} V_n = V_c + V_s + V_p & (5.8.3.3-1) \\ V_n = 0.25f'_c * b_v * d_v + V_p & (5.8.3.3-2) \end{cases}$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c * b_v * d_v}$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{280} * 100 * 51.26 = 45460.42 \text{ Kg} = 45.46 \text{ Ton}$$

Dónde:

b_v = ancho de diseño de pantalla = 100 cm

d_e = 52.50.50 cm

$$d_v = \text{peralte de corte efectivo} = d_e - \frac{a}{2} = 52.50 - \frac{2.48}{2} = 51.26 \text{ cm}$$

$$\text{No menor que el mayor valor de } \begin{cases} 0.90 * d_e = 0.90 * (52.50 \text{ cm}) = 47.34 \text{ cm} \\ 0.72 * h = 0.72 * (60 \text{ cm}) = 43.20 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{Con } V_p = 0 \text{ y } V_s = 0 \text{ el menor valor de } \begin{cases} V_n = 45.30 \text{ T} \\ V_n = 0.25 * 280 * 100 * 51.26 = 358.82 \text{ Ton} \end{cases}$$

$$V_r = \emptyset V_n = V_n = 0.90 * 45.46 = 40.91 \text{ Ton} > 31.56 \text{ Ton} \quad \mathbf{OK}$$

8.25.3. Acero en fondo de zapata en dedo

Para el estado límite de Evento Extremo Ia, con $q_u = 3.82 \text{ kg/cm}^2 = 38.24 \text{ Ton/m}^2$

MOMENTO ACTUANTE EN CARA DE PANTALLA

$$Mu = 38.24 * 1.00 * \frac{(1.50)^2}{2} = 43.02 \text{ Ton} - m$$

$$Mu = 43.02 \text{ Ton-m}$$

$$r = 7.50 \text{ cm}$$

$$d = 60 - 7.50 = 52.50 \text{ cm}$$

$$k = \frac{Mu}{\phi \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}$$

$$k = \frac{43.02 \times 10^5}{0.9 * 280 * 100 * 52.50^2} = 0.0619$$

$$q = \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36 \cdot k}}{1.18}$$

$$q = \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36 * 0.0619}}{1.18} = 0.0644$$

$$\rho = q \cdot \frac{f'_c}{f_y}$$

$$\rho = 0.0644 \cdot \frac{280}{4200} = 0.0043$$

$$As = \rho \cdot d \cdot b = 0.0043 \cdot 100 \cdot 52.50 = 22.53 \text{ cm}^2$$

$$8 \text{ } \phi \text{ 20 mm} = 25.13 \text{ cm}^2 \text{ Acero a colocar}$$

$$1 \text{ } \emptyset 20 = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$\text{esp} = \frac{100}{25.13} * 3.14 = 12.50 == 12.50 \text{ cm}$$

Verificación de armadura colocada

$$a = \frac{A_s * f_y}{\emptyset * f'_c * b}$$

$$a = \frac{25.13 * 4200}{0.85 * 280 * 100} = 4.44 \text{ cm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$c = \frac{4.43}{0.85} = 5.22 \text{ cm}$$

$$d_e = 52.50 \text{ m}$$

$\emptyset = 1.00$ para estado límite de evento extremo

$$\emptyset M_n = \emptyset * A_s * f_y * (d_e - a/2)$$

$$\emptyset M_n = 1 * 25.13 * 4200 * (52.50 - 4.44/2)$$

$$\emptyset M_n = 5306852.88 \text{ Kg} - \text{cm} = 53.07 \text{ T-m}$$

$$M_n = 53.07 \text{ T-m}$$

Condición

$\emptyset M_n$ vs M_u

$$53.07 \text{ T-m} > 43.02 \text{ T-m} \quad \mathbf{OK}$$

As mínimo

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de $1.2M_{cr}$ y $1.33M_u$:

$$\phi M_n \geq 1.2 M_{cr}$$

$$1.2 M_{cr} = 1.2 * (f_r * Z) = 1.2 * (33.47 * 60000) = 2409840.00 \text{ Kg} \cdot \text{cm} = 24.09 \text{ T} \cdot \text{m}$$

$$f_r = 2 * \sqrt{f'_c} = 2 * \sqrt{280} = 33.47 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Z = \frac{b * h^2}{6} = \frac{100 * 60^2}{6} = 60000.00 \text{ cm}^3$$

$$M_n = 1.2 * M_r / \phi$$

$$M_n = 24.09 / 0.90 = 26.78 \text{ T} \cdot \text{m} \quad \text{Momento para armadura mínima}$$

Dónde:

f_r = Esfuerzo de rotura del concreto

Z = Modulo de la sección rectangular

M_{cr} = Momento de agrietamiento

8.25.4. Revisión de la punta por corte

$$V_u = q_u * (L_{\text{punta}} - d_v) = 38.24 * (1.50 \text{ m} - 0.50 \text{ m}) = 38.24 \text{ Ton} / \text{m}$$

El cortante resistente del concreto es

$$V_r = \phi V_n \quad (5.8.2.1-2)$$

$$\phi = 1.0$$

$$\text{Siendo } V_n \text{ el menor de: } \begin{cases} V_n = V_c + V_s + V_p & (5.8.3.3-1) \\ V_n = 0.25 f'_c b_v d_v + V_p & (5.8.3.3-2) \end{cases}$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c * b_v * d_v}$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{280} * 100 * 50.28 = 44591.30 \text{ Kg} = 44.59 \text{ Ton}$$

Dónde:

b_v = ancho de diseño de pantalla = 100 cm

d_e = 52.50 cm

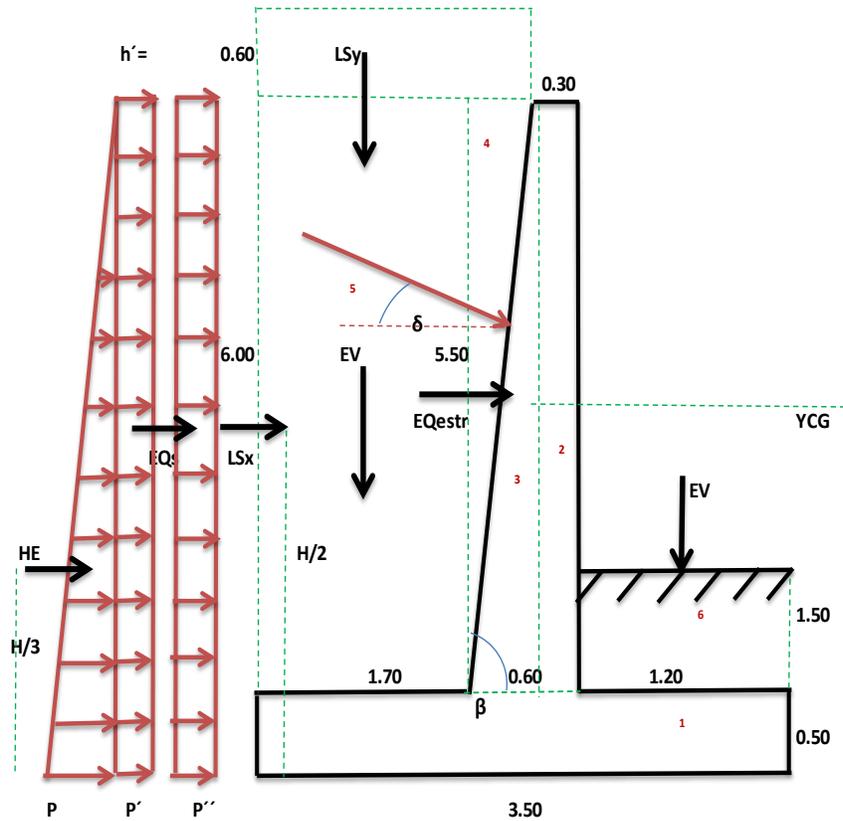
$$d_v = \text{peralte de corte efectivo} = d_e - \frac{a}{2} = 52.50 - \frac{4.44}{2} = 50.28 \text{ cm}$$

$$\text{No menor que el mayor valor de } \begin{cases} 0.90 * d_e = 0.90 * (52.50 \text{ cm}) = 47.25 \text{ cm} \\ 0.72 * h = 0.72 * (60 \text{ cm}) = 43.20 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{Con } V_p = 0 \text{ y } V_s = 0 \text{ el menor valor de } \begin{cases} V_n = 44.59 \text{ T} \\ V_n = 0.25 * 280 * 100 * 50.28 = 351.96 \text{ Ton} \end{cases}$$

$$V_r = \phi V_n = V_n = 1 * 44.59 = 44.59 \text{ Ton} > 38.24 \text{ Ton} \quad \mathbf{OK}$$

8.26. DISEÑO DE MUROS DE ALA



peso propio del muro DC

| FIG | b | h | AREA | Wi | Xi | Yi | Wi.Xi | Wi.Yi |
|-----|------|------|------|------|------|------|-------|-------|
| 1 | 3.50 | 0.50 | 1.75 | 4.20 | 1.75 | 0.25 | 7.35 | 1.05 |
| 2 | 0.30 | 5.50 | 1.65 | 3.96 | 1.35 | 3.25 | 5.35 | 12.87 |
| 3 | 0.30 | 5.50 | 0.83 | 1.98 | 1.60 | 2.33 | 3.17 | 4.62 |

10.14

15.86 18.54

$$WT = 10.14 \text{ T/m}$$

$$X = 1.56 \text{ m}$$

$$Y = 1.83 \text{ m}$$

cargas EV del terreno

| FIG | b | h | AREA | Wi | Xi | Yi | Wi.Xi | Wi.Yi |
|-----|------|------|------|------|------|------|-------|-------|
| 4 | 0.30 | 5.50 | 0.83 | 1.49 | 1.70 | 4.17 | 2.52 | 6.19 |

| | | | | | | | | |
|---|------|------|------|-------|------|------|-------|-------|
| 5 | 1.70 | 5.50 | 9.35 | 16.83 | 2.65 | 3.00 | 44.60 | 50.49 |
| 6 | 1.20 | 1.50 | 1.80 | 3.24 | 0.60 | 1.25 | 1.94 | 4.05 |
| | | | | 21.56 | | | 49.07 | 60.73 |

$$WT = 21.56 \text{ T/m}$$

$$X = 2.28 \text{ m}$$

$$Y = 2.82 \text{ m}$$

8.26.1. Cargas LS (sobrecarga por carga viva en el terreno)

De la tabla 71 se obtiene la altura equivalente

Se asume 0.6 m

Terreno equivalente extendido en 1.60m del talón del estribo:

$$LSy = 2.00 \text{ m} \times 0.60\text{m} \times 1.80\text{Ton/m}^3 = 2.16 \text{ Ton/m}$$

$$Xo = 2.50 \text{ m}$$

RESUMEN CARGAS VERTICALES

| CARGA | TIPO | V (T/m) | Xo (m) | Mv (T-m/m) |
|-------|------|---------|--------|------------|
| DC | DC | 10.14 | 1.56 | 15.86 |
| EV | EV | 21.56 | 2.28 | 49.07 |
| LSy | LS | 2.16 | 2.50 | 5.40 |

8.26.2. Cargas horizontales

Cálculo del coeficiente de empuje activo (K_a)

$$\beta = \text{ángulo que forma la horizontal con la pantalla} = 87^\circ$$

$$\phi = \text{ángulo de fricción interna} = 35^\circ$$

$$\delta = \text{ángulo de rozamiento entre el terreno y la cara posterior del estribo va desde } \frac{\phi}{3} \text{ a } \frac{2\phi}{3} =$$

23.33

i = ángulo de inclinación del talud de relleno posterior.

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

$$K_a = \frac{\text{Sen}^2 * (87 + 35)}{\text{Sen}^2 87 * \text{Sen}(87 - 23.33) * \left[1 + \sqrt{\frac{\text{Sen}(35 + 23.33) * \text{Sen}(35 - 0)}{\text{Sen}(87 - 23.33) * \text{Sen}(0 + 87)}} \right]^2}$$

$$K_a = 0.266$$

Cargas LS (sobrecarga por carga viva en el terreno)

$$p'' = K_a h' \gamma_s = (0.266)(0.60\text{m})(1.80\text{Ton/m}^3) = 0.287 \text{ Ton/m}^2$$

$$\text{LSx} = H(p'') = 6.00\text{m}(0.287\text{Ton/m}^2) = 1.73 \text{ Ton/m}$$

$$Y_o = H/2 = 6/2 = 3.00 \text{ m}$$

8.26.3. Cargas EH (presión lateral del terreno)

$$p = K_a H \gamma_s = (0.266)(6.00\text{m})(1.80\text{Ton/m}^3) = 2.87 \text{ Ton/m}^2$$

$$\text{EH} = \frac{1}{2} H (p) = \frac{1}{2}(6.00\text{m})(2.87 \text{ Ton/m}^2) = 8.63 \text{ Ton/m}$$

$$Y_o = H/3 = 6/3 = 2.00 \text{ m}$$

8.26.4. Cargas EQ (acción sísmica)

Para el análisis del efecto sísmico será necesario cumplir con los requerimientos descritos en el Art.3.10 AASHTO LRFD 2014 y la Guía de Especificaciones para Diseño Sísmico de Puentes LRFD AASHTO GUIDE SPECIFICATIONS FOR LRFD SEISMIC BRIDGE DESIGN 2011-DSPLRFD.

De la tabla 73 se obtiene la zona sísmica en este caso 3 con 0.30

Acción sísmica del terreno (EQmuro):

$$\phi = \text{ángulo de fricción interna} = 35^\circ$$

$\delta = \text{ángulo de fricción entre el suelo y el muro} = 23.33^\circ$

$i = \text{ángulo del material del suelo con la horizontal} = 0^\circ$

$\beta = \text{ángulo de inclinación del muro con la vertical} = 87^\circ$

$A = \text{coeficiente sísmico de aceleración horizontal} = 0.30$

$kh = \text{coeficiente de aceleración horizontal} = 0.5A = 0.5(0.30) = 0.15$

$kv = \text{coeficiente de aceleración vertical} = 0$

$$\theta = \text{arc tan}^* \left(\frac{kh}{1 - kv} \right) = \text{arc tan}^* \left(\frac{0.15}{1 - 0} \right) = 8.53^\circ$$

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

KAE

$$= \frac{\text{Sen}^2 * (35 + 87 - 8.53)}{\text{Cos}8.53 * \text{Sen}^287 * \text{Sen}(87 - 8.53 - 23.33) * \left[1 + \sqrt{\frac{\text{Sen}(35 + 23.33)\text{Sen}(35 - 8.53 - 0)}{\text{Sen}(87 - 23.33 - 8.53) * \text{Sen}(0 + 87)}} \right]^2}$$

$$KAE = 0.368$$

Entonces

$$EQ_s = \frac{1}{2} (KAE - K_a) * H^2 * \gamma_s = \frac{1}{2} * (0.368 - 0.266) * (6\text{m})^2 * (1.80 \text{ Ton/m}^3)$$

$$EQ_s = 3.30$$

$$Y_O = H/2 = 6/2 = 3.00\text{m}$$

8.26.5. Carga sísmica del muro

$$W = \text{peso del muro y terreno tributario} = 10.14 + 21.56 = 31.70 \text{ Ton/m}$$

$$Y_o = \text{C.G. del muro y terreno tributario} = 1.83 \text{ y } 2.82 \text{ m}$$

$$Y_o = \frac{(10.14 * 1.83) + (21.56 * 2.82)}{31.70} = 2.50 \text{ m}$$

$$K_h = 0.5A$$

$$EQ_{\text{muro}} = K_h * W = 0.15 * 31.70 \text{ Ton/m} = 4.75 \text{ Ton/m}$$

$$Y_o = 2.50 \text{ m}$$

RESUMEN CARGAS HORIZONTALES

| CARGA | TIPO | V (T/m) | Xo (m) | Mv (T-m/m) |
|--------|------|---------|--------|------------|
| LSx | LS | 1.73 | 3.00 | 5.18 |
| EH | EH | 8.63 | 2.00 | 17.25 |
| EQs | EQ | 3.30 | 3.00 | 9.91 |
| EQmuro | EQ | 4.75 | 2.50 | 11.89 |

8.27. ESTADOS LÍMITES APLICABLES Y COMBINACIONES DE CARGAS

8.27.1. CASO – MURO

CARGA VERTICAL Vu

| TIPO | DC | EV | LS | SUMATORIA |
|----------------|-------|-------|------|-----------|
| CARGA | DC | EV | LSy | Vu (Ton) |
| V (Ton) | 10.14 | 21.56 | 2.16 | 33.86 |
| Resistencia Ia | 0.90 | 1.00 | 1.75 | 34.46 |
| | 9.13 | 21.56 | 3.78 | |
| Resistencia Ib | 1.25 | 1.35 | 1.75 | 45.55 |
| | 12.68 | 29.10 | 3.78 | |
| Ev. Extremo Ia | 0.90 | 1.00 | 0.50 | 31.76 |
| | 9.13 | 21.56 | 1.08 | |
| Ev. Extremo Ib | 1.25 | 1.35 | 0.50 | 42.85 |

| | | | | |
|-----------------|-------|-------|------|--------------|
| | 12.68 | 29.10 | 1.08 | |
| Servicio | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 33.86 |
| | 10.14 | 21.56 | 2.16 | |

MOMENTO ESTABILIZADOR CARGA VERTICAL Mvu

| TIPO | DC | EV | LS | SUMATORIA |
|-----------------------|-------|-------|------|--------------|
| CARGA | DC | EV | LSy | Mvu (Ton-m) |
| Mv (Ton-m) | 15.86 | 49.07 | 5.40 | 70.33 |
| Resistencia Ia | 0.90 | 1.00 | 1.75 | 72.80 |
| | 14.28 | 49.07 | 9.45 | |
| Resistencia Ib | 1.25 | 1.35 | 1.75 | 95.52 |
| | 19.83 | 66.24 | 9.45 | |
| Ev. Extremo Ia | 0.90 | 1.00 | 0.50 | 66.05 |
| | 14.28 | 49.07 | 2.70 | |
| Ev. Extremo Ib | 1.25 | 1.35 | 0.50 | 88.77 |
| | 19.83 | 66.24 | 2.70 | |
| Servicio | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 70.33 |
| | 15.86 | 49.07 | 5.40 | |

CARGAS HORIZONTALES Hu

| TIPO | LS | EH | EQ | | SUMATORIA |
|-----------------------|------|-------|------|--------|--------------|
| CARGA | LS | EH | EQs | EQmuro | Hu (Ton) |
| H (Ton) | 1.73 | 8.63 | 3.30 | 4.75 | 18.41 |
| Resistencia Ia | 1.75 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 15.96 |
| | 3.02 | 12.94 | 0.00 | 0.00 | |
| Resistencia Ib | 1.75 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 15.96 |
| | 3.02 | 12.94 | 0.00 | 0.00 | |
| Ev. Extremo Ia | 0.50 | 1.50 | 1.00 | 1.00 | 21.86 |
| | 0.86 | 12.94 | 3.30 | 4.75 | |
| Ev. Extremo Ib | 0.50 | 1.50 | 1.00 | 1.00 | 21.86 |
| | 0.86 | 12.94 | 3.30 | 4.75 | |
| Servicio | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 10.35 |
| | 1.73 | 8.63 | 0.00 | 0.00 | |

MOMENTO DE VUELCO (POR CARAGAS HORIZONTALES) Mhu

| TIPO | LS | EH | EQ | | SUMATORIA |
|----------------|------|-------|------|--------|-------------|
| CARGA | LS | EH | EQs | EQmuro | MHu (Ton-m) |
| MH(Ton-m) | 5.18 | 17.25 | 9.91 | 11.89 | 44.23 |
| Resistencia Ia | 1.75 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 34.93 |
| | 9.06 | 25.88 | 0.00 | 0.00 | |
| Resistencia Ib | 1.75 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 34.93 |
| | 9.06 | 25.88 | 0.00 | 0.00 | |
| Ev. Extremo Ia | 0.50 | 1.50 | 1.00 | 1.00 | 50.27 |
| | 2.59 | 25.88 | 9.91 | 11.89 | |
| Ev. Extremo Ib | 0.50 | 1.50 | 1.00 | 1.00 | 50.27 |
| | 2.59 | 25.88 | 9.91 | 11.89 | |
| Servicio | 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 22.43 |
| | 5.18 | 17.25 | 0.00 | 0.00 | |

AASHTO, 2011 en el Art. 11.6.3.3 Estado límite de Resistencia .

Se debe mantener la resultante en la base del cimiento dentro de la mitad central ($e \leq B/4$), excepto el caso de suelo rocoso en que se mantendrá en los 3/4 centrales ($e \leq 3/8B$).

Es decir $e_{\max} = B/4 = 3.50 / 4\text{m} = 0.88 \text{ m}$

Para valores de γ_{EQ} entre 0 y 1.0, interpolar linealmente entre los valores especificados. En nuestro caso, utilizando $\gamma_{EQ}=0.5$, la interpolación señala el límite $e \leq 11 / 30B$.

Es decir $e_{\max} = (11/30)*B = (0.367)*3.50 \text{ m} = 1.28 \text{ m}$

Condición $e < e_{\max}$

VUELCO ALREDEDOR DEL PUNTO O

| ESTADO | Vu | Mvu | Mhv | $X_o=(Mvu-Mvh)/Vu$ | $e=(B/2-X_o)$ | $e_{\max} \text{ (m)}$ | |
|----------------|---------|-----------|-----------|--------------------|---------------|------------------------|----|
| | (Ton/m) | (Ton-m/m) | (Ton-m/m) | | | | |
| Resistencia Ia | 34.46 | 72.80 | 34.93 | 1.10 | 0.65 | 0.88 | OK |
| Resistencia Ib | 45.55 | 95.52 | 34.93 | 1.33 | 0.42 | 0.88 | OK |
| Ev. Extremo Ia | 31.76 | 66.05 | 50.27 | 0.50 | 1.25 | 1.28 | OK |
| Ev. Extremo Ib | 42.85 | 88.77 | 50.27 | 0.90 | 0.85 | 1.28 | OK |

8.27.2. Deslizamiento en base del muro

Con:

$$\phi_f = 35^\circ$$

$$\mu = \tan \phi_f = 0.70 \quad (\text{Art. 10.6.3.3})$$

$$\phi_t = 0.80, \text{ estado l\u00edmite de Resistencia} \quad (\text{Tabla 10.5.5.2.2-1}).$$

$$\phi_t = 1.00, \text{ estado l\u00edmite de Evento Extremo} \quad (\text{Art. 11.6.5})$$

Condici\u00f3n $F_t \geq H_u$

| DESLIZAMIENTO EN LA BASE DEL MURO | | | | |
|-----------------------------------|---------|----------------------------------|----------------|----|
| ESTADO | Vu | RESISTENTE (T/m) | ACTUANTE (T/m) | |
| | (Ton/m) | $F_t = u \cdot \phi_t \cdot V_u$ | Hu | |
| Resistencia Ia | 34.46 | 19.30 | 15.96 | OK |
| Resistencia Ib | 45.55 | 25.52 | 15.96 | OK |
| Ev. Extremo Ia | 31.76 | 22.24 | 21.86 | OK |
| Ev. Extremo Ib | 42.85 | 30.01 | 21.86 | OK |

8.27.3. Presiones actuantes en la base del Muro

Capacidad de carga factorada del terreno (q_R)

$$\text{Estado l\u00edmite de Resistencia, con } \phi_b = 0.45 \quad (\text{Tabla 10.5.5.2.2-1})$$

$$q_r = \phi_b \cdot q_n \quad (10.6.3.1.1-1)$$

$$q_r = \phi_b (FS \cdot q_{adm}) = 0.45 (3 \cdot 2.50 \text{ kg/cm}^2) = 3.38 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Estado l\u00edmite de Evento Extremo, con } \phi_b = 1.00 \quad (\text{Art. 11.6.5}):$$

$$q_R = \phi_b \cdot q_n \quad (10.6.3.1.1-1)$$

$$q_r = \phi_b (FS \cdot q_{adm}) = 1.00 (3 \cdot 2.50 \text{ kg/cm}^2) = 7.50 \text{ kg/cm}^2$$

Estado l\u00edmite de Servicio

$$q_{adm} = 2.50 \text{ kg/cm}^2$$

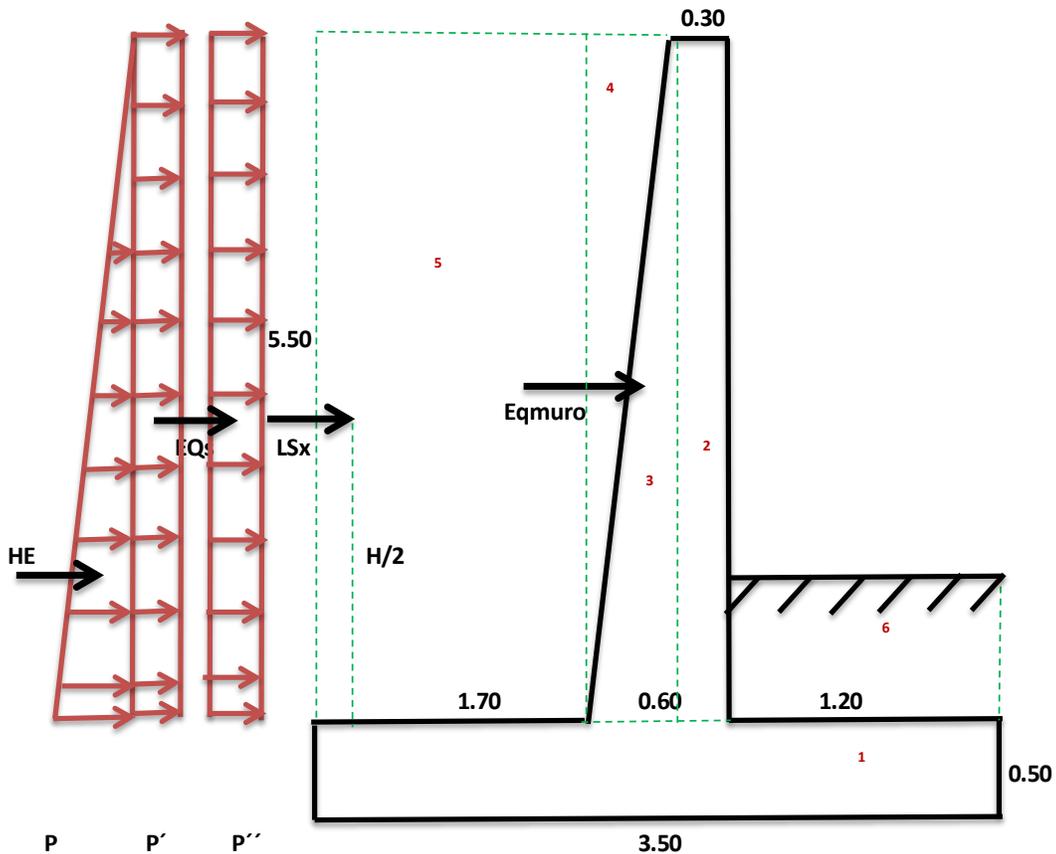
Condición $q < q_r$

PRESIONES ACTUANTES EN LA BASE DEL MURO

| ESTADO | Vu | Mvu | Mhv | $X_o=(Mvu-Mvh)/Vu$ | $e=(B/2-X_o)$ | $q = Vu/(B-2e)$ | q_r |
|----------------|---------|-----------|-----------|--------------------|---------------|-----------------|---------|
| | (Ton/m) | (Ton-m/m) | (Ton-m/m) | | | | |
| Resistencia Ia | 34.46 | 72.80 | 34.93 | 1.10 | 0.65 | 1.57 | 3.38 OK |
| Resistencia Ib | 45.55 | 95.52 | 34.93 | 1.33 | 0.42 | 1.71 | 3.38 OK |
| Ev. Extremo Ia | 31.76 | 66.05 | 50.27 | 0.50 | 1.25 | 3.20 | 7.50 OK |
| Ev. Extremo Ib | 42.85 | 88.77 | 50.27 | 0.90 | 0.85 | 2.38 | 7.50 OK |
| Servicio | 33.86 | 70.33 | 22.43 | 1.42 | 0.33 | 1.20 | 2.50 OK |

8.28. CÁLCULO DEL ACERO

8.28.1. DISEÑO DE PANTALLA



Para calcular el momento en la base de pantalla se utilizara solo las cargas horizontales

$$P'' = K_a * h' * \text{peso específico del suelo} = 0.266 * 0.60 * 1.80 = 0.29 \quad \text{Cargas distribuidas}$$

$$LS = P'' * Hp = 0.29 * 5.50 = 1.58$$

Carga puntual

$$P = Ka * Hp * \text{peso específico suelo} = 0.266 * 5.50 * 1.80 = 2.64$$

Carga

distribuida

$$HE = \frac{1}{2} * Hp * P = 0.5 * 5.50 * 2.64 = 7.25$$

Carga puntual

$$P' = \frac{1}{2} * (KAE - Ka) * Hp * \text{peso esp suelo} = 0.5 * (0.368 - 0.266) * 5.50 * 1.80 = 0.50$$

Carga distribuida

$$EQs = P' * Hp = 0.50 * 5.50 = 2.78$$

CARGA EN BASE DE PANTALLA

| CARGA | CARGA DISTRIBUIDA (Ton/m) | CARGA (Ton) | Y | M (Ton-m) |
|--------|---------------------------|-------------|------|--------------|
| LS | 0.29 | 1.58 | 2.75 | 4.35 |
| HE | 2.64 | 7.25 | 1.83 | 13.29 |
| EQs | 0.50 | 2.78 | 2.75 | 7.64 |
| EQmuro | - | 3.64 | 2.73 | 9.94 |

Donde para EQmuro:

Se calcula el peso del muro despreciando la base y haciendo punto de referencia en la base de la pantalla para calcular el centro de gravedad

PESO DEL MURO Y CENTRO DE GRAVEDAD

| FIGURA | W | Y | W*Y |
|----------|------|------|-------|
| 2 | 3.96 | 2.75 | 10.89 |
| 3 | 1.98 | 1.83 | 3.63 |

SUMA **5.94** **14.52**

$$W = 5.94$$

$$Y = 2.44$$

PESO DEL TERRENO Y CENTRO DE GRAVEDAD

| FIGURA | W | Y | W*Y |
|----------|-------|------|-------|
| 4 | 1.49 | 3.67 | 5.45 |
| 5 | 16.83 | 2.75 | 46.28 |

SUMA **18.32** **51.73**

$$W = 18.32$$

$$Y = 2.82$$

$$W = 5.94 + 18.32 = 24.26 \text{ Ton/m}$$

$$K_h = 0.50 * A = 0.5 * 0.3 = 0.15$$

$$EQ_{muro} = K_h * W = 0.15 * 24.75 = 3.64$$

$$Y_{muro} = \frac{(5.94 * 2.44) + (18.32 * 2.82)}{5.94 + 18.32} = 2.73$$

8.28.2. ACERO A FLEXIÓN

8.28.3. COMBINACIONES DE CARGA

| MOMENTO DE DISEÑO | | | | |
|-----------------------------------|-------|------|--------|---------|
| MLS | MHE | MEQs | MQmuro | MOMENTO |
| 4.35 | 13.29 | 7.64 | 2.75 | DISEÑO |
| ESTADO LIMITE DE RESISTENCIA I | | | | |
| 1.75 | 1.50 | 0.00 | 0.00 | 27.54 |
| 7.61 | 19.93 | 0.00 | 0.00 | |
| ESTADO LIMITE DE EVENTO EXTREMO I | | | | |
| 0.50 | 1.50 | 1.00 | 1.00 | 32.49 |
| 2.17 | 19.93 | 7.64 | 2.75 | |
| ESTADO LIMITE DE SERVICIO I | | | | |
| 1.00 | 1.00 | 0.00 | 0.00 | 17.64 |
| 4.35 | 13.29 | 0.00 | 0.00 | |

Para el cálculo de los diferentes aceros de refuerzo se calculara de misma forma que para estribos

$$M_u = 32.49 \text{ T-m}$$

$$r = 5 \text{ cm}$$

$$d = 60 - 5 = 55 \text{ cm}$$

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

$$f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\emptyset = 0.90$$

$$F_y = 4200$$

| K | q | ro | As | #VARILLAS colocar |
|--------|--------|--------|-------|-------------------|
| 0.0426 | 0.0438 | 0.0029 | 16.04 | 6.30 |

$$7 \text{ } \emptyset 18 \text{ mm} = 17.81 \text{ cm}^2 \text{ Acero a colocar}$$

$$1 \text{ } \emptyset 18 = 2.54 \text{ cm}^2$$

$$\text{esp} = \frac{100}{17.81} * 2.54 = 14.26 \Rightarrow 14 \text{ cm}$$

Verificación de armadura colocada momento negativo apoyo interior

| | |
|-----|------|
| a = | 3.14 |
| c = | 3.70 |

| | | | | |
|------|------------|--------|--------------|-----|
| Mn = | 3597459.57 | Kg -cm | 35.97 | T-m |
|------|------------|--------|--------------|-----|

Condición

$\emptyset M_n$ vs M_u

35.97 T-m > 32.49 T-m **OK**

8.28.4. Momento para As mínimo

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de $1.2M_{cr}$ y $1.33M_u$:

| | | | | |
|------------|---------|--------------|-----|-----------|
| 1859244.50 | Kg - cm | 18.59 | T-m | OK |
|------------|---------|--------------|-----|-----------|

8.28.5. As de temperatura

$$A_{\text{temperatura}} = 0.0018 * A_g = 0.0018 * b * t = 10.80 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{temperatura}} = 10.80 / 2 = 5.40 \text{ cm}^2 / \text{capa}$$

$$4 \text{ } \emptyset 14 \text{ mm} = 6.16 \text{ cm}^2$$

$$1 \text{ } \emptyset 14 = 1.54$$

$$\text{esp} = \frac{100}{6.16} * 1.54 = 25 \Rightarrow 25 \text{ cm}$$

Condición $S_{\text{max}} \leq 45 \text{ cm}$

25 < 45 **Ok**

8.28.6. Revisión de fisuramiento por distribución de armadura negativa

Condición

Fórmulas que se aplican en la revisión de fisuramiento

$$S \leq S_{max} = \frac{700 * \gamma_c}{\beta_s * f_s} - 2 * dc$$

$$\beta_s = 1 + \frac{dc}{0.7 * (h - dc)}$$

$$\beta_s = 1 + \frac{5.00}{0.7 * (60 - 5.00)}$$

$$\beta_s = 1.13$$

$$S \leq S_{max} = \frac{700 * \gamma_c}{\beta_s * f_s} - 2 * dc$$

$$S \leq S_{max} = \frac{700 * 0.75}{0.45 * 24.76} - 2 * 1.97$$

$$S \leq S_{max} = 43.18 \text{ in} \cong 109.67 \text{ cm}$$

$$S \leq S_{max}$$

$$25 \text{ cm} \leq 109.67 \text{ cm} \quad \mathbf{OK}$$

8.28.7. Revisión por corte

El corte no gobierna el diseño de un muro de contención pero en este caso se analizara

| ESTADO DE RESISTENCIA I | |
|-----------------------------------|-------|
| Vu = | 13.64 |
| ESTADO LIMITE DE EVENTO EXTREMO I | |
| Vu = | 18.08 |

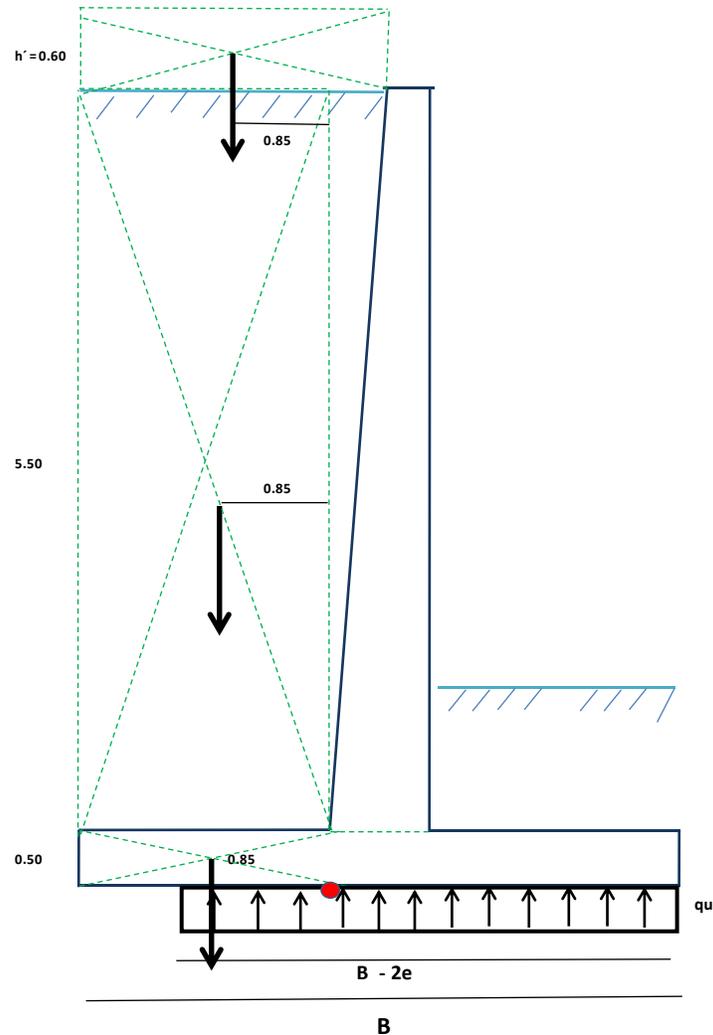
El cortante resistente del concreto es

| CORTE RESISTENTE DEL CONCRETO | | | | |
|-------------------------------|----------|----|-------|---|
| Vc = | 47383.38 | Kg | 47.38 | T |

$$V_r = \phi V_n = V_n = 1 * 47.38 = 47.38 \text{ Ton} > 18.08 \text{ Ton} \quad \mathbf{OK}$$

DISEÑO DE CIMENTACIÓN

Acero parte superior de zapata



$$DC = 1.70 * 0.60 * 1.00 * 2.40 = 2.45 \text{ Ton}$$

$$LSy = 1.70 * 0.60 * 1.00 * 1.80 = 1.84 \text{ Ton}$$

$$EV = 1.70 * 5.50 * 1.00 * 1.80 = 16.83 \text{ Ton}$$

$$Mu = n[1.25 * MDC + 1.35 * MEV + 1.75 * MLS]$$

$$Mu = n[(1.25 * (2.45 * 0.85)) + (1.35 * (16.83 * 0.85)) + (1.75 * (1.84 * 0.85))]$$

$$Mu = 24.65 \text{ T-m}$$

$$r = 7.50 \text{ cm}$$

$$d = 50 - 7.50 = 42.50 \text{ cm}$$

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

$$f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\phi = 0.90$$

$$Fy = 4200$$

| K | q | ro | As | #VARILLAS colocar |
|--------|--------|--------|--------------|-------------------|
| 0.0542 | 0.0560 | 0.0037 | 15.87 | 7.89 |

$$8 \phi 16 \text{ mm} = 16.08 \text{ cm}^2 \text{ Acero a colocar}$$

$$1 \phi 16 = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\text{esp} = \frac{100}{16.08} * 2.01 = 12.50 \implies 12.50 \text{ cm}$$

Verificación de armadura colocada momento negativo apoyo interior

| | |
|-----|-------------|
| a = | 2.84 |
| c = | 3.34 |

| | | | | |
|-------------|------------|--------|--------------|-----|
| Mn = | 2497755.27 | Kg -cm | 24.98 | T-m |
|-------------|------------|--------|--------------|-----|

Condición

ϕM_n vs M_u

$$24.98 \text{ T-m} > 24.65 \text{ T-m} \quad \mathbf{OK}$$

As de temperatura

$$\text{Astemperatura} = 0.0015 * A_g = 0.0015 * b * t$$

$$\text{Astemperatura} = 0.0015 * 100 * 50 = 7.50 \text{ cm}^2$$

$$\text{Astemperatura} = 7.50 / 2 = 3.75 \text{ cm}^2 / \text{capa}$$

$$4 \phi 12 \text{ mm} = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$1 \phi 12 = 1.13$$

$$\text{esp} = \frac{100}{4.52} * 1.13 = 25 \implies 25 \text{ cm}$$

Condición $S_{max} \leq 45 \text{ cm}$

$$25 < 45 \quad \mathbf{Ok}$$

8.28.8. Revisión del talón por corte

El cortante actuante en el talón para el estado límite de Resistencia I

$$V_u = n[1.25 * V_{DC} + 1.35 * V_{EV} + 1.75 * V_{LS}] \quad (\text{Tabla 3.4.1-1})$$

$$V_u = 29.00 \text{ Ton}$$

El cortante resistente del concreto es

| CORTE RESISTENTE DEL CONCRETO | | | | |
|-------------------------------|----------|----|-------|---|
| Vc = | 36432.85 | Kg | 36.43 | T |

$$V_r = \phi V_n = V_n = 1 * 36.43 = 36.43 \text{ Ton} > 29.00 \text{ Ton} \quad \mathbf{OK}$$

8.28.9. Acero en fondo de zapata en dedo

Para el estado límite de Evento Extremo Ia, con $q_u = 3.20 \text{ kg/cm}^2 = 32.00 \text{ Ton/m}^2$

MOMENTO ACTUANTE EN CARA DE PANTALLA

$$M_u = 32.00 * 1.00 * \frac{(1.20)^2}{2} = 23.04 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_u = 23.04 \text{ T-m}$$

$$r = 7.50 \text{ cm}$$

$$d = 50 - 7.50 = 42.50 \text{ cm}$$

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

$$f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\phi = 0.90$$

$$F_y = 4200$$

| K | q | ro | As | #VARILLAS colocar |
|--------|--------|--------|--------------|-------------------|
| 0.0506 | 0.0522 | 0.0035 | 14.80 | 7.36 |

$$8 \text{ } \phi \text{ } 16 \text{ mm} = 16.08 \text{ cm}^2 \text{ Acero a colocar}$$

$$1 \text{ } \phi \text{ } 16 = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\text{esp} = \frac{100}{16.08} * 2.01 = 12.50 \text{ cm}$$

Verificación de armadura colocada

| | |
|-----|------|
| a = | 2.84 |
| c = | 3.34 |

| | | | | |
|------|------------|--------|-------|-----|
| Mn = | 2497755.27 | Kg -cm | 24.98 | T-m |
|------|------------|--------|-------|-----|

Condición

ϕM_n vs M_u

24.98 T-m > 23.04 T-m **OK**

Momento para colocar As mínimo

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de $1.2M_{cr}$ y $1.33M_u$:

| | | | | |
|------------|---------|-------|-----|-----------|
| 1859244.50 | Kg - cm | 18.59 | T-m | OK |
|------------|---------|-------|-----|-----------|

8.29. DISEÑO DE ACCESOS

8.29.1. VELOCIDAD DE DISEÑO

Esta velocidad se elige en función de las condiciones físicas y topográficas del terreno, de la importancia del camino, los volúmenes del tránsito y uso de la tierra, tratando de que su valor sea el máximo compatible con la seguridad, eficiencia, desplazamiento y movilidad de los vehículos. Con esta velocidad se calculan los elementos geométricos de la vía para su alineamiento horizontal y vertical.

Determinados el TPDA y el tipo de carretera a diseñar; se elige la velocidad de diseño que depende de la intensidad del tráfico, topografía y factores económicos

La velocidad de diseño adoptado para los accesos al puente es de 40 Km/h, de entre los valores recomendados y absolutos que se detallan en la tabla 44 del (MTO, 2003)

8.29.2. VELOCIDAD DE CIRCULACIÓN

La velocidad de circulación es la velocidad real de un vehículo a lo largo de una sección específica de carretera y es igual a la distancia recorrida dividida para el tiempo de circulación del vehículo, o a la suma de las distancias recorridas por todos los vehículos o por un grupo determinado de ellos, dividida para la suma de los tiempos de recorrido correspondientes.

La velocidad de circulación de los vehículos en un camino, es una medida de la calidad del servicio que el camino proporciona a los usuarios, por lo tanto, para fines de diseño, es necesario conocer las velocidades de los vehículos que se espera circulen por el camino para diferentes volúmenes de tránsito.

La AASHTO (Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transportación) recomienda calcular como un porcentaje de la velocidad de diseño bajo el siguiente criterio:

Para volúmenes de tráfico bajos (TPDA < 1000) se usará la siguiente ecuación:

$$Vc = 0.8 * Vd + 6.5$$

En donde:

Vc = Velocidad de circulación, expresada en kilómetros por hora.

Vd = Velocidad de diseño, expresada en kilómetro por hora

$$Vc = 0.8 * 40 + 6.5$$

$$Vc = 0.8 * Vd + 6.5$$

$$Vc = 38.50 \cong 40 \text{ Km/h}$$

8.29.3. RADIO MÍNIMO DE CURVATURA HORIZONTAL

Es el menor valor que puede tener el radio de una curva horizontal, que posibilita la circulación de los vehículos con seguridad, a una velocidad de diseño dada, se la debe fijar, para asegurar que existe suficiente visibilidad y el evitar el deslizamiento transversal.

$$Rmin = \frac{Vd^2}{127 * (e + f)}$$

En donde:

Rmin = Radio mínimo de la curvatura, m.

Vd = Velocidad de diseño, Km/h.

e = Peralte.

f = Coeficiente de fricción transversal de acuerdo a la ecuación:

$$f = 0.19 - 0.000626 * Vd$$

$$Vd = 40 \text{ Km/h}$$

e = 8 %, según la tabla 44: Valores de diseño recomendados para carreteras

$$f = 0.19 - 0.000626 * (40 \text{ Km/h})$$

$$f = 0.16496$$

$$R_{min} = \frac{40^2}{127 * (0.08 + 0.1649)}$$

$$R_{min} = 51.43 \cong 50 \text{ m}$$

8.29.4. DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE PARADA

En el diseño vial se considera la distancia de visibilidad de parada, que es la distancia mínima necesaria para que un conductor que transita a la velocidad de diseño vea un objeto en su trayectoria y pueda para su vehículo antes de llegar a él. Esta distancia debe ser proporcionada en cualquier punto de la vía; para ello se considera como criterio de diseño la condición de pavimento mojado que define el coeficiente de fricción longitudinal. Basado en el cuadro N° 2.10, tomado de las normas para el diseño geométrico de carretas del (MTO, 2003) para la vía clase IV se tiene una distancia mínima absoluta de 25 metros aproximadamente, para terreno montañoso lo podemos calcular con la siguiente expresión:

$$DVP = 0.7 * Vd + \frac{Vd^2}{254 * f}$$

En donde:

DVP = Distancia de visibilidad de parada, m

Vd = Velocidad de diseño, Km/h.

f = Coeficiente de fricción longitudinal de acuerdo a la ecuación:

$$f = \frac{1.15}{Vd^{0.3}}$$

$$f = \frac{1.15}{40^{0.3}} = 0.3802$$

$$DVP = 0.7 * 40 + \frac{40^2}{254 * 0.3802} = 44.58m \cong 50m$$

8.29.5. DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE REBASAMIENTO

La distancia de visibilidad para el rebasamiento se determina en base a la longitud de carretera necesaria para efectuar la maniobra de rebasamiento en condiciones de seguridad.

La distancia de visibilidad de rebasamiento que establece las Normas de MTOP para la clase de vía de estos accesos, corresponde a 110 metros lo cual es poco aplicable, por las características topográficas del terreno. Por lo tanto se trata de un camino torcido.

$$DVR = 9.54 * Vd - 218$$

En donde:

DVP = Distancia de visibilidad de rebasamiento, m.

Vd = Velocidad de diseño, Km/h.

$$DVR = 9.54 * 40 - 218 = 163.60 \cong 165m$$

CAPITULO IX

9. BIBLIOGRAFÍA

- AASHTON. (2011). GUIDE SPECIFICATIONS FOR LRFD SEISMIC BRIDGE DESIGN. ECUADOR.
- AASHTON, L. (2014). DESIGN SPECIFICATIONS AASHTO LRFD BRIDGE. ECUADOR.
- AASHTON. (2010). GUIIDE SPECIFICATIONS FOR LRFD SEISMIC.
- AASHTON, L. (2012). MANUAL DISEÑO EN MADERAS - ARTÍCULO 8.4.4.1. ECUADOR.
- ACI. (2014). REQUISITOS DE REGLAMENTO PARA CONCRETO ESTRUCTURAL (ACI 318 SUS-14) - COMENTARIO A REQUISITOS DE REGLAMENTO PARA CONCRETO ESTRUCTURAL (ACI 318RSUS-14).
- ANDINO, G. (2011). MANUAL DE DISEÑO DEL GRUPO ANDINO . CARTAGENA: CARTAGENA PADT-REFORT.
- DAS, BRAJA. (2011). FUNDAMENTOS DE INGENIERÍA DE CIMENTACIONES. USA: CENGAGE LEARNING.
- INAMHI. (2012). ANUARIO METEOROLÓGICO.
- MOP. (2003). ESPECIFICACIONES GENERALES PARA CONSTRUCCIÓN DE CAMINOY PUENTES.
- MTOP. (2003). NORMA DE DISEÑO GEOMÉTRICO.
- NEC. (2015). PELIGRO SÍSMICO DISEÑO SISMORESISTENTE NEC-SE-DS.
- NEVI – 12 – MTOP. (2013). VOLUMEN N° 3 ESPECIFICACIONES GENERALES PARA LA CONSTRUCCIÓN DE CAMINOS Y PUENTES

CAPITULO X

10. ANEXOS

ANEXO 1

Coordenadas generales

ANEXO 2

Plano topográfico, Planos y detalles

ANEXO 1

| NOMBRE | NORTE | ESTE | ELEVACION | CODIGO |
|--------|--------------|-------------|-----------|--------|
| 1 | 9798756.7664 | 171943.5563 | 900.25 | EST1 |
| 10 | 9798748.7479 | 171938.0382 | 900.50 | CALL |
| 100 | 9798748.4668 | 171944.9418 | 900.22 | TERR |
| 101 | 9798752.5037 | 171947.3544 | 900.36 | TERR |
| 102 | 9798752.2522 | 171965.9958 | 900.00 | TERR |
| 103 | 9798755.7973 | 171965.4422 | 900.10 | TERR |
| 104 | 9798756.4292 | 171973.4874 | 900.12 | TERR |
| 105 | 9798752.3861 | 171973.2410 | 899.75 | TERR |
| 106 | 9798757.2395 | 171979.5027 | 899.50 | TERR |
| 107 | 9798751.4246 | 171978.1067 | 900.07 | TERR |
| 108 | 9798758.5083 | 171983.8331 | 899.65 | TERR |
| 109 | 9798749.7522 | 171983.0615 | 900.03 | TERR |
| 11 | 9798751.9175 | 171950.9878 | 900.25 | CALL |
| 110 | 9798759.4914 | 171987.6145 | 899.50 | TERR |
| 111 | 9798747.1916 | 171987.2638 | 900.04 | TERR |
| 112 | 9798758.3781 | 171995.6028 | 899.35 | TERR |
| 113 | 9798756.1234 | 171993.3888 | 899.50 | TERR |
| 114 | 9798752.4742 | 171991.6197 | 899.45 | TERR |
| 115 | 9798749.5947 | 171991.8265 | 900.17 | TERR |
| 116 | 9798744.3569 | 171989.8490 | 900.14 | TAB1 |
| 117 | 9798746.3025 | 171993.5748 | 900.11 | TAB2 |
| 12 | 9798754.0237 | 171963.9253 | 900.08 | CALL |
| 13 | 9798754.4956 | 171972.3415 | 900.07 | CALL |
| 14 | 9798753.7127 | 171977.2937 | 900.15 | CALL |
| 15 | 9798752.1217 | 171982.5541 | 900.18 | CALL |
| 16 | 9798750.2340 | 171986.6263 | 900.06 | CALL |
| 17 | 9798748.2057 | 171989.1453 | 900.24 | CALL |
| 18 | 9798745.1575 | 171991.6818 | 900.19 | CALL |
| 2 | 9798759.6505 | 171943.5563 | 899.20 | N |
| 118 | 9798734.247 | 171990.5389 | 899.17 | EST2 |
| 119 | 9798738.4359 | 171993.2602 | 900.21 | TAB3 |
| 120 | 9798740.2489 | 171997.1593 | 900.19 | TAB4 |
| 121 | 9798733.1029 | 171997.9481 | 900.14 | TERR |
| 122 | 9798732.1385 | 172002.7661 | 900.18 | TERR |
| 19 | 9798735.162 | 171998.8665 | 900.13 | CALL |
| 123 | 9798725.276 | 172008.4154 | 900.11 | TERR |
| 124 | 9798719.299 | 172007.7009 | 900.04 | TERR |
| 20 | 9798729.636 | 172002.9293 | 900.16 | CALL |
| 21 | 9798722.602 | 172007.7993 | 900.10 | CALL |

| | | | | |
|-----|-------------|-------------|--------|------|
| 125 | 9798718.152 | 172013.9033 | 900.05 | TERR |
| 22 | 9798717.248 | 172011.6086 | 900.02 | CALL |
| 126 | 9798730.919 | 171955.925 | 900.00 | TERR |
| 127 | 9798732.257 | 171958.6085 | 900.00 | TERR |
| 128 | 9798735.186 | 171962.2114 | 900.00 | TERR |
| 129 | 9798736.831 | 171964.1964 | 900.00 | TERR |
| 130 | 9798738.534 | 171962.2095 | 900.00 | TERR |
| 131 | 9798739.546 | 171959.5142 | 900.00 | TERR |
| 132 | 9798739.51 | 171954.0296 | 900.00 | TERR |
| 133 | 9798739.643 | 171951.1661 | 900.00 | TERR |
| 134 | 9798740.62 | 171949.5082 | 900.00 | TERR |
| 135 | 9798741.933 | 171950.0737 | 900.00 | TERR |
| 136 | 9798743.628 | 171953.6201 | 900.00 | TERR |
| 138 | 9798745.013 | 171956.9813 | 900.00 | TERR |
| 139 | 9798746.755 | 171959.7485 | 900.00 | TERR |
| 140 | 9798748.768 | 171962.9459 | 900.00 | TERR |
| 141 | 9798750.072 | 171965.2964 | 900.00 | TERR |
| 142 | 9798751.331 | 171968.298 | 900.00 | TERR |
| 143 | 9798752.264 | 171970.3109 | 900.00 | TERR |
| 144 | 9798753.636 | 171971.0358 | 900.00 | TERR |
| 145 | 9798753.822 | 171971.3244 | 900.00 | TERR |
| 146 | 9798753.055 | 171973.7373 | 900.00 | TERR |
| 147 | 9798751.88 | 171976.4365 | 900.00 | TERR |
| 148 | 9798751.195 | 171977.8446 | 900.00 | TERR |
| 149 | 9798751.535 | 171976.2896 | 900.00 | TERR |
| 150 | 9798751.467 | 171976.0721 | 900.00 | TERR |
| 151 | 9798747.388 | 171980.0401 | 900.00 | TERR |
| 152 | 9798745.456 | 171982.5588 | 900.00 | TERR |
| 153 | 9798745.365 | 171987.4809 | 900.00 | TERR |
| 154 | 9798744.249 | 171989.2272 | 900.00 | TERR |
| 155 | 9798725.273 | 171950.3825 | 899.50 | RIO |
| 156 | 9798730.246 | 171960.1886 | 899.69 | RIO |
| 157 | 9798733.575 | 171968.5473 | 899.00 | RIO |
| 158 | 9798736.769 | 171975.3118 | 898.34 | RIO |
| 159 | 9798739.774 | 171979.9126 | 899.00 | RIO |
| 160 | 9798743.453 | 171984.6505 | 899.73 | RIO |
| 161 | 9798717.589 | 171951.2277 | 899.28 | RIO |
| 162 | 9798719.221 | 171956.9966 | 899.31 | RIO |
| 163 | 9798721.744 | 171966.1518 | 899.50 | RIO |
| 164 | 9798724.443 | 171972.0609 | 899.66 | RIO |

| | | | | |
|-----|-------------|-------------|--------|------|
| 165 | 9798728.058 | 171977.4422 | 899.00 | RIO |
| 166 | 9798734.515 | 171988.1443 | 899.13 | RIO |
| 167 | 9798726.032 | 171952.5828 | 899.50 | TERR |
| 168 | 9798729.108 | 171958.4741 | 899.50 | TERR |
| 169 | 9798732.009 | 171964.6982 | 899.50 | TERR |
| 170 | 9798735.658 | 171970.8609 | 899.50 | TERR |
| 171 | 9798744.589 | 171981.8525 | 899.50 | TERR |
| 172 | 9798744.724 | 171986.8978 | 899.50 | TERR |
| 173 | 9798744.307 | 171987.6435 | 899.50 | TERR |
| 174 | 9798743.786 | 171986.6311 | 899.50 | TERR |
| 175 | 9798741.313 | 171983.8313 | 899.50 | TERR |
| 176 | 9798741.497 | 171984.8871 | 899.50 | TERR |
| 177 | 9798744.232 | 171989.4622 | 899.50 | TERR |
| 178 | 9798746.125 | 171993.3465 | 899.50 | TERR |
| 179 | 9798724.55 | 171950.7899 | 899.00 | TERR |
| 180 | 9798727.118 | 171955.5958 | 899.00 | TERR |
| 181 | 9798730.775 | 171963.1051 | 899.00 | TERR |
| 182 | 9798734.469 | 171970.4717 | 899.00 | TERR |
| 183 | 9798741.046 | 171981.2035 | 899.00 | TERR |
| 184 | 9798737.99 | 171977.7426 | 899.00 | TERR |
| 185 | 9798743.638 | 171988.5613 | 899.00 | TERR |
| 186 | 9798744.183 | 171989.6537 | 899.00 | TERR |
| 187 | 9798724.582 | 171951.5786 | 898.50 | TERR |
| 188 | 9798728.066 | 171958.5148 | 898.50 | TERR |
| 189 | 9798732.4 | 171967.4764 | 898.50 | TERR |
| 190 | 9798735.91 | 171974.2846 | 898.50 | TERR |
| 191 | 9798739.178 | 171981.1221 | 898.50 | TERR |
| 192 | 9798741.884 | 171986.6185 | 898.50 | TERR |
| 193 | 9798744.117 | 171989.5798 | 898.50 | TERR |
| 194 | 9798743.932 | 171989.4122 | 898.50 | TERR |
| 195 | 9798746.296 | 171993.8662 | 898.50 | TERR |
| 196 | 9798746.296 | 171994.0321 | 898.50 | TERR |
| 197 | 9798724.309 | 171951.7052 | 898.00 | TERR |
| 198 | 9798727.591 | 171958.6196 | 898.00 | TERR |
| 199 | 9798729.829 | 171964.6005 | 898.00 | TERR |
| 200 | 9798730.343 | 171965.8556 | 898.00 | TERR |
| 201 | 9798732.033 | 171967.7362 | 898.00 | TERR |
| 202 | 9798735.965 | 171975.4491 | 898.00 | TERR |
| 203 | 9798740.157 | 171983.9275 | 898.00 | TERR |
| 204 | 9798741.696 | 171986.6006 | 898.00 | TERR |

| | | | | |
|-----|-------------|-------------|--------|------|
| 205 | 9798743.095 | 171988.3746 | 898.00 | TERR |
| 206 | 9798744.051 | 171989.5059 | 898.00 | TERR |
| 207 | 9798746.29 | 171993.9361 | 898.00 | TERR |
| 208 | 9798746.284 | 171994.057 | 898.00 | TERR |
| 209 | 9798721.235 | 171952.5034 | 898.00 | TERR |
| 210 | 9798722.979 | 171956.7831 | 898.00 | TERR |
| 211 | 9798724.241 | 171958.8796 | 898.00 | TERR |
| 212 | 9798726.763 | 171966.6549 | 898.00 | TERR |
| 213 | 9798729.793 | 171974.8865 | 898.00 | TERR |
| 214 | 9798736.45 | 171986.9169 | 898.00 | TERR |
| 215 | 9798736.244 | 171989.3117 | 898.00 | TERR |
| 216 | 9798740.586 | 171997.3429 | 898.00 | TERR |
| 217 | 9798718.086 | 171951.4141 | 899.00 | TERR |
| 218 | 9798724.81 | 171970.2765 | 899.00 | TERR |
| 219 | 9798730.467 | 171981.2444 | 899.00 | TERR |
| 220 | 9798734.64 | 171988.065 | 899.00 | TERR |
| 221 | 9798734.332 | 171990.6069 | 899.00 | TERR |
| 222 | 9798738.269 | 171992.7505 | 899.00 | TERR |
| 223 | 9798740.549 | 171997.3579 | 899.00 | TERR |
| 224 | 9798716.282 | 171951.716 | 899.50 | TERR |
| 225 | 9798718.577 | 171958.5586 | 899.50 | TERR |
| 226 | 9798718.684 | 171960.712 | 899.50 | TERR |
| 227 | 9798717.492 | 171962.417 | 899.50 | TERR |
| 228 | 9798718.334 | 171964.197 | 899.50 | TERR |
| 229 | 9798721.114 | 171967.3397 | 899.50 | TERR |
| 230 | 9798721.593 | 171968.7524 | 899.50 | TERR |
| 231 | 9798718.125 | 171973.0913 | 899.50 | TERR |
| 232 | 9798713.91 | 171977.7739 | 899.50 | TERR |
| 233 | 9798708.329 | 171978.4892 | 899.50 | TERR |
| 234 | 9798705.43 | 171979.6134 | 899.50 | TERR |
| 235 | 9798702.783 | 171979.5829 | 899.50 | TERR |
| 236 | 9798706.623 | 171985.4104 | 899.50 | TERR |
| 237 | 9798710.505 | 171987.8635 | 899.50 | TERR |
| 238 | 9798709.818 | 171995.6801 | 899.50 | TERR |
| 239 | 9798710.394 | 172000.6782 | 899.50 | TERR |
| 240 | 9798723.157 | 172002.294 | 899.50 | TERR |
| 241 | 9798726.344 | 171996.8288 | 899.50 | TERR |
| 242 | 9798733.64 | 171993.1995 | 899.50 | TERR |
| 243 | 9798736.723 | 171992.3077 | 899.50 | TERR |
| 244 | 9798738.246 | 171992.8017 | 899.50 | TERR |

| | | | | |
|-----|-------------|-------------|--------|------|
| 245 | 9798740.475 | 171997.3878 | 899.50 | TERR |
| 246 | 9798725.477 | 171981.1151 | 899.50 | TERR |
| 247 | 9798724.204 | 171985.2155 | 899.50 | TERR |
| 248 | 9798723.62 | 171988.3907 | 899.50 | TERR |
| 249 | 9798723.401 | 171990.56 | 899.50 | TERR |
| 250 | 9798723.814 | 171991.4184 | 899.50 | TERR |
| 251 | 9798724.93 | 171991.473 | 899.50 | TERR |
| 252 | 9798727.812 | 171990.0571 | 899.50 | TERR |
| 253 | 9798729.261 | 171988.7276 | 899.50 | TERR |
| 254 | 9798729.807 | 171986.6965 | 899.50 | TERR |

ANEXO 2