



UNIVERSIDAD DEL AZUAY
FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL Y GERENCIA DE
CONSTRUCCIONES

**Cálculo, diseño y comparación costo-beneficio de dos alternativas
estructurales de un paso peatonal en la autopista Cuenca-
Azogues, sector El Descanso**

Trabajo de grado previo a la obtención del título de:
INGENIERO CIVIL CON ÉNFASIS EN GERENCIA DE
CONSTRUCCIONES

Autores:

SEGUNDO ESTEBAN CANDO MOLINA
JORGE EDUARDO PINTADO ZAMBRANO

Director:

VLADIMIR EUGENIO CARRASCO CASTRO

Cuenca, Ecuador

2019

DEDICATORIA

El presente trabajo va dedicado con todo el amor y gratitud para toda mi familia, ya que con su apoyo incondicional que me supieron brindar pude avanzar en mi carrera universitaria.

A Dios, mis padres Segundo e Imelda por haberme dado la vida, por guiarme y aconsejarme en todo este tiempo, que sin lugar a duda fue de mucha ayuda para avanzar a paso firme hasta tan anhelado título.

A mi hermano Diego, quien gracias a su esfuerzo supo ayudarme y aconsejarme desde el exterior, ya que, sin él este sueño jamás se podría concretar. Él siempre supo que decir y que hacer en los momentos difíciles de mi vida, es por eso que gracias a sus consejos hoy en día pude culminar mis estudios académicos. De igual manera a María, Patricia, Daniela y Paúl, quienes siempre estuvieron ahí conmigo, por enseñarme que el camino se hace caminando, que nada llega fácil y que la vida es difícil, pero hermosa.

A mi abuelita Sofía, ya que con sus oraciones y bendiciones siempre me supo decir que estaba caminado conmigo día a día, hasta que hoy en día le pude decir: “Abuelita, Reto Cumplido”.

Cando Molina Segundo Esteban

DEDICATORIA

El presente trabajo va dedicado con todo el amor para toda mi familia ya que sin el apoyo incondicional que cada uno de ellos me han brindado, no hubiese sido capaz de alcanzar esta meta que con tantas ilusiones deseo obtener.

A mi mamita Elena que con su gran amor y ejemplo de rectitud supo formarme y darme los valores que hoy en día me van a ser de mucha utilidad para afrontar los nuevos retos que se me presenten, le quiero agradecer por todas las oraciones y peticiones que hizo por mí para poder alcanzar esta meta.

A mi papito César que, con su apoyo incondicional, consejos y enseñanzas me supo hacer entender la importancia de esta meta, es por eso que hoy en día como siempre se lo dije la persona que se forma como ingeniero es el, muchas gracias por todo.

A mi tío Francisco que es como mi hermano mayor, mi ejemplo a seguir, le quiero agradecer por todos los esfuerzos que hizo para ayudarme, desde sus consejos en momentos difíciles hasta aquellas veces que con tanta paciencia me enseñaba todos aquellos temas que no podía comprender, hoy en día te quiero decir gracias hermano por todo tu apoyo, ya podemos conversar de temas de la construcción como colegas.

Pintado Zambrano Jorge Eduardo

AGRADECIMIENTO

Nos sentimos eternamente agradecidos a la Universidad del Azuay, a todos sus catedráticos y autoridades, quienes siempre supieron brindarnos una educación de calidad, impartiendo sus conocimientos con nosotros en las aulas de la facultad, y así nos inculcaron y enseñaron el maravilloso mundo de la ingeniería.

Eternamente agradecidos con nuestro tutor de tesis el Ing. Vladimir Carrasco, quien gracias a su dedicación, sacrificio, esfuerzo y entrega nos supo brindar las pautas para el desarrollo de este trabajo, de igual manera a los ingenieros miembros del tribunal, Ing. Juan Carlos Malo D. e Ing. David Contreras L. que gracias a su apoyo y paciencia se pudo lograr el objetivo.

Un agradecimiento especial al Ing. José Vázquez, quien nos supo brindar su apoyo y ayuda para el correcto desarrollo de los modelos estructurales del presente trabajo.

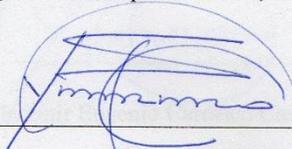
RESUMEN

Cálculo, Diseño Y Comparación Costo-Beneficio De Dos Alternativas Estructurales De Un Paso Peatonal En La Autopista Cuenca-Azogues, Sector El Descanso

RESUMEN

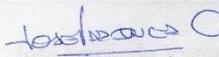
Debido a la dificultad de cruce seguro de la vía por parte de los peatones, en este trabajo se realizó el cálculo, diseño y comparación de costo de dos modelos estructurales de puente peatonal en la autopista Cuenca-Azogues, sector El Descanso. Estos puentes están constituidos con sistemas mixtos, es decir el primer modelo consta de una superestructura pretensada de hormigón y subestructura de hormigón amado, el segundo modelo consta de una superestructura de acero y subestructura de hormigón armado. El proyecto se calcula y diseña, considerando que la superestructura esta simplemente apoyada sobre neoprenos en la subestructura. Los puentes peatonales cuentan con pasamanos y escaleras de acceso, que están analizados y diseñados de acuerdo a las normas vigentes en el país. De la comparación de precios de las dos alternativas, se determina que la mejor desde el punto de vista económico, es el puente peatonal con pretensados de hormigón.

Palabras clave: puente peatonal, diseño, análisis, sistemas mixtos, pretensado, hormigón, acero, superestructura, subestructura, alternativa, económico.



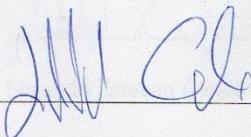
Vladimir Eugenio Carrasco Castro

Director del Trabajo de Titulación



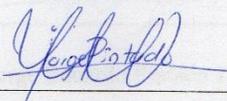
José Fernando Vázquez Calero

Coordinador de Escuela



Segundo Esteban Cando Molina

Autor



Jorge Eduardo Pintado Zambrano

Autor

ABSTRACT

Calculation, Design and Cost-Benefit Comparison of Two Structural Alternatives of a Pedestrian Crossing in the Cuenca-Azogues Highway, El Descanso Sector

ABSTRACT

This work performed the calculation, design and cost comparison of two structural models of pedestrian crossing bridges on the Cuenca-Azogues highway in *El Descanso* sector due to the difficulty of pedestrians to safely cross the road. These bridges were built with mixed systems. The first model consists of a prestressed concrete superstructure and reinforced concrete substructure, the second model consists of a steel superstructure and reinforced concrete substructure. The project was calculated and designed considering that the superstructure is simply supported on neoprene in the substructure. The pedestrian crossings have handrails and access stairs that were analyzed and designed according to the regulations in force in the country. When comparing the prices of the two alternatives it is determined that the best option from the economic point of view is the pedestrian bridge with prestressed concrete.

Keywords: pedestrian crossing, design, analysis, mixed systems, prestressing, concrete, steel, superstructure, substructure, alternative, economic.



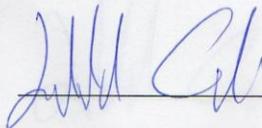
Vladimir Eugenio Carrasco Castro

Thesis Director



José Fernando Vázquez Calero

Faculty Coordinator



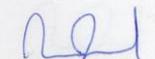
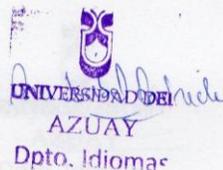
Segundo Esteban Cando Molina

Author



Jorge Eduardo Pintado Zambrano

Author



Translated by
Ing. Paúl Arpi

ÍNDICE DE CONTENIDOS

| | |
|---|-------|
| DEDICATORIA | i |
| AGRADECIMIENTO | iii |
| RESUMEN..... | iv |
| ABSTRACT | v |
| ÍNDICE DE CONTENIDOS | vi |
| ÍNDICE DE FIGURAS..... | x |
| ÍNDICE DE TABLAS | xx |
| ÍNDICE DE ANEXOS..... | xxvii |
| INTRODUCCIÓN | 1 |
| CAPÍTULO 1 | 3 |
| GENERALIDADES Y MARCO TEÓRICO | 3 |
| 1.1 Problemática..... | 3 |
| 1.2 Datos históricos de los puentes | 3 |
| 1.3 Tipología de los puentes | 4 |
| 1.3.1 Tipología según su longitud:..... | 4 |
| 1.3.2 Tipología de los puentes según su utilización:..... | 5 |
| 1.3.3 Tipología según su composición estructural:..... | 7 |
| 1.3.4 Tipología de los puentes según su material..... | 12 |
| 1.3.5 Tipología de los puentes por su estructura transversal..... | 14 |
| 1.3.6 Según el tipo de sistema estructural: | 14 |
| 1.4 Materiales..... | 17 |
| 1.4.1 Hormigón armado | 17 |
| 1.4.2 Hormigón pretensado..... | 18 |

| | |
|---|----|
| 1.4.3 Acero | 19 |
| 1.5 Partes de un puente | 21 |
| 1.5.1 Subestructura..... | 21 |
| 1.5.3 Superestructura..... | 28 |
| 1.5.4 Componentes de la Superestructura..... | 29 |
| 1.5.5 Apoyos entre la Superestructura y la Subestructura | 30 |
| CAPÍTULO 2 | 34 |
| OBTENCIÓN DE LOS DATOS NECESARIOS PARA REALIZAR EL DISEÑO..... | 34 |
| 2.1 Estudios de suelos | 34 |
| 2.1.1 Clasificación de los suelos | 35 |
| 1.1.2 Capacidad de carga | 44 |
| 2.2 Topografía..... | 52 |
| 2.2.1 Ubicación del puente peatonal | 52 |
| 2.2.2 Metodología del levantamiento topográfico | 53 |
| 2.2.3 Cartografía digital | 56 |
| CAPÍTULO 3 | 60 |
| DISEÑO Y CÁLCULO DE LA SUPERESTRUCTURA Y LA SUBESTRUCTURA.. | 60 |
| 3.1 Aspectos geométricos para el diseño del puente peatonal | 60 |
| 3.2 Consideraciones de diseño | 62 |
| 3.2.1 Gálibo horizontal y vertical..... | 62 |
| 3.2.2 Vías de circulación peatonal | 64 |
| 3.2.3 Requisitos para el diseño de escaleras | 65 |
| 3.3 Diseño de la Superestructura y Subestructura del paso peatonal..... | 68 |
| 3.3.1 Superestructura de hormigón pretensado | 68 |
| 3.3.2 Cálculo de la viga pretensada Doble “T” simplemente apoyada | 91 |

| | |
|--|------------|
| 3.3.3 Superestructura de Hormigón Armado (Losa en volado en una dirección).. | 127 |
| 3.3.4 Diseño estructural de la losa cantilever..... | 131 |
| 3.3.5 Subestructura de hormigón para la Superestructura pretensada Doble “T”.. | 135 |
| 3.3.6 Cálculo de la ménsula corta | 142 |
| 3.3.7 Diseño de las pilas y cimentaciones..... | 147 |
| 3.3.8 Cálculo de las pilas y cimentaciones..... | 152 |
| 3.3.9 Diseño de las escaleras de acceso | 156 |
| 3.3.10 Cálculo de las escaleras de acceso. | 158 |
| 3.3.11 Diseño de las pasamanos y bordillos | 161 |
| 3.3.12 Superestructura de acero | 162 |
| 3.3.13 Resultados del cálculo de la Superestructura de acero..... | 164 |
| CAPÍTULO 4..... | 171 |
| COMPARACIÓN COSTO-BENEFICIO DE LA ESTRUCTURA DE HORMIGÓN PRETENSADO CON LA DE ACERO | 171 |
| 4.1 Introducción | 171 |
| 4.2 Evaluación económica con Superestructura de hormigón pretensado (Doble T) | 171 |
| 4.2.1 Presupuesto del paso peatonal con Superestructura prefabricada Doble T... | 171 |
| 4.2.2 Determinación de cantidades de obra | 173 |
| 4.2.3 Análisis de precios unitarios | 242 |
| 4.2.4 Análisis de costos de mantenimiento del paso peatonal con Superestructura Doble T | 242 |
| 4.3 Evaluación económica con Superestructura de acero (IPE) | 243 |
| 4.3.1 Presupuesto del paso peatonal con Superestructura de acero | 243 |
| 4.3.2 Determinación de cantidades de obra | 245 |
| 4.3.3 Análisis de precios unitarios | 309 |

| | |
|---|-----|
| 4.3.4 Análisis de costos de mantenimiento del paso peatonal con Superestructura de acero IPE | 309 |
| CONCLUSIONES | 310 |
| BIBLIOGRAFÍA | 313 |
| ANEXOS | 316 |

ÍNDICE DE FIGURAS

| | |
|--|----|
| Figura 1 Puente tipo pasarela..... | 5 |
| Figura 2 Puente de carretera..... | 6 |
| Figura 3 Puente de ferrocarril..... | 7 |
| Figura 4 Puente para transporte de fluidos..... | 7 |
| Figura 5 Puente arco con tablero superior..... | 8 |
| Figura 6 Puente arco con tablero intermedio. | 8 |
| Figura 7 Puente arco con tablero inferior..... | 9 |
| Figura 8 Puente viga con losa de hormigón pretensado..... | 10 |
| Figura 9 Puente pórtico con pilares inclinados. | 10 |
| Figura 10 Puente colgante..... | 11 |
| Figura 11 Puente atirantado. | 12 |
| Figura 12 Puente de madera. Figura 13 Puente de piedra..... | 12 |
| Figura 14 Puente de acero. Figura 15 Puente de hormigón. | 13 |
| Figura 16 Puente de hormigón pretensado. Figura 17 Puente de aluminio. | 13 |
| Figura 18 Subestructura de viga simplemente apoyada..... | 15 |
| Figura 19 Subestructura de viga continua..... | 15 |
| Figura 20 Puente de Forth en Escosia, Subestructura de viga tipo Gerber..... | 16 |
| Figura 21 Puente en cantilever..... | 16 |
| Figura 22 Secciones transversales de pilas. | 18 |
| Figura 23 Elementos de hormigón pretensado..... | 19 |
| Figura 24 Acero estructural en puentes..... | 21 |
| Figura 25 Partes de un puente..... | 21 |
| Figura 26 Estribos y pilas..... | 22 |
| Figura 27 Estribos cerrado..... | 23 |
| Figura 28 Estribos abierto..... | 24 |
| Figura 29 Pilas..... | 25 |
| Figura 30 Pilas tubulares..... | 26 |
| Figura 31 Pilas tipo caballete..... | 26 |
| Figura 32 Pilas tipo muro macizo..... | 27 |
| Figura 33 Pilas de doble muro..... | 27 |

| | |
|--|----|
| Figura 34 Pilas de una sola columna..... | 28 |
| Figura 35 Componentes de la Superestructura..... | 29 |
| Figura 36 Apoyo metálico tipo balancín..... | 32 |
| Figura 37 Apoyo metálico de rodillo. | 32 |
| Figura 38 Apoyo de depósito con capacidad de rotacion y expansion..... | 33 |
| Figura 39 Apoyo de depósito solamente con capacidad de rotación. | 33 |
| Figura 40 Carta de plasticidad. | 43 |
| Figura 41 Zapata aislada. | 45 |
| Figura 42 Zapata corrida. | 45 |
| Figura 43 Cimentación profunda tipo pilote. | 46 |
| Figura 44 Cimentación con pilas perforadas y cimentación con cajones. | 46 |
| Figura 45 Ubicación de la zona de análisis del proyecto del paso peatonal elevado..... | 53 |
| Figura 46 Planimetría de vereda y de la vía en la zona del proyecto..... | 54 |
| Figura 47 Planimetría de la plataforma de desembarque de pasajeros..... | 55 |
| Figura 48 Planimetría del parterre..... | 55 |
| Figura 49 Curvas de nivel del sector El Descanso..... | 57 |
| Figura 50 Curvas de nivel del sector El Descanso..... | 57 |
| Figura 51 Orto foto del sector El Descanso. | 58 |
| Figura 52 Sección transversal de la zona analizada. | 59 |
| Figura 53 Vista frontal del puente con la Superestructura Doble “T”. | 60 |
| Figura 54 Vista en planta del puente con la Superestructura Doble “T”. | 61 |
| Figura 55 Medida del gálibo puente Sixto Durán Ballén..... | 63 |
| Figura 56 Gálibo puente Sixto Durán Ballén..... | 63 |
| Figura 57 Gálibo puente peatonal cerca de la gasolinera Primax sector Challuabamba. | 64 |
| Figura 58 Anchos de circulación..... | 65 |
| Figura 59 Escaleras de acceso..... | 66 |
| Figura 60 Dimensiones mínimas para los pasamanos..... | 67 |
| Figura 61 Camber o contraflecha en elementos preesforzados..... | 86 |
| Figura 62 Formulas para obtener el camber..... | 89 |
| Figura 63 Geometría de la viga Doble “T”. | 91 |
| Figura 64 Viga Doble “T” con torones. | 93 |

| | |
|---|-----|
| Figura 65 Viga Doble “T” con torones forrados. | 98 |
| Figura 66 Viga Doble “T” compuesta. | 103 |
| Figura 67 Viga Doble “T” compuesta y corregida con n. | 104 |
| Figura 68 Viga Doble “T” con acero adicional a tracción. | 109 |
| Figura 69 Malla electrosoldada. | 115 |
| Figura 70 Viga cantilever. | 127 |
| Figura 71 Armado losa unidireccional cantilever. | 135 |
| Figura 72 Acción Estructural de la ménsula. | 136 |
| Figura 73 Armado estructural de la ménsula. | 136 |
| Figura 74 Longitud de contacto en el apoyo. | 137 |
| Figura 75 Longitud de contacto en el apoyo. | 142 |
| Figura 76 Armado de la ménsula central. | 147 |
| Figura 77 Zonas sísmicas del Ecuador y valor del factor de zona Z. | 148 |
| Figura 78 Armado de cimentación Pila C1. | 155 |
| Figura 79 Armado de cimentación Pila C2. | 155 |
| Figura 80 Armado de cimentación Pila C3. | 156 |
| Figura 81 Vista 3D de las gradas de acceso y cimientos, CYPECAD. | 157 |
| Figura 82 Vista lateras de las gradas de acceso, h=7.72 m. | 157 |
| Figura 83 Vista en planta de las gradas de acceso, h=7.72 m. | 158 |
| Figura 84 Armado del tramo 1 de escalera de acceso. | 158 |
| Figura 85 Armado del tramo 2 de escalera de acceso. | 158 |
| Figura 86 Armado del tramo 3 de escalera de acceso. | 159 |
| Figura 87 Armado del tramo 4 de escalera de acceso. | 159 |
| Figura 88 Vista lateral de los pasamanos y bordillos. | 161 |
| Figura 89 Vista frontal de los pasamanos y bordillos. | 162 |
| Figura 90 Vista 3D puente con Superestructura de acero, CYPECAD. | 163 |
| Figura 91 Vista en planta puente con Superestructura de acero, CYPECAD. | 163 |
| Figura 92 Vista frontal de la pila central con vigas ménsula del puente con Superestructura de acero. | 163 |
| Figura 93 Armado pila P1, h=6.37 m. | 166 |
| Figura 94 Armado pila P2, h=6.32 m. | 167 |

| | |
|---|-----|
| Figura 95 Armado pila P3, h=6.92 m..... | 168 |
| Figura 96 Armado de cimentación pilas P1=P2=P3. | 170 |
| Figura 97 Armado de vigas ménsulas. | 170 |
| Figura 98 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra de excavación de plintos de Subestructura. | 174 |
| Figura 99 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra de excavación de escalera tipo 1 N+7.17 m. | 175 |
| Figura 100 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra de excavación de escalera tipo 1 N+7.72 m. | 176 |
| Figura 101 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra de excavación y de cargado a máquina de plintos de Subestructura de paso peatonal. | 177 |
| Figura 102 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra de excavación y de cargado a máquina de plintos de escalera tipo 1 N+7.17 m..... | 178 |
| Figura 103 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra de excavación y de cargado a máquina de plintos de escalera tipo 1 N+7.72 m..... | 179 |
| Figura 104 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra de desalojo de material con volqueta de material desprendido en excavación de plintos de Subestructura de paso peatonal. | 180 |
| Figura 105 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra de desalojo de material con volqueta para material desprendido en excavación de plintos de escaleras tipo 1 N7.17 m y N+7.72 m..... | 181 |
| Figura 106 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra de relleno con material de sitio para plintos de Subestructura de paso peatonal..... | 182 |
| Figura 107 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra de relleno con material de sitio para plintos de Subestructura de escaleras tipo 1 N+7.17 m y N+7.72 m. | 184 |
| Figura 108 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra de replantillo de hormigón para plintos de Subestructura de paso peatonal..... | 185 |
| Figura 109 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra de replantillo de hormigón para plintos de Subestructura escaleras tipo1 N+7.17 m y N+7.72 m. . | 186 |

| | |
|---|-----|
| Figura 110 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra de hormigón f ^c =300 kg/cm ² para plintos de Subestructura de paso peatonal..... | 187 |
| Figura 111 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra de hormigón f ^c = 300kg/cm ² para plintos de Subestructura de escaleras tipo 1 N+7.17 m y N+7.72 m. | 188 |
| Figura 112 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra de hormigón f ^c =300 kg/cm ² para pilas de subestructura de paso peatonal..... | 189 |
| Figura 113 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra de hormigón f ^c = 300 kg/cm ² para pilas de Subestructura escalera N+7.17m | 190 |
| Figura 114 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra de hormigón f ^c =300 kg/cm ² para pilas de subestructura escalera N+7.72 m | 191 |
| Figura 115 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra de hormigón f ^c =300 kg/cm ² para escalera N+7.17 m | 192 |
| Figura 116 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra de hormigón f ^c =300 kg/cm ² para escalera N+7.72 m. | 193 |
| Figura 117 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra de hormigón f ^c =300 kg/cm ² para ménsulas. | 194 |
| Figura 118 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra encofrado recto de plintos de subestructura de paso peatonal | 196 |
| Figura 119 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra encofrado recto de plintos de subestructura de puentes N+7.17 m y N+7.72 m | 197 |
| Figura 120 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra encofrado recto de pilas de subestructura de paso peatonal. | 199 |
| Figura 121 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra encofrado recto de pilas de subestructura de escaleras N+7.17 m..... | 201 |
| Figura 122 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra encofrado recto de pilas de subestructura de escaleras N+7.72 m..... | 203 |
| Figura 123 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra encofrado recto de volados de hormigón armado. | 204 |
| Figura 124 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra apoyos de neopreno stup, dureza 60 (15x20x2.2) cm..... | 205 |

| | |
|---|-----|
| Figura 125 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra apoyos de neopreno stup, dureza 60 (12x20x2.2) cm..... | 206 |
| Figura 126 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra acero en barras corrugadas para pilas de Subestructura de paso peatonal. | 209 |
| Figura 127 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra acero en barras corrugadas para plintos de subestructura de paso peatonal..... | 211 |
| Figura 128 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra acero en barras corrugadas para plintos de escaleras N+7.17 m y N+7.72 m..... | 215 |
| Figura 129 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra acero en barras corrugadas para pilas de escalera N+7.17 m..... | 220 |
| Figura 130 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra acero en barras corrugadas para pilas de escalera N+7.72 m..... | 224 |
| Figura 131 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra acero en barras corrugadas para escalera N+7.17 m. | 226 |
| Figura 132 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra acero en barras corrugadas para escalera N+7.72 m. | 229 |
| Figura 133 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra acero en barras corrugadas para volados de hormigón armado..... | 230 |
| Figura 134 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra acero en barras corrugadas para descansos de escalera N+7.17 m. | 231 |
| Figura 135 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra acero en barras corrugadas para descansos de escalera N+7.72 m. | 232 |
| Figura 136 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra acero en barras corrugadas para ménsula sobre pila central. | 233 |
| Figura 137 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra acero en barras corrugadas para ménsulas sobre pilas laterales..... | 234 |
| Figura 138 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra pasamanos de acero inoxidable de la Superestructura del paso peatonal. | 235 |
| Figura 139 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra pasamanos de acero inoxidable de la escalera N+7.17 m. | 236 |

| | |
|--|-----|
| Figura 140 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra pasamanos de acero inoxidable de la escalera N+7.72 m. | 237 |
| Figura 141 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra hormigón $f^c=240\text{kg/cm}^2$ colocado en volados. | 238 |
| Figura 142 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra hormigón $f^c=210\text{kg/cm}^2$ colocado en bordillos. | 240 |
| Figura 143 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra hormigón $f^c=280\text{kg/cm}^2$ utilizado en topping sobre vigas Doble T. | 241 |
| Figura 144 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra excavación a mano en suelo sin clasificar para plintos de Subestructura de paso peatonal. | 246 |
| Figura 145 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra excavación a mano en suelo sin clasificar para escaleras tipo 1 N+7.17 m. | 247 |
| Figura 146 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra excavación a mano en suelo sin clasificar para escaleras tipo 1 N+7.72 m. | 248 |
| Figura 147 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de cargado de material a máquina para plintos de Subestructura de paso peatonal. | 249 |
| Figura 148 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de cargado de material a máquina para plintos de escalera N+7.17 m. | 250 |
| Figura 149 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de cargado de material a máquina para plintos de escalera N+7.72 m. | 251 |
| Figura 150 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades Desalojo de material con volqueta de material desprendido en excavación de plintos de Subestructura de paso peatonal. | 253 |
| Figura 151 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades desalojo de material con volqueta de material desprendido en excavación de plintos de Escaleras N+7.17 m y N+7.72 m. | 254 |
| Figura 152 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades relleno con material de sitio para plintos de Subestructura de paso peatonal. | 255 |
| Figura 153 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades relleno con material de sitio para plintos de escaleras N+7.17 m y N+7.72 m. | 256 |

| | |
|---|-----|
| Figura 154 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades replantillo de hormigón f ^c =180kg/cm ² para plintos de Subestructura de paso peatonal. | 257 |
| Figura 155 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades replantillo de hormigón f ^c =180 kg/cm ² para plintos de escaleras N=+7.17 m y N=+7.72 m. | 258 |
| Figura 156 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades replantillo de hormigón f ^c =280 kg/cm ² para plintos de Subestructura del paso peatonal. | 259 |
| Figura 157 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades replantillo de hormigón f ^c =280 kg/cm ² para plintos de escaleras N+7.17 m y N=+7.72 m. | 260 |
| Figura 158 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades replantillo de hormigón f ^c =280 kg/cm ² para pilas de Subestructura de paso peatonal. | 261 |
| Figura 159 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades replantillo de hormigón f ^c =280 kg/cm ² para pilas de escalera N=+7.17 m. | 262 |
| Figura 160 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades replantillo de hormigón f ^c =280 kg/cm ² para pilas de escalera N=+7.72 m. | 263 |
| Figura 161 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades replantillo de hormigón f ^c =280 kg/cm ² para escalera N=+7.17 m. | 264 |
| Figura 162 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades replantillo de hormigón f ^c =280 kg/cm ² para escalera N=+7.72 m. | 265 |
| Figura 163 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades replantillo de hormigón f ^c =280 kg/cm ² para vigas rectangulares tipo ménsula. | 266 |
| Figura 164 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades encofrado recto para plintos de subestructura de paso peatonal. | 267 |
| Figura 165 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades encofrado recto para pilas de Subestructura de paso peatonal. | 268 |
| Figura 166 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades encofrado recto para pilas de Subestructura de escalera N=+7.17 m. | 270 |
| Figura 167 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades encofrado recto para pilas de Subestructura de escalera N=+7.72 m. | 272 |
| Figura 168 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades encofrado recto para plintos de escaleras N=+7.17 m y N=+7.72 m. | 273 |

| | |
|--|-----|
| Figura 169 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades apoyo de neopreno dureza 60 (15x20x2.2) cm. | 275 |
| Figura 170 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades apoyo de neopreno dureza 60 (12x20x2.2) cm. | 276 |
| Figura 171 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra acero en barras corrugadas grado 60 para pilas de Subestructura de paso peatonal. | 278 |
| Figura 172 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra acero en barras corrugadas grado 60 para plintos de subestructura de paso peatonal..... | 281 |
| Figura 173 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra acero en barras corrugadas grado 60 para plintos de Subestructura de escaleras N=+7.17 m y N=+7.72 m. | 286 |
| Figura 174 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra acero en barras corrugadas grado 60 para pilas de escalera N=+7.72 m. | 290 |
| Figura 175 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra acero en barras corrugadas grado 60 para escalera N=+7.17 m. | 292 |
| Figura 176 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra acero en barras corrugadas grado 60 para escalera N=+7.72 m. | 295 |
| Figura 177 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra acero en barras corrugadas grado 60 para descansos de escalera N=+7.17 m. | 296 |
| Figura 178 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra acero en barras corrugadas grado 60 para descansos de escalera N=+7.72 m. | 297 |
| Figura 179 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de Obra Acero en barras corrugadas Grado 60 para Losa sobre estructura metálica..... | 298 |
| Figura 180 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra acero en barras corrugadas grado 60 para viga tipo ménsula..... | 299 |
| Figura 181 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra hormigón $f^c=210$ kg/cm ² utilizado en bordillos..... | 301 |
| Figura 182 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra pasamanos de acero inoxidable para Superestructura de paso peatonal. | 302 |
| Figura 183 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra pasamanos de acero inoxidable para escalera N=+7.17 m..... | 303 |

| | |
|--|-----|
| Figura 184 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra pasamanos de acero inoxidable para escalera N=+7.72 m..... | 304 |
| Figura 185 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra perfilería estructural, suministro y montaje viga IPE. | 305 |
| Figura 186 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra perfilería estructural, suministro y montaje correas tipo L (70X70x5 mm). | 306 |
| Figura 187 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra hormigón $f^c=280$ kg/cm ² colocado sobre novalosa. | 307 |
| Figura 188 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra novalosa $e=0.075$ mm. | 308 |

ÍNDICE DE TABLAS

| | |
|--|-----|
| Tabla 1 Clasificación de los puentes según su luz total | 5 |
| Tabla 2 Clasificación de los puentes según su estructura transversal | 14 |
| Tabla 3 Clasificación de los estribos según su proceso constructivo..... | 22 |
| Tabla 4 Clasificación de los estribos según su el tipo de terreno..... | 22 |
| Tabla 5 Clasificación de las pilas según su proceso cosntructivo..... | 28 |
| Tabla 6 Conexión de pilas con el resto de la estructura..... | 31 |
| Tabla 7 Límites de tamaño de suelo separado. | 36 |
| Tabla 8 Clasificación de materiales para subrasante de carreteras. | 38 |
| Tabla 9 Clasificación de materiales para subrasante de carreteras. | 39 |
| Tabla 10 Simbología de grupo para suelos tipo Grava. | 41 |
| Tabla 11 Simbología de grupo para suelos tipo Arenosos..... | 42 |
| Tabla 12 Simbología de grupo para suelos tipo Limosos y Arcillosos..... | 43 |
| Tabla 13 Factores de capacidad de carga..... | 49 |
| Tabla 14 Factores de forma, profundidad e inclinación..... | 50 |
| Tabla 15 Valores del coeficiente β_1 | 77 |
| Tabla 16 Separaciones máximas en elementos pretensados | 84 |
| Tabla 17 Variaciones máximas entre el camber medido y el calculado. | 87 |
| Tabla 18 Deflexiones máximas admisibles calculadas (ACI)..... | 88 |
| Tabla 19 Multiplicadores para obtener el camber y deflexiones a largo plazo..... | 90 |
| Tabla 20 Datos de la viga Doble “T”..... | 92 |
| Tabla 21 Propiedades de los materiales utilizados en la viga Doble “T”. | 93 |
| Tabla 22 Espesores mínimos de losas..... | 128 |
| Tabla 23 Espesores mínimos de losas..... | 137 |
| Tabla 24 Coeficientes de fricción. | 139 |
| Tabla 25 Factor de modificación..... | 140 |
| Tabla 26 Valores del factor Z en función de la zona sísmica. | 148 |
| Tabla 27 Clasificaión de los perfiles de suelos. | 149 |
| Tabla 28 Datos del Pilar C1, CYPECAD..... | 152 |
| Tabla 29 Datos del Pilar C2, CYPECAD..... | 153 |
| Tabla 30 Datos del Pilar C3, CYPECAD..... | 154 |

| | |
|--|-----|
| Tabla 31 Listado de losa maciza, Descanso 1..... | 160 |
| Tabla 32 Listado de losa maciza, Descanso 2..... | 160 |
| Tabla 33 Listado de losa maciza, Descanso 3..... | 161 |
| Tabla 34 Datos del puente..... | 162 |
| Tabla 35 Características mecánicas de los materiales, CYPECAD..... | 164 |
| Tabla 36 Cuadro de resumen de perfilera metálica, CYPECAD..... | 165 |
| Tabla 37 Resumen de armados en pilas..... | 169 |
| Tabla 38 Cantidades de obra de excavación de plintos de Subestructura de paso peatonal..... | 174 |
| Tabla 39 Cantidades de obra de excavación de escalera tipo 1 N+7.17m..... | 175 |
| Tabla 40 Cantidades de obra de excavación de escalera tipo 1 N+7.72 m..... | 176 |
| Tabla 41 Cantidades de obra de cargado a máquina de plintos de Subestructura de paso peatonal..... | 177 |
| Tabla 42 Cantidades de obra de cargado a máquina de plintos de escalera tipo 1 N+7.17 m..... | 178 |
| Tabla 43 Cantidades de obra de cargado a máquina de plintos de escalera tipo 1 N+7.72 m..... | 179 |
| Tabla 44 Cantidades de obra desalojo de material con volqueta de material desprendido en excavación de plintos de Subestructura de paso peatonal..... | 180 |
| Tabla 45 Cantidades de obra desalojo de material con volqueta de material desprendido en excavación plintosde escaleras tipo 1 N+7.17 m y N+7.72 m..... | 181 |
| Tabla 46 Cantidades de obra de relleno con material del sitio para plintos de Subestructura de paso peatonal..... | 182 |
| Tabla 47 Cantidades de obra de relleno con material del sitio para plintos de Subestructura de escaleras tipo 1 N+7.1 7m y N+7.72 m..... | 183 |
| Tabla 48 Cantidades de obra de replantillo de hormigón para plintos de Subestructura de paso peatonal..... | 184 |
| Tabla 49 Cantidades de obra de replantillo de hormigón para plintos de Subestructura de escaleras tipo 1 N+7.17 m y N+7.72 m..... | 185 |
| Tabla 50 Cantidades de obra hormigón $f'c=300$ kg/cm ² para plintos de Subestructura de paso peatonal..... | 186 |

| | |
|---|-----|
| Tabla 51 Cantidades de obra hormigón $f^c=300$ kg/cm ² para plintos de Subestructura de escaleras tipo 1 N7.17 m y N+7.72 m..... | 187 |
| Tabla 52 Cantidades de obra hormigón $f^c=300$ kg/cm ² para pilas de subestructura de paso peatonal..... | 188 |
| Tabla 53 Cantidades de obra hormigón $f^c=300$ kg/cm ² para pilas de subestructura escalera N+7.17 m..... | 190 |
| Tabla 54 Cantidades de obra hormigón $f^c=300$ kg/cm ² para pilas de subestructura escalera N+7.72 m..... | 191 |
| Tabla 55 Cantidades de obra hormigón $f^c=300$ kg/cm ² para escalera N+7.17 m..... | 192 |
| Tabla 56 Cantidades de obra hormigón $f^c=300$ kg/cm ² para escalera N+7.72 m..... | 193 |
| Tabla 57 Cantidades de obra hormigón $f^c=300$ kg/cm ² para ménsulas..... | 194 |
| Tabla 58 Cantidades de obra encofrado rescto para plintos de subestructura de paso peatonal | 195 |
| Tabla 59 Cantidades de obra encofrado recto para plintos de subestructura de escaleras N+7.17 m y N+7.72 m..... | 197 |
| Tabla 60 Cantidades de obra encofrado recto para pilas de subestructura de paso peatonal..... | 198 |
| Tabla 61 Cantidades de obra encofrado recto para pilas de subestructura de escaleras N+7.17 m..... | 200 |
| Tabla 62 Cantidades de obra encofrado recto para pilas de subestructura de escaleras N+7.72 m..... | 202 |
| Tabla 63 Cantidades de obra encofrado recto para volados de hormigón armado..... | 203 |
| Tabla 64 Cantidades de obra apoyos de neopreno stup, dureza 60 (15x20x2.2) cm. ... | 205 |
| Tabla 65 Cantidades de obra apoyos de neopreno stup, dureza 60 (12x20x2.2) cm. ... | 206 |
| Tabla 66 Cantidades de obra acero en barras corrugadas para pilas de Subestructura de paso peatonal..... | 208 |
| Tabla 67 Cantidades de obra acero en barras corrugadas para plintos de subestructura de paso peatonal..... | 210 |
| Tabla 68 Cantidades de obra acero en barras corrugadas para plintos de escaleras N+7.17m y N+7.72m..... | 215 |

| | |
|--|-----|
| Tabla 69 Cantidades de obra acero en barras corrugadas para pilas de escalera N+7.17 m..... | 219 |
| Tabla 70 Cantidades de obra acero en barras corrugadas para pilas de escalera N+7.72 m..... | 224 |
| Tabla 71 Cantidades de obra acero en barras corrugadas para escalera N+7.17 m. | 226 |
| Tabla 72 Cantidades de obra acero en barras corrugadas para escalera N+7.72 m. | 228 |
| Tabla 73 Cantidades de obra acero en barras corrugadas para volados de hormigón armado..... | 229 |
| Tabla 74 Cantidades de obra acero en barras corrugadas para descansos de escalera N+7.17 m. | 230 |
| Tabla 75 Cantidades de obra acero en barras corrugadas para descansos de escalera N+7.72 m. | 231 |
| Tabla 76 Cantidades de obra acero en barras corrugadas para ménsula sobre pila central. | 232 |
| Tabla 77 Cantidades de obra acero en barras corrugadas para ménsulas sobre pilas laterales. | 233 |
| Tabla 78 Cantidades de obra pasamanos de acero inoxidable de la Superestructura del paso peatonal..... | 234 |
| Tabla 79 Cantidades de obra pasamanos de acero inoxidable de la escalera N+7.17 m. | 235 |
| Tabla 80 Cantidades de obra pasamanos de acero inoxidable de la escalera N+7.72 m. | 236 |
| Tabla 81 Cantidades de obra hormigón $f^c=240$ kg/cm ² colocado en volados. | 237 |
| Tabla 82 Cantidades de obra hormigón $f^c=210$ kg/cm ² colocado en bordillos. | 239 |
| Tabla 83 Cantidades de obra hormigón $f^c=280$ kg/cm ² utilizado en topping sobre vigas Doble T. | 241 |
| Tabla 84 Cantidades de obra excavación a mano en suelo sin clasificar para plintos de Subestructura de paso peatonal. | 246 |
| Tabla 85 Cantidades de obra excavación a mano en suelo sin clasificar para escaleras tipo 1 N+7.17 m. | 247 |

| | |
|--|-----|
| Tabla 86 Cantidades de obra excavación a mano en suelo sin clasificar para escaleras tipo 1 N+7.72 m. | 248 |
| Tabla 87 Cantidades de obra cargado de material a máquina para plintos de Subestructura de paso peatonal. | 249 |
| Tabla 88 Cantidades de obra cargado de material a máquina para plintos de escalera N+7.17 m. | 250 |
| Tabla 89 Cantidades de obra cargado de material a máquina para plintos de escalera N+7.72 m. | 251 |
| Tabla 90 Cantidades de obra desalojo de material con volqueta de material desprendido en excavación de plintos de Subestructura de paso peatonal. | 252 |
| Tabla 91 Cantidades de obra desalojo de material con volqueta de material desprendido en excavación de plintos de escaleras N+7.17 m y N+7.72 m. | 253 |
| Tabla 92 Cantidades de obra relleno con material de sitio para plintos de Subestructura de paso peatonal. | 254 |
| Tabla 93 Cantidades de obra Relleno con material de sitio para plintos de escaleras N+7.17 m y N+7.72 m. | 256 |
| Tabla 94 Cantidades de obra replantillo de hormigón $f'c=180$ kg/cm ² para plintos de Subestructura de paso peatonal. | 257 |
| Tabla 95 Cantidades de obra replantillo de hormigón $f'c=180$ kg/cm ² para plintos de escaleras N=+7.17 m y N=+7.72 m. | 258 |
| Tabla 96 Cantidades de obra replantillo de hormigón $f'c=280$ kg/cm ² para plintos de Subestructura del paso peatonal. | 259 |
| Tabla 97 Cantidades de obra replantillo de hormigón $f'c=280$ kg/cm ² para plintos de escaleras N=+7.17 m y N=+7.72 m. | 260 |
| Tabla 98 Cantidades de obra replantillo de hormigón $f'c=280$ kg/cm ² para pilas de Subestructura del paso peatonal. | 261 |
| Tabla 99 Cantidades de obra replantillo de hormigón $f'c=280$ kg/cm ² para pilas de Escalera N=+7.17 m. | 262 |
| Tabla 100 Cantidades de obra replantillo de hormigón $f'c=280$ kg/cm ² para pilas de escalera N=+7.72 m. | 263 |

| | |
|---|-----|
| Tabla 101 Cantidades de obra replantillo de hormigón $f'c=280$ kg/cm ² para escalera N=+7.17 m. | 264 |
| Tabla 102 Cantidades de obra replantillo de hormigón $f'c=280$ kg/cm ² para escalera N=+7.72 m. | 265 |
| Tabla 103 Cantidades de obra replantillo de hormigón $f'c=280$ kg/cm ² para vigas rectangulares tipo ménsula. | 266 |
| Tabla 104 Cantidades de obra encofrado recto para plintos de subestructura de paso peatonal. | 267 |
| Tabla 105 Cantidades de obra Encofrado recto para pilas de Subestructura de paso peatonal. | 268 |
| Tabla 106 Cantidades de obra encofrado recto para pilas de subestructura de escalera N=+7.17 m. | 269 |
| Tabla 107 Cantidades de obra encofrado recto para pilas de Subestructura de escalera N=+7.72 m. | 271 |
| Tabla 108 Cantidades de obra encofrado recto para plintos de escaleras N=+7.17 m y N=+7.72 m. | 273 |
| Tabla 109 Cantidades de apoyo de neopreono dureza 60 (15x20x2.2) cm. | 274 |
| Tabla 109 Cantidades de apoyo de neopreono dureza 60 (12x20x2.2) cm. | 276 |
| Tabla 111 Cantidades de obra acero en barras corrugadas grado 60 para pilas de Subestructura de paso peatonal. | 278 |
| Tabla 112 Cantidades de obra acero en barras corrugadas grado 60 para plintos de Subestructura de paso peatonal. | 280 |
| Tabla 113 Cantidades de obra acero en barras corrugadas grado 60 para plintos de subestructura escaleras N=+7.17 m y N=+7.72 m. | 285 |
| Tabla 114 Cantidades de obra acero en barras corrugadas grado 60 para pilas de escalera N=+7.72 m. | 290 |
| Tabla 115 Cantidades de obra acero en barras corrugadas grado 60 para escalera N=+7.17 m. | 292 |
| Tabla 116 Cantidades de obra acero en barras corrugadas Grado 60 para Escalera N=+7.72m. | 294 |

| | |
|---|-----|
| Tabla 117 Cantidades de obra acero en barras corrugadas grado 60 para descansos de escalera N=+7.17 m. | 295 |
| Tabla 118 Cantidades de obra acero en barras corrugadas grado 60 para descansos de escalera N=+7.72 m. | 296 |
| Tabla 119 Cantidades de obra acero en barras corrugadas Grado 60 para Losa sobre estructura metálica. | 297 |
| Tabla 120 Cantidades de obra acero en barras corrugadas Grado 60 para viga tipo ménsula. | 298 |
| Tabla 121 Cantidades de obra hormigón $f'c=210$ kg/cm ² utilizados en bordillos. | 300 |
| Tabla 122 Cantidades de obra pasamanos de acero inoxidable para Superestructura de paso peatonal. | 301 |
| Tabla 123 Cantidades de obra pasamanos de acero inoxidable para escalera N=+7.17 m. | 302 |
| Tabla 124 Cantidades de obra pasamanos de acero inoxidable para Escalera N=+7.72 m. | 303 |
| Tabla 125 Cantidades de obra perfilería estructural, suministro y montaje viga IPE. | 304 |
| Tabla 126 Cantidades de obra perfilería estructural, suministro y montaje correas tipo L (70x70x5 mm). | 306 |
| Tabla 127 Cantidades de obra hormigón $f'c=280$ kg/cm ² colocado sobre novalosa. ... | 307 |
| Tabla 128 Cantidades de obra novalosa e=0.075 mm. | 308 |

ÍNDICE DE ANEXOS

| | |
|--|-----|
| Anexo 1 Modelo de cálculo estructural en cypecad de una columna y cimentación. pila y cimentación C1 para la superestructura Doble T | 316 |
| Anexo 2 Modelo de cálculo estructural en cypecad de una viga. viga de los descansos de las escaleras..... | 393 |
| Anexo 3 Modelo de comprobación de cálculo estructural en CYPECAD de una zapata. Cimentación para pila C1, superestructura Doble T. | 454 |
| Anexo 4 Modelo de la justificación sísmica en CYPECAD de una zapata. Justificación sísmica para pila C1, superestructura Doble T..... | 458 |
| Anexo 5 Comprobaciones de flechas de las vigas ménsula en CYPECAD. Vigas ménsulas para la superestructura de acero..... | 472 |
| Anexo 6 Planos de los elementos estructurales..... | 472 |

Trabajo de titulación

Segundo Esteban Cando Molina, Jorge Eduardo Pintado Zambrano

Ing. Vladimir Eugenio Carrasco Castro MSc.

Julio, 2019

Cálculo, diseño y comparación costo-beneficio de dos alternativas estructurales de un paso peatonal en la autopista Cuenca – Azogues, sector El Descanso

INTRODUCCIÓN

El diseño del puente peatonal en el sector El Descanso de la autopista Cuenca-Azogues, se lo realizará con la visión futura de establecer sistemas constructivos más ágiles y eficaces que el sistema tradicional, brindando mejores características estructurales. Así mismo con la finalidad de brindar confort y seguridad al peatón al momento de cruzar la autopista, ya que esta vía tiene un alto flujo vehicular y es una de las que tiene velocidades de circulación vehicular alta (90 km/h).

El lugar analizado debido al crecimiento poblacional se torna cada vez más conflictivo, ya que no existe ningún tipo de infraestructura para que los peatones y personas con discapacidad crucen la autopista. Dándose la primera víctima mortal el 22 de mayo de 2018, en el cual lamentablemente estuvo implicada una estudiante de la Universidad del Azuay.

El diseño del puente peatonal está pensado con la finalidad de evitar los riesgos que implica cruzar la autopista Cuenca – Azogues para los transeúntes provenientes de los cantones de Paute, Gualaceo, Sigsig, Chordeleg y una parte de Azogues; la propuesta busca la seguridad y comodidad de los transeúntes.

El diseño se lo realizará de dos maneras, la primera será en base a elementos de hormigón pretensado para la Superestructura y hormigón armado para Subestructura, y el segundo en elementos de acero en la Superestructura. Además, estos estarán sujetos a la normativa ASSTHO, ACI, AISC, INEN, NEVI y NEC para cumplir con todos los parámetros y estándares necesarios para este proyecto.

El análisis de los miembros estructurales de los dos diseños del puente peatonal se lo realizará mediante un programa de simulación estructural, garantizando con esto sus correctos funcionamientos ante posibles eventualidades que se puedan presentar en su etapa de uso.

Para diseñar estas estructuras se deberá tener conocimiento tanto teórico como técnico de todos los componentes estructurales de un puente, así mismo será necesario obtener todos los datos (altimetría, planimetría y la capacidad portante del suelo) que intervendrán en el diseño. Estos datos fueron obtenidos gracias a las visitas a campo, a profesionales que realizaron obras en lugares aledaños, que cuyos datos son de utilidad y a las páginas oficiales del gobierno que brindan información valiosa.

Para que una obra sea rentable, se debe de considerar el tiempo, forma y costo de construcción de la misma. Para este puente, estos aspectos son de vital importancia para el lugar de emplazamiento que se pretende, ya que al ser una vía de alto flujo vehicular y de altas velocidades de circulación, también es la vía principal de comunicación entre dos ciudades como Azogues (Cañar) y Cuenca (Azuay), por donde circulan productos provenientes tanto del sur como del norte del país; es por eso que estos sistemas constructivos propuestos brindan un montaje mucho más rápido que el sistema tradicional; reduciendo considerablemente tiempos y costos de construcción, lo cual evita molestias y demoras en la autopista.

CAPÍTULO 1

GENERALIDADES Y MARCO TEÓRICO

1.1 Problemática

Las personas provenientes de los cantones de Paute, Gualaceo, Chordeleg, Sígsig y una parte de Azogues, en su mayoría estudiantes y trabajadores, para poder trasladarse hacia la ciudad de Cuenca se ven en la necesidad de cruzar la autopista, para adquirir un servicio de autobús proveniente de la parte norte de la provincia del Azuay.

El tramo de la autopista es un tramo que se considera peligroso, dado que es una vía interprovincial de seis carriles de alta densidad de tráfico y de circulación rápida; debido a que no existen detectores de velocidad los vehículos circulan a velocidades superiores a las permitidas (velocidad máxima 90 km/h), lo cual, incrementa la probabilidad de ocurrencia de un accidente. En lo que ha transcurrido del año según la Policía Nacional ya hay dos accidentes en dicho sector. El presente proyecto pretende solventar esta problemática con el paso peatonal.

1.2 Datos históricos de los puentes

Los datos históricos sobre el primer uso de un puente por el hombre, es algo desconocido; ya que se estima que sus primeros usos fueron apareciendo en la prehistoria, en donde se utilizaban árboles caídos para poder salvar ríos y llegar a lugares de difícil acceso.

Desde aquellos tiempos este tipo de estructuras no han tenido cambios sustanciales en cuanto a su conformación; no obstante, durante el transcurso de todo este tiempo, su manera constructiva se ha ido mejorando mediante la aplicación de diferentes materiales y sistemas constructivos.

La ampliación de los conocimientos del comportamiento de los materiales, las tipologías estructurales, y la geometría en general, han sido uno de los fundamentos más importantes para la evolución de los puentes.

Se puede destacar que en la tipología existen tres grandes grupos de puentes: puente recto, en el cual su componente principal es una viga central y su comportamiento ante las cargas es la flexión; puente arco, el cual se sustenta de un elemento central en forma de arco que generalmente soporta fuerzas de compresión; puente colgante, posee un mecanismo inverso al el puente arco y en este tipo de estructuras destaca la tensión. (Arkiplus, 2018).

1.3 Tipología de los puentes

Según (Ing. Joaquín Gómez Díaz, 2012) habla lo siguiente sobre la tipología de los mismos:

La tipología de los puentes no posee una sola caracterización, esta se ve ligada a varios parámetros como son: longitud, utilización, composición estructural y materiales. A continuación, se presentará una breve reseña de cada una de estas tipologías y su subdivisión.

1.3.1 Tipología según su longitud:

Esta clasificación es de mucha utilidad debido a que dependiendo de la luz que se pretenda cubrir, se estimará que material es el más apropiado para resistir las solicitaciones a las cuales se diseñará.

Clasificación de puentes según la luz del claro o vano, mediante la siguiente tabla:

| Clasificación | Luz (m) |
|---------------|--------------|
| Grande | > 60 |
| Mediano | $6 < L < 60$ |
| Alcantarillas | < 6 |

Tabla 1 Clasificación de los puentes según su luz total

Fuente: (Ing. Joaquín Gómez Díaz, 2012).

1.3.2 Tipología de los puentes según su utilización:

Esta clasificación se realiza dependiendo del usuario o finalidad para la cual ha sido diseñado el puente, los cuales pueden ser:

Pasarelas: este tipo de estructuras son utilizadas generalmente para el uso peatonal o de motocicletas; estas son utilizadas para salvar obstáculos como son: vías, corrientes de agua o cualquier otro tipo de inconveniente que signifique un riesgo para el peatón.

En el cálculo de estas estructuras se debe considerar el posible vaivén producido por el paso de los patones o las motocicletas. A continuación, se presenta una imagen de una estructura tipo pasarela.



Figura 1 Puente tipo pasarela.

Fuente: Internet.

Puentes de carretera: estos puentes son diseñados únicamente para el uso de automotores; en su cálculo se debe considerar todos los efectos dinámicos que se producen en el momento que son utilizados, además de las cargas accidentales producidas por el viento o sismo. A continuación, se presenta una imagen de este tipo de estructura.



Figura 2 Puente de carretera

Fuente: Internet.

Puentes de ferrocarril: estas estructuras son diseñadas únicamente para el paso de ferrocarriles. Debido a que este medio de transporte produce mucha más carga por eje que el automotor, se debe tener especial consideración en los cálculos los efectos dinámicos que producen, además en su análisis se considerará las cargas permanentes, ecológicas, etc. A continuación, se presenta una imagen de este tipo de estructura.



Figura 3 Puente de ferrocarril.

Fuente: Internet.

Puentes para conducción de fluidos: estos puentes se utilizan únicamente para el transporte de fluidos, como pueden ser agua, petróleo, etc. Para el análisis de este tipo de estructuras se debe considerar el efecto dinámico que producen los fluidos y además las cargas permanentes y accidentales. A continuación, se presenta una imagen de este tipo de estructura.



Figura 4 Puente para transporte de fluidos.

Fuente: Internet.

1.3.3 Tipología según su composición estructural:

Esta clasificación se realiza dependiendo de los componentes estructurales que conforman la parte principal o central del puente, los cuales pueden ser:

Puentes arco: están soportados por una estructura en forma de arco, este componente que es el encargado de salvar la luz y se ve sometido a esfuerzos de compresión en donde las tracciones o flexiones se reducen al máximo. En este tipo de puentes el tablero puede estar colocado de maneras diferentes, como se muestra en los siguientes gráficos.



Figura 5 Puente arco con tablero superior.

Fuente: Internet.

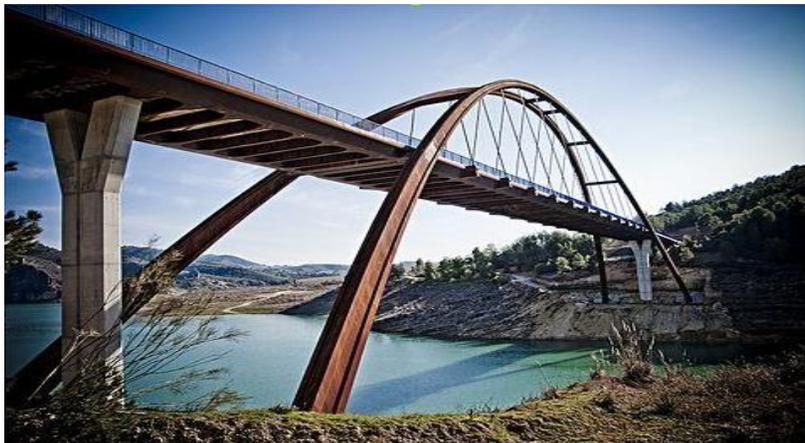


Figura 6 Puente arco con tablero intermedio.

Fuente: Internet.



Figura 7 Puente arco con tablero inferior.

Fuente: Internet.

Puentes viga: estas estructuras están conformadas por elementos horizontales o cuasi-horizontales comúnmente denominados vigas, estas se encuentran apoyadas en dos o más puntos para soportar las cargas a las cuales estén sometidos durante su vida útil. La capacidad de las vigas y por ende de la estructura está dada por su canto y el momento de inercia de sus secciones.

Dentro de este grupo de puentes se puede distinguir las siguientes tipologías:

- Puente viga con losa maciza de hormigón armado o pretensado.
- Puente viga con losa aligerada: en donde se presenta la ventaja de reducción de costos y peso.
- Puente de tablero de viga de alma llena.



Figura 8 Puente viga con losa de hormigón pretensado

Fuente: Internet.

Puentes pórtico: este tipo de estructuras tienen tablero y pilas similares a los puentes tipo viga, con la diferencia de que los puentes pórtico son individuales o solitarios, lo cual quiere decir que sus elementos estructurales o su mecanismo son resistentes a la flexión. Se dicen que son puentes tipo pórtico porque en sus apoyos se producen reacciones horizontales elevadas. (LEONHARDT, 1979)



Figura 9 Puente pórtico con pilares inclinados.

Fuente: (LEONHARDT, 1979).

Puentes colgantes: estas estructuras se sustentan principalmente en cables, siendo utilizados por tres motivos: primero, los cables son elementos que actúan únicamente a tracción y poseen una gran resistencia al mismo; segundo, por su gran flexibilidad, ya que se puede deformar transversalmente sin que aparezcan flexiones; tercero, ya que está conformado por varios hilos, esto permite hacer

cables de gran diámetro para salvar luces grandes. A continuación, se presenta una imagen de este tipo de estructuras.



Figura 10 Puente colgante.

Fuente: Internet.

Dentro de la tipología de los puentes colgantes se puede hacer referencia a:

- Puentes catenaria: este tipo de puentes eran construidos por los chinos e Himalayas en la antigüedad; en la actualidad únicamente se construyen pasarelas peatonales de este tipo.
- Puentes auto anclados: este tipo de puentes nacen de la necesidad de tener que anclar a los cables mediante contrapesos al terreno; esta alternativa no siempre es viable, siendo uno de sus mayores impedimentos el costo de los contrapesos o la mala calidad del suelo de cimentación.

Puentes atirantados: en este tipo de estructuras destacan dos componentes principales: los tirantes que sustentan al tablero y la torre que sirve de punto de apoyo de los cables. Los puentes atirantados son los más utilizados en la actualidad debido a que los tableros utilizados pueden ser de menor sección y además de ser más vistosos y armoniosos con el medio que los rodea. A continuación, se presenta una imagen de este tipo de estructura.



Figura 11 Puente atirantado.

Fuente: Internet.

1.3.4 Tipología de los puentes según su material

El estudio y comprensión del comportamiento de materiales constructivos ha sido posible gracias a los avances tecnológicos, esto ha marcado una gran influencia en todos los campos de la ingeniería por ende en el del diseño de puentes; a continuación, se presentará gráficamente los materiales más usados comúnmente para puentes:



Figura 12 Puente de madera.

Fuente: Internet.



Figura 13 Puente de piedra.

Fuente: Internet.



Figura 14 Puente de acero.
Fuente: Internet.



Figura 15 Puente de hormigón.
Fuente: Internet.



Figura 16 Puente de hormigón pretensado.
Fuente: Internet.



Figura 17 Puente de aluminio.
Fuente: Internet.

Cabe recalcar que los materiales más utilizados son el acero, hormigón armado y hormigón pretensado; hoy en día ya no son muy utilizadas las estructuras de madera ya que su costo se ha elevado y el impacto ambiental que genera la deforestación de la misma es muy severo.

1.3.5 Tipología de los puentes por su estructura transversal

La Superestructura de los puentes según su sección transversal se puede clasificar según la siguiente tabla:

| Tipo | Subtipo |
|----------------|---------------------|
| Losa | Maciza |
| | Aligerada |
| Viga y Losa | Viga Rectangular |
| | Viga T |
| | Viga Doble T |
| | Viga cajón |

Tabla 2 Clasificación de los puentes según su estructura transversal

Fuente: (Ing. Joaquín Gómez Díaz, 2012).

El tablero del puente puede estar formado por una losa y un conjunto de vigas que soportan a la losa, en algunos la losa del puente se conforma por la unión de vigas cajón, en donde la parte superior de la sección cajón se la utiliza como losa y la parte inferior puede ser utilizada para la vía de ferrocarril.

1.3.6 Según el tipo de sistema estructural:

Puente tipo viga

Superestructura de viga simplemente apoyada: consta de una viga principal que tiene dos apoyos y en cada apoyo tiene juntas de dilatación tanto al inicio como al final de cada tramo. (Emilio Ventura, 2011).

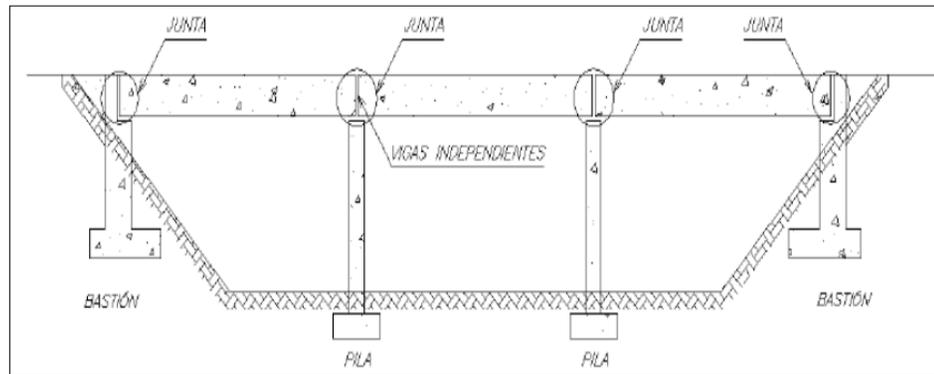


Figura 18 Subestructura de viga simplemente apoyada.

Fuente: (Emilio Ventura, 2011).

Superestructura de viga continua: son vigas principales que tienen apoyos intermedios. Sus ventajas en comparación con las de vigas simplemente apoyadas son que el peralte de la viga es menor, las juntas de dilatación son necesarias en menor número, baja el número de apoyos intermedios requeridos y en cuanto a las vibraciones y deflexiones se generan en menor cantidad. En cuanto a sus desventajas radica la dificultad de realizar el diseño, complicada colocación del refuerzo que da la continuidad de la viga, si se producen asentamientos diferenciales en la subestructura; la Superestructura tendrá efectos importantes y en cuanto a Superestructura todos sus elementos deben estar unidos. (Emilio Ventura, 2011).

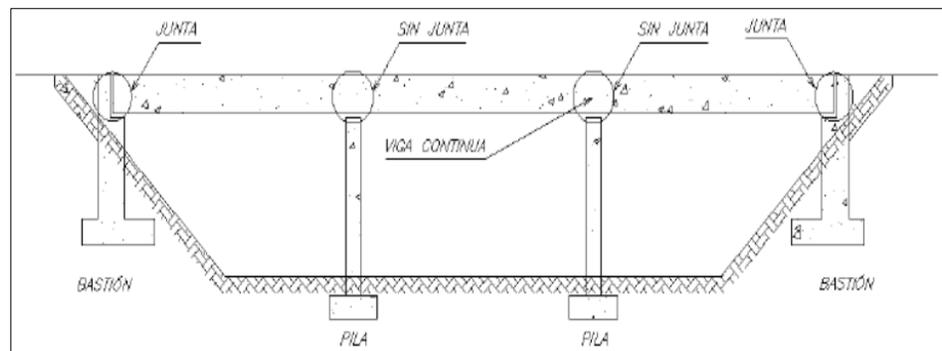


Figura 19 Subestructura de viga continua.

Fuente: (Emilio Ventura, 2011).

Subestructura de viga tipo Gerber: este tipo de sistema fue planteado por el ingeniero alemán Henrich Gerber, quien lo llamó viga Gerber, tiempo después se lo llamó viga cantiléver. Consiste en convertir una viga continua en isostática y esta a su vez se transforma en una cadena de viga simplemente apoyada; para hacer esto se introduce articulaciones en la viga continua. (Fernando Sánchez, 2016)



Figura 20 Puente de Forth en Escosia, Subestructura de viga tipo Gerber.
Fuente: (Ana Eguizábal, 2016).

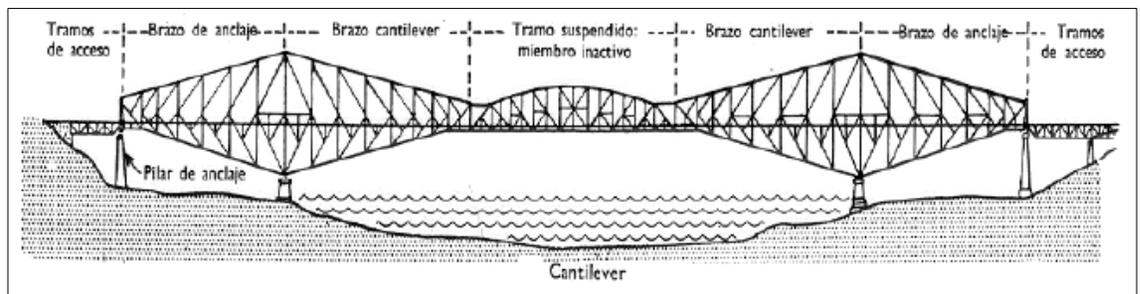


Figura 21 Puente en cantilever.
Fuente: Internet.

1.4 Materiales

El diseño del paso peatonal elevado en la autopista Cuenca-Azogues sector el descanso será diseñado de dos formas: la primera, con elementos pretensados en la Superestructura y elementos de hormigón armado en la Subestructura; la segunda, con elementos de acero en la Superestructura y elementos de hormigón armado en la Subestructura. Las secciones de hormigón armado no serán iguales en los dos casos, ya que variará la carga de peso propio debido a los diferentes materiales a utilizarse en la Superestructura, a continuación, se hará referencia de cada uno de los materiales a utilizarse dentro del diseño del paso peatonal elevado.

1.4.1 Hormigón armado

La invención del hormigón armado se da en el año de 1849 y se la atribuye al francés Joseph Monier, sin embargo, el primer inmueble construido con estructura de hormigón reforzado se da en el año de 1853 llevada a cabo por Francois Coignet.

El hormigón armado es un material estructural en el que se integran las propiedades físicas del hormigón simple y el acero de refuerzo, esto se consigue mediante las fuerzas de adherencia que se producen en las superficies de contacto de los componentes (Romea, 2014).

Para aumentar la adherencia entre los materiales se utilizan varillas corrugadas y el hormigón debe ser vibrado una vez vertido en los moldes; en cuanto a costos, el acero de refuerzo representa un pequeño porcentaje del volumen total del hormigón armado de la estructura (alrededor del 2%, aunque en casos especiales puede superar el 5%).

El paso peatonal elevado será diseñado de dos maneras diferentes, la primera con Superestructura de hormigón pretensado y Subestructura de hormigón armado; y la segunda la Superestructura de acero y Subestructura de hormigón armado.

En ambos casos la Subestructura está compuesta por elementos de hormigón armado formando parte de la misma las pilas y los estribos. Ya que estos elementos son de hormigón armado, pueden adquirir diversas formas en su sección transversal (L, T, Cruz, etc.); no obstante, se considera que para los dos casos la sección transversal de las pilas deberá ser rectangular o circular.

La diferencia entre estos dos elementos estructurales es que las pilas rectangulares están compuestas por hierros longitudinales y estribos, mientras que las pilas circulares por hierro longitudinal y zunchos, a continuación, se presentará una imagen de estos dos tipos de pilas. (Romo Proaño, 2001)

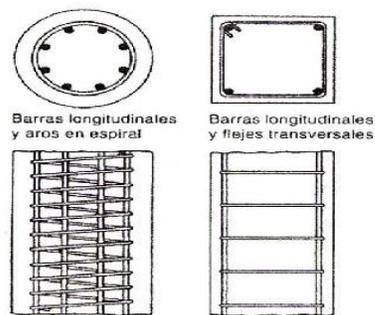


Figura 22 Secciones transversales de pilas.

Fuente: Internet.

1.4.2 Hormigón pretensado

La técnica del pretensado es empleada para mejorar al hormigón frente a su debilidad ante los esfuerzos de tracción, esta técnica fue patentada por Eugène Freyssinet en 1920.

Los elementos de hormigón pretensado son aquellos elementos estructurales que han sido sometidos intencionalmente a esfuerzos de compresión antes de su puesta en servicio, este sistema permite un aumento en la capacidad de carga y una reducción de la sección del elemento.

En el hormigón pretensado se introducen fuerzas opuestas a las que se producen durante la vida útil del elemento estructural, la aplicación de estas fuerzas se realiza

después del fraguado utilizando cables de acero, los mismos son colocados en ductos para evitar su adherencia con el concreto (Balaca, 2008).

El hormigón pretensado presenta ventajas en comparación del hormigón armado, a continuación, se mencionará las más importantes:

- Brinda mayores prestaciones ante cargas de servicio.
 - Los elementos prefabricados pueden ser eficientes y esbeltos utilizando menos material que otros procesos constructivos.
 - Disminuye tiempo de obra ya que son productos industrializados
- Gráfico de los elementos de hormigón pretensado.



Figura 23 Elementos de hormigón pretensado.

Fuente: Internet.

1.4.3 Acero

La fecha exacta en la que se descubrió la técnica para obtener hierro mediante la fusión de minerales es un dato desconocido, sin embargo, vestigios arqueológicos de utensilios de hierro han demostrado que este mineral fue utilizado aproximadamente desde el año 3000 A.C.

El acero que comúnmente se conoce es una aleación de hierro con una cantidad de carbono variable entre 0.03% y 2.14%, en caso de que la aleación contenga una cantidad de carbono superior al 2.14% se obtienen fundiciones que son frágiles y no son posibles de forjar, sino que tienen que ser moldeadas.

Existe una gran variedad de acero utilizados en diferentes aplicaciones, para el caso del diseño del paso peatonal elevado se diseñará mediante acero estructural, el cual es una aleación de hierro, carbono y otros elementos como silicio, fósforo, azufre que aportan propiedades de ductilidad y resistencia al producto final (Romo Proaño, 2001).

El acero estructural se obtiene mediante un proceso de laminado en caliente, se emplea en todo tipo de estructuras ya que posee un límite de fluencia de 250 Mega Pascales; las propiedades más importantes de este material son:

- Alta resistencia.
- Homogeneidad en la calidad y fiabilidad del acero.
- Permite ser soldado.
- Posee alta ductilidad.
- Resistente a la corrosión en condiciones normales.

Una de las más grandes desventajas del acero estructural es que sus propiedades disminuyen drásticamente ante la presencia de altas temperaturas. Este tipo de acero se comporta de manera elástica tanto a esfuerzos de compresión como de tensión, no obstante, ante la presencia de esfuerzos que sobrepasen su capacidad se puede comportar como un material plástico.

El acero estructural comercialmente se lo puede encontrar de las siguientes maneras:

- En forma de perfiles estructurales (I,H,T, en canal, en ángulo).

- En forma de barras de diferentes secciones (circular, hexagonal, cuadrada).
- En forma de plancha chapada cuadrada de 2 m de longitud y espesores en torno a los 5 milímetros.



Figura 24 Acero estructural en puentes.

Fuente: Internet.

1.5 Partes de un puente

Un puente consta de las siguientes partes:

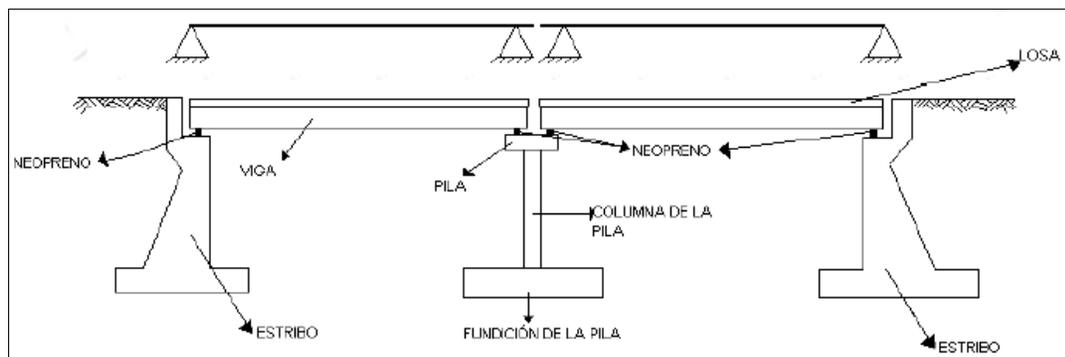


Figura 25 Partes de un puente.

Fuente: (Ing. Joaquín Gómez Díaz, 2012).

1.5.1 Subestructura

La Subestructura de un puente es la encargada de distribuir hacia el terreno todas las solicitaciones (carga muerta o permanente, carga viva móvil y carga accidental)

generadas en la Superestructura a través de las pilas centrales o laterales, los estribos y los cimientos (Ing. Joaquín Gómez Díaz, 2012).

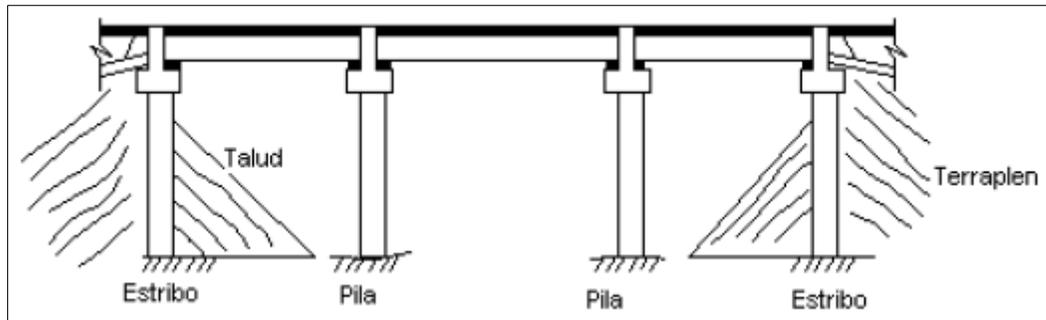


Figura 26 Estribos y pilas.

Fuente: (Ing. Joaquín Gómez Díaz, 2012).

Componentes de la Subestructura

Estribos: están ubicados en la entrada o salida de un puente y soportan las cargas del terraplén y del talud.

| Proceso Constructivo | Tipo de Estribo | |
|-----------------------------------|-----------------|---|
| | Abierto | Cerrado |
| Total o Parcialmente Prefabricado | Pórticos | Pórticos Reforzados (cubriendo el espacio entre pilotes y columnas) |
| Hormigonado en situ | Pórticos | Masivos Semimasivos Reforzados |

Tabla 3 Clasificación de los estribos según su proceso constructivo.

Fuente: (Ing. Joaquín Gómez Díaz, 2012).

| Tipo de Estribo | Tipo de Terreno | | | |
|-----------------|---------------------------------|-----------------------|---------------------------------|-----------------------|
| | Terreno Natural | | Terraplén | |
| Estribo Cerrado | Aletón | Aletas Independientes | Aletón | Aletas Independientes |
| | En Prologación | | En Prologación | |
| | En Retorno | | En Retorno | |
| | En Voladizo | | En Voladizo | |
| Estribo Abierto | Según distancias entre columnas | | Según distancias entre columnas | |

Tabla 4 Clasificación de los estribos según su el tipo de terreno.

Fuente: (Ing. Joaquín Gómez Díaz, 2012).

Tipos de estribos:

Estribo cerrado: están conformados por un fuste, que son muros o paredes continuos con un ancho de aproximadamente igual al ancho de la vía, y dos aletones, que son dos muros o paredes laterales con una función primordial de que no se derrame el talud del terraplén (Ing. Joaquín Gómez Díaz, 2012).

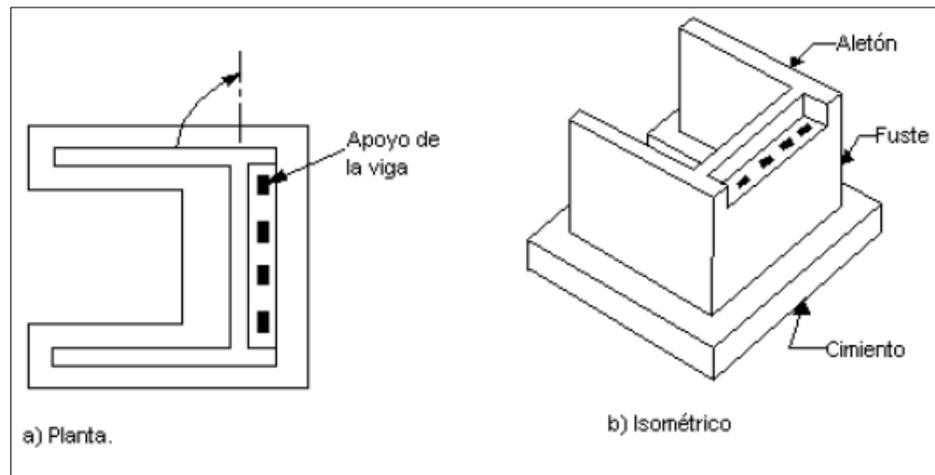


Figura 27 Estribos cerrado.

Fuente: (Ing. Joaquín Gómez Díaz, 2012).

Estribo abierto: este tipo de estribo se encuentra formado por una columna y un cabezal y son utilizados generalmente para eliminar o reducir el empuje horizontal del terraplén sobre las columnas, en donde el empuje variará de acuerdo a la separación que se encuentren las mismas. El terraplén deberá de colocarse simple bajo el nivel del cabezal, dado que sobre éste se encuentra una protección que impide que el terraplén llegue hasta las vigas. El inconveniente con este tipo de estribos es que es muy sensible a los posibles asentamientos del terraplén. (Ing. Joaquín Gómez Díaz, 2012)

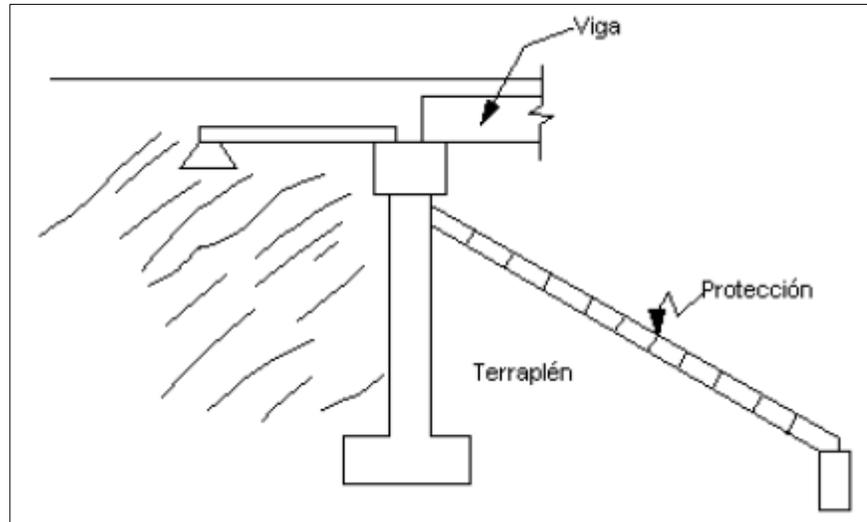


Figura 28 Estribos abierto.

Fuente: (Ing. Joaquín Gómez Díaz, 2012).

Pilas:

Las pilas son miembros estructurales que sirven de apoyos intermedios a un puente que dividen en dos o más tramos, logrando así dividir el puente en varios puentes de menor longitud; cuando los puentes son demasiados largos o de grandes luces, a los apoyos intermedios se denomina como pilotes, es decir soporta las reacciones de los dos tramos del puente.

Las pilas tienen como función principal transmitir las cargas vivas y muertas de la Superestructura, así también como su peso propio, la fuerza del agua, presiones del viento sobre ella y las cargas accidentales que le puedan ocurrir, hacia la cimentación de la pila (Msc. Ing. Marcelo Romo Proaño, 2009).

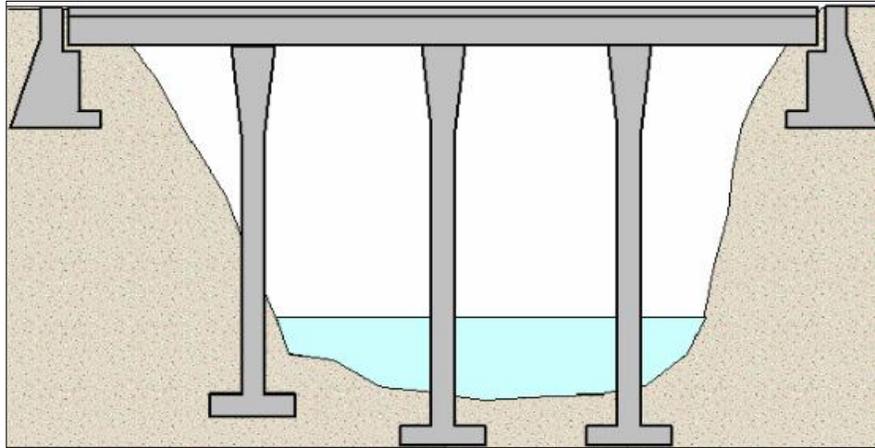


Figura 29 Pilas.

Fuente: (Msc. Ing. Marcelo Romo Proaño, 2009).

División de las pilas

Las pilas se dividen en:

Pilas altas o de gran altura: este tipo de pilas son las que tienen una altura mayor a los 20 m, su construcción no puede ser In Situ debido a su alto costo de fabricación, siendo su método constructivo más eficaz el Prefabricado.

Pilas bajas: este tipo de pilas son las que tienen una altura entre 5 m y 20 m, y su construcción puede ser In Situ o Prefabricado.

Tipos de pilas

Pilas tubulares

Son pilas huecas que pueden ser de acero, Hormigonado In Situ o Prefabricado; cuyo espesor debe de soportar las cargas de los momentos y las fuerzas que actúan sobre la pila. (Das, 1984)

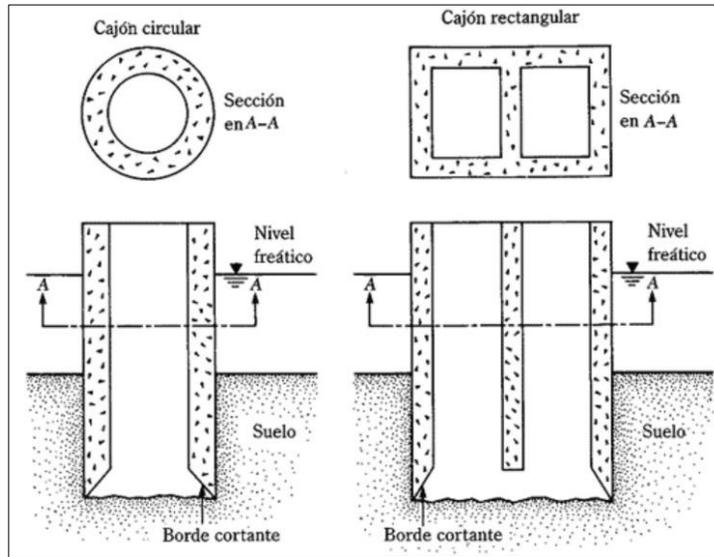


Figura 30 Pilas tubulares.

Fuente: (M. Das Braja, 1984).

Pilas tipo caballete

Son pilas que se componen de dos o más columnas macizas separadas transversalmente empotradas en la base.



Figura 31 Pilas tipo caballete.

Fuente: Internet.

Pilas tipo muro macizo

Este tipo de pilas son proyectadas tanto para el eje débil como columnas y para el eje resistente como pilares, estas pilas se encuentran empotradas en la base y en su parte superior pueden ser libre, empotrado o articulado.



Figura 32 Pilas tipo muro macizo.

Fuente: Internet.

Pilas de doble muro

Estas pilas están constituidas por dos muros independientes que se integrarán con la Superestructura y que se encontrarán separados en la dirección del tráfico.



Figura 33 Pilas de doble muro.

Fuente: Internet.

Pilas de una sola columna

Estas pilas se pueden integrar con la Superestructura o simplemente dar un apoyo independiente a la estructura, y su sección transversal pueden ser de tipo T o Martillo (Prismática o Acampanada) soportadas por una cimentación. (Rhode A., 2016)



Figura 34 Pilas de una sola columna.

Fuente: Internet.

Clasificación de las pilas según su proceso constructivo

| Tipo de proceso constructivo | |
|------------------------------|---------------------------------------|
| Prefabricado | En obra o en planta |
| Hormigonado in situ | Encofrado convencional |
| | Encofrado deslizante |
| | Encofrado trepador |
| Mixto | Combinación de construcción en obra y |

Tabla 5 Clasificación de las pilas según su proceso constructivo.

Fuente: (Ing. Joaquín Gómez Díaz, 2012).

1.5.3 Superestructura

Parte superior de un puente que está conformada por tablero, vigas longitudinales, transversales o diafragmas, protecciones laterales, capa de rodadura, juntas de

dilatación, etc. Sobre la cual actúan directamente todas las cargas móviles y muertas.

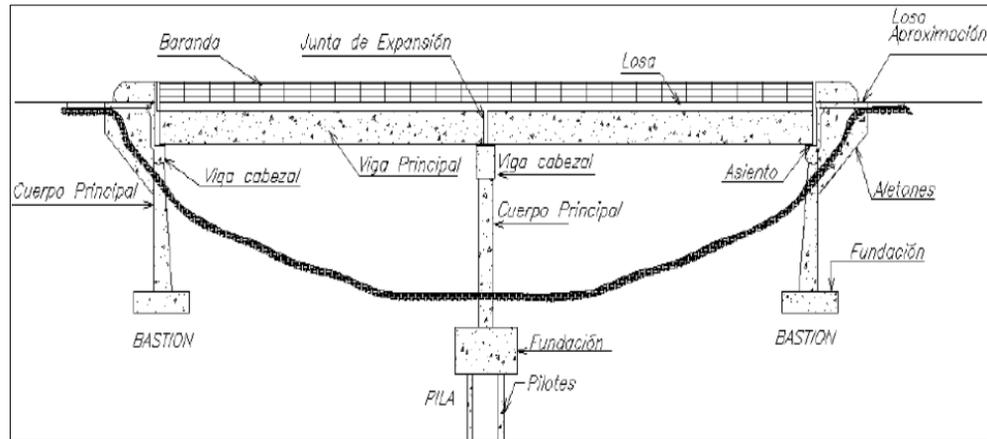


Figura 35 Componentes de la Superestructura.

Fuente: Internet.

1.5.4 Componentes de la Superestructura

Tablero: es una losa de hormigón, madera o acero, que transmite las cargas dinámicas de vehículos y peatones, la cual está ubicada a nivel de la subrasante y que descansa sobre las vigas que se encargan de transmitir esas cargas a los estribos y pilas, y estas a su vez a los cimientos.

Diafragmas o vigas transversales: son vigas que sirven de arrostramiento o en algunos casos sirven de transmisión de las cargas que se desarrollan en el tablero hacia las vigas principales.

Vigas principales: son elementos estructurales de diferentes formas (arcos, reticulares, rectas, pórtico, etc.) ubicados paralelamente al flujo vehicular, cuya función principal es salvar un vano.

Veredas: son usadas exclusivamente para tráfico peatonal, las cuales se encuentran separan de la calzada principal o vehicular por un tipo de barrera que delinea el borde del mismo.

Protección lateral: también denominadas barandas, aceras o pasamanos de hormigón o acero que se encuentran a los costados de un puente; cuya función principal es evitar que tanto peatones, ciclista y vehículos caigan al precipicio en caso de alguna eventualidad.

Capa de rodadura: es una capa de protección para el tablero contra la abrasión generada por el tráfico; esta capa puede ser de pavimento flexible o rígido ubicada a nivel de la subrasante.

Barreras para el tráfico vehicular: son utilizadas como separadores entre las vías para direccionar los desplazamientos vehiculares y peatonales sobre la Superestructura.

Juntas de dilatación: son materiales flexibles que dividen la losa del tablero para permitir que la estructura se contraiga o se expanda debido a los cambios de temperatura y a los efectos del sismo

1.5.5 Apoyos entre la superestructura y la subestructura

Apoyo: un apoyo es un sistema estructural que tiene la función principal de transmitir las cargas ocasionadas en la Superestructura, garantizando una correcta distribución de las reacciones sobre la Subestructura. Un apoyo tiene que ser capaz de adecuarse a los movimientos de la Superestructura, ya sean rotacionales o trasnacionales, o a su vez a las deformaciones térmicas, elásticas, entre otras generadas por la Superestructura (Villarino Otero, 2010, págs. 239-240).

Tipos de apoyos

Apoyos fijos: este tipo de apoyo está diseñado para soportar las componentes de las reacciones horizontales y verticales, limitando los desplazamientos horizontales y permitiendo exclusivamente las deflexiones angulares (rotaciones).

Apoyos móviles: este tipo de apoyo generalmente se lo coloca en uno de los extremos de un puente, para permitir que el puente se pueda mover horizontalmente (adelante y atrás) debido al comportamiento que tiene el hormigón y el acero al cambio de temperatura (expansión y/o contracción), o debido a los cambios longitudinales que son provocados por la acción de las cargas vivas sobre el puente. En ocasiones este apoyo también es colocado en los estribos para que absorba los movimientos provocados por la presión del suelo.

| Conexión de las pilas con el resto de la estructura | Tipo de unión con el cemento | |
|---|------------------------------|--------------------------|
| | Empotrada | Articulada |
| | Empotramiento de tablero | Empotramiento de tablero |
| | Articulacion de tablero | Articulacion de tablero |
| | Apoyo de tablero | |

Tabla 6 Conexión de pilas con el resto de la estructura.

Fuente: (Ing. Joaquín Gómez Díaz, 2012).

Clasificación de los apoyos de acuerdo a sus características

Apoyos metálicos: como su nombre lo dice, son apoyos fabricados con acero estructural, para este tipo de apoyo se debe de tener en la Superestructura pernos fijos y en la Subestructura una placa anclada para que sean insertados entre ambas; para permitir deflexiones angulares (rotación) se debe de colocar elementos centrales y para permitir los movimientos longitudinales de la estructura se debe colocar apoyos de expansión. Estos apoyos pueden ser de rodillo, de placa o de balancín.



Figura 36 Apoyo metálico tipo balancín.

Fuente: (Ing. Carlos Rodriguez, 2014).



Figura 37 Apoyo metálico de rodillo.

Fuente: (Ing. Carlos Rodriguez, 2014).

Apoyos de depósito: son apoyos que se pueden acoplarse al movimiento rotacional de la Superestructura que se desarrolla sobre cualquier eje longitudinal debido al esviaje del puente, generalmente se da en puentes curvos.

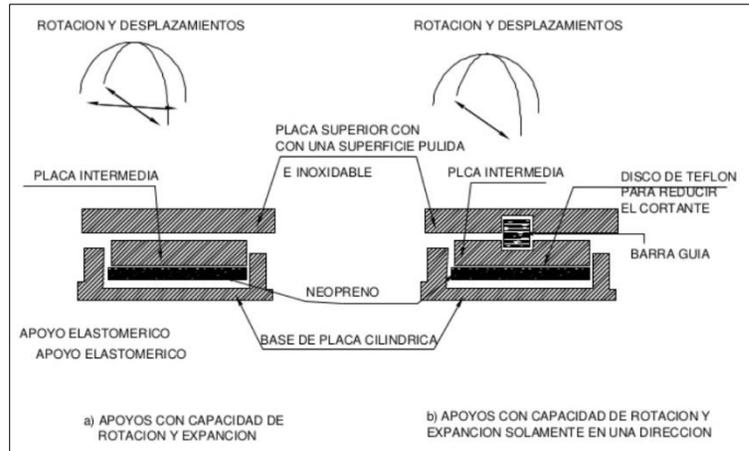


Figura 38 Apoyo de depósito con capacidad de rotacion y expansion.

Fuente: Internet

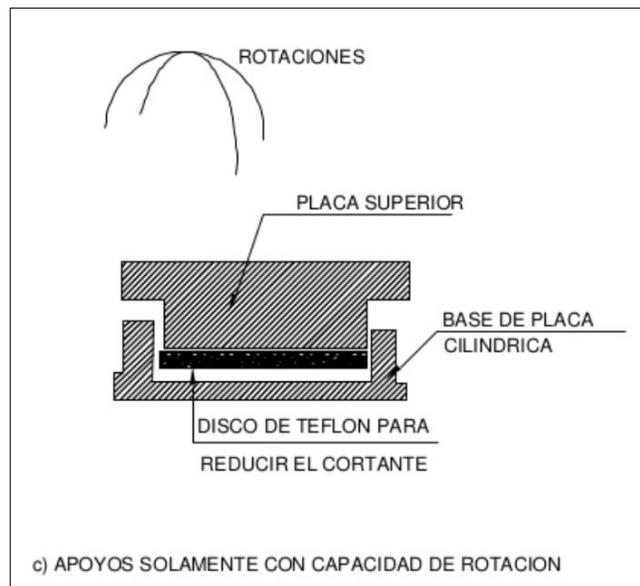


Figura 39 Apoyo de depósito solamente con capacidad de rotación.

Fuente: Internet

CAPÍTULO 2

OBTENCIÓN DE LOS DATOS NECESARIOS PARA REALIZAR EL DISEÑO

Para proceder con el diseño del paso peatonal elevado es necesario obtener datos tanto topográficos como de capacidad portante del suelo, ya que estos intervienen en los cálculos de todos los elementos estructurales tanto de la Superestructura como de la Subestructura; a continuación, se detallará más a fondo acerca de cada uno de los estudios antes mencionados.

2.1 Estudios de suelos

La teoría presentada a continuación está tomada del libro ‘Fundamentos de Ingeniería Geotécnica’ del autor Braja M. Das.

El suelo se define como el material orgánico compuesto por granos minerales y materia orgánica descompuesta, en donde los espacios vacíos entre las partículas están ocupados por líquido y gas; en la ingeniería civil el suelo es un material de mucha importancia ya que puede ser utilizado como material de construcción o como soporte de las cimentaciones estructurales, es por esto que sus propiedades tales como: origen, distribución granulométrica, capacidad para drenar agua, compresibilidad, resistencia cortante, capacidad de carga, y otras más, son muy importantes al momento de diseñar una estructura que va a estar sustentada en el mismo.

Durante mucho tiempo el uso del suelo como material de construcción se basó en la experiencia. Debido a los avances de la ciencia y la tecnología fue cada vez más necesario que los diseños mejoraran y sean más económicos, por lo que ampliar los conocimientos acerca del suelo y sus propiedades era de vital importancia, no fue sino hasta el año de 1925 en el cual Karl Terzaghi publica Erdbaumechanik dando origen a la mecánica de suelos moderna.

La mecánica de suelos se encarga de estudiar las propiedades físicas y el comportamiento de las masas de suelos ante la acción de fuerzas; la aplicación de los principios de la mecánica de suelos a problemas prácticos se conoce como la ingeniería de suelos; para el

caso del diseño de las cimentaciones del paso peatonal elevado es necesario la aplicación de los principios fundamentales de la mecánica de suelos y de la ingeniería geotécnica. Los depósitos de suelos naturales son producidos por el intemperismo mediante la fractura y rompimiento de varios tipos de rocas en pedazos más pequeños por medio de procesos mecánicos y químicos; cuando estos depósitos generados por la erosión del suelo permanecen en su lugar de origen se denominan suelos residuales, por otro lado, todos aquellos suelos erosionados que han sido transportados por medios físicos hacia otro lugar se los conoce como suelos transportados, clasificándose los mismo de la siguiente manera:

- Aluviales o fluviales: depositados por agua en movimiento
- Glaciales: depositados por acción glaciár
- Eólicos: depositados por acción del viento

Para poder realizar el diseño y construcción de cimentaciones, terraplenes y estructuras de contención, es necesario tener conocimiento del origen del depósito ya que en dependencia de esto estarán todos sus atributos físicos propios y únicos.

2.1.1 Clasificación de los suelos

Los suelos están clasificados en dependencia del tamaño de las partículas que los compongan, estos pueden ser: grava, arena, limo y arcilla, dependiendo del tamaño predominante de las partículas. La clasificación de los suelos está dada por varias organizaciones en dependencia del tamaño de suelo separado, han sido desarrolladas por el Instituto Tecnológico de Massachusetts (MIT), el Departamento de Agricultura de Estados Unidos (USDA), la Asociación Americana de Funcionarios de Carreteras Estatales y del Transporte (AASHTO), el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de Estados Unidos, la Oficina de Restauración de Estados Unidos; en la actualidad el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) es casi universalmente aceptado siendo adoptado por la Sociedad Americana para Pruebas y Materiales.

A continuación, se ilustra una tabla con la clasificación los suelos en dependencia del tamaño de sus partículas de cada organización antes mencionada.

| Nombre de la organización | Tamaño del grano (mm) | | | |
|---|-----------------------|--------------|---|---------|
| | Grava | Arena | Limo | Arcilla |
| Instituto Tecnológico de Massachusetts (MIT) | >2 | 2 a 0.06 | 0.06 a 0.002 | <0.002 |
| Departamento de Agricultura de Estados Unidos (USDA) | >2 | 2 a 0.05 | 0.05 a 0.002 | <0.002 |
| Asociación Americana de Funcionarios del Transporte y Carreteras Estatales (AASHTO) | 76.2 a 2 | 2 a 0.075 | 0.075 a 0.002 | <0.002 |
| Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) | 76.2 a 4.75 | 4.75 a 0.075 | Finos (es decir, limos y arcillas) <0.075 | |

Tabla 7 Límites de tamaño de suelo separado.

Fuente: (Braja M. Das, 1984).

Los suelos se clasifican en grupos y subgrupos basados en su comportamiento ingenieril, estos sistemas de clasificación proporcionan un lenguaje universal para poder expresar las características generales de los suelos; en la actualidad son utilizados únicamente dos tipos de sistemas de clasificación de suelos; estos son el sistema de clasificación de la AASHTO, utilizado principalmente por los departamentos de caminos estatales; y el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), que preferentemente es utilizado por los ingenieros geotécnicos.

A continuación, se hará una reseña sobre estos dos tipos de clasificación más utilizados, para proceder a la clasificación del suelo en donde se diseñarán las cimentaciones del proyecto del paso peatonal elevado en la autopista Cuenca-Azogues sector el Descanso.

Sistema de clasificación AASHTO

El sistema de clasificación AASHTO fue desarrollado en el año de 1929, y se maneja hasta la actualidad con los cambios propuestos que se dieron en el año de 1945; esta clasificación consta de siete grupos, desde el A-1 hasta el A-7, aquellos clasificados entre los grupos A-1, A-2, A-3 son materiales granulares en donde el 35% o menos pasan por el tamiz No. 200; los suelos donde más del 35% pasan por el tamiz No. 200 están clasificados como suelos tipo A-4, A-5, A-6, A-7, estando en su mayoría conformados por materiales tipo limo y arcilla.

Se presenta una tabla de clasificación de los suelos según la AASHTO:

| Clasificación general | Materiales granulares (35% o menos de la muestra que pasa por el tamiz No. 200) | | | | | | |
|---|--|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| | A-1 | | - | A-2 | | | |
| Clasificación de grupo | A-1-a | A-1-b | A-3 | A-2-4 | A-2-5 | A-2-6 | A-2-7 |
| Análisis por cribado (% que pasa por el tamiz) | | | | | | | |
| No. 10 | 50 máx | | | | | | |
| No. 40 | 30 máx | 50 máx | 51 mín | | | | |
| No. 200 | 15 máx | 25 máx | 10 máx | 35 máx | 35 máx | 35 máx | 35 máx |
| Características de la fracción que pasa por el tamiz No. 40 | | | | | | | |
| Límite líquido | | | | 40 máx | 41 mín | 40 máx | 41 mín |

| | | | | | | | |
|------------------------------------|-------------------------|--|----------------------|----------------------------------|-----------|--------|--------|
| Índice de plasticidad 6 máx | | | NP | 10 máx | 10 máx | 11 mín | 11 mín |
| Tipos usuales de materiales | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| componentes | Fragmentos de piedra | | Arena fina | | | | |
| significativos | grava y arena | | | Grava y arena limosa o arcillosa | | | |
| Tasa general de los subrasantes | | | | | | | |
| | | | De excelente a bueno | | | | |

Tabla 8 Clasificación de materiales para subrasante de carreteras.

Fuente: (Braja M. Das, 1984).

| Clasificación general | Materiales limo-arcilla (más del 35% de la muestra que pasa por el tamiz No. 200) | | | | |
|--|---|--------|---|--------|--------|
| | Clasificación de grupo | - | - | - | - |
| A-4 | | A-5 | | A-6 | A-7-5' |
| Análisis por cribado (% que pasa por el tamiz) | | | | | A-7-6' |
| | | | | | |
| | | | | | |
| No. 10 | | | | | |
| No. 40 | | | | | |
| No. 200 | 36 mín | 36 mín | | 36 mín | 36 mín |
| Características de la fracción que pasa por el tamiz No. 40 | | | | | |
| | | | | | |
| | | | | | |
| Límite líquido | 40 máx | 41 mín | | 40 máx | 41 mín |
| Índice de plasticidad | 10 máx | 10 máx | | 11 mín | 11 mín |
| Tipos usuales de materiales | | | | | |

| | | | | | | |
|---------------------------------|----------------|--------------------|--|-------------------|--|--|
| | | | | | | |
| componentes | Suelos limosos | | | Suelos arcillosos | | |
| significativos | | | | | | |
| Tasa general de los subrasantes | | | | | | |
| | | De mediano a pobre | | | | |

Tabla 9 Clasificación de materiales para subrasante de carreteras.

Fuente: (Braja M. Das, 1984).

Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS)

Este método de clasificación de suelos fue propuesto por Casagrande en 1942 para emplearse en la construcción de aeropuertos emprendida por el ejército de los Estados Unidos durante la segunda guerra mundial, es muy utilizado en la actualidad por todos los ingenieros geotécnicos. El Sistema Unificado de Clasificación de Suelos está constituido por dos grandes categorías:

1. Suelos gruesos tipo grava y arena con menos del 50% de material pasante del tamiz No. 20. La simbología de este tipo de suelos comienza con la letra G o S donde G se utiliza para un suelo tipo gravoso y S para un suelo arenoso.
2. Suelos finos con un 50% o más de material que pasa por el tamiz No. 200. La simbología para este tipo de suelos es M, para suelos limo inorgánicos; C, para suelos arcillosos inorgánicos; y siendo el último de los casos O, para limos y arcillas orgánicas. Dentro de esta categoría se encuentran una clasificación especial que son las turbas, lodos y otros suelos altamente orgánicos cuya simbología es Pt.

Para realizar una correcta clasificación de los suelos mediante este método es muy importante conocerse de ser posible toda la información que se presenta a continuación:

1. Porcentaje de grava, es decir, toda aquella fracción que pasa por el tamiz cuya abertura es de 76.2mm y es retenida en el tamiz No.4 (abertura de 4.75mm).
2. Porcentaje de arena, es decir, la fracción que pasa por el tamiz No. 4 (abertura de 4.75mm) y es retenida en el tamiz No. 200 (abertura de 0.075mm).
3. Porcentaje de limo y arcilla, es decir, la fracción de finos que pasan por el tamiz No. 200 (abertura de 0.075mm).
4. Coeficiente de uniformidad (Cu) y coeficiente de curvatura (Cz).
5. Límite líquido e índice de plasticidad de la porción de suelo que pasa por el tamiz No. 40.

Tablas que contienen los criterios de clasificación de los suelos mediante el sistema SUCS.

| Símbolo de grupo | Criterios |
|-------------------------|---|
| GW | Menos de 5% pasa por el tamiz No. 200; $Cu = D_{60}/D_{10}$ mayor o igual a 4; $Cz = (D_{30})^2 / (D_{10} \times D_{60})$ entre 1 y 3 |
| GP | Menos de 5% pasa el tamiz No. 200; mno cumple ambos criterios para GW |
| GM | Más de 12% pasa por el tamiz No. 200; los límites de Atterberg se grafican debajo de la línea A o índice de plasticidad menor que 4 |
| GC | Más de 12% pasa por el tamiz No. 200; los límites de Atterberg se grafican debajo de la línea A o índice de plasticidad mayor que 7 |

| | |
|-------|--|
| GC-GM | Más de 12% pasa por el tamiz No. 200; los límites de Atterberg caen en el área sombreada marcada CL-ML |
| GW-GM | Porcentaje que pasa el tamiz No. 200 está entre 5 y 12; cumple con los criterios para GW y GM |
| GW-GC | Porcentaje que pasa el tamiz No. 200 está entre 5 y 12; cumple con los criterios para GW y GC |
| GP-GM | Porcentaje que pasa el tamiz No. 200 está entre 5 y 12; cumple con los criterios para GP y GM |
| GP-GC | Porcentaje que pasa el tamiz No. 200 está entre 5 y 12; cumple con los criterios para GP y GC |

Tabla 10 Simbología de grupo para suelos tipo Grava.

Fuente: (Braja M. Das, 1984).

| Símbolo de grupo | Criterios |
|-------------------------|---|
| SW | Menos de 5% pasa por el tamiz No. 200; $C_u = D_{60}/D_{10}$ mayor o igual a 6; $C_z = (D_{30})^2 / (D_{10} \times D_{60})$ entre 1 y 3 |
| SP | Menos de 5% pasa el tamiz No. 200; mno cumple ambos criterios para SW |
| SM | Más de 12% pasa por el tamiz No. 200; índice de plasticidad menor que 4 |
| SC | Más de 12% pasa por el tamiz No. 200; índice de plasticidad mayor que 7 |
| SC-SM | |

| | |
|-------|--|
| | Más de 12% pasa por el tamiz No. 200; los límites de Atterberg caen en el área sombreada marcada CL-ML |
| SW-SM | Porcentaje que pasa el tamiz No. 200 está entre 5 y 12; cumple con los criterios para SW y SM |
| SW-SC | Porcentaje que pasa el tamiz No. 200 está entre 5 y 12; cumple con los criterios para SW y SC |
| SP-SM | Porcentaje que pasa el tamiz No. 200 está entre 5 y 12; cumple con los criterios para SP y SM |
| SP-SC | Porcentaje que pasa el tamiz No. 200 está entre 5 y 12; cumple con los criterios para SP y SC |

Tabla 11 Simbología de grupo para suelos tipo Arenosos.

Fuente: (Braja M. Das, 1984).

| Símbolo de grupo | Criterios |
|-------------------------|--|
| CL | Inorgánico; $LL < 50$; $PI > 7$; se grafica sobre o arriba de la línea A |
| ML | Inorgánico; $LL < 50$; $PI < 4$; se grafica debajo de la línea A |
| OL | Orgánico; $(LL\text{-seco en horno}) / (LL\text{- sin secar}) < 0.75$; $LL < 50$ |
| CH | Orgánico; $LL \geq 50$; PI se grafica sobre o arriba de la línea A |
| MH | Inorgánico $LL \geq 50$; PI se grafica debajo de la línea A |
| OH | Orgánico; $(LL\text{-seco en horno}) / (LL\text{- sin secar}) < 0.75$; $LL \geq 50$ |

| | |
|-------|--|
| | |
| CL-ML | Inorgánico; se grafica en la zona sombreada de la carta de plasticidad |
| Pt | Turba, lodos y otros suelos altamente orgánicos |

Tabla 12 Simbología de grupo para suelos tipo Limosos y Arcillosos.

Fuente: (Braja M. Das, 1984).

En donde:

- W: bien graduado
- P: mal graduado
- L: baja plasticidad (límite líquido menor que 50)
- H: alta plasticidad (límite líquido mayor que 50)

Para poder obtener todos los datos necesarios para realizar una correcta clasificación de los suelos es necesario emplear la Carta de plasticidad que a continuación se muestra.

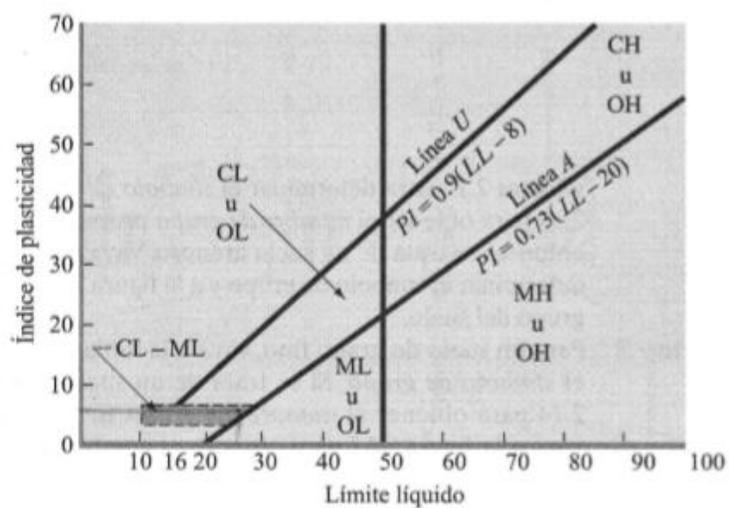


Figura 40 Carta de plasticidad.

Fuente: (Braja M. Das, 1984).

Para el diseño del paso peatonal elevado se acordó realizar un análisis completo sobre el suelo de la cimentación era un trabajo que no era necesario realizar, ya que la temática principal está basada en los diseños estructurales de la Subestructura y la Superestructura; por lo que, para la clasificación, y cálculo de la capacidad portante se pidió asesoramiento al Ingeniero Juan Pablo Riquetti, experto en suelos.

La clasificación del suelo se la realizó mediante el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), el proyecto se diseñará en base al suelo de la zona de El Descanso, que generalmente presenta las siguientes propiedades:

- Clasificación SUCS: SC (Arenas Arcillosas)
- $\gamma_d \text{ máx} = 1800 \text{ kg/m}^3$
- $w = 10\%$
- $\phi = 18^\circ$
- $C = 0.20 \text{ kg/cm}^2$
- $\gamma_f = 1800 \times (1 + w) = 1800 + (1,1) = 1980 \text{ kg/m}^3$
- Profundidad de cimentación $D_f = 2.5 \text{ m}$
- $\gamma_1 = \gamma_2 = \gamma_f = 1980 \text{ kg/m}^3$
- $q' = \gamma_1 \times D_f = 1980 \times 2.5 = 4950 \text{ kg/m}^3$

1.1.2 Capacidad de carga

La cimentación es la encargada de transmitir la carga estructural al suelo en donde está sustentada la estructura; un adecuado diseño de una cimentación provoca que la transferencia de la carga se produzca sin ningún tipo de sobre esfuerzo. Sobre esforzar al suelo produce asentamientos excesivos o bien una falla tipo cortante en el suelo, provocando daños a la estructura; es por esto que es muy importante evaluar la capacidad de carga del suelo antes de diseñar una cimentación.

Los tipos de cimentación varían en dependencia de la estructura diseñada y del tipo de suelo en donde se vaya a emplazar el proyecto; estas se clasifican en dos

grandes categorías: las cimentaciones superficiales, en donde se encuentran las zapatas aisladas o corridas; y las cimentaciones profundas, en donde se encuentran los pilotes y pilas perforadas.



Figura 41 Zapata aislada.

Fuente: Internet.

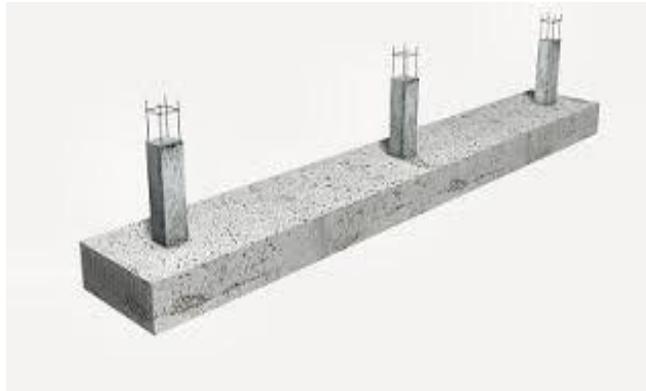


Figura 42 Zapata corrida.

Fuente: Internet.



Figura 43 Cimentación profunda tipo pilote.

Fuente: Internet.

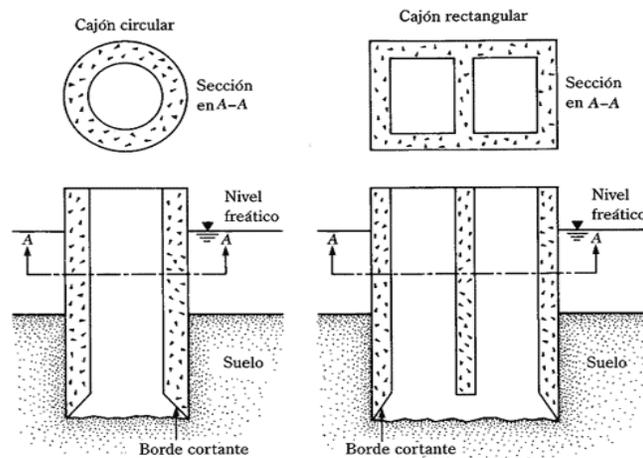


Figura 44 Cimentación con pilas perforadas y cimentación con cajones.

Fuente: (Braja M. Das, 1984).

La capacidad última de carga de la cimentación (q_u), es aquella carga unitaria con la cual se produce una falla repentina en el suelo de cimentación; este tipo de falla repentina que se produce en el suelo es conocida como falla por cortante general.

La primera teoría presentada acerca de cómo evaluar la capacidad de carga última de cimentaciones superficiales la realizó Terzaghi, en la cual se dice que una cimentación es superficial si su profundidad de desplante (D_f) es menor o igual que el ancho de la cimentación; no obstante, estudios posteriores demostraron que

una cimentación es considerada como superficial cuando su profundidad de desplante (D_f) es igual a 3 o 4 veces el ancho de la cimentación.

Terzaghi expresó la capacidad de carga última para cimentaciones superficiales, mediante las siguientes expresiones.

Falla General

Cimiento Corrido

$$q_u = C \cdot N_c + q \cdot N_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \quad (\text{Ecuación 1})$$

Cimiento Cuadrado o Rectangular

$$q_u = 1,3 \cdot C \cdot N_c + q \cdot N_q + 0,4 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma$$

Cimiento Circular

$$q_u = 1,3 \cdot C \cdot N_c + q \cdot N_q + 0,3 \cdot \gamma \cdot D \cdot N_\gamma$$

Falla Local

Cimiento Corrido

$$q_u = \frac{2}{3} \cdot C \cdot N_c + q \cdot N_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \quad (\text{Ecuación 2})$$

Cimiento Cuadrado o Rectangular

$$q_u = 0,867 \cdot C \cdot N_c + q \cdot N_q + 0,4 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \quad (\text{Ecuación 3})$$

Cimiento Circular

$$q_u = 0,867 \cdot C \cdot N_c + q \cdot N_q + 0,3 \cdot \gamma \cdot D \cdot N_\gamma \quad (\text{Ecuación 4})$$

Donde

C = cohesión del suelo

γ = peso específico del suelo

$q = \gamma Df$

N_c, N_q, N_γ = factores de carga adimensionales que son únicamente funciones del ángulo de fricción del suelo

$$\hat{N}_c = N_c$$

$$\hat{N}_q = N_q$$

$$\hat{N}_\gamma = N_\gamma$$

De donde los factores N_c, N_q, N_γ se pueden obtener de las siguientes expresiones.

$$N_q = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) e^{3.1416 \tan \alpha} \quad (\text{Ecuación 5})$$

$$N_c = (N_q + 1) \cot \phi \quad (\text{Ecuación 6})$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi \quad (\text{Ecuación 7})$$

Tabla con los valores de los parámetros N_q, N_c, N_γ para diferentes valores de ϕ dados.

| ϕ | N_c | N_q | N_γ | N_q/N_c | $\tan \phi$ | ϕ | N_c | N_q | N_γ | N_q/N_c | $\tan \phi$ |
|--------|-------|-------|------------|-----------|-------------|--------|--------|--------|------------|-----------|-------------|
| 0 | 5.14 | 1.00 | 0.00 | 0.20 | 0.00 | 26 | 22.25 | 11.85 | 12.54 | 0.53 | 0.49 |
| 1 | 5.38 | 1.09 | 0.07 | 0.20 | 0.02 | 27 | 23.94 | 13.20 | 14.47 | 0.55 | 0.51 |
| 2 | 5.63 | 1.20 | 0.15 | 0.21 | 0.03 | 28 | 25.80 | 14.72 | 16.72 | 0.57 | 0.53 |
| 3 | 5.90 | 1.31 | 0.24 | 0.22 | 0.05 | 29 | 27.86 | 16.44 | 19.34 | 0.59 | 0.55 |
| 4 | 6.19 | 1.43 | 0.34 | 0.23 | 0.07 | 30 | 30.14 | 18.40 | 22.40 | 0.61 | 0.58 |
| 5 | 6.49 | 1.57 | 0.45 | 0.24 | 0.09 | 31 | 32.67 | 20.63 | 25.99 | 0.63 | 0.60 |
| 6 | 6.81 | 1.72 | 0.57 | 0.25 | 0.11 | 32 | 35.49 | 23.18 | 30.22 | 0.65 | 0.62 |
| 7 | 7.16 | 1.88 | 0.71 | 0.26 | 0.12 | 33 | 38.64 | 26.09 | 35.19 | 0.68 | 0.65 |
| 8 | 7.53 | 2.06 | 0.86 | 0.27 | 0.14 | 34 | 42.16 | 29.44 | 41.06 | 0.70 | 0.67 |
| 9 | 7.92 | 2.25 | 1.03 | 0.28 | 0.16 | 35 | 46.12 | 33.30 | 48.03 | 0.72 | 0.70 |
| 10 | 8.35 | 2.47 | 1.22 | 0.30 | 0.18 | 36 | 50.59 | 37.75 | 56.31 | 0.75 | 0.73 |
| 11 | 8.80 | 2.71 | 1.44 | 0.31 | 0.19 | 37 | 55.63 | 42.92 | 66.19 | 0.77 | 0.75 |
| 12 | 9.28 | 2.97 | 1.69 | 0.32 | 0.21 | 38 | 61.35 | 48.93 | 78.03 | 0.80 | 0.78 |
| 13 | 9.81 | 3.26 | 1.97 | 0.33 | 0.23 | 39 | 67.87 | 55.96 | 92.25 | 0.82 | 0.81 |
| 14 | 10.37 | 3.59 | 2.29 | 0.35 | 0.25 | 40 | 75.31 | 64.20 | 109.41 | 0.85 | 0.84 |
| 15 | 10.98 | 3.94 | 2.65 | 0.36 | 0.27 | 41 | 83.86 | 73.90 | 130.22 | 0.88 | 0.87 |
| 16 | 11.63 | 4.34 | 3.06 | 0.37 | 0.29 | 42 | 93.71 | 85.38 | 155.55 | 0.91 | 0.90 |
| 17 | 12.34 | 4.77 | 3.53 | 0.39 | 0.31 | 43 | 105.11 | 99.02 | 186.54 | 0.94 | 0.93 |
| 18 | 13.10 | 5.26 | 4.07 | 0.40 | 0.32 | 44 | 118.37 | 115.31 | 224.64 | 0.97 | 0.97 |
| 19 | 13.93 | 5.80 | 4.68 | 0.42 | 0.34 | 45 | 133.88 | 134.88 | 271.76 | 1.01 | 1.00 |
| 20 | 14.83 | 6.40 | 5.39 | 0.43 | 0.36 | 46 | 152.10 | 158.51 | 330.35 | 1.04 | 1.04 |
| 21 | 15.82 | 7.07 | 6.20 | 0.45 | 0.38 | 47 | 173.64 | 187.21 | 403.67 | 1.08 | 1.07 |
| 22 | 16.88 | 7.82 | 7.13 | 0.46 | 0.40 | 48 | 199.26 | 222.31 | 496.01 | 1.12 | 1.11 |
| 23 | 18.05 | 8.66 | 8.20 | 0.48 | 0.42 | 49 | 229.93 | 265.51 | 613.16 | 1.15 | 1.15 |
| 24 | 19.32 | 9.60 | 9.44 | 0.50 | 0.45 | 50 | 266.89 | 319.07 | 762.89 | 1.20 | 1.19 |
| 25 | 20.72 | 10.66 | 10.88 | 0.51 | 0.47 | | | | | | |

Tabla 13 Factores de capacidad de carga.

Fuente: (Braja M. Das, 1984).

La expresión de la carga última de cimentación de Terzaghi no toma en cuenta la resistencia cortante a lo largo de la superficie de falla en el suelo por encima del fondo de la cimentación; es por esto, que en el año de 1963 Meyerhof sugirió la siguiente forma para la ecuación de capacidad general de carga:

$$q_u = cN_cF_{cs}F_{cd}F_{ci} + qN_qF_{qs}F_{qd}F_{qi} + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma F_{\gamma s}F_{\gamma d}F_{\gamma i}$$

(Ecuación 8)

Donde:

c = cohesión

q = esfuerzo efectivo al nivel del fondo de la cimentación

γ = peso específico del suelo

B = ancho de la cimentación (=diámetro para una cimentación circular)

F_{cs} , F_{qs} , $F_{\gamma s}$ = factores de forma

$F_{cd}, F_{qd}, F_{\gamma d}$ = factores de profundidad

$F_{ci}, F_{qi}, F_{\gamma i}$ = factores de inclinación de carga

N_c, N_q, N_{γ} = factores de capacidad de carga

De donde los factores de forma, profundidad e inclinación se obtienen de la siguiente tabla.

| Factor | Relación | Fuente |
|--------------|---|--|
| Forma* | $F_{cs} = 1 + \frac{B N_q}{L N_c}$ $F_{qs} = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi$ $F_{\gamma s} = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$ <p>donde L = longitud de la cimentación ($L > B$)</p> | De Beer (1970) |
| Profundidad† | <p>Condición (a): $D_f/B \leq 1$</p> $F_{cd} = 1 + 0.4 \frac{D_f}{B}$ $F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \frac{D_f}{B}$ $F_{\gamma d} = 1$ <p>Condición (b): $D_f/B > 1$</p> $F_{cd} = 1 + (0.4) \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right)$ $F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right)$ $F_{\gamma d} = 1$ | Hansen (1970) |
| Inclinación | $F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta}{90^\circ} \right)^2$ $F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\beta}{\phi} \right)^2$ <p>donde β = inclinación de la carga sobre la cimentación con respecto a la vertical</p> | Meyerhof (1963); Hanna y Meyerhof (1981) |

Tabla 14 Factores de forma, profundidad e inclinación

Fuente: (Braja M. Das, 1984).

Detalle del procedimiento de cálculo mediante el cual se determinará la capacidad última de carga del suelo en donde se diseñará el paso peatonal elevado.

Procedimiento de cálculo de capacidad última del suelo de cimentación

Los datos de las propiedades mecánicas del suelo de la zona de El Descanso se obtuvieron gracias a los ensayos y a la experiencia del Ingeniero Juan Pablo Riquetti sobre dicho sector:

- $c = 0.20 \text{ kg/cm}^2 = 20 \text{ KN/m}^2$
- $\phi = 18^\circ$
- $\gamma_d \text{ máx} = 1800 \text{ kg/m}^3 = 18 \text{ KN/m}^3$
- $\gamma_f = 1980 \text{ kg/m}^3$
- $\gamma_1 = \gamma_2 = \gamma_f$
- $q' = \gamma_1 \times D_f = 4950 \text{ kg/m}^3 = 49,50 \text{ KN/m}^3$

Cálculo de la capacidad última

Los valores de N_c , N_q , N_γ , fueron obtenidos de la tabla 12, mientras que los valores de los demás factores se obtuvieron de la tabla 13.

- $N_c = 13.10$
- $N_q = 5.26$
- $N_\gamma = 4.07$
- $N_q/N_c = 0.40$
- $\tan \phi = 0.32$
- $F_{cs} = 1.40$
- $F_{cd} = 1.53$
- $F_{ci} = F_{qi} = 1$
- $F_{qs} = 1.32$
- $F_{qd} = 1.41$
- $F_{qi} = 1$
- $F_{\gamma s} = 0.6$
- $F_{\gamma d} = F_{\gamma i} = 1$

Por lo tanto

$$qu = (20 * 13,10 * 1,40 * 1,53) + (49,5 * 5,26 * 1,32 * 1,41) + \left(\frac{1}{2} * 18 * 4,07 * 0,6\right)$$

$$qu = 1067,78 \frac{KN}{m^2} = 10,68 \frac{kg}{cm^2}$$

2.2 Topografía

La topografía es una herramienta de mucha importancia dentro de la ingeniería civil, ya que todo proyecto que se ejecute necesita de la aplicación de la misma, es por eso que es muy importante su dominio. El objetivo de la topografía es medir grandes extensiones de tierra, estableciendo de esta manera un control tanto horizontal como vertical de las medidas del terreno para poder representarlos en escala con su forma y accidentes (Navarro Hudiel, 2008).

Los primeros datos topográficos fueron registrados por Tales de Mileto y Anaximandro, no es sino hasta el siglo XIII en donde con la aplicación de la brújula y los avances de la astronomía se descubren nuevas aplicaciones para la topografía; así, de manera dinámica a través del tiempo la topografía se hace cada vez más científica y especializada, siendo unos de sus últimos adelantos el posicionamiento por satélite (GPS y GLONASS) (Delgado Inga, Fundamentos Cartográficos, 2012).

El presente trabajo contendrá toda la descripción de la topografía del proyecto, la misma que permitirá tener una información geo referenciada y detallada del lugar.

2.2.1 Ubicación del puente peatonal

El proyecto del puente peatonal se analizará en un tramo de la autopista Cuenca-Azogues, sector “El Descanso”, entre las provincias de Azuay y Cañar, perteneciente los cantones de Cuenca y Azogues.

A continuación, se presentará la ubicación exacta de la zona en donde se analizará el proyecto del paso peatonal elevado.



Figura 45 Ubicación de la zona de análisis del proyecto del paso peatonal elevado.

Fuente: Internet (Google Maps, 2019).

El Datum de referencia para la ubicación del punto del proyecto es el WGS84 en donde la coordenada Este es: 735970.00 m E y la coordenada Norte es: 9686296.00 m S.

Ubicada en una zona que se denomina de alto flujo vehicular, dado al hecho que por la autopista circulan automotores provenientes de la parte norte, sur y este del país, siendo este un paso obligado que deben de tomar los conductores para dirigirse a su destino.

2.2.2 Metodología del levantamiento topográfico

El levantamiento topográfico del sector se realizará mediante el uso de archivos digitales existentes en el medio, los mismos que fueron entregados gracias a los GAD's Municipales de los diferentes cantones aledaños y las cartas topográficas del Instituto Geográfico Militar (IGM).

Así mismo se utilizará para referenciar la ubicación el programa Google Earth, Google Maps y ArcMap. También se realizará visitas de campo para corroborar y tomar datos.

Como ya fue antes mencionado, la topografía del sector sirve para establecer la correlación entre la planimetría y la altimetría; en donde la primera, hace referencia a la representación gráfica del terreno sin tener en cuenta los diferentes desniveles que puedan presentarse dentro del mismo; y la segunda, considera las aludidas alturas o diferencias de altitud o nivel y los representa por medio de las llamadas curvas de nivel (Zurita Ruiz).

Para la planimetría del lugar en donde se realizará el diseño del proyecto, se tomaron medidas de campo y posteriormente fueron representadas en imágenes.

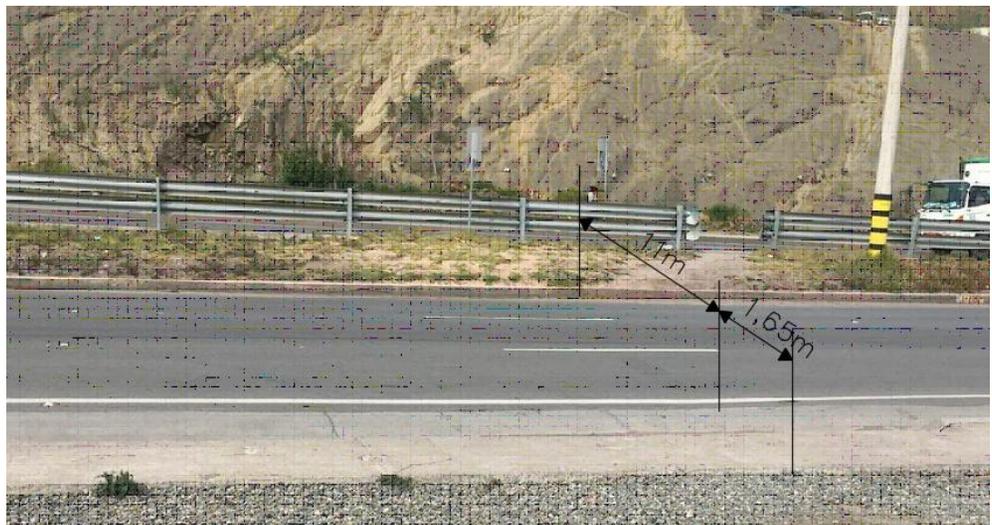


Figura 46 Planimetría de vereda y de la vía en la zona del proyecto.

Fuente: Propia.



Figura 47 Planimetría de la plataforma de desembarque de pasajeros.

Fuente: Internet (Google Earth, 2019).



Figura 48 Planimetría del parterre.

Fuente: Propia.

De las imágenes que se mostraron anteriormente cabe recalcar que mediante el aforo realizado en campo se constató que las dos vías tenían la misma medida; a los dos costados de la sección dentro de la zona del retiro se encuentran cunetas de 1 metro y que en la zona del talud es posible aprovechar 2 metros del mismo. Esto

se puede observar con mayor claridad en el gráfico digital de la sección de la vía que se muestra al final del capítulo.

Al momento de obtener las medidas de planimetría no se tomaron en cuenta los relieves que se encontraban presentes en el terreno, los cuales se ven reflejados como depresiones o diferencias de alturas significativas; estas diferencias de alturas están representadas en la planimetría del terreno que, en este caso, se obtendrán de la cartografía digital de la ciudad de Cuenca.

2.2.3 Cartografía digital

La cartografía es la ciencia que se encarga del estudio y la elaboración de los mapas geográficos, territoriales y de diferentes dimensiones lineales y demás; esta juega cada vez un papel más importante dentro de la sociedad moderna ya que una buena gestión de la misma puede ayudar en la ordenación de los usos del suelo, el desarrollo sostenible de los recursos, en la justa y equilibrada expansión edificativa, entre otros factores, en la participación de la ciudadanía dentro de las actuaciones urbanísticas.

Una carta topográfica contiene datos sobre: curvas de nivel, hidrografía, vialidad, centros poblados, toponimia y sistemas de referencia en coordenadas esféricas y planas. (Delgado Inga, Cartografía Digital del Ecuador, 2016).

Para el diseño del paso peatonal elevado se utiliza la carta topográfica de las curvas de nivel de la ciudad de Cuenca en el sector de El Descanso.

A continuación, se presenta una imagen de las curvas de nivel en el sector de El Descanso.

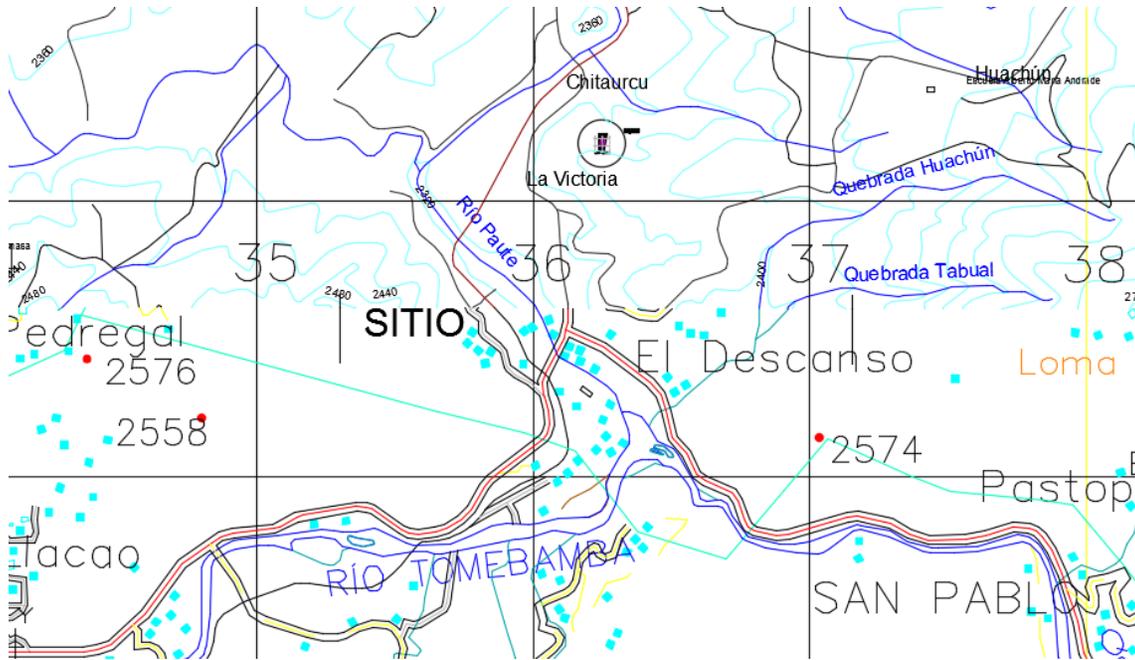


Figura 49 Curvas de nivel del sector El Descanso.

Fuente: (GAD Municipal de Gualaceo, 2018).

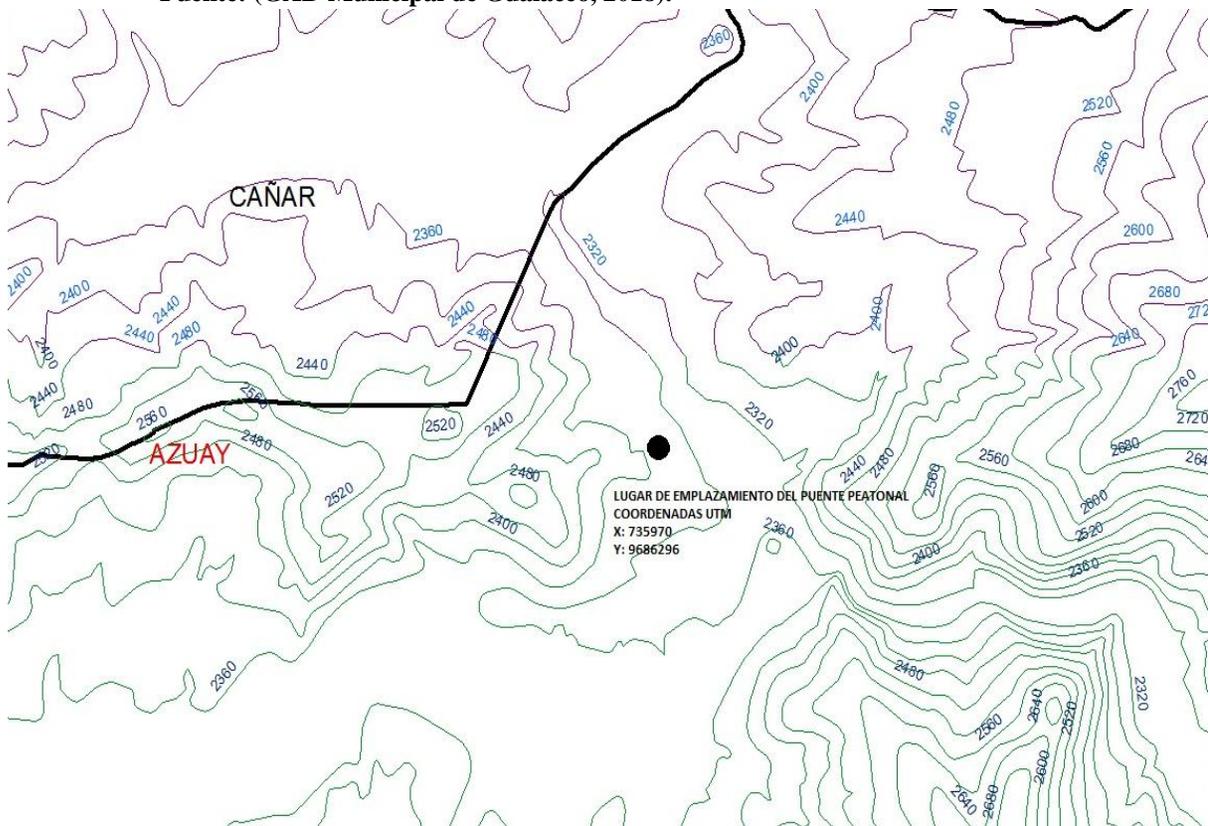


Figura 50 Curvas de nivel del sector El Descanso.

Fuente: (Instituto Geográfico Militar, Carta Topográfica, 2013).



Figura 51 Orto foto del sector El Descanso.

Fuente: (Instituto Geográfico Militar, Ortofoto, 2019).

Con los datos obtenidos en el levantamiento planímetro y los datos de altimetría obtenidos mediante la carta topográfica, es posible realizar el esquema de la sección transversal del tramo, el mismo que será de mucha utilidad en el momento del diseño de las secciones y longitudes de los elementos estructurales del paso peatonal elevado.

Esquema de la sección transversal del tramo en el cual se realizará el diseño.

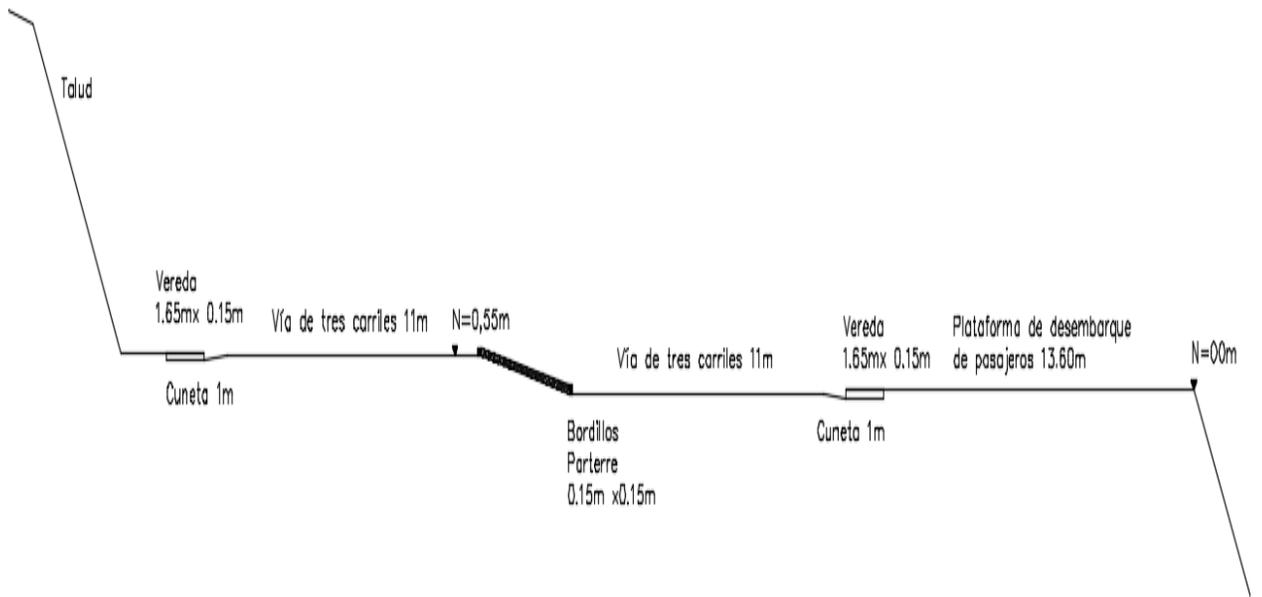


Figura 52 Sección transversal de la zona analizada.

Fuente: Propia.

Vista en Planta

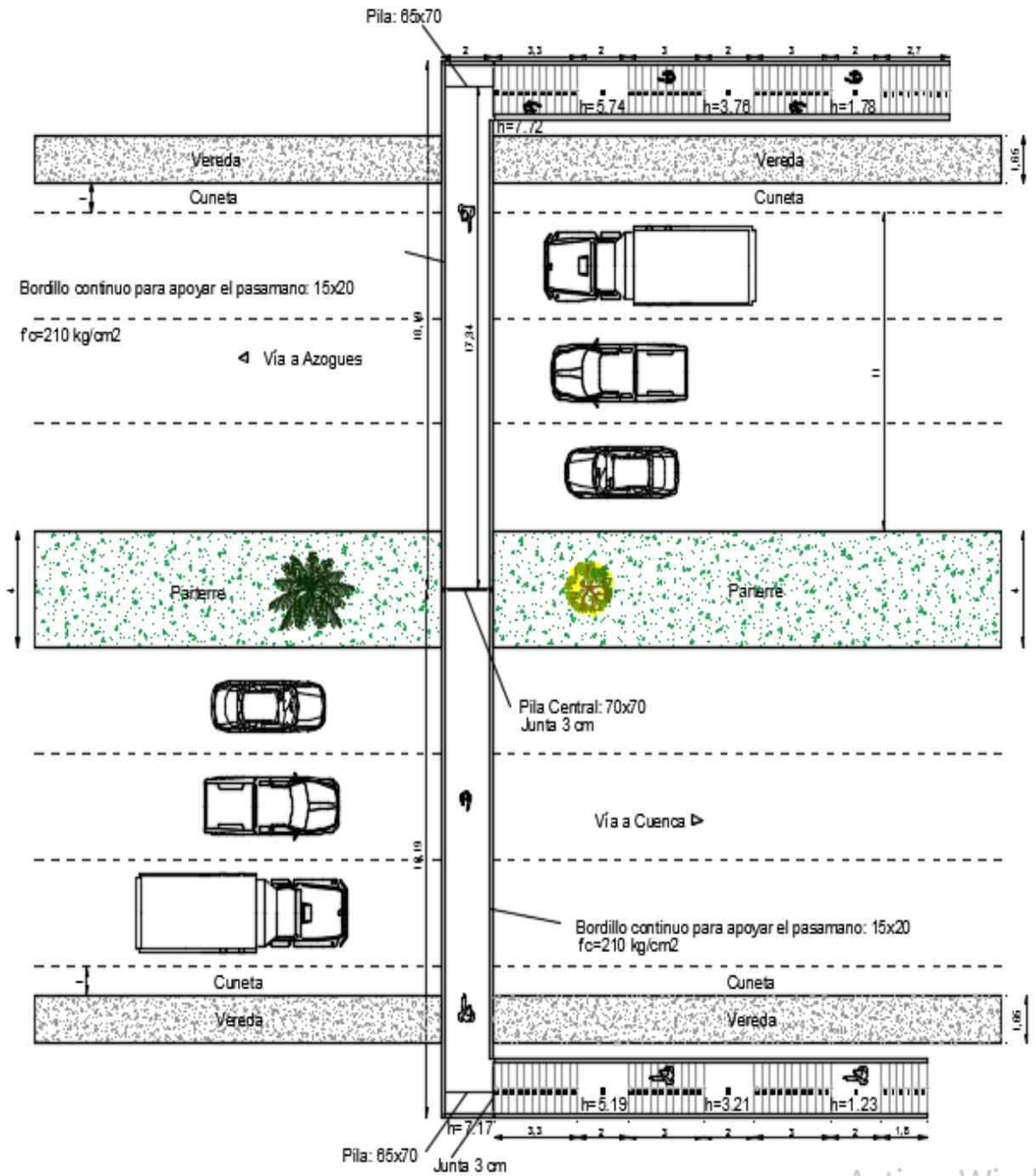


Figura 54 Vista en planta del puente con la Superestructura Doble "T".

Fuente: Propia.

3.2 Consideraciones de diseño

3.2.1 Gálibo horizontal y vertical

Gálibo horizontal

Ancho de la Calzada Inferior mas Ancho de las Zonas de Seguridad mas Ancho de los Elementos de Drenaje Longitudinal mas Anchos Adicionales. (Ministerio De Transporte Y Obras Públicas Del Ecuador, Norma Ecuatoriana Vial NEVI-12. Volúmen 2B, 2013, pág. 485)

Gálibo Horizontal = 16.68 m

Gálibo vertical

Debe de ser mínimo 6 m, medido desde la calzada de la carretera hasta la parte mas baja de la Superestructura, también se debe de considerar dejar 15 cm de tolerancia para futuros recapeos del pavimento de la carretera (Ministerio De Transporte Y Obras Públicas Del Ecuador, Norma Ecuatoriana Vial NEVI-12. Volúmen 2A, 2013, pág. 185).

Para establecer el gálibo correcto para el puente peatonal se porcedió a tomar medidas referenciales de los gálibos de los puetes construidos sobre la autopista Cuenca – Azogues.

Para el puente vehicular Sixto Durán Vallén, el gálibo es de 5.50 m.



Figura 55 Medida del gálibo puente Sixto Durán Ballén.

Fuente: Propia.



Figura 56 Gálibo puente Sixto Durán Ballén.

Fuente: Propia.

Para el puente peatonal cerca de la bomba de gasolina Primax, en el Sector de Challuabamba, el gálibo es de 6.00 m.



Figura 57 Gálibo puente peatonal cerca de la gasolinera Primax sector Challuabamba.
Fuente: Propia.

3.2.2 Vías de circulación peatonal

Para que circule una sola persona, la vía de circulación deberá de tener un ancho mínimo de 0.90 m sin obstáculos, y se recomienda un ancho de 1.20 m para la fácil circulación de todos los peatones (NTE INEN 2243, 2016).

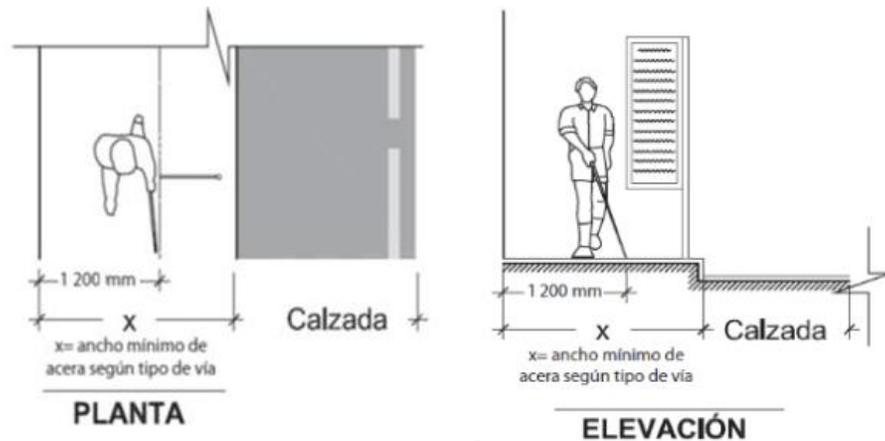


Figura 58 Anchos de circulación.

Fuente: (NTE INEN 2243, 2016).

3.2.3 Requisitos para el diseño de escaleras

El espacio de circulación de una escalera se constituye por:

- Altura de paso.
- Ancho de paso (Ancho mínimo, medido de pasamano a pasamano es de 1.20 m) (NTE INEN 2249, 2016).

Los peldaños están constituidos por:

- Huella (b), cuya dimensión mínima es de 28 cm y máxima de 30cm.
- Contrahuella (a), cuya dimensión máxima es de 18 cm, con su borde frontal redondeado (NTE INEN 2249, 2016).

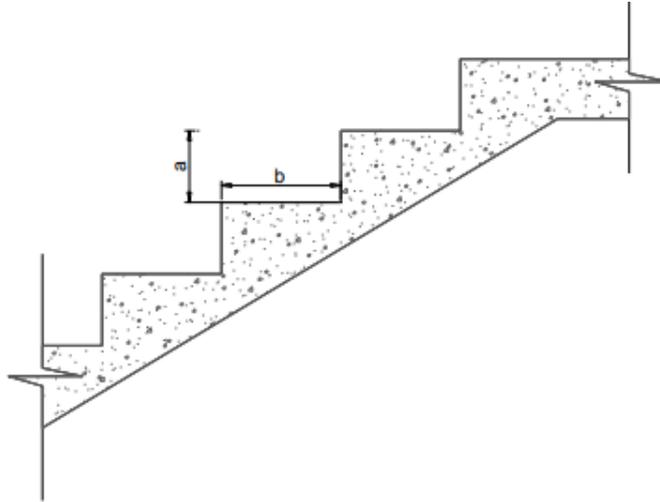


Figura 59 Escaleras de acceso.

Fuente: (NTE INEN 2249, 2016).

Los tramos continuos de las escaleras están constituidos por:

- Para escaleras particulares, los tramos continuos sin descanso pueden ser de hasta 15 escalones.
- Para escaleras de uso público, los tramos continuos sin descanso pueden ser de hasta 10 escalones (NTE INEN 2249, 2016).

Los descansos están constituidos por:

- Ancho mínimo igual al ancho de la escalera.
- Para los descansos deben mantenerse el mismo ancho libre que el de la escalera, y no ser obstaculizada con ningún tipo de equipamiento (NTE INEN 2249, 2016).

Los pasamanos y bordillos están constituidos por:

- Los pasamanos en las escaleras van colocados en los lados abiertos.
- En las escaleras privadas se puede contar con al menos un pasamano.

- En las escaleras de uso público debe contar con pasamanos en sus dos lados.
- Los pasamanos en sus extremos deben de ser curvados para evitar los enganches o los punzonamientos (NTE INEN 2249, 2016).
- Los pasamanos deben permitir una buena sujeción y fácil deslizamiento de la mano, para ello se recomienda utilizar secciones circulares y ergonómicas de entre 3.5 cm y 5.0 cm de diámetro.
- Toda vía de circulación que sea solo longitudinal, deberá tener un bordillo continuo de mínimo 10 cm de altura (NTE INEN 2244, 2016).
-

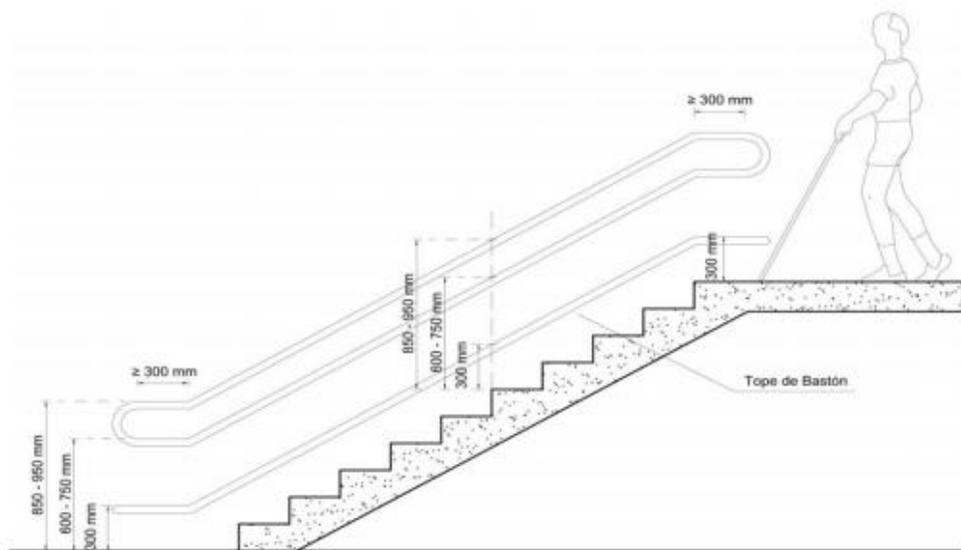


Figura 60 Dimensiones mínimas para los pasamanos.

Fuente: (NTE INEN 2249, 2016).

3.3 Diseño de la superestructura y subestructura del paso peatonal

3.3.1 Superestructura de hormigón pretensado

El diseño está basado en el libro “Hormigón Pretensado. Diseño de Elementos Isostáticos” del (Ing. Fabián Carrasco Castro, 2010) el cual se basa en el código del Instituto Americano del Concreto (ACI), el manual de diseño del Instituto de Concreto Prefabricado (PCI) y los estándares de la Sociedad Americana de Pruebas y Materiales (ASTM).

3.3.1.1 Diseño a flexión

En el hormigón pretensado se debe verificar la sección escogida por los menos en los siguientes estados:

- Comportamiento al momento de cortar los cables.
- Comportamiento al momento de colocar carga muerta sobre el elemento pretensado, si es que existe carga muerta.
- Comportamiento baja cargas de servicio.
- Diseño a flexión en resistencia última.

3.3.1.1.1 Comportamiento al momento de cortar los cables

Los esfuerzos no deben superar los siguientes valores según el (ACI 318S-08, 2008, pág. 297):

- Esfuerzo máximo en compresión, no en los extremos del elemento =

$$0.60 f' ci$$

- Esfuerzo máximo en compresión, en los extremos del elemento =

$$0.70 f' ci$$

- Esfuerzo máximo en tracción, no en los extremos del elemento =

$$0.80 \sqrt{f' c_i}$$

- Esfuerzo máximo en tracción, en los extremos del elemento =

$$1.60 \sqrt{f' c_i}$$

Donde:

$f' c_i$ = esfuerzo de compresión inicial del hormigón, (al momento de cortar los cables).

Estos valores dados por el (ACI 318S-08, 2008) deberán ser comprobados con los valores de los esfuerzos en las fibras extremas, así también como en el centro del elemento, tanto superior como inferior de la sección, usando la sección no fisurada, en estado elástico. Estos esfuerzos vienen dados por.

- Tensiones en el centro de la luz:

$$f^t = -\frac{P_i}{A_c} \left(1 - \frac{ec_t}{r^2}\right) - \frac{M_D}{S^t} \quad (\text{Ecuación 9})$$

$$f_b = -\frac{P_i}{A_c} \left(1 + \frac{ec_b}{r^2}\right) + \frac{M_D}{S_b} \quad (\text{Ecuación 10})$$

(-) *compresión* (+) *tracción*

- Tensiones en los extremos (apoyos de la viga):

$$f^t = -\frac{P_i}{A_c} \left(1 - \frac{ec_t}{r^2}\right) \quad (\text{Ecuación 11})$$

$$f_b = -\frac{P_i}{A_c} \left(1 + \frac{ec_b}{r^2} \right) \quad (\text{Ecuación 12})$$

(-) *compresión* (+) *tracción*

Donde:

f^t = esfuerzo máximo en fibra superior.

f_b = esfuerzo máximo en fibra inferior.

p_i = fuerza de pretensado inicial de acero de preesfuerzo, antes de pérdidas.

A_c = área de la sección del hormigón.

e = excentricidad del centroide de los cables de pretensar, con respecto a la línea neutra de la sección (L.N.).

c_t = distancia desde la L.N. hasta la fibra extrema superior.

c_b = distancia desde la L.N. hasta la fibra extrema inferior.

r^2 = radio de giro al cuadrado de la sección = I/A Inercia sobre área.

M_D = momento flector máximo por peso propio.

S^t = módulo resistente de la sección, con respecto a la fibra superior = I/c_t

S_b = módulo resistente de la sección, con respecto a la fibra inferior = I/c_b

Si llegara a ser el caso de que se pasen los esfuerzos de tracción calculada en la parte superior del extremo con la suposición de sección no fisurada, a los límites del (ACI 318S-08, 2008) indicados anteriormente, se deberá de colocar un refuerzo adicional en la parte superior de los extremos, es decir en la zona de tracción, ya sea este

preesforzado o no, con la finalidad de que pueda soportar la fuerza total de tracción del hormigón.

Pero existe una solución económica y muy usada, la cual consiste en forrar algunos cables en las partes extremas de la viga a una determinada longitud para que no exista adherencia entre los cables y el hormigón, disminuyendo así la fuerza de pretensado de estos cables en los extremos de la viga. Esto no disminuye la resistencia de la viga, ya que la misma esta simplemente apoyada, siendo los momentos en los extremos (apoyos de la viga) mucho menor que en el centro de la viga, llegando a ser cero. Lo único que baja significativamente es la fuerza de tensado inicial del acero de preesfuerzo (P_i), ya que está en función del número de cables pretensados.

3.3.1.1.2 Comportamiento al momento de colocar carga muerta sobre el elemento pretensado

Es muy común colocar una losa de hormigón (Hormigonado in situ o prefabricado) sobre el elemento pretensado, con la finalidad de crear un solo compuesto o conjunto estructural con mayor módulo resistente.

El código (ACI 318S-08, 2008, pág. 296) clasifica los elementos pre esforzados a flexión como, Clase U, Clase T o Clase C en función del esfuerzo de tracción en el hormigón, en la fibra extrema que estuvo inicialmente a compresión por el acero de preesfuerzo (f_t), debido a las cargas de servicio sin mayoración:

- Clase U: $f_t \leq 2 \sqrt{f'c}$ kg/cm²
- Clase T: $2 \sqrt{f'c} < f_t \leq 3.2 \sqrt{f'c}$ kg/cm²
- Clase C: $f_t > 3.2 \sqrt{f'c}$ kg/cm²

El código (ACI 318S-08, 2008, pág. 297 a 298) también especifica que para los elementos pre esforzados sometidos a flexión Clase U y Clase T, los esfuerzos máximos del hormigón bajo cargas de servicio sin mayoración en las fibras extremas superior e inferior, no deben superar los siguientes valores:

- Tensiones en el centro de la luz:

$$f^t = -\frac{P_e}{A_c} \left(1 - \frac{ec_t}{r^2}\right) - \frac{M_D + M_{SD}}{S^t} > -0.6 f'_c \quad (\text{Ecuación 13})$$

$$f_b = -\frac{P_e}{A_c} \left(1 + \frac{ec_b}{r^2}\right) + \frac{M_D + M_{SD}}{S_b} < 0.8 \sqrt{f'_c} \quad (\text{Ecuación 14})$$

(-) *compresión* (+) *tracción*

$$P_e = f_{pe} * A_p \quad (\text{Ecuación 15})$$

Donde:

M_{SD} = momento flector adicional, debido al peso de la losa y cualquier otra carga.

p_e = fuerza efectiva de tensado (luego de pérdidas), en el acero de preesfuerzo.

f_{pe} = esfuerzo de tracción efectivo (luego de las pérdidas), en el acero de preesfuerzo. Aproximadamente el 23% de pérdidas.

A_p = área del acero de preesfuerzo (armadura activa).

3.3.1.1.3 Comportamiento bajo cargas de servicio

Una vez que el elemento entra en servicio, se debe verificar su comportamiento bajo cargas de servicio en estado elástico, es decir, verificar los esfuerzos admisibles con las cargas sin mayorar.

Cuando se coloca una losa sobre el elemento pretensado, éste pasa a formar parte de dicho elemento, y el diseño se convierte en un diseño compuesto, es decir, viga pretensada más topping. Para que esta nueva sección se comporte como un elemento monolítico, se debe de asegurar que la unión entre el topping o losa y el elemento pretensado sea lo suficientemente fuerte.

Como se tiene una nueva sección, sus propiedades físicas cambian totalmente con referencia al elemento aislado, debiendo calcularse nuevamente todas sus propiedades como el área, centro de gravedad, inercia, etc. Pero si la resistencia a la compresión del hormigón de la losa y el del elemento pretensado son diferentes, se debe realizar una corrección entre la relación de los módulos de elasticidad del hormigón de la losa y el del elemento pretensado; para que luego de esta corrección calcular nuevamente todas sus propiedades físicas de la nueva sección.

$$n = \frac{E_{cs}}{E_{cb}} \quad (\text{Ecuación 16})$$

Donde:

n = relación de los módulos de elasticidad del hormigón de la losa y del elemento pretensado.

$$E_{cs} = \text{módulo de elasticidad del hormigón de la losa superior.} \\ = 15100 \sqrt{f'c}$$

$$E_{cb} = \text{módulo de elasticidad del hormigón de la viga.} = \\ 15100 \sqrt{f'c}$$

Una vez calculadas las nuevas propiedades físicas de la sección compuesta, se debe de obtener los nuevos módulos resistentes.

$$S_{cs}^t = \frac{I}{c_t} \quad (\text{Ecuación 17})$$

$$S_c^t = \frac{I}{c_t} \quad (\text{Ecuación 18})$$

$$S_{cb} = \frac{I}{c_b} \quad (\text{Ecuación 19})$$

$$S_{bcs} = \frac{I}{c_b} \quad (\text{Ecuación 20})$$

Donde:

S_{cs}^t = módulo resistente en la fibra superior de la losa colada in situ, con sección compuesta.

S_c^t = módulo resistente en la fibra superior de la sección compuesta.

S_{cb} = módulo resistente en la fibra inferior de la sección compuesta.

S_{bcs} = módulo resistente en la fibra inferior de la losa colada in situ, con sección compuesta.

I = inercia de la sección compuesta.

- Tensiones en el centro de la luz:

$$f^{ts} = -\frac{M_L + M_{Dadic}}{S_{cs}^t} \geq -0.45 f'c \quad (\text{Ecuación 21})$$

$$f_{bs} = -\frac{M_L + M_{Dadic}}{S_{bcs}} \quad (\text{Ecuación 22})$$

$$f^t = -\frac{P_e}{A_c} \left(1 - \frac{ec_t}{r^2}\right) - \frac{M_D + M_{SD}}{S^t} - \frac{M_L + M_{Dadic}}{S_c^t} > -0.45 f'c \quad (\text{Ecuación 23})$$

$$f_b = -\frac{P_e}{A_c} \left(1 + \frac{ec_b}{r^2}\right) + \frac{M_D + M_{SD}}{S_b} + \frac{M_L + M_{Dadic}}{S_{cb}} < 2\sqrt{f'c} \quad (\text{Ecuación 24})$$

(-) *compresión* (+) *tracción*

Donde:

M_L = momento flector por carga viva.

M_{Dadic} = momento flector por cargas muertas adicionales.

f^{ts} = esfuerzo máximo, en la parte superior de la losa colada in situ.

f_{bs} = esfuerzo en la parte inferior de la losa colada in situ.

3.3.1.1.4 Diseño a flexión en resistencia última

El (ACI 318S-08, 2008, pág. 121 a 124) establece que se debe comprobar que el elemento se comporte de manera segura y adecuada, para esto utiliza el método de Resistencias Últimas, evaluando así su resistencia a cargas límites. Este método utiliza factores de seguridad para mayorar las cargas y disminuir las

resistencias. Con esto se obtiene el momento último en la sección de diseño.

$$\phi Mn \geq Mu \quad (\text{Ecuación 25})$$

$$Mu = \frac{(1.2 W_D + 1.6 W_L) L^2}{8} \quad (\text{Ecuación 26})$$

$$Md \geq \frac{Mu}{\phi} \quad (\text{Ecuación 27})$$

Donde:

Mu = momento flector último (cargas mayoradas).

Mn = momento flector nominal de una sección.

Md = momento flector de diseño.

ϕ = factor de reducción de resistencia, para flexión su valor es de 0.9

W_D = carga por peso propio.

W_L = carga viva, uniformemente repartida.

L = luz de la viga.

Para hallar el máximo momento nominal en la sección, el (ACI 318S-08, 2008, pág. 141) considera una deformación unitaria máxima de compresión en la fibra extrema del hormigón de 0.003. También considera un bloque rectangular de compresión de $0.85 f'c$ con una profundidad de:

$$a = \beta_1 c \quad (\text{Ecuación 28})$$

Donde:

a = altura del bloque equivalente de esfuerzos a compresión en el hormigón, en flexión.

c = distancia desde la fibra extrema a la línea neutra.

Si:

$c < hf$ (sección compuesta) \rightarrow “Trabaja como viga rectangular, eje neutro en el patín”

$c > hf$ (sección compuesta) \rightarrow “Trabaja como viga T, eje neutro en el alma”

β_1 = factor que depende de la resistencia del hormigón, que para Hormigones mayores a 280 kg/cm² se debe de disminuir en forma lineal a razón de 0.05 por cada 70 kg/cm² en exceso de los 280 kg/cm². Pero β_1 nunca debe de ser menor de 0.65.

| $f'c$ (kg/cm ²) | β_1 |
|-----------------------------|-----------|
| 170 a 280 | 0.85 |
| 350 | 0.80 |
| 420 | 0.75 |
| 490 | 0.70 |
| ≥ 560 | 0.65 |

Tabla 15 Valores del coeficiente β_1 .

Fuente: (M.Sc. Marcelo Romo Proaño, 2008, pág. 107).

De lo cual se puede obtener la ecuación de equilibrio y la del momento nominal.

$$0.85f'c ab = A_p f_{ps} \quad (\text{Ecuación 29})$$

De la ecuación 21 podemos despejar a:

$$a = \frac{A_p f_{ps}}{0.85f'c b} \quad (\text{Ecuación 30})$$

Por lo tanto, el momento nominal sería:

$$Mn = A_p f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (\text{Ecuación 31})$$

El (ACI 318S-08, 2008) establece una fórmula empírica para calcular el valor de esfuerzo de tracción nominal en flexión del acero preesforzado, el cual sustituye al valor de f_y del acero normal.

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} + \left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right] \right) \quad (\text{Ecuación 32})$$

Donde:

b = dimensión de la base de una sección transversal.

d = distancia del centroide de acero, a la fibra extrema en compresión.

d_p = distancia desde la fibra extrema en compresión, al centroide del acero preesforzado.

f_{ps} = esfuerzo de tracción nominal, en flexión en el acero de preesfuerzo.

f_{pu} = esfuerzo de tracción último del acero de preesfuerzo
(armaduras activas).

γ_p = factor que depende de las propiedades del acero de preesfuerzo.

$\gamma_p = 0.55$ para $\frac{f_{py}}{f_{pu}} \geq 0.80$ usualmente para barras de pretensar.

$\gamma_p = 0.40$ para $\frac{f_{py}}{f_{pu}} \geq 0.85$ usualmente aceros de esfuerzo aliviados

$\gamma_p = 0.28$ para $\frac{f_{py}}{f_{pu}} \geq 0.90$ usualmente aceros de baja relajación.

ρ_p = cuantía de acero de preesfuerzo. $= \frac{A_p}{bd_p}$

$\omega = \rho \frac{f_y}{f_c}$ en la que ρ es la cuantía del acero de tracción de no

preesfuerzo: $\rho = \frac{A_s}{bd}$

$\omega' = \rho' \frac{f_y}{f_c}$ en la que ρ' es la cuantía del acero compresión de no

preesfuerzo: $\rho' = \frac{A_s}{bd}$

Si se considera refuerzo de compresión ($\omega' > 0$) el siguiente término no puede ser menor que:

$$\left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right] \geq 0.17$$

Dado que se asume que el refuerzo de compresión se encuentra en fluencia; la distancia del centroide del acero de compresión a la fibra extrema en compresión no debe ser mayor que: $d' \leq 0.15d_p$, si esto no se cumple, se toma el valor de $\omega' = 0$.

Si se considera refuerzo adicional de tracción, a más del acero de preesfuerzo, se obtiene la siguiente ecuación de equilibrio.

$$0.85f'c ab = A_p f_{ps} + A_s f_y \quad (\text{Ecuación 33})$$

Donde:

A_s = área de acero adicional de tracción (armadura pasiva).

f_y = esfuerzo de tracción de fluencia del acero (armaduras pasivas).

De acuerdo a la ecuación 33, el valor de a se calcularía:

$$a = \frac{A_p f_{ps} + A_s f_y}{0.85f'c b} \quad (\text{Ecuación 34})$$

Por lo tanto, el momento nominal sería:

$$Mn = A_p f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (\text{Ecuación 35})$$

3.3.1.1.5 Acero mínimo en una sección de hormigón pretensado

El código (ACI 318S-08, 2008, pág. 303) establece que se debe de asegurar que el elemento no tenga fallas frágiles debido al poco acero que pueda tener, por lo mismo determina una cuantía mínima de acero. Esta comprobación se lo realiza en el centro de la luz de la viga isostática, ya ahí se produce el momento máximo, dicha comparación es:

$$\phi Mn \geq 1.2M_{cr} \quad (\text{Ecuación 36})$$

Donde el momento nominal debe de ser aquel que se calculó con todas las cargas mayoradas que actúan sobre el elemento. Si la condición de la ecuación 28 no se cumple, se deberá hacer más resistente la sección, mediante el incremento de acero.

Para calcular el momento de fisuración de una sección, se utiliza la siguiente ecuación:

$$M_{cr} = \left[f_r + \frac{P_e}{A_c} \left(1 + \frac{ec_b}{r^2} \right) \right] S_b \quad (\text{Ecuación 37})$$

Sabiendo que $S_b = I/c_b$ y $r^2 = I/A$, la ecuación 37 quedaría:

$$M_{cr} = f_r S_b + P_e \left(\frac{r^2}{c_b} + e \right) \quad (\text{Ecuación 38})$$

Donde:

M_{cr} = momento flector de fisuración de una sección.

f_r = módulo de ruptura del hormigón (imponiéndose que la fibra extrema se encuentra en tracción, del hormigón en flexión pura). $= 2\sqrt{f'c}$

f_b = esfuerzo máximo en la parte inferior de la sección de un elemento.

$$f_b = -\frac{P_e}{A_c} \left(1 + \frac{ec_b}{r^2} \right) + \frac{M_{cr}}{S_b} = f_r = 2\sqrt{f'c} \quad (\text{Ecuación 39})$$

3.3.1.2 Diseño por cortante

En diseño a cortante se lo realizará como lo especifica el (ACI 318S-08, 2008, pág. 163) para secciones transversales.

$$\phi V_n \geq V_u \quad (\text{Ecuación 40})$$

Donde:

ϕ = factor de reducción de resistencia, para cortante 0.75.

V_u = fuerza cortante última (mayorada).

$$V_u = \frac{(1.2CM + 1.6CV)L}{2} \quad (\text{Ecuación 41})$$

V_n = resistencia nominal a cortante de una sección. Calculada por:

$$V_n = V_c + V_s \quad (\text{Ecuación 42})$$

V_c = resistencia nominal al cortante en una sección debida al hormigón.

Especificada en el (ACI 318S-08, 2008, pág. 168 a 169) para elementos que tengan una fuerza efectiva de preesforzado mayor igual al 40% de la resistencia a la tracción del refuerzo de flexión.

$$V_c = \left(0.16\gamma\sqrt{f'c} + 49\frac{V_u d_p}{M_u} \right) b_w d \quad (\text{Ecuación 43})$$

Pero considerando lo siguiente:

$$0.53\gamma\sqrt{f'c}b_w d \leq V_c \leq 1.33\gamma\sqrt{f'c}b_w d \quad (\text{Ecuación 44})$$

$$\frac{V_u d_p}{M_u} \leq 1 \text{ donde } M_u \text{ ocurre simultáneamente con } V_u \text{ en la sección}$$

analizada.

γ = factor que toma en cuenta la variación de las propiedades mecánicas del hormigón de peso liviano. $\gamma = 1$ para Hormigones de peso liviano.

Si se cumple la condición $V_u > \phi V_c$, quiere decir que el hormigón no es capaz de resistir por si solo el cortante, y por lo tanto debe colocarse acero necesario para que resista dicho cortante, que normalmente se colocan estribos perpendiculares al eje del elemento. Para el caso de las vigas Doble T que tienen almas de dimensiones muy pequeñas, el acero que comúnmente se usa es una malla electrosoldada que se localiza en el centro del alma, perpendicular al eje del elemento. Otra forma muy general, es usar estribos inclinados.

El (ACI 318S-08, 2008, pág. 175) establece el cálculo de V_s cuando se use refuerzo para cortante perpendicular al eje del elemento:

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s} < 2.2 \sqrt{f'_c} b_w d \quad (\text{Ecuación 45})$$

Esta ecuación también se puede representar en términos de resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo para cortante V_s . Cuando se utiliza refuerzo para cortante perpendicular el eje del elemento, el área de refuerzo para cortante requerida (A_v) y su espaciamiento (s) se calcula por:

$$\frac{A_v}{s} = \frac{(V_u - \phi V_c)}{\phi f_{yt} d} \quad (\text{Ecuación 46})$$

De donde se despeja y se puede obtener:

$$V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi} \quad (\text{Ecuación 47})$$

Donde:

V_s = resistencia nominal a cortante en una sección, debida al refuerzo transversal de cortante.

A_v = área total de refuerzo por cortante, si es estribo cerrado con 2 ramas el área será la suma de las 2 ramas.

f_{yt} = resistencia a la fluencia del refuerzo por cortante.

s = espaciamiento o separación del acero transversal de cortante.

En la ecuación 45 se puede imponer la separación o espaciamiento (s) y calcular el área total de refuerzo por cortante, o se puede imponer el valor del área total de refuerzo por cortante (A_s) y calcular la separación (s).

Para limitar el ancho de fisura, el límite de fluencia del acero por cortante debe ser $\leq 4200 \text{ kg/cm}^2$, y si se usa malla electrosoldada debe ser $\leq 5500 \text{ kg/cm}^2$.

El (ACI 318S-08, 2008, pág. 173) fija los límites para el espaciamiento del refuerzo de cortante:

| Elementos pretensados | Separación máxima (s) |
|---|---------------------------------------|
| Refuerzo colocado perpendicularmente al eje del elemento. | $\leq 0.75 h$ $\leq 60 \text{ cm}$ |
| Si: $V_s > 1.1\sqrt{f'c}b_w d$ | Deben reducirse a la mitad |

Tabla 16 Separaciones máximas en elementos pretensados .

Fuente: (ACI 318S-08, 2008, pág. 173).

3.3.1.2.1 Refuerzo mínimo por cortante

Para saber si es necesario colocar refuerzo mínimo por cortante, debe cumplir:

$$V_n > 0.5\phi V_u \quad \text{(Ecuación 48)}$$

Es decir, si V_u/ϕ no supera el 50% de la resistencia del hormigón por sí solo, no es necesario refuerzo alguno por cortante.

El refuerzo mínimo por cortante para los elementos preesforzados, se calcula:

$$A_{v,min} = 0.2\sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}} \left[\begin{array}{l} \geq \frac{3.5b_w s}{f_{yt}} \\ \geq \frac{A_p f_{pu} s}{80 f_{yt} d} \sqrt{\frac{d}{b_w}} \end{array} \right. \quad (\text{Ecuación 49})$$

El término $\geq \frac{A_p f_{pu} s}{80 f_{yt} d} \sqrt{\frac{d}{b_w}}$ es para los elementos preesforzados, cuya fuerza de preesfuerzo efectiva (luego de pérdidas) no sea menor al 40% de la resistencia a la tracción del acero de flexión.

3.3.1.2.2 Fuerza cortante horizontal

Cuando se tiene diseños de elementos compuestos, se supone que estos trabajan como un solo elemento, por lo tanto, se debe asegurar que exista una transferencia total de fuerzas de cortante horizontal entre las dos superficies que conforman el elemento compuesto.

El código establece que el diseño de las secciones transversales sometidas a cortante horizontal debe basarse en (ACI 318S-08, 2008, pág. 290):

$$V_{nh} = 0.55bd_p \quad (\text{Ecuación 50})$$

Si la ecuación 42 es mayor a V_u/ϕ , cumple, y por lo tanto no es necesario colocar estribos que lleguen hasta la losa, pero debe de hacerse la superficie de contacto rugosa entre la viga y la losa.

Si la ecuación 42 es menor a V_u/ϕ , no cumple, entonces debe de diseñarse conectores de cortante, de acuerdo a lo que establece el (ACI 318S-08, 2008, pág. 289 a 292).

3.3.1.3 Camber y deflexiones

El camber (δ) o contraflecha inicial se presenta en los elementos de hormigón pretensados, debido a la compresión excéntrica que generan los cables al momento de ser cortados (fuerza de preesfuerzo).

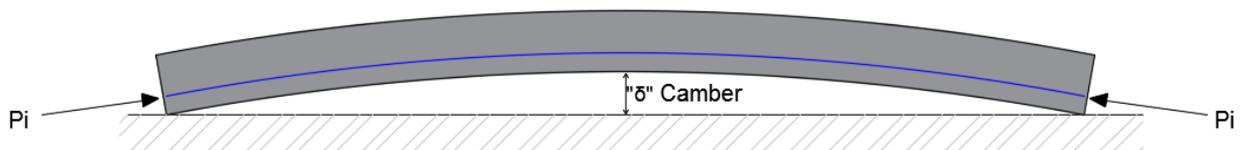


Figura 61 Camber o contraflecha en elementos preesforzados.

Fuente: (Ing. Fabián Carrasco Castro, 2010, pág. 151).

Si el camber de una estructura no es evaluado con anticipación, puede generar deformaciones o flechas demasiado grandes, afectando considerablemente los resultados finales para el cual fue diseñada la estructura.

El camber medido (al momento de cortar los cables) y el del diseño pueden tener una variación máxima de 2 cm, caso contrario se debe de volver a revisar todo el cálculo y el método constructivo para determinar la falla. El

(PCI desing handbook, 1999, págs. 8-4) determina una tabla en donde considera las variaciones del camber entre el medido y el calculado para diversos elementos estructurales.

| Elementos estructurales | Variación del camber entre el medido y calculado | Variación máxima permitida |
|---|---|-----------------------------------|
| Vigas Doble T Vigas T Vigas en general Losas | ± 0.64 cm, por cada 305 cm de longitud. | ± 1.91 cm |
| Vigas I | ± 0.32 cm, por cada 30.5 cm de longitud. | ± 2.50 cm |
| Vigas de edificios | - | ± 1.91 cm |
| Vigas en cajón | - | ± 1.27 cm |

Tabla 17 Variaciones máximas entre el camber medido y el calculado.

Fuente: (Ing. Fabián Carrasco Castro, 2010, pág. 152).

El código establece en función a la luz del tipo de elemento estructural las deflexiones máximas admisibles calculadas (ACI 318S-08, 2008, pág. 131).

| Tipo de elemento | Deflexión considerada | Límite de deflexión |
|---|---|----------------------------|
| Cubiertas planas que no soporten ni estén ligadas a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes. | Deflexión inmediata debida a la carga viva. | L/180 |

| | | |
|--|--|-------|
| Entrepisos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes. | Deflexión inmediata debida a la carga viva. | L/360 |
| Sistema de entrepiso o cubierta que soporte o esté ligado a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes. | La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deflexión a largo plazo debida a todas las cargas permanentes, y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional). | L/480 |
| Sistema de entrepiso o cubierta que soporte o esté ligado a elementos no estructurales no susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes | | L/240 |

Tabla 18 Deflexiones máximas admisibles calculadas (ACI).

Fuente: (Ing. Fabián Carrasco Castro, 2010, pág. 131).

Se usa la siguiente tabla para calcular el camber con distintas trayectorias del cable de pretensar, ya sean con torones curvos o rectos, o con puntos de inflexión.

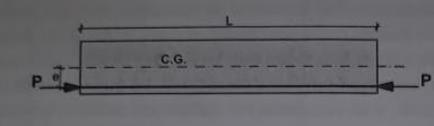
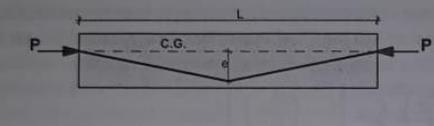
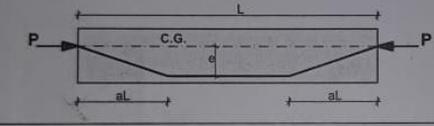
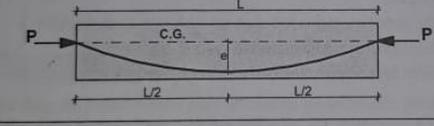
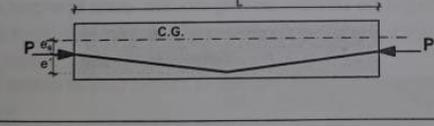
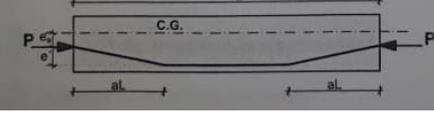
| POSICIÓN DE LAS FUERZAS DE PRETENSAR : P | CAMBER + ↑ |
|---|--|
|  | $\Delta = \frac{PeL^2}{8EI}$ |
|  | $\Delta = \frac{PeL^2}{12EI}$ |
|  | $\Delta = \frac{(3-4a^2)PeL^2}{24EI}$ |
|  | $\Delta = \frac{5}{48} \frac{PeL^2}{EI}$ |
|  | $\Delta = \frac{Pe_0L^2}{8EI} + \frac{Pe'L^2}{12EI}$ |
|  | $\Delta = \frac{Pe_0L^2}{8EI} + \frac{(3-4a^2)Pe'L^2}{24EI}$ |

Figura 62 Formulas para obtener el camber.

Fuente: (Ing. Fabián Carrasco Castro, 2010, pág. 155).

Donde:

P = fuerza inicial de tesado menos las pérdidas instantáneas. Entre 5% y 10%.

3.3.1.3.1 Método de los multiplicadores para estimar deflexiones a largo plazo

Este método es establecido por el (PCI desing handbook, 1999, págs. 4-71, 4-72) que consiste en multiplicar un factor por las deformaciones iniciales, para así obtener el camber y las deflexiones por cargas permanentes a lo largo del tiempo. Los factores son:

| | Sin losa sobre el elemento pretensado C_1 | Con losa sobrepuesta (diseño compuesto) C_1 |
|--|---|---|
| Al momento de izar el elemento. | | |
| 1. Deflexión (hacia abajo), este componente es para la deflexión elástica debida al peso del elemento al momento de cortar los cables. | 1.85 | 1.85 |
| 2. Camber (hacia arriba), este componente es para el camber elástico debido a la fuerza de preesfuerzo al momento de cortar los cables. | 1.80 | 1.80 |
| Final: | | |
| 3. Deflexión (hacia abajo), este componente es para la deflexión elástica debida al peso del elemento al momento de cortar los cables. | 2.70 | 2.40 |
| 4. Camber (hacia arriba), este componente es para el camber elástico debido a la fuerza de preesfuerzo al momento de cortar los cables. | 2.45 | 2.20 |
| 5. Deflexión (hacia abajo), es para la deflexión elástica debida a la carga muerta sobrepuesta. | 3.00 | 3.00 |
| 6. Deflexión (hacia abajo), es para la deflexión elástica debida al peso de la losa sobrepuesta (diseño compuesto). | - | 2.30 |

Tabla 19 Multiplicadores para obtener el camber y deflexiones a largo plazo.

Fuente: (PCI desing handbook, 1999).

Datos de la viga Doble “T” y materiales a utilizar

| Datos viga Doble “T” | cm |
|---|-----------|
| Ancho total | 200 |
| Espesor del patín superior | 10 |
| Altura total viga Doble “T” | 75 |
| Ancho inferior del nervio | 9 |
| Ancho superior del nervio | 18 |
| Distancia superior libre entre nervios | 82 |
| Longitud superior volado nervio | 41 |
| Espesor losa fundida in-situ | 5 |
| Altura de los nervios | 65 |
| Luz de la viga (m) | 17.34 |
| Carga Viva (kg/m ²) | 415 |
| Carga muerta adicional (kg/m ²) | 200 |

Tabla 20 Datos de la viga Doble “T”.**Fuente: Propia.**

| Materiales | Kg/cm² | |
|--------------------------|--------------------------|--|
| $f_c H^{\circ}P^{\circ}$ | 400 | Resistencia hormigón pretensado. |
| f'_{ci} | 300 | Resistencia hormigón al momento de cortar los cables. |
| $f_{ci} = 0.6 f'_{ci}$ | 180 | Compresión máxima permitida al cortar los cables. |
| $f_c = 0.45 f'_{ci}$ | 180 | Compresión máxima permitida durante la vida útil con cargas de servicio. |
| f_{pu} | 19000 | Resistencia a la rotura del torón de pretensado. |
| f_{py} | 17000 | Línea de fluencia del torón de pretensado. |
| $f_{pi} = 0.75 f_{pu}$ | 14250 | Tensión inicial en el torón, usualmente 0.75 de f_{pu} |

| | | |
|-----------------|---------|--|
| fpe | 10973 | Tensión efectiva final en torones, luego de pérdidas. Usualmente 0.77 de fpi. |
| Ep | 2000000 | Módulo de elasticidad del acero de pretensado. |
| f'c H° | 280 | Resistencia hormigón losa fundida in-situ. (min. 180 y max. 560 kg/cm ²) |
| f _{yf} | 5000 | Límite de fluencia acero en patín viga Doble T (5000kg/m ² electrosoldada). |
| f _{yc} | 4200 | Límite de fluencia acero colocado como estribos en alma de la viga Doble T. |
| f _y | 4200 | Límite de fluencia acero adicional en centro de la luz. |

Tabla 21 Propiedades de los materiales utilizados en la viga Doble “T”.

Fuente: Propia.

3.3.2.1 Diseño a flexión.

“Sección Bruta”

- Área total de torones de ½ pulg:

$$A_{torones} = (6 * 0.9871) * 2$$

$$A_{torones} = 11.85 \text{ cm}^2$$

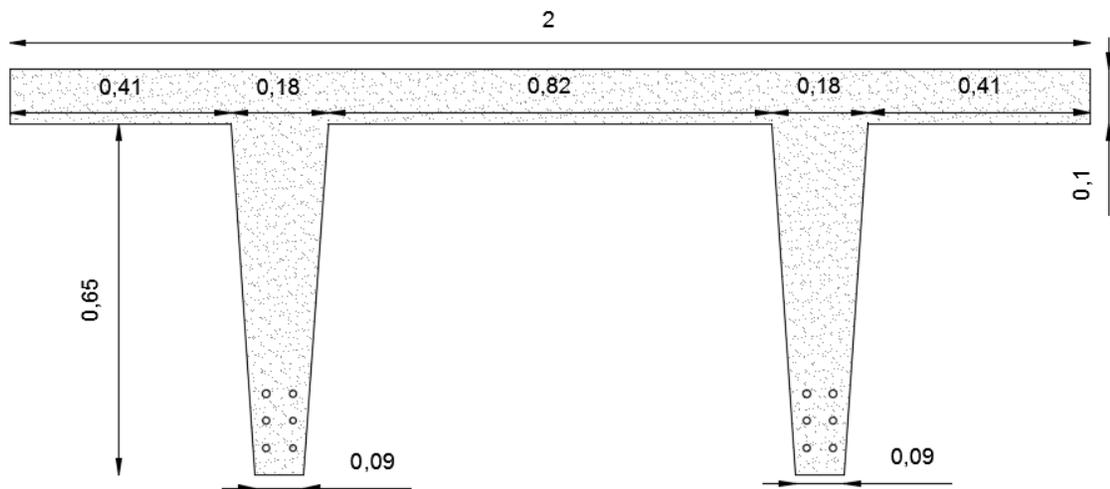


Figura 64 Viga Doble “T” con torones.

Fuente: Propia.

- Fuerza de tensado inicial del acero:

$$P_i = 14250 * 11.85$$

$$P_i = 168794 \text{ kg/cm}$$

- Área de la sección transversal de la viga Doble T:

$$A_c = 200 * 10 + \left(\frac{9 + 18}{2}\right) * 65 * 2$$

$$A_c = 3755 \text{ cm}^2$$

- Centro de gravedad:

$$C.G. = \frac{\left(200 * 10 * \left(65 + \frac{10}{2}\right)\right) + 2 * \left(9 * 65 * \frac{65}{2} + (18 - 9) * \frac{65}{2} * \frac{2}{3} * 65\right)}{3755}$$

$$C.G. = 54.16 \text{ cm}$$

- Distancia del C.G. a la fibra superior de la sección:

$$c_t = 75 - 54.16$$

$$c_t = 20.84 \text{ cm}$$

- Distancia del C.G. a la fibra superior de la sección:

$$c_b = 54.16 \text{ cm}$$

- Distancia del centroide de acero, a la fibra extrema de compresión:

$$d = 10 \text{ cm}$$

- Excentricidad:

$$e = 54.16 - 10$$

$$e = 44.16 \text{ cm}$$

- Momento de Inercia:

$$I = \frac{200 * 10^3}{12} + 200 * 10 * \left(75 - \frac{10}{2} - 54.16\right)^2 + 2 * \left[\frac{9 * 65^3}{12} + 9 * 65 * \left(54.16 - \frac{65}{2}\right)^2 + \frac{(18 - 9) * 65^3}{36} + \frac{(18 - 9) * 65}{2} * \left(\frac{2}{3} * 65 * 54.16\right)^2 \right]$$

$$I = 1685212 \text{ cm}^4$$

- Radio de giro de la sección al cuadrado:

$$r^2 = \frac{1685212}{3755}$$

$$r^2 = 448.791 \text{ cm}^2$$

- Peso propio:

$$W_D = 2400 * \frac{3755}{100^2}$$

$$W_D = 901.2 \text{ kg/m}$$

- Módulo resistente de la sección, con respecto a la fibra superior:

$$S^t = \frac{1685212}{20.84}$$

$$S^t = 80869 \text{ cm}^3$$

- Módulo resistente de la sección, con respecto a la fibra inferior:

$$S_b = \frac{1685212}{54.16}$$

$$S_b = 31115 \text{ cm}^3$$

Comportamiento al momento de cortar los cables.

- Momento flector por peso propio:

$$M_D = \frac{901.2 * 17.34^2}{8}$$

$$M_D = 33871.11 \text{ kg.m}$$

- Tensiones en centro de la luz:

- Esfuerzo en la fibra superior:

$$f^t = -\frac{168794}{3755} * \left(1 - \frac{44.16 * 20.84}{448.791}\right) - \frac{33871.11 * 100}{80869}$$

$$f^t = 5.34 \text{ kg/cm}^2 < 0.80\sqrt{f'c}$$

$$5.34 \text{ kg/cm}^2 < 0.80\sqrt{300}$$

$$5.34 \text{ kg/cm}^2 < 13.86 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{"CUMPLE"}$$

- Esfuerzo en la fibra inferior:

$$f_b = -\frac{168794}{3755} * \left(1 + \frac{44.16 * 54.16}{448.791}\right) + \frac{33871.11 * 100}{31115}$$

$$f_b = -175.66 \text{ kg/cm}^2 > -0.60f'c$$

$$-175.66 \text{ kg/cm}^2 > -0.60 * 300$$

$$-175.66 \text{ kg/cm}^2 > -180 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{"CUMPLE"}$$

- Tensiones en los extremos de la viga (en los apoyos):

- Esfuerzo en la fibra superior:

$$f^t = -\frac{168794}{3755} * \left(1 - \frac{44.16 * 20.84}{448.791}\right)$$

$$f^t = 47.22 \text{ kg/cm}^2 < 1.60\sqrt{f'c}$$

$$47.22 \text{ kg/cm}^2 < 1.60\sqrt{300}$$

$$47.22 \text{ kg/cm}^2 < 27.71 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{"NO CUMPLE"}$$

- Esfuerzo en la fibra inferior:

$$f_b = -\frac{168794}{3755} * \left(1 + \frac{44.16 * 54.16}{448.791}\right)$$

$$-284.52 \text{ kg/cm}^2 > -0.60f'c$$

$$-284.52 \text{ kg/cm}^2 > -0.60 * 300$$

$$-284.52 \text{ kg/cm}^2 > -180 \text{ kg/cm}^2 \text{ "NO CUMPLE"}$$

Como se observa los esfuerzos de tracción calculada en los extremos de la viga supera los límites establecidos por el ACI, por lo tanto, se debería de colocar acero adicional en la zona de tracción. Pero se optará por la solución más económica, en la cual se forrará dos cables en cada nervio.

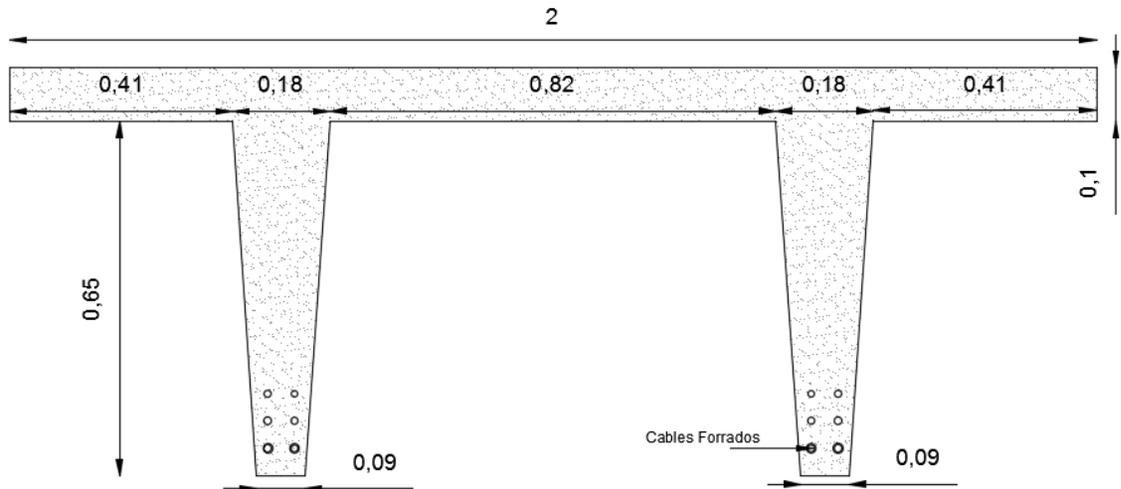


Figura 65 Viga Doble "T" con torones forrados.

Fuente: Propia.

- Distancia del centro de gravedad de los torones a la parte inferior del nervio:

$$d = 10 \text{ cm}$$

- Área total de torones de ½ pulg:

$$A_{\text{torones}} = (4 * 0.9871) * 2$$

$$A_{\text{torones}} = 7.90 \text{ cm}^2$$

- Fuerza de tensado inicial del acero:

$$P_i = 14250 * 7.90$$

$$P_i = 112529 \text{ kg/cm}$$

- Distancia del centroide de acero, a la fibra extrema de compresión:

$$d = 12.5 \text{ cm}$$

- Excentricidad:

$$e = 54.16 + 12.5$$

$$e = 41.66 \text{ cm}$$

- Tensiones en centro de la luz:

- Esfuerzo en la fibra superior:

$$f^t = -\frac{112529}{3755} * \left(1 - \frac{41.66 * 20.84}{448.791}\right) - \frac{33871.11 * 100}{80869}$$

$$f^t = -13.88 \text{ kg/cm}^2 < 0.80\sqrt{f'c}$$

$$-13.88 \text{ kg/cm}^2 < 0.80\sqrt{300}$$

$$-13.88 \text{ kg/cm}^2 < 13.86 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{"CUMPLE"}$$

- Esfuerzo en la fibra inferior:

$$f_b = -\frac{112529}{3755} * \left(1 + \frac{41.66 * 54.16}{448.791}\right) + \frac{33871.11 * 100}{31115}$$

$$f_b = -71.78 \text{ kg/cm}^2 > -0.60f'_c$$

$$-71.78 \text{ kg/cm}^2 > -0.60 * 300$$

$$-71.78 \text{ kg/cm}^2 > -180 \text{ kg/cm}^2 \text{ "CUMPLE"}$$

- Tensiones en los extremos de la viga (en los apoyos):

- Esfuerzo en la fibra superior:

$$f^t = -\frac{112529}{3755} * \left(1 - \frac{41.66 * 20.84}{448.791}\right)$$

$$f^t = 28 \text{ kg/cm}^2 < 1.60\sqrt{f'_c}$$

$$28 \text{ kg/cm}^2 < 1.60\sqrt{300}$$

$$28 \text{ kg/cm}^2 \approx < 27.71 \text{ kg/cm}^2 \text{ "CUMPLE"}$$

- Esfuerzo en la fibra inferior:

$$f_b = -\frac{112529}{3755} * \left(1 + \frac{41.66 * 54.16}{448.791}\right)$$

$$f_b = -180.64 \text{ kg/cm}^2 > -0.60f'_c$$

$$-180.64 \text{ kg/cm}^2 > -0.60 * 300$$

$$-180.64 \text{ kg/cm}^2 \approx -180 \text{ kg/cm}^2 \text{ "CUMPLE"}$$

Comportamiento al momento de colocar carga muerta sobre el elemento pretensado

Se supone que ya se han producido pérdidas en los cables.

Se supone la losa es sin apuntalamiento.

- Área topping o losa fundida in-situ:

$$A_{ctopping} = 2400 * \left(\frac{1000}{100^2}\right)$$

$$A_{ctopping} = 240 \text{ kg/m}$$

- Momento del topping:

$$M_{Dtopping} = \frac{240 * 17.34^2}{8}$$

$$M_{Dtopping} = 9020.27 \text{ kg.m}$$

- Fuerza de tensado efectiva, después de ocurrido las pérdidas:

$$P_e = 10973 * 11.85$$

$$P_e = 129977 \text{ kg}$$

- Tensiones en centro de la luz:

- Esfuerzo en la fibra superior:

$$f^t = -\frac{129977}{3755} * \left(1 - \frac{44.16 * 20.84}{448.791}\right) - \frac{(33871.11 + 920.27) * 100}{80869}$$

$$f^t = -16.68 \text{ kg/cm}^2 > -0.60 f'c$$

$$-16.68 \text{ kg/cm}^2 > -0.60 * 300$$

$$-16.68 \text{ kg/cm}^2 > -180 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{"CUMPLE"}$$

- Esfuerzo en la fibra inferior:

$$f_b = -\frac{12997}{3755} * \left(1 + \frac{44.16 * 54.16}{448.791}\right) + \frac{(33871.11 + 920.27) * 100}{31115}$$

$$f_b = -81.23 \text{ kg/cm}^2 < 0.80 \sqrt{f'c}$$

$$-81.23 \text{ kg/cm}^2 < 0.80 \sqrt{300}$$

$$-81.23 \text{ kg/cm}^2 < 13.86 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{"CUMPLE"}$$

Comportamiento bajo cargas de servicio

"Sección Compuesta"

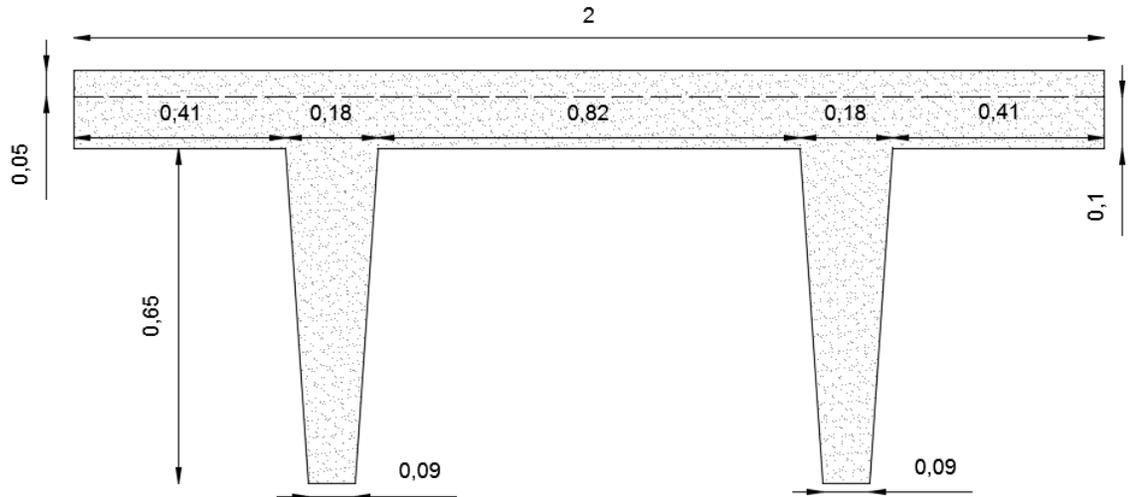


Figura 66 Viga Doble "T" compuesta.

Fuente: Propia.

- Corrección de acuerdo a la relación de los módulos de elasticidad del hormigón del topping y de la viga Doble "T":

$$n = \frac{15100\sqrt{280}}{15100\sqrt{400}}$$

$$n = 0.837$$

- Corrección del ancho de la viga:

$$b = 200 * 0.837$$

$$b = 167.33 \text{ cm}$$

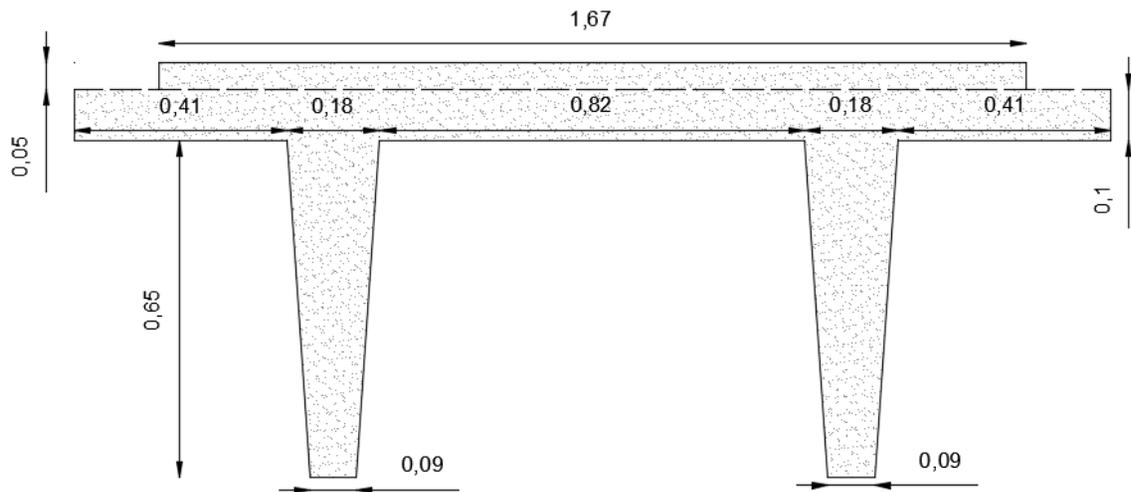


Figura 67 Viga Doble “T” compuesta y corregida con n.

Fuente: Propia.

- Área viga Doble “T” compuesta:

$$A_c = 3755 + (167.33 * 5)$$

$$A_c = 4591.66 \text{ cm}^2$$

- Centro de gravedad:

$$C.G. = 58.41 \text{ cm}$$

- Distancia del C.G. a la fibra superior de la sección:

$$c_t = 80 - 58.41$$

$$c_t = 21.59 \text{ cm}$$

- Distancia del C.G. a la fibra superior de la sección:

$$c_b = 58.41 \text{ cm}$$

- Excentricidad

$$e = 58.41 - 10$$

$$e = 48.41 \text{ cm}$$

- Inercia:

$$I = 2059646 \text{ cm}^4$$

- Radio de giro al cuadrado:

$$r^2 = 448.56 \text{ cm}^2$$

- Peso propio, sección compuesta:

$$W_D = 901.2 + 240$$

$$W_D = 1141.2 \text{ kg.m}$$

- Módulo resistente de la sección, con respecto a la fibra superior de la losa fundida:

$$S_{cs}^t = \frac{2059646}{21.59}$$

$$S_{cs}^t = 95415 \text{ cm}^3$$

- Módulo resistente de la sección, con respecto a la fibra superior losa pretensada:

$$S_c^t = \frac{2059646}{75 - 58.41}$$
$$S_c^t = 124178 \text{ cm}^3$$

- Módulo resistente de la sección, con respecto a la fibra inferior losa pretensada:

$$S_{cb} = \frac{2059646}{58.41}$$
$$S_{cb} = 35260 \text{ cm}^3$$

- Tensiones en el centro de la luz:

- Momento por carga viva:

$$M_L = \frac{(415 * 2) * 17.34^2}{8}$$

$$M_L = 31195.1 \text{ kg.m}$$

- Momento por cargas muertas adicionales:

$$M_{Dadic} = \frac{(200 * 2) * 17.34^2}{8}$$

$$M_{Dadic} = 15033.8 \text{ kg.m}$$

- Momentos máximo total de la carga sobrepuesta:

$$M = 31195.1 + 15033.8$$

$$M = 46228.87 \text{ kg.m}$$

- Momentos en todo el ancho de la viva Doble "T":

$$\Sigma M = 33871.11 + 9020.27 + 31195.1 + 15033.8$$

$$\Sigma M = 89120 \text{ kg.m}$$

- Esfuerzo en la fibra superior de la losa fundida in-situ:

$$f^{ts} = -\frac{(31195.1 + 15033.8) * 100}{95415}$$

$$f^{ts} = -48.45 \text{ kg/cm}^2 \geq -0.45 f'c$$

$$-48.45 \text{ kg/cm}^2 \geq -0.45 * 280$$

$$-48.45 \text{ kg/cm}^2 \geq -126 \text{ kg/cm}^2 \text{ "CUMPLE"}$$

- Esfuerzo en la fibra superior de viga Doble "T":

$$f^t = -16.68 - \frac{46228.87 * 100}{124178}$$

$$f^t = -53.90 \text{ kg/cm}^2 > -0.45 f'c$$

$$-53.90 \text{ kg/cm}^2 > -0.45 * 400$$

$$-53.90 \text{ kg/cm}^2 > -180 \text{ kg/cm}^2$$

- Esfuerzo en la fibra inferior de viga Doble "T":

$$f_b = -81.23 + \frac{46228.87 * 100}{35260}$$

$$f_b = 49.88 \text{ kg/cm}^2 < 2\sqrt{f'c}$$

$$49.88 \text{ kg/cm}^2 < 2\sqrt{400}$$

$$49.88 \text{ kg/cm}^2 < 40 \text{ kg/cm}^2$$

Como no cumplió, se colocará acero adicional en el centro de la luz. El acero que se colocará es de 12 mm en cada nervio.

$$A_s = \frac{\pi * 1.2^2}{4} * 2$$

$$A_s = 2.26 \text{ cm}^2$$

- Por lo tanto, la distancia del centroide del acero adicional a la parte inferior del nervio:

$$d_2 = 5 \text{ cm}$$

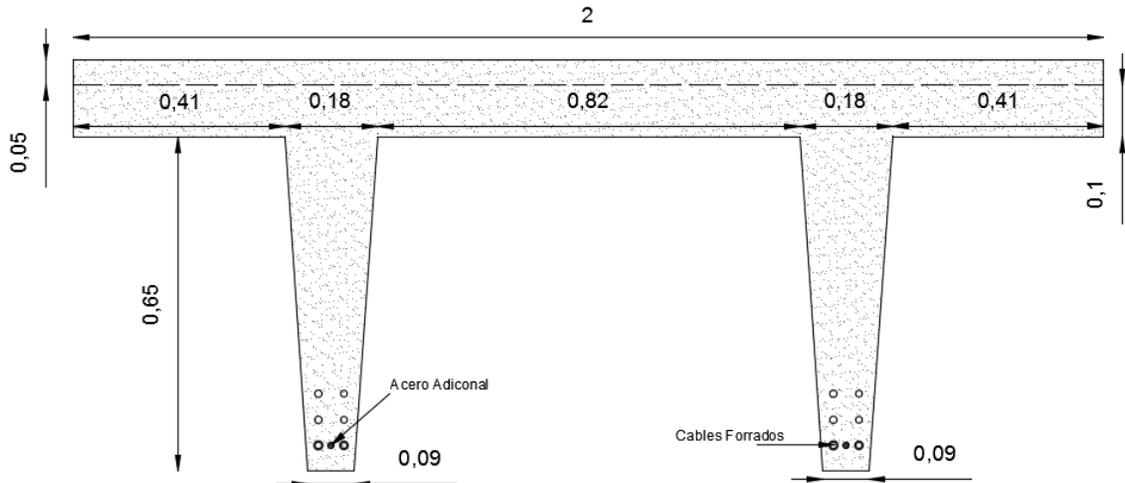


Figura 68 Viga Doble “T” con acero adicional a tracción.

Fuente: Propia.

Diseño a flexión en resistencia última y ductilidad

- Carga última:

$$Carga \text{ Última} = 1.2 * (1141.2 + 400) + 1.6 * 830$$

$$Carga \text{ Última} = 3177.44 \frac{kg}{m}$$

- Momento último:

$$Mu = \frac{3177.44 * 17.34^2}{8}$$

$$Mu = 119422 \text{ kg.m}$$

- Momento de diseño:

$$Md = \frac{119422}{0.9}$$

$$Md = 132691 \text{ kg.m}$$

- Cálculo de β_1 :

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 * \left(\frac{280 - 280}{70} \right)$$

$$\beta_1 = 0.85$$

- Cálculo de “a” para ver si trabaja como viga rectangular:

$$a = \frac{11.85 * 17000}{0.85 * 280 * 200}$$

$$a = 4.23 \text{ cm}$$

- Posición de la línea neutra:

$$c = \frac{4.23}{0.85} < hf$$

$$c = 4.98 \text{ cm} < 15 \text{ cm}$$

∴ "TRABAJA COMO VIGA RECTANGULAR, EJE NUETRO EN EL PATÍN"

- Momento nominal resistente:

$$Mn = \frac{11.85 * 17000 * \left(75 + 5 - 10 - \frac{4.23}{2} \right) + 2.26 * 4200 * \left(75 + 5 - 5 - \frac{4.23}{2} \right)}{100}$$

$$Mn = 143623 \text{ kg.m} > Md$$

$$143623 \text{ kg.m} > 132691 \text{ kg.m} \quad \text{"CUMPLE"}$$

Acero mínimo en una sección de hormigón pretensado.

- Momento de fisuración según el ACI.

$$M_{cr} = \frac{2 * \sqrt{400} * 35260 + 129977 * \left(48.41 + \frac{448.56}{58.41}\right)}{100}$$

$$M_{cr} = 87008 \text{ kg.m}$$

$$\frac{M_n}{M_{cr}} \geq 1.20$$

$$\frac{143623}{87008} \geq 1.20$$

$$1.65 \geq 1.20 \quad \text{"CUMPLE"}$$

- Momento de fisuración según el PCI:

$$M_{cr} = \frac{35260 * \left(\frac{129977}{3755} + 129977 * \frac{44.16}{31115} + 2 * \sqrt{400}\right) - 33871.11 * \left(\frac{35260}{31115} - 1\right)}{100}$$

$$M_{cr} = 91306 \text{ kg.m}$$

$$\frac{M_n}{M_{cr}} \geq 1.20$$

$$\frac{143623}{91306} \geq 1.20$$

$$1.57 \geq 1.20 \quad \text{"CUMPLE"}$$

3.3.2.2 Diseño por Cortante.

- Fuerza cortante máxima en el apoyo:

$$V = \frac{(1141.2 + 400 + 830) * 17.34}{2}$$

$$V = 20558.3 \text{ kg}$$

- Fuerza cortante última (mayorada):

$$Vu = \frac{(1.2 * (1141.2 + 400) + 1.6 * 830) * 17.34}{2}$$

$$Vu = 27548.4 \text{ kg}$$

- Cortante de diseño o nominal:

$$Vn = \frac{27548.4}{0.75}$$

$$Vn = 36731.21 \text{ kg}$$

- Resistencia nominal al cortante en una sección debida al hormigón (ACI):

$$V_c = \left(0.16 * 1 * \sqrt{400} + 49 * \left(\frac{27548.4 * (75 - 10)}{119422 * 100} \right) \right) * \frac{9 + 18}{2} * 2 * (75 - 10)$$

$$V_c = 18510.29 \text{ kg}$$

Pero:

$$V_c = 18510.29 \text{ kg} \leq 1.33 * 1 * \sqrt{400} * \frac{9 + 18}{2} * 2 * (75 - 10)$$

$$18510.29 \text{ kg} \leq 46683 \text{ kg} \text{ "NO CUMPLE"}$$

$$18510.29 \text{ kg} \geq 0.53 * 1 * \sqrt{400} * \frac{9 + 18}{2} * 2 * (75 - 10)$$

$$18510.29 \text{ kg} \geq 18603 \text{ kg} \text{ "NO CUMPLE"}$$

Como $18603 \text{ kg} > 18510.29 \text{ kg} \therefore V_c = 18603 \text{ kg}$ “Se requiere estribos o malla electrosoldada en el alma por cortante perpendicular al eje del elemento”.

- Resistencia nominal al cortante en una sección (cortante de estribos):

$$V_s = \frac{27548.4 - 0.75 * 18603}{.75} < V_{smax}$$

$$18128.21 \text{ kg} < 2.2 * \sqrt{400} * \frac{9 + 18}{2} * 2 * (75 - 10)$$

$$18128.21 \text{ kg} < 77220 \text{ kg} \text{ "CUMPLE"}$$

- Espaciamiento del refuerzo perpendicular al eje del elemento:

Según el ACI:

$$\rightarrow s \leq 0.75 * 75$$

$$s \leq 56.25 \text{ cm}$$

Pero no mayor a: $\rightarrow s \leq 60 \text{ cm}$

\therefore Escogemos un espaciamento de: $s = 10 \text{ cm}$

- Área de acero por cortante en una sección (de las 2 ramas):

$$A_v = \frac{18128.21 * 10}{4200 * (75 - 10)}$$

$$A_v = 0.66 \text{ cm}^2$$

Refuerzo mínimo por cortante para los elementos preesforzados.

$$A_{v,min} = 0.2 * \sqrt{400} * \frac{\left(\frac{9 + 18}{2} * 2\right) * 10}{4200}$$

$$A_{v,min} = 0.26 \text{ cm}^2$$

Pero:

$$A_v \geq A_{v,min}$$

$$0.66 \text{ cm}^2 \geq 0.26 \text{ cm}^2 \quad \text{"CUMPLE"}$$

∴ El área en cada nervio es de 0.33 cm^2 y se colocará una malla electrosoldada en cada nervio de $\text{Ø}10\text{mm}@10\text{cm}$ (área = 0.785 cm^2), ya que el acero mínimo para cortante es de 10 mm.

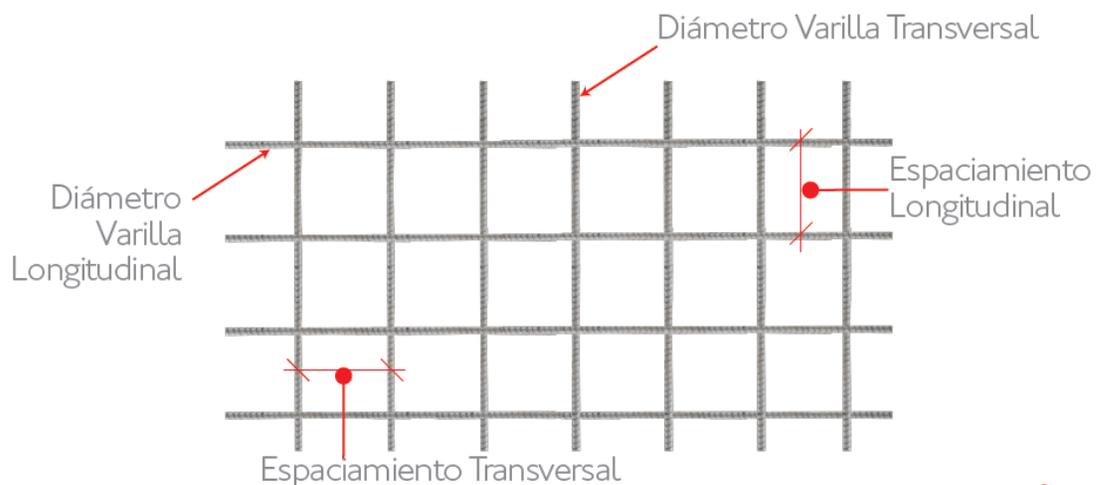


Figura 69 Malla electrosoldada.

Fuente: (ADELCA, 2012, pág. 16).

Cortante horizontal, sección compuesta (losa fundida in-situ)

$$V_{nh} = 5.5 * 200 * 70 > V_n = 36731.21 \text{ kg}$$

$$V_{nh} = 77000 \text{ kg}$$

$$77000 \text{ kg} > 36731.21 \text{ kg} \quad \text{"CUMPLE"}$$

∴ No es necesario colocar estribos que lleguen hasta la losa, pero con la superficie de contacto rugosa entre la viga y la losa.

3.3.2.3 Camber y Deflexiones

- Camber al momento de cortar los cables:
 - Deflexión debida solamente a los cables pretensado (hacia arriba):

$$\Delta \uparrow = \frac{P_i * e * L^2}{8 * E_{ci} * I}$$

$$\Delta \uparrow = \frac{168794 * 44.16 * (17.34 * 100)^2}{8 * 302000 * 1685212}$$

$$\Delta \uparrow = 5.51 \text{ cm}$$

- Deflexión debida solamente al peso propio (hacia abajo):

$$\Delta \downarrow = - \frac{5 * W_D * L^4}{384 * E_{ci} * I}$$

$$\Delta \downarrow = - \frac{5 * \left(\frac{901.2}{100} \right) * (17.34 * 100)^4}{384 * 302000 * 1685212}$$

$$\Delta \downarrow = -2.084 \text{ cm}$$

∴ Camber al momento de cortar los cables:

$$\delta = 5.51 - 2.804$$

$$\delta = 3.4204 \text{ cm}$$

- Deflexiones por las cargas de servicio y la losa:

- Debido a la losa fundida in-situ:

$$\Delta \downarrow = - \frac{5 * W_D * L^4}{384 * E_{ci} * I}$$

$$\Delta \downarrow = - \frac{5 * \left(\frac{240}{100} \right) * (17.34 * 100)^4}{384 * 252671 * 2059646}$$

$$\Delta \downarrow = -0.5429 \text{ cm}$$

- Debido a la carga muerta:

$$\Delta \downarrow = - \frac{5 * W_D * L^4}{384 * E_{ci} * I}$$

$$\Delta \downarrow = - \frac{5 * \left(\frac{200}{10000} \right) * (17.34 * 100)^4}{384 * 252671 * 2059646}$$

$$\Delta\downarrow = -0.0045 \text{ cm}$$

- Debido a la carga viva:

$$\Delta\downarrow = -\frac{5 * W_D * L^4}{384 * E_{ci} * I}$$

$$\Delta\downarrow = -\frac{5 * \left(\frac{415}{10000}\right) * (17.34 * 100)^4}{384 * 252671 * 2059646}$$

$$\Delta\downarrow = -0.0094 \text{ cm}$$

- ∴ Deflexión por las cargas de servicio:

$$\Delta\downarrow = -0.5429 + (-0.0045) + (-0.0094)$$

$$\Delta\downarrow = -0.5568 \text{ cm}$$

- Camber cuando se iza la viga; por el método de los multiplicados dado por el PCI:

- Deflexión debida solamente a los cables pretensado (hacia arriba):

$$\Delta\uparrow = 5.51 * 1.80$$

$$\Delta\uparrow = 9.92 \text{ cm}$$

- Deflexión debida solamente al peso propio (hacia abajo):

$$\Delta\downarrow = -2.084 * 1.85$$

$$\Delta\downarrow = -3.86 \text{ cm}$$

∴ Camber al momento de izar el elemento:

$$\delta = 9.92 - 3.86 - 0.5429$$

$$\delta = 5.52 \text{ cm}$$

- Deflexión inicial con cargas de servicio y losa (si se instalara o fundiera de inmediato la losa):

-

$$\Delta = 3.4204 + (-0.5568)$$

$$\Delta = 2.8636 \text{ cm}$$

- Disminución del Camber después de 30 días (debido a las pérdidas de preesfuerzo):

$$\delta = \delta_{al \text{ cortar cables}} * \left(\frac{P_i - P_e}{P_i} \right)$$

$$\delta = 3.4203 * \left(\frac{168794 - 129977}{168794} \right)$$

$$\delta = 0.7867 \text{ cm}$$

∴ La deflexión final sería:

$$\Delta = \delta_{al \text{ cortar cables}} + \Delta_{por \text{ cargas de servicio}} - \delta_{después \text{ de los 30 días}}$$

$$\Delta = 3.4204 + (-0.5568) - 0.7867$$

$$\Delta = 2.0769 \text{ cm} \quad \text{"El valor es positivo,} \\ \therefore \text{flecha hacia arriba (Camber)"}$$

Pero el ACI establece las deflexiones máximas permitidas:

$$2.0769 \text{ cm} < \frac{L}{240} \quad \text{"Para cubiertas, soportando elementos estructurales"}$$

$$2.0769 \text{ cm} < \frac{17.34 * 100}{240}$$

$$2.0769 \text{ cm} < 7.225 \text{ cm} \quad \text{"CUMPLE"}$$

$$2.0769 \text{ cm}$$

$$< \frac{L}{480} \quad \text{"Para cubiertas, soportando elementos no estructurales"}$$

$$2.0769 \text{ cm} < \frac{17.34 * 100}{480}$$

$$2.0769 \text{ cm} < 3.6125 \text{ cm} \quad \text{"CUMPLE"}$$

Acero de la viga Doble "T" en sentido transversal

- Análisis de momentos en el vano y volado de la viga con carga muerta:

- Volado:

$$M_{voM} = -\frac{q * L^2}{2}$$

$$M_{voM} = -\frac{\left[\left(\frac{15}{100} ** 2400\right) + 200\right] * \left(\frac{41}{100}\right)^2}{2}$$

$$M_{voM} = -47.07 \text{ kg.m}$$

- Vano:

$$M_{vaM} = \frac{q * L^2}{8} + M_{voM}$$

$$M_{vaM} = -\frac{\left[\left(\frac{15}{100} ** 2400\right) + 200\right] * \left(\frac{82}{100}\right)^2}{8} + (-47.07)$$

$$M_{vaM} = 0 \text{ kg.m}$$

- Análisis de momentos en el vano y volado de la viga con carga viva:

- Volado:

$$M_{voV} = -\frac{q * L^2}{2}$$

$$M_{voV} = -\frac{415 * \left(\frac{41}{100}\right)^2}{2}$$

$$M_{voV} = -34.88 \text{ kg.m}$$

- Vano:

$$M_{vaV} = \frac{q * L^2}{8} + M_{voV}$$

$$M_{vaV} = -\frac{415 * \left(\frac{82}{100}\right)^2}{8} + (-34.88)$$

$$M_{vaV} = 0 \text{ kg.m}$$

- Momentos últimos en el vano y el volado:

- Vano:

$$Mu_{va} = 1.2 * M_{vaM} + 1.6 * M_{vaV}$$

$$Mu_{va} = 1.2 * 0 + 1.6 * 0$$

$$Mu_{va} = 0 \text{ kg.m}$$

- Volado:

$$Mu_{vo} = 1.2 * M_{voM} + 1.6 * M_{voV}$$

$$Mu_{vo} = 1.2 * -47.07 + 1.6 * -34.88$$

$$Mu_{vo} = -112.29 \text{ kg.m}$$

• Acero necesario en el vano:

$$As_{vano} = \frac{\frac{hf}{2} - \sqrt{\left(\frac{hf}{2}\right)^2 - \left| \frac{Mu_{va}}{\emptyset} \right|}}{\frac{fyf}{\frac{\emptyset}{2} * f'c}}$$

Donde:

fyf = límite de fluencia del acero (malla electrosoldada) en el patín
5000 kg/cm².

$$\emptyset = 0.9$$

$$As_{vano} = \frac{\frac{10}{2} - \sqrt{\left(\frac{10}{2}\right)^2 - \left| \frac{0 * 100}{0.9} \right|}}{\frac{5000}{\frac{0.85}{2} * 400 * 100}}$$

$$As_{vano} = 0 \text{ cm}^2$$

- Acero necesario en el volado:

$$A_{s_{volado}} = \frac{\frac{hf}{2} - \sqrt{\left(\frac{hf}{2}\right)^2 - \left| \frac{Mu_{vo}}{\phi} \right|}}{\frac{fyf}{\frac{\phi}{4} * f'c}}$$

$$A_{s_{volado}} = \frac{\frac{10}{2} - \sqrt{\left(\frac{10}{2}\right)^2 - \left| \frac{-112.29 * 100}{0.9} \right|}}{\frac{5000}{\frac{0.85}{2} * 400 * 100}}$$

$$A_{s_{volado}} = 0.51 \text{ cm}^2$$

- Acero mínimo:

$$A_{s_{min}} = \frac{0.8 * \sqrt{f'c} * hf / 2}{fyf}$$

$$A_{s_{min}} = \frac{0.8 * \sqrt{400} * 100 * 10 / 2}{5000}$$

$$A_{s_{min}} = 1.6 \text{ cm}^2$$

Pero $A_{s_{min}}$ tiene que ser menor a lo siguiente:

$$\text{Si: } A_{S_{volado}} > A_{S_{vano}} \rightarrow A_{S_{volado}} * 1.333$$

$$\text{Si: } A_{S_{volado}} < A_{S_{vano}} \rightarrow A_{S_{vano}} * 1.333$$

$$\therefore A_{S_{min}} = 0.51 * 1.333$$

$$A_{S_{min}} = 0.68 \text{ cm}^2$$

\therefore El mínimo de los dos:

$$A_{S_{min}} = 0.68 \text{ cm}^2$$

Pero el $A_{S_{min}}$ no menor a:

$$A_{S_{min}} = \frac{1.4 * \frac{hf}{2}}{fyf}$$

$$A_{S_{min}} = \frac{1.4 * \frac{10}{2} * 100}{5000}$$

$$A_{S_{min}} = 0.14 \text{ cm}^2$$

$$0.68 \text{ cm}^2 > 0.14 \text{ cm}^2 \text{ "CUMPLE"}$$

Pero el $A_{S_{min}}$ no mayor a:

$$A_{S_{max}} = 0.025 * \frac{hf}{2}$$

$$A_{S_{max}} = 0.025 * \frac{10}{2} * 100$$

$$A_{S_{max}} = 12.5 \text{ cm}^2$$

$$0.68 \text{ cm}^2 < 12.5 \text{ cm}^2 \quad \text{"CUMPLE"}$$

- Acero mínimo por retracción y temperatura:

Como el límite de fluencia de la malla electrosoldada es mayor al límite de fluencia del acero:

$$5000 > 4200$$

∴

$$Ast_{min} = 0.018 * \frac{fy}{fyf} * hf$$

$$Ast_{min} = 0.0018 * \frac{4200}{5000} * 10 * 100$$

$$Ast_{min} = 1.51 \text{ cm}^2/m$$

∴ El acero que se utilizara en el patín de la viga Doble "T" es de 1,51 cm²/m.

- Separación del acero:

$$\text{Si: } 5 * hf > 45 \rightarrow s = 45 \text{ cm}$$

$$\text{Si: } 5 * hf < 45 \rightarrow s = 5 * hf$$

Entonces:

$$5 * 10 = 50 \text{ cm} > 45 \text{ cm} \quad \therefore \quad s = 45 \text{ cm}$$

Se colocará una malla electrosoldada de: Ø6mm@10cm (área = 2.83 cm²/m) en el centro del patín.

Adicionalmente se colocará una malla electrosoldada en la losa fundida in-situ sobre la viga Doble “T”.

$$Ast_{min} = 0.0018 * \frac{4200}{5000} * 5 * 100$$

$$Ast_{min} = 0.785 \text{ cm}^2$$

Separación:

$$s = 10 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se colocará la malla electrosoldada en la losa de $\text{Ø}10\text{mm}@10\text{cm}$ (área = 0.785 cm^2).

3.3.3 Superestructura de Hormigón Armado (Losa en volado en una dirección).

El diseño está basado en lo especificado por el (ACI 318S-14, 2014, pág. 91) y el (318R-11, 2012, pág. 50).

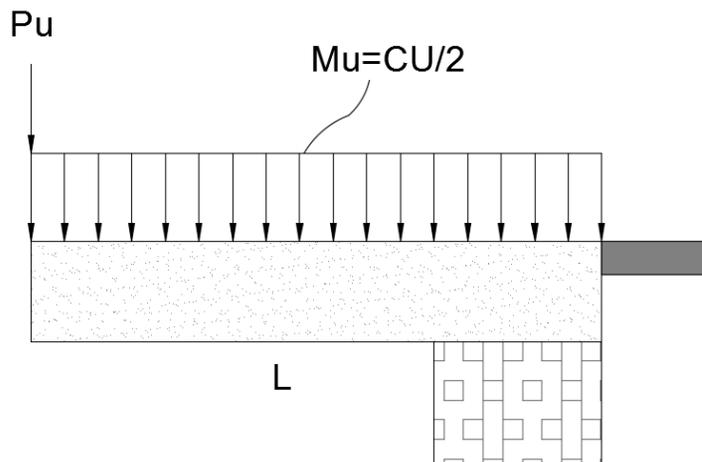


Figura 70 Viga cantilever.

Fuente: Propia.

3.3.3.1 Límites de diseño

Espesor mínimo de la losa

La losa no debe de tener un espesor menor a lo especificado por:

| Condición de apoyo | h_{min} |
|--------------------------|-----------|
| Simplemente apoyadas | $L/20$ |
| Un extremo continuo | $L/24$ |
| Ambos extremos continuos | $L/28$ |
| En voladizo | $L/10$ |

Tabla 22 Espesores mínimos de losas.

Fuente: (ACI 318S-14, 2014, pág. 92).

Recubrimiento mínimo

La (Norma Ecuatoriana De La Construcción, 2014, pág. 85) establece el recubrimiento de hormigón mínimo de 40 mm para superficies expuestas a la intemperie.

3.3.3.2 Diseño a flexión

El (318R-11, 2012, pág. 50) establece que para el diseño de losas unidireccionales cantilever, el momento último actuante debe ser calculado con la mitad de la carga distribuida sobre todo el volado y la otra mitad como una carga puntual en el extremo del volado. Todo para 1m de ancho de losa.

- Carga Última (resistencia requerida):

$$CU = 1.2 * CM + 1.6 * CV \quad (\text{Ecuación 52})$$

- Momento y Cortante en la Losa Cantilever:

- Momento Último:

$$Mu = -Pu * L - \frac{3}{4} * CU * L^2 \quad (\text{Ecuación 53})$$

Donde:

$$Pu = \frac{CU}{2} * L * 1m \text{ de ancho} \quad (\text{Ecuación 54})$$

- Acero principal negativo a flexión (acero superior):

$$As_- = \rho * b * d \quad (\text{Ecuación 55})$$

Donde:

$$\rho = 0.85 * \frac{f'_c}{Fy} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Mu}{0.85 * \emptyset * f'_c * b * d}} \right) \quad (\text{Ecuación 56})$$

$$b = 1m \text{ de ancho}$$

$$\emptyset = 0.9 \text{ "Para Flexión"}$$

$$d = h - \text{recubrimiento} \quad (\text{Ecuación 57})$$

Pero debe cumplir con:

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

$$\rho_{min} = 0.0018 \text{ "Para losas unidireccionales"}$$

$$\rho_{max} = \alpha * \beta_1 * \frac{f'_c}{F_y} * \frac{\epsilon'_c}{\epsilon'_c + \epsilon_y} \quad (\text{Ecuación 58})$$

Donde:

ϵ'_c = deformación unitaria del hormigón = 0.003.

ϵ'_y = deformación unitaria del acero = 0.005.

α = 0.85

β_1 = 0.85 "Para hormigón de 240 kg/cm²"

- Acero principal positivo a flexión (acero inferior):

$$A_{S_{min+}} = 0.0018 * b * d \quad (\text{Ecuación 59})$$

3.3.3.3 Diseño a cortante

- Fuerza de cortante último:

$$V_u = CU * L * 1m \text{ de ancho} \quad (\text{Ecuación 60})$$

Si:

$$V_u \leq \phi V_c \quad \text{"No se necesita acero por cortante"}$$

$$\phi = 0.75 \quad \text{"Para Cortante"}$$

- Resistencia nominal al cortante:

$$V_c = 0.17 * \lambda * \sqrt{f'_c} * b * d \quad (\text{Ecuación 61})$$

Donde:

$$\lambda = 1 \text{ "Para hormigones de peso normal" (ACI 318S-14, 2014, pág. 334)}$$

3.3.3.4 Acero por retracción y temperatura

El (ACI 318S-14, 2014, pág. 99) establece que el espaciamiento requerido del acero corrugado por retracción y temperatura no debe ser mayor a: 5h y 450mm.

3.3.4 Diseño estructural de la losa cantilever

- Datos de la losa:

Longitud del volado: 0.85 m.

Carga muerta adicional: 200 kg/m².

Carga viva: 415 kg/m².

Hormigón: 24 MPa o 240 kg/cm².

- Espesor mínimo de a losa:

$$h_{min} = \frac{L}{10}$$
$$h_{min} = \frac{0.85 * 100}{10}$$
$$h_{min} = 8.5 \text{ cm}$$

∴ Escogemos un espesor de:

$$h = 15 \text{ cm}$$

- Recubrimiento mínimo:

Según la (Norma Ecuatoriana De La Construcción, 2014, pág. 85):

$$\text{recubrimiento} = 4 \text{ cm}$$

De donde:

$$d = h - \text{recubrimiento}$$

$$d = 15 - 4$$

$$d = 11 \text{ cm}$$

- Diseño a Flexión:

- Carga muerta:

$$CM = \text{Carga muerta adicionala} + \text{Peso de la losa}$$

$$CM = 200 + (\delta_{\text{hormigón}} * h)$$

$$CM = 200 + (2400 * 0.15)$$

$$CM = 560 \text{ kg/m}^2$$

- Carga murta:

$$CV = 415 \text{ kg/m}^2$$

- Carga Última:

$$CU = 1.2 * 560 + 1.6 * 415$$

$$CU = 1336 \text{ kg/m}^2$$

$$CU = 13.36 \text{ kN/m}^2$$

- Carga puntual al extremo del volado:

$$Pu = \frac{13.36}{2} * 0.85 * 1$$

$$Pu = 5.678 \text{ kN}$$

- Momento último:

$$Mu = -5.678 * 0.85 - \frac{3}{4} * 13.36 * 0.85^2$$

$$Mu = -12.0658 \text{ kN.m}$$

- Acero negativo a flexión (acero superior):

$$\rho = 0.85 * \frac{240}{4200} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 12.0658 / 1000 \text{ Mpa}}{0.85 * 0.9 * 24 \text{ MPa} * 1 * 0.11^2}} \right)$$

$$\rho = 0.002714$$

Pero:

$$0.0018 \leq \rho \leq \rho_{max}$$

$$0.0018 \leq 0.002714 \leq \alpha * \beta_1 * \frac{f'_c}{F_y} * \frac{\epsilon'_c}{\epsilon'_c + \epsilon_y}$$

$$0.0018 \leq 0.002714 \leq 0.85 * 0.85 * \frac{240}{4200} * \frac{0.003}{0.003 + 0.005}$$

∴

$$0.0018 \leq 0.002714 \leq 0.0155 \quad \text{"CUMPLE"}$$

$$As_- = 0.002714 * 100 * 11$$

$$As_- = 2.985 \text{ cm}^2$$

$$\#varillas \emptyset 10 \text{ mm} = \frac{2.985}{0.7853}$$

$$\#varillas \emptyset 10 \text{ mm} = 3.80 \approx 4 \text{ varillas}$$

$$\text{Separación} = \frac{100 \text{ cm}}{3 \text{ espacios}} \quad \text{"Para 1 m de ancho"}$$

$$Separación = 33.33 \text{ cm}$$

Se colocará acero: 1Ø10mm@30cm.

- Acero positivo a flexión (acero inferior):

$$A_{S_{min+}} = 0.0018 * 100 * 11$$

$$A_{S_{min+}} = 1.98 \text{ cm}^2$$

$$\#varillas\text{Ø}10\text{mm} = \frac{1.98}{0.7853}$$

$$\#varillas\text{Ø}10\text{mm} = 2.52 \approx 3 \text{ varillas}$$

Se colocará acero: 1Ø10mm@20cm.

- Diseño a Cortante:

- Cortante Último:

$$V_u = 13.36 * .85 * 1$$

$$V_u = 11.356 \text{ kN}$$

- Resistencia nominal al cortante:

-

$$V_c = (0.17 * 1 * \sqrt{24\text{MPa}} * 1 * 0.11) * 1000$$

$$V_c = 91.62 \text{ kN}$$

Pero:

$$11.356 \text{ kN} \leq 0.75 * 91.62 \text{ kN}$$

$$11.356 \text{ kN} \leq 68.71 \text{ kN} \text{ "CUMPLE"}$$

Por lo tanto, no se necesita acero de refuerzo por cortante.

- Refuerzo por Retracción y Temperatura:
Según el (ACI 318S-14, 2014, pág. 99):

Se colocará acero: $1\text{Ø}10\text{mm}@20\text{cm}$.

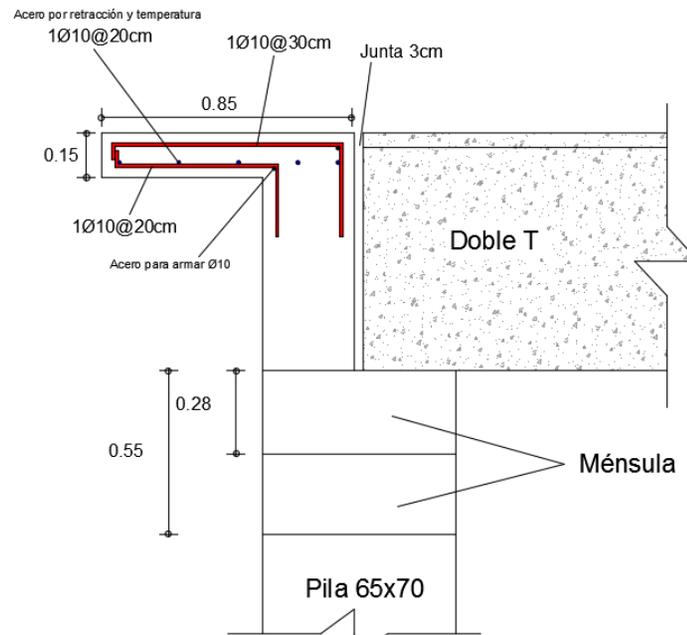


Figura 71 Armado losa unidireccional cantilever.

Fuente: Propia.

3.3.5 Subestructura de hormigón para la superestructura pretensada Doble “T”

3.3.5.1 Diseño de ménsulas cortas

Son aquellos miembros estructurales que tienen una relación claro/peralte menor que uno y están diseñadas para cortante.

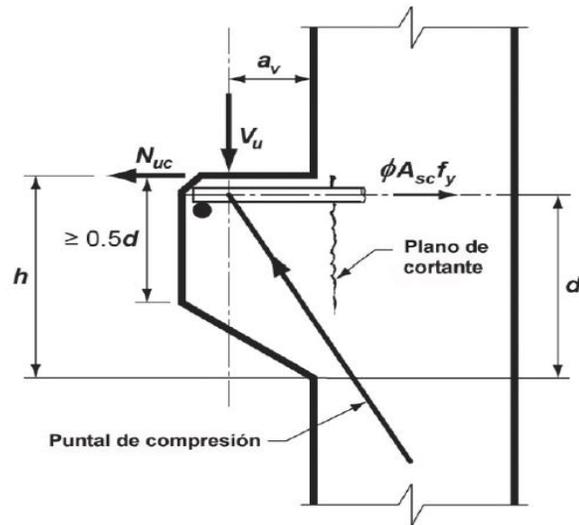


Figura 72 Acción Estructural de la ménsula.

Fuente: (ACI 318S-14, 2014, pág. 227).

Si las ménsulas son diseñadas para soportar fuerzas de tracción ($N_{uc} \geq 0.2V_u$ (ACI 318S-14, 2014, pág. 229)), es necesario que el apoyo (platina) esté completamente anclada con una barra al refuerzo principal de tracción.

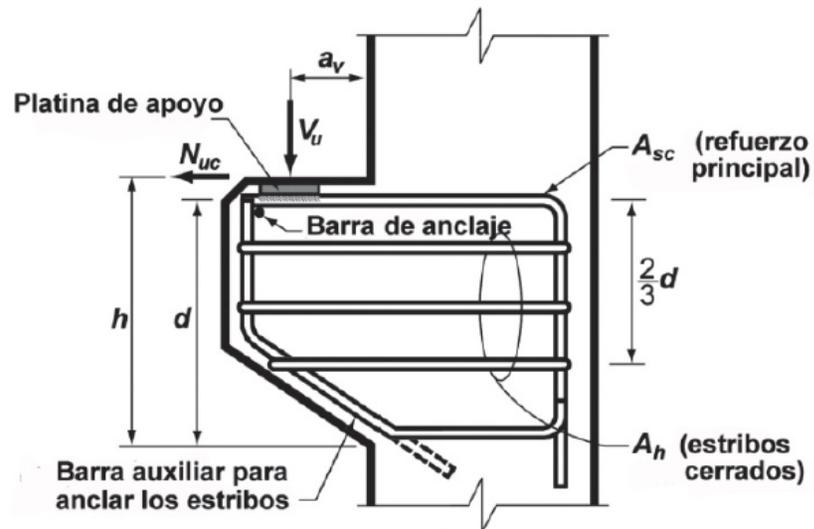


Figura 73 Armado estructural de la ménsula.

Fuente: (ACI 318S-14, 2014, pág. 228).

El (ACI 318S-14, 2014, pág. 221) establece las dimensiones mínimas de diseño para elementos prefabricados como las vigas, losas o elementos en forma de T alargada:

| Tipo de miembro | Distancia mínima, mm | |
|---|----------------------|-----------|
| Lozas macizas o alveolares (hollow-core) | Mayor de: | $l_n/180$ |
| | | 50 |
| Vigas o miembros en forma de T alargada | Mayor de: | $l_n/180$ |
| | | 75 |

Tabla 23 Espesores mínimos de losas.

Fuente: (ACI 318S-14, 2014, pág. 221).

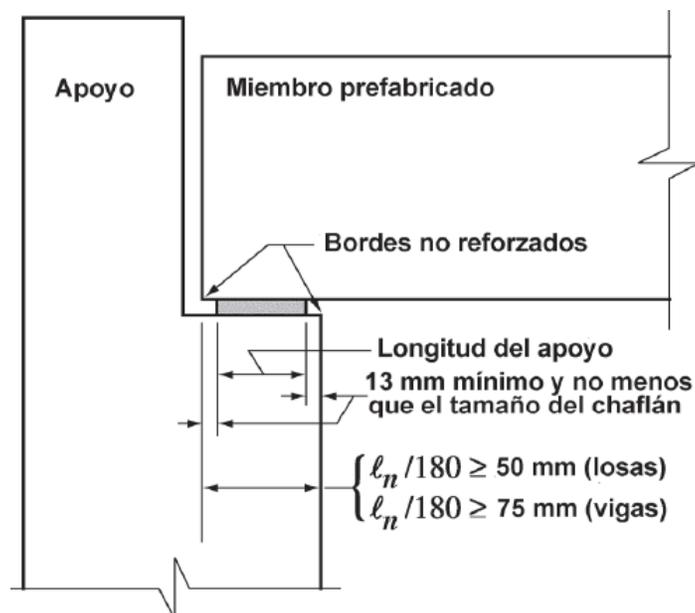


Figura 74 Longitud de contacto en el apoyo.

Fuente: (ACI 318S-14, 2014, pág. 221).

Cortante por fricción

Como se sabe el hormigón puede resistir esfuerzos cortantes directos, pero para el caso de las ménsulas cortas este esfuerzo puede ser un factor crítico al momento del diseño, dado el hecho de que su capacidad para transferir la fuerza cortante es pequeña, debido a que no es una unión monolítica con el elemento a resistir. Por lo cual, la única forma de desarrollar la fuerza cortante es por medio de la fricción, que se genera cuando un elemento tiende a deslizarse con respecto al otro, provocando relativamente un desplazamiento perpendicular en la superficie de contacto de los dos elementos estructurales, por lo cual en refuerzo transversal se producen fuerzas de tensión y este genera una reacción sobre la superficie de contacto con fuerzas de compresión. Y por estas fuerzas de compresión se generan fuerzas de fricción (Óscar M. Gonzáles Cuevas y Francisco Robles Fernández, 2005, pág. 382).

El (ACI 318S-14, 2014, pág. 404) establece que la resistencia de diseño para el cortante transferido a través del plano supuesto de cortante debe cumplir con:

$$\phi V_n \geq V_u \quad (\text{Ecuación 62})$$

$$\phi = 0.75 \text{ "Para Cortante"}$$

- Resistencia nominal al cortante:

$$V_n = \mu A_{vf} f_y \quad (\text{Ecuación 63})$$

Donde:

A_{vf} = área de refuerzo de cortante por fricción.

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\phi f_y \mu} \quad (\text{Ecuación 64})$$

- Fuerza cortante mayorada:

$$V_u = 1.2 * Reacción_{CM} + 1.6 * Reacción_{CV} \quad (\text{Ecuación 65})$$

f_y = resistencia de fluencia del refuerzo no preesforzado.

μ = = coeficiente de fricción.

| Estado de la superficie de contacto | Coeficiente de fricción μ |
|---|-------------------------------|
| Concreto construido monolíticamente | 1.4 λ |
| Concreto colocado contra concreto endurecido que está limpio, libre de lechada, e intencionalmente rugoso con una amplitud total de aprox. 6 mm | 1.0 λ |
| Concreto colocado contra concreto endurecido que está limpio, libre de lechada, y que no se hizo intencionalmente rugoso | 0.6 λ |
| Concreto construido contra acero estructural que está tal como fue laminado, sin pintar, y con el cortante transferido a través de la superficie de contacto por medio de pernos con cabeza o por medio de barras o alambres corrugados soldados. | 0.7 λ |

Tabla 24 Coeficientes de fricción.

Fuente: (ACI 318S-14, 2014, pág. 405).

| Concreto | Composición de los agregados | λ |
|-------------------------------|--|-------------|
| Todos livianos | Fino: ASTM C330M Grueso: ASTM C330M | 0.75 |
| Liviano, mezcla fina | Fino: Combinación de ASTM C330M y C33M Grueso: ASTM C330M | 0.75 a 0.85 |
| Arena, liviana | Fino: ASTM C33M Grueso: ASTM C330M | 0.85 |
| Arena, liviana, mezcla gruesa | Fino: ASTM C33M Grueso: Combinación de ASTM C330M y C33M | 0.85 a 1.00 |
| Peso normal | Fino: ASTM C33M Grueso: ASTM C33M | 1.00 |

Tabla 25 Factor de modificación.

Fuente: (ACI 318S-14, 2014, pág. 334).

- Área del acero de refuerzo que resiste el momento de diseño:

$$A_f = \frac{M_u}{\phi_f y z} \quad (\text{Ecuación 66})$$

$$\phi = 0.90 \text{ "Para Flexión"}$$

Donde:

M_u = momento último de diseño.

$$M_u = V_u a_v + N_{uc}(h - d) \quad (\text{Ecuación 67})$$

$$z = 0.8d \quad (\text{Ecuación 68})$$

- Área de refuerzo que resiste la fuerza de tracción mayorada (N_{uc}):

$$A_n = \frac{N_{uc}}{\phi f_y} \quad (\text{Ecuación 69})$$

$$\phi = 0.90$$

$$N_{uc} = 0.2V_u \quad (\text{Ecuación 70})$$

El código (ACI 318S-14, 2014, pág. 230) establece que el área del refuerzo principal de tracción (A_{sc}) debe ser al menos la mayor de:

- $A_f + A_n$
- $\frac{2}{3}A_{vf} + A_n$
- $0.04 \left(\frac{f'_c}{f_y} \right) (b_w d)$

El código (ACI 318S-14, 2014, pág. 230) establece que el área total de estribos paralelos al refuerzo principal de tracción o estribos cerrados (A_h) debe ser al menos:

$$A_h = 0.5(A_{sc} - A_n) \quad (\text{Ecuación 71})$$

El código (ACI 318S-14, 2014, pág. 435) establece el espaciamiento mínimo para refuerzo no preesforzado que debe ser al menos mayor igual a 25mm.

- La cuantía mínima será:

$$\rho = \frac{A_{sc}}{b_w d} < 0.04 \left(\frac{f'_c}{f_y} \right) \quad (\text{Ecuación 72})$$

3.3.6 Cálculo de la ménsula corta

- Contacto de la ménsula con la viga Doble “T”:
-

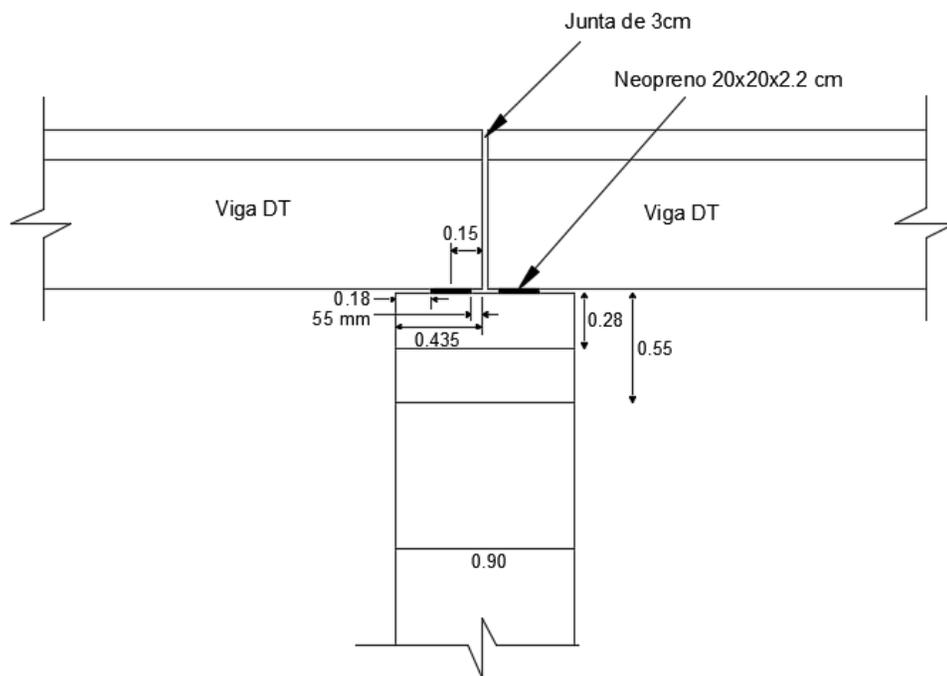


Figura 75 Longitud de contacto en el apoyo.

Fuente: Propia.

- Datos:
-

Longitud de la DT: 17.34 m.

Peso propio: 901.2 kg/m

Carga muerta adicional: 200 kg/m².

Carga viva: 415 kg/m².

- Fuerza Cortante Mayorada:

$$- \text{ReacciónCM} = q * l / 2$$

$$- \text{ReacciónCM} = [(200 * 2 + 901.2) * 17.34 / 2] / 1000$$

$$- \text{ReacciónCM} = 11.28 \text{ Ton}$$

$$- \text{ReacciónCV} = q * l / 2$$

$$- \text{ReacciónCV} = [(415 * 2) * 17.34 / 2] / 1000$$

$$- \text{ReacciónCV} = 7.20 \text{ Ton}$$

$$V_U = 1.2 * \text{ReacciónCM} + 1.6 * \text{ReacciónCV}$$

$$V_U = 1.2 * 11.28 + 1.6 * 7.20$$

$$V_U = 25.05 \text{ Ton}$$

- Área de refuerzo de cortante por fricción:

$$A_{vf} = V_u / \phi f_y \mu$$

$$A_{vf} = 25.05 * 1000 / 0.75 * 4200 * 1$$

$$A_{vf} = 7.95 \text{ cm}^2$$

- Resistencia nominal al cortante:

$$V_n = \mu A_{vf} f_y$$

$$V_n = (1 * 7.95 * 4200)/1000$$

$$V_n = 33.40 \text{ Ton}$$

Pero:

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$0.75 * 33.40 \geq 25.05 \text{ Ton}$$

$$25.05 \text{ Ton} \geq 25.05 \text{ Ton} \quad \text{"CUMPLE"}$$

- Área del acero que resiste el momento de diseño:

$$A_f = \frac{M_u}{\phi f_y z}$$

- $M_u = V_u a_v + N_{uc} * (h - d)$
- $a_v = 15 \text{ cm}$
- $h = 55 \text{ cm}$
- $d = h - \text{recubrimiento} = 55 - 5 = 50 \text{ cm}$
- $N_{uc} = 0.2 * V_u = 0.2 * 25.05 = 5.01 \text{ Ton}$
- $z = 0.8 * d = 0.8 * 50 = 40 \text{ cm}$
- $M_u = 25.05 * 15 + 5.01 * (55 - 50)$

$$- M_u = 400.823 \text{ Ton. cm}$$

$$A_f = 400.823 / (0.9 * \frac{4200}{1000} * 40)$$

$$A_f = 2.65 \text{ cm}^2$$

- Área de refuerzo que resiste la fuerza de tracción mayorada:

-

$$A_n = N_{uc} / \phi f_y$$

$$A_n = 5.01 / (0.9 * \frac{4200}{1000})$$

$$A_n = 1.33 \text{ cm}^2$$

- Área de refuerzo principal:

$$- A_f + A_n = 2.65 + 1.33 = 3.98 \text{ cm}^2$$

$$- \frac{2}{3} A_{vf} + A_n = \frac{2}{3} * 7.95 + 1.33 = 6.63 \text{ cm}^2$$

$$- 0.04 \frac{f'_c}{f_y} b_w d = .04 * \frac{300}{4200} * 70 * 50 = 10 \text{ cm}^2$$

∴

$$A_{sc} = 10 \text{ cm}^2$$

$$\#Varillas\phi 22 = 10 / 3.82$$

$$\#Varillas\phi 22 = 2.63 \approx 3 \text{ Varillas}$$

$$3\phi 22 @ 28 \text{ cm}$$

- Área total de estribos cerrados:

$$A_h \geq 0.5(A_{sc} - A_n)$$

$$A_h \geq 0.5 * (10 - 1.33)$$

$$A_h \geq 4.34 \text{ cm}^2$$

$$\#Varillas\emptyset 16 = 4.34 / 2.01$$

$$\#Varillas\emptyset 16 = 2.16 \approx 3 \text{ Varillas}$$

$$3\emptyset 16 @ 17\text{cm}$$

- Cuantía mínima:

$$\rho = A_{sc} / b_w d < 0.004 f'_c / f_y$$

$$10 / 70 * 50 < 0.004 * 300 / 4200$$

$$0.0028 < 0.003 \text{ "CUMPLE"}$$

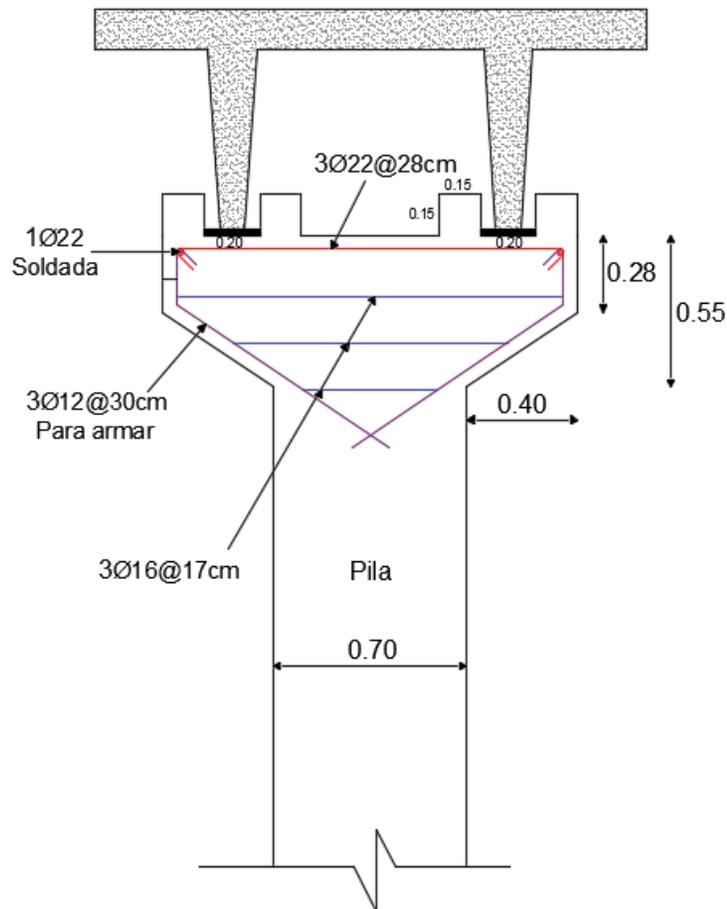


Figura 76 Armado de la ménsula central.

Fuente: Propia.

3.3.7 Diseño de las pilas y cimentaciones

Están diseñadas cumpliendo las normativas del ACI y la NEC, el mismo que se diseñó y calculó con la licencia profesional de CYPECAD 2019.

3.3.7.1 Parámetros sísmicos

La (NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCION NEC-SE-DS, 2014, pág. 27) define como el factor Z, la aceleración máxima esperada para el sismo de diseño, este valor cambiará de acuerdo al lugar de emplazamiento de la estructura. Para el Ecuador se determina seis zonas sísmicas, caracterizada por el valor del factor de zona Z que se representa en el siguiente gráfico.

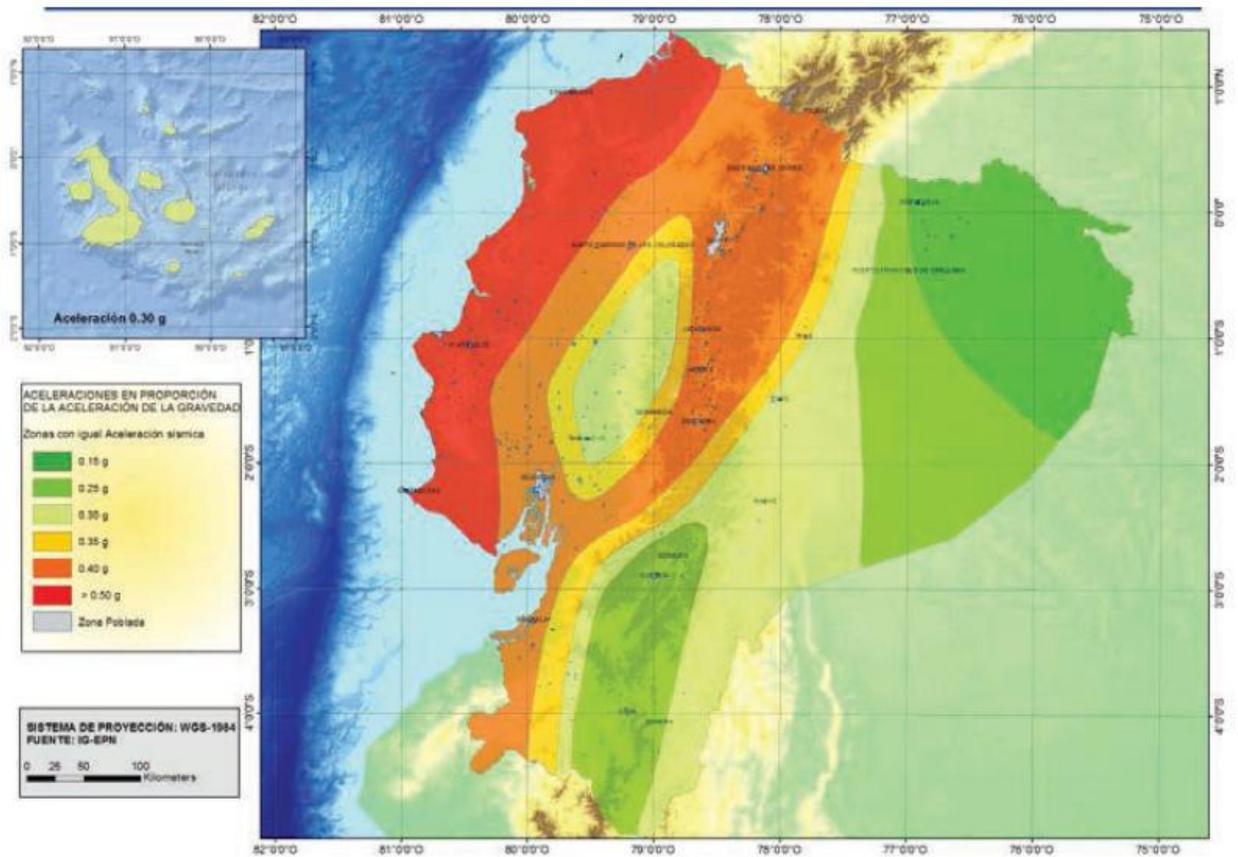


Figura 77 Zonas sísmicas del Ecuador y valor del factor de zona Z.

Fuente: (NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCION NEC-SE-DS, 2014, pág. 27).

| Zona sísmica | I | II | III | IV | V | VI |
|-------------------------------------|------------|------|------|------|------|----------|
| Valor factor Z | 0.15 | 0.25 | 0.30 | 0.35 | 0.40 | ≥ 0.50 |
| Caracterización del peligro sísmico | Intermedia | Alta | Alta | Alta | Alta | Muy alta |

Tabla 26 Valores del factor Z en función de la zona sísmica.

Fuente: (NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCION NEC-SE-DS, 2014, pág. 27).

| Tipo de perfil | Descripción | Definición |
|-----------------------|---|--|
| A | Perfil de roca competente | $V_s \geq 1500 \text{ m/s}$ |
| B | Perfil de roca de rigidez media | $1500 \text{ m/s} > V_s \geq 760 \text{ m/s}$ |
| C | Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o | $760 \text{ m/s} > V_s \geq 360 \text{ m/s}$ |
| | Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios | $N \geq 50.0$ $S_u \geq 100 \text{ KPa}$ |
| D | Perfiles de suelo rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o | $360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$ |
| | Perfiles de suelos rígidos que cumplan con cualquiera de los dos condiciones | $50 > N \geq 15.0$ $10 \text{ KPa} > S_u \geq 50 \text{ KPa}$ |
| E | Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda, o | $V_s < 180 \text{ m/s}$ |
| | Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3m de arcillas blandas | $IP > 20$ $W \geq 40\%$ $S_u < 50 \text{ KPa}$ |

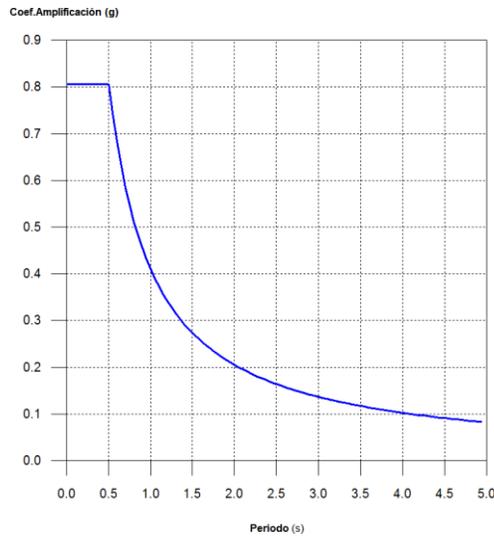
Tabla 27 Clasificación de los perfiles de suelos.

Fuente: (NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCION NEC-SE-DS, 2014, pág. 30).

Espectro de cálculo para el lugar de emplazamiento de la obra

El lugar de emplazamiento previsto es en sector El Descanso, perteneciente al cantón Cuenca, provincia del Azuay, cuyo espectro es el siguiente:

Coef.Amplificación:



El valor máximo de las ordenadas espectrales es 0.806 g.

NEC-SE-DS 2014 (3.3.1)

Parámetros necesarios para la definición del espectro

Z: Factor de zona (NEC-SE-DS 2014, Tabla 1) **Z** : 0.25
 Zona sísmica (NEC-SE-DS 2014, 3.1.1): II

h: Relación de amplificación espectral (NEC-SE-DS 2014, 3.3.1) **h** : 2.48
 Región sísmica (NEC-SE-DS 2014, 3.3.1): Sierra, Esmeraldas y Galápagos

F_a: Factor de sitio (NEC-SE-DS 2014, Tabla 3) **F_a** : 1.30

F_d: Factor de sitio (NEC-SE-DS 2014, Tabla 4) **F_d** : 1.28

F_s: Factor de sitio (NEC-SE-DS 2014, Tabla 5) **F_s** : 0.94

Tipo de suelo (NEC-SE-DS 2014, 3.2.1): C

Zona sísmica (NEC-SE-DS 2014, 3.1.1): II

I: Factor de importancia (NEC-SE-DS 2014, Tabla 6) **I : 1.00**

Importancia de la obra (NEC-SE-DS 2014, 4.1): Otras estructuras

r: Exponente que define la rama descendente del espectro (NEC-SE-DS 2014, 3.3.1) **r : 1.00**

Tipo de suelo (NEC-SE-DS 2014, 3.2.1): C

T_C: Periodo límite superior de la rama de aceleración constante del espectro (NEC-SE-DS 2014, 3.3.1) **T_C : 0.51 s**

3.3.8 Cálculo de las pilas y cimentaciones

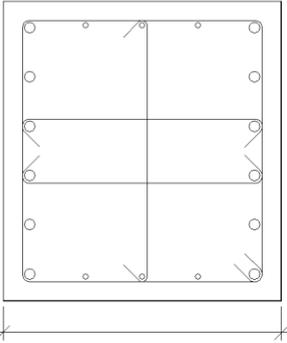
| Pila C1, h=6.37m | | |
|--|-----------------------------------|----------------------|
|  <p style="text-align: center;">0.65</p> | Geometría | |
| | Dimensiones : 65x70 cm | |
| | Tramo : -2.500/6.370 m | |
| | Altura libre : 8.64 m | |
| | Recubrimiento geométrico : 4.0 cm | |
| | Tamaño máximo de agregado : 15 mm | |
| | Materiales | Longitud de pandeo |
| | Hormigón : $f'c=300$ | Plano ZX : 8.64 m |
| | Acero : Grado 60 (Latinoamérica) | Plano ZY : 8.64 m |
| | Armadura longitudinal | Armadura transversal |
| Esquina : 4Ø25 | Estribos : 1eØ10+X2rØ10+Y1 | |
| Cara X : 6Ø14 | rØ10 | |
| Cara Y : 8Ø25 | Separación : 5 cm | |
| Cuantía : 1.50 % | | |

Tabla 28 Datos del Pilar C1, CYPECAD.

Fuente: Propia.

| Pila C2, h=6.32m | | | |
|--|---------------------------|-------------------------------|--|
| <p style="text-align: center;">0.7</p> | Geometría | | |
| | Dimensiones | : 70x70 cm | |
| | Tramo | : -2.500/6.320 m | |
| | Altura libre | : 8.59 m | |
| | Recubrimiento geométrico | : 4.0 cm | |
| | Tamaño máximo de agregado | : 15 mm | |
| | Materiales | | Longitud de pandeo |
| | Hormigón n | : $f'c=300$ | Plano ZX : 8.59 m Plano ZY : 8.59 m |
| | Acero | : Grado 60 (Latinoamérica) | |
| | Armadura longitudinal | | Armadura transversal |
| Esquina : 4Ø25 | | Estribos : 5eØ10 | |
| Cara X : 12Ø25 | | Separación : 10 cm | |
| Cara Y : 12Ø25 | | | |
| Cuantía : 2.81 % | | | |

Tabla 29 Datos del Pilar C2, CYPECAD.

Fuente: Propia.

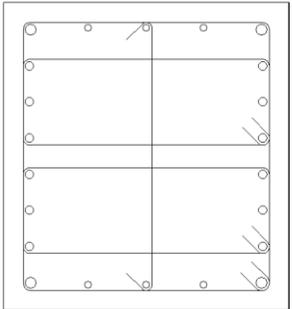
| Pila C3, h=6.92m | | |
|---|---|--|
|  <p style="text-align: center;">0.65</p> | Geometría | |
| | Dimensiones : 65x70 cm | |
| | Tramo : -2.500/6.920 m | |
| | Altura libre : 9.19 m | |
| | Recubrimiento geométrico : 4.0 cm | |
| | Tamaño máximo de agregado : 15 mm | |
| | Materiales | Longitud de pandeo |
| | Hormigón : $f'c=300$ n | Plano ZX : 9.19 m Plano ZY : 9.19 m |
| | Acero : Grado 60 (Latinoamérica) | |
| | Armadura longitudinal | Armadura transversal |
| Esquina : 4Ø25 Cara X : 6Ø16 Cara Y : 12Ø20 Cuantía : 1.53 % | Estribos : 3eØ10+Y1rØ 10 Separación : 5 cm n | |

Tabla 30 Datos del Pilar C3, CYPECAD.

Fuente: Propia.

Referencia: Cimentación Pila C1
 Dimensiones: 1.7 x 1.7 x 0.35
 Armados: Xi:Ø14c/0.2 Yi:Ø14c/0.2

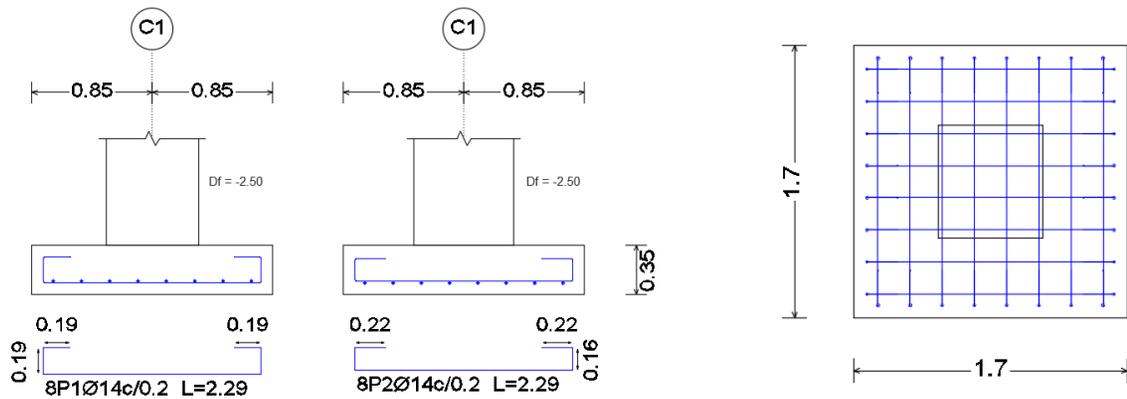


Figura 78 Armado de cimentación Pila C1.

Fuente: Propia.

Referencia: Cimentación Pila C2
 Dimensiones: 2.3 x 2.3 x 0.4
 Armados: Xi:Ø14c/0.16 Yi:Ø14c/0.16

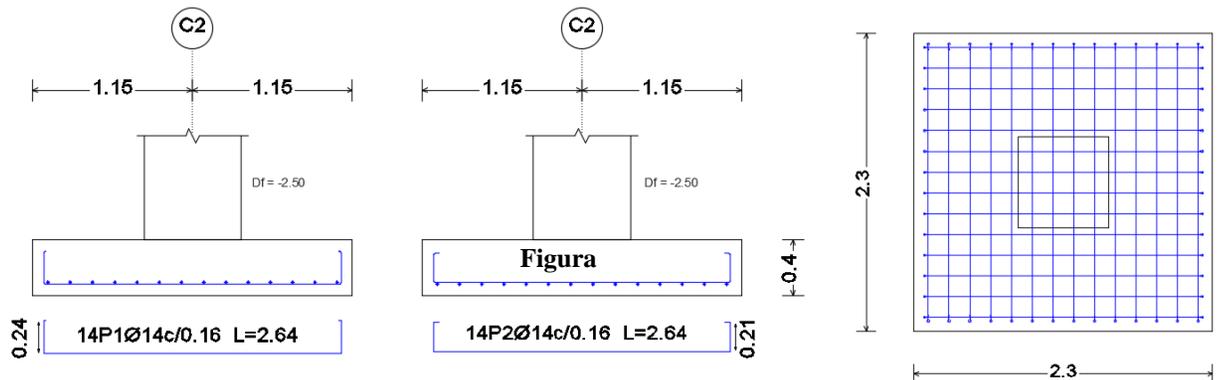


Figura 79 Armado de cimentación Pila C2.

Fuente: Propia.

Referencia: Cimentación Pila C3
 Dimensiones: 1.7 x 1.7 x 0.35
 Armados: Xi:Ø14c/0.2 Yi:Ø14c/0.2

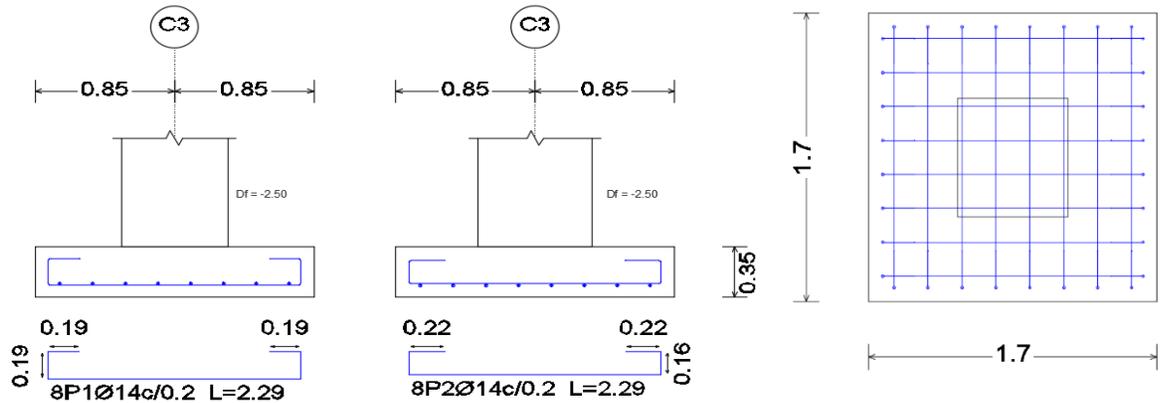


Figura 80 Armado de cimentación Pila C3.

Fuente: Propia.

3.3.9 Diseño de las escaleras de acceso

Están diseñadas de acuerdo a la (NTE INEN 2249, 2016) donde especifica los tramos continuos y los descansos, el ACI y la NEC. Los cálculos de los tramos y descansos se diseñaron y calcularon con la licencia profesional de CYPECAD 2019.

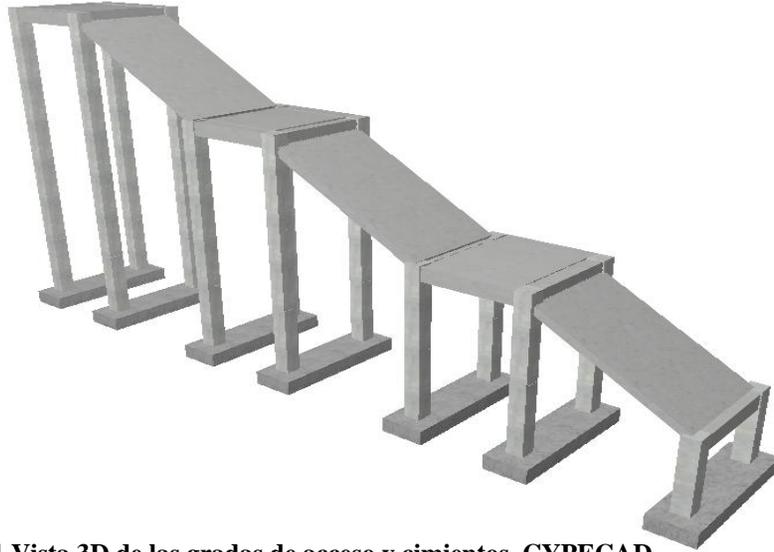


Figura 81 Vista 3D de las gradas de acceso y cimientos, CYPECAD.

Fuente: Propia.

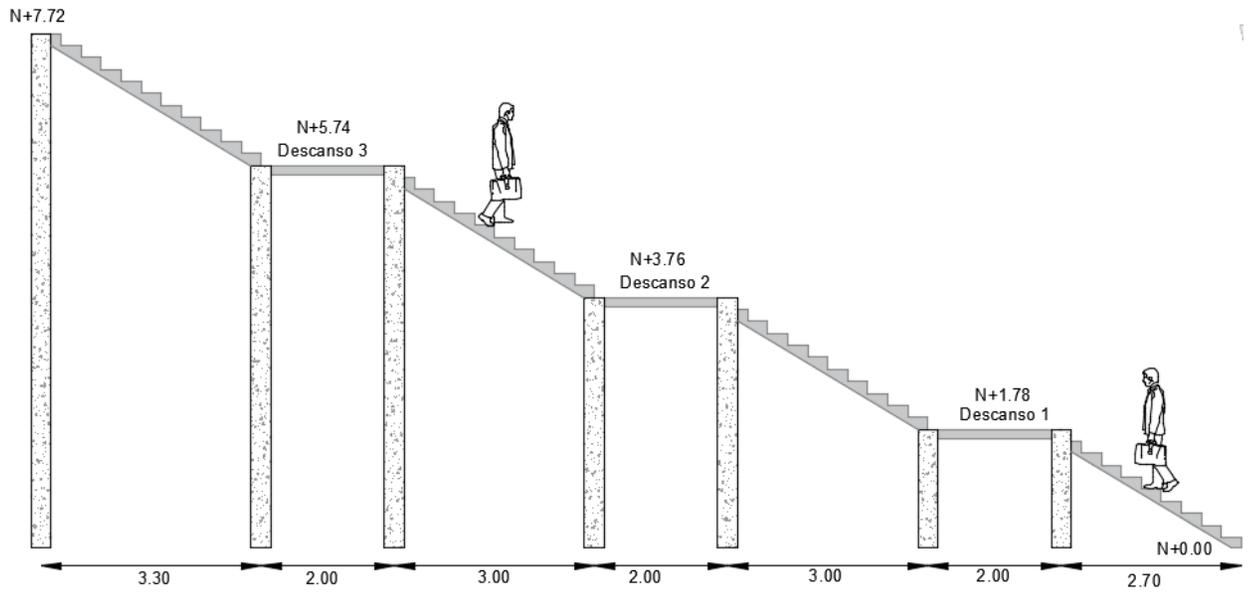


Figura 82 Vista lateras de las gradas de acceso, h=7.72 m.

Fuente: Propia.

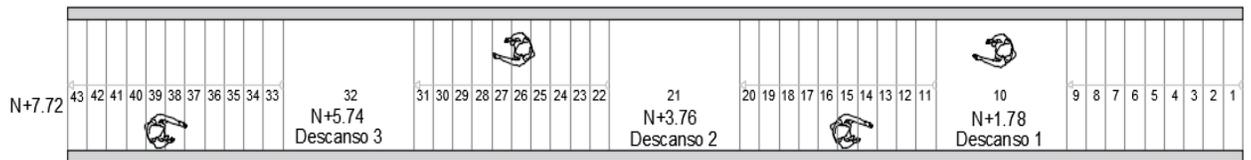


Figura 83 Vista en planta de las gradas de acceso, h=7.72 m.

Fuente: Propia.

3.3.10 Cálculo de las escaleras de acceso.

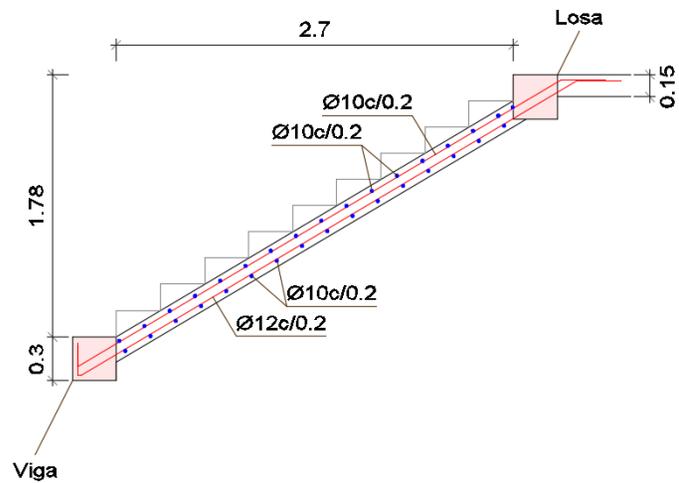


Figura 84 Armado del tramo 1 de escalera de acceso.

Fuente: Propia.

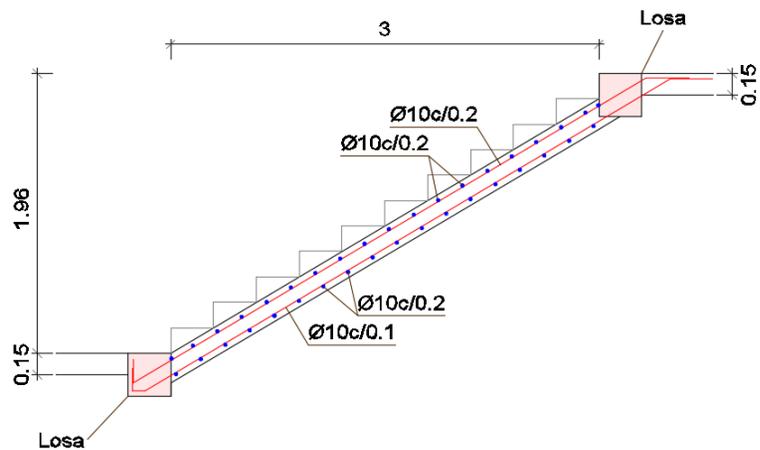


Figura 85 Armado del tramo 2 de escalera de acceso.

Fuente: Propia.

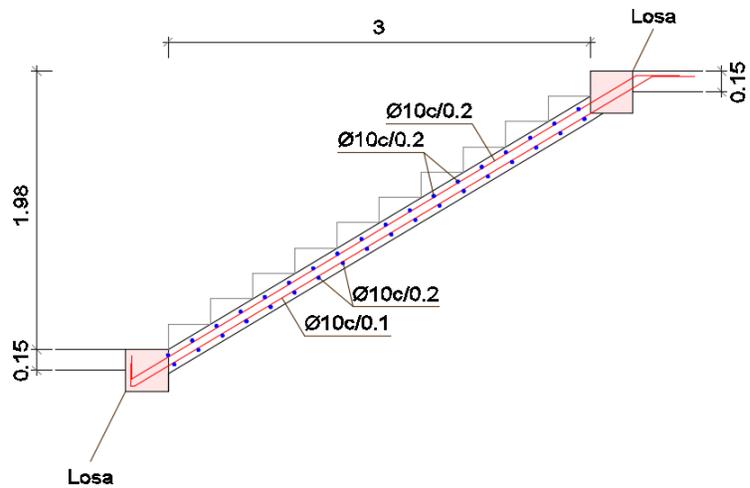


Figura 86 Armado del tramo 3 de escalera de acceso.

Fuente: Propia.

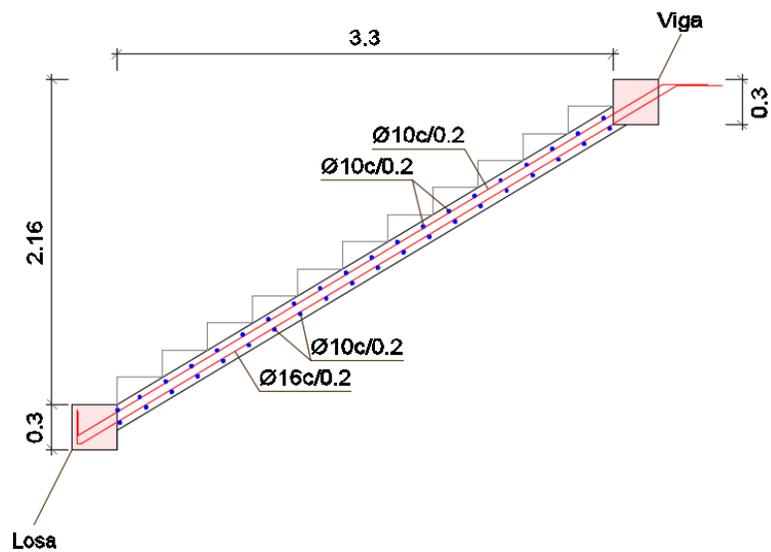


Figura 87 Armado del tramo 4 de escalera de acceso.

Fuente: Propia.

En cuanto al armado de las losas macizas de los descansos de la escalera de acceso, se tiene lo siguiente:

Nomenclatura:

- Altura en metros
- Momentos en t·m/m

- Cuantías en cm²/m
- Diámetro de barra en mm
- Separación en cm

Losa Maciza, Descanso 1

| <i>Losa</i> | <i>Dir.</i> | <i>Altura</i> | Momentos | | | Cuantías | | | Armadura de refuerzo | | |
|-------------|-------------|---------------|-----------------|---------------|-------------|-----------------|---------------|-------------|-----------------------------|--------------------|------------------|
| | | | <i>Izq.</i> | <i>Centro</i> | <i>Der.</i> | <i>Izq.</i> | <i>Centro</i> | <i>Der.</i> | <i>Sup. Izq.</i> | <i>Inf. Centro</i> | <i>Sup. Der.</i> |
| L1 | X | 0.15 | 0.08 | 0.25 | 0.01 | 0.28 | 0.87 | 0.04 | Ø10c/25 | Ø10c/25 | Ø10c/25 |
| | Y | | 0.09 | 0.37 | 0.09 | 0.31 | 1.28 | 0.30 | Ø10c/25 | Ø10c/25 | Ø10c/25 |

Tabla 31 Listado de losa maciza, Descanso 1.

Fuente: Propia.

Losa Maciza, Descanso 2

| <i>Losa</i> | <i>Dir.</i> | <i>Altura</i> | Momentos | | | Cuantías | | | Armadura de refuerzo | | |
|-------------|-------------|---------------|-----------------|---------------|-------------|-----------------|---------------|-------------|-----------------------------|--------------------|------------------|
| | | | <i>Izq.</i> | <i>Centro</i> | <i>Der.</i> | <i>Izq.</i> | <i>Centro</i> | <i>Der.</i> | <i>Sup. Izq.</i> | <i>Inf. Centro</i> | <i>Sup. Der.</i> |
| L1 | X | 0.15 | 0.08 | 0.35 | 0.08 | 0.27 | 1.22 | 0.27 | Ø10c/25 | Ø10c/25 | Ø10c/25 |
| | Y | | 0.15 | 0.47 | 0.15 | 0.53 | 1.64 | 0.52 | Ø10c/25 | Ø10c/25 | Ø10c/25 |

Tabla 32 Listado de losa maciza, Descanso 2.

Fuente: Propia.

Losa Maciza, Descanso 3

| Losa | Dir. | Altura | Momentos | | | Cuantías | | | Armadura de refuerzo | | |
|------|------|--------|----------|--------|------|----------|--------|------|----------------------|-------------|-----------|
| | | | Izq. | Centro | Der. | Izq. | Centro | Der. | Sup. Izq. | Inf. Centro | Sup. Der. |
| L1 | X | 0.15 | 0.17 | 0.27 | 0.17 | 0.58 | 0.93 | 0.59 | Ø10c/25 | Ø10c/25 | Ø10c/25 |
| | Y | | 0.18 | 0.33 | 0.17 | 0.62 | 1.15 | 0.60 | Ø10c/25 | Ø10c/25 | Ø10c/25 |

Tabla 33 Listado de losa maciza, Descanso 3.

Fuente: Propia.

3.3.11 Diseño de las pasamanos y bordillos

Los pasamanos en las escaleras y la Superestructura van colocados a los laterales de los mismos, y como el puente va a ser de uso público se debe de contar con pasamanos en sus dos lados, tal cual establece la INEN.

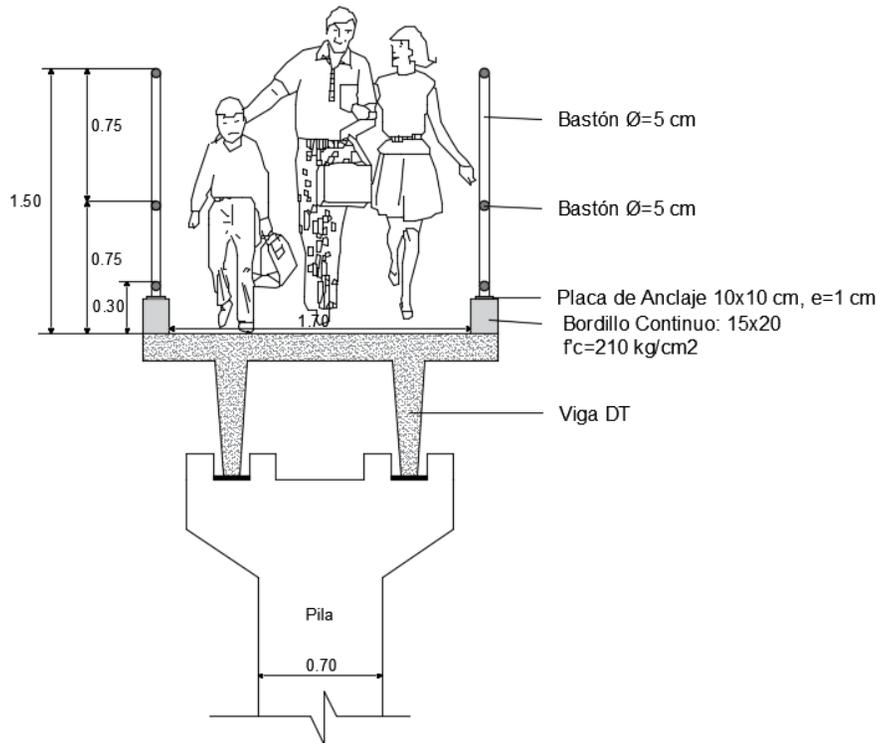


Figura 88 Vista lateral de los pasamanos y bordillos.

Fuente: Propia.

Los barandales estarán separados cada 1,25 m.

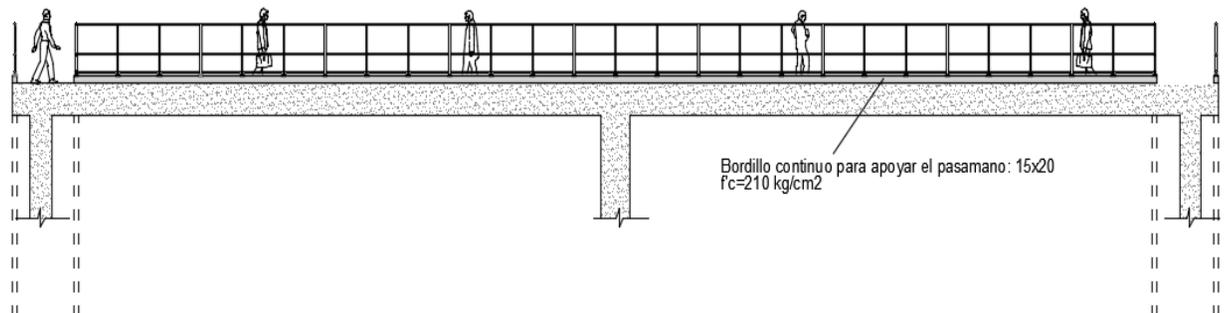


Figura 89 Vista frontal de los pasamanos y bordillos.

Fuente: Propia.

3.3.12 Superestructura de acero

| Datos | cm |
|---|-------|
| Ancho total | 200 |
| Espesor losa mixta fundida in-situ | 10 |
| Luz de la viga (m) | 17.34 |
| Luz de a viga en volado (m) | 0.85 |
| Carga Viva (kg/m ²) | 415 |
| Carga muerta adicional (kg/m ²) | 200 |

Tabla 34 Datos del puente.

Fuente: Propia.

El diseño está basado en las normativas del (American Institut Of Steel Construction (AISC 360-10 LRFD), 2010) y de la AASHTO. El mismo que se modeló y diseñó la Superestructura y Subestructura en CYPE 3D 2019.

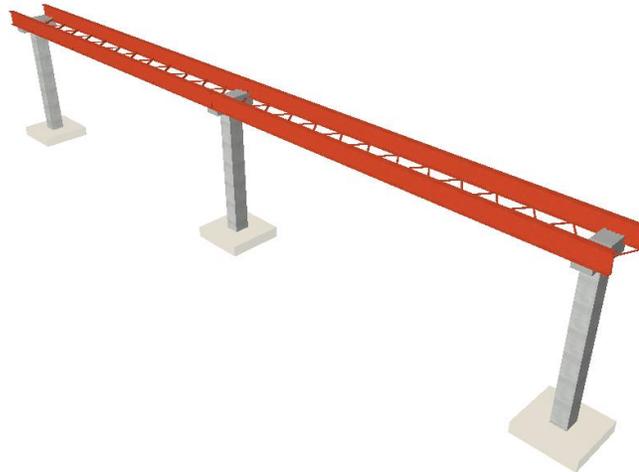


Figura 90 Vista 3D puente con Superestructura de acero, CYPECAD.

Fuente: Propia.

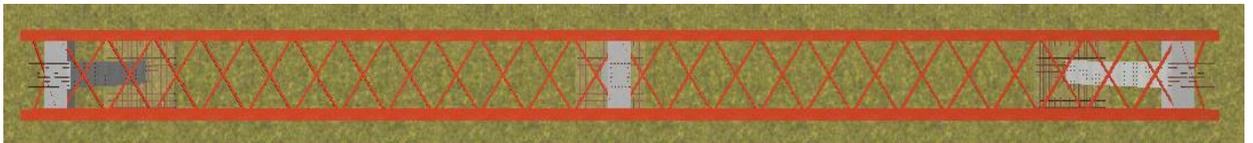


Figura 91 Vista en planta puente con Superestructura de acero, CYPECAD.

Fuente: Propia.

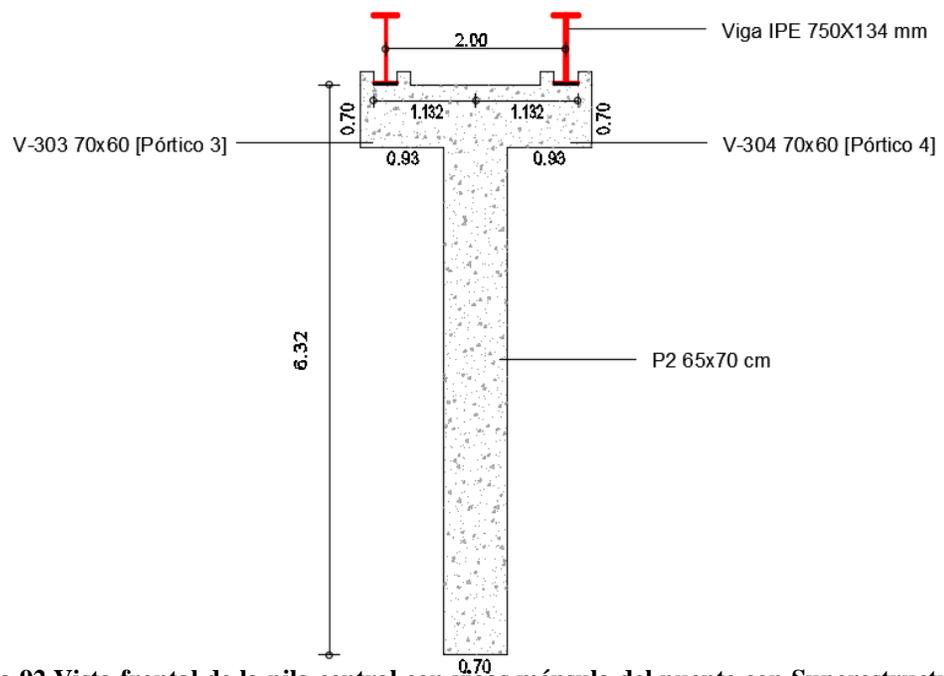


Figura 92 Vista frontal de la pila central con vigas ménsula del puente con Superestructura de acero.

Fuente: Propia.

3.3.13 Resultados del cálculo de la superestructura de acero

Los materiales utilizados para el diseño del paso peatonal son los siguientes:

| Características mecánicas | | | | | | | | | |
|---------------------------|---------------------|------|--------------------------------------|-------------------------|---------------------------------------|---------------------------------------|---------------------------------------|---------------------------------------|--------------------------------------|
| Material | | Ref. | Descripción | A (cm ²) | A _{vy} (cm ²) | A _{vz} (cm ²) | I _{yy} (cm ⁴) | I _{zz} (cm ⁴) | I _t (cm ⁴) |
| Tipo | Designación | | | | | | | | |
| Acero lamina do | A36 | 1 | L 70 x 70 x 5, (L) | 6.84 | 3.25 | 3.25 | 31.24 | 31.24 | 0.56 |
| | | 2 | IPE 750 x 134, (IPE 750) | 171.00 | 61.38 | 77.65 | 150700.00 | 4788.00 | 122.00 |
| Hormigón | f _c =280 | 3 | 65x70, (Rectangular) | 4550.00 | 3791.67 | 3791.67 | 185791.67 | 160197.91 | 287469.00 |
| | | 4 | 70x60, (Viga descolgada rectangular) | 4200.00 | 3500.00 | 3500.00 | 126000.00 | 171500.00 | 242928.00 |

Notación:

Ref.: Referencia

A: Área de la sección transversal

A_{vy}: Área de cortante de la sección según el eje local 'Y'

A_{vz}: Área de cortante de la sección según el eje local 'Z'

I_{yy}: Inercia de la sección alrededor del eje local 'Y'

I_{zz}: Inercia de la sección alrededor del eje local 'Z'

I_t: Inercia a torsión

Las características mecánicas de las piezas corresponden a la sección en el punto medio de las mismas.

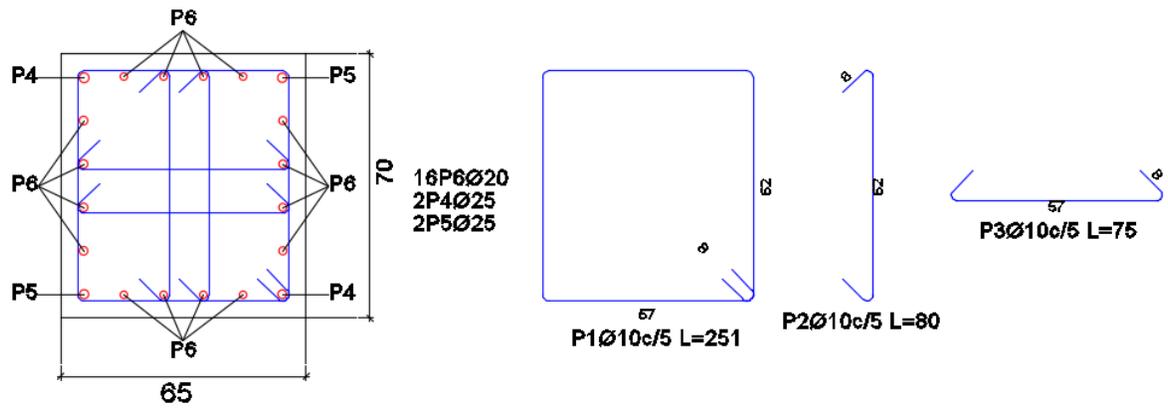
Tabla 35 Características mecánicas de los materiales, CYPECAD.

Fuente: Propia.

| Resumen de cómputo | | | | | | | | | | | | |
|--------------------|-------------|----------------------------|---------------|--------------|-----------|---------------|--------------|-------------|----------------|-------------|------------|----------------|
| Material | | Serie | Perfil | Longitud | | | Volumen | | | Peso | | |
| Tipo | Designación | | | Perfil 1 (m) | Serie (m) | Mate rial (m) | Per fil (m³) | Ser ie (m³) | Mate rial (m³) | Perfil (kg) | Serie (kg) | Mate rial (kg) |
| Acero lamina do | A36 | L | L 70 x 70 x 5 | 127.127 | | | 0.087 | | 682.60 | | | |
| | | | | | 127.127 | | 0.087 | | 682.60 | | | |
| | | IPE 750 | IPE 750 x 134 | 72.760 | | | 1.244 | | 9766.94 | | | |
| | | | | | 72.760 | | 1.244 | | 9766.94 | | | |
| | | | | | 199.887 | | 1.331 | | | 10449.54 | | |
| Hormi gón | f'c=280 | Pila Rectangular | 65x70 | 19.610 | | | 0.000 | | 22306.38 | | | |
| | | | | | 19.610 | | 0.000 | | 22306.38 | | | |
| | | Viga rectangular (ménsula) | 70x60 | 6.000 | | | 2.520 | | 6300.00 | | | |
| | | | | | 6.000 | | 2.520 | | 6300.00 | | | |
| | | | | | 25.610 | | 2.520 | | | 28606.38 | | |

Tabla 36 Cuadro de resumen de perfilería metálica, CYPECAD.

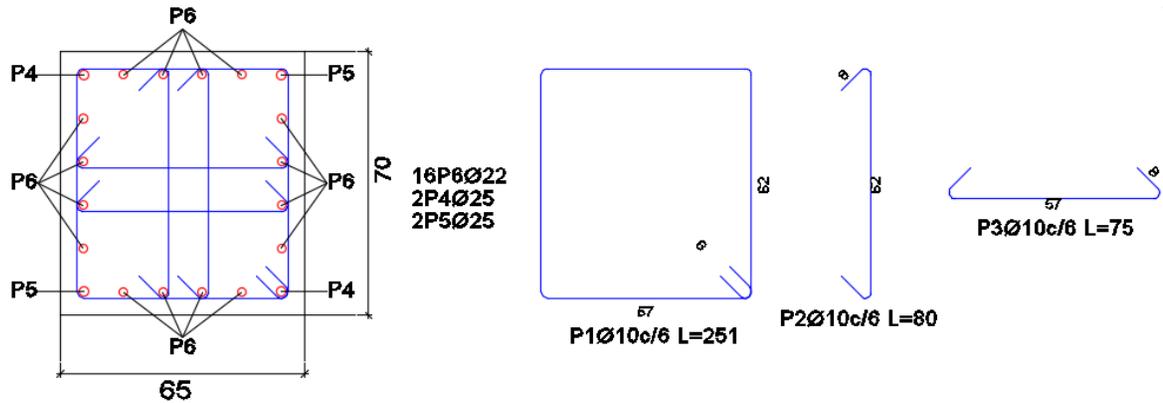
Fuente: Propia.



| Elemento | Pos. | Diám. | No. | Esquema (cm) | Long. (cm) | Total (cm) | Grado 60 (kg) |
|-------------------|------|-------|-----|--------------------|------------|---------------|---------------|
| P1 | 1 | Ø10 | 140 | | 251 | 35140 | 216.5 |
| | 2 | Ø10 | 280 | | 90 | 22400 | 139.0 |
| | 3 | Ø10 | 280 | | 75 | 21000 | 129.4 |
| | 4 | Ø25 | 2 | Consultar en plano | 865 | 1730 | 66.7 |
| | 5 | Ø25 | 2 | Consultar en plano | 865 | 1730 | 66.7 |
| | 6 | Ø20 | 16 | | 766 | 12240 | 301.9 |
| Total+10%: | | | | | | 1011.1 | |
| | | | | | | Ø10: | 532.3 |
| | | | | | | Ø20: | 332.1 |
| | | | | | | Ø25: | 146.7 |
| | | | | | | Total: | 1011.1 |

Figura 93 Armado pila P1, h=6.37 m.

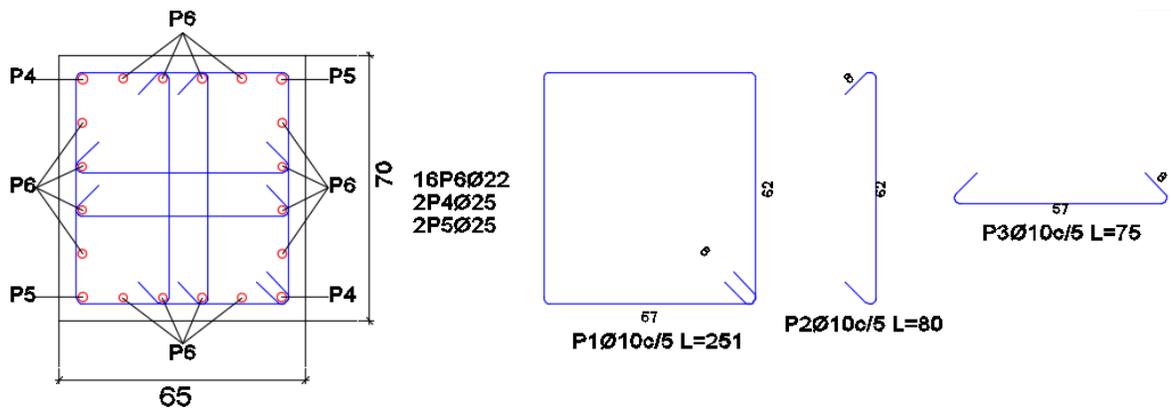
Fuente: Propia.



| Elemento | Pos. | Diám. | No. | Esquema (cm) | Long. (cm) | Total (cm) | Grado 60 (kg) |
|-------------|------|-------|--------------------|--------------------|------------|------------|---------------|
| P2 | 1 | Ø10 | 117 | | 251 | 29367 | 181.0 |
| | 2 | Ø10 | 234 | | 80 | 18720 | 115.4 |
| | 3 | Ø10 | 234 | | 75 | 17550 | 108.1 |
| | 4 | Ø25 | Consultar en plano | 860 | 1720 | 66.3 | |
| | 5 | Ø25 | 2 | Consultar en plano | 860 | 1720 | 66.3 |
| | 6 | Ø22 | 16 | | 760 | 12160 | 362.8 |
| Total+ 10%: | | | | | | 989.9 | |
| | | | | | | Ø10: | 445.0 |
| | | | | | | Ø22: | 399.1 |
| | | | | | | Ø25: | 145.8 |
| | | | | | | Total: | 989.9 |

Figura 94 Armado pila P2, h=6.32 m.

Fuente: Propia.



| Elemento | Pos. | Diám. | No. | Esquema (cm) | Long. (cm) | Total (cm) | Grado 60 (kg) |
|------------|------|-------|--------------------|--------------------|------------|------------|---------------|
| P3 | 1 | Ø10 | 151 | | 251 | 37901 | 233.6 |
| | 2 | Ø10 | 302 | | 80 | 24160 | 148.9 |
| | 3 | Ø10 | 302 | | 75 | 22650 | 139.6 |
| | 4 | Ø25 | Consultar en plano | 920 | 1840 | 70.9 | |
| | 5 | Ø25 | 2 | Consultar en plano | 920 | 1840 | 70.9 |
| | 6 | Ø22 | 16 | | 820 | 13120 | 391.5 |
| Total+10%: | | | | | | 1160.9 | |
| | | | | | | Ø10: | 574.3 |
| | | | | | | Ø22: | 430.6 |
| | | | | | | Ø25: | 156.0 |
| | | | | | | Total: | 1160.9 |

Figura 95 Armado pila P3, h=6.92 m.

Fuente: Propia.

| Resumen armado de pilares | | | | | | | | | | | |
|---------------------------|---------------------|--------------|-----------|--------|--------|----------------|----------------------------|---------------------|---------------|--------|--------|
| Hormigón: $f'c=280$ | | | | | | | | | | | |
| Columna | Geometría | | Armaduras | | | | | | Aprov. (%) | Estado | |
| | Dimensiones (cm) | Tramo (m) | Barras | | | | Estribos | | | | |
| | | | Esquina | Cara X | Cara Y | Cuantía (%) | Descripción ⁽¹⁾ | Separación (cm) | | | |
| P1 | 65x70 | 0.55/6.62 | | | | | 1.54 | 1eØ10+X2rØ10+Y2rØ10 | 5 | 35.2 | Cumple |
| | - | - | 4Ø25 | 8Ø20 | 8Ø20 | | 1.54 | 1eØ10+X2rØ10+Y2rØ10 | 5 | 29.0 | Cumple |
| P2 | 65x70 | 0.60/6.62 | | | | | 1.77 | 1eØ10+X2rØ10+Y2rØ10 | 6 | 29.3 | Cumple |
| | - | - | 4Ø25 | 8Ø22 | 8Ø22 | | 1.77 | 1eØ10+X2rØ10+Y2rØ10 | 5 | 29.3 | Cumple |
| P3 | 65x70 | 0.00/6.62 | | | | | 1.77 | 1eØ10+X2rØ10+Y2rØ10 | 5 | 32.0 | Cumple |
| | - | - | 4Ø25 | 8Ø22 | 8Ø22 | | 1.77 | 1eØ10+X2rØ10+Y2rØ10 | 5 | 30.0 | Cumple |

Notas:
⁽¹⁾ e = estribo, r = rama

Tabla 37 Resumen de armados en pilas.

Fuente: Propia.

Referencia: Cimentación Pila P1=P2=P3
Dimensiones: 260 x 260 x 50
Armados: Xi:Ø16c/22 Yi:Ø16c/22 Xs:Ø16c/22 Ys:Ø16c/22

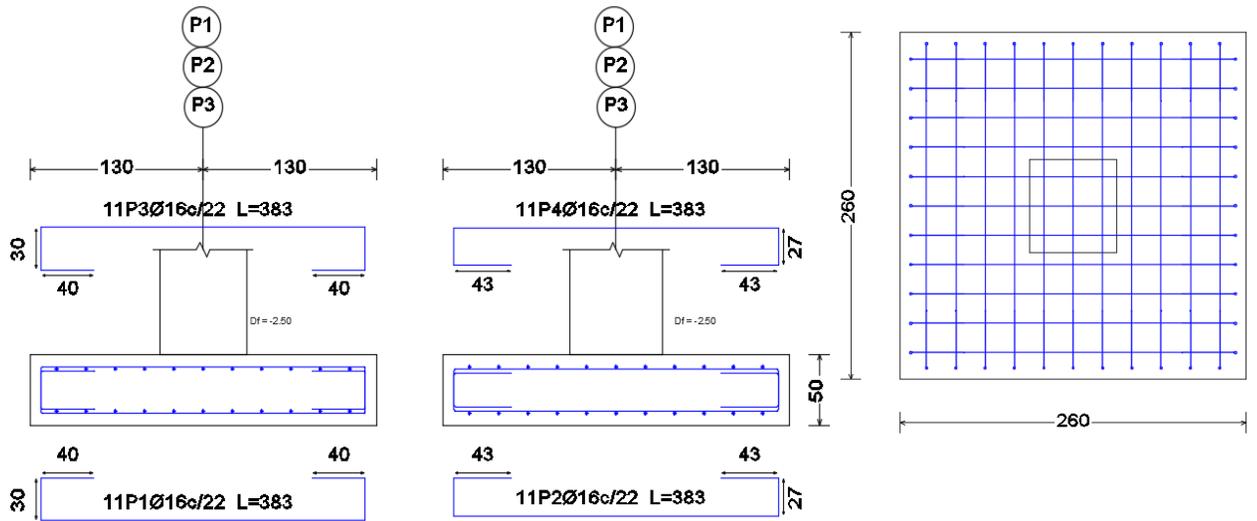


Figura 96 Armado de cimentación pilas P1=P2=P3.

Fuente: Propia.

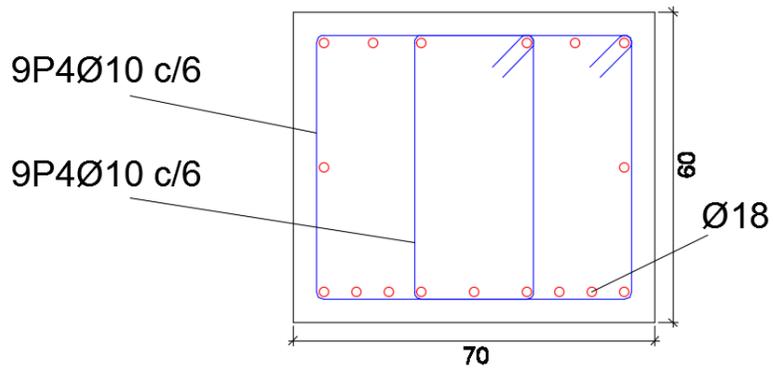


Figura 97 Armado de vigas ménsulas.

Fuente: Propia.

CAPÍTULO 4

COMPARACIÓN COSTO-BENEFICIO DE LA ESTRUCTURA DE HORMIGÓN PRETENSADO CON LA DE ACERO

4.1 Introducción

Uno de los aspectos más importantes en la planeación de una obra civil es el costo de la misma, ya que este es un parámetro que debe asegurar la factibilidad del proyecto.

En este capítulo se analizará la factibilidad económica de cada una de las propuestas realizadas en los diseños, para así determinar cuál de las dos alternativas es la más idónea en caso de ser ejecutada, la evaluación costo-beneficio se realizará teniendo en cuenta los siguientes parámetros: costos, montaje de la estructura, mano de obra, equipos y maquinarias a utilizarse.

Para obtener los presupuestos referenciales, es necesario estimar las cantidades de obra a ejecutarse de cada uno de los rubros o actividades a realizarse, las cuales fueron calculadas mediante las dimensiones de cada uno de los elementos estructurales obtenidos en el capítulo de diseño

4.2 Evaluación económica con superestructura de hormigón pretensado (Doble T)

4.2.1 Presupuesto del paso peatonal con superestructura prefabricada Doble T

| CÓDIGO | DESCRIPCIÓN | UNIDAD | PRECIO UNITARIO | CANTIDAD | PRECIO TOTAL |
|--------|---|--------|-----------------|----------|--------------|
| 100 | Excavación a mano en suelo sin clasificar. Profundidad entre 0 a 2.50m | m3 | 14,31 | 160,78 | 2300,76 |
| 200 | Cargado de material a máquina | m3 | 1,33 | 110,84 | 147,42 |
| 300 | Desalojo material con volqueta (Transporte libre hasta 500m). | m3-km | 0,24 | 159,078 | 38,18 |
| 400 | Relleno con material del propio sitio | m3. | 3,19 | 49,94 | 159,31 |
| 500 | Replanteo de hormigón clase E-(f'c=180kg/cm2). | m3. | 102,09 | 8,15 | 832,03 |
| 600 | Hormigón f'c=300 kg/cm2, consistencia blanda, utilizado en pilas, zapatas y escaleras | m3. | 141,42 | 82,22 | 11627,55 |
| 700 | Encofrado recto (plintos y pilas). | m2 | 7,94 | 319,33 | 2535,48 |
| 800 | Apoyo deneopreno tipo stup, dureza 60 (15x20x2.2)cm. | u | 32,51 | 22,9 | 744,48 |
| 900 | Apoyo deneopreno tipo stup, dureza 60 (12x20x2.2)cm. | u | 24,72 | 28,6 | 706,99 |
| 1000 | Acero en barras corrugadas, Grado 60 (fy=4200 kg/cm2), varios diámetros. | kg | 1,95 | 29308,28 | 57151,15 |
| 1001 | Pasamanos de acero inoxidable. | m | 132,99 | 149,38 | 19866,05 |

| | | | | | |
|---|--|---|--------|------|------------------|
| 10002 | Volados de hormigón f'c=240 kg/cm ² , consistencia blanda, premezclado en planta y vaciado con bomba. | m3 | 126,12 | 1,04 | 131,16 |
| 10003 | Bordillos de Superestructura y escaleras con hormigón f'c=210 kg/cm ² , consistencia blanda. | m3 | 123,78 | 3,48 | 430,75 |
| 10004 | Señalética, letrero informativo, suministro y colocación, según diseño. | u | 1534 | 1 | 1534 |
| 1005 | Hormigón f'c=280 kg/cm ² , utilizado en topping colado sobre vigas Doble T | m3. | 136,17 | 3,47 | 472,51 |
| 1006 | Vigas Doble T prefabricadas de hormigón f'c=400 kg/cm ² , fabricación, transporte e izado | u | 4950 | 2 | 9900 |
| SON: | | VALOR TOTAL OFERTADO: | | | 108577,82 |
| <hr style="width: 20%; margin-left: auto; margin-right: auto;"/> <hr style="width: 10%; margin-left: auto; margin-right: auto;"/> FIRMA | | VIA RÁPIDA CUENCA AZOGUES SECTOR EL DESCANSO | | | |

4.2.2 Determinación de cantidades de obra

Las cantidades de obra están calculadas en base a los planos que se obtuvieron en el capítulo de diseño del paso peatonal elevado; en el rubro de desalojo de material se consideró un 30% más al valor obtenido debido al factor de esponjamiento del suelo, en el rubro de acero se aumentó a los pesos calculados el 10% debido a los desperdicios.

Todas las cantidades de obra fueron calculadas en base a los planos obtenidos en los diseños, las cuales se presentan a continuación.

| | |
|--------------------------------------|---|
| Rubro: | Excavación a mano en suelo sin clasificar. Profundidad entre 0 a 2m |
| VOLUMEN TOTAL EXCAVACIÓN (m³) | 160,78 |

| | |
|----------------|---|
| Tipo: | Plintos de Subestructura de paso peatonal |
| Unidad: | m³ |
| Código: | 100 |

| PLINTO | LARGO (m) | ANCHO (m) | Df (m) | PROFUNDIDAD (m) | VOLUMEN (m³) |
|----------------------|-----------|-----------|--------|-----------------|--------------|
| C1 | 1,7 | 1,7 | 2,5 | 2,85 | 8,24 |
| C2 | 2,3 | 2,3 | 2,5 | 2,9 | 15,34 |
| C3 | 1,7 | 1,7 | 2,5 | 2,85 | 8,24 |
| VOLUMEN TOTAL | | | | | 31,82 |

Tabla 38 Cantidades de obra de excavación de plintos de Subestructura de paso peatonal.

Fuente: Propia.

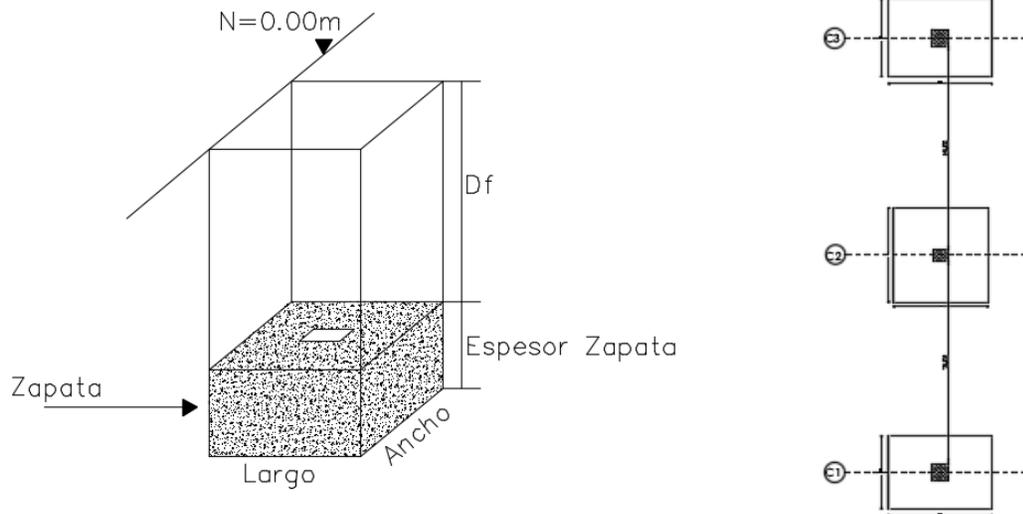


Figura 98 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra de excavación de plintos de Subestructura.

Fuente: Propia.

| | |
|----------------|------------------------------------|
| Tipo: | Plintos de escaleras tipo 1 N+7.17 |
| Unidad: | m ³ |
| Código: | 100 |

| PLINTO | LARGO (m) | ANCHO (m) | Df (m) | PROFUNDIDAD (m) | VOLUMEN (m ³) |
|----------------------|-----------|-----------|--------|-----------------|---------------------------|
| 1 | 2,8 | 0,8 | 1,5 | 1,8 | 4,03 |
| 2 | 2,8 | 0,8 | 1,5 | 1,8 | 4,03 |
| 3 | 2,8 | 0,8 | 1,5 | 1,8 | 4,03 |
| 4 | 2,8 | 0,8 | 1,5 | 1,8 | 4,03 |
| 5 | 2,8 | 0,8 | 1,5 | 1,8 | 4,03 |
| 6 | 2,8 | 0,8 | 1,5 | 1,8 | 4,03 |
| 7 | 2,8 | 0,8 | 1,5 | 1,8 | 4,03 |
| 8 | 2,8 | 0,8 | 1,5 | 1,8 | 4,03 |
| VOLUMEN TOTAL | | | | | 64,48 |

Tabla 39 Cantidades de obra de excavación de escalera tipo 1 N+7.17m.

Fuente: Propia.

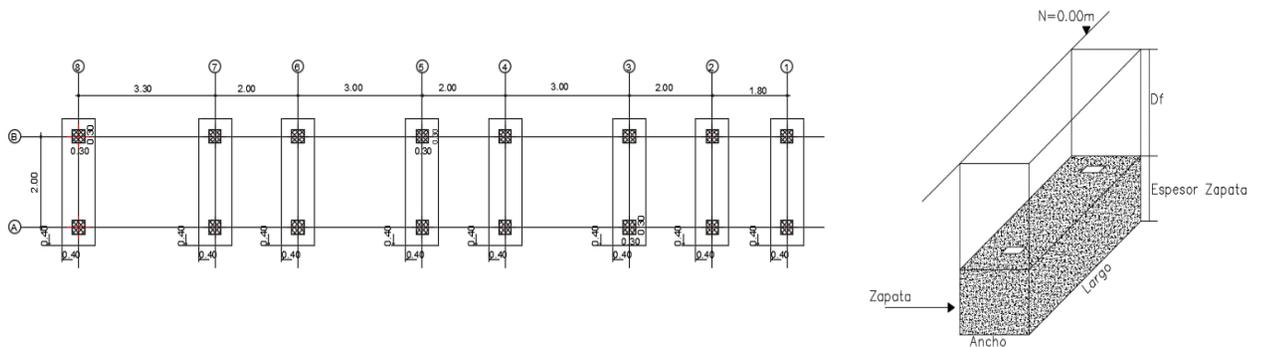


Figura 99 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra de excavación de escalera tipo 1 N+7.17 m.

Fuente: Propia.

| | |
|----------------|------------------------------------|
| Tipo: | Plintos de escaleras tipo 1 N+7.72 |
| Unidad: | m ³ |
| Código: | 100 |

| PLINTO | LARGO (m) | ANCHO (m) | Df (m) | PROFUNDIDAD (m) | VOLUMEN (m ³) |
|----------------------|-----------|-----------|--------|-----------------|---------------------------|
| 1 | 2,8 | 0,8 | 1,5 | 1,8 | 4,03 |
| 2 | 2,8 | 0,8 | 1,5 | 1,8 | 4,03 |
| 3 | 2,8 | 0,8 | 1,5 | 1,8 | 4,03 |
| 4 | 2,8 | 0,8 | 1,5 | 1,8 | 4,03 |
| 5 | 2,8 | 0,8 | 1,5 | 1,8 | 4,03 |
| 6 | 2,8 | 0,8 | 1,5 | 1,8 | 4,03 |
| 7 | 2,8 | 0,8 | 1,5 | 1,8 | 4,03 |
| 8 | 2,8 | 0,8 | 1,5 | 1,8 | 4,03 |
| VOLUMEN TOTAL | | | | | 64,48 |

Tabla 40 Cantidades de obra de excavación de escalera tipo 1 N+7.72 m.

Fuente: Propia.

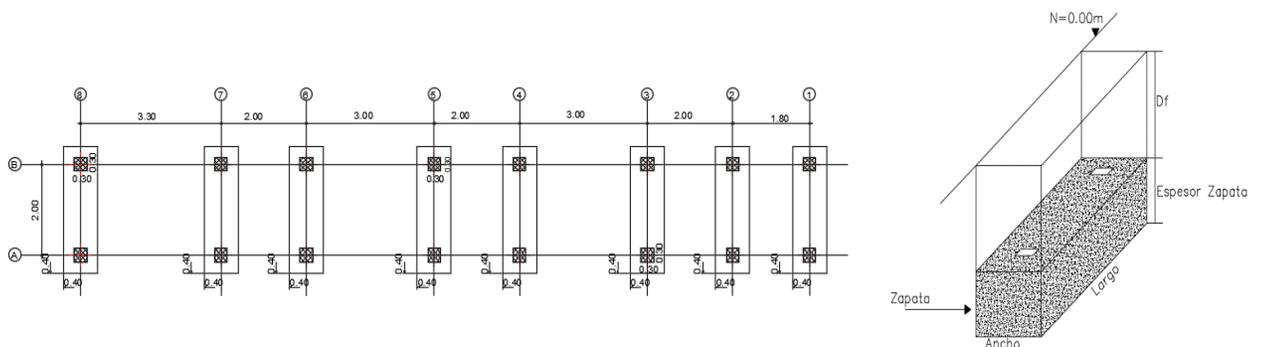


Figura 100 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra de excavación de escalera tipo 1 N+7.72 m.

Fuente: Propia.

| | |
|---|-------------------------------|
| Rubro: | Cargado de material a máquina |
| VOLUMEN TOTAL MATERIAL CARGADO A MAQUINA (m³) | 110,84 |

| | |
|----------------|---|
| Tipo: | Plintos de Subestructura de paso peatonal |
| Unidad: | m ³ |
| Código: | 200 |

| PLINTO | LARGO (m) | ANCHO (m) | Df (m) | PROFUNDIDAD (m) | VOLUMEN (m ³) |
|----------------------|-----------|-----------|--------|-----------------|---------------------------|
| 1 | 1,7 | 1,7 | 2,5 | 2,85 | 8,24 |
| 2 | 2,3 | 2,3 | 2,5 | 2,9 | 15,34 |
| 3 | 1,7 | 1,7 | 2,5 | 2,85 | 8,24 |
| VOLUMEN TOTAL | | | | | 31,82 |

Tabla 41 Cantidades de obra de cargado a máquina de plintos de Subestructura de paso peatonal.

Fuente: Propia.

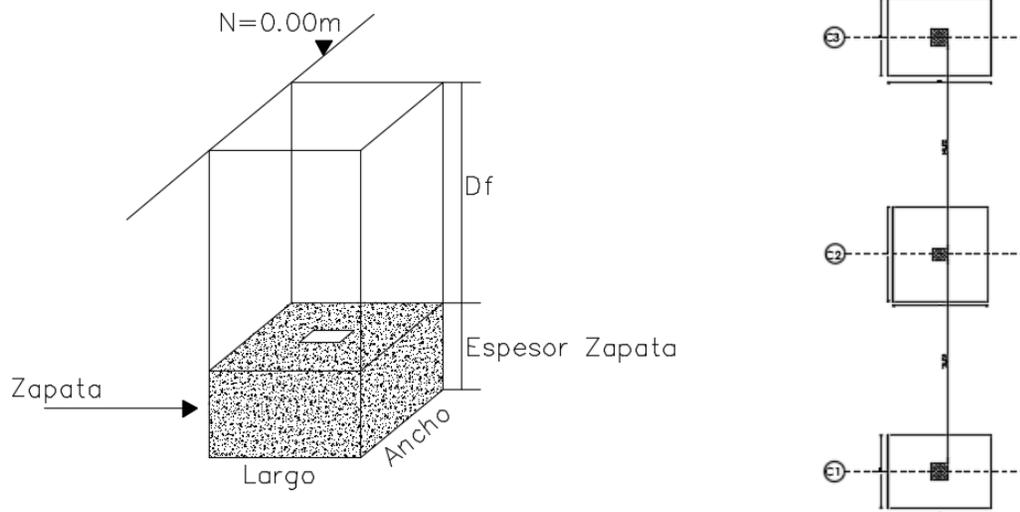


Figura 101 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra de excavación y de cargado a máquina de plintos de Subestructura de paso peatonal.

Fuente: Propia.

| | |
|----------------|------------------------------------|
| Tipo: | Plintos de escaleras tipo 1 N+7.17 |
| Unidad: | m ³ |
| Código: | 200 |

| PLINTO | LARGO (m) | ANCHO (m) | Df (m) | PROFUNDIDAD (m) | VOLUMEN (m ³) |
|----------------------|-----------|-----------|--------|-----------------|---------------------------|
| 1 | 2,8 | 0,8 | 1,5 | 1,8 | 4,03 |
| 2 | 2,8 | 0,8 | 1,5 | 1,8 | 4,03 |
| 3 | 2,8 | 0,8 | 1,5 | 1,8 | 4,03 |
| 4 | 2,8 | 0,8 | 1,5 | 1,8 | 4,03 |
| 5 | 2,8 | 0,8 | 1,5 | 1,8 | 4,03 |
| 6 | 2,8 | 0,8 | 1,5 | 1,8 | 4,03 |
| 7 | 2,8 | 0,8 | 1,5 | 1,8 | 4,03 |
| 8 | 2,8 | 0,8 | 1,5 | 1,8 | 4,03 |
| VOLUMEN TOTAL | | | | | 64,48 |

Tabla 42 Cantidades de obra de cargado a máquina de plintos de escalera tipo 1 N+7.17 m.

Fuente: Propia.

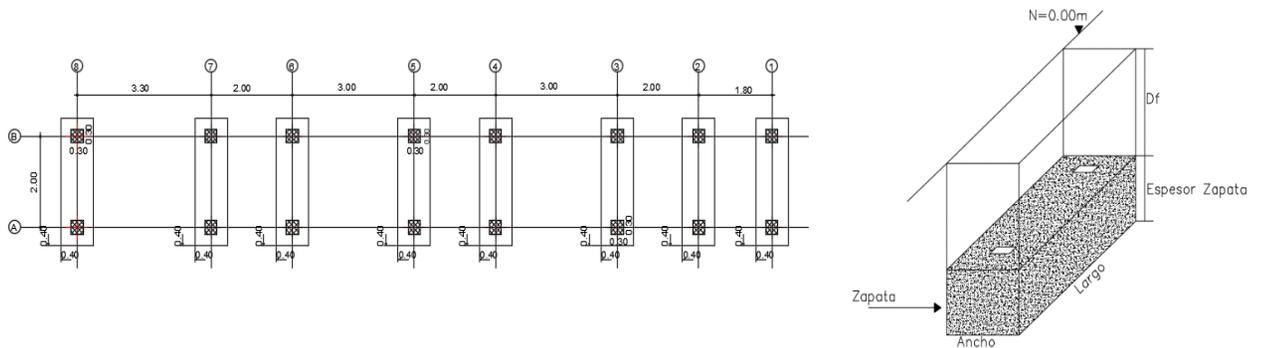


Figura 102 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra de excavación y de cargado a máquina de plintos de escalera tipo 1 N+7.17 m.

Fuente: Propia.

| | |
|----------------|------------------------------------|
| Tipo: | Plintos de escaleras tipo 1 N+7.72 |
| Unidad: | m ³ |
| Código: | 200 |

| PLINTO | LARGO (m) | ANCHO (m) | Df (m) | PROFUNDIDAD (m) | VOLUMEN (m ³) |
|----------------------|-----------|-------------|--------|-----------------|---------------------------|
| 1 | 2,8 | 0,8 | 1,5 | 1,8 | 4,03 |
| 2 | 2,8 | 0,8 | 1,5 | 1,8 | 4,03 |
| 3 | 2,8 | 0,8 | 1,5 | 1,8 | 4,03 |
| 4 | 2,8 | 0,8 <td 1,5 | 1,8 | 4,03 | |
| 5 | 2,8 | 0,8 | 1,5 | 1,8 | 4,03 |
| 6 | 2,8 | 0,8 | 1,5 | 1,8 | 4,03 |
| 7 | 2,8 | 0,8 | 1,5 | 1,8 | 4,03 |
| 8 | 2,8 | 0,8 | 1,5 | 1,8 | 4,03 |
| VOLUMEN TOTAL | | | | | 64,48 |

Tabla 43 Cantidades de obra de cargado a máquina de plintos de escalera tipo 1 N+7.72 m.

Fuente: Propia.

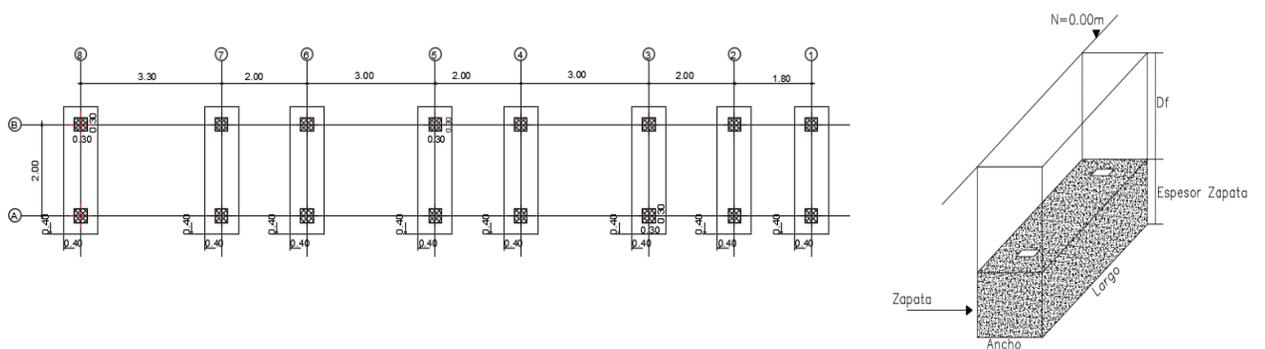


Figura 103 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra de excavación y de cargado a máquina de plintos de escalera tipo 1 N+7.72 m.

Fuente: Propia.

| | |
|--|---|
| RUBRO: | Desalojo material con volqueta (Transporte libre hasta 500m). |
| VOLUMEN TOTAL DESALOJO (m³-km) | 159,078 |

| | |
|----------------|--|
| Tipo: | Desalojo de material desprendido en excavación de plintos de Subestructura de paso peatonal. |
| Unidad: | m ³ -km |
| Código: | 300 |

| PLINTO | LARGO (m) | ANCHO (m) | Df (m) | PROFUNDIDAD (m) | VOLUMEN (m ³) |
|--------------------------------|-----------|-----------|--------|-----------------|---------------------------|
| 1 | 1,7 | 1,7 | 2,5 | 2,85 | 8,24 |
| 2 | 2,3 | 2,3 | 2,5 | 2,9 | 15,34 |
| 3 | 1,7 | 1,7 | 2,5 | 2,85 | 8,24 |
| VOLUMEN TOTAL | | | | | 31,82 |
| Factor de esponjamiento | | | | | 0,3 |
| Volumen final | | | | | 41,37 |

Tabla 44 Cantidades de obra desalojo de material con volqueta de material desprendido en excavación de plintos de Subestructura de paso peatonal.

Fuente: Propia.

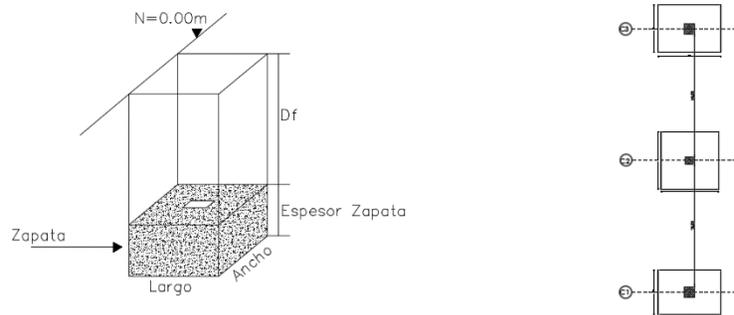


Figura 104 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra de desalojo de material con volqueta de material desprendido en excavación de plintos de Subestructura de paso peatonal.

Fuente: Propia.

| | |
|----------------|--|
| Tipo: | Desalojo de material desprendido en excavación de escaleras. |
| Unidad: | m ³ -km |
| Código: | 300 |

| PLINTO | LARGO (m) | ANCHO (m) | Df (m) | PROFUNDIDAD (m) | VOLUMEN (m ³) |
|-------------------------------|-----------|-----------|--------|-----------------|---------------------------|
| 1 | 2,8 | 0,8 | 1,5 | 1,8 | 4,03 |
| 2 | 2,8 | 0,8 | 1,5 | 1,8 | 4,03 |
| 3 | 2,8 | 0,8 | 1,5 | 1,8 | 4,03 |
| 4 | 2,8 | 0,8 | 1,5 | 1,8 | 4,03 |
| 5 | 2,8 | 0,8 | 1,5 | 1,8 | 4,03 |
| 6 | 2,8 | 0,8 | 1,5 | 1,8 | 4,03 |
| 7 | 2,8 | 0,8 | 1,5 | 1,8 | 4,03 |
| 8 | 2,8 | 0,8 | 1,5 | 1,8 | 4,03 |
| VOLUMEN TOTAL | | | | | 64,48 |
| FACTOR DE ESPNJAMIENTO | | | | | 0,3 |
| VOLUMEN FINAL | | | | | 83,824 |

Tabla 45 Cantidades de obra desalojo de material con volqueta de material desprendido en excavación plintosde escaleras tipo 1 N+7.17 m y N+7.72 m.

Fuente: Propia.

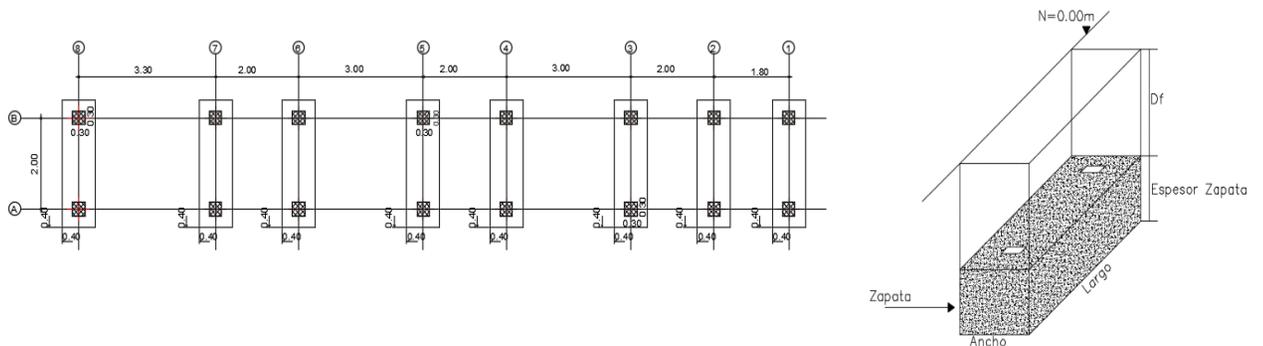


Figura 105 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra de desalojo de material con volqueta para material desprendido en excavación de plintos de escaleras tipo 1 N7.17 m y N+7.72 m.

Fuente: Propia.

| | |
|---|-------------------------------|
| Rubro: | Relleno con material de sitio |
| VOLUMEN TOTAL DE RELLENO CON MATERIAL DE SITIO (m³) | 49,94 |

| | |
|----------------|---|
| Tipo: | Relleno con material de sitio de fundación de Subestructura de paso peatonal. |
| Unidad: | m ³ |
| Código: | 400 |

| | DESCRIPCIÓN | LARGO (m) | ANCHO (m) | Df (m) | VOLUMEN (m ³) |
|--|---------------------------------------|-----------|-----------|--------|---------------------------|
| | Relleno C1 | 1,7 | 1,7 | 2,5 | 7,23 |
| | Relleno C2 | 2,3 | 2,3 | 2,5 | 13,23 |
| | Relleno C3 | 1,7 | 1,7 | 2,5 | 7,23 |
| | Descuento Pila 1 | 0,65 | 0,7 | 2,5 | 1,14 |
| | Descuento Pila 2 | 0,7 | 0,7 | 2,5 | 1,23 |
| | Descuento Pila 3 | 0,65 | 0,7 | 2,5 | 1,14 |
| | VOLUMEN TOTAL (m³): | | | | 24,18 |

Tabla 46 Cantidades de obra de relleno con material del sitio para plintos de Subestructura de paso peatonal.

Fuente: Propia.

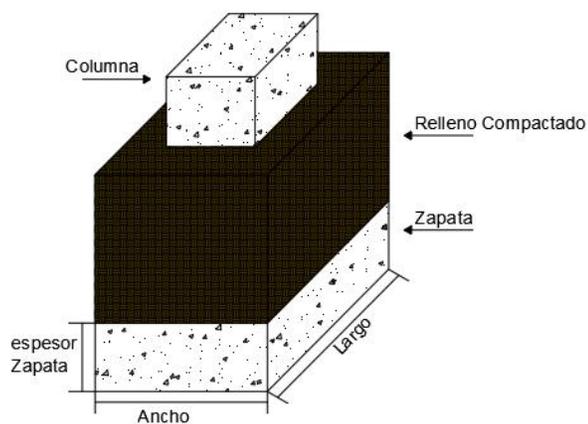


Figura 106 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra de relleno con material de sitio para plintos de Subestructura de paso peatonal.

Fuente: Propia.

| | |
|----------------|--|
| Tipo: | Relleno con material de sitio de fundación de escaleras. |
| Unidad: | m ³ |
| Código: | 400 |

| DESCRIPCIÓN | LARGO (m) | ANCHO (m) | Df (m) | VOLUMEN (m ³) |
|---------------------------------------|-----------|-----------|--------|---------------------------|
| Relleno 1 | 2,8 | 0,8 | 1,5 | 3,36 |
| Relleno 2 | 2,8 | 0,8 | 1,5 | 3,36 |
| Relleno 3 | 2,8 | 0,8 | 1,5 | 3,36 |
| Relleno 4 | 2,8 | 0,8 | 1,5 | 3,36 |
| Relleno 5 | 2,8 | 0,8 | 1,5 | 3,36 |
| Relleno 6 | 2,8 | 0,8 | 1,5 | 3,36 |
| Relleno 7 | 2,8 | 0,8 | 1,5 | 3,36 |
| Relleno 8 | 2,8 | 0,8 | 1,5 | 3,36 |
| Descuento Pilas A1-B1 | 0,3 | 0,3 | 1,5 | 0,14 |
| Descuento Pilas A2-B2 | 0,3 | 0,3 | 1,5 | 0,14 |
| Descuento Pilas A3-B3 | 0,3 | 0,3 | 1,5 | 0,14 |
| Descuento Pilas A4-B4 | 0,3 | 0,3 | 1,5 | 0,14 |
| Descuento Pilas A5-B5 | 0,3 | 0,3 | 1,5 | 0,14 |
| Descuento Pilas A6-B6 | 0,3 | 0,3 | 1,5 | 0,14 |
| Descuento Pilas A7-B7 | 0,3 | 0,3 | 1,5 | 0,14 |
| Descuento Pilas A8-B8 | 0,3 | 0,3 | 1,5 | 0,14 |
| VOLUMEN TOTAL (m³): | | | | 25,76 |

Tabla 47 Cantidades de obra de relleno con material del sitio para plintos de Subestructura de escaleras tipo 1 N+7.1 7m y N+7.72 m.

Fuente: Propia.

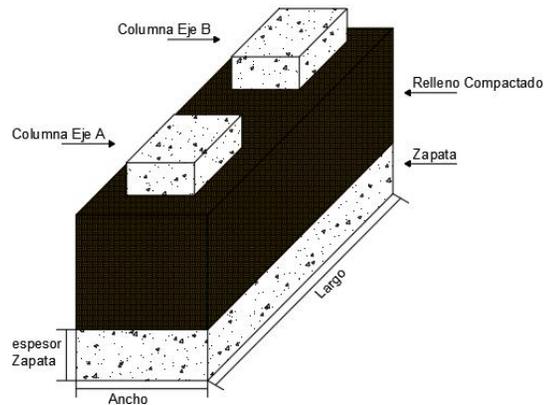


Figura 107 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra de relleno con material de sitio para plintos de Subestructura de escaleras tipo 1 N+7.17 m y N+7.72 m.

Fuente: Propia.

| | |
|---|---|
| Rubro: | Replanteo de hormigón clase E- (f'c=180kg/cm ²). |
| VOLUMEN TOTAL DE REPLANTILLO DE HORMIGÓN (m³) | 6,39 |

| | |
|----------------|--|
| Tipo: | Replanteo de hormigón en excavaciones de plintos de Subestructura. |
| Unidad: | m ³ |
| Código: | 500 |

| PLINTO | LARGO (m) | ANCHO (m) | ESPESOR (m) | VOLUMEN (m ³) |
|----------------------|-----------|-----------|-------------|---------------------------|
| 1 | 1,7 | 1,7 | 0,1 | 0,29 |
| 2 | 2,3 | 2,3 | 0,1 | 0,53 |
| 3 | 1,7 | 1,7 | 0,1 | 0,29 |
| VOLUMEN TOTAL | | | | 1,11 |

Tabla 48 Cantidades de obra de replanteo de hormigón para plintos de Subestructura de paso peatonal.

Fuente: Propia.

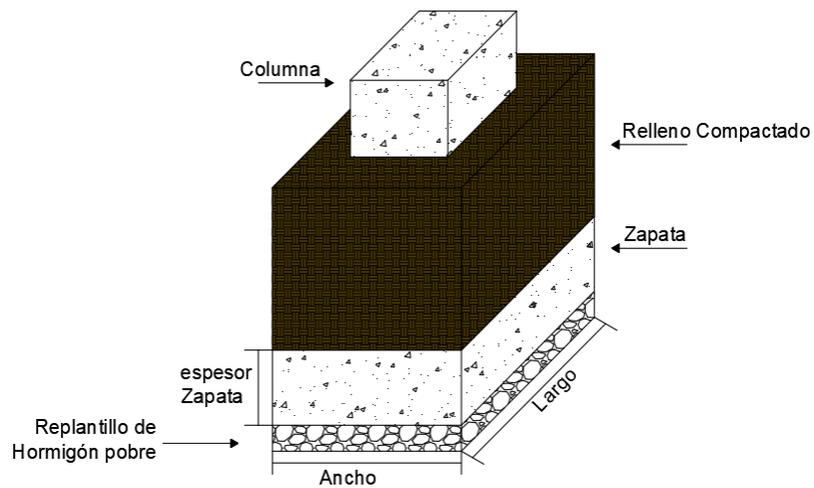


Figura 108 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra de replantillo de hormigón para plintos de Subestructura de paso peatonal.

Fuente: Propia.

| | |
|----------------|---|
| Tipo: | Replantillo de hormigón en excavaciones de plintos de escaleras |
| Unidad: | m ³ |
| Código: | 500 |

| PLINTO | LARGO (m) | ANCHO (m) | ESPESOR (m) | VOLUMEN (m ³) |
|----------------------|-----------|-----------|-------------|---------------------------|
| 1 | 2,8 | 0,8 | 0,1 | 0,22 |
| 2 | 2,8 | 0,8 | 0,1 | 0,22 |
| 3 | 2,8 | 0,8 | 0,1 | 0,22 |
| 4 | 2,8 | 0,8 | 0,1 | 0,22 |
| 5 | 2,8 | 0,8 | 0,1 | 0,22 |
| 6 | 2,8 | 0,8 | 0,1 | 0,22 |
| VOLUMEN TOTAL | | | | 2,64 |

Tabla 49 Cantidades de obra de replantillo de hormigón para plintos de Subestructura de escaleras tipo 1 N+7.17 m y N+7.72 m.

Fuente: Propia.

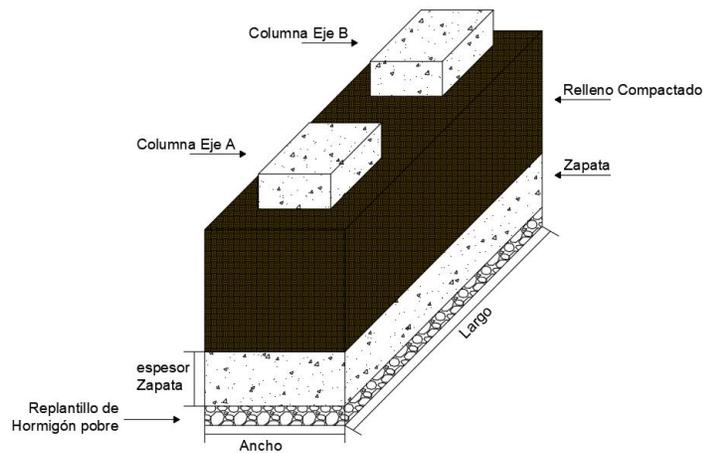


Figura 109 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra de replantillo de hormigón para plintos de Subestructura escaleras tipo1 N+7.17 m y N+7.72 m.

Fuente: Propia.

| | |
|--|---|
| Rubro: | Hormigón f'c=300 kg/cm ² , consistencia blanda, premezclado en planta y vaciado con bomba. |
| VOLUMEN TOTAL DE HORMIGÓN SIMPLE DE f'c=280 kg/cm² (m³) | 82,22 |

| | |
|----------------|--|
| Tipo: | Hormigón f'c=300 kg/cm ² colocado en plintos de Subestructura de paso peatonal. |
| Unidad: | m ³ |
| Código: | 600 |

| PLINTO | LARGO (m) | ANCHO (m) | ESPESOR (m) | VOLUMEN (m ³) |
|----------------------|-----------|-----------|-------------|---------------------------|
| 1 | 1,7 | 1,7 | 0,35 | 1,01 |
| 2 | 2,3 | 2,3 | 0,4 | 2,12 |
| 3 | 1,7 | 1,7 | 0,35 | 1,01 |
| VOLUMEN TOTAL | | | | 4,14 |

Tabla 50 Cantidades de obra hormigón f'c=300 kg/cm² para plintos de Subestructura de paso peatonal.

Fuente: Propia.

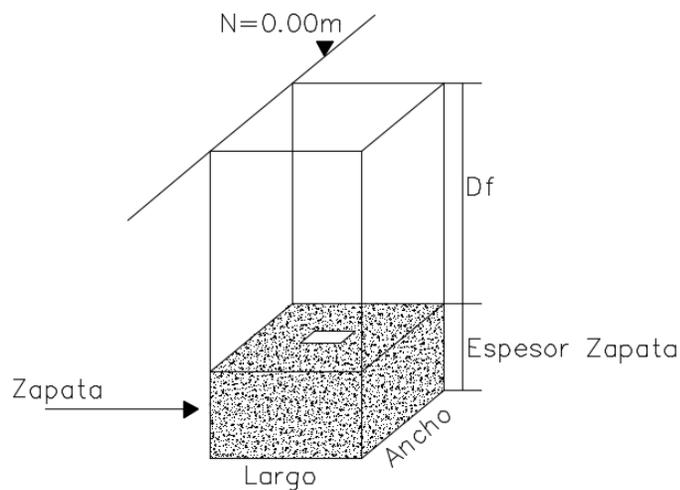


Figura 110 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra de hormigón $f'c=300 \text{ kg/cm}^2$ para plintos de Subestructura de paso peatonal.

Fuente: Propia.

| | |
|----------------|--|
| Tipo: | Hormigón $f'c=300 \text{ kg/cm}^2$ colocado en plintos de escaleras. |
| Unidad: | m^3 |
| Código: | 600 |

| PLINTO | LARGO (m) | ANCHO (m) | ESPESOR (m) | VOLUMEN (m^3) |
|----------------------|-----------|-----------|-------------|--------------------------|
| 1 | 2,8 | 0,8 | 0,3 | 0,67 |
| 2 | 2,8 | 0,8 | 0,3 | 0,67 |
| 3 | 2,8 | 0,8 | 0,3 | 0,67 |
| 4 | 2,8 | 0,8 | 0,3 | 0,67 |
| 5 | 2,8 | 0,8 | 0,3 | 0,67 |
| 6 | 2,8 | 0,8 | 0,3 | 0,67 |
| 7 | 2,8 | 0,8 | 0,3 | 0,67 |
| 8 | 2,8 | 0,8 | 0,3 | 0,67 |
| VOLUMEN TOTAL | | | | 10,72 |

Tabla 51 Cantidades de obra hormigón $f'c=300 \text{ kg/cm}^2$ para plintos de Subestructura de escaleras tipo 1 N7.17 m y N+7.72 m.

Fuente: Propia.

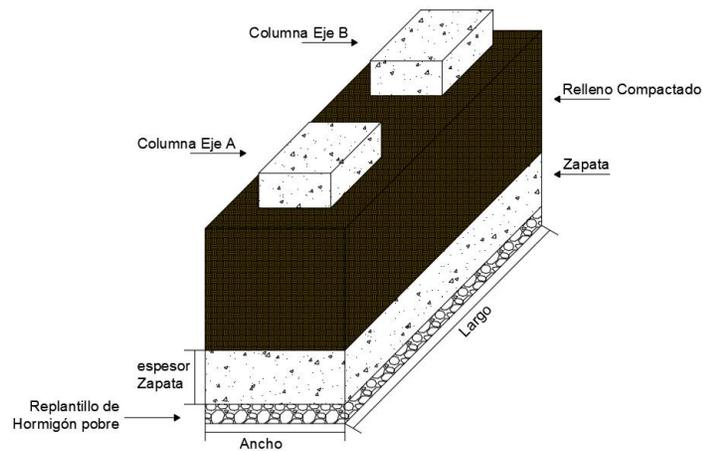


Figura 111 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra de hormigón $f'c=300\text{kg/cm}^2$ para plintos de Subestructura de escaleras tipo 1 N+7.17 m y N+7.72 m.

Fuente: Propia.

| | |
|----------------|--|
| Tipo: | Hormigón $f'c=300\text{ kg/cm}^2$ colocado en pilas de Subestructura de paso peatonal. |
| Unidad: | m^3 |
| Código: | 600 |

| PILA | LARGO (m) | ANCHO (m) | ALTURA (m) | VOLUMEN (m^3) |
|----------------------|-----------|-----------|------------|--------------------------|
| 1 | 0,65 | 0,7 | 8,87 | 4,04 |
| 2 | 0,7 | 0,7 | 8,82 | 4,32 |
| 3 | 0,65 | 0,7 | 9,42 | 4,29 |
| VOLUMEN TOTAL | | | | 12,65 |

Tabla 52 Cantidades de obra hormigón $f'c=300\text{ kg/cm}^2$ para pilas de subestructura de paso peatonal.

Fuente: Propia.

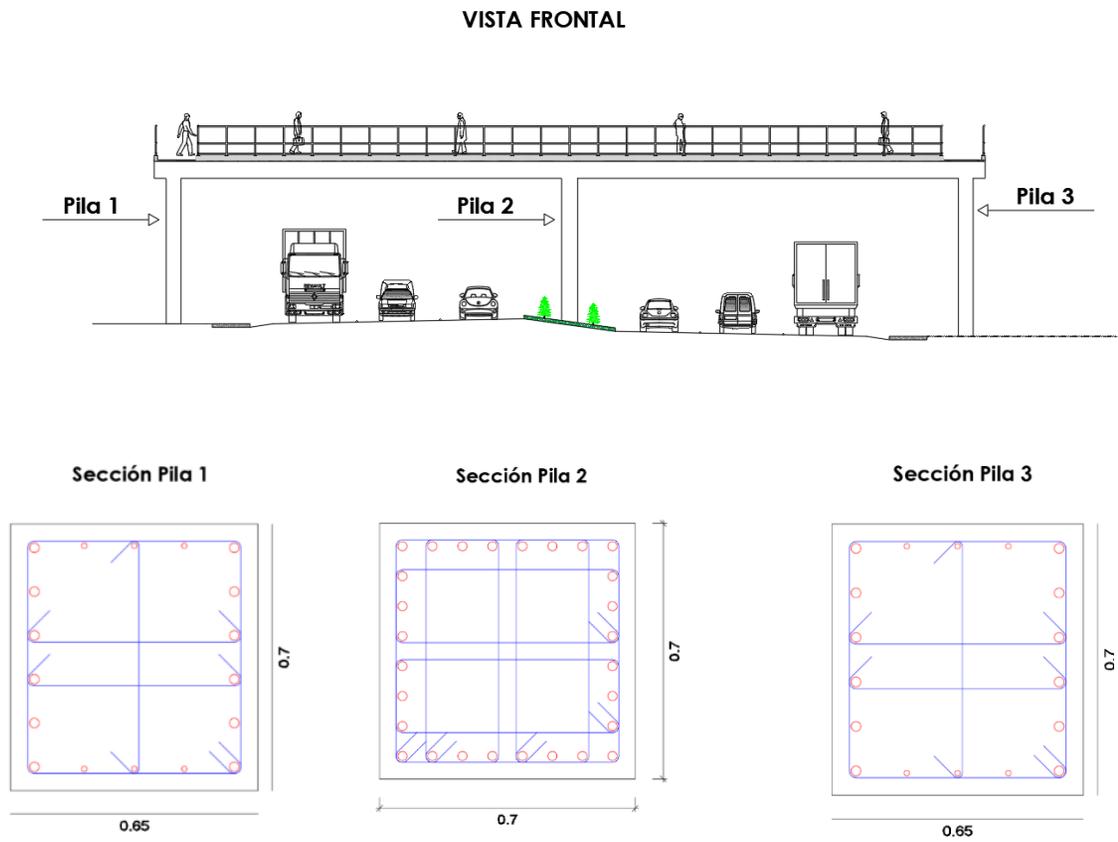


Figura 112 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra de hormigón $f'c=300 \text{ kg/cm}^2$ para pilas de subestructura de paso peatonal.

Fuente: Propia.

| | |
|----------------|--|
| Tipo: | Hormigón f'c=300 kg/cm ² colocado en pilas de escalera N+7.17 |
| Unidad: | m ³ |
| Código: | 500 |

| PILA | LARGO (m) | ANCHO (m) | ALTURA (m) | VOLUMEN (m ³) |
|----------------------|-----------|-----------|------------|---------------------------|
| A1-B1 | 0,3 | 0,3 | 1,5 | 0,27 |
| A2-B2 | 0,3 | 0,3 | 2,73 | 0,49 |
| A3-B3 | 0,3 | 0,3 | 2,73 | 0,49 |
| A4-B4 | 0,3 | 0,3 | 4,71 | 0,85 |
| A5-B5 | 0,3 | 0,3 | 4,71 | 0,85 |
| A6-B6 | 0,3 | 0,3 | 6,69 | 1,2 |
| A7-B7 | 0,3 | 0,3 | 6,69 | 1,2 |
| A8-B8 | 0,3 | 0,3 | 8,67 | 1,56 |
| VOLUMEN TOTAL | | | | 6,91 |

Tabla 53 Cantidades de obra hormigón f'c=300 kg/cm² para pilas de subestructura escalera N+7.17 m.

Fuente: Propia.

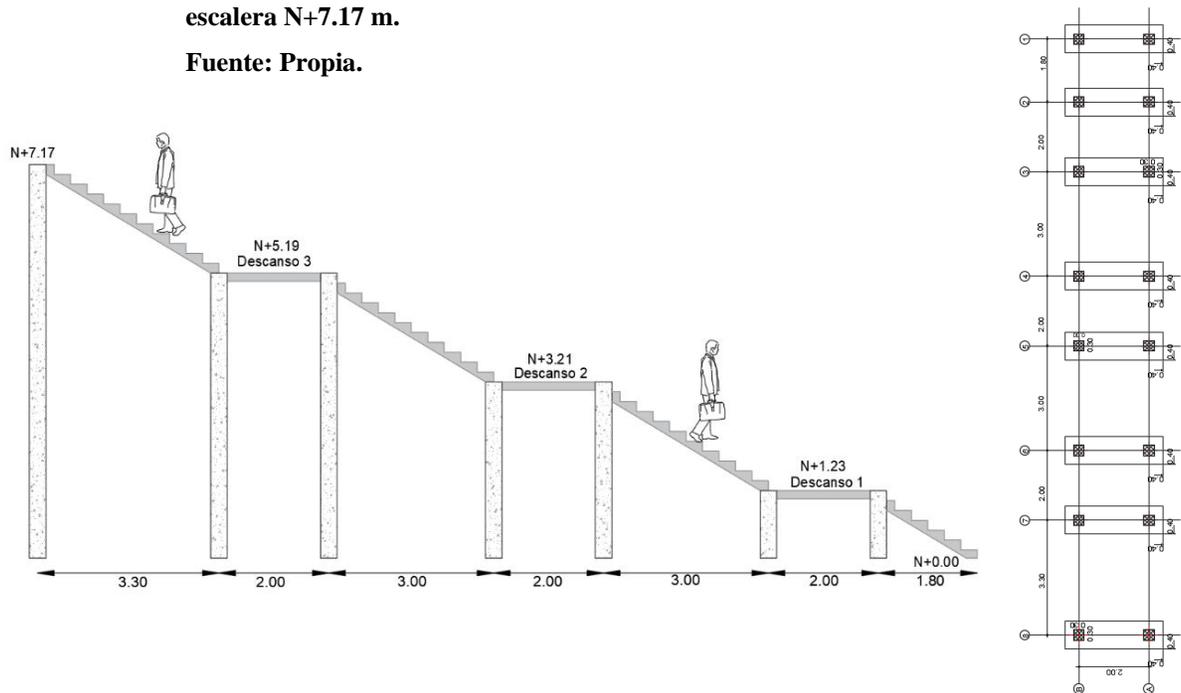


Figura 113 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra de hormigón f'c= 300 kg/cm² para pilas de Subestructura escalera N+7.17m .

Fuente: Propia.

| | |
|----------------|--|
| Tipo: | Hormigón f'c=300 kg/cm ² colocado en pilas de escalera N+7.72 |
| Unidad: | m ³ |
| Código: | 600 |

| PILA | LARGO (m) | ANCHO (m) | ALTURA (m) | VOLUMEN (m ³) |
|----------------------|-----------|-----------|------------|---------------------------|
| A1-B1 | 0,3 | 0,3 | 1,5 | 0,27 |
| A2-B2 | 0,3 | 0,3 | 3,28 | 0,59 |
| A3-B3 | 0,3 | 0,3 | 3,28 | 0,59 |
| A4-B4 | 0,3 | 0,3 | 5,26 | 0,95 |
| A5-B5 | 0,3 | 0,3 | 5,26 | 0,95 |
| A6-B6 | 0,3 | 0,3 | 7,24 | 1,3 |
| A7-B7 | 0,3 | 0,3 | 7,24 | 1,3 |
| A8-B8 | 0,3 | 0,3 | 9,22 | 1,66 |
| VOLUMEN TOTAL | | | | 7,61 |

Tabla 54 Cantidades de obra hormigón f'c=300 kg/cm² para pilas de subestructura escalera N+7.72 m.

Fuente: Propia.

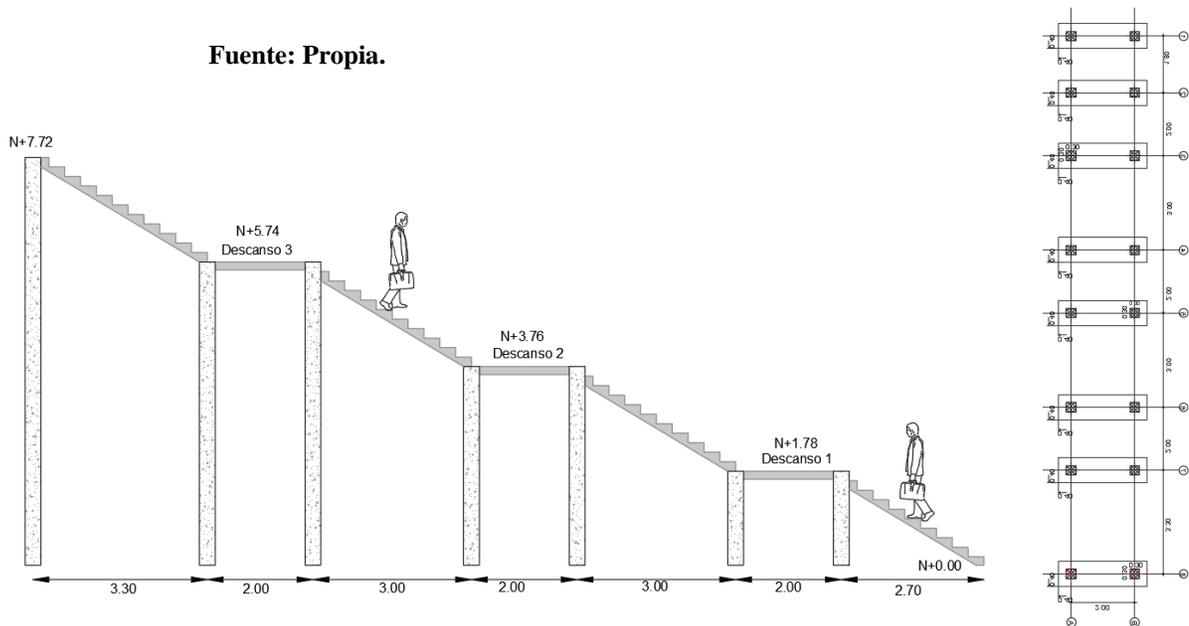


Figura 114 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra de hormigón f'c=300 kg/cm² para pilas de subestructura escalera N+7.72 m .

Fuente: Propia.

| | |
|----------------|---|
| Tipo: | Hormigón f'c=300 kg/cm ² colocado en escalera N+7.17 |
| Unidad: | m ³ |
| Código: | 600 |

| ELEMENTO | LARGO (m) | ANCHO (m) | ESPESOR (m) | Nº ELEMENTOS | VOLUMEN (m ³) |
|----------------------|-----------|-----------|-------------|--------------|---------------------------|
| Gradas | 0,3 | 2 | 0,18 | 37 | 4 |
| Descansos | 2 | 2 | 0,15 | 3 | 1,8 |
| Losa de grada | 3 | 2 | 0,15 | 4 | 3,6 |
| VOLUMEN TOTAL | | | | | 18,8 |

Tabla 55 Cantidades de obra hormigón f'c=300 kg/cm² para escalera N+7.17 m.

Fuente: Propia

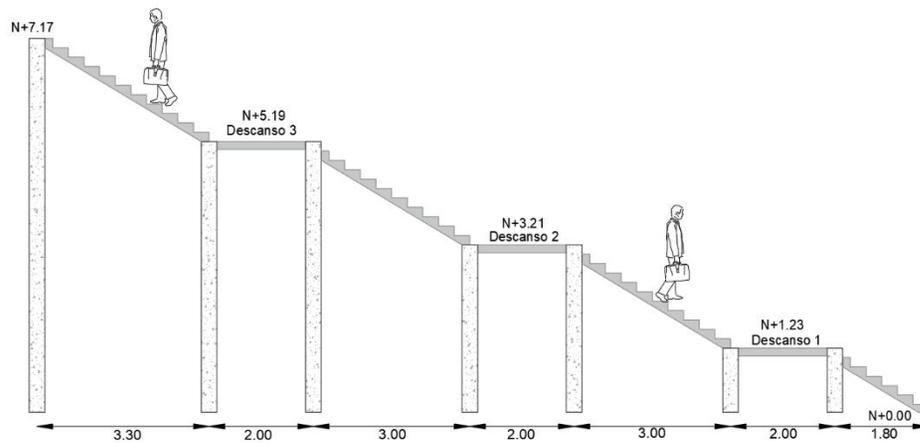


Figura 115 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra de hormigón f'c=300 kg/cm² para escalera N+7.17 m .

Fuente: Propia

| | |
|----------------|--|
| Tipo: | Hormigón $f'c=300 \text{ kg/cm}^2$ colocado en escalera N+7.72 |
| Unidad: | m^3 |
| Código: | 600 |

| ELEMENTO | LARGO (m) | ANCHO (m) | ESPESOR (m) | Nº ELEMENTOS | VOLUMEN (m^3) |
|----------------------|-----------|-----------|-------------|--------------|--------------------------|
| Gradas | 0,3 | 2 | 0,18 | 40 | 4,32 |
| Descansos | 2 | 2 | 0,15 | 3 | 1,8 |
| Losa de grada | 3 | 2 | 0,15 | 4 | 3,6 |
| VOLUMEN TOTAL | | | | | 19,44 |

Tabla 56 Cantidades de obra hormigón $f'c=300 \text{ kg/cm}^2$ para escalera N+7.72 m.

Fuente: Propia

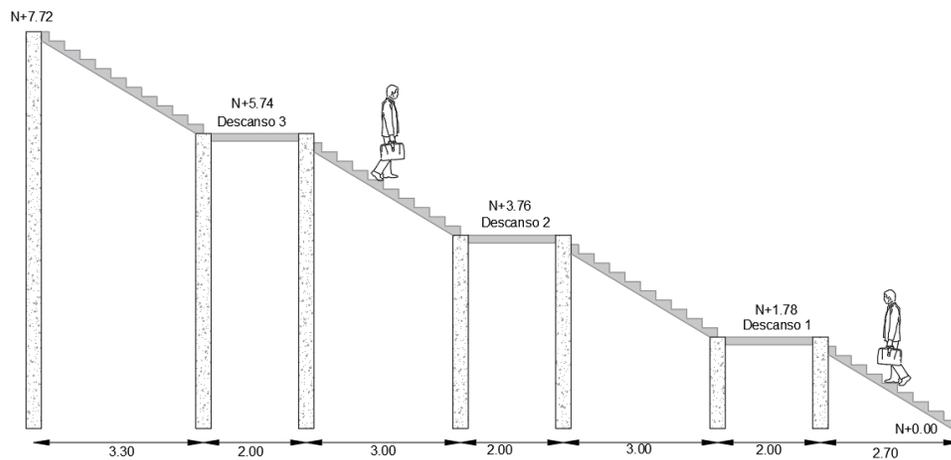


Figura 116 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra de hormigón $f'c=300 \text{ kg/cm}^2$ para escalera N+7.72 m.

Fuente: Propia.

| | |
|----------------|---|
| Tipo: | Hormigón $f'c=300 \text{ kg/cm}^2$ colocado en ménsulas |
| Unidad: | m^3 |
| Código: | 600 |

| ELEMENTO | ÁREA | PROFUNDIDAD | VOLUMEN (m^3) |
|-------------------------------|------|-------------|--------------------------|
| Ménsula sobre pila central | 0,72 | 0,9 | 0,65 |
| Ménsula sobre pilas laterales | 0,72 | 0,9 | 0,65 |
| VOLUMEN TOTAL | | | 1,95 |

Tabla 57 Cantidades de obra hormigón $f'c=300 \text{ kg/cm}^2$ para ménsulas.

Fuente: Propia.

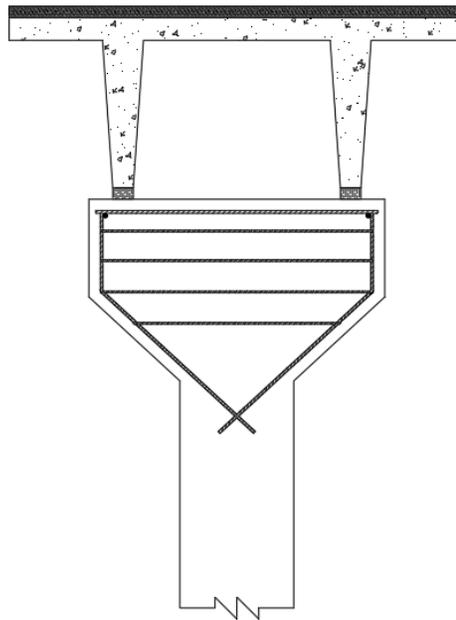


Figura 117 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra de hormigón $f'c=300 \text{ kg/cm}^2$ para ménsulas.

Fuente: Propia.

| | |
|---|------------------------------------|
| Rubro: | Encofrado recto (plintos y pilas). |
| ENCOFRADO RECTO TOTAL (m²): | 319,33 |

| | |
|---------|---|
| Tipo: | Encofrado de plintos subestructura paso peatonal. |
| Unidad: | m ² |
| Código: | 700 |

| PLINTO 1 | | | |
|-----------------------------|--------------|--------------|-------------|
| LADO | ANCHO | LARGO | ÁREA |
| l1 | 0,35 | 1,7 | 1,19 |
| l2 | 0,35 | 1,7 | 1,19 |
| AREA TOTAL ENCOFRADO | | | 2,38 |

| PLINTO 2 | | | |
|-----------------------------|--------------|--------------|-------------|
| LADO | ANCHO | LARGO | ÁREA |
| l1 | 0,4 | 2,3 | 1,84 |
| l2 | 0,4 | 2,3 | 1,84 |
| AREA TOTAL ENCOFRADO | | | 3,68 |

| PLINTO 3 | | | |
|-----------------------------|--------------|--------------|-------------|
| LADO | ANCHO | LARGO | ÁREA |
| l1 | 0,35 | 1,7 | 1,19 |
| l2 | 0,35 | 1,7 | 1,19 |
| AREA TOTAL ENCOFRADO | | | 2,38 |

Tabla 58 Cantidades de obra encofrado rescto para plintos de subestructura de paso peatonal .

Fuente: Propia.

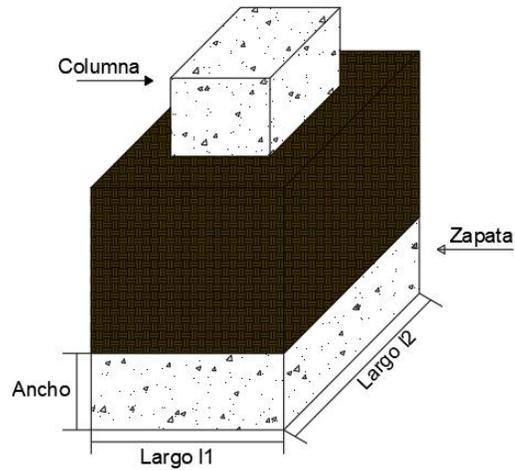


Figura 118 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra encofrado recto de plintos de subestructura de paso peatonal .

Fuente: Propia.

| | |
|---------|------------------------------------|
| Tipo: | Encofrado de plintos de escaleras. |
| Unidad: | m ² |
| Código: | 700 |

| PLINTOS 1 | | | |
|-----------------------------|-------|-------|-------------|
| LADO | ANCHO | LARGO | ÁREA |
| l1 | 0,3 | 2,8 | 1,68 |
| l2 | 0,3 | 0,8 | 0,48 |
| AREA TOTAL ENCOFRADO | | | 2,16 |

| PLINTOS 5 | | | |
|-----------------------------|-------|-------|-------------|
| LADO | ANCHO | LARGO | ÁREA |
| l1 | 0,3 | 2,8 | 1,68 |
| l2 | 0,3 | 0,8 | 0,48 |
| AREA TOTAL ENCOFRADO | | | 2,16 |

| PLINTOS 2 | | | |
|-----------------------------|-------|-------|-------------|
| LADO | ANCHO | LARGO | ÁREA |
| l1 | 0,3 | 2,8 | 1,68 |
| l2 | 0,3 | 0,8 | 0,48 |
| AREA TOTAL ENCOFRADO | | | 2,16 |

| PLINTOS 6 | | | |
|-----------------------------|-------|-------|-------------|
| LADO | ANCHO | LARGO | ÁREA |
| l1 | 0,3 | 2,8 | 1,68 |
| l2 | 0,3 | 0,8 | 0,48 |
| AREA TOTAL ENCOFRADO | | | 2,16 |

| PLINTOS 3 | | | | PLINTOS 7 | | | |
|----------------------|-------|-------|------|----------------------|-------|-------|------|
| LADO | ANCHO | LARGO | ÁREA | LADO | ANCHO | LARGO | ÁREA |
| l1 | 0,3 | 2,8 | 1,68 | l1 | 0,3 | 2,8 | 1,68 |
| l2 | 0,3 | 0,8 | 0,48 | l2 | 0,3 | 0,8 | 0,48 |
| AREA TOTAL ENCOFRADO | | | 2,16 | AREA TOTAL ENCOFRADO | | | 2,16 |

| PLINTOS 4 | | | | PLINTOS 8 | | | |
|----------------------|-------|-------|------|----------------------|-------|-------|------|
| LADO | ANCHO | LARGO | ÁREA | LADO | ANCHO | LARGO | ÁREA |
| l1 | 0,3 | 2,8 | 1,68 | l1 | 0,3 | 2,8 | 1,68 |
| l2 | 0,3 | 0,8 | 0,48 | l2 | 0,3 | 0,8 | 0,48 |
| AREA TOTAL ENCOFRADO | | | 2,16 | AREA TOTAL ENCOFRADO | | | 2,16 |

Tabla 59 Cantidades de obra encofrado recto para plintos de subestructura de escaleras N+7.17 m y N+7.72 m.

Fuente: Propia.

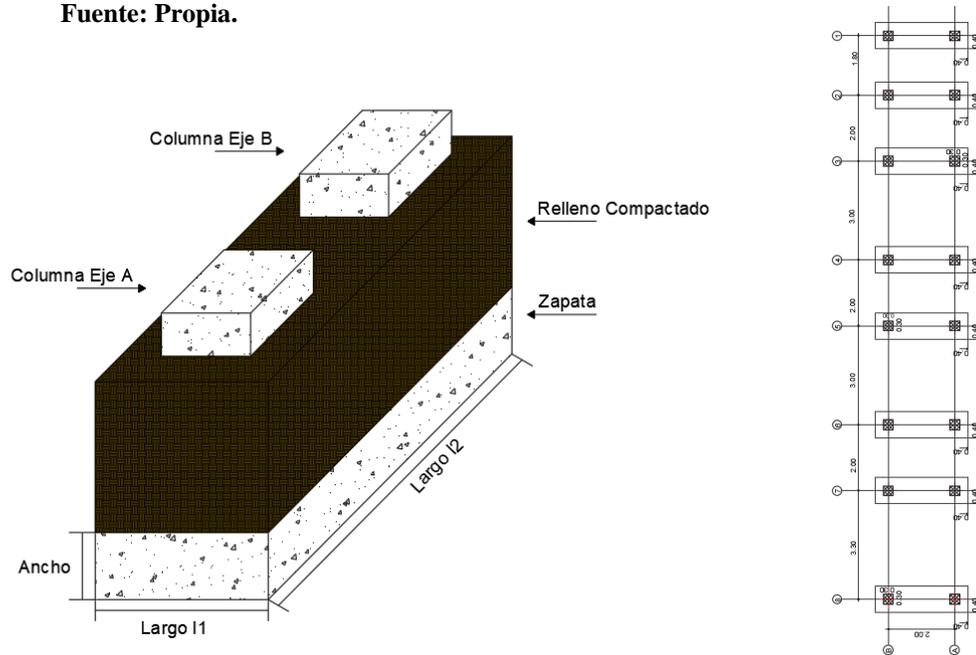


Figura 119 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra encofrado recto de plintos de subestructura de puentes N+7.17 m y N+7.72 m .

Fuente: Propia.

| | |
|---------|---|
| Tipo: | Encofrado de pilas de subestructura de paso peatonal. |
| Unidad: | m ² |
| Código: | 700 |

| PILA 1 | | | |
|-----------------------------|-------|-------|-------|
| LADO | ANCHO | LARGO | ÁREA |
| l1 | 0,65 | 8,87 | 11,53 |
| l2 | 0,7 | 8,87 | 12,42 |
| AREA TOTAL ENCOFRADO | | | 23,95 |

| PILA 2 | | | |
|-----------------------------|-------|-------|-------|
| LADO | ANCHO | LARGO | ÁREA |
| l1 | 0,7 | 8,82 | 12,35 |
| l2 | 0,7 | 8,82 | 12,35 |
| AREA TOTAL ENCOFRADO | | | 24,7 |

| PILA 3 | | | |
|-----------------------------|-------|-------|-------|
| LADO | ANCHO | LARGO | ÁREA |
| l1 | 0,65 | 9,42 | 12,25 |
| l2 | 0,7 | 9,42 | 13,19 |
| AREA TOTAL ENCOFRADO | | | 25,44 |

Tabla 60 Cantidades de obra encofrado recto para pilas de subestructura de paso peatonal.

Fuente: Propia.

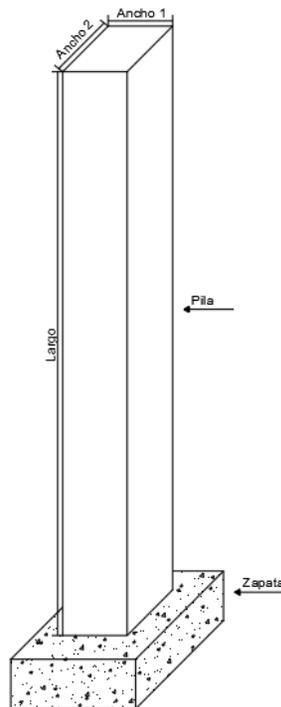


Figura 120 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra encofrado recto de pilas de subestructura de paso peatonal.

Fuente: Propia.

| | |
|---------|--|
| Tipo: | Encofrado de pilas de Subestructura de escalera N+7.17 |
| Unidad: | m ² |
| Código: | 700 |

| PILA A1-B1 | | | | PILA A5-B5 | | | |
|-----------------------------|-------|-------|------|-----------------------------|-------|-------|-------|
| LADO | ANCHO | LARGO | ÁREA | LADO | ANCHO | LARGO | ÁREA |
| l1 | 0,3 | 1,5 | 0,9 | l1 | 0,3 | 4,71 | 2,83 |
| l2 | 0,3 | 1,5 | 0,9 | l2 | 0,3 | 4,71 | 2,83 |
| AREA TOTAL ENCOFRADO | | | 3,6 | AREA TOTAL ENCOFRADO | | | 11,32 |

| PILA A2-B2 | | | | PILA A6-B6 | | | |
|-----------------------------|-------|-------|------|-----------------------------|-------|-------|-------|
| LADO | ANCHO | LARGO | ÁREA | LADO | ANCHO | LARGO | ÁREA |
| l1 | 0,3 | 2,73 | 1,64 | l1 | 0,3 | 6,69 | 4,01 |
| l2 | 0,3 | 2,73 | 1,64 | l2 | 0,3 | 6,69 | 4,01 |
| AREA TOTAL ENCOFRADO | | | 6,56 | AREA TOTAL ENCOFRADO | | | 16,04 |

| PILAA3-B3 | | | | PILA A7-B7 | | | |
|-----------------------------|-------|-------|------|-----------------------------|-------|-------|-------|
| LADO | ANCHO | LARGO | ÁREA | LADO | ANCHO | LARGO | ÁREA |
| l1 | 0,3 | 2,73 | 1,64 | l1 | 0,3 | 6,69 | 4,01 |
| l2 | 0,3 | 2,73 | 1,64 | l2 | 0,3 | 6,69 | 4,01 |
| AREA TOTAL ENCOFRADO | | | 6,56 | AREA TOTAL ENCOFRADO | | | 16,04 |

| PILA A4-B4 | | | | PILA A8-B8 | | | |
|-----------------------------|-------|-------|-------|-----------------------------|-------|-------|------|
| LADO | ANCHO | LARGO | ÁREA | LADO | ANCHO | LARGO | ÁREA |
| l1 | 0,3 | 4,71 | 2,83 | l1 | 0,3 | 8,67 | 5,2 |
| l2 | 0,3 | 4,71 | 2,83 | l2 | 0,3 | 8,67 | 5,2 |
| AREA TOTAL ENCOFRADO | | | 11,32 | AREA TOTAL ENCOFRADO | | | 20,8 |

Tabla 61 Cantidades de obra encofrado recto para pilas de subestructura de escaleras N+7.17 m.

Fuente: Propia.

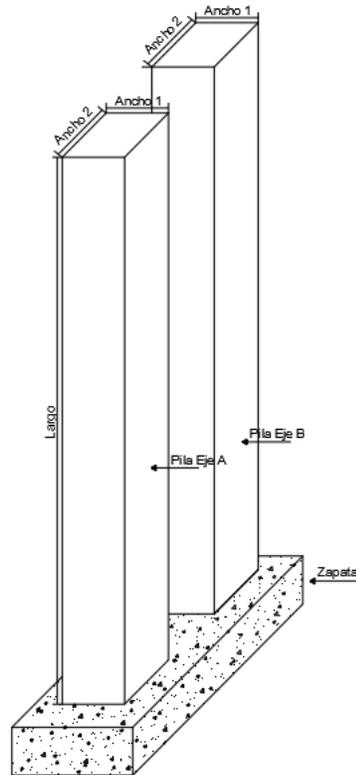


Figura 121 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra encofrado recto de pilas de subestructura de escaleras N+7.17 m.

Fuente: Propia.

| | |
|---------|--|
| Tipo: | Encofrado de pilas de subestructura de escalera N+7.72 |
| Unidad: | m ² |
| Código: | 700 |

| PILA A1-B1 | | | |
|-----------------------------|-------|-------|------------|
| LADO | ANCHO | LARGO | ÁREA |
| l1 | 0,3 | 1,5 | 0,9 |
| l2 | 0,3 | 1,5 | 0,9 |
| AREA TOTAL ENCOFRADO | | | 3,6 |

| PILA A5-B5 | | | |
|-----------------------------|-------|-------|--------------|
| LADO | ANCHO | LARGO | ÁREA |
| l1 | 0,3 | 5,26 | 3,16 |
| l2 | 0,3 | 5,26 | 3,16 |
| AREA TOTAL ENCOFRADO | | | 12,64 |

| PILA A2-B2 | | | | PILA A6-B6 | | | |
|-----------------------------|-------|-------|-------------|-----------------------------|-------|-------|--------------|
| LADO | ANCHO | LARGO | ÁREA | LADO | ANCHO | LARGO | ÁREA |
| l1 | 0,3 | 3,28 | 1,97 | l1 | 0,3 | 7,24 | 4,34 |
| l2 | 0,3 | 3,28 | 1,97 | l2 | 0,3 | 7,24 | 4,34 |
| AREA TOTAL ENCOFRADO | | | 7,88 | AREA TOTAL ENCOFRADO | | | 17,36 |

| PILAA3-B3 | | | | PILA A7-B7 | | | |
|-----------------------------|-------|-------|-------------|-----------------------------|-------|-------|--------------|
| LADO | ANCHO | LARGO | ÁREA | LADO | ANCHO | LARGO | ÁREA |
| l1 | 0,3 | 3,28 | 1,97 | l1 | 0,3 | 7,24 | 4,34 |
| l2 | 0,3 | 3,28 | 1,97 | l2 | 0,3 | 7,24 | 4,34 |
| AREA TOTAL ENCOFRADO | | | 7,88 | AREA TOTAL ENCOFRADO | | | 17,36 |

| PILA A4-B4 | | | | PILA A8-B8 | | | |
|-----------------------------|-------|-------|--------------|-----------------------------|-------|-------|--------------|
| LADO | ANCHO | LARGO | ÁREA | LADO | ANCHO | LARGO | ÁREA |
| l1 | 0,3 | 5,26 | 3,16 | l1 | 0,3 | 9,22 | 5,53 |
| l2 | 0,3 | 5,26 | 3,16 | l2 | 0,3 | 9,22 | 5,53 |
| AREA TOTAL ENCOFRADO | | | 12,64 | AREA TOTAL ENCOFRADO | | | 22,12 |

Tabla 62 Cantidades de obra encofrado recto para pilas de subestructura de escaleras N+7.72 m.

Fuente: Propia.

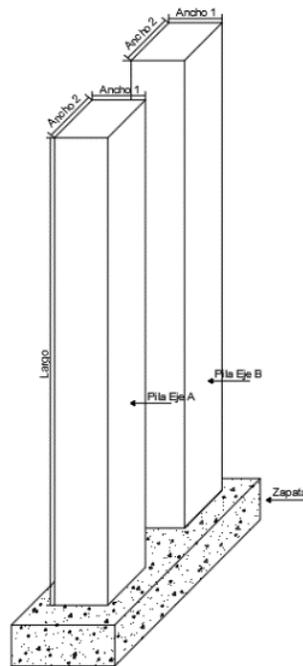


Figura 122 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra encofrado recto de pilas de subestructura de escaleras N+7.72 m.

Fuente: Propia.

| | |
|---------|----------------------|
| Tipo: | Encofrado de volados |
| Unidad: | m ² |
| Código: | 700 |

| VOLADO1 = VOLADO2 | | | |
|-----------------------------|-------|-------|-------------|
| LADO | ANCHO | LARGO | ÁREA |
| l1 | 2 | 0,15 | 0,6 |
| l2 | 0,85 | 0,15 | 0,26 |
| l3 | 2 | 0,85 | 3,4 |
| AREA TOTAL ENCOFRADO | | | 4,26 |

Tabla 63 Cantidades de obra encofrado recto para volados de hormigón armado.

Fuente: Propia.

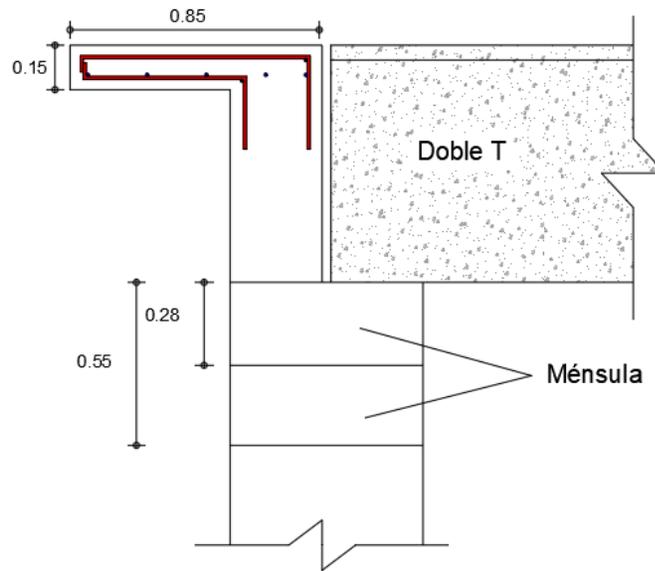


Figura 123 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra encofrado recto de volados de hormigón armado.

Fuente: Propia.

| | |
|----------------------------|--|
| Rubro: | Apoyos de neopreno tipo stup, dureza 60 (15x20x2.2) cm |
| NUMERO DE UNIDADES: | 23 |

| | |
|---------|---|
| Tipo: | Apoyos de Neopreno stup, dureza 60 (15x20x2.2) cm |
| Unidad: | u |
| Código: | 800 |

| DIMENSIONES OFERTADAS | | | |
|-----------------------|--------------|-------------|---------------------------|
| LARGO (m) | ANCHO (m) | ESPESOR (m) | VOLUMEN (m ³) |
| 0,15 | 0,2 | 0,022 | 0,00066 |

| DIMENSIONES NECESARIAS | | | |
|------------------------|--------------|-------------|---------------------------|
| LARGO (m) | ANCHO (m) | ESPESOR (m) | VOLUMEN (m ³) |
| 0,35 | 0,09 | 0,06 | 0,00378 |

Tabla 64 Cantidades de obra apoyos de neopreno stup, dureza 60 (15x20x2.2) cm.

Fuente: Propia.

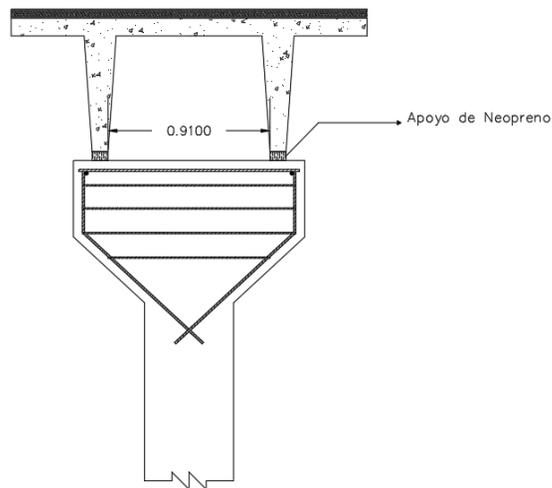


Figura 124 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra apoyos de neopreno stup, dureza 60 (15x20x2.2) cm.

Fuente: Propia.

| | |
|----------------------------|---|
| Rubro: | Apoyos de Neopreno tipo stup, dureza 60 (12x20x2.2) cm. |
| NUMERO DE UNIDADES: | 29 |

| | |
|---------|---|
| Tipo: | Apoyos de Neopreno tipo stup, dureza 60 (12x20x2.2) cm. |
| Unidad: | u |
| Código: | 900 |

| DIMENSIONES OFERTADAS | | | |
|-----------------------|-----------|-------------|---------------------------|
| LARGO (m) | ANCHO (m) | ESPESOR (m) | VOLUMEN (m ³) |
| 0,12 | 0,20 | 0,022 | 0,000528 |

| DIMENSIONES NECESARIAS | | | |
|------------------------|-----------|-------------|---------------------------|
| LARGO (m) | ANCHO (m) | ESPESOR (m) | VOLUMEN (m ³) |
| 0,70 | 0,09 | 0,06 | 0,00378 |

Tabla 65 Cantidades de obra apoyos de neopreno stup, dureza 60 (12x20x2.2) cm.

Fuente: Propia.

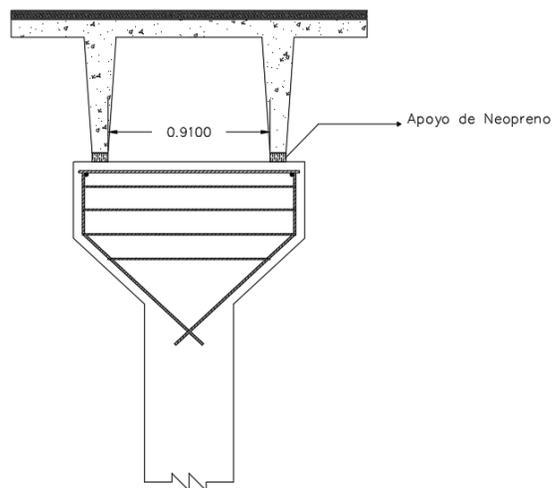


Figura 125 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra apoyos de neopreno stup, dureza 60 (12x20x2.2) cm.

Fuente: Propia.

| | |
|---|---|
| Rubro: | Acero en barras corrugadas, Grado 60 ($f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$), varios diámetros. |
| PESO TOTAL DE ACERO EN BARRAS CORRUGADAS DE VARIOS DIAMETROS (kg): | 36594,72 |

| | |
|---------|---|
| Tipo: | Acero de pilas de Subestructura de paso peatonal. |
| Unidad: | Kg |
| Código: | 1000 |

| PILA 1 | | | | | |
|--|-----------|------------------------|----------------------|------------|--|
| LONGITUD | ϕ | AREA (m ²) | ρ | PESO TOTAL | PESO TOTAL FINAL (10% DESPERDICIOS) |
| UD | (m) | | (kg/m ³) | (kg) | |
| 969,25 | 0,01 2 | 0,0001130 98 | 7850 | 860,52 | 946,57 |
| 125,4 | 0,02 2 | 0,0003801 34 | 7850 | 374,2 | 411,62 |
| 168 | 0,02 5 | 0,0004908 75 | 7850 | 647,37 | 712,11 |
| PESO TOTAL ACERO PILA 1 (kg): | | | | | 2070,3 |

| PILA 2 | | | | | |
|---------------|-----------|------------------------|----------------------|------------|--|
| LONGITUD | ϕ | AREA (m ²) | ρ | PESO TOTAL | PESO TOTAL FINAL (10% DESPERDICIOS) |
| D | (m) | | (kg/m ³) | (kg) | |
| 1224,2 | 0,01 2 | 0,0001130 98 | 7850 | 1086,86 | 1195,55 |
| 169,6 | 0,02 2 | 0,0003801 34 | 7850 | 506,09 | 556,7 |

| | | | | | |
|--------------------------------|-----------|-----------------|------|--------|---------|
| 150,72 | 0,02 5 | 0,0004908 75 | 7850 | 580,78 | 638,86 |
| PESO TOTAL ACERO PILA 2 | | | | | |
| (kg): | | | | | 2391,11 |

| PILA 3 | | | | | |
|--------------------------------|---------------|------------------------|-----------------------------|--------------------|--|
| LONGITU D | ϕ (m) | AREA (m ²) | ρ (kg/m ³) | PESO TOTAL (kg) | PESO TOTAL FINAL (10% DESPERDICIOS) |
| 1208,9 | 0,01 | 0,0000785 4 | 7850 | 745,33 | 819,86 |
| 267,8 | 0,02 5 | 0,0004908 75 | 7850 | 1031,93 | 1135,12 |
| PESO TOTAL ACERO PILA 3 | | | | | |
| (kg): | | | | | 1954,98 |

Tabla 66 Cantidades de obra acero en barras corrugadas para pilas de Subestructura de paso peatonal.

Fuente: Propia.

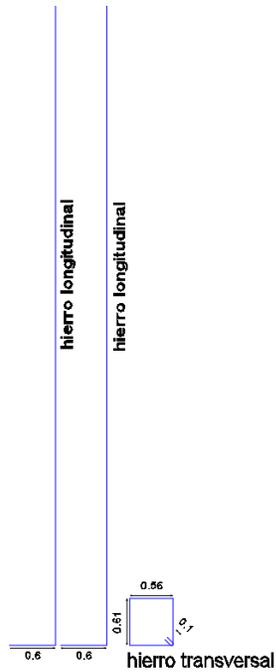


Figura 126 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra acero en barras corrugadas para pilas de Subestructura de paso peatonal.

Fuente: Propia.

| | |
|---------|---|
| Tipo: | Acero de plintos de Subestructura de paso peatonal. |
| Unidad: | Kg |
| Código: | 1000 |

| PLINTO 1 | | | | | |
|-----------|------------|-------------|----------------|-----------------|-------------------------------------|
| LONGIT UD | ϕ (m) | AREA (m2) | ρ (kg/m3) | PESO TOTAL (kg) | PESO TOTAL FINAL (10% DESPERDICIOS) |
| 52,44 | 0,006 | 2,82744E-05 | 7850 | 11,64 | 12,8 |
| 10,16 | 0,014 | 0,00007854 | 7850 | 6,26 | 6,89 |
| 278,2 | 0,025 | 0,000490875 | 7850 | 1072,01 | 1179,21 |

| | |
|--------------------------------|--------|
| PESO TOTAL ACERO PILA 3 | |
| (kg): | 1198,9 |

| PLINTO 2 | | | | | |
|--------------------------------|-----------|-----------------|---------|------------|-------------------------------------|
| LONGITUD | ϕ | AREA (m2) | ρ | PESO TOTAL | PESO TOTAL FINAL (10% DESPERDICIOS) |
| UD | (m) | | (kg/m3) | (kg) | |
| 88,2 | 0,01 | 0,0000785 4 | 7850 | 54,38 | 59,82 |
| 89 | 0,01 2 | 0,0001130 98 | 7850 | 79,02 | 86,92 |
| 971,9 | 0,02 2 | 0,0003801 34 | 7850 | 2900,2 | 3190,22 |
| 552,5 | 0,02 5 | 0,0004908 75 | 7850 | 2128,99 | 2341,89 |
| PESO TOTAL ACERO PILA 3 | | | | | |
| (kg): | | | | | 5678,85 |

| PLINTO 3 | | | | | |
|--------------------------------|-----------|-----------------|---------|------------|-------------------------------------|
| LONGITUD | ϕ | AREA (m2) | ρ | PESO TOTAL | PESO TOTAL FINAL (10% DESPERDICIOS) |
| UD | (m) | | (kg/m3) | (kg) | |
| 52,44 | 0,00 6 | 2,82744E- 05 | 7850 | 11,64 | 12,8 |
| 10,16 | 0,01 | 0,0000785 4 | 7850 | 6,26 | 6,89 |
| 278,2 | 0,02 5 | 0,0004908 75 | 7850 | 1072,01 | 1179,21 |
| PESO TOTAL ACERO PILA 3 | | | | | |
| (kg): | | | | | 1198,9 |

Tabla 67 Cantidades de obra acero en barras corrugadas para plintos de subestructura de paso peatonal.

Fuente: Propia.

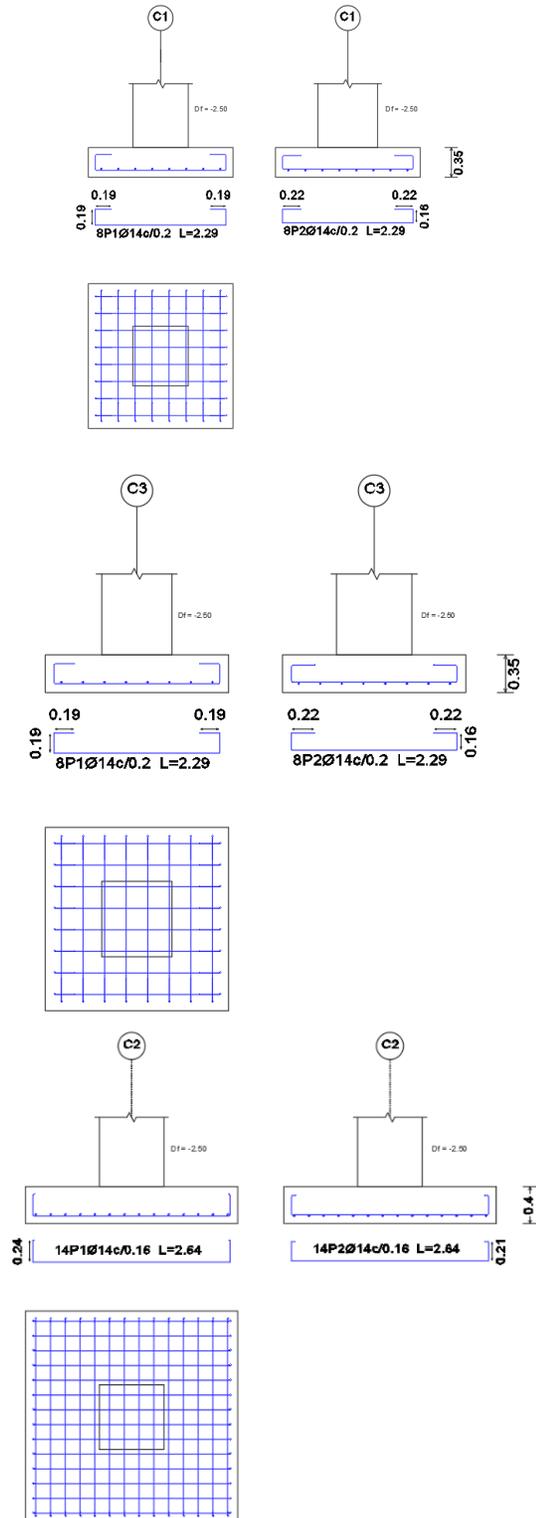


Figura 127 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra acero en barras corrugadas para plintos de subestructura de paso peatonal.

Fuente: Propia.

| | |
|---------|--------------------------------------|
| Tipo: | Acero de plintos de escalera N+7.17m |
| Unidad: | Kg |
| Código: | 1000 |

| PLINTO A1-B1 | | | | | |
|--|---------------|-----------------|----------------|--------------------|--|
| LONGITU D | ϕ (m) | AREA (m2) | ρ (kg/m3) | PESO TOTAL (kg) | PESO TOTAL FINAL (10% DESPERDICIOS) |
| 29,1 | 0,01 | 0,0000785 4 | 7850 | 17,94 | 19,73 |
| 593,8 | 0,01 2 | 0,0001130 98 | 7850 | 527,19 | 579,91 |
| 340,6 | 0,01 4 | 0,0001539 38 | 7850 | 411,59 | 452,75 |
| PESO TOTAL ACERO PILA 1 (kg): | | | | | 1052,39 |

| PLINTO A2-B2 | | | | | |
|--|---------------|-----------------|----------------|--------------------|--|
| LONGITU D | ϕ (m) | AREA (m2) | ρ (kg/m3) | PESO TOTAL (kg) | PESO TOTAL FINAL (10% DESPERDICIOS) |
| 29,1 | 0,01 | 0,0000785 4 | 7850 | 17,94 | 19,73 |
| 593,8 | 0,01 2 | 0,0001130 98 | 7850 | 527,19 | 579,91 |
| 340,6 | 0,01 4 | 0,0001539 38 | 7850 | 411,59 | 452,75 |
| PESO TOTAL ACERO PILA 1 (kg): | | | | | 1052,39 |

| PLINTO A3-B3 | | | | | |
|--|---------------|-----------------|----------------|--------------------|--|
| LONGITU D | ϕ (m) | AREA (m2) | ρ (kg/m3) | PESO TOTAL (kg) | PESO TOTAL FINAL (10% DESPERDICIOS) |
| 29,1 | 0,01 | 0,0000785 4 | 7850 | 17,94 | 19,73 |
| 593,8 | 0,01 2 | 0,0001130 98 | 7850 | 527,19 | 579,91 |
| 340,6 | 0,01 4 | 0,0001539 38 | 7850 | 411,59 | 452,75 |
| PESO TOTAL ACERO PILA 1 (kg): | | | | | 1052,39 |

| PLINTO A4-B4 | | | | | |
|--|---------------|-----------------|----------------|--------------------|--|
| LONGITU D | ϕ (m) | AREA (m2) | ρ (kg/m3) | PESO TOTAL (kg) | PESO TOTAL FINAL (10% DESPERDICIOS) |
| 29,1 | 0,01 | 0,0000785 4 | 7850 | 17,94 | 19,73 |
| 593,8 | 0,01 2 | 0,0001130 98 | 7850 | 527,19 | 579,91 |
| 340,6 | 0,01 4 | 0,0001539 38 | 7850 | 411,59 | 452,75 |
| PESO TOTAL ACERO PILA 1 (kg): | | | | | 1052,39 |

| PLINTO A5-B5 | | | | | |
|--------------|---------------|----------------|----------------|-----------------|--|
| LONGITU D | ϕ (m) | AREA (m2) | ρ (kg/m3) | PESO TOTAL (kg) | PESO TOTAL FINAL (10% DESPERDICIOS) |
| 29,1 | 0,01 | 0,000078 54 | 7850 | 17,94 | 19,73 |
| 593,8 | 0,01 2 | 0,000113 1 | 7850 | 527,19 | 579,91 |

| | | | | | |
|--------------------------------|-----------|----------------|------|--------|---------|
| 340,6 | 0,01 4 | 0,000153 94 | 7850 | 411,59 | 452,75 |
| PESO TOTAL ACERO PILA 1 | | | | | |
| (kg): | | | | | 1052,39 |

| PLINTO A6-B6 | | | | | |
|--------------------------------|---------------|----------------|----------------|-----------------|--|
| LONGITU D | ϕ (m) | AREA (m2) | ρ (kg/m3) | PESO TOTAL (kg) | PESO TOTAL FINAL (10% DESPERDICIOS) |
| 29,1 | 0,01 | 0,000078 54 | 7850 | 17,94 | 19,73 |
| 593,8 | 0,01 2 | 0,000113 1 | 7850 | 527,19 | 579,91 |
| 340,6 | 0,01 4 | 0,000153 94 | 7850 | 411,59 | 452,75 |
| PESO TOTAL ACERO PILA 1 | | | | | |
| (kg): | | | | | 1052,39 |

| PLINTO A7-B7 | | | | | |
|--------------------------------|---------------|----------------|----------------|-----------------|--|
| LONGITU D | ϕ (m) | AREA (m2) | ρ (kg/m3) | PESO TOTAL (kg) | PESO TOTAL FINAL (10% DESPERDICIOS) |
| 29,1 | 0,01 | 0,000078 54 | 7850 | 17,94 | 19,73 |
| 593,8 | 0,01 2 | 0,000113 1 | 7850 | 527,19 | 579,91 |
| 340,6 | 0,01 4 | 0,000153 94 | 7850 | 411,59 | 452,75 |
| PESO TOTAL ACERO PILA 1 | | | | | |
| (kg): | | | | | 1052,39 |

| PLINTO A8-B8 | | | | | |
|--|---------------|----------------|----------------|-----------------|--|
| LONGITU D | ϕ (m) | AREA (m2) | ρ (kg/m3) | PESO TOTAL (kg) | PESO TOTAL FINAL (10% DESPERDICIOS) |
| 4,2 | 0,01 | 0,000078 54 | 7850 | 2,59 | 2,85 |
| 155,5 | 0,01 2 | 0,000113 1 | 7850 | 138,06 | 151,87 |
| 48,7 | 0,01 4 | 0,000153 94 | 7850 | 58,85 | 64,74 |
| PESO TOTAL ACERO PILA 1 (kg): | | | | | 219,46 |

Tabla 68 Cantidades de obra acero en barras corrugadas para plintos de escaleras N+7.17m y N+7.72m.

Fuente: Propia.

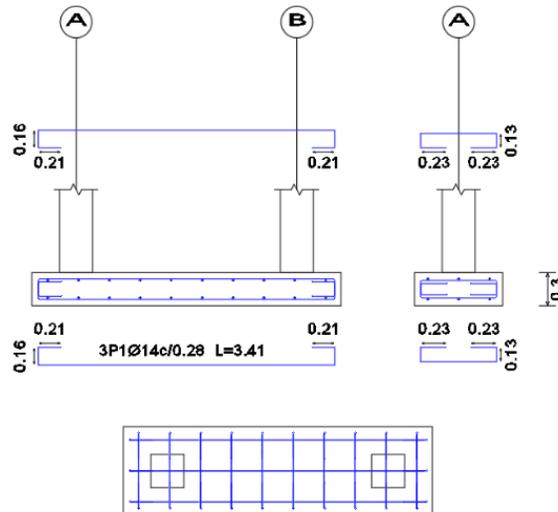


Figura 128 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra acero en barras corrugadas para plintos de escaleras N+7.17 m y N+7.72 m.

Fuente: Propia.

| | |
|---------|-------------------------------------|
| Tipo: | Acero de pilas de escaleras N+7.17m |
| Unidad: | Kg |
| Código: | 1000 |

| PILAS A1-B1 | | | | | |
|--|---------------|-----------------|----------------|--------------------|--|
| LONGITU D | ϕ (m) | AREA (m2) | ρ (kg/m3) | PESO TOTAL (kg) | PESO TOTAL FINAL (10% DESPERDICIOS) |
| 50,12 | 0,01 | 0,0000785 4 | 7850 | 30,9 | 33,99 |
| 20,27 | 0,01 2 | 0,0001130 98 | 7850 | 18 | 19,8 |
| PESO TOTAL ACERO PILA 1 (kg): | | | | | 53,79 |
| PESO TOTAL DE LAS DOS PILAS: | | | | | 107,58 |

| PILAS A2-B2 | | | | | |
|--|---------------|-----------------|----------------|--------------------|--|
| LONGITU D | ϕ (m) | AREA (m2) | ρ (kg/m3) | PESO TOTAL (kg) | PESO TOTAL FINAL (10% DESPERDICIOS) |
| 87,71 | 0,01 | 0,0000785 4 | 7850 | 54,08 | 59,49 |
| 29,2 | 0,01 2 | 0,0001130 98 | 7850 | 25,92 | 28,51 |
| PESO TOTAL ACERO PILA 1 (kg): | | | | | 88 |
| PESO TOTAL DE LAS DOS PILAS: | | | | | 176 |

| PILAS A3-B3 | | | | | |
|--|---------------|------------------------|-----------------------------|--------------------|--|
| LONGITU D | ϕ (m) | AREA (m ²) | ρ (kg/m ³) | PESO TOTAL (kg) | PESO TOTAL FINAL (10% DESPERDICIOS) |
| 87,71 | 0,01 | 0,0000785 4 | 7850 | 54,08 | 59,49 |
| 29,2 | 0,01 2 | 0,0001130 98 | 7850 | 25,92 | 28,51 |
| PESO TOTAL ACERO PILA 1 (kg): | | | | | 88 |
| PESO TOTAL DE LAS DOS PILAS: | | | | | 176 |

| PILAS A4-B4 | | | | | |
|--|---------------|------------------------|-----------------------------|--------------------|--|
| LONGITU D | ϕ (m) | AREA (m ²) | ρ (kg/m ³) | PESO TOTAL (kg) | PESO TOTAL FINAL (10% DESPERDICIOS) |
| 146,78 | 0,01 | 0,0000785 4 | 7850 | 90,5 | 99,55 |
| 46,4 | 0,01 2 | 0,0001130 98 | 7850 | 41,19 | 45,31 |
| PESO TOTAL ACERO PILA 1 (kg): | | | | | 144,86 |
| PESO TOTAL DE LAS DOS PILAS: | | | | | 289,72 |

| PILAS A5-B5 | | | | | |
|--|---------------|---------------------------|-----------------------------|-----------------|--|
| LONGITU D | ϕ (m) | AREA (m ²) | ρ (kg/m ³) | PESO TOTAL (kg) | PESO TOTAL FINAL (10% DESPERDICIOS) |
| 146,78 | 0,01 | 0,000078 54 | 7850 | 90,5 | 99,55 |
| 46,4 | 0,01 2 | 0,000113 1 | 7850 | 41,19 | 45,31 |
| PESO TOTAL ACERO PILA 1 (kg): | | | | | 144,86 |
| PESO TOTAL DE LAS DOS PILAS: | | | | | 289,72 |

| PILAS A6-B6 | | | | | |
|--|---------------|---------------------------|-----------------------------|-----------------|--|
| LONGITU D | ϕ (m) | AREA (m ²) | ρ (kg/m ³) | PESO TOTAL (kg) | PESO TOTAL FINAL (10% DESPERDICIOS) |
| 205,85 | 0,01 | 0,000078 54 | 7850 | 126,91 | 139,6 |
| 61,6 | 0,01 2 | 0,000113 1 | 7850 | 54,69 | 60,16 |
| PESO TOTAL ACERO PILA 1 (kg): | | | | | 199,76 |
| PESO TOTAL DE LAS DOS PILAS: | | | | | 399,52 |

| PILAS A7-B7 | | | | | |
|--|---------------|---------------------------|-----------------------------|-----------------|--|
| LONGITU D | ϕ (m) | AREA (m ²) | ρ (kg/m ³) | PESO TOTAL (kg) | PESO TOTAL FINAL (10% DESPERDICIOS) |
| 205,85 | 0,01 | 0,000078 54 | 7850 | 126,91 | 139,6 |
| 61,6 | 0,01 2 | 0,000113 1 | 7850 | 54,69 | 60,16 |
| PESO TOTAL ACERO PILA 1 (kg): | | | | | 199,76 |
| PESO TOTAL DE LAS DOS PILAS: | | | | | 399,52 |

| PILAS A8-B8 | | | | | |
|--|---------------|---------------------------|-----------------------------|-----------------|--|
| LONGITU D | ϕ (m) | AREA (m ²) | ρ (kg/m ³) | PESO TOTAL (kg) | PESO TOTAL FINAL (10% DESPERDICIOS) |
| 205,85 | 0,01 | 0,000078 54 | 7850 | 126,91 | 139,6 |
| 78 | 0,01 2 | 0,000113 1 | 7850 | 69,25 | 76,18 |
| PESO TOTAL ACERO PILA 1 (kg): | | | | | 215,78 |
| PESO TOTAL DE LAS DOS PILAS: | | | | | 431,56 |

Tabla 69 Cantidades de obra acero en barras corrugadas para pilas de escalera N+7.17 m.

Fuente: Propia.

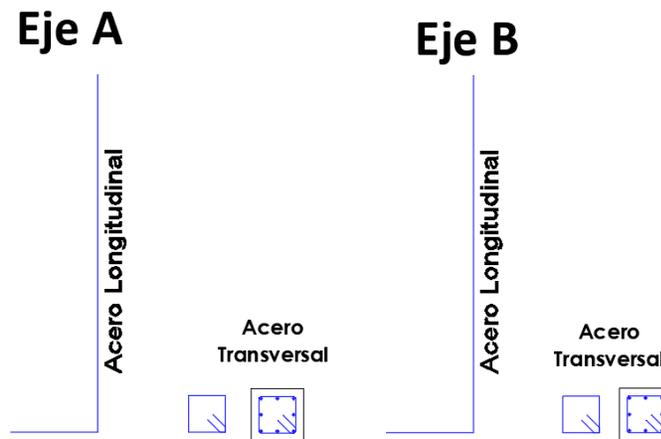


Figura 129 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra acero en barras corrugadas para pilas de escalera N+7.17 m.

Fuente: Propia.

| | |
|---------|------------------------------------|
| Tipo: | Acero de pilas de escaleras N+7.72 |
| Unidad: | Kg |
| Código: | 1000 |

| PILAS A1-B1 | | | | | |
|--------------------------------------|------------|------------------------|-----------------------------|-----------------|-------------------------------------|
| LONGITU D | ϕ (m) | AREA (m ²) | ρ (kg/m ³) | PESO TOTAL (kg) | PESO TOTAL FINAL (10% DESPERDICIOS) |
| 50,12 | 0,01 | 0,0000785 4 | 7850 | 30,9 | 33,99 |
| 20,7 | 0,01 2 | 0,0001130 98 | 7850 | 18,38 | 20,22 |
| PESO TOTAL ACERO PILA 1 (kg): | | | | | 54,21 |
| PESO TOTAL DE LAS DOS PILAS: | | | | | 108,42 |

| PILAS A2-B2 | | | | | |
|--|---------------|------------------------|-----------------------------|--------------------|--|
| LONGITU D | ϕ (m) | AREA (m ²) | ρ (kg/m ³) | PESO TOTAL (kg) | PESO TOTAL FINAL (10% DESPERDICIOS) |
| 103,82 | 0,01 | 0,0000785 4 | 7850 | 64,01 | 70,41 |
| 33,6 | 0,01 2 | 0,0001130 98 | 7850 | 29,83 | 32,81 |
| PESO TOTAL ACERO PILA 1 (kg): | | | | | 103,22 |
| PESO TOTAL DE LAS DOS PILAS: | | | | | 206,44 |

| PILAS A3-B3 | | | | | |
|--|---------------|------------------------|-----------------------------|--------------------|--|
| LONGITU D | ϕ (m) | AREA (m ²) | ρ (kg/m ³) | PESO TOTAL (kg) | PESO TOTAL FINAL (10% DESPERDICIOS) |
| 103,82 | 0,01 | 0,0000785 4 | 7850 | 64,01 | 70,41 |
| 33,6 | 0,01 2 | 0,0001130 98 | 7850 | 29,83 | 32,81 |
| PESO TOTAL ACERO PILA 1 (kg): | | | | | 103,22 |
| PESO TOTAL DE LAS DOS PILAS: | | | | | 206,44 |

| PILAS A4-B4 | | | | | |
|--|---------------|------------------------|-----------------------------|--------------------|--|
| LONGITU D | ϕ (m) | AREA (m ²) | ρ (kg/m ³) | PESO TOTAL (kg) | PESO TOTAL FINAL (10% DESPERDICIOS) |
| 162,89 | 0,01 | 0,0000785 4 | 7850 | 100,43 | 110,47 |
| 50,8 | 0,01 2 | 0,0001130 98 | 7850 | 45,1 | 49,61 |
| PESO TOTAL ACERO PILA 1 (kg): | | | | | 160,08 |
| PESO TOTAL DE LAS DOS PILAS: | | | | | 320,16 |

| PILAS A5-B5 | | | | | |
|--|---------------|---------------------------|-----------------------------|-----------------|--|
| LONGITU D | ϕ (m) | AREA (m ²) | ρ (kg/m ³) | PESO TOTAL (kg) | PESO TOTAL FINAL (10% DESPERDICIOS) |
| 162,89 | 0,01 | 0,000078 54 | 7850 | 100,43 | 110,47 |
| 50,8 | 0,01 2 | 0,000113 1 | 7850 | 45,1 | 49,61 |
| PESO TOTAL ACERO PILA 1 (kg): | | | | | 160,08 |
| PESO TOTAL DE LAS DOS PILAS: | | | | | 320,16 |

| PILAS A6-B6 | | | | | |
|--|---------------|---------------------------|-----------------------------|-----------------|--|
| LONGITU D | ϕ (m) | AREA (m ²) | ρ (kg/m ³) | PESO TOTAL (kg) | PESO TOTAL FINAL (10% DESPERDICIOS) |
| 221,96 | 0,01 | 0,000078 54 | 7850 | 136,85 | 150,54 |
| 66 | 0,01 2 | 0,000113 1 | 7850 | 58,6 | 64,46 |
| PESO TOTAL ACERO PILA 1 (kg): | | | | | 215 |
| PESO TOTAL DE LAS DOS PILAS: | | | | | 430 |

| PILAS A7-B7 | | | | | |
|--|---------------|---------------------------|-----------------------------|-----------------|--|
| LONGITU D | ϕ (m) | AREA (m ²) | ρ (kg/m ³) | PESO TOTAL (kg) | PESO TOTAL FINAL (10% DESPERDICIOS) |
| 221,96 | 0,01 | 0,000078 54 | 7850 | 136,85 | 150,54 |
| 66 | 0,01 2 | 0,000113 1 | 7850 | 58,6 | 64,46 |
| PESO TOTAL ACERO PILA 1 (kg): | | | | | 215 |
| PESO TOTAL DE LAS DOS PILAS: | | | | | 430 |

| PILAS A8-B8 | | | | | |
|--|---------------|---------------------------|-----------------------------|-----------------|--|
| LONGITU D | ϕ (m) | AREA (m ²) | ρ (kg/m ³) | PESO TOTAL (kg) | PESO TOTAL FINAL (10% DESPERDICIOS) |
| 221,96 | 0,01 | 0,000078 54 | 7850 | 136,85 | 150,54 |
| 41,2 | 0,01 2 | 0,000113 1 | 7850 | 36,58 | 40,24 |
| 41,4 | 0,01 4 | 0,000153 94 | 7851 | 50,03 | 55,03 |
| PESO TOTAL ACERO PILA 1 (kg): | | | | | 245,81 |
| PESO TOTAL DE LAS DOS PILAS: | | | | | 491,62 |

Tabla 70 Cantidades de obra acero en barras corrugadas para pilas de escalera N+7.72 m.

Fuente: Propia.

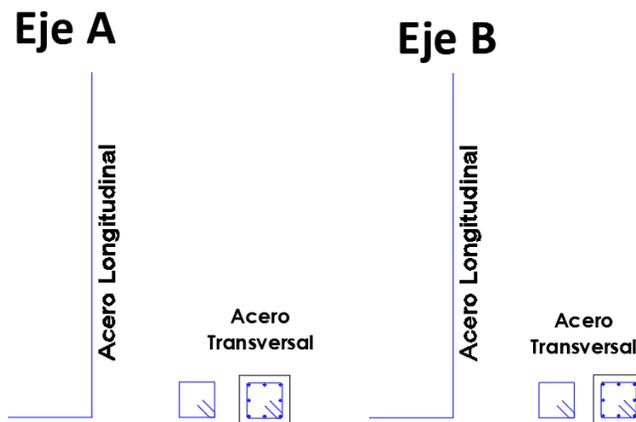


Figura 130 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra acero en barras corrugadas para pilas de escalera N+7.72 m.

Fuente: Propia.

| | |
|---------|---------------------------|
| Tipo: | Acero de escalera N+7.17m |
| Unidad: | Kg |
| Código: | 1000 |

| ESCALERA 1 | | | | | |
|--|---------------|----------------|----------------|-----------------|--|
| LONGITU D | ϕ (m) | AREA (m2) | ρ (kg/m3) | PESO TOTAL (kg) | PESO TOTAL FINAL (10% DESPERDICIOS) |
| 35,53 | 0,01 | 0,000078 54 | 7850 | 21,91 | 24,1 |
| 36,74 | 0,01 | 0,000078 54 | 7850 | 22,65 | 24,92 |
| 45,99 | 0,01 | 0,000078 54 | 7850 | 28,35 | 31,19 |
| PESO TOTAL ACERO PILA 3 (kg): | | | | | 80,21 |

| ESCALERA 2 | | | | | |
|--|---------------|----------------|----------------|-----------------|--|
| LONGITU D | ϕ (m) | AREA (m2) | ρ (kg/m3) | PESO TOTAL (kg) | PESO TOTAL FINAL (10% DESPERDICIOS) |
| 51,04 | 0,01 | 0,000078 54 | 7850 | 31,47 | 34,62 |
| 101,22 | 0,01 | 0,000078 54 | 7850 | 62,41 | 68,65 |
| 79,55 | 0,01 | 0,000078 54 | 7850 | 49,05 | 53,96 |
| PESO TOTAL ACERO PILA 3 (kg): | | | | | 157,23 |

| ESCALERA 3 | | | | | |
|--|---------------|---------------------------|-----------------------------|-----------------|--|
| LONGITU D | ϕ (m) | AREA (m ²) | ρ (kg/m ³) | PESO TOTAL (kg) | PESO TOTAL FINAL (10% DESPERDICIOS) |
| 51,15 | 0,01 | 0,000078 54 | 7850 | 31,54 | 34,69 |
| 99,75 | 0,01 | 0,000078 54 | 7850 | 61,5 | 67,65 |
| 75,24 | 0,01 | 0,000078 54 | 7850 | 46,39 | 51,03 |
| PESO TOTAL ACERO PILA 3 (kg): | | | | | 153,37 |

Tabla 71 Cantidades de obra acero en barras corrugadas para escalera N+7.17 m.

Fuente: Propia.

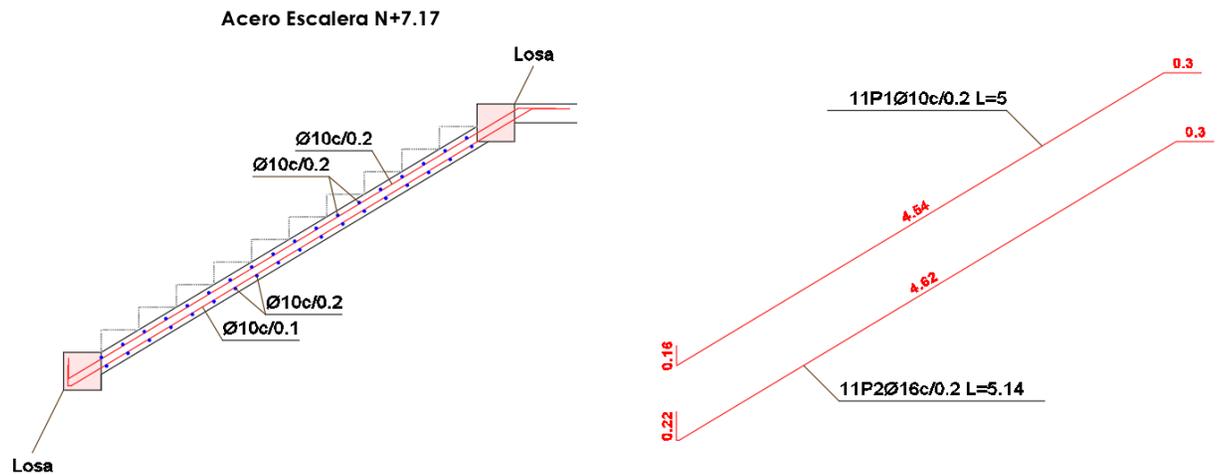


Figura 131 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra acero en barras corrugadas para escalera N+7.17 m.

Fuente: Propia.

| | |
|---------|---------------------------|
| Tipo: | Acero de escalera N+7.72m |
| Unidad: | Kg |
| Código: | 1000 |

| ESCALERA 1 | | | | | |
|--|---------------|-----------------|----------------|--------------------|--|
| LONGITU D | ϕ (m) | AREA (m2) | ρ (kg/m3) | PESO TOTAL (kg) | PESO TOTAL FINAL (10% DESPERDICIOS) |
| 116,2 | 0,01 | 0,0000785 4 | 7850 | 71,64 | 78,8 |
| 48,7 | 0,01 2 | 0,0001130 98 | 7850 | 43,24 | 47,56 |
| PESO TOTAL ACERO PILA 3 (kg): | | | | | 126,36 |

| ESCALERA 2 | | | | | |
|--|---------------|----------------|----------------|-----------------|--|
| LONGITU D | ϕ (m) | AREA (m2) | ρ (kg/m3) | PESO TOTAL (kg) | PESO TOTAL FINAL (10% DESPERDICIOS) |
| 51,04 | 0,01 | 0,000078 54 | 7850 | 31,47 | 34,62 |
| 101,22 | 0,01 | 0,000078 54 | 7850 | 62,41 | 68,65 |
| 79,55 | 0,01 | 0,000078 54 | 7850 | 49,05 | 53,96 |
| PESO TOTAL ACERO PILA 3 (kg): | | | | | 157,23 |

| ESCALERA 3 | | | | | |
|--|---------------|---------------------------|-----------------------------|-----------------|--|
| LONGITU D | ϕ (m) | AREA (m ²) | ρ (kg/m ³) | PESO TOTAL (kg) | PESO TOTAL FINAL (10% DESPERDICIOS) |
| 51,15 | 0,01 | 0,000078 54 | 7850 | 31,54 | 34,69 |
| 99,75 | 0,01 | 0,000078 54 | 7850 | 61,5 | 67,65 |
| 75,24 | 0,01 | 0,000078 54 | 7850 | 46,39 | 51,03 |
| PESO TOTAL ACERO PILA 3 (kg): | | | | | 153,37 |

| ESCALERA 4 | | | | | |
|--|---------------|------------------------|-----------------------------|--------------------|--|
| LONGITU D | ϕ (m) | AREA (m ²) | ρ (kg/m ³) | PESO TOTAL (kg) | PESO TOTAL FINAL (10% DESPERDICIOS) |
| 138,6 | 0,01 | 0,0000785 4 | 7850 | 85,45 | 94 |
| 56,5 | 0,01 6 | 0,0002010 62 | 7850 | 89,18 | 98,1 |
| PESO TOTAL ACERO PILA 3 (kg): | | | | | 192,1 |

Tabla 72 Cantidades de obra acero en barras corrugadas para escalera N+7.72 m.

Fuente: Propia.

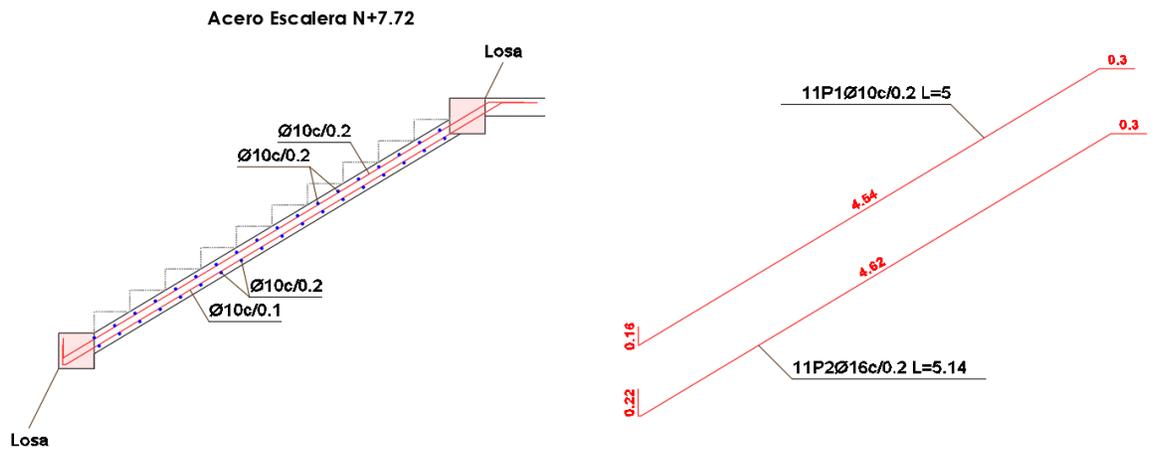


Figura 132 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra acero en barras corrugadas para escalera N+7.72 m.

Fuente: Propia.

| | |
|---------|------------------|
| Tipo: | Acero de volados |
| Unidad: | Kg |
| Código: | 1000 |

| VOLADO 1 = VOLADO 2 | | | | | |
|---------------------------------------|------------|------------------------|-----------------------------|-----------------|-------------------------------------|
| LONGIT UD | ϕ (m) | AREA (m ²) | ρ (kg/m ³) | PESO TOTAL (kg) | PESO TOTAL FINAL (10% DESPERDICIOS) |
| 54,09 | 0,01 | 0,000078 54 | 7850 | 33,35 | 36,69 |
| PESO TOTAL ACERO VOLADOS (kg): | | | | | 36,69 |

Tabla 73 Cantidades de obra acero en barras corrugadas para volados de hormigón armado.

Fuente: Propia.

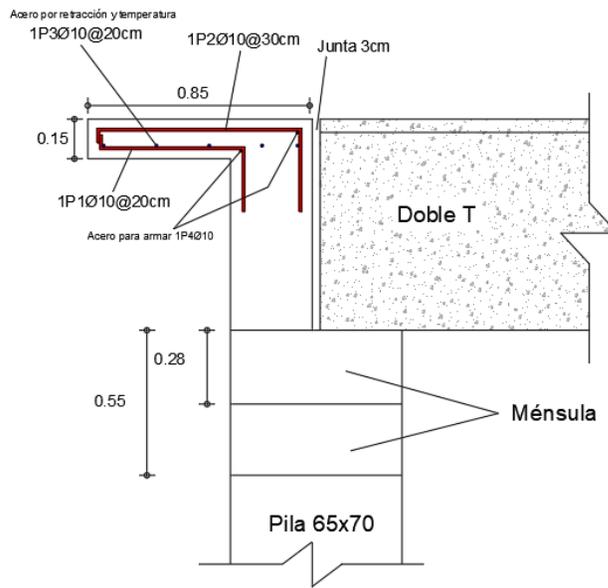


Figura 133 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra acero en barras corrugadas para volados de hormigón armado.

Fuente: Propia.

| | |
|---------|--|
| Tipo: | Acero de descansos de escaleras N+7.17 m |
| Unidad: | Kg |
| Código: | 1000 |

| DESCANSO1=DESCANSO2=DESCANSO3 | | | | | |
|---------------------------------------|-----------|-----------------|-----------|-----------------|-------------------------------------|
| LONGIT UD | φ (m) | AREA (m2) | ρ (kg/m3) | PESO TOTAL (kg) | PESO TOTAL FINAL (10% DESPERDICIOS) |
| 120,6 | 0,01 | 0,0000785 4 | 7850 | 74,35 | 81,79 |
| 72 | 0,01 2 | 0,0001130 98 | 7850 | 63,92 | 70,31 |
| PESO TOTAL ACERO VOLADOS (kg): | | | | | 152,1 |

Tabla 74 Cantidades de obra acero en barras corrugadas para descansos de escalera N+7.17 m.

Fuente: Propia.

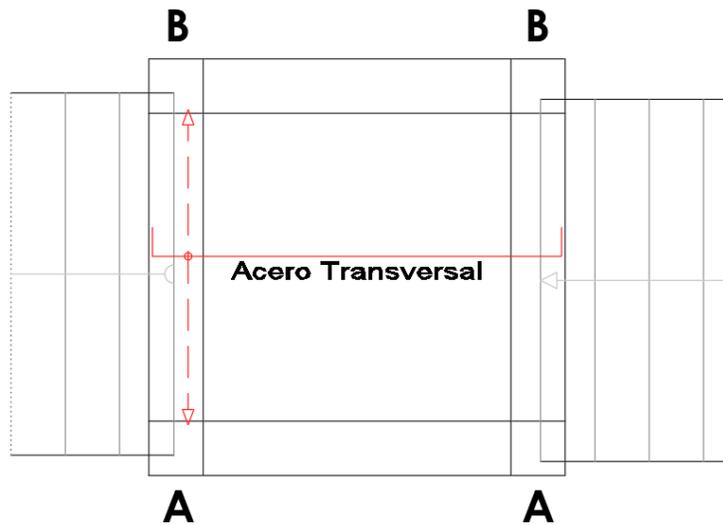


Figura 134 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra acero en barras corrugadas para descansos de escalera N+7.17 m.

Fuente: Propia.

| | |
|---------|--|
| Tipo: | Acero de descansos de escaleras N+7.72 m |
| Unidad: | Kg |
| Código: | 1000 |

| DESCANSO1=DESCANSO2=DESCANSO3 | | | | | |
|---------------------------------------|------------|-----------------|----------------|-----------------|-------------------------------------|
| LONGIT UD | ϕ (m) | AREA (m2) | ρ (kg/m3) | PESO TOTAL (kg) | PESO TOTAL FINAL (10% DESPERDICIOS) |
| 120,6 | 0,01 | 0,0000785 4 | 7850 | 74,35 | 81,79 |
| 72 | 0,01 2 | 0,0001130 98 | 7850 | 63,92 | 70,31 |
| PESO TOTAL ACERO VOLADOS (kg): | | | | | 152,1 |

Tabla 75 Cantidades de obra acero en barras corrugadas para descansos de escalera N+7.72 m.

Fuente: Propia.

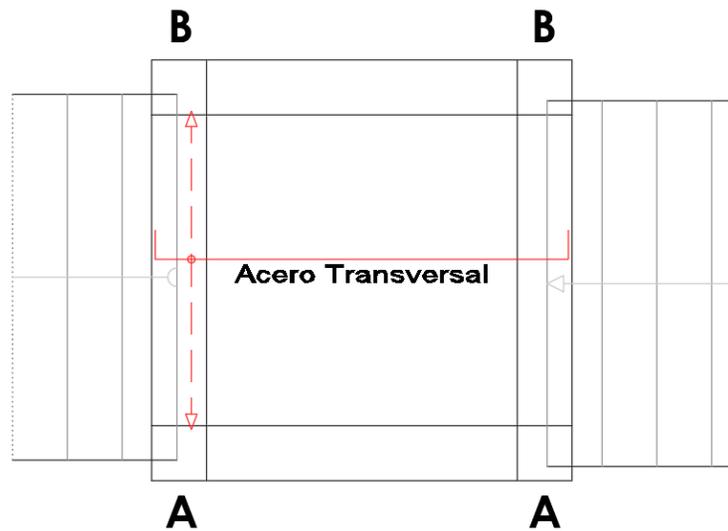


Figura 135 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra de acero en barras corrugadas para descansos de escalera N+7.72 m.

Fuente: Propia.

| | |
|---------|-------------------------------------|
| Tipo: | Acero de ménsula sobre pila central |
| Unidad: | Kg |
| Código: | 1000 |

| MÉNSULA SOBRE PILA CENTRAL | | | | | |
|---------------------------------------|--------|------------------------|-----------------------------|-----------------|-------------------------------------|
| LONGITUD | ϕ | AREA (m ²) | ρ (kg/m ³) | PESO TOTAL (kg) | PESO TOTAL FINAL (10% DESPERDICIOS) |
| 15,93 | 6 | 0,0002010 | 7850 | 25,14 | 27,65 |
| 6,38 | 2 | 0,0003801 | 7850 | 19,04 | 20,94 |
| PESO TOTAL ACERO VOLADOS (kg): | | | | | 48,59 |

Tabla 76 Cantidades de obra de acero en barras corrugadas para ménsula sobre pila central.

Fuente: Propia.

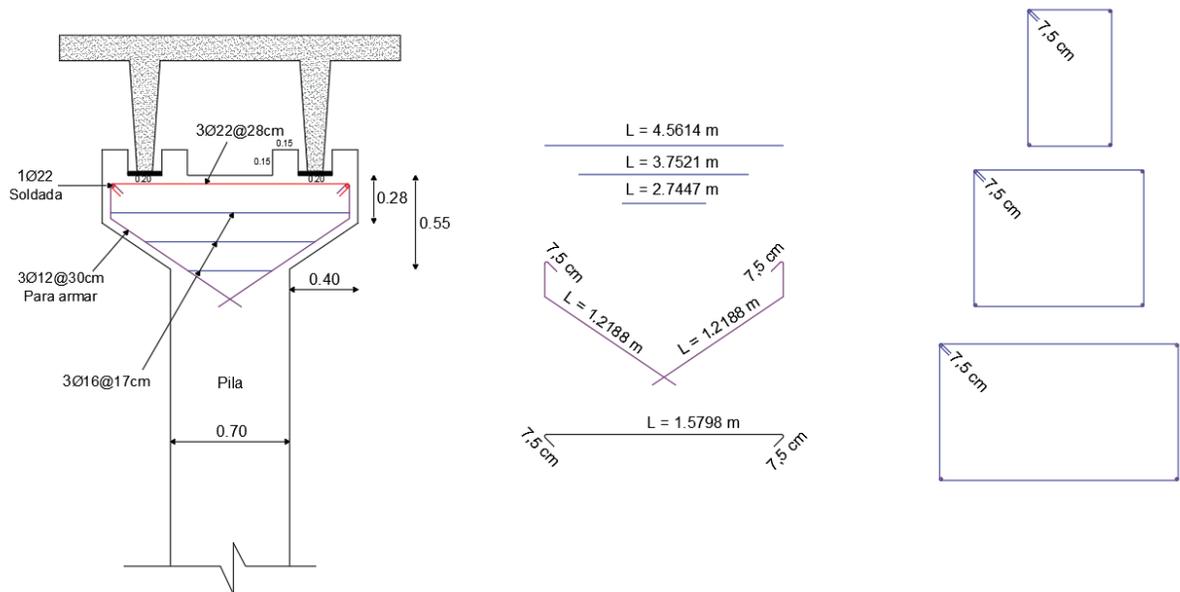


Figura 136 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra acero en barras corrugadas para ménsula sobre pila central.

Fuente: Propia.

| | |
|---------|---|
| Tipo: | Acero de ménsulas sobre pilas laterales |
| Unidad: | Kg |
| Código: | 1000 |

| MÉNSULAS SOBRE PILAS LATERALES | | | | | |
|---------------------------------------|------|------------------------|------------------------|-----------------|-------------------------------------|
| LONGITUD | φ | AREA (m ²) | ρ (kg/m ³) | PESO TOTAL (kg) | PESO TOTAL FINAL (10% DESPERDICIOS) |
| 14,43 | 0,01 | 0,0002010 | | | |
| | 6 | 62 | 7850 | 22,78 | 25,06 |
| 6,38 | 0,02 | 0,0003801 | | | |
| | 2 | 34 | 7850 | 19,04 | 20,94 |
| PESO TOTAL ACERO VOLADOS (kg): | | | | | 46 |

Tabla 77 Cantidades de obra acero en barras corrugadas para ménsulas sobre pilas laterales.

Fuente: Propia.

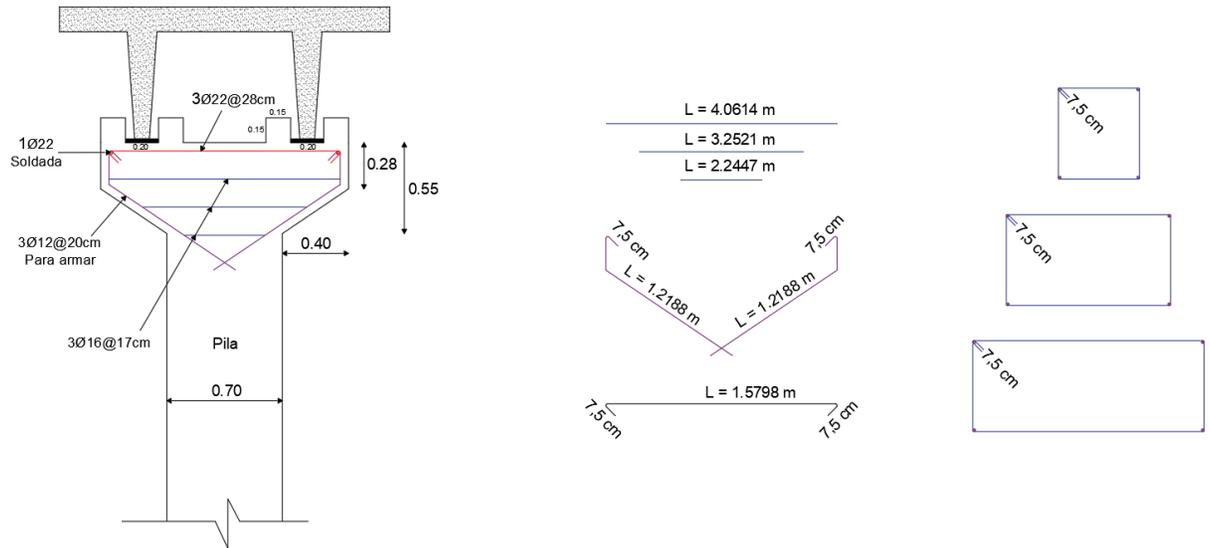


Figura 137 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra acero en barras corrugadas para ménsulas sobre pilas laterales.

Fuente: Propia.

| | |
|--------------------------------------|--------------------------------|
| Rubro: | Pasamanos de acero inoxidable. |
| LONGITUD TOTAL PASAMANOS (m): | 149,38 |

| | |
|---------|--|
| Tipo: | Pasamanos de Superestructura de paso peatonal. |
| Unidad: | m |
| Código: | 1001 |

| TRAMO | LONGITUD (m) | VOLADO (m) | TOTAL (m) |
|----------------------------|--------------|------------|--------------|
| 1-2 | 17,34 | 0,53 | 17,87 |
| 2-3 | 17,34 | 0,53 | 17,87 |
| LONGITUD TOTAL (m): | | | 71,48 |

Tabla 78 Cantidades de obra pasamanos de acero inoxidable de la Superestructura del paso peatonal.

Fuente: Propia.

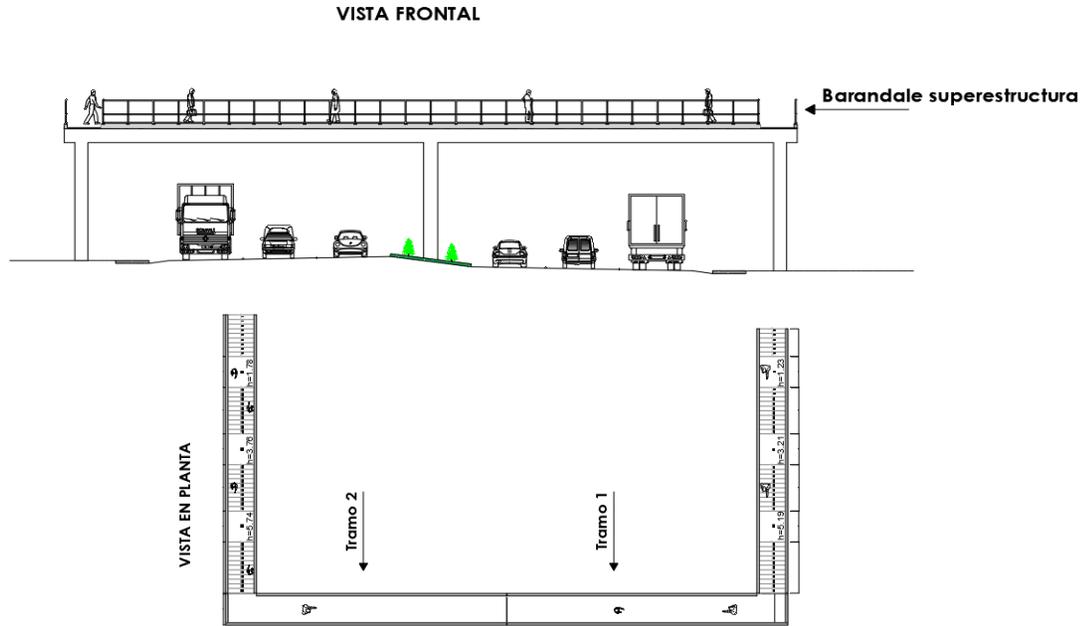


Figura 138 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra pasamanos de acero inoxidable de la Superestructura del paso peatonal.

Fuente: Propia.

| | |
|---------|------------------------------|
| Tipo: | Pasamanos de escalera N+7.17 |
| Unidad: | m |
| Código: | 1001 |

| TRAM | COTA INICIAL Y (m) | COTA FINAL Y (m) | DISTANCIA X (m) | LONGITUD TRAMO L((m) | N° descansos: | |
|----------------------------|--------------------|------------------|-----------------|-----------------------|---------------|---|
| 0 | | | | | 3 | |
| 1-2 | 0 | 1,23 | 1,8 | 2,18 | Longitud (m) | 2 |
| 3-4 | 1,23 | 3,21 | 3 | 3,59 | total | 6 |
| 5-6 | 3,21 | 5,19 | 3 | 3,59 | | |
| 7-8 | 5,19 | 7,17 | 3 | 3,59 | | |
| LONGITUD TOTAL (m): | | | | 37,9 | | |

Tabla 79 Cantidades de obra pasamanos de acero inoxidable de la escalera N+7.17 m.

Fuente: Propia.

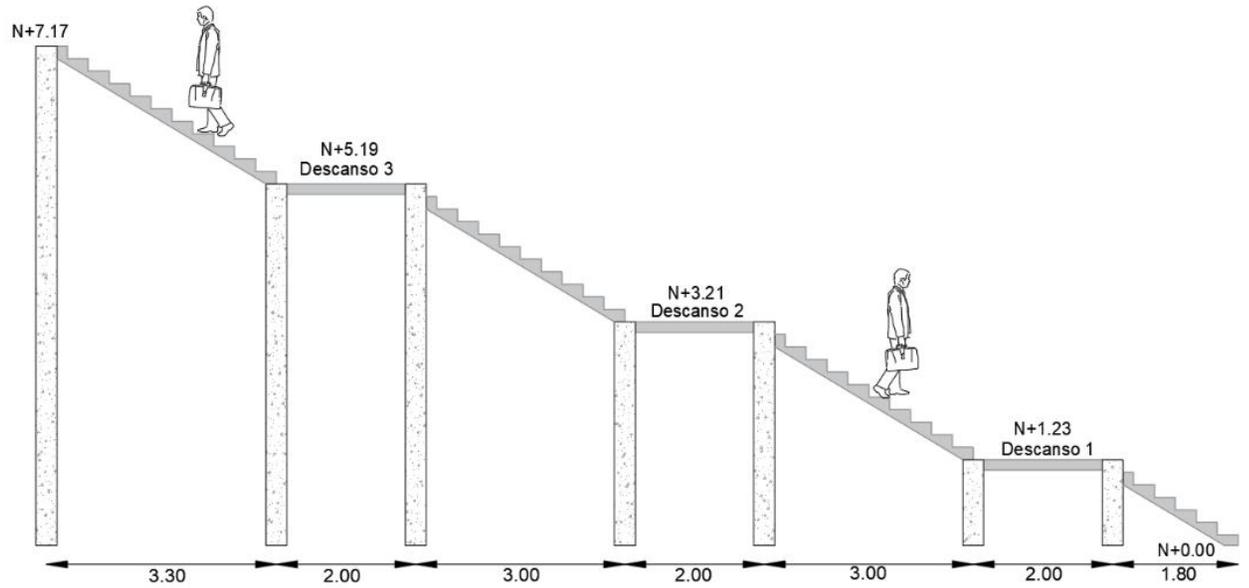


Figura 139 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra pasamanos de acero inoxidable de la escalera N+7.17 m.

Fuente: Propia.

| | |
|---------|------------------------------|
| Tipo: | Pasamanos de escalera N+7.72 |
| Unidad: | m |
| Código: | 1001 |

| TRAM | COTA INICIAL Y (m) | COTA FINAL Y (m) | DISTANCIA X (m) | LONGITUD TRAMO L (m) | N° descansos: | |
|----------------------------|--------------------|------------------|-----------------|----------------------|---------------|---|
| 0 | | | | | 3 | |
| 1-2 | 0 | 1,78 | 2,7 | 3,23 | Longitud (m) | 2 |
| 3-4 | 1,78 | 3,76 | 3 | 3,59 | total | 6 |
| 5-6 | 3,76 | 5,74 | 3 | 3,59 | | |
| 7-8 | 5,74 | 7,72 | 3 | 3,59 | | |
| LONGITUD TOTAL (m): | | | | 40 | | |

Tabla 80 Cantidades de obra pasamanos de acero inoxidable de la escalera N+7.72 m.

Fuente: Propia.

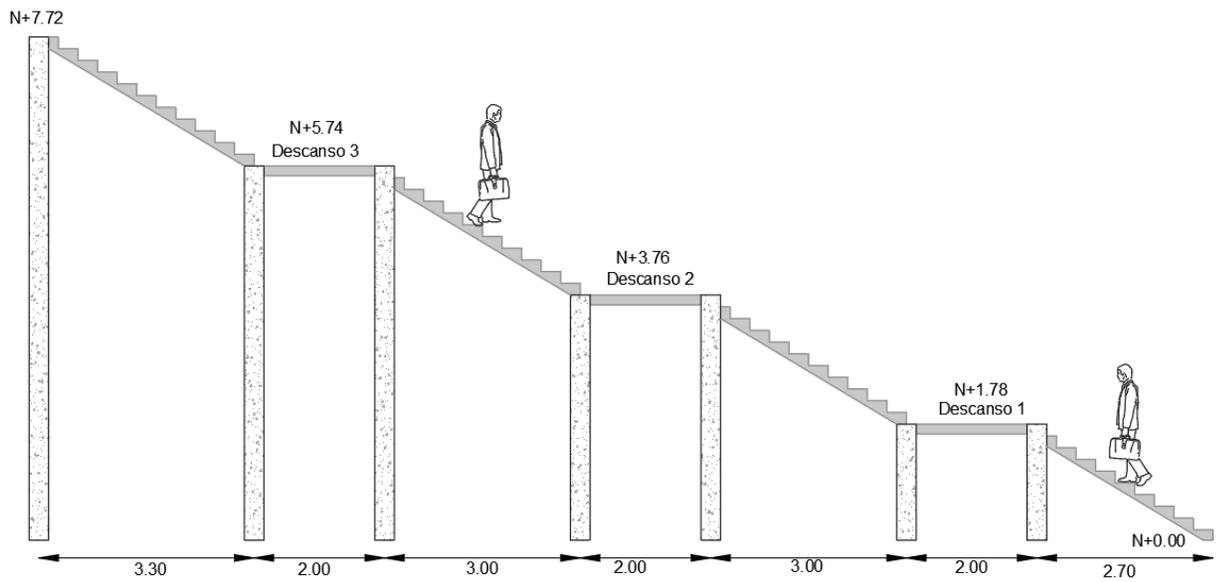


Figura 140 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra pasamanos de acero inoxidable de la escalera N+7.72 m.

Fuente: Propia.

| | |
|---|---|
| Rubro: | Hormigón $f'c=240 \text{ kg/cm}^2$, consistencia blanda, utilizado para volados. |
| Volumen total en hormigón de 280 para volados (m^3): | 1,04 |

| | |
|----------------|---|
| Tipo: | Hormigón $f'c=240 \text{ kg/cm}^2$ colocado en volados. |
| Unidad: | m^3 |
| Código: | 10002 |

| VOLADO | LARGO (m) | ANCHO (m) | ESPESOR (m) | VOLUMEN (m^3) |
|----------------------|-----------|-----------|-------------|--------------------------|
| 1 | 2 | 0,85 | 0,15 | 0,26 |
| 2 | 2 | 0,85 | 0,15 | 0,26 |
| VOLUMEN TOTAL | | | | 1,04 |

Tabla 81 Cantidades de obra hormigón $f'c=240 \text{ kg/cm}^2$ colocado en volados.

Fuente: Propia.

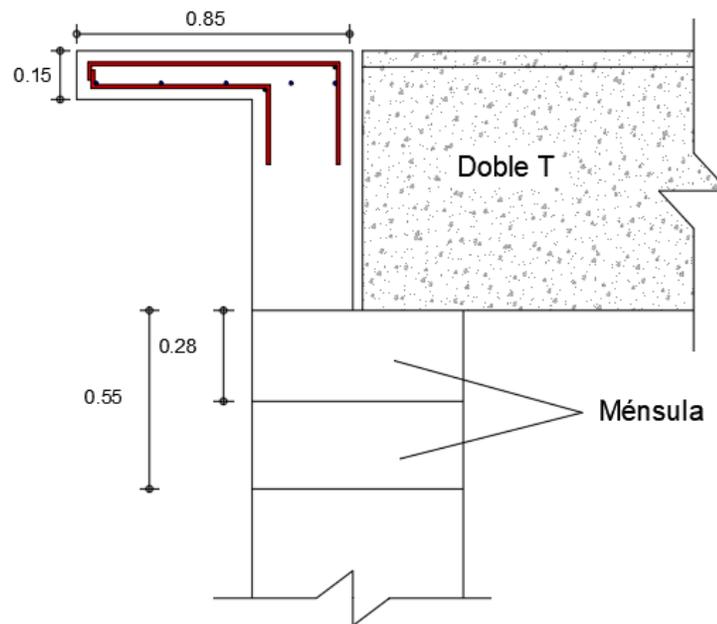


Figura 141 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra hormigón $f'c=240\text{kg/cm}^2$ colocado en volados.

Fuente: Propia.

| | |
|--|--|
| Rubro: | Hormigón $f'c=210\text{ kg/cm}^2$, consistencia blanda, premezclado en planta y vaciado con bomba, utilizados en vigas continuas y bordillos. |
| VOLUMEN TOTAL DE H° DE BORDILLOS (m^3): | 3,48 |

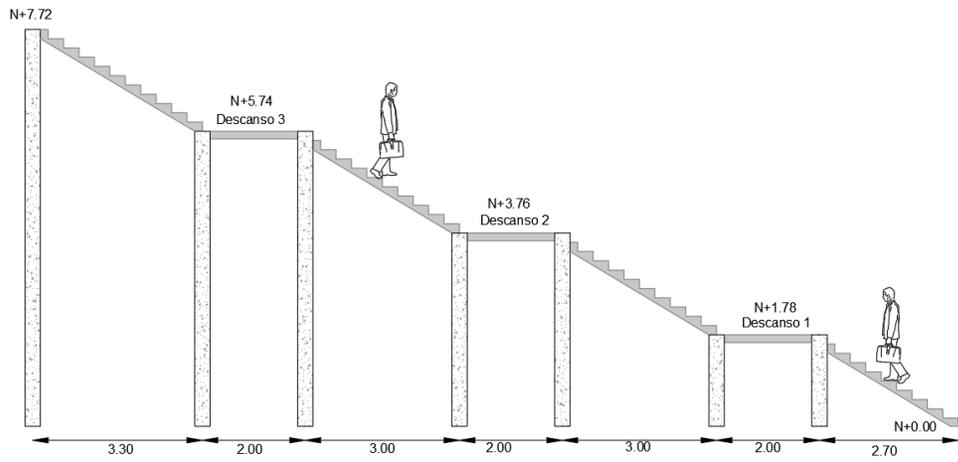
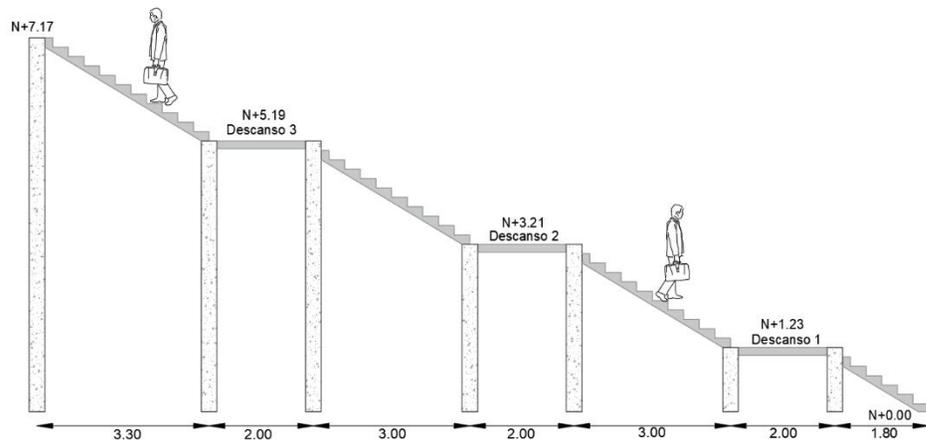
| | |
|----------------|---|
| Tipo: | Hormigón $f'c=210$ colocado en bordillos. |
| Unidad: | m^3 |
| Código: | 10003 |

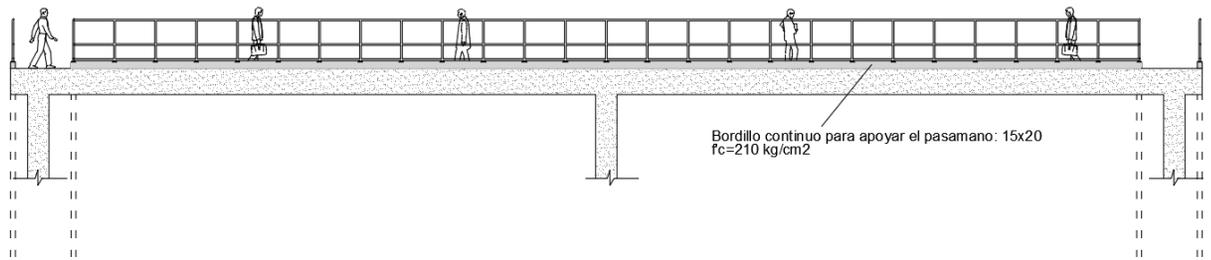
| DESCRIPCIÓN | LONGITUD (m) | ANCHO (m) | ESPESOR (m) | VOLUMEN (m^3) |
|--|--------------|-----------|-------------|--------------------------|
| Bordillos de Superestructura de Doble T (de los dos lados) | 38,08 | 0,15 | 0,2 | 1,14 |

| | | | | |
|---|------|------|-----|-------------|
| Bordillos de escalera N+7.17 (de los dos lados) | 37,9 | 0,15 | 0,2 | 1,14 |
| Bordillos de escalera N+7.72 (de los dos lados) | 40 | 0,15 | 0,2 | 1,2 |
| VOLUMEN TOTAL DE H° DE BORDILLOS (m³): | | | | 3,48 |

Tabla 82 Cantidades de obra hormigón f'c=210 kg/cm2 colocado en bordillos.

Fuente: Propia.





DETALLE BORDILLOS

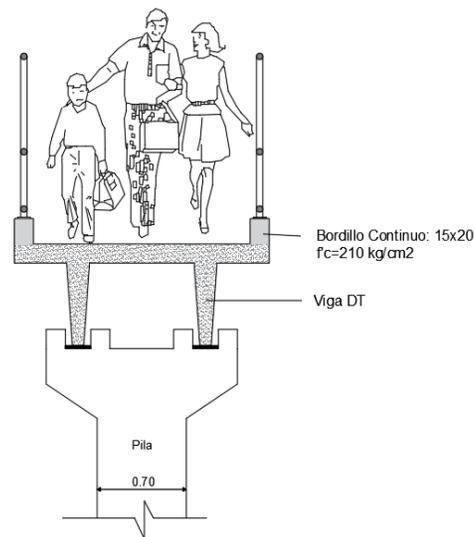


Figura 142 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra hormigón $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$ colocado en bordillos.

Fuente: Propia.

| | |
|---------------------------------------|---|
| Rubro: | Hormigón $f'c=280 \text{ kg/cm}^2$, premezclado en planta y vaciado con bomba, utilizado en topping colado sobre vigas Doble T |
| VOLUMEN TOTAL (m³): | 3,47 |

| | |
|----------------|---|
| Tipo: | Hormigón $f'c=280 \text{ kg/cm}^2$ utilizado en topping |
| Unidad: | m ³ |
| Código: | 1005 |

| | DESCRIPCIÓN | LARGO (m) | ANCHO (m) | ESPESOR (m) | VOLUMEN (m ³) |
|--|------------------------------------|-----------|-----------|-------------|---------------------------|
| | Topping colado sobre vigas Doble T | 34,68 | 2 | 0,05 | 3,47 |

Tabla 83 Cantidades de obra hormigón $f'c=280 \text{ kg/cm}^2$ utilizado en topping sobre vigas Doble T.

Fuente: Propia.

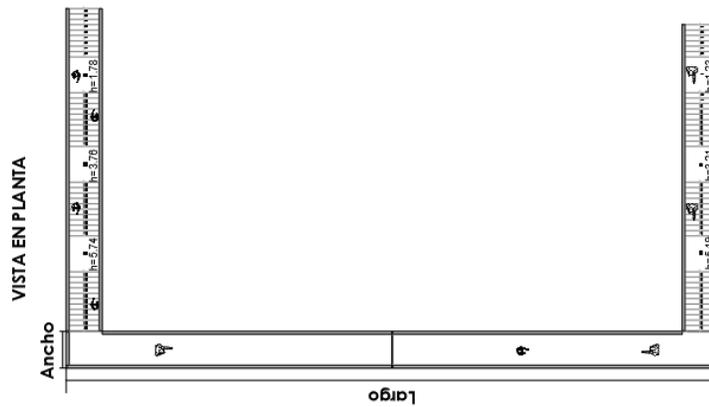


Figura 143 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra hormigón $f'c=280 \text{ kg/cm}^2$ utilizado en topping sobre vigas Doble T.

Fuente: Propia.

4.2.3 Análisis de precios unitarios

En el análisis de precios unitarios se calculó el rendimiento de todos los rubros en base a una cuadrilla tipo que está compuesta por: un maestro de obra, un albañil, cuatro peones y un ayudante; sin embargo, esta cuadrilla puede variar de acuerdo a los requerimientos que sean necesarios en la obra.

En el análisis de precios unitarios de este proyecto se consideró un valor de costos indirectos del 18%, ya que es un valor que está considerado para obras de similares características y que se encuentran presentes en el medio.

4.2.4 Análisis de costos de mantenimiento del paso peatonal con Superestructura Doble T

El análisis de costos de mantenimiento de la estructura está planificado anualmente, en donde se consideran todas las posibles correcciones que se deben dar a la Subestructura y Superestructura y las escaleras, además se consideró el mantenimiento de limpieza realizado una vez al mes.

| CÓDIGO | DESCRIPCIÓN | UNIDAD | PRECIO UNITARIO | CANTIDAD | PRECIO TOTAL |
|---------------------|---|----------------|-----------------|----------|-----------------|
| 100-A | Recubrimiento cementicio gris 2-3 mm; utilizado en pilas de ambas estructuras y en escaleras. | m ² | 19,53 | 467,46 | 9129,49 |
| 200-A | Pintura látex aplicada en pilas. | m ² | 4,04 | 458,94 | 1854,12 |
| 300-A | Costos de limpieza de pasarela | día | 35 | 12 | 420 |
| VALOR TOTAL: | | | | | 11403,61 |

4.3 Evaluación económica con Superestructura de acero (IPE)

4.3.1 Presupuesto del paso peatonal con Superestructura de acero

| CÓDIGO | DESCRIPCIÓN | UNIDAD | PRECIO UNITARIO | CANTIDAD | PRECIO TOTAL |
|---------------|---|---------------|------------------------|-----------------|---------------------|
| 100 | Excavación a mano en suelo sin clasificar. Profundidad entre 0 a 2.50m | m3 | 14,31 | 86,12 | 1232,38 |
| 200 | Cargado de material a máquina | m3 | 1,33 | 159,22 | 211,76 |
| 300 | Desalojo material con volqueta (Transporte libre hasta 500m). | m3-km | 0,24 | 117,31 | 28,15 |
| 400 | Relleno con material de sitio. | m3. | 3,19 | 36,56 | 116,63 |
| 500 | Replanteo de hormigón clase E-(f'c=180kg/cm2). | m3. | 102,09 | 7,32 | 747,3 |
| 600 | Hormigón f'c=280 kg/cm2, consistencia blanda,utilizado en plintos, pilas y escaleras. | m3 | 136,17 | 94,36 | 12849 |
| 700 | Encofrado recto (plintos y pilas). | m2 | 7,94 | 397,85 | 3158,93 |
| 800 | Apoyo deneopreno tipo stup, dureza 60 (15x20x2.2)cm. | u | 32,51 | 38,2 | 1241,88 |
| 900 | Apoyo deneopreno tipo stup, dureza 60 (12x20x2.2)cm. | u | 24,72 | 38,2 | 944,3 |

| | | | | | |
|--|--|--|--------|----------|-----------|
| 1000 | Acero en barras corrugadas, Grado 60 (fy=4200 kg/cm2), varios diámetros. | kg | 1,95 | 25846,99 | 50401,63 |
| 1001 | Pasamanos de acero inoxidable. | m | 132,99 | 150,66 | 20036,27 |
| 10002 | Bordillos de Superestructura y escaleras con hormigón f'c=210 kg/cm2, consistencia blanda. | m3 | 123,78 | 4,52 | 559,49 |
| 1003 | Señalética, letrero informativo, suministro y colocación, según diseño. | u | 1534 | 1 | 1534 |
| 1004 | Perfilería estructural de acero A36, suministro y montaje (viga IPE 750x134). | kg | 3,91 | 9995,4 | 39082,01 |
| 1005 | Perfilería estructural de acero A36, suministro y montaje (correas tipo L de 70x70x500mm). | u | 9,45 | 25 | 236,25 |
| 1006 | Novalosa e=0.75 mm. | m2 | 15,15 | 72,76 | 1102,31 |
| 1007 | Hormigón f'c=280 kg/cm2 colado sobre novalosa, incluye vibrado. | m3 | 136,17 | 4,7 | 640 |
| SON: | | VALOR TOTAL OFERTADO: | | | 134122,29 |
| <hr style="width: 15%; margin-left: auto; margin-right: auto;"/> <hr style="width: 5%; margin-left: auto; margin-right: auto;"/> FIRMA | | VIA RÁPIDA CUENCA AZOGUES SECTOR EL DESCANSO | | | |

4.3.2 Determinación de cantidades de obra

Las cantidades de obra están calculadas en base a los planos que se obtuvieron en el capítulo de diseño del paso peatonal elevado; en el rubro de desalojo de material se consideró un 30% más al valor obtenido debido al factor de esponjamiento del suelo, en el rubro de acero se aumentó a los pesos calculados el 10% debido a los desperdicios.

Todas las cantidades de obra fueron calculadas en base a los planos obtenidos en los diseños, las cuales se presentan a continuación.

| | |
|--------------------------------------|---|
| Rubro: | Excavación a mano en suelo sin clasificar. Profundidad entre 0 a 2m |
| VOLUMEN TOTAL EXCAVACIÓN (m³) | 150,6 |

| | |
|----------------|---|
| Tipo: | Plintos de subestructura de paso peatonal |
| Unidad: | m³ |
| Código: | 100 |

| PLINTO | LARGO (m) | ANCHO (m) | Df (m) | PROFUNDIDAD (m) | VOLUMEN (m³) |
|----------------------|-----------|-----------|--------|-----------------|--------------|
| 1 | 2,6 | 2,6 | 0,55 | 1,05 | 7,1 |
| 2 | 2,6 | 2,6 | 0,6 | 1,1 | 7,44 |
| 3 | 2,6 | 2,6 | 0,55 | 1,05 | 7,1 |
| VOLUMEN TOTAL | | | | | 21,64 |

Tabla 84 Cantidades de obra excavación a mano en suelo sin clasificar para plintos de Subestructura de paso peatonal.

Fuente: Propia.

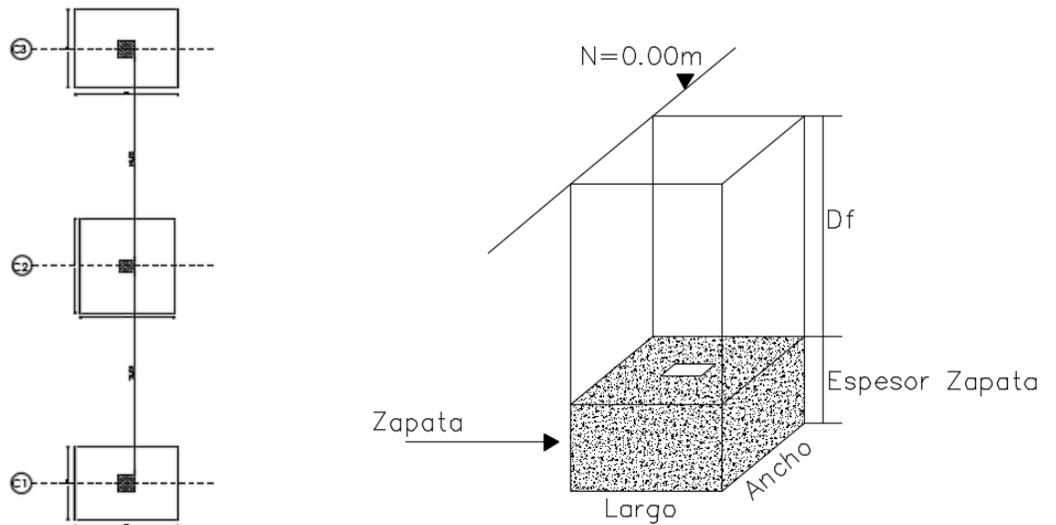


Figura 144 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra excavación a mano en suelo sin clasificar para plintos de Subestructura de paso peatonal.

Fuente: Propia.

| | |
|----------------|------------------------------------|
| Tipo: | Plintos de escaleras tipo 1 N+7.17 |
| Unidad: | m ³ |
| Código: | 100 |

| PLINTO | LARGO (m) | ANCHO (m) | Df (m) | PROFUNDIDAD (m) | VOLUMEN (m ³) |
|----------------------|-----------|-----------|--------|-----------------|---------------------------|
| 1 | 2,8 | 0,8 | 1,5 | 1,8 | 4,03 |
| 2 | 2,8 | 0,8 | 1,5 | 1,8 | 4,03 |
| 3 | 2,8 | 0,8 | 1,5 | 1,8 | 4,03 |
| 4 | 2,8 | 0,8 | 1,5 | 1,8 | 4,03 |
| 5 | 2,8 | 0,8 | 1,5 | 1,8 | 4,03 |
| 6 | 2,8 | 0,8 | 1,5 | 1,8 | 4,03 |
| 7 | 2,8 | 0,8 | 1,5 | 1,8 | 4,03 |
| 8 | 2,8 | 0,8 | 1,5 | 1,8 | 4,03 |
| VOLUMEN TOTAL | | | | | 32,24 |

Tabla 85 Cantidades de obra excavación a mano en suelo sin clasificar para escaleras tipo 1 N+7.17 m.

Fuente: Propia.

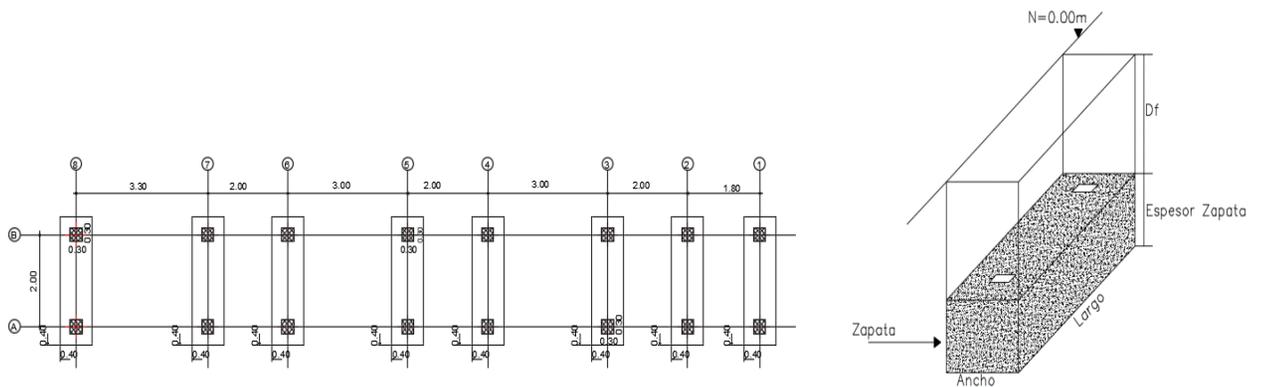


Figura 145 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra excavación a mano en suelo sin clasificar para escaleras tipo 1 N+7.17 m.

Fuente: Propia.

| | |
|----------------|------------------------------------|
| Tipo: | Plintos de escaleras tipo 1 N+7.72 |
| Unidad: | m ³ |
| Código: | 100 |

| PLINTO | LARGO (m) | ANCHO (m) | Df (m) | PROFUNDIDAD (m) | VOLUMEN (m ³) |
|----------------------|-----------|-----------|--------|-----------------|---------------------------|
| 1 | 2,8 | 0,8 | 1,5 | 1,8 | 4,03 |
| 2 | 2,8 | 0,8 | 1,5 | 1,8 | 4,03 |
| 3 | 2,8 | 0,8 | 1,5 | 1,8 | 4,03 |
| 4 | 2,8 | 0,8 | 1,5 | 1,8 | 4,03 |
| 5 | 2,8 | 0,8 | 1,5 | 1,8 | 4,03 |
| 6 | 2,8 | 0,8 | 1,5 | 1,8 | 4,03 |
| 7 | 2,8 | 0,8 | 1,5 | 1,8 | 4,03 |
| 8 | 2,8 | 0,8 | 1,5 | 1,8 | 4,03 |
| VOLUMEN TOTAL | | | | | 32,24 |

Tabla 86 Cantidades de obra excavación a mano en suelo sin clasificar para escaleras tipo 1 N+7.72 m.

Fuente: Propia.

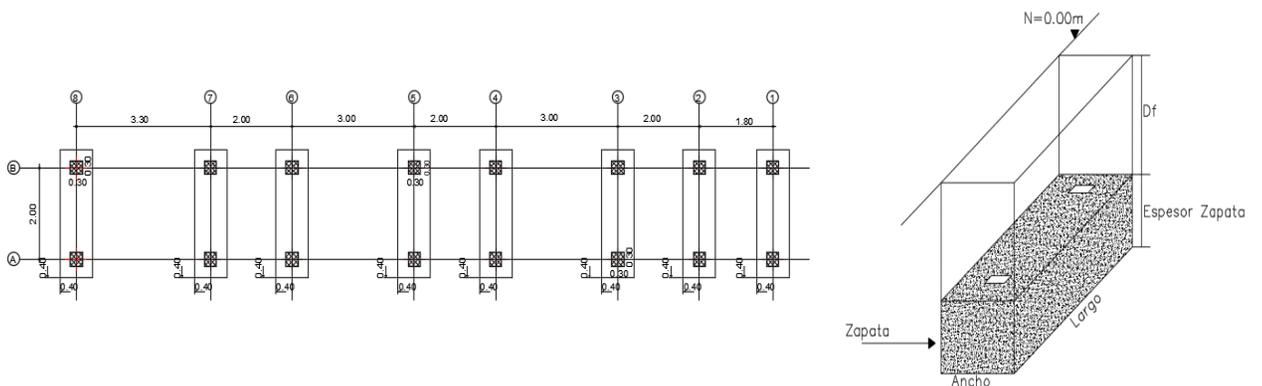


Figura 146 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra excavación a mano en suelo sin clasificar para escaleras tipo 1 N+7.72 m.

Fuente: Propia.

| | |
|--|-------------------------------|
| Rubro: | Cargado de material a máquina |
| VOLUMEN TOTAL MATERIAL CARGADO A MAQUINA (m³) | 159,22 |

| | |
|----------------|---|
| Tipo: | Plintos de Subestructura de paso peatonal |
| Unidad: | m³ |
| Código: | 200 |

| PLINTO | LARGO (m) | ANCHO (m) | Df (m) | PROFUNDIDAD (m) | VOLUMEN (m³) |
|-------------------------------|-----------|-----------|--------|-----------------|--------------|
| 1 | 2,6 | 2,6 | 0,55 | 1,05 | 7,1 |
| 2 | 2,6 | 2,6 | 0,6 | 1,1 | 7,44 |
| 3 | 2,6 | 2,6 | 0,55 | 1,05 | 7,1 |
| VOLUMEN TOTAL | | | | | 21,64 |
| FACTOR DE ESPNJAMIENTO | | | | | 0,3 |
| VOLUMEN FINAL | | | | | 28,132 |

Tabla 87 Cantidades de obra cargado de material a máquina para plintos de Subestructura de paso peatonal.

Fuente: Propia.

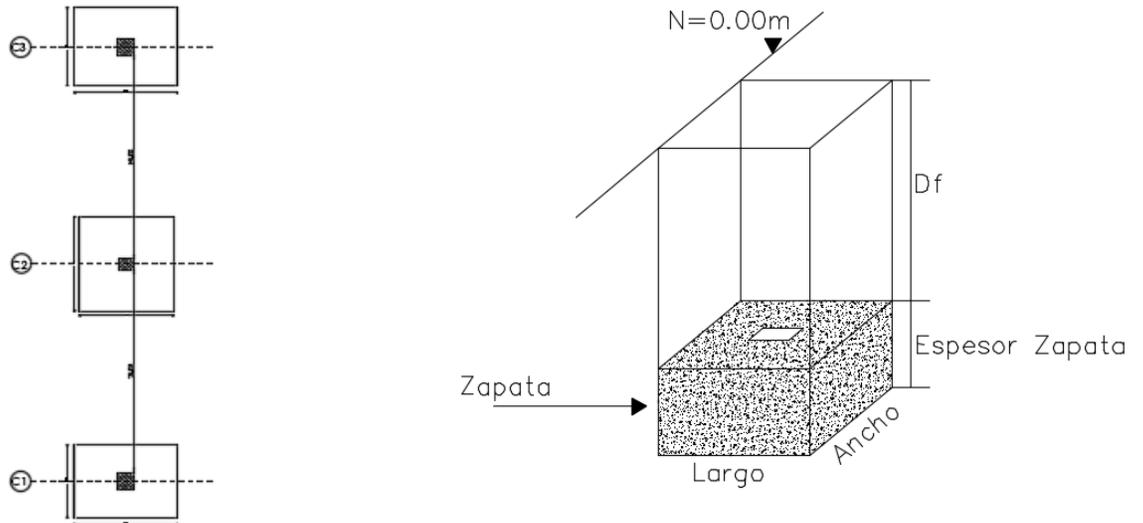


Figura 147 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de cargado de material a máquina para plintos de Subestructura de paso peatonal.

Fuente: Propia.

| | |
|----------------|------------------------------------|
| Tipo: | Plintos de escaleras tipo 1 N+7.17 |
| Unidad: | m ³ |
| Código: | 200 |

| PLINTO | LARGO (m) | ANCHO (m) | Df (m) | PROFUNDIDAD (m) | VOLUMEN (m ³) |
|-------------------------------|-----------|-------------|--------|-----------------|---------------------------|
| 1 | 2,8 | 0,8 | 1,5 | 1,8 | 4,03 |
| 2 | 2,8 | 0,8 | 1,5 | 1,8 | 4,03 |
| 3 | 2,8 | 0,8 | 1,5 | 1,8 | 4,03 |
| 4 | 2,8 | 0,8 <td 1,5 | 1,8 | 4,03 | |
| 5 | 2,8 | 0,8 | 1,5 | 1,8 | 4,03 |
| 6 | 2,8 | 0,8 | 1,5 | 1,8 | 4,03 |
| 7 | 2,8 | 0,8 | 1,5 | 1,8 | 4,03 |
| 8 | 2,8 | 0,8 | 1,5 | 1,8 | 4,03 |
| VOLUMEN TOTAL | | | | | 64,48 |
| FACTOR DE ESPNJAMIENTO | | | | | 0,3 |
| VOLUMEN FINAL | | | | | 83,824 |

Tabla 88 Cantidades de obra cargado de material a máquina para plintos de escalera N+7.17 m.

Fuente: Propia.

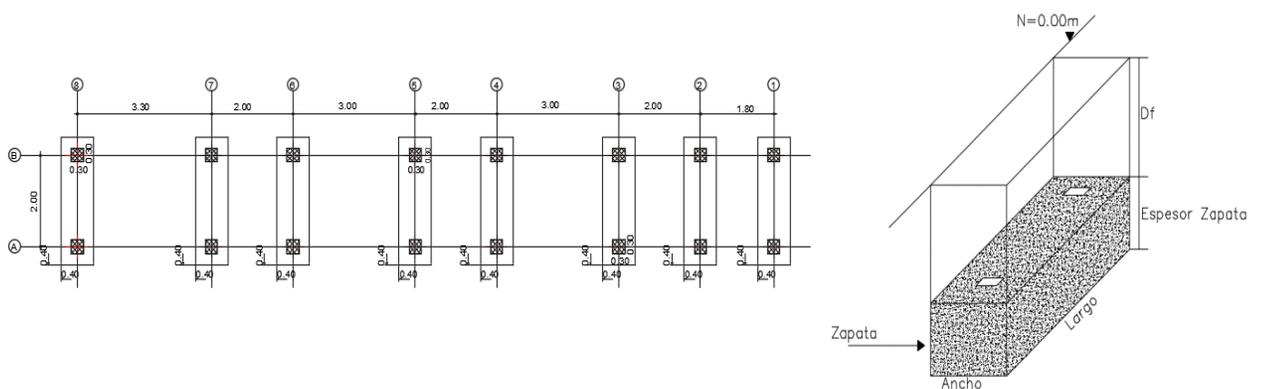


Figura 148 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de cargado de material a máquina para plintos de escalera N+7.17 m.

Fuente: Propia.

| | |
|----------------|------------------------------------|
| Tipo: | Plintos de escaleras tipo 1 N+7.72 |
| Unidad: | m ³ |
| Código: | 200 |

| PLINTO | LARGO (m) | ANCHO (m) | Df (m) | PROFUNDIDAD (m) | VOLUMEN (m ³) |
|-------------------------------|-----------|-----------|--------|-----------------|---------------------------|
| 1 | 2,8 | 0,8 | 1,5 | 1,8 | 4,03 |
| 2 | 2,8 | 0,8 | 1,5 | 1,8 | 4,03 |
| 3 | 2,8 | 0,8 | 1,5 | 1,8 | 4,03 |
| 4 | 2,8 | 0,8 | 1,5 | 1,8 | 4,03 |
| 5 | 2,8 | 0,8 | 1,5 | 1,8 | 4,03 |
| 6 | 2,8 | 0,8 | 1,5 | 1,8 | 4,03 |
| 7 | 2,8 | 0,8 | 1,5 | 1,8 | 4,03 |
| 8 | 2,8 | 0,8 | 1,5 | 1,8 | 4,03 |
| VOLUMEN TOTAL | | | | | 64,48 |
| FACTOR DE ESPNJAMIENTO | | | | | 0,3 |
| VOLUMEN FINAL | | | | | 83,824 |

Tabla 89 Cantidades de obra cargado de material a máquina para plintos de escalera N+7.72 m.

Fuente: Propia

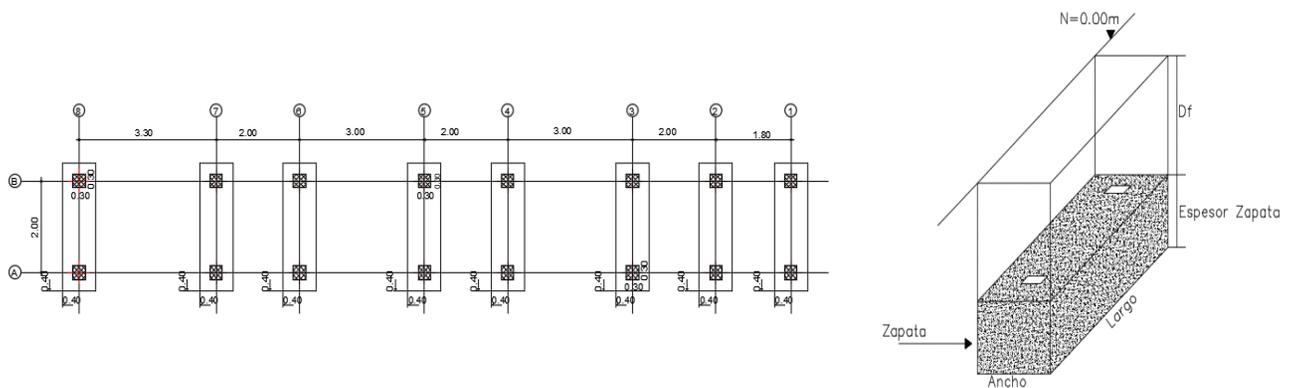


Figura 149 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de cargado de material a máquina para plintos de escalera N+7.72 m.

Fuente: Propia.

| | |
|--|---|
| RUBRO: | Desalojo material con volqueta (Transporte libre hasta 500m). |
| VOLUMEN TOTAL DESALOJO (m³-km) | 117,31 |

| | |
|----------------|--|
| Tipo: | Desalojo de material desprendido en excavación de plintos de Subestructura de paso peatonal. |
| Unidad: | m ³ -km |
| Código: | 300 |

| PLINTO | LARGO (m) | ANCHO (m) | Df (m) | PROFUNDIDAD (m) | VOLUMEN (m ³) |
|--------------------------------|-----------|-----------|--------|-----------------|---------------------------|
| 1 | 2,6 | 2,6 | 0,55 | 1,05 | 7,1 |
| 2 | 2,6 | 2,6 | 0,6 | 1,1 | 7,44 |
| 3 | 2,6 | 2,6 | 0,55 | 1,05 | 7,1 |
| VOLUMEN TOTAL | | | | | 21,64 |
| Factor de esponjamiento | | | | | 0,3 |
| Volumen final | | | | | 28,13 |

Tabla 90 Cantidades de obra desalojo de material con volqueta de material desprendido en excavación de plintos de Subestructura de paso peatonal.

Fuente: Propia.

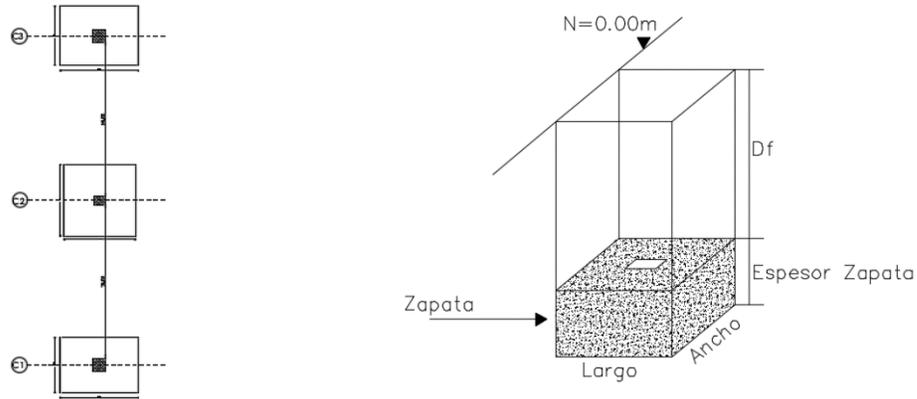


Figura 150 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades Desalojo de material con volqueta de material desprendido en excavación de plintos de Subestructura de paso peatonal.

Fuente: Propia.

| | |
|----------------|--|
| Tipo: | Desalojo de material desprendido en excavación de plintos escaleras N+7,17m y N+7,72m. |
| Unidad: | m ³ -km |
| Código: | 300 |

| PLINTO | LARGO (m) | ANCHO (m) | Df (m) | PROFUNDIDAD (m) | VOLUMEN (m ³) |
|--------------------------------|-----------|-----------|--------|-----------------|---------------------------|
| 1 | 2,8 | 0,8 | 1,5 | 1,8 | 4,03 |
| 2 | 2,8 | 0,8 | 1,5 | 1,8 | 4,03 |
| 3 | 2,8 | 0,8 | 1,5 | 1,8 | 4,03 |
| 4 | 2,8 | 0,8 | 1,5 | 1,8 | 4,03 |
| 5 | 2,8 | 0,8 | 1,5 | 1,8 | 4,03 |
| 6 | 2,8 | 0,8 | 1,5 | 1,8 | 4,03 |
| 7 | 2,8 | 0,8 | 1,5 | 1,8 | 4,03 |
| 8 | 2,8 | 0,8 | 1,5 | 1,8 | 4,03 |
| VOLUMEN TOTAL | | | | | 48,36 |
| Factor de esponjamiento | | | | | 0,3 |
| Volumen final | | | | | 62,87 |

Tabla 91 Cantidades de obra desalojo de material con volqueta de material desprendido en excavación de plintos de escaleras N+7.17 m y N+7.72 m.

Fuente: Propia.

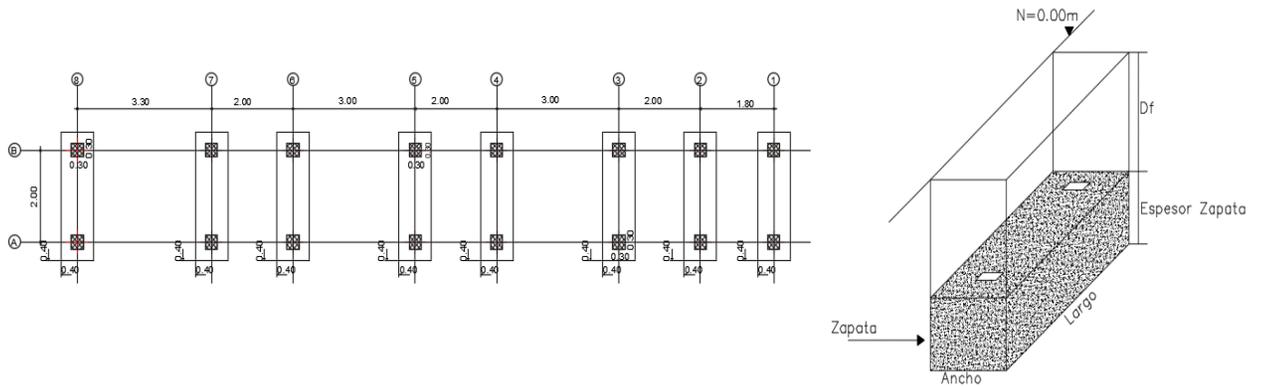


Figura 151 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades desalojo de material con volqueta de material desprendido en excavación de plintos de Escaleras N+7.17 m y N+7.72 m.

Fuente: Propia.

| | |
|--|--------------------------------|
| Rubro: | Relleno con material de sitio. |
| VOLUMEN TOTAL DE RELLENO CON MATERIAL DE SITIO (m³) | 36,56 |

| | |
|----------------|--|
| Tipo: | Relleno con material de sitio en excavaciones de plintos de Subestructura. |
| Unidad: | m³ |
| Código: | 400 |

| DESCRIPCIÓN | LARGO (m) | ANCHO (m) | Df (m) | VOLUMEN (m³) |
|---------------------------|-------------|------------|------------|--------------|
| Relleno C1 | 2,6 | 2,6 | 1,5 | 10,14 |
| Relleno C2 | 2,6 | 2,6 | 0,2 | 1,35 |
| Relleno C3 | 2,6 | 2,6 | 0,2 | 1,35 |
| Descuento Pila 1 | 0,65 | 0,7 | 1,5 | 0,68 |
| Descuento Pila 2 | 0,65 | 0,7 | 1,5 | 0,68 |
| Descuento Pila 3 | 0,65 | 0,7 | 1,5 | 0,68 |
| VOLUMEN TOTAL (m3) | | | | 10,8 |

Tabla 92 Cantidades de obra relleno con material de sitio para plintos de Subestructura de paso peatonal.

Fuente: Propia.

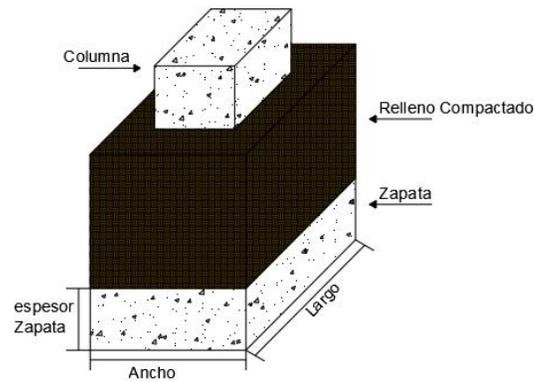


Figura 152 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades relleno con material de sitio para pilos de Subestructura de paso peatonal.

Fuente: Propia.

| | |
|----------------|---|
| Tipo: | Relleno con material de sitio en excavaciones de pilos de escaleras N+7,17m y N+7,72m |
| Unidad: | m ³ |
| Código: | 400 |

| DESCRIPCIÓN | LARGO (m) | ANCHO (m) | Df(m) | VOLUMEN (m ³) |
|-----------------------|-----------|-----------|-------|---------------------------|
| Relleno 1 | 2,8 | 0,8 | 1,5 | 3,36 |
| Relleno 2 | 2,8 | 0,8 | 1,5 | 3,36 |
| Relleno 3 | 2,8 | 0,8 | 1,5 | 3,36 |
| Relleno 4 | 2,8 | 0,8 | 1,5 | 3,36 |
| Relleno 5 | 2,8 | 0,8 | 1,5 | 3,36 |
| Relleno 6 | 2,8 | 0,8 | 1,5 | 3,36 |
| Relleno 7 | 2,8 | 0,8 | 1,5 | 3,36 |
| Relleno 8 | 2,8 | 0,8 | 1,5 | 3,36 |
| Descuento Pilas A1-B1 | 0,3 | 0,3 | 1,5 | 0,14 |

| | | | | |
|---------------------------|-----|-----|-----|--------------|
| Descuento Pilas A2-B2 | 0,3 | 0,3 | 1,5 | 0,14 |
| Descuento Pilas A3-B3 | 0,3 | 0,3 | 1,5 | 0,14 |
| Descuento Pilas A4-B4 | 0,3 | 0,3 | 1,5 | 0,14 |
| Descuento Pilas A5-B5 | 0,3 | 0,3 | 1,5 | 0,14 |
| Descuento Pilas A6-B6 | 0,3 | 0,3 | 1,5 | 0,14 |
| Descuento Pilas A7-B7 | 0,3 | 0,3 | 1,5 | 0,14 |
| Descuento Pilas A8-B8 | 0,3 | 0,3 | 1,5 | 0,14 |
| VOLUMEN TOTAL (m3) | | | | 25,76 |

Tabla 93 Cantidades de obra Relleno con material de sitio para plintos de escaleras N+7.17 m y N+7.72 m.

Fuente: Propia.

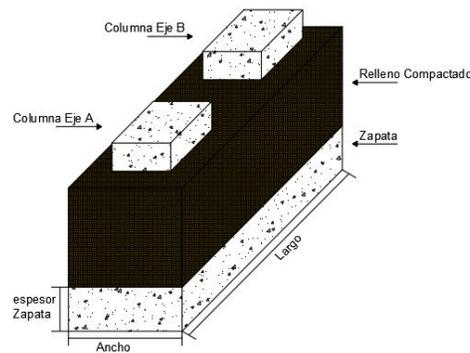


Figura 153 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades relleno con material de sitio para plintos de escaleras N+7.17 m y N+7.72 m.

Fuente: Propia.

| | |
|---|---|
| Rubro: | Replanteo de hormigón clase E- (f'c=180kg/cm ²). |
| VOLUMEN TOTAL DE REPLANTILLO DE HORMIGÓN (m³) | 7,32 |

| | |
|----------------|--|
| Tipo: | Replanteo de hormigón en excavaciones de plintos de Subestructura. |
| Unidad: | m ³ |
| Código: | 500 |

| PLINTO | LARGO (m) | ANCHO (m) | ESPESOR (m) | VOLUMEN (m ³) |
|----------------------|-----------|-----------|-------------|---------------------------|
| 1 | 2,6 | 2,6 | 0,1 | 0,68 |
| 2 | 2,6 | 2,6 | 0,1 | 0,68 |
| 3 | 2,6 | 2,6 | 0,1 | 0,68 |
| VOLUMEN TOTAL | | | | 2,04 |

Tabla 94 Cantidades de obra replantillo de hormigón $f'c=180 \text{ kg/cm}^2$ para plintos de Subestructura de paso peatonal.

Fuente: Propia.

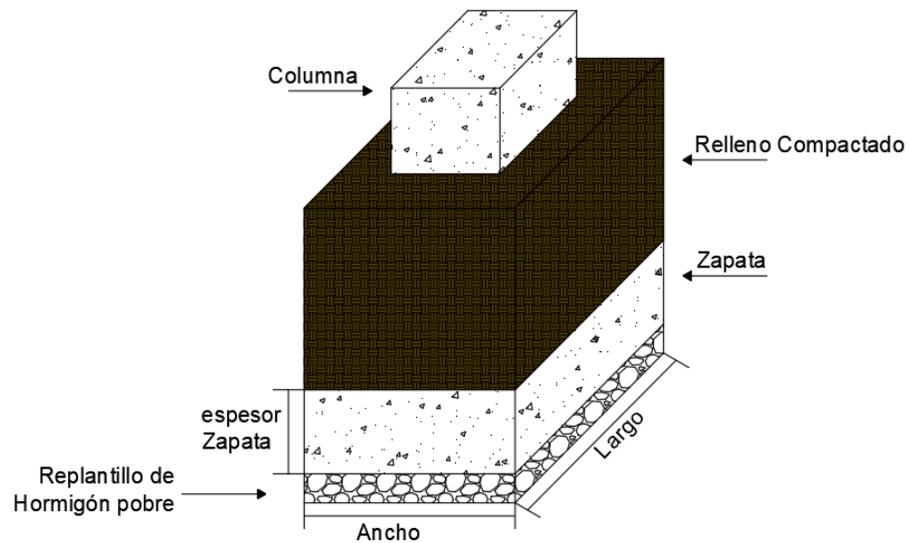


Figura 154 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades replantillo de hormigón $f'c=180 \text{ kg/cm}^2$ para plintos de Subestructura de paso peatonal.

Fuente: Propia.

| | |
|----------------|--|
| Tipo: | Replanto de hormigón en excavaciones de plintos de escaleras N=+7.17m y N=+7.72m |
| Unidad: | m ³ |
| Código: | 500 |

| PLINTO | LARGO (m) | ANCHO (m) | ESPESOR (m) | VOLUMEN (m ³) |
|----------------------|-----------|-----------|-------------|---------------------------|
| 1 | 2,8 | 0,8 | 0,1 | 0,22 |
| 2 | 2,8 | 0,8 | 0,1 | 0,22 |
| 3 | 2,8 | 0,8 | 0,1 | 0,22 |
| 4 | 2,8 | 0,8 | 0,1 | 0,22 |
| 5 | 2,8 | 0,8 | 0,1 | 0,22 |
| 6 | 2,8 | 0,8 | 0,1 | 0,22 |
| 7 | 2,8 | 0,8 | 0,1 | 0,22 |
| 8 | 2,8 | 0,8 | 0,1 | 0,22 |
| VOLUMEN TOTAL | | | | 2,64 |

Tabla 95 Cantidades de obra replantillo de hormigón $f'c=180 \text{ kg/cm}^2$ para plintos de escaleras N=+7.17 m y N=+7.72 m.

Fuente: Propia.

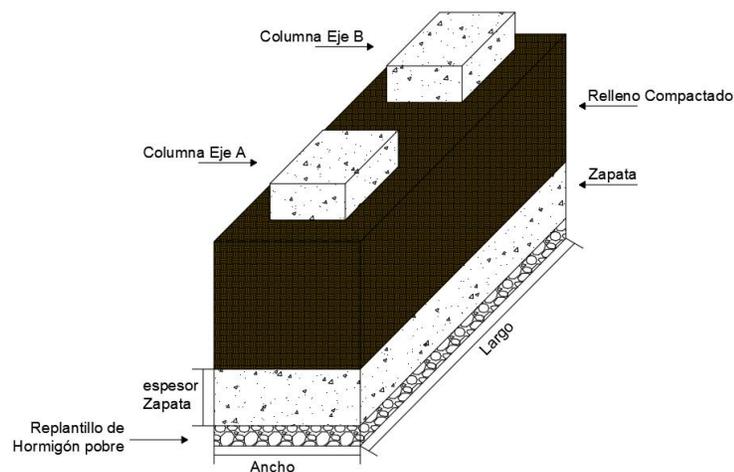


Figura 155 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades replantillo de hormigón $f'c=180 \text{ kg/cm}^2$ para plintos de escaleras N=+7.17 m y N=+7.72 m.

Fuente: Propia.

| | |
|--|---|
| Rubro: | Hormigón f'c=280 kg/cm ² , consistencia blanda, utilizado en plintos, pilas y escaleras. |
| VOLUMEN TOTAL DE HORMIGÓN SIMPLE DE f'C=280 kg/cm² (m³) | 92,64 |

| | |
|----------------|--|
| Tipo: | Hormigón f'c=280 kg/cm ² colocado en plintos de Subestructura de paso peatonal. |
| Unidad: | m ³ |
| Código: | 600 |

| PLINTO | LARGO (m) | ANCHO (m) | ESPESOR (m) | VOLUMEN (m ³) |
|----------------------|-----------|-----------|-------------|---------------------------|
| 1 | 2,6 | 2,6 | 0,5 | 3,38 |
| 2 | 2,6 | 2,6 | 0,5 | 3,38 |
| 3 | 2,6 | 2,6 | 0,5 | 3,38 |
| VOLUMEN TOTAL | | | | 10,14 |

Tabla 96 Cantidades de obra replantillo de hormigón f'c=280 kg/cm² para plintos de Subestructura del paso peatonal.

Fuente: Propia.

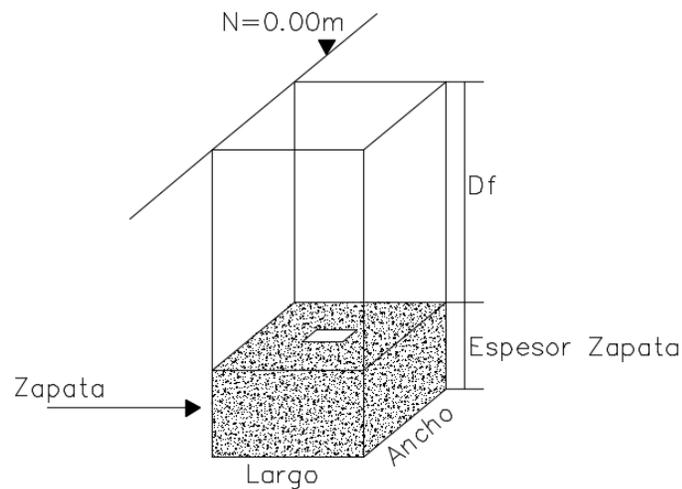


Figura 156 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades replantillo de hormigón f'c=280 kg/cm² para plintos de Subestructura del paso peatonal.

Fuente: Propia.

| | |
|----------------|---|
| Tipo: | Hormigón $f'c=280 \text{ kg/cm}^2$ colocado en plintos de escaleras $N=+7.17\text{m}$ y $N=+7.72\text{m}$. |
| Unidad: | m^3 |
| Código: | 600 |

| PLINTO | LARGO (m) | ANCHO (m) | ESPESOR (m) | VOLUMEN (m^3) |
|----------------------|-----------|-----------|-------------|--------------------------|
| 1 | 2,8 | 0,8 | 0,3 | 0,67 |
| 2 | 2,8 | 0,8 | 0,3 | 0,67 |
| 3 | 2,8 | 0,8 | 0,3 | 0,67 |
| 4 | 2,8 | 0,8 | 0,3 | 0,67 |
| 5 | 2,8 | 0,8 | 0,3 | 0,67 |
| 6 | 2,8 | 0,8 | 0,3 | 0,67 |
| 7 | 2,8 | 0,8 | 0,3 | 0,67 |
| 8 | 2,8 | 0,8 | 0,3 | 0,67 |
| VOLUMEN TOTAL | | | | 10,72 |

Tabla 97 Cantidades de obra replantillo de hormigón $f'c=280 \text{ kg/cm}^2$ para plintos de escaleras $N=+7.17 \text{ m}$ y $N=+7.72 \text{ m}$.

Fuente: Propia.

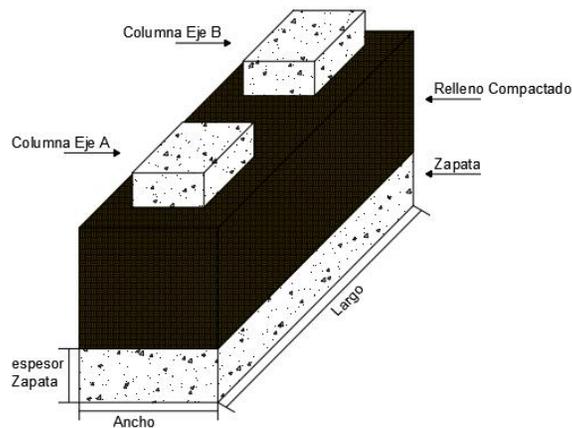


Figura 157 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades replantillo de hormigón $f'c=280 \text{ kg/cm}^2$ para plintos de escaleras $N+7.17 \text{ m}$ y $N=+7.72 \text{ m}$.

Fuente: Propia.

| | |
|----------------|---|
| Tipo: | Hormigón $f'c=280 \text{ kg/cm}^2$ colocado en pilas de subestructura de paso peatonal. |
| Unidad: | m^3 |
| Código: | 600 |

| PILA | LARGO (m) | ANCHO (m) | ALTURA (m) | VOLUMEN (m^3) |
|----------------------|-----------|-----------|------------|--------------------------|
| 1 | 0,65 | 0,7 | 7,77 | 3,54 |
| 2 | 0,65 | 0,7 | 7,77 | 3,54 |
| 3 | 0,65 | 0,7 | 7,77 | 3,54 |
| VOLUMEN TOTAL | | | | 10,62 |

Tabla 98 Cantidades de obra replantillo de hormigón $f'c=280 \text{ kg/cm}^2$ para pilas de Subestructura del paso peatonal.

Fuente: Propia.

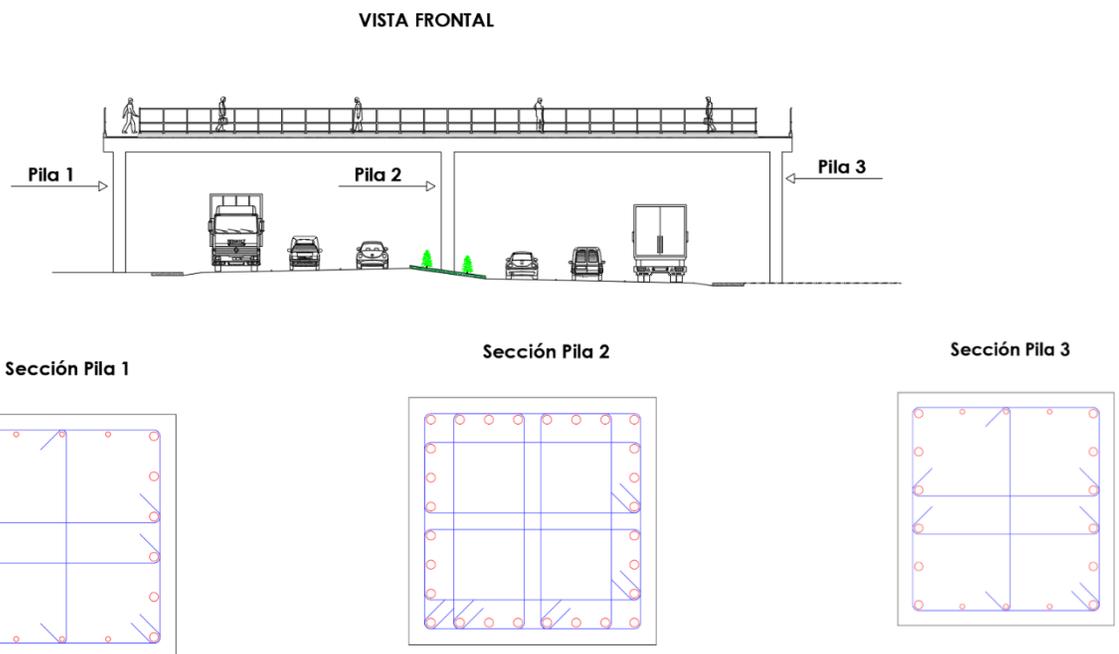


Figura 158 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades replantillo de hormigón $f'c=280 \text{ kg/cm}^2$ para pilas de Subestructura de paso peatonal.

Fuente: Propia.

| | |
|----------------|--|
| Tipo: | Hormigón f'c=280 kg/cm ² colocado en pilas de escalera N=+7.17m |
| Unidad: | m ³ |
| Código: | 500 |

| PILA | LARGO (m) | ANCHO (m) | ALTURA (m) | VOLUMEN (m ³) |
|----------------------|-----------|-----------|------------|---------------------------|
| A1-B1 | 0,3 | 0,3 | 1,5 | 0,27 |
| A2-B2 | 0,3 | 0,3 | 2,73 | 0,49 |
| A3-B3 | 0,3 | 0,3 | 2,73 | 0,49 |
| A4-B4 | 0,3 | 0,3 | 4,71 | 0,85 |
| A5-B5 | 0,3 | 0,3 | 4,71 | 0,85 |
| A6-B6 | 0,3 | 0,3 | 6,69 | 1,2 |
| A7-B7 | 0,3 | 0,3 | 6,69 | 1,2 |
| A8-B8 | 0,3 | 0,3 | 8,67 | 1,56 |
| VOLUMEN TOTAL | | | | 6,91 |

Tabla 99 Cantidades de obra replantillo de hormigón f'c=280 kg/cm² para pilas de Escalera N=+7.17 m.

Fuente: Propia.

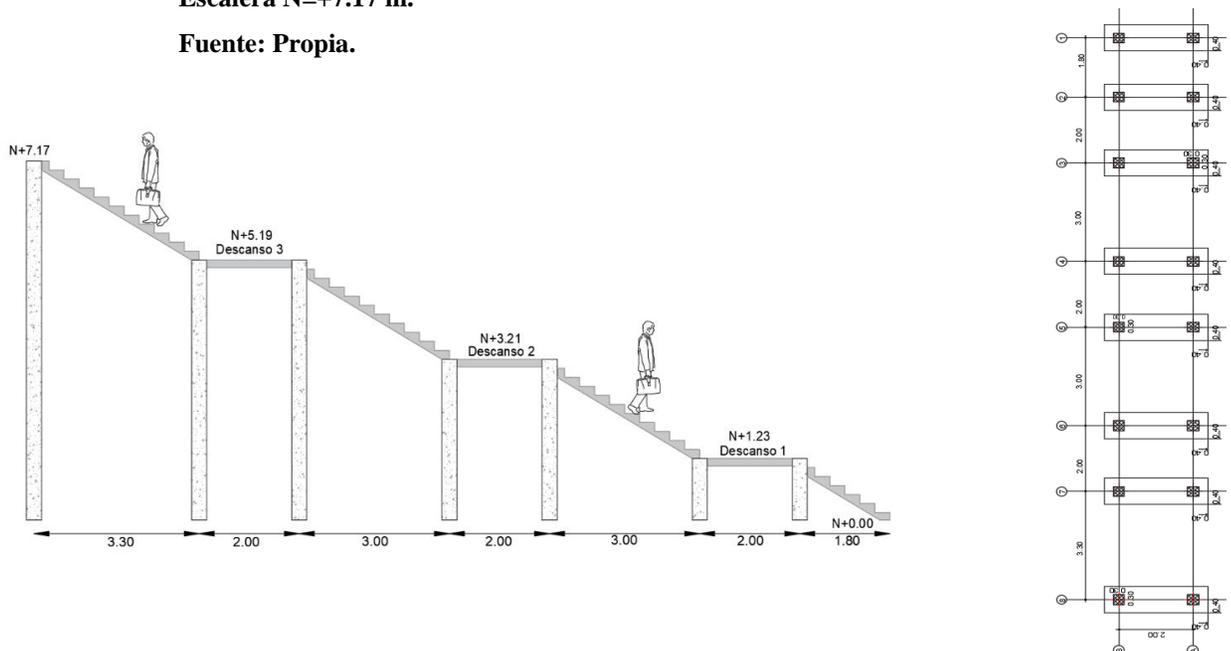


Figura 159 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades replantillo de hormigón f'c=280 kg/cm² para pilas de escalera N=+7.17 m.

Fuente: Propia.

| | |
|----------------|--|
| Tipo: | Hormigón f'c=280 kg/cm ² colocado en pilas de escalera N=+7.72m |
| Unidad: | m ³ |
| Código: | 600 |

| PILA | LARGO (m) | ANCHO (m) | ALTURA (m) | VOLUMEN (m ³) |
|----------------------|-----------|-----------|------------|---------------------------|
| A1-B1 | 0,3 | 0,3 | 1,5 | 0,27 |
| A2-B2 | 0,3 | 0,3 | 3,28 | 0,59 |
| A3-B3 | 0,3 | 0,3 | 3,28 | 0,59 |
| A4-B4 | 0,3 | 0,3 | 5,26 | 0,95 |
| A5-B5 | 0,3 | 0,3 | 5,26 | 0,95 |
| A6-B6 | 0,3 | 0,3 | 7,24 | 1,3 |
| A7-B7 | 0,3 | 0,3 | 7,24 | 1,3 |
| A8-B8 | 0,3 | 0,3 | 9,22 | 1,66 |
| VOLUMEN TOTAL | | | | 7,61 |

Tabla 100 Cantidades de obra replantillo de hormigón f'c=280 kg/cm² para pilas de escalera N=+7.72 m.

Fuente: Propia.

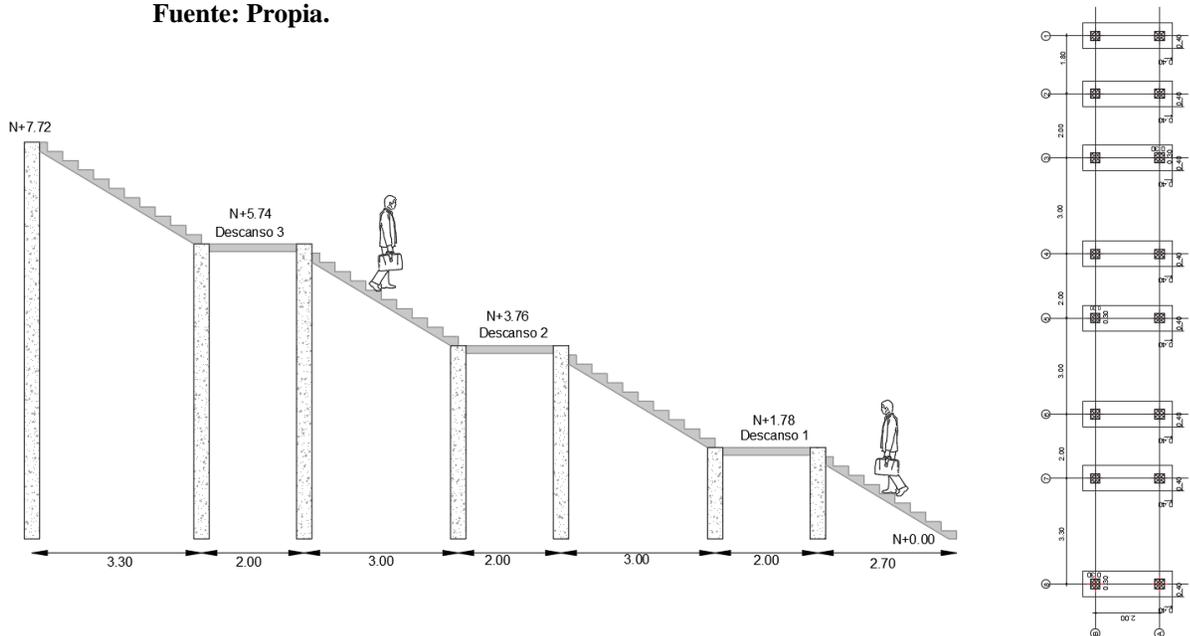


Figura 160 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades replantillo de hormigón f'c=280 kg/cm² para pilas de escalera N=+7.72 m.

Fuente: Propia.

| | |
|----------------|---|
| Tipo: | Hormigón $f'c=280 \text{ kg/cm}^2$ colocado en escalera $N=+7.17\text{m}$ |
| Unidad: | m^3 |
| Código: | 600 |

| ELEMENTO | LARGO (m) | ANCHO (m) | ESPELOR (m) | Nº ELEMENTOS | VOLUMEN (m^3) |
|----------------------|-----------|-----------|-------------|--------------|--------------------------|
| Gradas | 0,3 | 2 | 0,18 | 37 | 4 |
| Descansos | 2 | 2 | 0,15 | 3 | 1,8 |
| Losa de grada | 3 | 2 | 0,15 | 4 | 3,6 |
| VOLUMEN TOTAL | | | | | 18,8 |

Tabla 101 Cantidades de obra replantillo de hormigón $f'c=280 \text{ kg/cm}^2$ para escalera $N=+7.17 \text{ m}$.

Fuente: Propia.

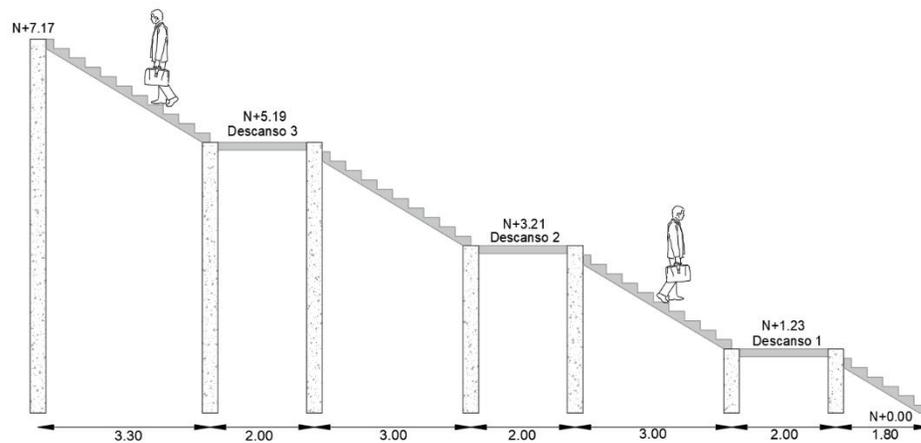


Figura 161 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades replantillo de hormigón $f'c=280 \text{ kg/cm}^2$ para escalera $N=+7.17 \text{ m}$.

Fuente: Propia.

| | |
|----------------|---|
| Tipo: | Hormigón $f'c=280 \text{ kg/cm}^2$ colocado en escalera $N=+7.72\text{m}$ |
| Unidad: | m^3 |
| Código: | 600 |

| ELEMENTO | LARGO (m) | ANCHO (m) | ESPESOR (m) | Nº ELEMENTOS | VOLUMEN (m^3) |
|----------------------|-----------|-----------|-------------|--------------|--------------------------|
| Gradas | 0,3 | 2 | 0,18 | 40 | 4,32 |
| Descansos | 2 | 2 | 0,15 | 3 | 1,8 |
| Losa de grada | 3 | 2 | 0,15 | 4 | 3,6 |
| VOLUMEN TOTAL | | | | | 19,44 |

Tabla 102 Cantidades de obra replantillo de hormigón $f'c=280 \text{ kg/cm}^2$ para escalera $N=+7.72 \text{ m}$.

Fuente: Propia.

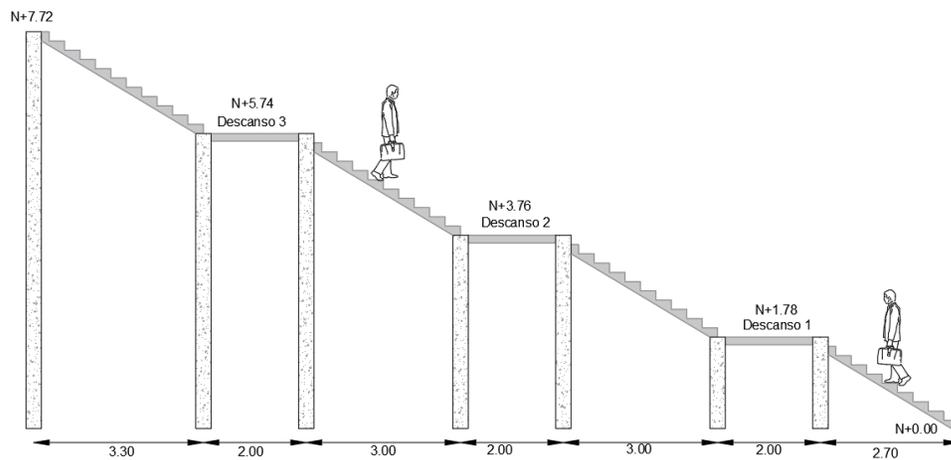


Figura 162 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades replantillo de hormigón $f'c=280 \text{ kg/cm}^2$ para escalera $N=+7.72 \text{ m}$.

Fuente: Propia.

| | |
|----------------|---|
| Tipo: | Hormigón $f'c=280 \text{ kg/cm}^2$ colocado en vigas rectangulares tipo ménsula |
| Unidad: | m^3 |
| Código: | 600 |

| PILA | LARGO (m) | ANCHO (m) | ALTURA (m) | VOLUMEN (m^3) |
|----------------------|-----------|-----------|------------|--------------------------|
| VIGA 1 | 2 | 0,6 | 0,7 | 1,68 |
| VIGA 2 | 2 | 0,6 | 0,7 | 1,68 |
| VIGA 3 | 2 | 0,6 | 0,7 | 1,68 |
| VIGA 4 | 2 | 0,6 | 0,7 | 1,68 |
| VIGA 5 | 2 | 0,6 | 0,7 | 1,68 |
| VOLUMEN TOTAL | | | | 8,4 |

Tabla 103 Cantidades de obra replantillo de hormigón $f'c=280 \text{ kg/cm}^2$ para vigas rectangulares tipo ménsula.

Fuente: Propia.

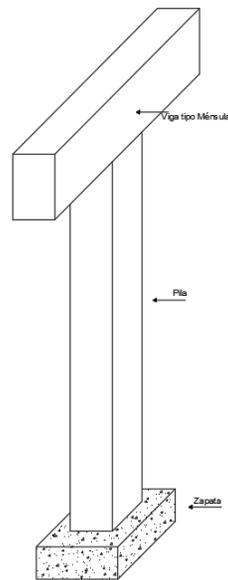


Figura 163 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades replantillo de hormigón $f'c=280 \text{ kg/cm}^2$ para vigas rectangulares tipo ménsula.

Fuente: Propia.

| | |
|---|------------------------------------|
| Rubro: | Encofrado recto (plintos y pilas). |
| ENCOFRADO RECTO TOTAL (m²): | 560,76 |

| | |
|---------|---|
| Tipo: | Encofrado de plintos Subestructura paso peatonal. |
| Unidad: | m ² |
| Código: | 700 |

| PLINTO 1 | | | | PLINTO 2 | | | | PLINTO 3 | | | |
|-----------------------------|------|------|------|-----------------------------|------|------|------|-----------------------------|------|------|------|
| LAD | ANCH | LARG | ÁRE | LAD | ANCH | LARG | ÁRE | LAD | ANCH | LARG | ÁRE |
| O | O | O | A | O | O | O | A | O | O | O | A |
| l1 | 0,5 | 2,6 | 2,6 | l1 | 0,5 | 2,6 | 2,6 | l1 | 0,5 | 2,6 | 2,6 |
| l2 | 0,5 | 2,6 | 2,6 | l2 | 0,5 | 2,6 | 2,6 | l2 | 0,5 | 2,6 | 2,6 |
| AREA TOTAL ENCOFRADO | | | 15,6 | AREA TOTAL ENCOFRADO | | | 15,6 | AREA TOTAL ENCOFRADO | | | 15,6 |

Tabla 104 Cantidades de obra encofrado recto para plintos de subestructura de paso peatonal.

Fuente: Propia.

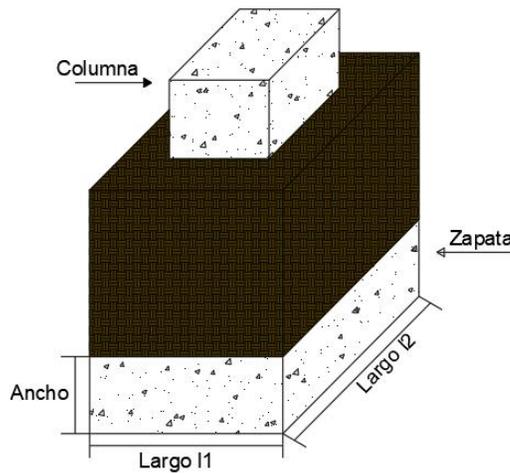


Figura 164 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades encofrado recto para plintos de subestructura de paso peatonal.

Fuente: Propia.

| | |
|---------|---|
| Tipo: | Encofrado de pilas de Subestructura de paso peatonal. |
| Unidad: | m ² |
| Código: | 700 |

| PILA 1 | | | | PILA 2 | | | | PILA 3 | | | |
|-------------------|------|------|------|-------------------|------|------|------|-------------------|------|------|------|
| LAD | ANCH | LARG | ÁRE | LAD | ANCH | LARG | ÁRE | LAD | ANCH | LARG | ÁRE |
| O | O | O | A | O | O | O | A | O | O | O | A |
| l1 | 0,65 | 7,77 | 10,1 | l1 | 0,65 | 7,77 | 10,1 | l1 | 0,65 | 7,77 | 10,1 |
| | | | 10,8 | | | | 10,8 | | | | 10,8 |
| l2 | 0,7 | 7,77 | 8 | l2 | 0,7 | 7,77 | 8 | l2 | 0,7 | 7,77 | 8 |
| AREA TOTAL | | | 62,9 | AREA TOTAL | | | 62,9 | AREA TOTAL | | | 62,9 |
| ENCOFRADO | | | 4 | ENCOFRADO | | | 4 | ENCOFRADO | | | 4 |

Tabla 105 Cantidades de obra Encofrado recto para pilas de Subestructura de paso peatonal.

Fuente: Propia.

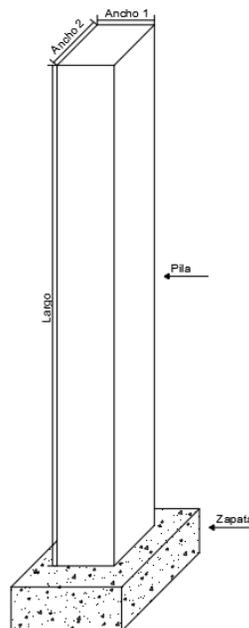


Figura 165 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades encofrado recto para pilas de Subestructura de paso peatonal.

Fuente: Propia.

| | |
|---------|--|
| Tipo: | Encofrado de pilas de Subestructura de escalera N=+7.17m |
| Unidad: | m ² |
| Código: | 700 |

| PILA A1-B1 | | | |
|-----------------------------|-------|-------|------|
| LADO | ANCHO | LARGO | ÁREA |
| l1 | 0,3 | 1,5 | 0,9 |
| l2 | 0,3 | 1,5 | 0,9 |
| AREA TOTAL ENCOFRADO | | | 1,8 |

| PILA A5-B5 | | | |
|-----------------------------|-------|-------|------|
| LADO | ANCHO | LARGO | ÁREA |
| l1 | 0,3 | 4,71 | 2,83 |
| l2 | 0,3 | 4,71 | 2,83 |
| AREA TOTAL ENCOFRADO | | | 5,66 |

| PILA A2-B2 | | | |
|-----------------------------|-------|-------|------|
| LADO | ANCHO | LARGO | ÁREA |
| l1 | 0,3 | 2,73 | 1,64 |
| l2 | 0,3 | 2,73 | 1,64 |
| AREA TOTAL ENCOFRADO | | | 3,28 |

| PILA A6-B6 | | | |
|-----------------------------|-------|-------|------|
| LADO | ANCHO | LARGO | ÁREA |
| l1 | 0,3 | 6,69 | 4,01 |
| l2 | 0,3 | 6,69 | 4,01 |
| AREA TOTAL ENCOFRADO | | | 8,02 |

| PILAA3-B3 | | | |
|-----------------------------|-------|-------|------|
| LADO | ANCHO | LARGO | ÁREA |
| l1 | 0,3 | 2,73 | 1,64 |
| l2 | 0,3 | 2,73 | 1,64 |
| AREA TOTAL ENCOFRADO | | | 3,28 |

| PILA A7-B7 | | | |
|-----------------------------|-------|-------|------|
| LADO | ANCHO | LARGO | ÁREA |
| l1 | 0,3 | 6,69 | 4,01 |
| l2 | 0,3 | 6,69 | 4,01 |
| AREA TOTAL ENCOFRADO | | | 8,02 |

| PILA A4-B4 | | | |
|-----------------------------|-------|-------|------|
| LADO | ANCHO | LARGO | ÁREA |
| l1 | 0,3 | 4,71 | 2,83 |
| l2 | 0,3 | 4,71 | 2,83 |
| AREA TOTAL ENCOFRADO | | | 5,66 |

| PILA A8-B8 | | | |
|-----------------------------|-------|-------|------|
| LADO | ANCHO | LARGO | ÁREA |
| l1 | 0,3 | 8,67 | 5,2 |
| l2 | 0,3 | 8,67 | 5,2 |
| AREA TOTAL ENCOFRADO | | | 10,4 |

Tabla 106 Cantidades de obra encofrado recto para pilas de subestructura de escalera N=+7.17 m.

Fuente: Propia.

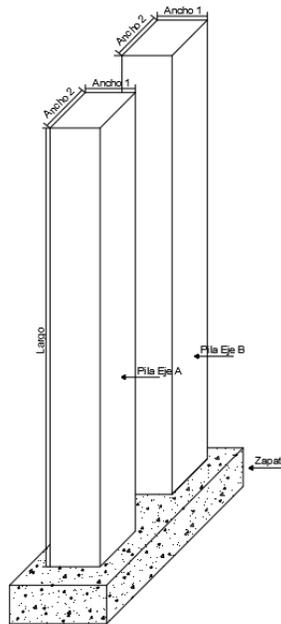


Figura 166 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades encofrado recto para pilas de Subestructura de escalera N=+7.17 m.

Fuente: Propia.

| | |
|---------|--|
| Tipo: | Encofrado de pilas de subestructura de escalera N+7.72 |
| Unidad: | m ² |
| Código: | 700 |

| PILA A1-B1 | | | |
|-----------------------------|-------|-------|------------|
| LADO | ANCHO | LARGO | ÁREA |
| l1 | 0,3 | 1,5 | 0,9 |
| l2 | 0,3 | 1,5 | 0,9 |
| AREA TOTAL ENCOFRADO | | | 1,8 |

| PILA A5-B5 | | | |
|-----------------------------|-------|-------|-------------|
| LADO | ANCHO | LARGO | ÁREA |
| l1 | 0,3 | 5,26 | 3,16 |
| l2 | 0,3 | 5,26 | 3,16 |
| AREA TOTAL ENCOFRADO | | | 6,32 |

| PILA A2-B2 | | | |
|-----------------------------|-------|-------|------|
| LADO | ANCHO | LARGO | ÁREA |
| l1 | 0,3 | 3,28 | 1,97 |
| l2 | 0,3 | 3,28 | 1,97 |
| AREA TOTAL ENCOFRADO | | | 3,94 |

| PILA A6-B6 | | | |
|-----------------------------|-------|-------|------|
| LADO | ANCHO | LARGO | ÁREA |
| l1 | 0,3 | 7,24 | 4,34 |
| l2 | 0,3 | 7,24 | 4,34 |
| AREA TOTAL ENCOFRADO | | | 8,68 |

| PILAA3-B3 | | | |
|-----------------------------|-------|-------|------|
| LADO | ANCHO | LARGO | ÁREA |
| l1 | 0,3 | 3,28 | 1,97 |
| l2 | 0,3 | 3,28 | 1,97 |
| AREA TOTAL ENCOFRADO | | | 3,94 |

| PILA A7-B7 | | | |
|-----------------------------|-------|-------|------|
| LADO | ANCHO | LARGO | ÁREA |
| l1 | 0,3 | 7,24 | 4,34 |
| l2 | 0,3 | 7,24 | 4,34 |
| AREA TOTAL ENCOFRADO | | | 8,68 |

| PILA A4-B4 | | | |
|-----------------------------|-------|-------|------|
| LADO | ANCHO | LARGO | ÁREA |
| l1 | 0,3 | 5,26 | 3,16 |
| l2 | 0,3 | 5,26 | 3,16 |
| AREA TOTAL ENCOFRADO | | | 6,32 |

| PILA A8-B8 | | | |
|-----------------------------|-------|-------|-------|
| LADO | ANCHO | LARGO | ÁREA |
| l1 | 0,3 | 9,22 | 5,53 |
| l2 | 0,3 | 9,22 | 5,53 |
| AREA TOTAL ENCOFRADO | | | 11,06 |

Tabla 107 Cantidades de obra encofrado recto para pilas de Subestructura de escalera N=+7.72 m.

Fuente: Propia.

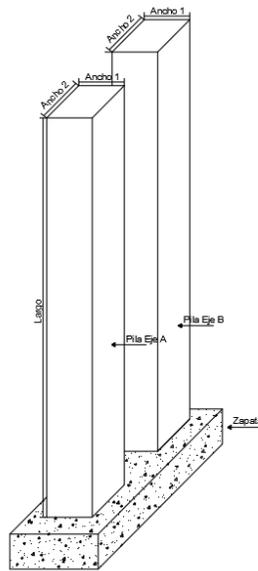


Figura 167 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades encofrado recto para pilas de Subestructura de escalera N=+7.72 m.

Fuente: Propia.

| | |
|---------|--|
| Tipo: | Encofrado de plintos de escaleras N=+7,17m y N=+7,72m. |
| Unidad: | m ² |
| Código: | 700 |

| PLINTOS 1 | | | |
|-----------------------------|-------|-------|-------------|
| LADO | ANCHO | LARGO | ÁREA |
| l1 | 0,3 | 2,8 | 1,68 |
| l2 | 0,3 | 0,8 | 0,48 |
| AREA TOTAL ENCOFRADO | | | 2,16 |

| PLINTOS 5 | | | |
|-----------------------------|-------|-------|-------------|
| LADO | ANCHO | LARGO | ÁREA |
| l1 | 0,3 | 2,8 | 1,68 |
| l2 | 0,3 | 0,8 | 0,48 |
| AREA TOTAL ENCOFRADO | | | 2,16 |

| PLINTOS 2 | | | |
|-----------------------------|-------|-------|-------------|
| LADO | ANCHO | LARGO | ÁREA |
| l1 | 0,3 | 2,8 | 1,68 |
| l2 | 0,3 | 0,8 | 0,48 |
| AREA TOTAL ENCOFRADO | | | 2,16 |

| PLINTOS 6 | | | |
|-----------------------------|-------|-------|-------------|
| LADO | ANCHO | LARGO | ÁREA |
| l1 | 0,3 | 2,8 | 1,68 |
| l2 | 0,3 | 0,8 | 0,48 |
| AREA TOTAL ENCOFRADO | | | 2,16 |

| PLINTOS 3 | | | | PLINTOS 7 | | | |
|----------------------|-------|-------|------|----------------------|-------|-------|------|
| LADO | ANCHO | LARGO | ÁREA | LADO | ANCHO | LARGO | ÁREA |
| l1 | 0,3 | 2,8 | 1,68 | l1 | 0,3 | 2,8 | 1,68 |
| l2 | 0,3 | 0,8 | 0,48 | l2 | 0,3 | 0,8 | 0,48 |
| AREA TOTAL ENCOFRADO | | | 2,16 | AREA TOTAL ENCOFRADO | | | 2,16 |

| PLINTOS 4 | | | | PLINTOS 8 | | | |
|----------------------|-------|-------|------|----------------------|-------|-------|------|
| LADO | ANCHO | LARGO | ÁREA | LADO | ANCHO | LARGO | ÁREA |
| l1 | 0,3 | 2,8 | 1,68 | l1 | 0,3 | 2,8 | 1,68 |
| l2 | 0,3 | 0,8 | 0,48 | l2 | 0,3 | 0,8 | 0,48 |
| AREA TOTAL ENCOFRADO | | | 2,16 | AREA TOTAL ENCOFRADO | | | 2,16 |

Tabla 108 Cantidades de obra encofrado recto para plintos de escaleras N=+7.17 m y N=+7.72 m.

Fuente: Propia.

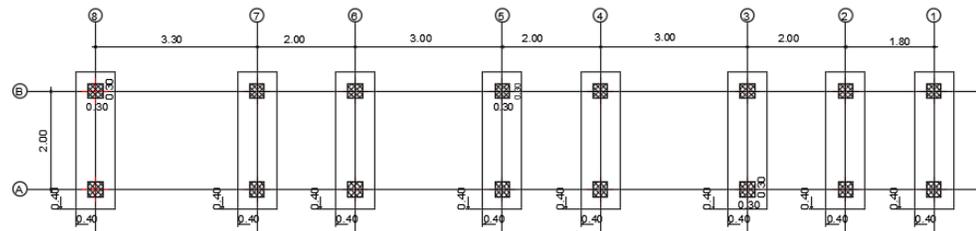
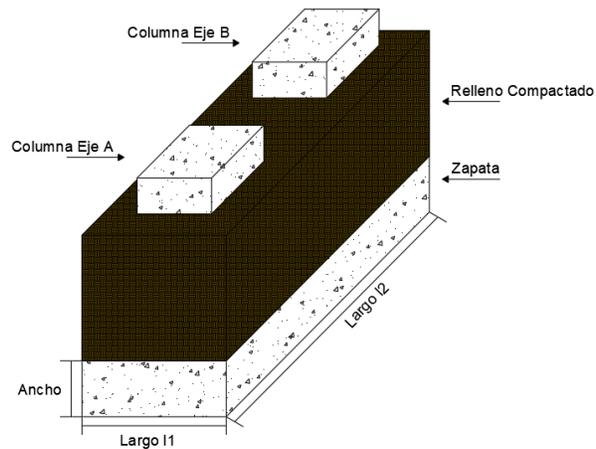


Figura 168 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades encofrado recto para plintos de escaleras N=+7.17 m y N=+7.72 m.

Fuente: Propia.

| | |
|----------------------------|--|
| Rubro: | Apoyos de Neopreno tipo stup, dureza 60 (15x20x2.2) cm |
| NUMERO DE UNIDADES: | 38 |

| | |
|---------|---|
| Tipo: | Apoyos de Neopreno stup, dureza 60 (15x20x2.2) cm |
| Unidad: | u |
| Código: | 800 |

| DIMENSIONES OFERTADAS | | | |
|-----------------------|-----------|-------------|---------------------------|
| LARGO (m) | ANCHO (m) | ESPESOR (m) | VOLUMEN (m ³) |
| 0,15 | 0,2 | 0,022 | 0,00066 |

| DIMENSIONES NECESARIAS | | | |
|------------------------|-----------|-------------|---------------------------|
| LARGO (m) | ANCHO (m) | ESPESOR (m) | VOLUMEN (m ³) |
| 0,35 | 0,15 | 0,06 | 0,0063 |

Tabla 109 Cantidades de apoyo de neopreono dureza 60 (15x20x2.2) cm.

Fuente: Propia.

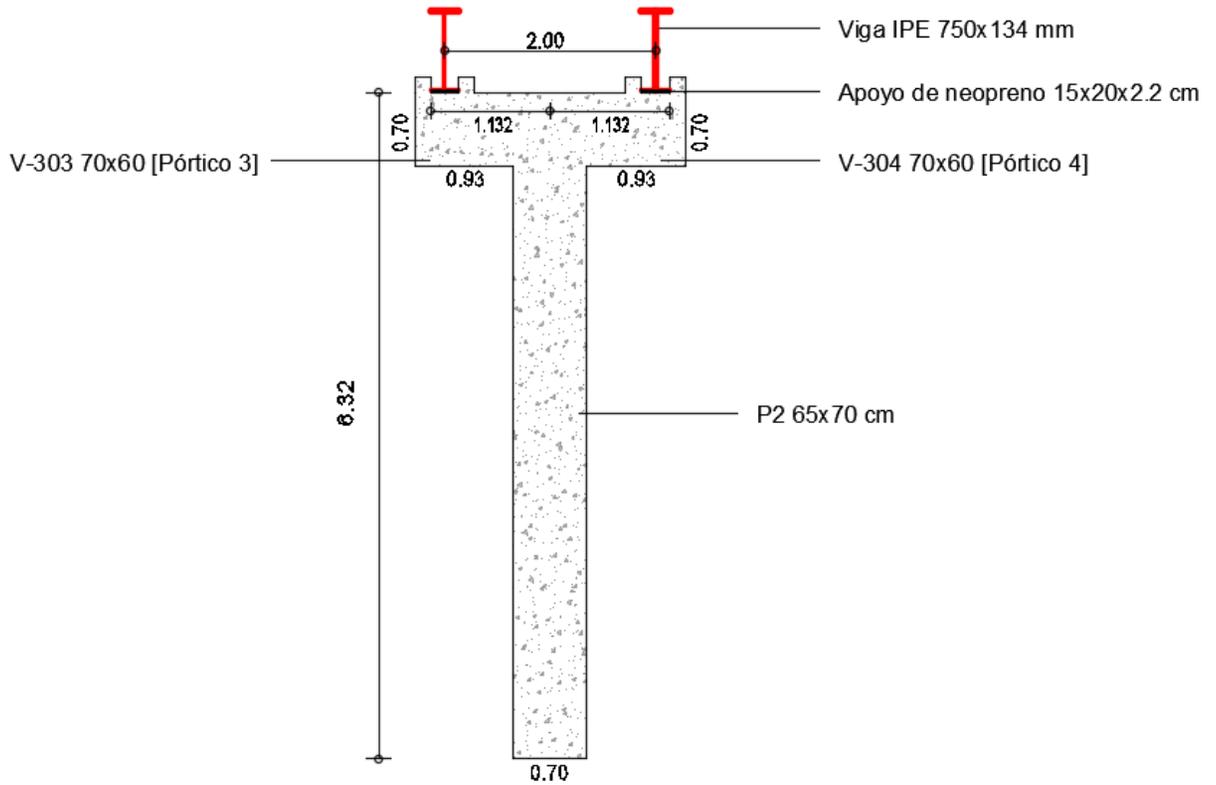


Figura 169 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades apoyo de neopreno dureza 60 (15x20x2.2) cm.

Fuente: Propia.

| | |
|----------------------------|---|
| Rubro: | Apoyos de Neopreno tipo stup, dureza 60 (12x20x2.2) cm. |
| NUMERO DE UNIDADES: | 38 |

| | |
|---------|---|
| Tipo: | Apoyos de Neopreno tipo stup, dureza 60 (12x20x2.2) cm. |
| Unidad: | u |
| Código: | 900 |

| DIMENSIONES OFERTADAS | | | |
|-----------------------|-----------|-------------|---------------------------|
| LARGO (m) | ANCHO (m) | ESPESOR (m) | VOLUMEN (m ³) |
| 0,12 | 0,20 | 0,022 | 0,000528 |

| DIMENSIONES NECESARIAS | | | |
|------------------------|-----------|-------------|---------------------------|
| LARGO (m) | ANCHO (m) | ESPESOR (m) | VOLUMEN (m ³) |
| 0,70 | 0,012 | 0,06 | 0,00504 |

Tabla 110 Cantidades de apoyo de neopreno dureza 60 (12x20x2.2) cm.

Fuente: Propia.

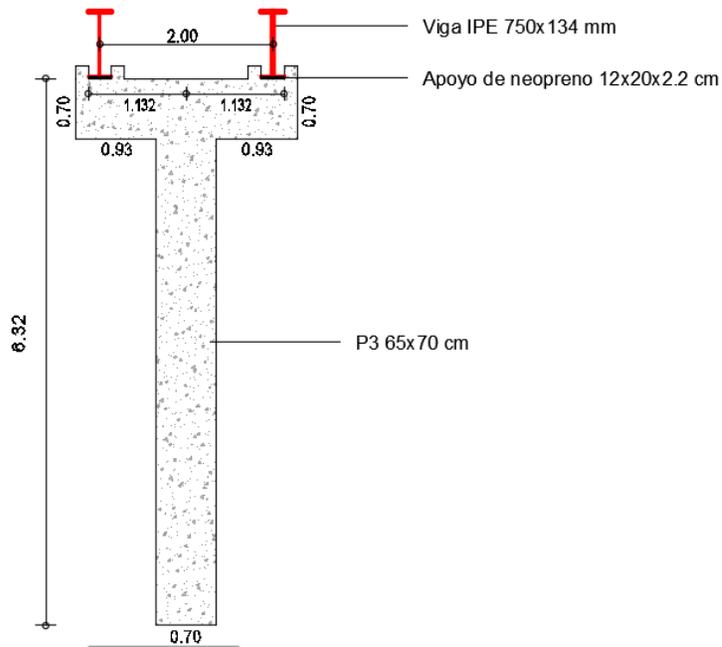


Figura 170 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades apoyo de neopreno dureza 60 (12x20x2.2) cm.

Fuente: Propia.

| | |
|---|---|
| Rubro: | Acero en barras corrugadas, Grado 60 ($f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$), varios diámetros. |
| PESO TOTAL DE ACERO EN BARRAS CORRUGADAS DE VARIOS DIAMETROS (kg): | 25846,99 |

| | |
|---------|---|
| Tipo: | Acero de pilas de Subestructura de paso peatonal. |
| Unidad: | Kg |
| Código: | 1000 |

| PILA 1 | | | | | |
|--|---------------|------------------------|-----------------------------|--------------------|--|
| LONGITU D | ϕ (m) | AREA (m ²) | ρ (kg/m ³) | PESO TOTAL (kg) | PESO TOTAL FINAL (10% DESPERDICIOS) |
| 785,4 | 0,01 | 0,0000785 4 | 7850 | 484,23 | 532,65 |
| 122,4 | 0,02 | 0,0003141 6 | 7850 | 301,86 | 332,05 |
| 34,6 | 0,02 5 | 0,0004908 75 | 7850 | 133,33 | 146,66 |
| PESO TOTAL ACERO PILA 1 (kg): | | | | | 1011,36 |

| PILA 2 | | | | | |
|--|---------------|------------------------|-----------------------------|--------------------|--|
| LONGITU D | ϕ (m) | AREA (m ²) | ρ (kg/m ³) | PESO TOTAL (kg) | PESO TOTAL FINAL (10% DESPERDICIOS) |
| 656,4 | 0,01 | 0,0000785 4 | 7850 | 404,7 | 445,17 |
| 121,6 | 0,02 2 | 0,0003801 34 | 7850 | 362,86 | 399,15 |
| 34,4 | 0,02 5 | 0,0004908 75 | 7850 | 132,56 | 145,82 |
| PESO TOTAL ACERO PILA 2 (kg): | | | | | 990,14 |

| PILA 3 | | | | | |
|--------------|---------------|------------------------|-----------------------------|--------------------|--|
| LONGITU D | ϕ (m) | AREA (m ²) | ρ (kg/m ³) | PESO TOTAL (kg) | PESO TOTAL FINAL (10% DESPERDICIOS) |
| 847,1 | 0,01 | 0,0000785 4 | 7850 | 522,27 | 574,5 |

| | | | | | |
|--------------------------------|-----------|-----------------|------|--------|---------|
| 131,2 | 0,02 2 | 0,0003801 34 | 7850 | 391,51 | 430,66 |
| 36,8 | 0,02 5 | 0,0004908 75 | 7850 | 141,8 | 155,98 |
| PESO TOTAL ACERO PILA 3 | | | | | |
| (kg): | | | | | 1161,14 |

Tabla 111 Cantidades de obra acero en barras corrugadas grado 60 para pilas de Subestructura de paso peatonal.

Fuente: Propia.

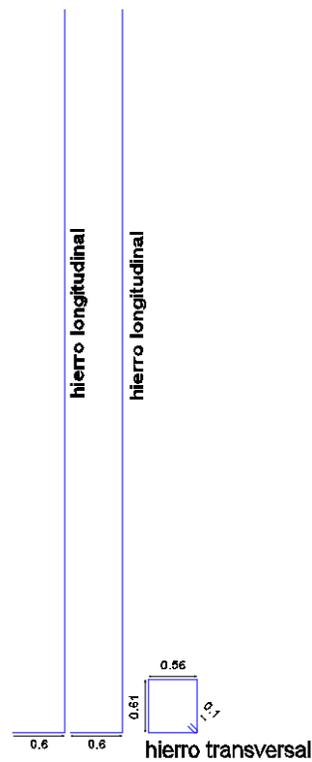


Figura 171 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra acero en barras corrugadas grado 60 para pilas de Subestructura de paso peatonal.

Fuente: Propia

| | |
|---------|---|
| Tipo: | Acero de plintos de Subestructura de paso peatonal. |
| Unidad: | Kg |
| Código: | 1000 |

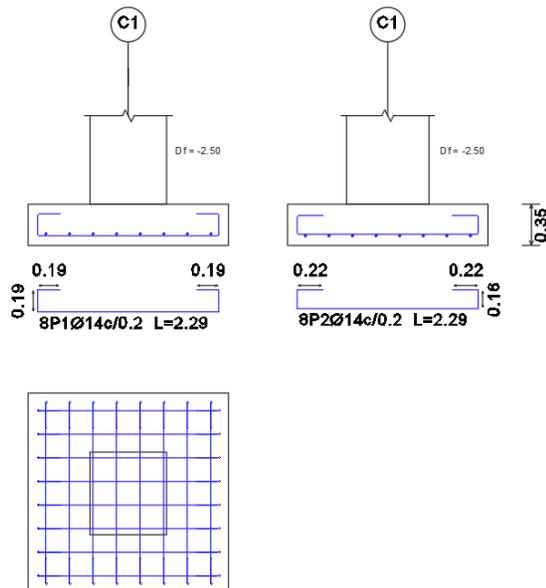
| PLINTO 1 | | | | | |
|--|---------------|------------------------|-----------------------------|--------------------|--|
| LONGITU D | ϕ (m) | AREA (m ²) | ρ (kg/m ³) | PESO TOTAL (kg) | PESO TOTAL FINAL (10% DESPERDICIOS) |
| 12,7 | 0,01 | 0,0000785 4 | 7850 | 7,83 | 8,61 |
| 168,52 | 0,01 6 | 0,0002010 62 | 7850 | 265,98 | 292,58 |
| 136,48 | 0,02 2 | 0,0003801 34 | 7850 | 407,26 | 447,99 |
| 36,12 | 0,02 5 | 0,0004908 75 | 7850 | 139,18 | 153,1 |
| PESO TOTAL ACERO PILA 3 (kg): | | | | | 902,28 |

| PLINTO 2 | | | | | |
|--|---------------|------------------------|-----------------------------|--------------------|--|
| LONGITU D | ϕ (m) | AREA (m ²) | ρ (kg/m ³) | PESO TOTAL (kg) | PESO TOTAL FINAL (10% DESPERDICIOS) |
| 12,7 | 0,01 | 0,0000785 4 | 7850 | 7,83 | 8,61 |
| 168,52 | 0,01 6 | 0,0002010 62 | 7850 | 265,98 | 292,58 |
| 136,48 | 0,02 2 | 0,0003801 34 | 7850 | 407,26 | 447,99 |
| 36,12 | 0,02 5 | 0,0004908 75 | 7850 | 139,18 | 153,1 |
| PESO TOTAL ACERO PILA 3 (kg): | | | | | 902,28 |

| PLINTO 3 | | | | | |
|--------------------------------------|--------|------------------------|-----------------------------|-----------------|-------------------------------------|
| LONGITUD | ϕ | AREA (m ²) | ρ (kg/m ³) | PESO TOTAL (kg) | PESO TOTAL FINAL (10% DESPERDICIOS) |
| 12,7 | 0,01 | 0,0000785 4 | 7850 | 7,83 | 8,61 |
| 168,52 | 0,01 | 0,0002010 62 | 7850 | 265,98 | 292,58 |
| 136,48 | 0,02 | 0,0003801 34 | 7850 | 407,26 | 447,99 |
| 36,12 | 0,02 | 0,0004908 75 | 7850 | 139,18 | 153,1 |
| PESO TOTAL ACERO PILA 3 (kg): | | | | | 902,28 |

Tabla 112 Cantidades de obra acero en barras corrugadas grado 60 para plintos de Subestructura de paso peatonal.

Fuente: Propia.



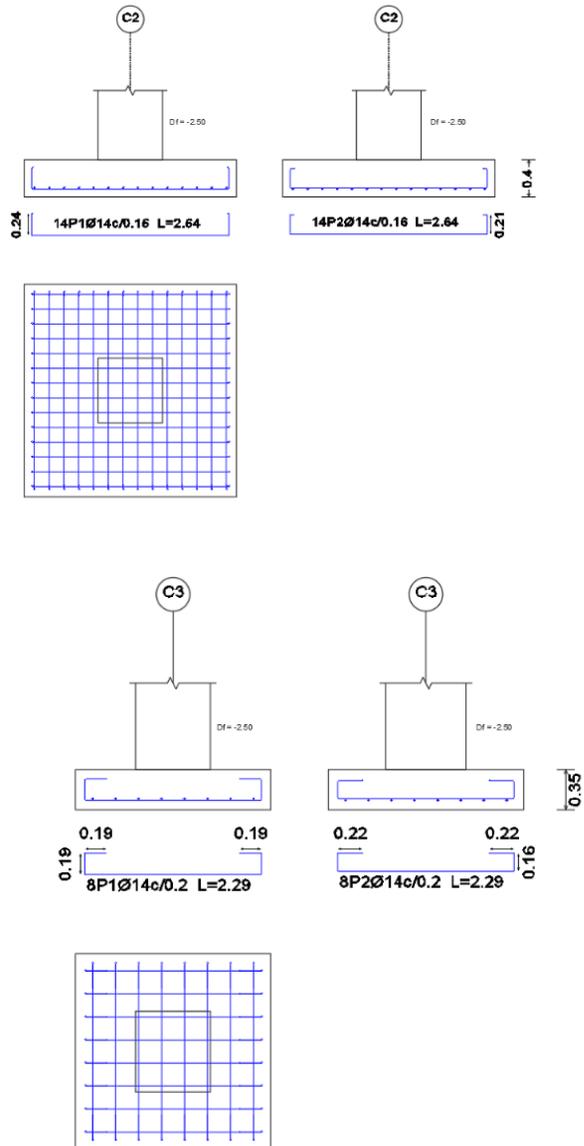


Figura 172 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra acero en barras corrugadas grado 60 para plintos de subestructura de paso peatonal.

Fuente: Propia

| | |
|---------|---|
| Tipo: | Acero de plintos de escaleras N=+7.17m y N=+7.72m |
| Unidad: | Kg |
| Código: | 1000 |

| PLINTO A1-B1 | | | | | |
|--|---------------|-----------------|----------------|--------------------|--|
| LONGITU D | ϕ (m) | AREA (m2) | ρ (kg/m3) | PESO TOTAL (kg) | PESO TOTAL FINAL (10% DESPERDICIOS) |
| 29,1 | 0,01 | 0,0000785 4 | 7850 | 17,94 | 19,73 |
| 593,8 | 0,01 2 | 0,0001130 98 | 7850 | 527,19 | 579,91 |
| 340,6 | 0,01 4 | 0,0001539 38 | 7850 | 411,59 | 452,75 |
| PESO TOTAL ACERO PILA 1 (kg): | | | | | 1052,39 |

| PLINTO A2-B2 | | | | | |
|--|---------------|-----------------|----------------|--------------------|--|
| LONGITU D | ϕ (m) | AREA (m2) | ρ (kg/m3) | PESO TOTAL (kg) | PESO TOTAL FINAL (10% DESPERDICIOS) |
| 29,1 | 0,01 | 0,0000785 4 | 7850 | 17,94 | 19,73 |
| 593,8 | 0,01 2 | 0,0001130 98 | 7850 | 527,19 | 579,91 |
| 340,6 | 0,01 4 | 0,0001539 38 | 7850 | 411,59 | 452,75 |
| PESO TOTAL ACERO PILA 1 (kg): | | | | | 1052,39 |

| PLINTO A3-B3 | | | | | |
|--|---------------|-----------------|----------------|--------------------|--|
| LONGITU D | ϕ (m) | AREA (m2) | ρ (kg/m3) | PESO TOTAL (kg) | PESO TOTAL FINAL (10% DESPERDICIOS) |
| 29,1 | 0,01 | 0,0000785 4 | 7850 | 17,94 | 19,73 |
| 593,8 | 0,01 2 | 0,0001130 98 | 7850 | 527,19 | 579,91 |
| 340,6 | 0,01 4 | 0,0001539 38 | 7850 | 411,59 | 452,75 |
| PESO TOTAL ACERO PILA 1 (kg): | | | | | 1052,39 |

| PLINTO A4-B4 | | | | | |
|--|---------------|-----------------|----------------|--------------------|--|
| LONGITU D | ϕ (m) | AREA (m2) | ρ (kg/m3) | PESO TOTAL (kg) | PESO TOTAL FINAL (10% DESPERDICIOS) |
| 29,1 | 0,01 | 0,0000785 4 | 7850 | 17,94 | 19,73 |
| 593,8 | 0,01 2 | 0,0001130 98 | 7850 | 527,19 | 579,91 |
| 340,6 | 0,01 4 | 0,0001539 38 | 7850 | 411,59 | 452,75 |
| PESO TOTAL ACERO PILA 1 (kg): | | | | | 1052,39 |

| PLINTO A5-B5 | | | | | |
|--|---------------|---------------------------|-----------------------------|-----------------|--|
| LONGITU D | ϕ (m) | AREA (m ²) | ρ (kg/m ³) | PESO TOTAL (kg) | PESO TOTAL FINAL (10% DESPERDICIOS) |
| 29,1 | 0,01 | 0,000078 54 | 7850 | 17,94 | 19,73 |
| 593,8 | 0,01 2 | 0,000113 1 | 7850 | 527,19 | 579,91 |
| 340,6 | 0,01 4 | 0,000153 94 | 7850 | 411,59 | 452,75 |
| PESO TOTAL ACERO PILA 1 (kg): | | | | | 1052,39 |

| PLINTO A6-B6 | | | | | |
|--|---------------|---------------------------|-----------------------------|-----------------|--|
| LONGITU D | ϕ (m) | AREA (m ²) | ρ (kg/m ³) | PESO TOTAL (kg) | PESO TOTAL FINAL (10% DESPERDICIOS) |
| 29,1 | 0,01 | 0,000078 54 | 7850 | 17,94 | 19,73 |
| 593,8 | 0,01 2 | 0,000113 1 | 7850 | 527,19 | 579,91 |
| 340,6 | 0,01 4 | 0,000153 94 | 7850 | 411,59 | 452,75 |
| PESO TOTAL ACERO PILA 1 (kg): | | | | | 1052,39 |

| PLINTO A7-B7 | | | | | |
|--|---------------|---------------------------|-----------------------------|-----------------|--|
| LONGITU D | ϕ (m) | AREA (m ²) | ρ (kg/m ³) | PESO TOTAL (kg) | PESO TOTAL FINAL (10% DESPERDICIOS) |
| 29,1 | 0,01 | 0,000078 54 | 7850 | 17,94 | 19,73 |
| 593,8 | 0,01 2 | 0,000113 1 | 7850 | 527,19 | 579,91 |
| 340,6 | 0,01 4 | 0,000153 94 | 7850 | 411,59 | 452,75 |
| PESO TOTAL ACERO PILA 1 (kg): | | | | | 1052,39 |

| PLINTO A8-B8 | | | | | |
|--|---------------|---------------------------|-----------------------------|-----------------|--|
| LONGITU D | ϕ (m) | AREA (m ²) | ρ (kg/m ³) | PESO TOTAL (kg) | PESO TOTAL FINAL (10% DESPERDICIOS) |
| 4,2 | 0,01 | 0,000078 54 | 7850 | 2,59 | 2,85 |
| 155,5 | 0,01 2 | 0,000113 1 | 7850 | 138,06 | 151,87 |
| 48,7 | 0,01 4 | 0,000153 94 | 7850 | 58,85 | 64,74 |
| PESO TOTAL ACERO PILA 1 (kg): | | | | | 219,46 |

Tabla 113 Cantidades de obra acero en barras corrugadas grado 60 para plintos de subestructura escaleras N=+7.17 m y N=+7.72 m.

Fuente: Propia

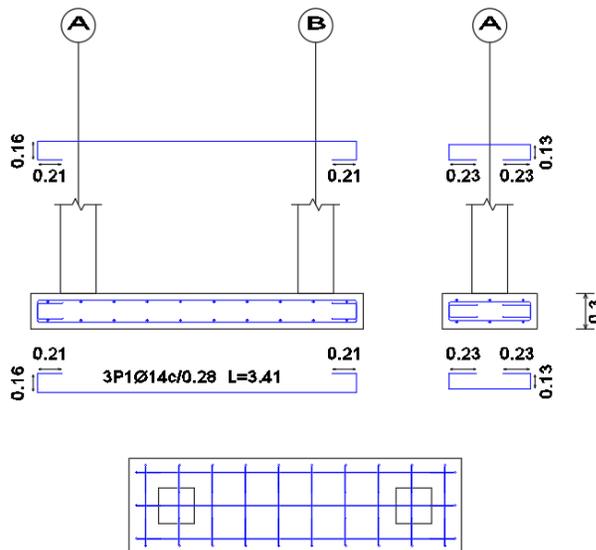


Figura 173 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra acero en barras corrugadas grado 60 para pilos de Subestructura de escaleras N=+7.17 m y N=+7.72 m.

Fuente: Propia

| | |
|---------|--------------------------------------|
| Tipo: | Acero de pilas de escaleras N=+7.72m |
| Unidad: | Kg |
| Código: | 1000 |

| PILAS A1-B1 | | | | | |
|--------------------------------------|------------|------------------------|-----------------------------|-----------------|-------------------------------------|
| LONGITU D | ϕ (m) | AREA (m ²) | ρ (kg/m ³) | PESO TOTAL (kg) | PESO TOTAL FINAL (10% DESPERDICIOS) |
| 50,12 | 0,01 | 0,0000785 4 | 7850 | 30,9 | 33,99 |
| 20,27 | 0,01 | 0,0001130 98 | 7850 | 18 | 19,8 |
| PESO TOTAL ACERO PILA 1 (kg): | | | | 53,79 | |
| PESO TOTAL DE LAS DOS PILAS: | | | | 107,58 | |

| PILAS A2-B2 | | | | | |
|--|---------------|------------------------|-----------------------------|--------------------|--|
| LONGITU D | ϕ (m) | AREA (m ²) | ρ (kg/m ³) | PESO TOTAL (kg) | PESO TOTAL FINAL (10% DESPERDICIOS) |
| 87,71 | 0,01 | 0,0000785 4 | 7850 | 54,08 | 59,49 |
| 29,2 | 0,01 2 | 0,0001130 98 | 7850 | 25,92 | 28,51 |
| PESO TOTAL ACERO PILA 1 (kg): | | | | | 88 |
| PESO TOTAL DE LAS DOS PILAS: | | | | | 176 |

| PILAS A3-B3 | | | | | |
|--|---------------|------------------------|-----------------------------|--------------------|--|
| LONGITU D | ϕ (m) | AREA (m ²) | ρ (kg/m ³) | PESO TOTAL (kg) | PESO TOTAL FINAL (10% DESPERDICIOS) |
| 87,71 | 0,01 | 0,0000785 4 | 7850 | 54,08 | 59,49 |
| 29,2 | 0,01 2 | 0,0001130 98 | 7850 | 25,92 | 28,51 |
| PESO TOTAL ACERO PILA 1 (kg): | | | | | 88 |
| PESO TOTAL DE LAS DOS PILAS: | | | | | 176 |

| PILAS A4-B4 | | | | | |
|--|---------------|------------------------|-----------------------------|--------------------|--|
| LONGITU D | ϕ (m) | AREA (m ²) | ρ (kg/m ³) | PESO TOTAL (kg) | PESO TOTAL FINAL (10% DESPERDICIOS) |
| 146,78 | 0,01 | 0,0000785 4 | 7850 | 90,5 | 99,55 |
| 46,4 | 0,01 2 | 0,0001130 98 | 7850 | 41,19 | 45,31 |
| PESO TOTAL ACERO PILA 1 (kg): | | | | | 144,86 |
| PESO TOTAL DE LAS DOS PILAS: | | | | | 289,72 |

| PILAS A5-B5 | | | | | |
|--|---------------|---------------------------|-----------------------------|-----------------|--|
| LONGITU D | ϕ (m) | AREA (m ²) | ρ (kg/m ³) | PESO TOTAL (kg) | PESO TOTAL FINAL (10% DESPERDICIOS) |
| 146,78 | 0,01 | 0,000078 54 | 7850 | 90,5 | 99,55 |
| 46,4 | 0,01 2 | 0,000113 1 | 7850 | 41,19 | 45,31 |
| PESO TOTAL ACERO PILA 1 (kg): | | | | | 144,86 |
| PESO TOTAL DE LAS DOS PILAS: | | | | | 289,72 |

| PILAS A6-B6 | | | | | |
|--|---------------|---------------------------|-----------------------------|-----------------|--|
| LONGITU D | ϕ (m) | AREA (m ²) | ρ (kg/m ³) | PESO TOTAL (kg) | PESO TOTAL FINAL (10% DESPERDICIOS) |
| 205,85 | 0,01 | 0,000078 54 | 7850 | 126,91 | 139,6 |
| 61,6 | 0,01 2 | 0,000113 1 | 7850 | 54,69 | 60,16 |
| PESO TOTAL ACERO PILA 1 (kg): | | | | | 199,76 |
| PESO TOTAL DE LAS DOS PILAS: | | | | | 399,52 |

| PILAS A7-B7 | | | | | |
|--|---------------|---------------------------|-----------------------------|-----------------|--|
| LONGITU D | ϕ (m) | AREA (m ²) | ρ (kg/m ³) | PESO TOTAL (kg) | PESO TOTAL FINAL (10% DESPERDICIOS) |
| 205,85 | 0,01 | 0,000078 54 | 7850 | 126,91 | 139,6 |
| 61,6 | 0,01 2 | 0,000113 1 | 7850 | 54,69 | 60,16 |
| PESO TOTAL ACERO PILA 1 (kg): | | | | | 199,76 |
| PESO TOTAL DE LAS DOS PILAS: | | | | | 399,52 |

| PILAS A8-B8 | | | | | |
|--------------------|---------------|---------------------------|-----------------------------|-----------------|--|
| LONGITU D | ϕ (m) | AREA (m ²) | ρ (kg/m ³) | PESO TOTAL (kg) | PESO TOTAL FINAL (10% DESPERDICIOS) |
| 205,85 | 0,01 | 0,000078 54 | 7850 | 126,91 | 139,6 |

| | | | | | |
|--------------------------------|-----------|---------------|------|-------|--------|
| 78 | 0,01 2 | 0,000113 1 | 7850 | 69,25 | 76,18 |
| PESO TOTAL ACERO PILA 1 | | | | | |
| (kg): | | | | | 215,78 |
| PESO TOTAL DE LAS DOS | | | | | |
| PILAS: | | | | | 431,56 |

Tabla 114 Cantidades de obra acero en barras corrugadas grado 60 para pilas de escalera N=+7.72 m.

Fuente: Propia.

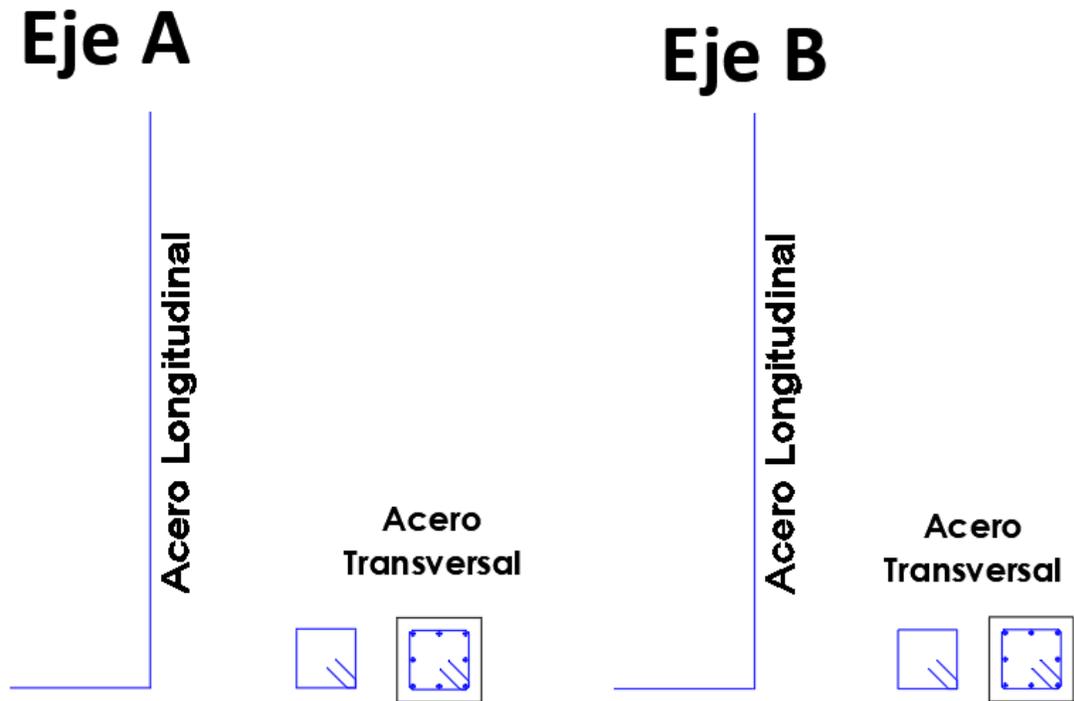


Figura 174 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra acero en barras corrugadas grado 60 para pilas de escalera N=+7.72 m.

Fuente: Propia.

| | |
|---------|----------------------------|
| Tipo: | Acero de escalera N=+7.17m |
| Unidad: | Kg |
| Código: | 1000 |

| ESCALERA 1 | | | | | |
|--|---------------|----------------|----------------|-----------------|--|
| LONGITU D | ϕ (m) | AREA (m2) | ρ (kg/m3) | PESO TOTAL (kg) | PESO TOTAL FINAL (10% DESPERDICIOS) |
| 35,53 | 0,01 | 0,000078 54 | 7850 | 21,91 | 24,1 |
| 36,74 | 0,01 | 0,000078 54 | 7850 | 22,65 | 24,92 |
| 45,99 | 0,01 | 0,000078 54 | 7850 | 28,35 | 31,19 |
| PESO TOTAL ACERO PILA 3 (kg): | | | | | 80,21 |

| ESCALERA 2 | | | | | |
|--|---------------|----------------|----------------|-----------------|--|
| LONGITU D | ϕ (m) | AREA (m2) | ρ (kg/m3) | PESO TOTAL (kg) | PESO TOTAL FINAL (10% DESPERDICIOS) |
| 51,04 | 0,01 | 0,000078 54 | 7850 | 31,47 | 34,62 |
| 101,22 | 0,01 | 0,000078 54 | 7850 | 62,41 | 68,65 |
| 79,55 | 0,01 | 0,000078 54 | 7850 | 49,05 | 53,96 |
| PESO TOTAL ACERO PILA 3 (kg): | | | | | 157,23 |

| ESCALERA 3 | | | | | |
|--|---------------|---------------------------|-----------------------------|-----------------|--|
| LONGITU D | ϕ (m) | AREA (m ²) | ρ (kg/m ³) | PESO TOTAL (kg) | PESO TOTAL FINAL (10% DESPERDICIOS) |
| 51,15 | 0,01 | 0,000078 54 | 7850 | 31,54 | 34,69 |
| 99,75 | 0,01 | 0,000078 54 | 7850 | 61,5 | 67,65 |
| 75,24 | 0,01 | 0,000078 54 | 7850 | 46,39 | 51,03 |
| PESO TOTAL ACERO PILA 3 (kg): | | | | | 153,37 |

Tabla 115 Cantidades de obra acero en barras corrugadas grado 60 para escalera N=+7.17 m.
Fuente: Propia

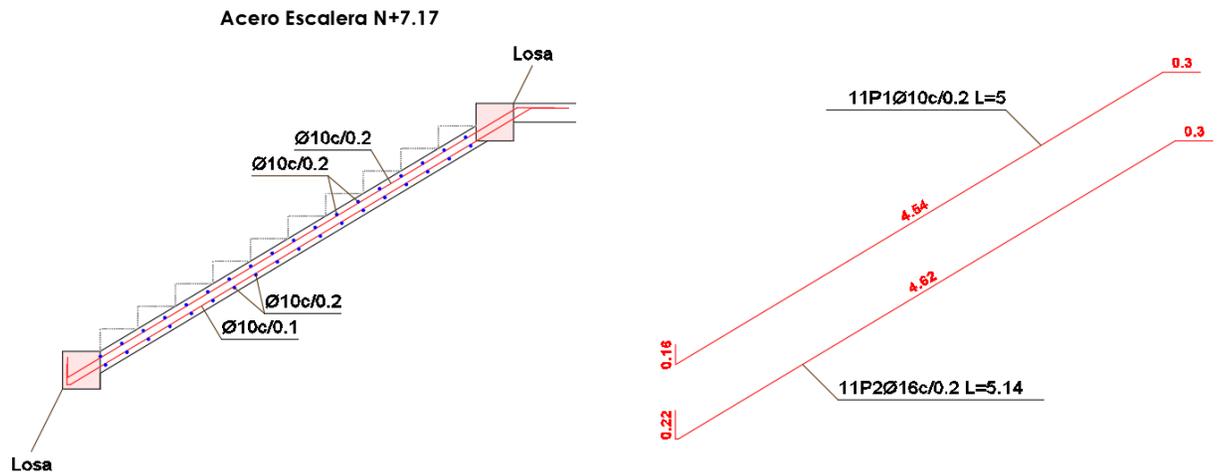


Figura 175 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra acero en barras corrugadas grado 60 para escalera N=+7.17 m.
Fuente: Propia.

| | |
|---------|----------------------------|
| Tipo: | Acero de escalera N=+7.72m |
| Unidad: | Kg |
| Código: | 1000 |

| ESCALERA 1 | | | | | |
|--|---------------|------------------------|-----------------------------|--------------------|--|
| LONGITU D | ϕ (m) | AREA (m ²) | ρ (kg/m ³) | PESO TOTAL (kg) | PESO TOTAL FINAL (10% DESPERDICIOS) |
| 116,2 | 0,01 | 0,0000785 4 | 7850 | 71,64 | 78,8 |
| 48,7 | 0,01 2 | 0,0001130 98 | 7850 | 43,24 | 47,56 |
| PESO TOTAL ACERO PILA 3 (kg): | | | | | 126,36 |

| ESCALERA 2 | | | | | |
|--|---------------|------------------------|-----------------------------|--------------------|--|
| LONGITU D | ϕ (m) | AREA (m ²) | ρ (kg/m ³) | PESO TOTAL (kg) | PESO TOTAL FINAL (10% DESPERDICIOS) |
| 51,04 | 0,01 | 0,0000785 4 | 7850 | 31,47 | 34,62 |
| 101,22 | 0,01 | 0,0000785 4 | 7850 | 62,41 | 68,65 |
| 79,55 | 0,01 | 0,0000785 4 | 7850 | 49,05 | 53,96 |
| PESO TOTAL ACERO PILA 3 (kg): | | | | | 157,23 |

| ESCALERA 3 | | | | | |
|--------------|---------------|------------------------|-----------------------------|--------------------|--|
| LONGITU D | ϕ (m) | AREA (m ²) | ρ (kg/m ³) | PESO TOTAL (kg) | PESO TOTAL FINAL (10% DESPERDICIOS) |
| 51,15 | 0,01 | 0,0000785 4 | 7850 | 31,54 | 34,69 |

| | | | | | |
|--------------------------------|------|----------------|------|-------|--------|
| 99,75 | 0,01 | 0,0000785 4 | 7850 | 61,5 | 67,65 |
| 75,24 | 0,01 | 0,0000785 4 | 7850 | 46,39 | 51,03 |
| PESO TOTAL ACERO PILA 3 | | | | | |
| (kg): | | | | | 153,37 |

| ESCALERA 4 | | | | | |
|--------------------------------|---------------|-----------------|----------------|--------------------|--|
| LONGITU D | ϕ (m) | AREA (m2) | ρ (kg/m3) | PESO TOTAL (kg) | PESO TOTAL FINAL (10% DESPERDICIOS) |
| 138,6 | 0,01 | 0,0000785 4 | 7850 | 85,45 | 94 |
| 56,5 | 0,01 6 | 0,0002010 62 | 7850 | 89,18 | 98,1 |
| PESO TOTAL ACERO PILA 3 | | | | | |
| (kg): | | | | | 192,1 |

Tabla 116 Cantidades de obra acero en barras corrugadas Grado 60 para Escalera N=+7.72m.

Fuente: Propia.

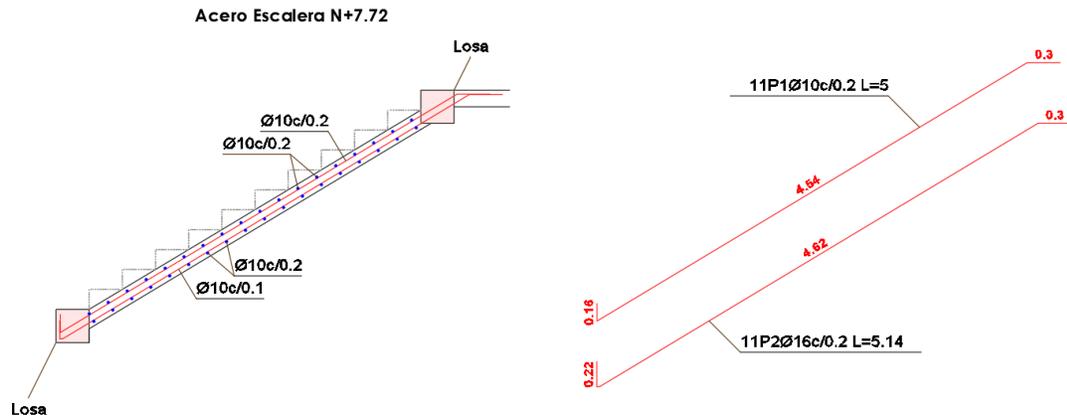


Figura 176 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra acero en barras corrugadas grado 60 para escalera N=+7.72 m.

Fuente: Propia.

| | |
|---------|--|
| Tipo: | Acero de descansos de escaleras N=+7.17m |
| Unidad: | Kg |
| Código: | 1000 |

| DESCANSO1=DESCANSO2=DESCANSO3 | | | | | |
|---------------------------------------|------------|------------------------|-----------------------------|-----------------|-------------------------------------|
| LONGIT UD | ϕ (m) | AREA (m ²) | ρ (kg/m ³) | PESO TOTAL (kg) | PESO TOTAL FINAL (10% DESPERDICIOS) |
| 120,6 | 0,01 | 0,0000785 4 | 7850 | 74,35 | 81,79 |
| 72 | 0,01 2 | 0,0001130 98 | 7850 | 63,92 | 70,31 |
| PESO TOTAL ACERO VOLADOS (kg): | | | | | 152,1 |

Tabla 117 Cantidades de obra acero en barras corrugadas grado 60 para descansos de escalera N=+7.17 m.

Fuente: Propia.

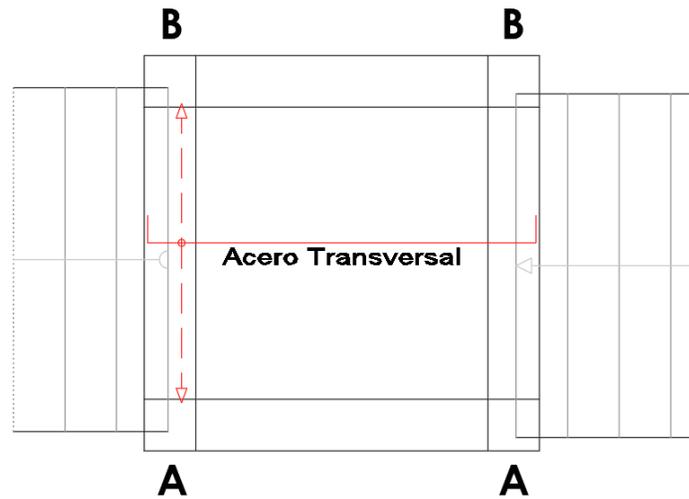


Figura 177 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra acero en barras corrugadas grado 60 para descansos de escalera N=+7.17 m.

Fuente: Propia.

| | |
|---------|--|
| Tipo: | Acero de descansos de escaleras N=+7.72m |
| Unidad: | Kg |
| Código: | 1000 |

| DESCANSO1=DESCANSO2=DESCANSO3 | | | | | |
|---------------------------------------|-----------|-----------------|-----------|-----------------|-------------------------------------|
| LONGIT UD | φ (m) | AREA (m2) | ρ (kg/m3) | PESO TOTAL (kg) | PESO TOTAL FINAL (10% DESPERDICIOS) |
| 120,6 | 0,01 | 0,0000785 4 | 7850 | 74,35 | 81,79 |
| 72 | 0,01 2 | 0,0001130 98 | 7850 | 63,92 | 70,31 |
| PESO TOTAL ACERO VOLADOS (kg): | | | | | 152,1 |

Tabla 118 Cantidades de obra acero en barras corrugadas grado 60 para descansos de escalera N=+7.72 m.

Fuente: Propia.

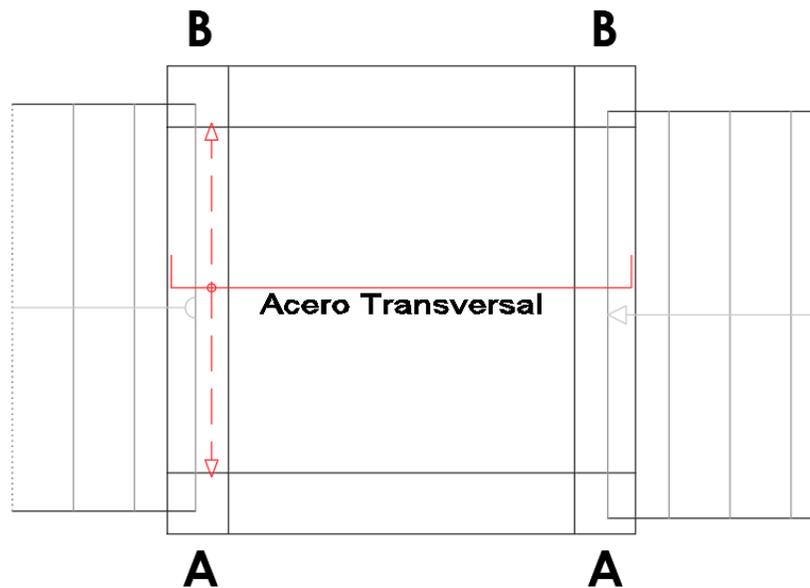


Figura 178 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra acero en barras corrugadas grado 60 para descansos de escalera N=+7.72 m.
Fuente: Propia.

| | |
|---------|--|
| Tipo: | Acero de losa sobre estructura metálica. |
| Unidad: | Kg |
| Código: | 1000 |

| LOSA | | | | | |
|---------------------------------------|------------|------------------------|-----------------------------|-----------------|-------------------------------------|
| LONGIT UD | ϕ (m) | AREA (m ²) | ρ (kg/m ³) | PESO TOTAL (kg) | PESO TOTAL FINAL (10% DESPERDICIOS) |
| 504,3 | 0,01 | 0,000078 54 | 7850 | 310,92 | 342,01 |
| PESO TOTAL ACERO VOLADOS (kg): | | | | | 342,01 |

Tabla 119 Cantidades de obra acero en barras corrugadas Grado 60 para Losa sobre estructura metálica.
Fuente: Propia.

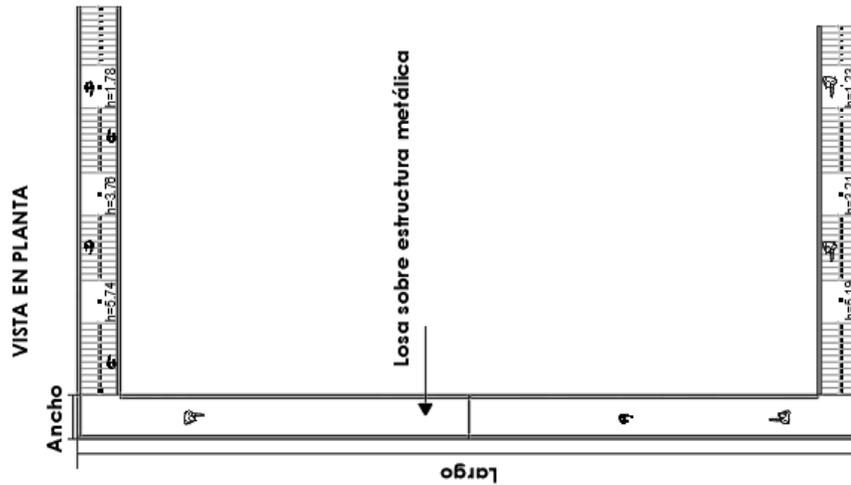


Figura 179 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de Obra Acero en barras corrugadas Grado 60 para Losa sobre estructura metálica.

Fuente: Propia.

| | |
|---------|---|
| Tipo: | Acero de vigas tipo ménsula para soporte de estructura metálica IPE |
| Unidad: | Kg |
| Código: | 1000 |

| VIGA 1 = VIGA 2 = VIGA 3 | | | | | |
|--------------------------|--------|-------------------|-----------------------------|-----------------|-------------------------------------|
| LONGITUD | ϕ | AREA | ρ (kg/m ³) | PESO TOTAL (kg) | PESO TOTAL FINAL (10% DESPERDICIOS) |
| UD | (m) | (m ²) | | | |
| 39,6 | 0,01 | 0,000254 | 7850 | 79,1 | 87,01 |
| | 8 | 47 | | | |
| PESO TOTAL ACERO | | | | | |
| VOLADOS (kg): | | | | | 261,03 |

Tabla 120 Cantidades de obra acero en barras corrugadas Grado 60 para viga tipo ménsula.

Fuente: Propia.

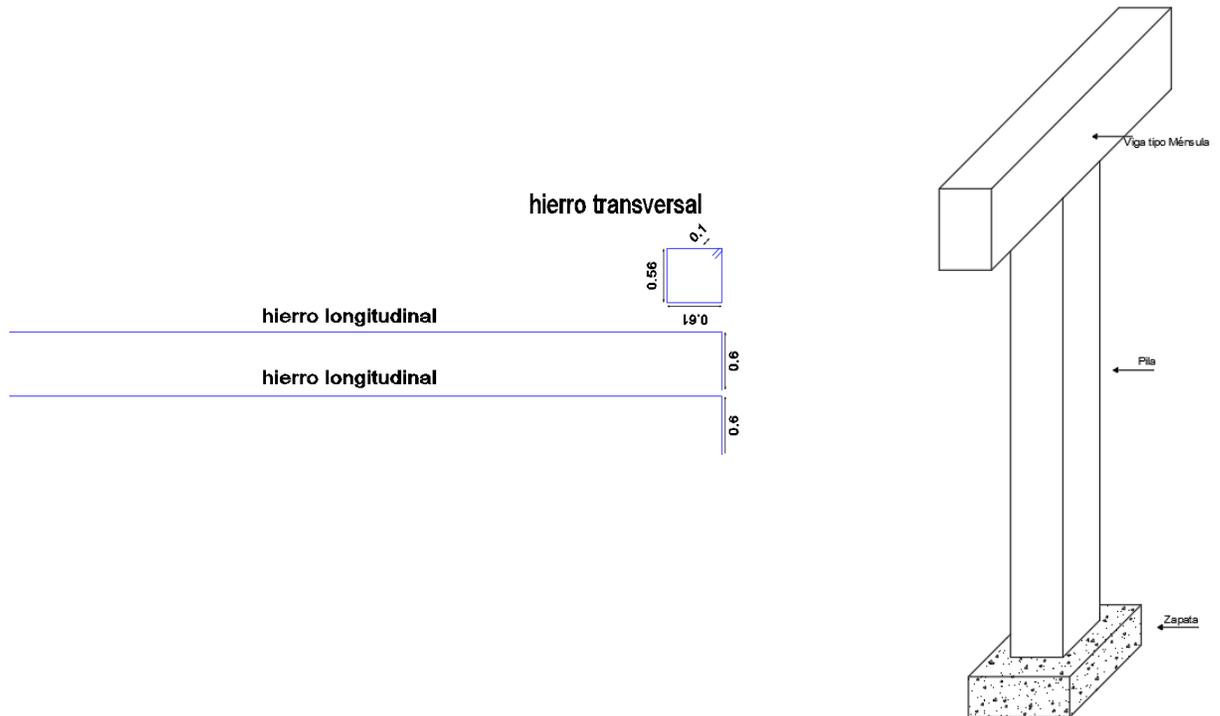


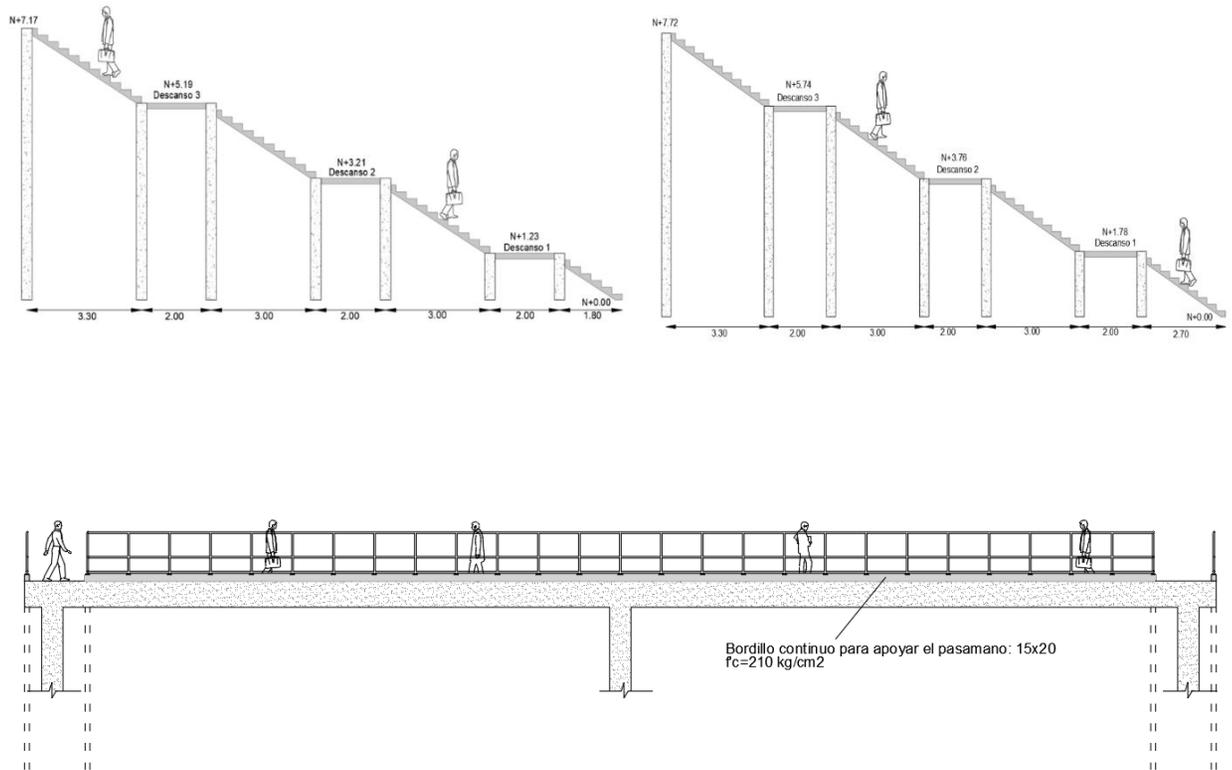
Figura 180 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra acero en barras corrugadas grado 60 para viga tipo ménsula.
Fuente: Propia.

| | |
|--|---|
| Rubro: | Hormigón $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$, consistencia blanda, premezclado en planta y vaciado con bomba, utilizados en vigas continuas y bordillos. |
| VOLUMEN TOTAL DE H° DE BORDILLOS (m^3): | 4,52 |

| | |
|----------------|---|
| Tipo: | Hormigón $f'c=210$ colocado en bordillos. |
| Unidad: | m^3 |
| Código: | 10002 |

| DESCRIPCIÓN | LONGITUD (m) | ANCHO (m) | ESPESOR (m) | VOLUMEN (m³) |
|--|--------------|-----------|-------------|--------------|
| Bordillos de Superestructura de Doble T (de los dos lados) | 72,76 | 0,15 | 0,2 | 2,18 |
| Bordillos de escalera N+7.17 (de los dos lados) | 37,9 | 0,15 | 0,2 | 1,14 |
| Bordillos de escalera N+7.72 (de los dos lados) | 40 | 0,15 | 0,2 | 1,2 |
| VOLUMEN TOTAL DE H° DE BORDILLOS (m3): | | | | 4,52 |

Tabla 121 Cantidades de obra hormigón $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$ utilizados en bordillos.
Fuente: Propia.



DETALLE BORDILLOS

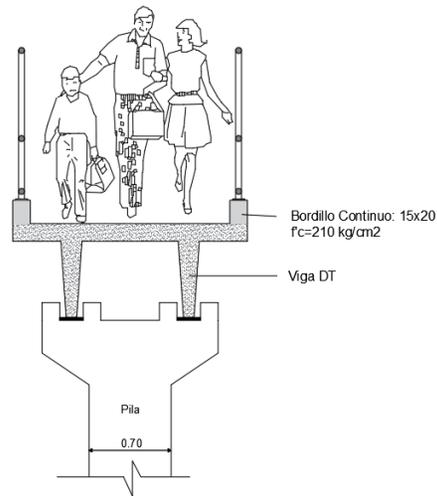


Figura 181 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra hormigón $f'c=210$ kg/cm² utilizado en bordillos.

Fuente: Propia.

| | |
|--------------------------------------|--------------------------------|
| Rubro: | Pasamanos de acero inoxidable. |
| LONGITUD TOTAL PASAMANOS (m): | 150,66 |

| | |
|---------|--|
| Tipo: | Pasamanos de Superestructura de paso peatonal. |
| Unidad: | m |
| Código: | 1001 |

| TRAMO | LONGITUD (m) | VOLADO (m) | TOTAL (m) |
|----------------------------|--------------|------------|--------------|
| 1-2 | 17,34 | 0,85 | 18,19 |
| 2-3 | 17,34 | 0,85 | 18,19 |
| LONGITUD TOTAL (m): | | | 72,76 |

Tabla 122 Cantidades de obra pasamanos de acero inoxidable para Superestructura de paso peatonal.

Fuente: Propia.

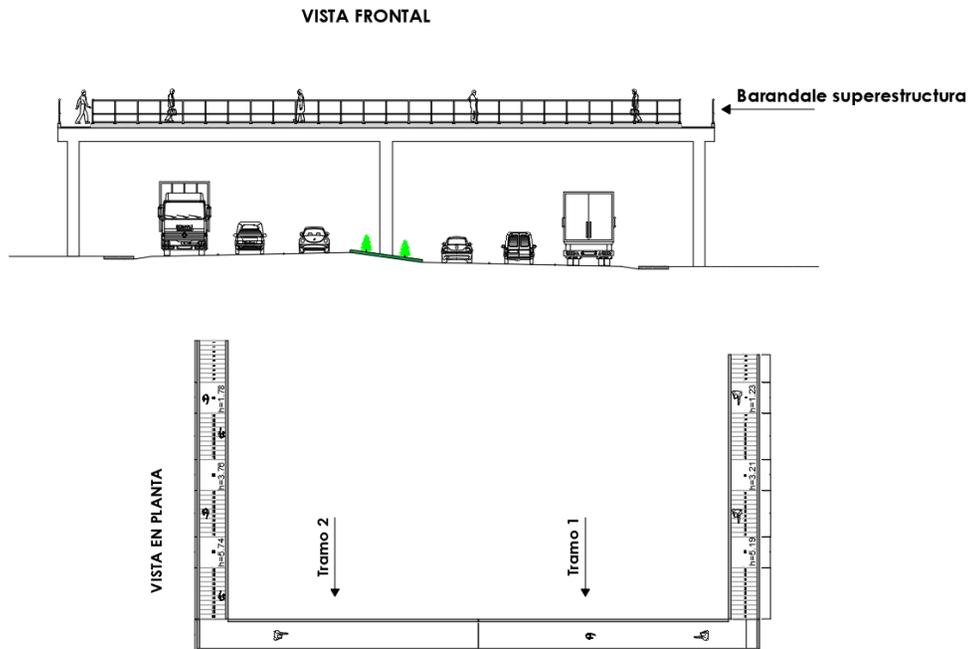


Figura 182 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra pasamanos de acero inoxidable para Superestructura de paso peatonal.

Fuente: Propia.

| | |
|---------|--------------------------------|
| Tipo: | Pasamanos de escalera N=+7.17m |
| Unidad: | m |
| Código: | 1001 |

| TRAM | COTA INICIAL Y (m) | COTA FINAL Y (m) | DISTANCIA X (m) | LONGITUD TRAMO L (m) | N° descansos: | |
|----------------------------|--------------------|------------------|-----------------|----------------------|---------------|---|
| 0 | | | | | 3 | |
| 1-2 | 0 | 1,23 | 1,8 | 2,18 | Longitud (m) | 2 |
| 3-4 | 1,23 | 3,21 | 3 | 3,59 | total | 6 |
| 5-6 | 3,21 | 5,19 | 3 | 3,59 | | |
| 7-8 | 5,19 | 7,17 | 3 | 3,59 | | |
| LONGITUD TOTAL (m): | | | | 37,9 | | |

Tabla 123 Cantidades de obra pasamanos de acero inoxidable para escalera N=+7.17 m.

Fuente: Propia.

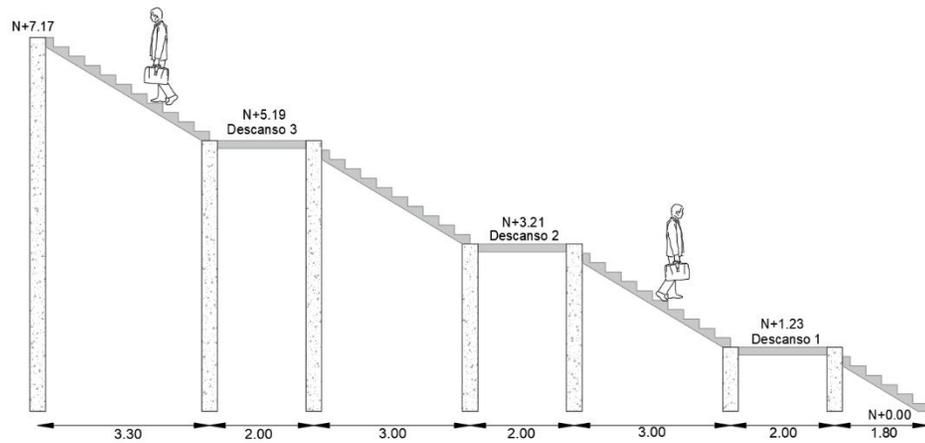


Figura 183 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra pasamanos de acero inoxidable para escalera N=+7.17 m.

Fuente: Propia.

| | |
|---------|--------------------------------|
| Tipo: | Pasamanos de escalera N=+7.72m |
| Unidad: | m |
| Código: | 1001 |

| TRAM | COTA INICIAL Y (m) | COTA FINAL Y (m) | DISTANCIA X (m) | LONGITUD TRAMO (m) | N° descansos: | |
|----------------------------|--------------------|------------------|-----------------|--------------------|---------------|---|
| 0 | | | | | 3 | |
| 1-2 | 0 | 1,78 | 2,7 | 3,23 | Longitud (m) | 2 |
| 3-4 | 1,78 | 3,76 | 3 | 3,59 | total | 6 |
| 5-6 | 3,76 | 5,74 | 3 | 3,59 | | |
| 7-8 | 5,74 | 7,72 | 3 | 3,59 | | |
| LONGITUD TOTAL (m): | | | | 40 | | |

Tabla 124 Cantidades de obra pasamanos de acero inoxidable para Escalera N=+7.72 m.

Fuente: Propia.

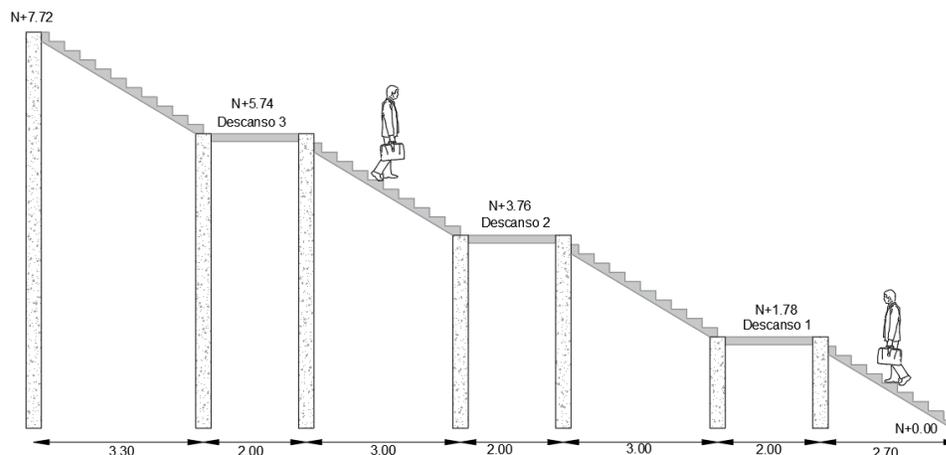


Figura 184 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra pasamanos de acero inoxidable para escalera N=+7.72 m.

Fuente: Propia.

| | |
|--|--|
| Rubro: | Perfilería estructural acero A36, suministro y montaje (viga IPE 750x134). |
| Peso total de vigas IPE 750x134 (kg): | 9995,4 |

| | |
|----------------|--|
| Tipo: | Perfilería estructural acero A36, suministro y montaje (viga IPE 750x134). |
| Unidad: | kg |
| Código: | 1004 |

| DESCRIPCIÓN | LARGO (m) | ÁREA SECCIÓN (m ²) | PESO ESPECÍFICO (kg/m ³) | PESO TOTAL (kg) |
|--|-----------|--------------------------------|--------------------------------------|-----------------|
| Viga estructural IPE 150x134 | 18,19 | 0,0175 | 7850 | 2498,85 |
| PESO TOTAL DE ACERO VIGAS IPE (kg): | | | | 9995,4 |

Tabla 125 Cantidades de obra perfilería estructural, suministro y montaje viga IPE.

Fuente: Propia.

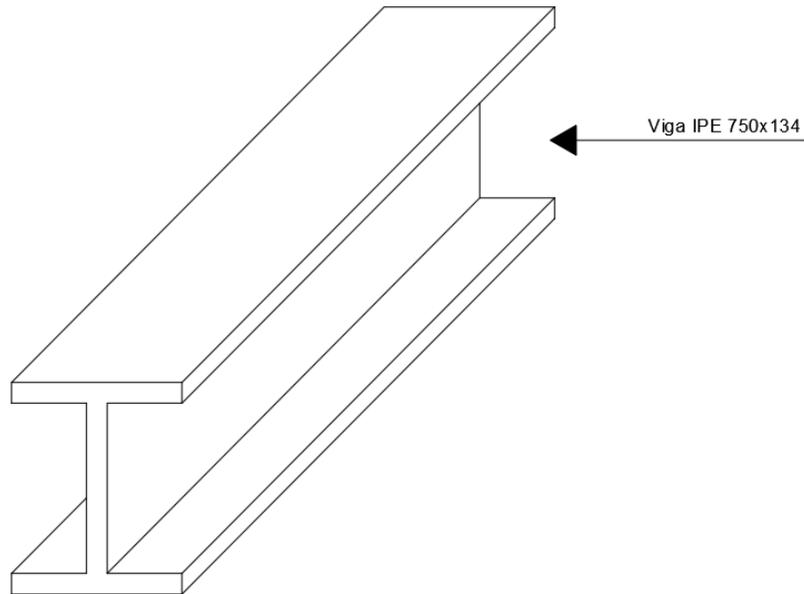


Figura 185 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra perfilaría estructural, suministro y montaje viga IPE.

Fuente: Propia.

| | |
|--|---|
| Rubro: | Perfilería estructural acero A36, suministro y montaje (correas tipo L de 70x70x5mm). |
| TOTAL DE UNIDADES L 70X70X500MM | 21 |

| | |
|--------------------|---|
| Tipo: | Perfilería estructural acero A36, suministro y montaje (correas tipo L de 70x70x5mm). |
| Unidad : | u |
| Código: | 1005 |

| DESCRIPCIÓN | SERI E | PERFIL (mm) | LONGITUD (m) | LONGITUD OFERTADA (m) | # DE UNIDADES |
|-----------------------|-----------|----------------|-----------------|--------------------------|------------------|
| ACERO LAMINADO A36 | L | 70X70X5 | 127 | 6 | 21 |

Tabla 126 Cantidades de obra perfilería estructural, suministro y montaje correas tipo L (70x70x5 mm).

Fuente: Propia.

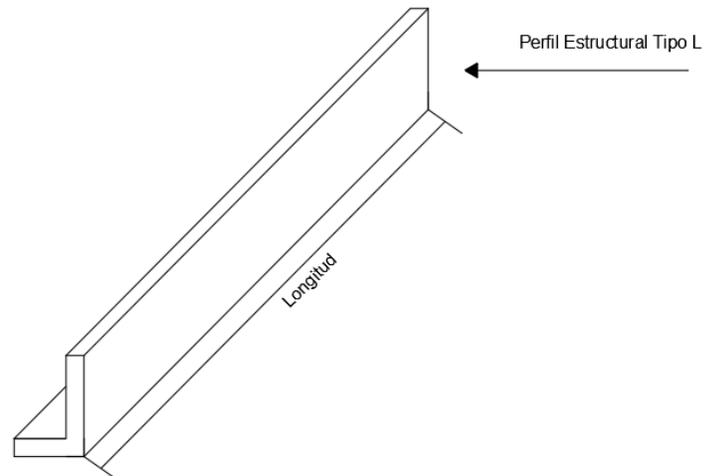


Figura 186 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra perfilería estructural, suministro y montaje correas tipo L (70X70x5 mm).

Fuente: Propia.

| | |
|---|--|
| Rubro: | Hormigón $f'c=280 \text{ kg/cm}^2$ colado sobre novalosa, incluye vibrado. |
| VOLUMEN TOTAL DE H° EN LOSA DE PASARELA (m^3): | 4,7 |

| | |
|---------|---|
| Tipo: | Hormigón f'c=280 kg/cm2 colado sobre novalosa, incluye vibrado. |
| Unidad: | m ³ |
| Código: | 1007 |

| DESCRIPCIÓN | ÁREA (m ²) | LONGITUD (m) | #ELEMENTOS | VOLUMEN (m ³) |
|---|------------------------|--------------|------------|---------------------------|
| Losa maciza de hormigón armado | 0,2 | 18,19 | 2 | 7,28 |
| Elementos de novalosa que no llevan hormigón | 0,0118 | 18,19 | 12 | 2,58 |
| VOLUMEN TOTAL DE H° EN LOSA DE PASARELA (m3): | | | | 4,7 |

Tabla 127 Cantidades de obra hormigón f'c=280 kg/cm2 colocado sobre novalosa.

Fuente: Propia.

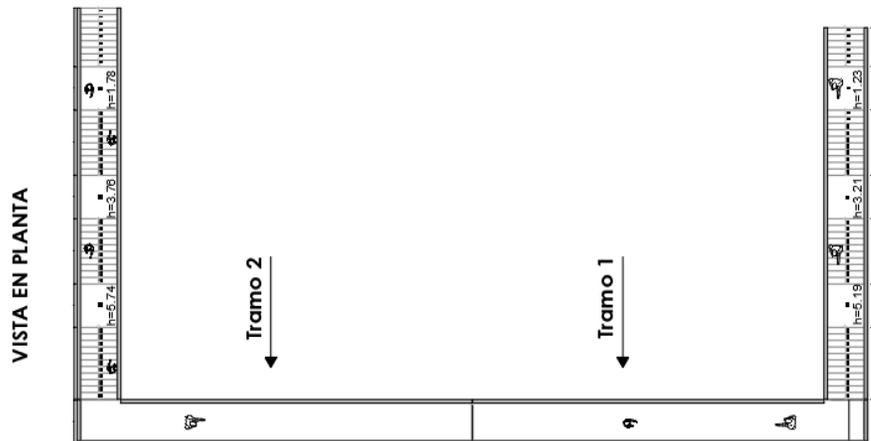


Figura 187 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra hormigón f'c=280 kg/cm2 colocado sobre novalosa.

Fuente: Propia.

| | |
|---|--------------------|
| Rubro: | Novalosa e=0.075mm |
| AREA TOTAL DE NOVALOSA (m ²): | 72,76 |

| | |
|---------|---------------------|
| Tipo: | Novalosa e=0.075 mm |
| Unidad: | m ² |
| Código: | 1006 |

| DESCRIPCIÓN | LARGO (m) | ANCHO (m) | ÁREA (m ²) |
|---|-----------|-----------|------------------------|
| Novalosa sobre pilas C1-C2 | 18,19 | 2 | 36,38 |
| Novalosa sobre pilas C2-C3 | 18,19 | 2 | 36,38 |
| AREA TOTAL DE NOVALOSA (m ²): | | | 72,76 |

Tabla 128 Cantidades de obra novalosa e=0.075 mm.

Fuente: Propia.

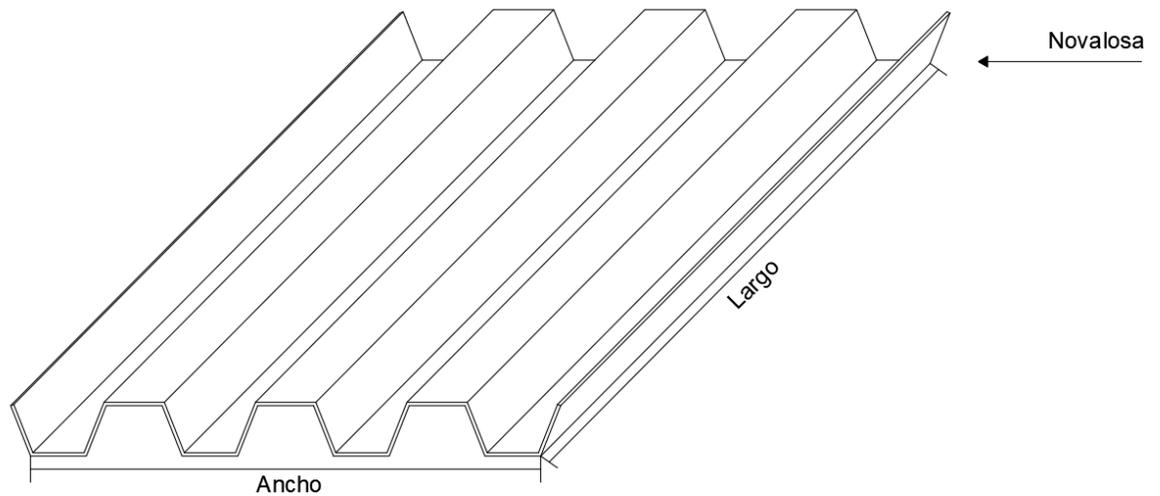


Figura 188 Esquemas gráficos de apoyo para las cantidades de obra novalosa e=0.075 mm.

Fuente: Propia.

4.3.3 Análisis de precios unitarios

En el análisis de precios unitarios se calculó el rendimiento de todos los rubros en base a una cuadrilla tipo que está compuesta por: un maestro de obra, un albañil, cuatro peones y un ayudante; sin embargo, esta cuadrilla puede variar de acuerdo a los requerimientos que sean necesarios en la obra.

En el análisis de precios unitarios de este proyecto se consideró un valor de costos indirectos del 18%, ya que es un valor que está considerado para obras de similares características y que se encuentran presentes en el medio.

4.3.4 Análisis de costos de mantenimiento del paso peatonal con Superestructura de acero IPE

El análisis de costos de mantenimiento de la estructura está planificado anualmente, en donde se consideran todas las posibles correcciones que se deben dar a la sub y Superestructura y las escaleras, además se consideró el mantenimiento de limpieza realizado una vez al mes.

| CÓDIGO | DESCRIPCIÓN | UNIDAD | PRECIO UNITARIO | CANTIDAD | PRECIO TOTAL |
|--------------|---|----------------|-----------------|----------|--------------|
| 100-B | Recubrimiento cementicio gris 2-3 mm; utilizado en pilas de ambas estructuras y en escaleras. | m ² | 19,53 | 479,4 | 9362,68 |
| 200-B | Pintura látex aplicada en pilas. | m ² | 4,04 | 479,4 | 1936,78 |
| 300-B | Pintura anticorrosiva esmalte mate | m ² | 5,11 | 9,5 | 48,56 |
| 400-B | Costos de limpieza de pasarela | día | 35 | 12 | 420 |
| VALOR TOTAL: | | | | | 11768,02 |

CONCLUSIONES

El proyecto se basó en el diseño estructural de dos alternativas de pasos peatonales en la autopista Cuenca – Azogues, sector de El Descanso, el uno con Superestructura en base a elementos prefabricados de hormigón pretensado y el otro con Superestructura en base a elementos de acero.

Para el diseño de estos pasos peatonales se consideraron las normativas existentes establecidas en el PCI, ACI, ASHTO, NEVI, NEC, entre otras, y además se realizó una comparación con los pasos elevados existentes sobre la autopista, para establecer los aspectos más favorables de diseño.

Últimamente en nuestro medio el uso de elementos estructurales de hormigón pretensado y de acero son frecuentemente utilizados, ya que brindan grandes beneficios con relación a obras construidas in situ, siendo la principal ventaja la reducción de tiempo y costo de obra, dado al hecho de que ya no son necesarias realizar obras preliminares como es en el caso de hormigonar in situ. Se reduce el tiempo de montaje, el flujo vehicular de la autopista no se verá afectada considerablemente, lo cual genera confort al conductor.

En cuanto a los costos de construcción de las dos alternativas estructurales, considerando costos directos e indirectos; del estudio de factibilidad económica se pudo determinar que existe una variación en el costo de aproximadamente \$26.000, siendo la más económica el paso peatonal con Superestructura de hormigón pretensado, Doble T. Ésta variación de costos está en función de los esfuerzos generados por cada estructura, como se muestra en el siguiente cuadro:

| Sistema estructural con viga Doble T | | Costo | Mu | | Vu | |
|---|--|--------------|---------------|-------------|------------|-----------|
| Cimentación pila central | | | | | | |
| Hormigón f'c=300 kg/cm ² | | \$ 299.81 | Mux | 17.17 ton*m | Vux | 26.24 ton |
| Acero | | \$ 174.72 | Muy | 17.15 ton*m | Vuy | 26.21 ton |
| Total | | \$ 474.53 | | | | |
| Pila central 70x70 cm | | | | | | |
| Hormigón f'c=300 kg/cm ² | | \$ 610.93 | 0 ton*m | | 27.548 ton | |
| Acero | | \$ 3534.12 | | | | |
| Total | | \$ 4145.05 | | | | |
| Superestructura | | | | | | |
| Viga Prefabricada Doble T | | \$ 9900 | 119.422 ton*m | | 27.548 ton | |
| TOTAL | | \$ 14519.58 | | | | |

| Sistema estructural con viga IPE | | Costo | Mu | | Vu | |
|---|--|--------------|-------------|-------------|------------|-----------|
| Cimentación pila central | | | | | | |
| Hormigón f'c=280 kg/cm ² | | \$ 460.25 | Mux | 14.14 ton*m | Vux | 17.19 ton |
| Acero | | \$ 518.70 | Muy | 14.11 ton*m | Vuy | 17.15 ton |
| Total | | \$ 978.95 | | | | |
| Pila central 65x70 cm | | | | | | |
| Hormigón f'c=280 kg/cm ² | | \$ 347.89 | 0 ton*m | | 24.383 ton | |
| Acero | | \$ 3198.49 | | | | |
| Total | | \$ 3546.38 | | | | |
| Superestructura | | | | | | |
| Perfilería IPE 750x134 | | \$ 39082,01 | 90.24 ton*m | | 20.82 ton | |
| Novalosa e=0,75mm | | \$ 1102,31 | | | | |
| Losa sobre estructura de acero | | \$ 667,78 | | | | |
| Total | | \$ 40852,1 | | | | |
| TOTAL | | \$ 45378.43 | | | | |

Para los costos de mantenimiento de los pasos peatonales, se determinó que sus costos fluctúan en una variación de aproximadamente \$360 por año, siendo el paso peatonal con Superestructura de acero la que mayor costo de manteniendo tiene;

debido a que el acero estará expuesto directamente a la intemperie, la misma que es más propensa a sufrir daños severos.

Para la dimensión del gálibo vertical para las dos propuestas estructurales se tomó el valor de 6,15 m según la normativa del (Ministerio De Transporte Y Obras Públicas Del Ecuador, Norma Ecuatoriana Vial NEVI-12. Volúmen 2A, 2013, pág. 185) sin embargo, se pudo comprobar que las medidas de los gálidos de los puentes existentes construidos sobre la autopista Cuenca – Azogues no cumplen con esta normativa, como es el caso del puente vehicular Sixto Durán Vallén, cuyo gálibo es de 5.50 m y para el puente peatonal cerca de la bomba de gasolina Primax, en el Sector de Challuabamba, el gálibo es de 6.00 m.

BIBLIOGRAFÍA

318R-11, A. (2012). Guide To Simplified Desing For Reinforced Concrete Buildings.

Farmington Hills.

ACI 318S-08. (2008). Requisitos de Reglamento para Hormigón Estructural y

Comentario.

ACI 318S-14. (2014). Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural y

Comentarios.

ADELCA. (2012). Catálogo de Productos. ADELCA Acería del Ecuador C.A., 16.

American Institud Of Steel Construction (AISC 360-10 LRFD). (2010). American

Institud Of Steel Construction (AISC 360-10 LRFD).

Ana Eguizábal. (2016). Comportamiento Estructural.

Arkiplus. (2018, 11 24). Historia de los Puente. Retrieved from Historia de los Puente:

<https://www.arkiplus.com/historia-de-los-puentes/>

Balaca, A. P. (2008). EL HORMIGÓN PRETENSADO EN LA ARQUITECTURA .

Consejo Superior de Investigaciones Científicas Licencia Creative Commons 3.0

España , 14.

Braja M. Das. (1984). Fundamentos de Ingeniería Geotécnica.

Das, B. M. (1984). Principio de Ingenieria de Cimentaciones.

Delgado Inga, O. (2012). Fundamentos Cartográficos. Línea de Investigación Geomática

y Territorio, (p. 22). Cuenca - Ecuador.

Delgado Inga, O. (2016). Cartografía Digital del Ecuador. Manual de prácticas, (p. 28).

Cuenca-Ecuador.

Emilio Ventura. (2011). Puentes y Obras de Paso.

GAD Municipal de Gualaceo. (2018). Altimetría.

- Google Earth. (2019). Google Earth. Retrieved from
<https://www.google.com/intl/es/earth/>
- Google Maps. (2019). Google Maps. Retrieved from <https://www.google.com/maps>
- Ing. Carlos Rodriguez. (2014). Diseño y Detallado Estructural de Apoyos en Puentes.
- Ing. Fabián Carrasco Castro. (2010). Hormigón Pretensado. Diseño de Elementos Isostáticos. Cuenca.
- Ing. Joaquín Gómez Díaz. (2012). Puentes.
- Instituto Geográfico Militar, I. (2013). Carta Topográfica.
- Instituto Geográfico Militar, I. (2019). Ortofoto.
- LEONHARDT. (1979). Principios Básicos da construção de pontes de concreto, Vol. 6.
- M. Das Braja. (1984). Principio de Ingenieria de Cimentaciones.
- M.Sc. Marcelo Romo Proaño. (2008). Temas de Hormigón Armado. Quito.
- Ministerio De Transporte Y Obras Públicas Del Ecuador. (2013). Norma Ecuatoriana Vial NEVI-12. Volúmen 2A. Quito.
- Ministerio De Transporte Y Obras Públicas Del Ecuador. (2013). Norma Ecuatoriana Vial NEVI-12. Volúmen 2B. Quito.
- Msc. Ing. Marcelo Romo Proaño. (2009). Puentes y Viaductos.
- Navarro Hudiel, I. S. (2008). Manual de Topografía-Planimetría. Apuntes-Topografía, 130.
- Norma Ecuatoriana De La Construcción. (2014). NEC - SE - HM "Estructuras De Hormigón Armado". Quito.
- NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCION NEC-SE-DS. (2014). PELIGRO SISMICO DISEÑO SISMO RESISTENTE. Quito.

NTE INEN 2243. (2016). Accesibilidad De Las Personas Con Discapacidad y Movilidad Reducida Al Medio Físico. Vías De Circulación Peatonal. Quito.

NTE INEN 2244. (2016). Accesibilidad De Las Personas Al Medio Físico. Edificaciones. Bordillos Y Pasamanos. Requisitos. Quito.

NTE INEN 2249. (2016). Accesibilidad De Las Personas Al Medio Físico. Circulaciones Verticales. Escaleras. Requisitos. Quito.

Óscar M. Gonzáles Cuevas y Francisco Robles Fernández. (2005). Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado. México.

PCI desing handbook. (1999). Precast and Prestressed Concrete. Chicago.

Rhode A. (2016). Pilas y Dispositivos de Apoyo en Puentes.

Romea, C. (2014). El hormigón: breve reseña histórica de un material milenario. Omnia Publisher, 18.

Romo Proaño, M. (2001). Temas de Hormigón armado. Quito-Ecuador: Escuela Politécnica del Ejército.

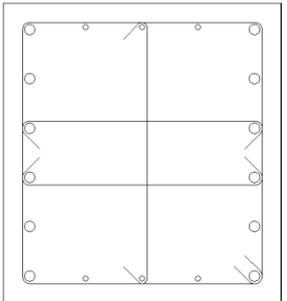
Villarino Otero, I. A. (2010). Teoría y Cálculo de Estructuras., (p. 239/240).

Zurita Ruiz, J. (n.d.). Topografía Práctica. Barcelona: Ceac S.A.

ANEXOS

Anexo 1 Modelo de cálculo estructural en CYPECAD de una columna y cimentación.
pila y cimentación C1 para la Superestructura Doble T

1.- N+0.00 (-2.5 - 6.37 M)

| Datos del pilar C1 | | |
|--|-----------------------------------|-----------------------------|
|  <p style="text-align: center;">0.65</p> | Geometría | |
| | Dimensiones : 65x70 cm | |
| | Tramo : -2.500/6.370 m | |
| | Altura libre : 8.64 m | |
| | Recubrimiento geométrico : 4.0 cm | |
| | Tamaño máximo de agregado : 15 mm | |
| | Materiales | Longitud de pandeo |
| | Hormigón : $f'c=300$ | Plano ZX : 8.64 m |
| | Acero : Grado 60 (Latinoamérica) | Plano ZY : 8.64 m |
| | Armadura longitudinal | Armadura transversal |
| Esquina : 4Ø25 | Estribos : 1eØ10+X2rØ10+Y1rØ10 | |
| Cara X : 6Ø14 | Separación : 5 cm | |
| Cara Y : 8Ø25 | | |
| Cuantía : 1.50 % | | |

Disposiciones relativas a las armaduras (ACI 318M-11, Artículos 7.6 y 7.10)**Armadura longitudinal**

En elementos a compresión reforzados con espirales o estribos, la distancia libre entre barras longitudinales no debe ser menor de $s_{l,min}$ (Artículo 7.6.3):

90 mm ³ 40 mm ✓

Donde:

$s_{l,min}$: Valor máximo de s_1 , s_2 , s_3 .

$s_{l,min}$: 40 mm

s_1 : 38 mm

s_2 : 40 mm

s_3 : 20 mm

Siendo:

d_b : Diámetro de la barra más gruesa.

d_b : 25.0 mm

d_{ag} : Tamaño máximo nominal del agregado grueso.

d_{ag} : 15 mm

Estribos

En elementos a compresión reforzados con espirales o estribos, la distancia libre entre refuerzos transversales no debe ser menor de $s_{t,min}$ (Artículo 7.6.3):

50 mm ³ 40 mm ✓

Donde:

$s_{t,min}$: Valor máximo de s_1, s_2, s_3 .

$s_{t,min}$: 40 mm

s_1 : 15 mm

s_2 : 40 mm

s_3 : 20 mm

Siendo:

$d_{b,t}$: Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal.

$d_{b,t}$: 10.0 mm

d_{ag} : Tamaño máximo nominal del agregado grueso.

d_{ag} : 15 mm

El espaciamiento vertical de los estribos no debe exceder $s_{t,max}$ (Artículo 7.10.5.2):

50 mm £ 224 mm ✓

Donde:

$s_{t,max}$: Valor mínimo de s_1, s_2, s_3 .

$s_{t,max}$: 224 mm

s_1 : 224 mm

$$s_2 : \underline{480} \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{650} \text{ mm}$$

Siendo:

d_b : Diámetro de la barra comprimida más delgada.

$$d_b : \underline{14.0} \text{ mm}$$

$d_{b,t}$: Diámetro de la barra más delgada de la armadura transversal.

$$d_{b,t} : \underline{10.0} \text{ mm}$$

b_{\min} : Menor dimensión del elemento sometido a compresión.

$$b_{\min} : \underline{650} \text{ mm}$$

Todas las barras no preesforzadas deben estar confinadas por medio de estribos transversales de por lo menos diámetro No. 10, para barras longitudinales No. 32 o menores; y diámetro No. 13 como mínimo, para barras longitudinales No. 36, No. 43 y No. 57 y paquetes de barras (Artículo 7.10.5.1):

$\text{Ø}10^3$ No. 10 ✓

Donde:

d_b : Diámetro de la barra comprimida más gruesa.

$$d_b : \underline{\text{Ø}25}$$

$d_{b,t}$: Diámetro de la barra más delgada de la armadura transversal.

$$d_{b,t} : \underline{\text{Ø}10}$$

Armadura mínima y máxima (ACI 318M-11, Artículo 10.9.1)

El área de refuerzo longitudinal, A_{st} , para elementos no compuestos a compresión no debe ser menor que $0.01 \cdot A_g$ ni mayor que $0.08 \cdot A_g$ (Artículo 10.9.1):

$$68.14 \text{ cm}^2 \leq 45.50 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

$$68.14 \text{ cm}^2 \leq 364.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

A_g : Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : \underline{4550.00} \text{ cm}^2$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (ACI 318M-11, Artículo 11)

La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas) (ACI 318M-11, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

$$h : \underline{0.177} \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{u,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo. $V_{u,y} : 3.817 \text{ t}$

$f \cdot V_{n,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción
en el alma.

$f \cdot V_{n,y} : 21.548 \text{ t}$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0 m', para la combinación de hipótesis "0.9·PP+0.9·CM-SY".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que no requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$V_n : 28.730 \text{ t}$

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

$V_c : 28.730 \text{ t}$

([MPa] f'_c)

Sin embargo, V_c no debe tomarse mayor que:

$V_c : 55.049 \text{ t}$

([MPa] N_u/A_g y f'_c)

Donde:

f'_c : Resistencia específica a compresión del hormigón.

$$f'_c : 300.00 \text{ kp/cm}^2$$

$$r_w : 0.014$$

Siendo:

A_s : Área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción.

$$A_s : 43.89 \text{ cm}^2$$

b_w : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$b_w : 650 \text{ mm}$$

d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$$d : 484 \text{ mm}$$

$$M_m : 15.427 \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

M_u : Momento mayorado en la sección.

$$M_u : -24.312 \text{ t}\cdot\text{m}$$

N_u : Carga axial mayorada normal a la sección transversal.

$$N_u : 30.687 \text{ t}$$

h : Altura de un elemento.

$$h : 700.00 \text{ mm}$$

A_g : Área total de la sección de
hormigón.

A_g : 4550.00 cm²

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas) (ACI 318M-11, Artículo 10)

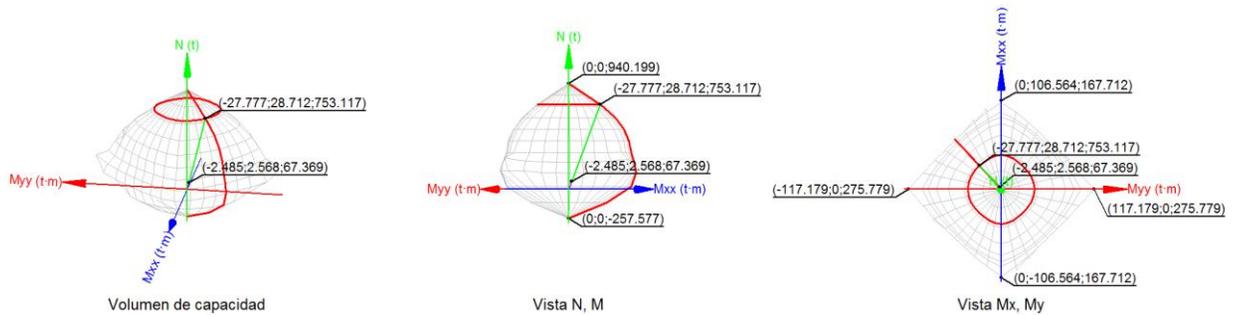
Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa".

Se debe satisfacer:

h : 0.072 ✓

h : 0.089 ✓

67.369 t £ 743.116 t ✓



Comprobación de resistencia de la sección (h₁)

P_u, M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u : Esfuerzo normal de cálculo.

$$P_u : 67.369 \quad t$$

M_u : Momento de cálculo de primer orden.

$$M_{u,x} : 0.000 \quad t \cdot m$$

$$M_{u,y} : -0.030 \quad t \cdot m$$

$f \cdot P_n, f \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$f \cdot P_n$: Axil de agotamiento.

$$f \cdot P_n : 933.392 \quad t$$

$f \cdot M_n$: Momentos de agotamiento.

$$f \cdot M_{n,x} : 0.000 \quad t \cdot m$$

$$f \cdot M_{n,y} : -0.416 \quad t \cdot m$$

Comprobación del estado límite de inestabilidad (h₂)

P_u, M_c esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos obtenidos a partir de los de primer orden incrementados para tener en cuenta los efectos de segundo orden a causa de la esbeltez.

| | |
|--|------------------------|
| P_u : Axil solicitante de cálculo pésimo. | P_u : 67.369 t |
| M_c : Momento flector solicitante de cálculo pésimo. | $M_{c,x}$: 2.568 t·m |
| | $M_{c,y}$: -2.485 t·m |

$f \cdot P_n, f \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

| | |
|--|---------------------------------|
| $f \cdot P_n$: Axil de agotamiento. | $f \cdot P_n$: 753.117 t |
| $f \cdot M_n$: Momentos de agotamiento. | $f \cdot M_{n,x}$: 28.712 t·m |
| | $f \cdot M_{n,y}$: -27.777 t·m |

En el eje x:

No se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen (Artículo 10.10.1):

$$42.8 > 22.0$$

Donde:

| | |
|---|------------------|
| kl_u : Longitud efectiva. | kl_u : 8.640 m |
| r : Radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión. | r : 20.21 cm |

Los elementos a compresión deben diseñarse para la fuerza axial mayorada P_u y para el momento magnificado por los efectos de curvatura del elemento, M_c (Artículo 10.10.6):

$$\mathbf{P_u} : \frac{67.369}{\quad} \text{ t}$$

$$\mathbf{M_c} : \frac{2.568}{\quad} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$$\mathbf{M_2} : \frac{2.425}{\quad} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Siendo:

$$\mathbf{M_{2,min}} : \frac{2.425}{\quad} \text{ t}\cdot\text{m}$$

h: Altura de un elemento.

$$\mathbf{h} : \frac{700.00}{\quad} \text{ mm}$$

$$\mathbf{d_{ns}} : \frac{1.059}{\quad}$$

Siendo:

$$\mathbf{P_c} : \frac{1612.489}{\quad} \text{ t}$$

Donde:

E_c: Módulo de elasticidad del
concreto.

$$\mathbf{E_c} : \frac{262578.00}{\quad} \text{ kp/cm}^2$$

I_g : Momento de inercia de la sección
bruta del elemento con respecto al eje
que pasa por el centroide, sin tener en
cuenta el refuerzo.

$$I_g : \underline{1857916.67} \text{ cm}^4$$

kl_u : Longitud efectiva.

$$kl_u : \underline{8.640} \text{ m}$$

En el eje y:

No se permite ignorar los efectos de esbeltez en
elementos a compresión que satisfacen (Artículo
10.10.1):

$$46.0 > 22.0$$

Donde:

kl_u : Longitud efectiva.

$$kl_u : \underline{8.640} \text{ m}$$

r : Radio de giro de la sección transversal
de un elemento en compresión.

$$r : \underline{18.76} \text{ cm}$$

Los elementos a compresión deben diseñarse para la
fuerza axial mayorada P_u y para el momento
magnificado por los efectos de curvatura del
elemento, M_c (Artículo 10.10.6):

$$P_u : \underline{67.369} \text{ t}$$

$$M_c : \underline{-2.485} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$$M_2 : \underline{-2.324} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Siendo:

$$M_{2,\min} : \frac{2.324}{\quad} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$h: \text{ Altura de un elemento.} \quad h : \frac{650.00}{\quad} \text{ mm}$$

$$d_{ns} : \frac{1.069}{\quad}$$

Siendo:

$$P_c : \frac{1390.361}{\quad} \text{ t}$$

Donde:

E_c : Módulo de elasticidad del
concreto.

$$E_c : \frac{262578.00}{\quad} \text{ kp/cm}^2$$

I_g : Momento de inercia de la sección
bruta del elemento con respecto al eje
que pasa por el centroide, sin tener en
cuenta el refuerzo.

$$I_g : \frac{1601979.17}{\quad} \text{ cm}^4$$

kl_u : Longitud efectiva.

$$kl_u : \frac{8.640}{\quad} \text{ m}$$

Comprobación de resistencia axial de diseño

La fuerza axial mayorada P_u de elementos en compresión
no debe tomarse mayor que $f \cdot P_{n,\max}$ (Artículo 10.3.6).

$$f \cdot P_{n,\max} : \frac{743.116}{\quad} \text{ t}$$

Siendo:

| | | |
|---|------------------|--------------------|
| f'_c : Resistencia específica a compresión del hormigón. | f'_c : 300.00 | kp/cm ² |
| f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. | f_y : 4200.00 | kp/cm ² |
| A_g : Área total de la sección de hormigón. | A_g : 4550.00 | cm ² |
| A_{st} : Área total de refuerzo longitudinal no preesforzado. | A_{st} : 68.14 | cm ² |

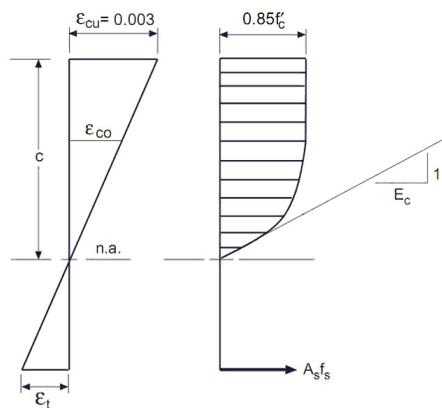
Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 10.2):

- El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.
- Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.
- La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.
- El esfuerzo en el refuerzo cuando sea menor que f_y debe tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias mayores que las correspondientes a f_y , el esfuerzo se considera independiente de la deformación unitaria e igual a f_y .

- (e) La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.
- (f) La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que dé origen a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos.

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



f'_c : Resistencia específica a compresión del hormigón.

$f'_c : 300.00 \text{ kp/cm}^2$

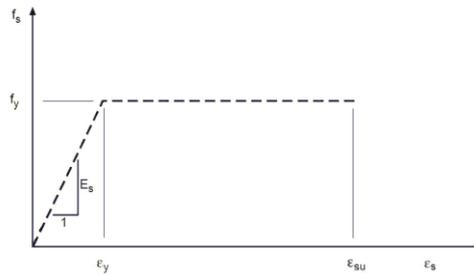
ϵ_{cu} : Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión.

$\epsilon_{cu} : 0.0030$

e_{c0} : Deformación unitaria bajo carga máxima.

$e_{c0} : 0.0020$

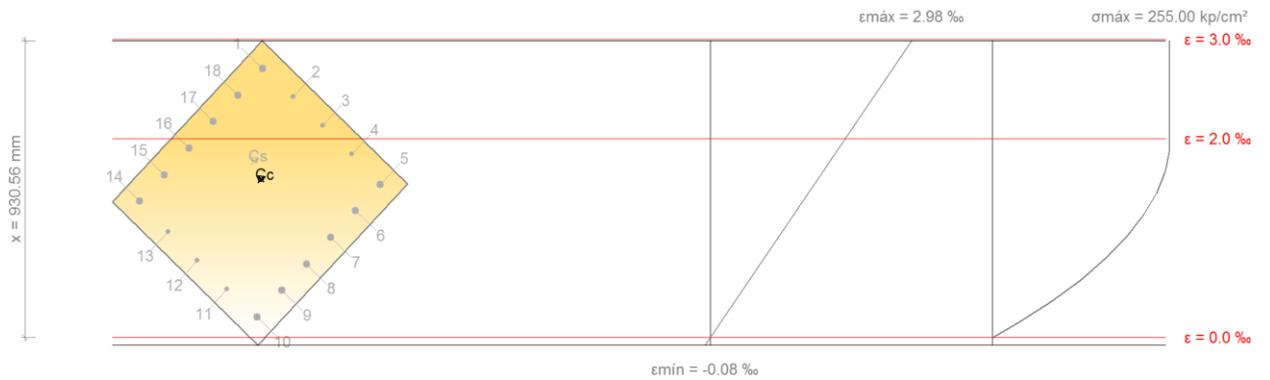
Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

$f_y : 4200.00 \text{ kp/cm}^2$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



| Barra | Designación | Coord. X (mm) | Coord. Y (mm) | f_s (kp/cm ²) | ε |
|-------|-------------|------------------|------------------|--------------------------------|---------------|
| 1 | Ø25 | -262.50 | 287.50 | +4200.00 | +0.002702 |
| 2 | Ø14 | -131.25 | 293.00 | +4200.00 | +0.002424 |
| 3 | Ø14 | 0.00 | 293.00 | +4200.00 | +0.002133 |
| 4 | Ø14 | 131.25 | 293.00 | +3756.24 | +0.001842 |
| 5 | Ø25 | 262.50 | 287.50 | +3137.47 | +0.001539 |
| 6 | Ø25 | 262.50 | 172.50 | +2593.39 | +0.001272 |
| 7 | Ø25 | 262.50 | 57.50 | +2049.31 | +0.001005 |
| 8 | Ø25 | 262.50 | -57.50 | +1505.23 | +0.000738 |
| 9 | Ø25 | 262.50 | -172.50 | +961.16 | +0.000471 |
| 10 | Ø25 | 262.50 | -287.50 | +417.08 | +0.000205 |
| 11 | Ø14 | 131.25 | -293.00 | +983.80 | +0.000482 |
| 12 | Ø14 | 0.00 | -293.00 | +1576.55 | +0.000773 |
| 13 | Ø14 | -131.25 | -293.00 | +2169.30 | +0.001064 |
| 14 | Ø25 | -262.50 | -287.50 | +2788.07 | +0.001367 |
| 15 | Ø25 | -262.50 | -172.50 | +3332.15 | +0.001634 |
| 16 | Ø25 | -262.50 | -57.50 | +3876.22 | +0.001901 |
| 17 | Ø25 | -262.50 | 57.50 | +4200.00 | +0.002168 |
| 18 | Ø25 | -262.50 | 172.50 | +4200.00 | +0.002435 |

| | Resultante (t) | e.x (mm) | e.y (mm) |
|----|-------------------|-------------|-------------|
| Cc | 969.381 | -27.88 | 33.66 |
| Cs | 189.261 | -82.99 | 60.99 |
| T | 0.000 | 0.00 | 0.00 |

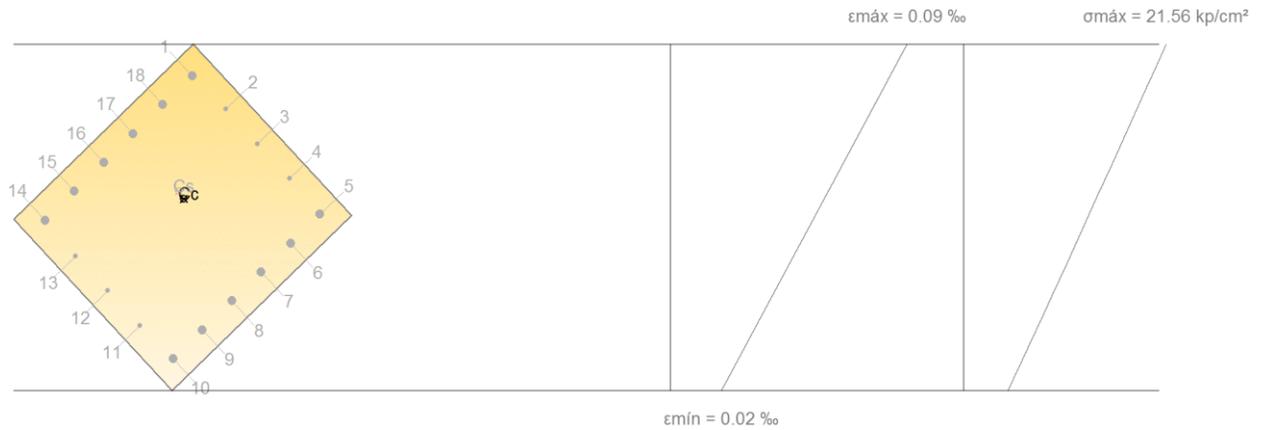
$$P_n : 1158.642 \text{ t}$$

$$M_{n,x} : 44.172 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{n,y} : -42.734 \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

| | |
|---|-------------------------------------|
| C_c : Resultante de compresiones en el hormigón. | $C_c : 969.381 \text{ t}$ |
| C_s : Resultante de compresiones en el acero. | $C_s : 189.261 \text{ t}$ |
| T : Resultante de tracciones en el acero. | $T : 0.000 \text{ t}$ |
| e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y. | $e_{cc,x} : -27.88 \text{ mm}$ |
| | $e_{cc,y} : 33.66 \text{ mm}$ |
| e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. | $e_{cs,x} : -82.99 \text{ mm}$ |
| | $e_{cs,y} : 60.99 \text{ mm}$ |
| e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. | $e_T : 0.00 \text{ mm}$ |
| e_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón. | $e_{cmax} : 0.0030$ |
| e_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada. | $e_{smax} : 0.0000$ |
| s_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón. | $s_{cmax} : 255.00 \text{ kp/cm}^2$ |
| s_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada. | $s_{smax} : 0.00 \text{ kp/cm}^2$ |

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:

| Barra | Designación | Coord. X (mm) | Coord. Y (mm) | f_s (kp/cm ²) | ε |
|-------|-------------|------------------|------------------|--------------------------------|---------------|
| 1 | Ø25 | -262.50 | 287.50 | +163.37 | +0.000080 |
| 2 | Ø14 | -131.25 | 293.00 | +150.14 | +0.000074 |
| 3 | Ø14 | 0.00 | 293.00 | +136.36 | +0.000067 |
| 4 | Ø14 | 131.25 | 293.00 | +122.59 | +0.000060 |
| 5 | Ø25 | 262.50 | 287.50 | +108.26 | +0.000053 |
| 6 | Ø25 | 262.50 | 172.50 | +96.77 | +0.000047 |
| 7 | Ø25 | 262.50 | 57.50 | +85.27 | +0.000042 |
| 8 | Ø25 | 262.50 | -57.50 | +73.77 | +0.000036 |
| 9 | Ø25 | 262.50 | -172.50 | +62.28 | +0.000031 |
| 10 | Ø25 | 262.50 | -287.50 | +50.78 | +0.000025 |
| 11 | Ø14 | 131.25 | -293.00 | +64.01 | +0.000031 |
| 12 | Ø14 | 0.00 | -293.00 | +77.78 | +0.000038 |
| 13 | Ø14 | -131.25 | -293.00 | +91.56 | +0.000045 |
| 14 | Ø25 | -262.50 | -287.50 | +105.88 | +0.000052 |

| Barra | Designación | Coord. X (mm) | Coord. Y (mm) | f_s (kp/cm ²) | ε |
|-------|-------------|------------------|------------------|--------------------------------|---------------|
| 15 | Ø25 | -262.50 | -172.50 | +117.38 | +0.000058 |
| 16 | Ø25 | -262.50 | -57.50 | +128.88 | +0.000063 |
| 17 | Ø25 | -262.50 | 57.50 | +140.37 | +0.000069 |
| 18 | Ø25 | -262.50 | 172.50 | +151.87 | +0.000074 |

| | Resultante (t) | e.x (mm) | e.y (mm) |
|----|-------------------|-------------|-------------|
| Cc | 60.072 | -34.09 | 37.65 |
| Cs | 7.296 | -59.92 | 42.00 |
| T | 0.000 | 0.00 | 0.00 |

$$P_u : \underline{67.369 \text{ t}}$$

$$M_{c,x} : \underline{2.568 \text{ t}\cdot\text{m}}$$

$$M_{c,y} : \underline{-2.485 \text{ t}\cdot\text{m}}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : \underline{60.072 \text{ t}}$$

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : \underline{7.296 \text{ t}}$$

| | |
|--|---|
| T : Resultante de tracciones en el acero. | T : 0.000 t |
| e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y. | e_{cc,x} : -34.09 mm e_{cc,y} : 37.65 mm |
| e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. | e_{cs,x} : -59.92 mm e_{cs,y} : 42.00 mm |
| e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. | e_T : 0.00 mm |
| e_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón. | e_{cmax} : 0.0001 |
| e_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada. | e_{smax} : 0.0000 |
| s_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón. | s_{cmax} : 21.56 kp/cm ² |
| s_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada. | s_{smax} : 0.00 kp/cm ² |

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones sísmicas) (ACI 318M-11, Artículo 10)

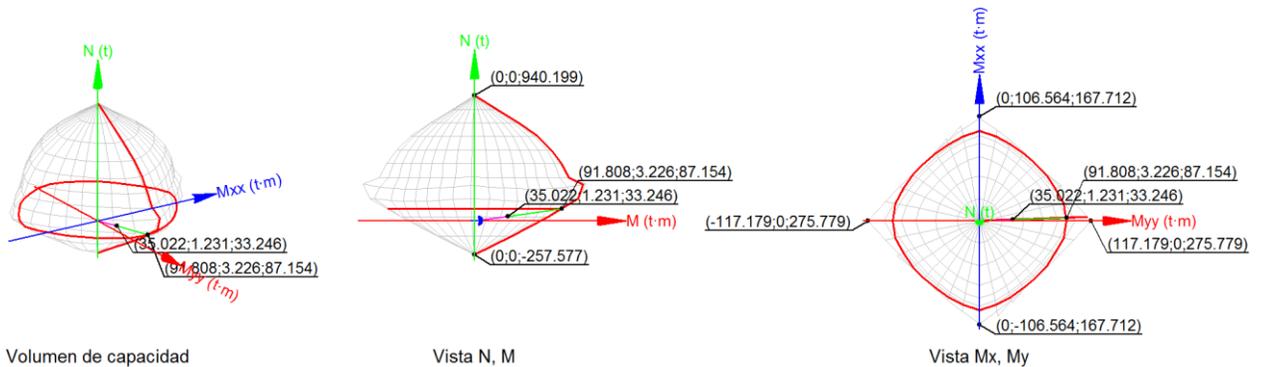
Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "0.9·PP+0.9·CM+SX".

Se debe satisfacer:

$$h : \underline{0.365} \quad \checkmark$$

$$h : \underline{0.381} \quad \checkmark$$

33.246 t £ 743.116 t ✓



Volumen de capacidad

Vista N, M

Vista Mx, My

Comprobación de resistencia de la sección (h_1)

P_u, M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u : Esfuerzo normal de cálculo.

$$P_u : 33.246 \text{ t}$$

M_u : Momento de cálculo de primer orden.

$$M_{u,x} : 0.000 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} : 33.905 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$f \cdot P_n, f \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$f \cdot P_n$: Axil de agotamiento.

$$f \cdot P_n : 90.996 \text{ t}$$

$f \cdot M_n$: Momentos de agotamiento.

$$f \cdot M_{n,x} : 0.000 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$f \cdot M_{n,y} : 92.800 \text{ t}\cdot\text{m}$$

Comprobación del estado límite de inestabilidad (h_2)

P_u, M_c esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos obtenidos a partir de los de primer orden incrementados para tener en cuenta los efectos de segundo orden a causa de la esbeltez.

| | | | |
|--|-------------|--------|-----|
| P_u : Axil solicitante de cálculo pésimo. | P_u : | 33.246 | t |
| M_c : Momento flector solicitante de cálculo pésimo. | $M_{c,x}$: | 1.231 | t·m |
| | $M_{c,y}$: | 35.022 | t·m |

$f \cdot P_n, f \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

| | | | |
|--|---------------------|--------|-----|
| $f \cdot P_n$: Axil de agotamiento. | $f \cdot P_n$: | 87.154 | t |
| $f \cdot M_n$: Momentos de agotamiento. | $f \cdot M_{n,x}$: | 3.226 | t·m |
| | $f \cdot M_{n,y}$: | 91.808 | t·m |

En el eje x:

No se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen (Artículo 10.10.1):

$$42.8 > 22.0$$

Donde:

| | | | |
|---|----------|-------|----|
| kl_u : Longitud efectiva. | kl_u : | 8.640 | m |
| r : Radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión. | r : | 20.21 | cm |

Los elementos a compresión deben diseñarse para la fuerza axial mayorada P_u y para el momento magnificado por los efectos de curvatura del elemento, M_c (Artículo 10.10.6):

$$P_u : \frac{33.246}{\quad} \quad t$$

$$M_c : \frac{1.231}{\quad} \quad t \cdot m$$

Donde:

$$M_2 : \frac{1.197}{\quad} \quad t \cdot m$$

Siendo:

$$M_{2,min} : \frac{1.197}{\quad} \quad t \cdot m$$

h: Altura de un elemento.

$$h : \frac{700.00}{\quad} \quad mm$$

$$d_{ns} : \frac{1.028}{\quad}$$

Siendo:

$$P_c : \frac{1612.489}{\quad} \quad t$$

Donde:

E_c: Módulo de elasticidad del
concreto.

$$\mathbf{E_c} : \underline{262578.00} \text{ kp/cm}^2$$

I_g: Momento de inercia de la sección
bruta del elemento con respecto al eje
que pasa por el centroide, sin tener en
cuenta el refuerzo.

$$\mathbf{I_g} : \underline{1857916.67} \text{ cm}^4$$

kl_u: Longitud efectiva.

$$\mathbf{kl_u} : \underline{8.640} \text{ m}$$

En el eje y:

No se permite ignorar los efectos de esbeltez en
elementos a compresión que satisfacen (Artículo
10.10.1):

$$\mathbf{46.0} > \mathbf{22.0}$$

Donde:

kl_u: Longitud efectiva.

$$\mathbf{kl_u} : \underline{8.640} \text{ m}$$

r: Radio de giro de la sección transversal
de un elemento en compresión.

$$\mathbf{r} : \underline{18.76} \text{ cm}$$

Los elementos a compresión deben diseñarse para la
fuerza axial mayorada P_u y para el momento
magnificado por los efectos de curvatura del
elemento, M_c (Artículo 10.10.6):

$$\mathbf{P_u} : \underline{33.246} \text{ t}$$

$$\mathbf{M_c} : \underline{35.022} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$$M_2 : \frac{33.905}{\quad} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Siendo:

$$M_{2,\min} : \frac{1.147}{\quad} \text{ t}\cdot\text{m}$$

h: Altura de un elemento.

$$h : \frac{650.00}{\quad} \text{ mm}$$

$$d_{ns} : \frac{1.033}{\quad}$$

Siendo:

$$P_c : \frac{1390.361}{\quad} \text{ t}$$

Donde:

E_c: Módulo de elasticidad del concreto.

$$E_c : \frac{262578.00}{\quad} \text{ kp/cm}^2$$

I_g: Momento de inercia de la sección bruta del elemento con respecto al eje que pasa por el centroide, sin tener en cuenta el refuerzo.

$$I_g : \frac{1601979.17}{\quad} \text{ cm}^4$$

kl_u: Longitud efectiva.

$$kl_u : \frac{8.640}{\quad} \text{ m}$$

Comprobación de resistencia axial de diseño

La fuerza axial mayorada P_u de elementos en compresión no debe tomarse mayor que $f \cdot P_{n,\max}$ (Artículo 10.3.6).

$$\mathbf{f \cdot P_{n,max}} : \underline{743.116 \quad t}$$

Siendo:

| | |
|---|--|
| f'_c : Resistencia específica a compresión del hormigón. | $f'_c : \underline{300.00 \quad \text{kp/cm}^2}$ |
| f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. | $f_y : \underline{4200.00 \quad \text{kp/cm}^2}$ |
| A_g : Área total de la sección de hormigón. | $A_g : \underline{4550.00 \quad \text{cm}^2}$ |
| A_{st} : Área total de refuerzo longitudinal no preesforzado. | $A_{st} : \underline{68.14 \quad \text{cm}^2}$ |

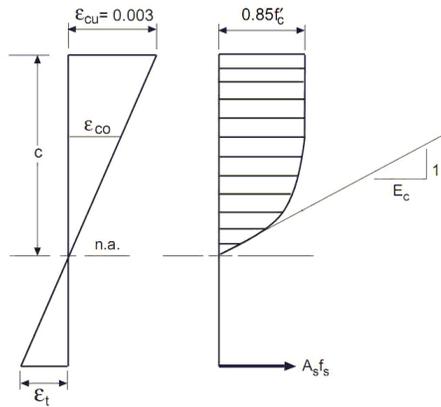
Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 10.2):

- (a) El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.
- (b) Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.
- (c) La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.

- (d) El esfuerzo en el refuerzo cuando sea menor que f_y debe tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias mayores que las correspondientes a f_y , el esfuerzo se considera independiente de la deformación unitaria e igual a f_y .
- (e) La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.
- (f) La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que dé origen a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos.

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



f'_c : Resistencia específica a compresión del hormigón.

$f'_c : 300.00 \text{ kp/cm}^2$

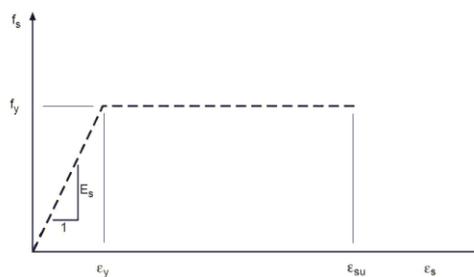
ϵ_{cu} : Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión.

$\epsilon_{cu} : 0.0030$

ϵ_{co} : Deformación unitaria bajo carga máxima.

$\epsilon_{co} : 0.0020$

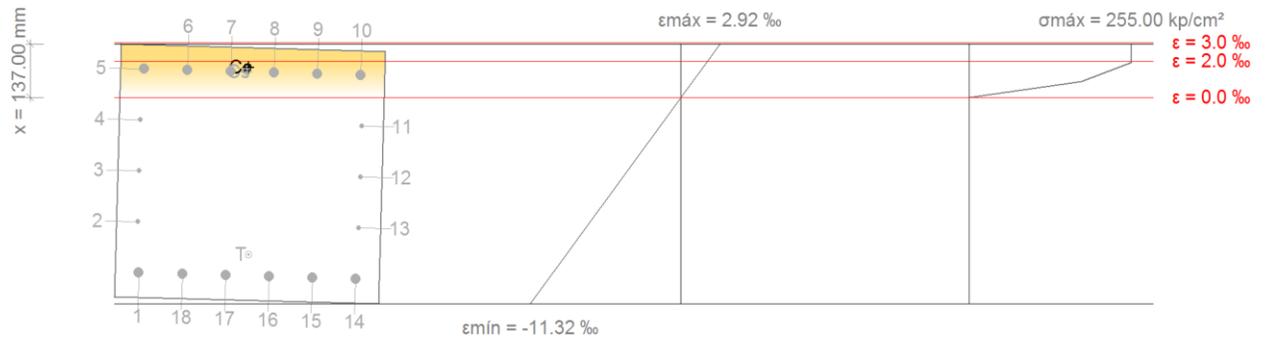
Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

$f_y : 4200.00 \text{ kp/cm}^2$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



| Barra | Designación | Coord. X (mm) | Coord. Y (mm) | f_s (kp/cm ²) | ϵ |
|-------|-------------|---------------|---------------|-----------------------------|------------|
| 1 | Ø25 | -262.50 | 287.50 | -4200.00 | -0.009622 |
| 2 | Ø14 | -131.25 | 293.00 | -4200.00 | -0.006826 |
| 3 | Ø14 | 0.00 | 293.00 | -4200.00 | -0.004032 |
| 4 | Ø14 | 131.25 | 293.00 | -2526.87 | -0.001239 |
| 5 | Ø25 | 262.50 | 287.50 | +3161.92 | +0.001551 |
| 6 | Ø25 | 262.50 | 172.50 | +3028.08 | +0.001485 |
| 7 | Ø25 | 262.50 | 57.50 | +2894.24 | +0.001419 |
| 8 | Ø25 | 262.50 | -57.50 | +2760.40 | +0.001354 |
| 9 | Ø25 | 262.50 | -172.50 | +2626.57 | +0.001288 |
| 10 | Ø25 | 262.50 | -287.50 | +2492.73 | +0.001223 |
| 11 | Ø14 | 131.25 | -293.00 | -3208.87 | -0.001574 |
| 12 | Ø14 | 0.00 | -293.00 | -4200.00 | -0.004367 |
| 13 | Ø14 | -131.25 | -293.00 | -4200.00 | -0.007160 |
| 14 | Ø25 | -262.50 | -287.50 | -4200.00 | -0.009950 |

| Barra | Designación | Coord. X (mm) | Coord. Y (mm) | f_s (kp/cm ²) | ε |
|-------|-------------|------------------|------------------|--------------------------------|---------------|
| 15 | Ø25 | -262.50 | -172.50 | -4200.00 | -0.009884 |
| 16 | Ø25 | -262.50 | -57.50 | -4200.00 | -0.009819 |
| 17 | Ø25 | -262.50 | 57.50 | -4200.00 | -0.009753 |
| 18 | Ø25 | -262.50 | 172.50 | -4200.00 | -0.009687 |

| | Resultante (t) | e.x (mm) | e.y (mm) |
|----|-------------------|-------------|-------------|
| Cc | 171.951 | 274.14 | 11.37 |
| Cs | 83.276 | 262.50 | 15.88 |
| T | 158.389 | -208.42 | -1.94 |

$$P_n: 96.838 \text{ t}$$

$$M_{n,x}: 3.585 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{n,y}: 102.009 \text{ t}\cdot\text{m}$$

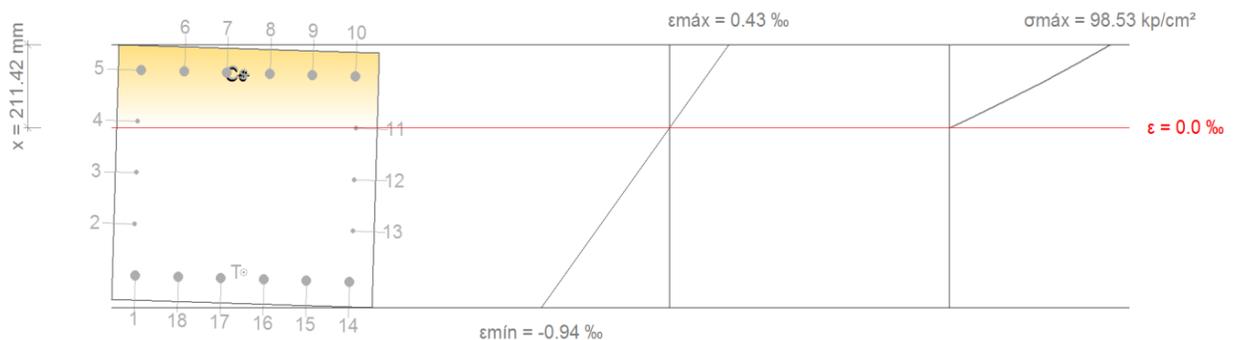
Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c: 171.951 \text{ t}$$

| | |
|---|--|
| C_s : Resultante de compresiones en el acero. | C_s : $\overline{83.276}$ t |
| T : Resultante de tracciones en el acero. | T : $\overline{158.389}$ t |
| e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y. | $e_{cc,x}$: $\overline{274.14}$ mm |
| | $e_{cc,y}$: $\overline{11.37}$ mm |
| e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. | $e_{cs,x}$: $\overline{262.50}$ mm |
| | $e_{cs,y}$: $\overline{15.88}$ mm |
| e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. | $e_{T,x}$: $\overline{-208.42}$ mm |
| | $e_{T,y}$: $\overline{-1.94}$ mm |
| e_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón. | e_{cmax} : $\overline{0.0029}$ |
| e_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada. | e_{smax} : $\overline{0.0100}$ |
| s_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón. | s_{cmax} : $\overline{255.00}$ kp/cm ² |
| s_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada. | s_{smax} : $\overline{4200.00}$ kp/cm ² |

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo p_{ésimos}:



| Barra | Designación | Coord. X (mm) | Coord. Y (mm) | f_s (kp/cm²) | ε |
|--------------|--------------------|--------------------------|--------------------------|--|-----------|
| 1 | Ø25 | -262.50 | 287.50 | -1578.67 | -0.000774 |
| 2 | Ø14 | -131.25 | 293.00 | -1029.69 | -0.000505 |
| 3 | Ø14 | 0.00 | 293.00 | -481.42 | -0.000236 |
| 4 | Ø14 | 131.25 | 293.00 | +66.84 | +0.000033 |
| 5 | Ø25 | 262.50 | 287.50 | +614.40 | +0.000301 |
| 6 | Ø25 | 262.50 | 172.50 | +599.50 | +0.000294 |
| 7 | Ø25 | 262.50 | 57.50 | +584.60 | +0.000287 |
| 8 | Ø25 | 262.50 | -57.50 | +569.71 | +0.000279 |
| 9 | Ø25 | 262.50 | -172.50 | +554.81 | +0.000272 |
| 10 | Ø25 | 262.50 | -287.50 | +539.91 | +0.000265 |
| 11 | Ø14 | 131.25 | -293.00 | -9.07 | -0.000004 |
| 12 | Ø14 | 0.00 | -293.00 | -557.34 | -0.000273 |
| 13 | Ø14 | -131.25 | -293.00 | -1105.60 | -0.000542 |
| 14 | Ø25 | -262.50 | -287.50 | -1653.16 | -0.000811 |
| 15 | Ø25 | -262.50 | -172.50 | -1638.26 | -0.000803 |
| 16 | Ø25 | -262.50 | -57.50 | -1623.36 | -0.000796 |
| 17 | Ø25 | -262.50 | 57.50 | -1608.46 | -0.000789 |
| 18 | Ø25 | -262.50 | 172.50 | -1593.57 | -0.000782 |

| | Resultante (t) | e.x (mm) | e.y (mm) |
|----|---------------------------------|---------------------------|---------------------------|
| Cc | 68.638 | 256.75 | 12.15 |
| Cs | 17.102 | 261.71 | 10.37 |
| T | 52.494 | -246.18 | -4.19 |

$$P_u : 33.246 \text{ t}$$

$$M_{c,x} : 1.231 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{c,y} : 35.022 \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : 68.638 \text{ t}$$

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : 17.102 \text{ t}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : 52.494 \text{ t}$$

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : 256.75 \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : 12.15 \text{ mm}$$

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : 261.71 \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : 10.37 \text{ mm}$$

e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{T,x} : -246.18 \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : -4.19 \text{ mm}$$

e_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$e_{cmax} : 0.0004$$

| | |
|--|--|
| e_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada. | $e_{smax} : \underline{0.0008}$ |
| s_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón. | $s_{cmax} : \underline{98.53} \text{ kp/cm}^2$ |
| s_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada. | $s_{smax} : \underline{1653.16} \text{ kp/cm}^2$ |

Criterios de diseño por sismo (ACI 318M-11, Artículo 21)

Geometría

La dimensión menor de la sección transversal, medida en una línea recta que pasa a través del centroide geométrico, no debe ser menor de 300.00 mm (Artículo 21.6.1.1):

$$650.00 \text{ mm} > 300.00 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

b: Dimensión menor de la sección del soporte.

$$b : \underline{650.00} \text{ mm}$$

La relación entre la dimensión menor de la sección transversal y la dimensión perpendicular no debe ser menor que 0.4 (Artículo 21.6.1.2):

$$0.9 > 0.4 \quad \checkmark$$

Donde:

b: Dimensión menor de la sección del soporte.

$$b : \underline{650.00} \text{ mm}$$

h: Dimensión mayor de la sección del soporte.

$$h : \underline{700.00} \text{ mm}$$

Armadura longitudinal

El área de refuerzo longitudinal, A_{st} , no debe ser menor que $0.01 \cdot A_g$ ni mayor que $0.06 \cdot A_g$ (Artículo 21.6.3.1):

$$68.14 \text{ cm}^2 \stackrel{3}{\leq} 45.50 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

$$68.14 \text{ cm}^2 \stackrel{\text{£}}{\leq} 273.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

$$A_g: \text{Área total de la sección de hormigón.} \quad A_g: \quad \underline{4550.00} \quad \text{cm}^2$$

Armadura transversal

El área total de la sección transversal del refuerzo de estribos cerrados de confinamiento rectangulares, A_{sh} , no debe ser menor que $A_{sh,min}$ (Artículo 21.6.4.4):

En el eje X:

$$3.14 \text{ cm}^2 \stackrel{3}{\leq} 2.17 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

$$A_{sh,min}: \text{Valor máximo de } A_{sh1}, A_{sh2}. \quad A_{sh,min}: \quad \underline{2.17} \quad \text{cm}^2$$

$$A_{sh1}: \quad \underline{2.17} \quad \text{cm}^2$$

$$A_{sh2}: \quad \underline{1.96} \quad \text{cm}^2$$

Siendo:

s: Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

$$s: \quad \underline{50} \quad \text{mm}$$

| | | | |
|--|------------|----------------|--------------------|
| b_c : Dimensión transversal del núcleo del elemento medida entre los bordes externos del refuerzo transversal. | $b_c :$ | <u>610</u> | mm |
| f'_c : Resistencia específica a compresión del hormigón. | $f'_c :$ | <u>300.00</u> | kp/cm ² |
| f_{yt} : Resistencia específica a la fluencia f_{yt} del refuerzo transversal. | $f_{yt} :$ | <u>4200.00</u> | kp/cm ² |
| A_g : Área total de la sección de hormigón. | $A_g :$ | <u>4550.00</u> | cm ² |
| A_{ch} : Área de la sección transversal de un elemento estructural, medida entre los bordes exteriores del refuerzo transversal. | $A_{ch} :$ | <u>3416.00</u> | cm ² |

En el eje Y:

$$2.36 \text{ cm}^2 \quad ^3 \quad 1.99 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

| | | | |
|--|----------------|-------------|-----------------|
| $A_{sh,min}$: Valor máximo de A_{sh1} , A_{sh2} . | $A_{sh,min} :$ | <u>1.99</u> | cm ² |
| | $A_{sh1} :$ | <u>1.99</u> | cm ² |
| | $A_{sh2} :$ | <u>1.80</u> | cm ² |

Siendo:

| | | | |
|--|-------|-----------|----|
| s : Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal. | $s :$ | <u>50</u> | mm |
|--|-------|-----------|----|

| | | | |
|--|------------|----------------|--------------------|
| b_c : Dimensión transversal del núcleo del elemento medida entre los bordes externos del refuerzo transversal. | $b_c :$ | <u>560</u> | mm |
| f'_c : Resistencia específica a compresión del hormigón. | $f'_c :$ | <u>300.00</u> | kp/cm ² |
| f_{yt} : Resistencia específica a la fluencia f_{yt} del refuerzo transversal. | $f_{yt} :$ | <u>4200.00</u> | kp/cm ² |
| A_g : Área total de la sección de hormigón. | $A_g :$ | <u>4550.00</u> | cm ² |
| A_{ch} : Área de la sección transversal de un elemento estructural, medida entre los bordes exteriores del refuerzo transversal. | $A_{ch} :$ | <u>3416.00</u> | cm ² |

La separación del refuerzo transversal a lo largo de lo del elemento no debe exceder $s_{o,max}$ (Artículo 21.6.4.3):

50 mm £ 84 mm ✓

Donde:

| | | | |
|--|---------------|------------|----|
| $s_{o,max}$: Valor mínimo de s_{o1} , s_{o2} , s_{o3} . | $s_{o,max} :$ | <u>84</u> | mm |
| | $s_{o1} :$ | <u>163</u> | mm |
| | $s_{o2} :$ | <u>84</u> | mm |
| | $s_{o3} :$ | <u>123</u> | mm |

Siendo:

b_{\min} : Menor dimensión del elemento sometido a compresión.

$$b_{\min} : \frac{650.00}{\quad} \text{ mm}$$

d_b : Diámetro de la barra comprimida más delgada.

$$d_b : \frac{14.0}{\quad} \text{ mm}$$

h_x : Espaciamiento máximo horizontal, medido centro a centro, entre ganchos suplementarios o ramas de estribos cerrados de confinamiento en todas las caras de la columna.

$$h_x : \frac{280}{\quad} \text{ mm}$$

El espaciamiento de los ganchos suplementarios o ramas con estribos de confinamiento rectilíneos, h_x , dentro de una sección del elemento no debe exceder de 350 mm centro a centro (Artículo 21.6.4.2):

En el eje X:

$$280 \text{ mm} \leq 350 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

h_x : Espaciamiento máximo horizontal, medido centro a centro, entre ganchos suplementarios o ramas de estribos cerrados de confinamiento en todas las caras de la columna.

$$h_x : \frac{280}{\quad} \text{ mm}$$

En el eje Y:

$$248 \text{ mm} \leq 350 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

h_x : Espaciamiento máximo horizontal, medido centro a centro, entre ganchos suplementarios o ramas de estribos cerrados de confinamiento en todas las caras de la columna.

$$h_x : \quad 248 \quad \text{mm}$$

Criterios de diseño por sismo (NEC-14)

Requisitos para elementos en flexocompresión (4.3.1)

Los requisitos de este artículo se aplican a columnas, elementos de pórticos rígidos y otros elementos estructurales que presenten las siguientes características:

- (a) Sean parte de sistemas estructurales resistentes a cargas sísmicas.
- (b) Soporten fuerzas axiales que excedan $0.10 \cdot f'_c \cdot A_g$ en alguna de las combinaciones de carga en que participen las cargas sísmicas.
- (c) La razón entre la dimensión menor de la sección transversal y la dimensión en la dirección ortogonal sea mayor que 0.40 ó en su defecto, que su altura libre sea mayor que cuatro veces la dimensión mayor de la sección transversal del elemento.
- (d) La dimensión más pequeña de la sección transversal, medida sobre una línea recta que pasa por su centroide geométrico, no sea menor que 300 mm.

| | | | | | | |
|-----|--------------------|------------------|-----------------------------|-----|---------------------|---|
| (b) | 505495 N | $\overset{3}{>}$ | $0.10 \cdot f'_c \cdot A_g$ | $=$ | 1319500 N |  |
| (c) | | $\overset{3}{>}$ | 0.92857 | | 0.40000 |  |
| (d) | | $\overset{3}{>}$ | 650 mm | | 300 mm |  |

dimensión mayor de la sección transversal : 700 mm

dimensión menor de la sección transversal : 650 mm

altura libre : 8640 mm

$$\text{fuerza axial} : \overline{505495} \text{ N}$$

$$f'_c : \overline{29} \text{ MPa}$$

$$A_g : \overline{455000} \text{ mm}^2$$

Cuantía máxima de refuerzo longitudinal (4.3.3)

La razón r_g del área de refuerzo longitudinal al área bruta de la sección, A_g , no puede ser menor que 0.01 ni mayor que 0.03.

$$0.01000 \leq r_g = 0.01498 \leq 0.03000 \quad \checkmark$$

$$A_g : \overline{455000} \text{ mm}^2$$

$$r_g : \overline{0.01498}$$

Confinamiento (4.3.4)

El confinamiento especial en la región definida en el inciso 4.3.4.1 debe tener las siguientes características:

(b) El área de refuerzo en forma de estribos rectangulares no puede ser menor que ninguna de las siguientes:

| | b_c (mm) | A_{sh} (mm ²) | (4-11) (mm ²) | (4-12) (mm ²) | $\max((4-11),(4-12))$ (mm ²) | |
|----------|------------|-----------------------------|---------------------------|---------------------------|--|----|
| X | 560 | 314 | 196 | 177 | 196 | ✓ |
| Y | 610 | 236 | 214 | 193 | 214 | ✓* |

(*): pésimo

A_g, A_{ch} = área bruta y área de la conexión interior confinada, respectivamente, mm².

$$A_g : 455000 \text{ mm}^2$$

$$A_{ch} : 341600 \text{ mm}^2$$

A_{sh} = área total de las varillas que forman los estribos y amarres suplementarios con separación s y perpendicular a la dimensión b_c , mm².

f_{yt} = esfuerzo de fluencia del acero transversal, MPa.

$$f_{yt} : 412 \text{ MPa}$$

$$f'_c : 29 \text{ MPa}$$

s = separación, centro a centro, entre estribos, mm.

$$s : 50 \text{ mm}$$

b_c = distancia máxima, medida centro a centro, entre esquinas del estribo, en mm.

Confinamiento (4.3.4)

La separación s máxima del refuerzo en espiral o entre estribos, no debe exceder de seis veces el diámetro menor del refuerzo longitudinal, ni tampoco 100 mm.

$$s : 50 \text{ mm} \leq \min(84, 100) \text{ mm} = 84 \text{ mm} \checkmark$$

$$\text{diámetro menor del refuerzo longitudinal} : 14.00 \text{ mm}$$

Confinamiento (4.3.4)

Cuando una dimensión del elemento sea 500 mm o superior se debe colocar varillas longitudinales con amarres suplementarios separados no más de $x_i=350$ mm en la dirección perpendicular al eje longitudinal del elemento (ver figura 4.8)

x_i : 280 mm £ 350 mm ✓

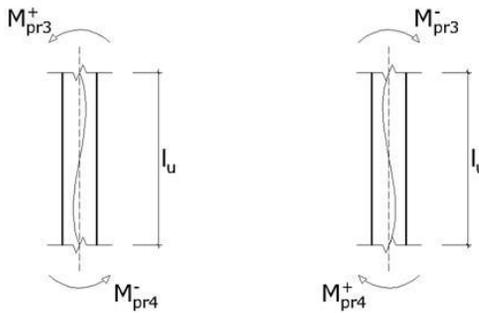
Resistencia mínima a flexión de columnas. (ACI 318M-11)

En esta zona no son aplicables las comprobaciones de diseño por capacidad. ✓

Cortante de diseño para columnas. (ACI 318M-11)

La fuerza cortante de diseño, V_e , se debe determinar considerando las máximas fuerzas que se puedan generar en las caras de los nudos en cada extremo del elemento (Artículo 21.6.5.1).

No es necesario que las fuerzas cortantes en el elemento sean mayores que aquellas determinadas a partir de la resistencia de los nudos, basada en M_{pr} de los elementos transversales que llegan al nudo.



Se debe satisfacer:

Donde:

f : Factor de reducción de resistencia

$f : 0.75$

V_n : Resistencia nominal a cortante.

V_e : Fuerza cortante de diseño, obtenida como el máximo entre

V_{e1} , V_{e2} .

Siendo:

l_u : Longitud sin soporte lateral de un elemento en compresión.

M_{pr} : Resistencia probable a la flexión del elemento, determinada usando las propiedades de los elementos en las caras de los nudos suponiendo un esfuerzo en tracción para las barras longitudinales de al menos $1.25 \cdot f_y$.

| | l_u (m) | M_{pr4}^+ (t·m) | M_{pr4}^- (t·m) | M_{pr3}^+ (t·m) | M_{pr3}^- (t·m) | V_{e1} (t) | V_{e2} (t) | V_e (t) | $f \cdot V_n$ (t) | |
|-----------------------------|--------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|-----------------|-----------------|--------------|----------------------|----|
| Cortante en el eje X | 8.64 | 98.10 | 98.10 | 8.89 | 8.89 | 12.3 8 | 12.3 8 | 12.3 8 | 107.1 2 | ✓* |

(*): pésimo

Diseño del refuerzo principal en columnas, 4.3.2 (NEC-14)

Las secciones en los extremos de las columnas serán diseñadas para la combinación más desfavorable de momentos (en ambas direcciones horizontales) y carga axial. Los momentos últimos para el diseño no deberán ser menores a los calculados con la siguiente ecuación:

donde S_E es la demanda obtenida en el análisis f^0 es el factor de sobre-resistencia de las rótulas plásticas en las vigas que llegan al nudo junto a la sección que se diseña y w_f es un factor de amplificación dinámica.

$$862.15 \text{ kN}\cdot\text{m} \stackrel{3}{=} 862.00 \text{ kN}\cdot\text{m} \checkmark$$

El valor del factor de sobre-resistencia f^0 , calculado con la ecuación (4-7), es el cociente entre la capacidad en sobre-resistencia de las rótulas plásticas en las vigas que llegan al nudo junto a la sección que se diseña y la capacidad requerida por el análisis.

El factor de amplificación dinámica w_f para flexión depende de la demanda de ductilidad m en la estructura y debe aplicarse desde el nivel 1 hasta un nivel a $3/4$ de la altura de la estructura, como se muestra en la figura 4.6. El valor máximo se calcula con la ecuación 4.8.

| | f^0 | m | w_f | $M_E \text{ (kN}\cdot\text{m)}$ | $M_{CP} \text{ (kN}\cdot\text{m)}$ | $f_S \cdot M_N \text{ (kN}\cdot\text{m)}$ | |
|------------|--------|------|-------|---------------------------------|------------------------------------|---|----------------|
| SX+ | 100.00 | 3.00 | 1.00 | 8.62 | 862.00 | 862.15 | \checkmark * |
| SX- | 100.00 | 3.00 | 1.00 | 8.62 | 862.00 | 862.15 | \checkmark |
| SY+ | 0.00 | 3.00 | 1.00 | 8.61 | 0.00 | 890.00 | \checkmark |
| SY- | 0.00 | 3.00 | 1.00 | 8.61 | 0.00 | 890.00 | \checkmark |

(*): pésimo

Resistencia a cortante de elementos en flexocompresión, 5.2.2 (NEC-14)

La resistencia a cortante última de elementos en flexión-compresión debe ser mayor o igual a la requerida por el análisis de la estructura V_E , multiplicada por el factor de sobre-resistencia de las vigas que llegan al nudo. Sin embargo, no necesita ser mayor que la correspondiente a un elemento con rótulas plásticas en sus extremos que produce una condición de doble curvatura, como se muestra en la ecuación 4.18.

$$1050.88 \text{ kN}\cdot\text{m}^3 \geq 219.65 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \checkmark$$

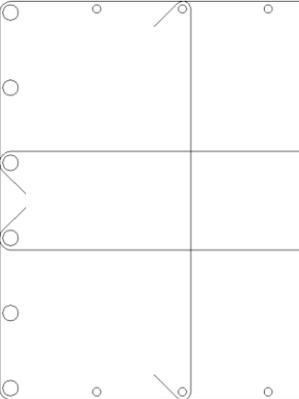
H = altura libre de la columna.

M_b , M_t = capacidades en momento multiplicada por el factor de sobre-resistencia, en los extremos de elemento, calculadas de manera que produzcan doble curvatura, considerando las dos direcciones de carga.

| | f^0 | m | M_t^0 (kN·m) | M_b^0 (kN·m) | H_c (m) | $V_{E,base}$ (kN) | V_E (kN) | $f_s \cdot V_n$ (kN) | |
|----------|--------|------|----------------|----------------|-----------|-------------------|------------|----------------------|---|
| X | 100.00 | 3.00 | 962.31 | 935.48 | 8.64 | 37.49 | 37.49 | 1050.88 |  * |
| Y | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |  |

(*): pésimo

2.- FUNDACIÓN

| Datos del pilar | | |
|--|--|---|
|  | Geometría | |
| | Dimensiones | : 65x70 cm |
| | Tramo | : -2.750/-2.500 m |
| | Altura libre | : 0.00 m |
| | Recubrimiento geométrico | : 4.0 cm |
| | Tamaño máximo de agregado : 15 mm | |
| | Materiales | Longitud de pandeo |
| | Hormigón : $f'_c=300$ | Plano ZX : 8.64 m Plano ZY : 8.64 m |
| | Acero : Grado 60 (Latinoamérica) | |
| | Armadura longitudinal | Armadura transversal |
| | Esquina : 4Ø25 Cara X : 6Ø14 Cara Y : 8Ø25 Cuantía : 1.50 % | Estribos : 1eØ10+X2rØ10+Y1rØ10 Separación : 5 cm |

Disposiciones relativas a las armaduras (ACI 318M-11, Artículos 7.6 y 7.10)

La comprobación no procede

Armadura mínima y máxima (ACI 318M-11, Artículo 10.9.1)

La comprobación no procede

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (ACI 318M-11, Artículo 11)

La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas) (ACI 318M-11, Artículo 11)

La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas) (ACI 318M-11, Artículo 10)

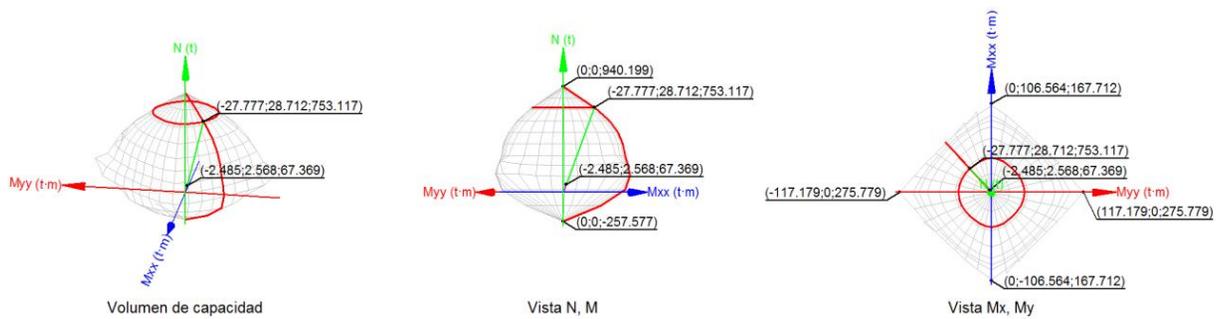
Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones $1.2 \cdot PP + 1.2 \cdot CM + 1.6 \cdot Qa$.

Se debe satisfacer:

h : 0.072 ✓

$h : 0.089$ ✓

$67.369 \text{ t} \text{ } \& \text{ } 743.116 \text{ t}$ ✓



Comprobación de resistencia de la sección (h_1)

P_u, M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u : Esfuerzo normal de cálculo.

$P_u : 67.369 \text{ t}$

M_u : Momento de cálculo de primer orden.

$M_{u,x} : 0.000 \text{ t}\cdot\text{m}$

$M_{u,y} : -0.030 \text{ t}\cdot\text{m}$

$f \cdot P_n, f \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$f \cdot P_n$: Axil de agotamiento.

$f \cdot P_n : 933.392 \text{ t}$

$f \cdot M_n$: Momentos de agotamiento.

$f \cdot M_{n,x} : 0.000 \text{ t}\cdot\text{m}$

$f \cdot M_{n,y} : -0.416 \text{ t}\cdot\text{m}$

Comprobación del estado límite de inestabilidad (h_2)

P_u, M_c esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos obtenidos a partir de los de primer orden incrementados para tener en cuenta los efectos de segundo orden a causa de la esbeltez.

| | | | |
|--|-------------|--------|-----|
| P_u : Axil solicitante de cálculo pésimo. | P_u : | 67.369 | t |
| M_c : Momento flector solicitante de cálculo pésimo. | $M_{c,x}$: | 2.568 | t·m |
| | $M_{c,y}$: | -2.485 | t·m |

$f \cdot P_n, f \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

| | | | |
|--|---------------------|---------|-----|
| $f \cdot P_n$: Axil de agotamiento. | $f \cdot P_n$: | 753.117 | t |
| $f \cdot M_n$: Momentos de agotamiento. | $f \cdot M_{n,x}$: | 28.712 | t·m |
| | $f \cdot M_{n,y}$: | -27.777 | t·m |

En el eje x:

No se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen (Artículo 10.10.1):

$$42.8 > 22.0$$

Donde:

| | | | |
|---|----------|-------|----|
| kl_u : Longitud efectiva. | kl_u : | 8.640 | m |
| r : Radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión. | r : | 20.21 | cm |

Los elementos a compresión deben diseñarse para la fuerza axial mayorada P_u y para el momento magnificado por los efectos de curvatura del elemento, M_c (Artículo 10.10.6):

$$P_u : \frac{67.369}{\quad} \quad t$$

$$M_c : \frac{2.568}{\quad} \quad t \cdot m$$

Donde:

$$M_2 : \frac{2.425}{\quad} \quad t \cdot m$$

Siendo:

$$M_{2,min} : \frac{2.425}{\quad} \quad t \cdot m$$

h: Altura de un elemento.

$$h : \frac{700.00}{\quad} \quad mm$$

$$d_{ns} : \frac{1.059}{\quad}$$

Siendo:

$$P_c : \frac{1612.489}{\quad} \quad t$$

Donde:

E_c : Módulo de elasticidad del
concreto.

$$E_c : \underline{262578.00 \text{ kp/cm}^2}$$

I_g : Momento de inercia de la sección
bruta del elemento con respecto al eje
que pasa por el centroide, sin tener en
cuenta el refuerzo.

$$I_g : \underline{1857916.67 \text{ cm}^4}$$

kl_u : Longitud efectiva.

$$kl_u : \underline{8.640 \text{ m}}$$

En el eje y:

No se permite ignorar los efectos de esbeltez en
elementos a compresión que satisfacen (Artículo
10.10.1):

$$46.0 > 22.0$$

Donde:

kl_u : Longitud efectiva.

$$kl_u : \underline{8.640 \text{ m}}$$

r : Radio de giro de la sección transversal
de un elemento en compresión.

$$r : \underline{18.76 \text{ cm}}$$

Los elementos a compresión deben diseñarse para la
fuerza axial mayorada P_u y para el momento
magnificado por los efectos de curvatura del
elemento, M_c (Artículo 10.10.6):

$$P_u : \underline{67.369 \text{ t}}$$

$$M_c : \underline{-2.485 \text{ t}\cdot\text{m}}$$

Donde:

$$M_2 : \quad -2.324 \quad \text{t}\cdot\text{m}$$

Siendo:

$$M_{2,\min} : \quad 2.324 \quad \text{t}\cdot\text{m}$$

h: Altura de un elemento.

$$h : \quad 650.00 \quad \text{mm}$$

$$d_{ns} : \quad 1.069$$

Siendo:

$$P_c : \quad 1390.361 \quad \text{t}$$

Donde:

E_c: Módulo de elasticidad del concreto.

$$E_c : \quad 262578.00 \quad \text{kp/cm}^2$$

I_g: Momento de inercia de la sección bruta del elemento con respecto al eje que pasa por el centroide, sin tener en cuenta el refuerzo.

$$I_g : \quad 1601979.17 \quad \text{cm}^4$$

kl_u: Longitud efectiva.

$$kl_u : \quad 8.640 \quad \text{m}$$

Comprobación de resistencia axial de diseño

La fuerza axial mayorada P_u de elementos en compresión no debe tomarse mayor que $f \cdot P_{n,\max}$ (Artículo 10.3.6).

$$\mathbf{f \cdot P_{n,max}} : \underline{743.116 \quad t}$$

Siendo:

| | |
|---|--|
| f'_c : Resistencia específica a compresión del hormigón. | $f'_c : \underline{300.00 \quad \text{kp/cm}^2}$ |
| f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. | $f_y : \underline{4200.00 \quad \text{kp/cm}^2}$ |
| A_g : Área total de la sección de hormigón. | $A_g : \underline{4550.00 \quad \text{cm}^2}$ |
| A_{st} : Área total de refuerzo longitudinal no preesforzado. | $A_{st} : \underline{68.14 \quad \text{cm}^2}$ |

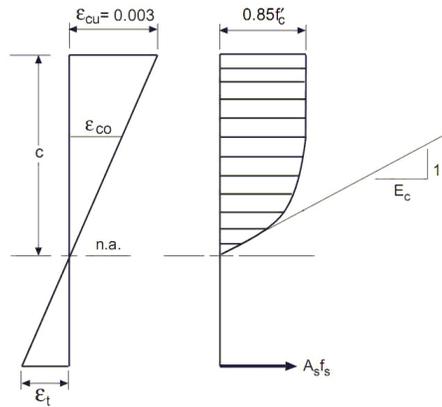
Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 10.2):

- (a) El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.
- (b) Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.
- (c) La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.

- (d) El esfuerzo en el refuerzo cuando sea menor que f_y debe tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias mayores que las correspondientes a f_y , el esfuerzo se considera independiente de la deformación unitaria e igual a f_y .
- (e) La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.
- (f) La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que dé origen a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos.

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



f'_c : Resistencia específica a compresión del hormigón.

$f'_c : 300.00 \text{ kp/cm}^2$

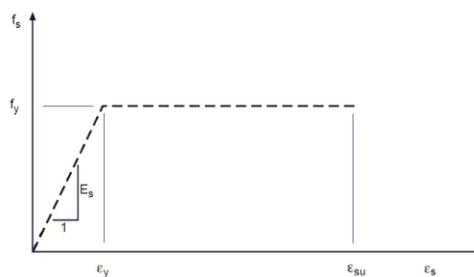
ϵ_{cu} : Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión.

$\epsilon_{cu} : 0.0030$

ϵ_{co} : Deformación unitaria bajo carga máxima.

$\epsilon_{co} : 0.0020$

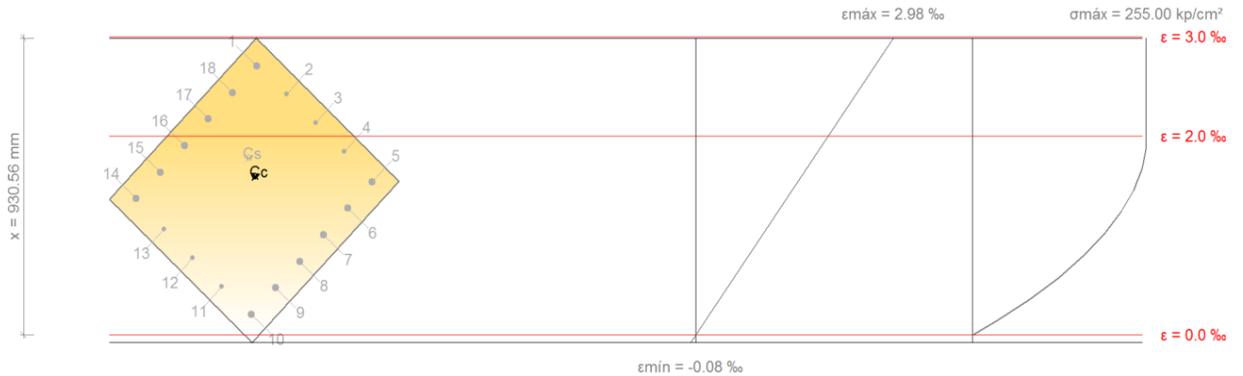
Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

$f_y : 4200.00 \text{ kp/cm}^2$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



| Barra | Designación | Coord. X (mm) | Coord. Y (mm) | f_s (kp/cm ²) | ϵ |
|-------|-------------|------------------|------------------|--------------------------------|------------|
| 1 | Ø25 | -262.50 | 287.50 | +4200.00 | +0.002702 |
| 2 | Ø14 | -131.25 | 293.00 | +4200.00 | +0.002424 |
| 3 | Ø14 | 0.00 | 293.00 | +4200.00 | +0.002133 |
| 4 | Ø14 | 131.25 | 293.00 | +3756.24 | +0.001842 |
| 5 | Ø25 | 262.50 | 287.50 | +3137.47 | +0.001539 |
| 6 | Ø25 | 262.50 | 172.50 | +2593.39 | +0.001272 |
| 7 | Ø25 | 262.50 | 57.50 | +2049.31 | +0.001005 |
| 8 | Ø25 | 262.50 | -57.50 | +1505.23 | +0.000738 |
| 9 | Ø25 | 262.50 | -172.50 | +961.16 | +0.000471 |
| 10 | Ø25 | 262.50 | -287.50 | +417.08 | +0.000205 |
| 11 | Ø14 | 131.25 | -293.00 | +983.80 | +0.000482 |
| 12 | Ø14 | 0.00 | -293.00 | +1576.55 | +0.000773 |
| 13 | Ø14 | -131.25 | -293.00 | +2169.30 | +0.001064 |
| 14 | Ø25 | -262.50 | -287.50 | +2788.07 | +0.001367 |

| Barra | Designación | Coord. X (mm) | Coord. Y (mm) | f_s (kp/cm ²) | ε |
|-------|-------------|------------------|------------------|--------------------------------|---------------|
| 15 | Ø25 | -262.50 | -172.50 | +3332.15 | +0.001634 |
| 16 | Ø25 | -262.50 | -57.50 | +3876.22 | +0.001901 |
| 17 | Ø25 | -262.50 | 57.50 | +4200.00 | +0.002168 |
| 18 | Ø25 | -262.50 | 172.50 | +4200.00 | +0.002435 |

| | Resultante (t) | e.x (mm) | e.y (mm) |
|----|-------------------|-------------|-------------|
| Cc | 969.381 | -27.88 | 33.66 |
| Cs | 189.261 | -82.99 | 60.99 |
| T | 0.000 | 0.00 | 0.00 |

$$P_n: 1158.642 \text{ t}$$

$$M_{n,x}: 44.172 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{n,y}: -42.734 \text{ t}\cdot\text{m}$$

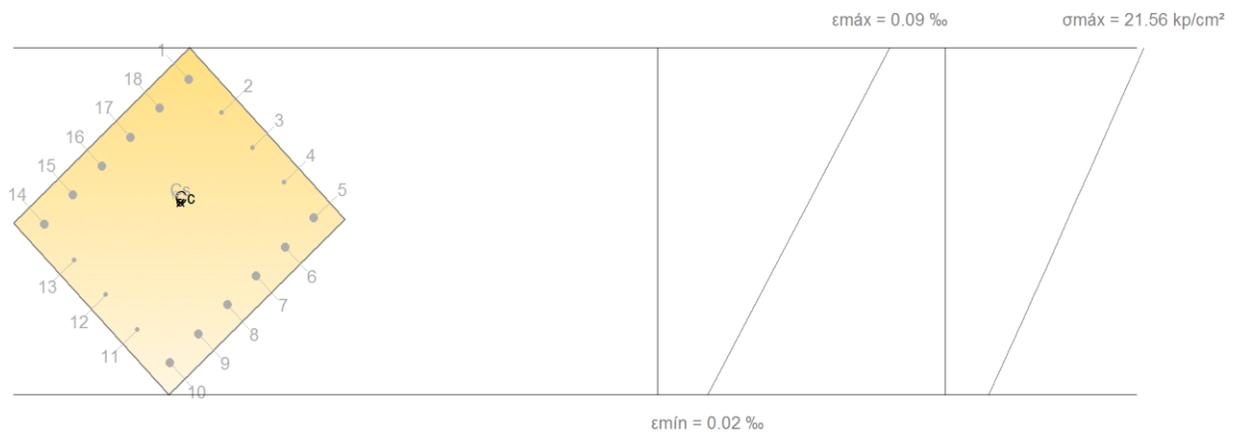
Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c: 969.381 \text{ t}$$

| | |
|---|--|
| C_s : Resultante de compresiones en el acero. | C_s : 189.261 t |
| T : Resultante de tracciones en el acero. | T : 0.000 t |
| e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y. | $e_{cc,x}$: -27.88 mm |
| | $e_{cc,y}$: 33.66 mm |
| e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. | $e_{cs,x}$: -82.99 mm |
| | $e_{cs,y}$: 60.99 mm |
| e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. | e_T : 0.00 mm |
| e_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón. | e_{cmax} : 0.0030 |
| e_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada. | e_{smax} : 0.0000 |
| s_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón. | s_{cmax} : 255.00 kp/cm ² |
| s_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada. | s_{smax} : 0.00 kp/cm ² |

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo p \acute{e} simos:



| Barra | Designación | Coord. X (mm) | Coord. Y (mm) | f_s (kp/cm²) | ε |
|--------------|--------------------|--------------------------|--------------------------|--|-----------|
| 1 | Ø25 | -262.50 | 287.50 | +163.37 | +0.000080 |
| 2 | Ø14 | -131.25 | 293.00 | +150.14 | +0.000074 |
| 3 | Ø14 | 0.00 | 293.00 | +136.36 | +0.000067 |
| 4 | Ø14 | 131.25 | 293.00 | +122.59 | +0.000060 |
| 5 | Ø25 | 262.50 | 287.50 | +108.26 | +0.000053 |
| 6 | Ø25 | 262.50 | 172.50 | +96.77 | +0.000047 |
| 7 | Ø25 | 262.50 | 57.50 | +85.27 | +0.000042 |
| 8 | Ø25 | 262.50 | -57.50 | +73.77 | +0.000036 |
| 9 | Ø25 | 262.50 | -172.50 | +62.28 | +0.000031 |
| 10 | Ø25 | 262.50 | -287.50 | +50.78 | +0.000025 |
| 11 | Ø14 | 131.25 | -293.00 | +64.01 | +0.000031 |
| 12 | Ø14 | 0.00 | -293.00 | +77.78 | +0.000038 |
| 13 | Ø14 | -131.25 | -293.00 | +91.56 | +0.000045 |
| 14 | Ø25 | -262.50 | -287.50 | +105.88 | +0.000052 |
| 15 | Ø25 | -262.50 | -172.50 | +117.38 | +0.000058 |
| 16 | Ø25 | -262.50 | -57.50 | +128.88 | +0.000063 |
| 17 | Ø25 | -262.50 | 57.50 | +140.37 | +0.000069 |
| 18 | Ø25 | -262.50 | 172.50 | +151.87 | +0.000074 |

| | Resultante (t) | e.x (mm) | e.y (mm) |
|----|---------------------------------|---------------------------|---------------------------|
| Cc | 60.072 | -34.09 | 37.65 |
| Cs | 7.296 | -59.92 | 42.00 |
| T | 0.000 | 0.00 | 0.00 |

$$P_u : 67.369 \text{ t}$$

$$M_{c,x} : 2.568 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{c,y} : -2.485 \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c : Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : 60.072 \text{ t}$$

C_s : Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : 7.296 \text{ t}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : 0.000 \text{ t}$$

e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : -34.09 \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : 37.65 \text{ mm}$$

e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : -59.92 \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : 42.00 \text{ mm}$$

e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_T : 0.00 \text{ mm}$$

e_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón. $e_{cmax} : 0.0001$

e_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$e_{smax} : 0.0000$$

s_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón. $s_{cmax} : \underline{21.56}$ kp/cm²

s_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada. $s_{smax} : \underline{0.00}$ kp/cm²

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones sísmicas) (ACI 318M-11, Artículo 10)

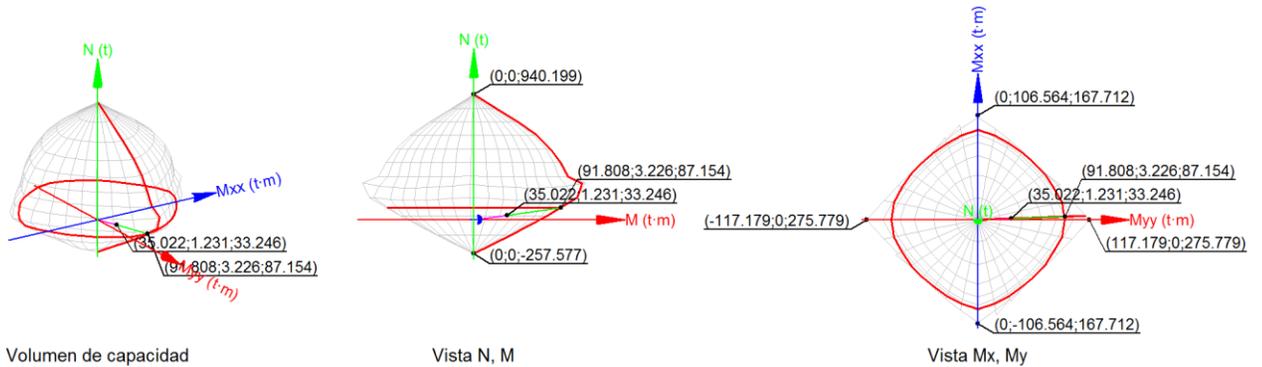
Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones $0.9 \cdot PP + 0.9 \cdot CM + SX$.

Se debe satisfacer:

$h : \underline{0.365}$ ✓

$h : \underline{0.381}$ ✓

$33.246 \text{ t } \leq 743.116 \text{ t}$ ✓



Comprobación de resistencia de la sección (h₁)

P_u, M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u: Esfuerzo normal de cálculo.

$$P_u : 33.246 \quad t$$

M_u: Momento de cálculo de primer orden.

$$M_{u,x} : 0.000 \quad t \cdot m$$

$$M_{u,y} : 33.905 \quad t \cdot m$$

f·P_n, f·M_n son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

f·P_n: Axil de agotamiento.

$$f \cdot P_n : 90.996 \quad t$$

f·M_n: Momentos de agotamiento.

$$f \cdot M_{n,x} : 0.000 \quad t \cdot m$$

$$f \cdot M_{n,y} : 92.800 \quad t \cdot m$$

Comprobación del estado límite de inestabilidad (h₂)

P_u, M_c esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos obtenidos a partir de los de primer orden incrementados para tener en cuenta los efectos de segundo orden a causa de la esbeltez.

| | |
|--|--|
| P_u : Axil solicitante de cálculo pésimo. | P_u : $\frac{33.246}{\quad}$ t |
| M_c : Momento flector solicitante de cálculo pésimo. | $M_{c,x}$: $\frac{1.231}{\quad}$ t·m |
| | $M_{c,y}$: $\frac{35.022}{\quad}$ t·m |

$f \cdot P_n, f \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

| | |
|--|--|
| $f \cdot P_n$: Axil de agotamiento. | $f \cdot P_n$: $\frac{87.154}{\quad}$ t |
| $f \cdot M_n$: Momentos de agotamiento. | $f \cdot M_{n,x}$: $\frac{3.226}{\quad}$ t·m |
| | $f \cdot M_{n,y}$: $\frac{91.808}{\quad}$ t·m |

En el eje x:

No se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen (Artículo 10.10.1):

$$42.8 > 22.0$$

Donde:

| | |
|---|----------------------------------|
| kl_u : Longitud efectiva. | kl_u : $\frac{8.640}{\quad}$ m |
| r : Radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión. | r : $\frac{20.21}{\quad}$ cm |

Los elementos a compresión deben diseñarse para la fuerza axial mayorada P_u y para el momento magnificado por los efectos de curvatura del elemento, M_c (Artículo 10.10.6):

$$P_u : \frac{33.246}{\quad} \text{ t}$$

$$M_c : \frac{1.231}{\quad} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$$M_2 : \frac{1.197}{\quad} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Siendo:

$$M_{2,\min} : \frac{1.197}{\quad} \text{ t}\cdot\text{m}$$

h: Altura de un elemento.

$$h : \frac{700.00}{\quad} \text{ mm}$$

$$d_{ns} : \frac{1.028}{\quad}$$

Siendo:

$$P_c : \frac{1612.489}{\quad} \text{ t}$$

Donde:

E_c: Módulo de elasticidad del concreto.

$$E_c : \frac{262578.00}{\quad} \text{ kp/cm}^2$$

I_g: Momento de inercia de la sección bruta del elemento con respecto al eje que pasa por el centroide, sin tener en cuenta el refuerzo.

$$I_g : \frac{1857916.67}{\quad} \text{ cm}^4$$

kl_u: Longitud efectiva.

$$kl_u : \frac{8.640}{\quad} \text{ m}$$

En el eje y:

No se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen (Artículo 10.10.1):

$$46.0 > 22.0$$

Donde:

$k l_u$: Longitud efectiva.

$$k l_u : \frac{8.640}{\quad} \text{ m}$$

r : Radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión.

$$r : \frac{18.76}{\quad} \text{ cm}$$

Los elementos a compresión deben diseñarse para la fuerza axial mayorada P_u y para el momento magnificado por los efectos de curvatura del elemento, M_c (Artículo 10.10.6):

$$P_u : \frac{33.246}{\quad} \text{ t}$$

$$M_c : \frac{35.022}{\quad} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

$$M_2 : \frac{33.905}{\quad} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Siendo:

$$M_{2,\min} : \frac{1.147}{\quad} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$h: \text{ Altura de un elemento.} \quad h : \frac{650.00}{\quad} \text{ mm}$$

$$d_{ns} : \frac{1.033}{\quad}$$

Siendo:

$$P_c : \frac{1390.361}{\quad} \text{ t}$$

Donde:

E_c : Módulo de elasticidad del concreto.

$$E_c : \frac{262578.00}{\quad} \text{ kp/cm}^2$$

I_g : Momento de inercia de la sección bruta del elemento con respecto al eje que pasa por el centroide, sin tener en cuenta el refuerzo.

$$I_g : \frac{1601979.17}{\quad} \text{ cm}^4$$

kl_u : Longitud efectiva.

$$kl_u : \frac{8.640}{\quad} \text{ m}$$

Comprobación de resistencia axial de diseño

La fuerza axial mayorada P_u de elementos en compresión no debe tomarse mayor que $f \cdot P_{n,\max}$ (Artículo 10.3.6).

$$f \cdot P_{n,\max} : \frac{743.116}{\quad} \text{ t}$$

Siendo:

f'_c : Resistencia específica a compresión del hormigón.

$$f'_c : \frac{300.00}{\quad} \text{ kp/cm}^2$$

| | | |
|---|------------------|--------------------|
| f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. | f_y : 4200.00 | kp/cm ² |
| A_g : Área total de la sección de hormigón. | A_g : 4550.00 | cm ² |
| A_{st} : Área total de refuerzo longitudinal no preesforzado. | A_{st} : 68.14 | cm ² |

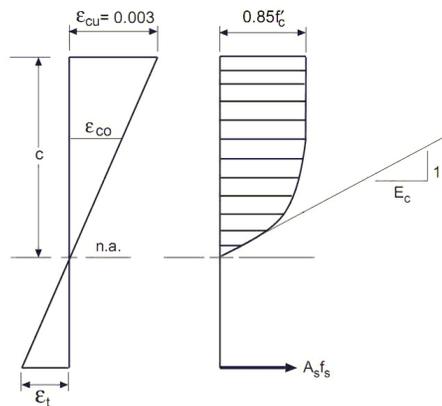
Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 10.2):

- (a) El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.
- (b) Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.
- (c) La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.
- (d) El esfuerzo en el refuerzo cuando sea menor que f_y debe tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias mayores que las correspondientes a f_y , el esfuerzo se considera independiente de la deformación unitaria e igual a f_y .

- (e) La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.
- (f) La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que dé origen a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos.

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



f'_c : Resistencia específica a compresión del hormigón.

$f'_c : 300.00 \text{ kp/cm}^2$

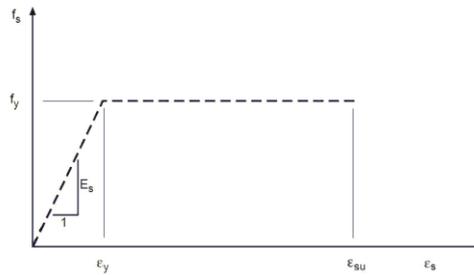
ϵ_{cu} : Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión.

$\epsilon_{cu} : 0.0030$

e_{c0} : Deformación unitaria bajo carga máxima.

$e_{c0} : 0.0020$

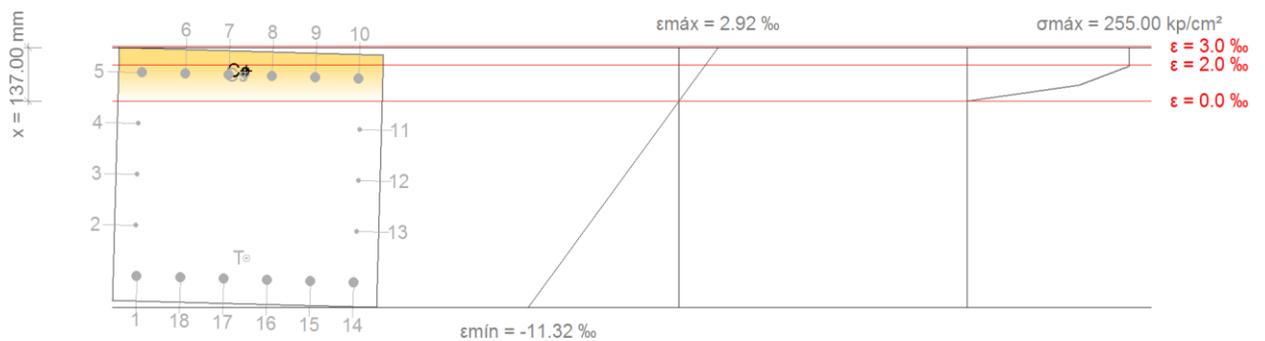
Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

$f_y : 4200.00 \text{ kp/cm}^2$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



| Barra | Designación | Coord. X (mm) | Coord. Y (mm) | f_s (kp/cm²) | ε |
|--------------|--------------------|--------------------------|--------------------------|--|-----------|
| 1 | Ø25 | -262.50 | 287.50 | -4200.00 | -0.009622 |
| 2 | Ø14 | -131.25 | 293.00 | -4200.00 | -0.006826 |
| 3 | Ø14 | 0.00 | 293.00 | -4200.00 | -0.004032 |
| 4 | Ø14 | 131.25 | 293.00 | -2526.87 | -0.001239 |
| 5 | Ø25 | 262.50 | 287.50 | +3161.92 | +0.001551 |
| 6 | Ø25 | 262.50 | 172.50 | +3028.08 | +0.001485 |
| 7 | Ø25 | 262.50 | 57.50 | +2894.24 | +0.001419 |
| 8 | Ø25 | 262.50 | -57.50 | +2760.40 | +0.001354 |
| 9 | Ø25 | 262.50 | -172.50 | +2626.57 | +0.001288 |
| 10 | Ø25 | 262.50 | -287.50 | +2492.73 | +0.001223 |
| 11 | Ø14 | 131.25 | -293.00 | -3208.87 | -0.001574 |
| 12 | Ø14 | 0.00 | -293.00 | -4200.00 | -0.004367 |
| 13 | Ø14 | -131.25 | -293.00 | -4200.00 | -0.007160 |
| 14 | Ø25 | -262.50 | -287.50 | -4200.00 | -0.009950 |
| 15 | Ø25 | -262.50 | -172.50 | -4200.00 | -0.009884 |
| 16 | Ø25 | -262.50 | -57.50 | -4200.00 | -0.009819 |
| 17 | Ø25 | -262.50 | 57.50 | -4200.00 | -0.009753 |
| 18 | Ø25 | -262.50 | 172.50 | -4200.00 | -0.009687 |

| | Resultante (t) | e.x (mm) | e.y (mm) |
|----|---------------------------------|---------------------------|---------------------------|
| Cc | 171.951 | 274.14 | 11.37 |
| Cs | 83.276 | 262.50 | 15.88 |
| T | 158.389 | -208.42 | -1.94 |

$$P_n : 96.838 \text{ t}$$

$$M_{n,x} : 3.585 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{n,y} : 102.009 \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : 171.951 \text{ t}$$

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : 83.276 \text{ t}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : 158.389 \text{ t}$$

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : 274.14 \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : 11.37 \text{ mm}$$

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : 262.50 \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : 15.88 \text{ mm}$$

e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{T,x} : -208.42 \text{ mm}$$

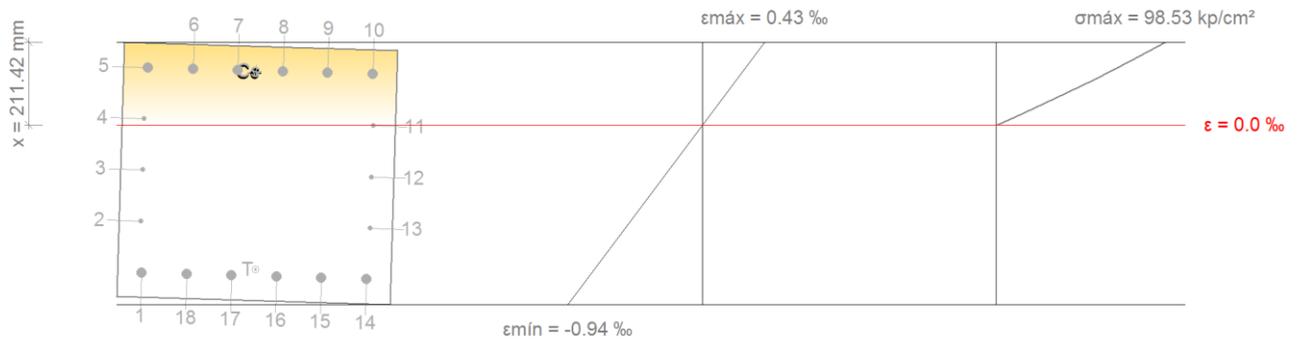
$$e_{T,y} : -1.94 \text{ mm}$$

e_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$e_{cmax} : 0.0029$$

e_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada. $e_{smax} : 0.0100$
 s_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón. $s_{cmax} : 255.00 \text{ kp/cm}^2$
 s_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada. $s_{smax} : 4200.00 \text{ kp/cm}^2$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



| Barra | Designación | Coord. X (mm) | Coord. Y (mm) | f_s (kp/cm ²) | ϵ |
|-------|-------------|------------------|------------------|--------------------------------|------------|
| 1 | Ø25 | -262.50 | 287.50 | -1578.67 | -0.000774 |
| 2 | Ø14 | -131.25 | 293.00 | -1029.69 | -0.000505 |
| 3 | Ø14 | 0.00 | 293.00 | -481.42 | -0.000236 |
| 4 | Ø14 | 131.25 | 293.00 | +66.84 | +0.000033 |
| 5 | Ø25 | 262.50 | 287.50 | +614.40 | +0.000301 |
| 6 | Ø25 | 262.50 | 172.50 | +599.50 | +0.000294 |
| 7 | Ø25 | 262.50 | 57.50 | +584.60 | +0.000287 |
| 8 | Ø25 | 262.50 | -57.50 | +569.71 | +0.000279 |
| 9 | Ø25 | 262.50 | -172.50 | +554.81 | +0.000272 |
| 10 | Ø25 | 262.50 | -287.50 | +539.91 | +0.000265 |

| Barra | Designación | Coord. X (mm) | Coord. Y (mm) | f_s (kp/cm ²) | ε |
|-------|-------------|------------------|------------------|--------------------------------|---------------|
| 11 | Ø14 | 131.25 | -293.00 | -9.07 | -0.000004 |
| 12 | Ø14 | 0.00 | -293.00 | -557.34 | -0.000273 |
| 13 | Ø14 | -131.25 | -293.00 | -1105.60 | -0.000542 |
| 14 | Ø25 | -262.50 | -287.50 | -1653.16 | -0.000811 |
| 15 | Ø25 | -262.50 | -172.50 | -1638.26 | -0.000803 |
| 16 | Ø25 | -262.50 | -57.50 | -1623.36 | -0.000796 |
| 17 | Ø25 | -262.50 | 57.50 | -1608.46 | -0.000789 |
| 18 | Ø25 | -262.50 | 172.50 | -1593.57 | -0.000782 |

| | Resultante (t) | e.x (mm) | e.y (mm) |
|----|-------------------|-------------|-------------|
| Cc | 68.638 | 256.75 | 12.15 |
| Cs | 17.102 | 261.71 | 10.37 |
| T | 52.494 | -246.18 | -4.19 |

P_u : 33.246 t

$M_{c,x}$: 1.231 t·m

$M_{c,y}$: 35.022 t·m

Donde:

| | |
|---|---|
| C_c : Resultante de compresiones en el hormigón. | $C_c : 68.638 \text{ t}$ |
| C_s : Resultante de compresiones en el acero. | $C_s : 17.102 \text{ t}$ |
| T : Resultante de tracciones en el acero. | $T : 52.494 \text{ t}$ |
| e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y. | $e_{cc,x} : 256.75 \text{ mm}$ $e_{cc,y} : 12.15 \text{ mm}$ |
| e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. | $e_{cs,x} : 261.71 \text{ mm}$ $e_{cs,y} : 10.37 \text{ mm}$ |
| e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. | $e_{T,x} : -246.18 \text{ mm}$ $e_{T,y} : -4.19 \text{ mm}$ |
| e_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón. | $e_{cmax} : 0.0004$ |
| e_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada. | $e_{smax} : 0.0008$ |
| s_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón. | $s_{cmax} : 98.53 \text{ kp/cm}^2$ |
| s_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada. | $s_{smax} : 1653.16 \text{ kp/cm}^2$ |

Criterios de diseño por sismo (ACI 318M-11, Artículo 21)

La comprobación no procede

Criterios de diseño por sismo (NEC-14)

La comprobación no procede

Resistencia mínima a flexión de columnas. (ACI 318M-11)

En esta zona no son aplicables las comprobaciones de diseño por capacidad.



Cortante de diseño para columnas. (ACI 318M-11)

En esta zona no son aplicables las comprobaciones de diseño por capacidad.



Diseño del refuerzo principal en columnas (NEC-14)

En esta zona no son aplicables las comprobaciones de diseño por capacidad.



Resistencia a cortante de elementos en flexocompresión, 5.2.2 (NEC-14)

En esta zona no son aplicables las comprobaciones de diseño por capacidad.



Anexo 2 Modelo de cálculo estructural en CYPECAD de una viga. viga de los descansos de las Escaleras.

1.- DESCRIPCIÓN

| DATOS DE LA VIGA EMPLEADA EN DESCANSOS DE LAS ESCALERAS | |
|---|--|
| | Geometría |
| | Dimensiones : 0.3x0.3 |
| | Luz libre : 1.7 m |
| | Recubrimiento geométrico superior : 4.0 cm |
| | Recubrimiento geométrico inferior : 4.0 cm |
| | Recubrimiento geométrico lateral : 4.0 cm |
| | Materiales |
| | Hormigón : $f'c=300$ |
| | Armadura longitudinal : Grado 60 (Latinoamérica) |
| | Armadura transversal : Grado 60 (Latinoamérica) |

3.- COMPROBACIONES DE RESISTENCIA

V-303: A5 - B5

Disposiciones relativas a las armaduras (ACI 318M-11, Artículos 7.6 y 7.10)

Armadura longitudinal

La distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa no debe ser inferior a $s_{l,min}$ (Artículo 7.6.1):

82 mm ³ 40 mm ✓

Donde:

$s_{l,min}$: Valor máximo de s_1 , s_2 , s_3 .

$s_{l,min}$: 40 mm

s_1 : 12 mm

s_2 : 25 mm

s_3 : 40 mm

Siendo:

d_b : Diámetro de la barra más gruesa.

d_b : 12.0 mm

d_{ag} : Tamaño máximo nominal del agregado grueso.

d_{ag} : 30 mm

Armadura mínima y máxima (ACI 318M-11, Artículos 10.5.1, 10.5.2, 10.5.3 y 10.9.1)

Flexión positiva alrededor del eje X:

El área de refuerzo longitudinal a tracción, A_s , no debe ser menor que $A_{s,min}$ (Artículos 10.5.1 y 10.5.3):

$$3.39 \text{ cm}^2 \geq 2.49 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

$A_{s,min}$: Valor máximo de A_{s1} , A_{s2} .

$$A_{s,min} : \quad \underline{2.49} \quad \text{cm}^2$$

$$A_{s1} : \quad \underline{2.41} \quad \text{cm}^2$$

$$A_{s2} : \quad \underline{2.49} \quad \text{cm}^2$$

Siendo:

f'_c : Resistencia específica a compresión del hormigón.

$$f'_c : \quad \underline{300.00} \quad \text{kp/cm}^2$$

f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

$$f_y : \quad \underline{4200.00} \quad \text{kp/cm}^2$$

b_w : Ancho del alma.

$$b_w : \quad \underline{300} \quad \text{mm}$$

d: Canto útil de la sección.

$$\mathbf{d} : \frac{244}{\quad} \text{ mm}$$

Flexión negativa alrededor del eje X:

El área de refuerzo longitudinal a tracción, A_s , no debe ser menor que $A_{s,\min}$ (Artículos 10.5.1 y 10.5.3):

$$3.39 \text{ cm}^2 \geq 2.49 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

$A_{s,\min}$: Valor máximo de A_{s1} , A_{s2} .

$$\mathbf{A_{s,\min}} : \frac{2.49}{\quad} \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{A_{s1}} : \frac{2.41}{\quad} \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{A_{s2}} : \frac{2.49}{\quad} \text{ cm}^2$$

Siendo:

f'_c : Resistencia específica a compresión del hormigón.

$$\mathbf{f'_c} : \frac{300.00}{\quad} \text{ kp/cm}^2$$

f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

$$\mathbf{f_y} : \frac{4200.00}{\quad} \text{ kp/cm}^2$$

b_w : Ancho del alma.

$$\mathbf{b_w} : \frac{300}{\quad} \text{ mm}$$

d: Canto útil de la sección.

$$\mathbf{d} : \frac{244}{\quad} \text{ mm}$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (ACI 318M-11, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

$$h : \frac{0.072}{\quad} \checkmark$$

Donde:

$$V_{u,y}: \text{Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.} \quad V_{u,y} : \frac{1.816}{\quad} \text{ t}$$

$$f \cdot V_{n,y}: \text{Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.} \quad f \cdot V_{n,y} : \frac{25.278}{\quad} \text{ t}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.000 m', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n : \underline{33.703 \text{ t}}$$

Resistencia al cortante proporcionada por el
concreto en elementos no preesforzados
sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

$$V_c : \underline{6.888 \text{ t}}$$

([MPa] f'_c)

Sin embargo, V_c no debe tomarse mayor
que:

$$V_c : \underline{11.739 \text{ t}}$$

([MPa] N_u/A_g y f'_c)

Donde:

f'_c : Resistencia específica a
compresión del hormigón.

$$f'_c : \underline{300.00 \text{ kp/cm}^2}$$

$$r_w : \underline{0.005}$$

Siendo:

A_s: Área de refuerzo

longitudinal no preesforzado a tracción.

$$\underline{A_s : 3.39 \text{ cm}^2}$$

b_w: Ancho del alma, o

diámetro de la sección

circular.

$$\underline{b_w : 300 \text{ mm}}$$

d: Distancia desde la fibra

extrema en compresión hasta

el centroide del refuerzo

longitudinal en tracción.

$$\underline{d : 244 \text{ mm}}$$

$$\underline{M_m : 0.634 \text{ t}\cdot\text{m}}$$

Donde:

M_u: Momento mayorado en la

sección.

$$\underline{M_u : 0.634 \text{ t}\cdot\text{m}}$$

N_u: Carga axial mayorada

normal a la sección

transversal.

$$\underline{N_u : 0.000 \text{ t}}$$

h: Altura de un elemento.

$$\underline{h : 300.00 \text{ mm}}$$

A_g: Área total de la sección de

hormigón.

$$\underline{A_g : 900.00 \text{ cm}^2}$$

Resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante (Artículo 11.4.7):

$$V_s : \underline{26.816} \text{ t}$$

V_s no debe considerarse mayor que (Artículo 11.4.7.9):

$$V_s : \underline{26.986} \text{ t}$$

([MPa] f'_c)

Donde:

A_v : Área de refuerzo de cortante con un espaciamiento s .

$$A_v : \underline{1.57} \text{ cm}^2$$

f_{yt} : Resistencia específica a la fluencia f_{yt} del refuerzo transversal.

$$f_{yt} : \underline{4200.00} \text{ kp/cm}^2$$

d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$$d : \underline{244} \text{ mm}$$

s : Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

$$s : \underline{60} \text{ mm}$$

f'_c : Resistencia específica a compresión del hormigón.

$$f'_c : \underline{300.00} \text{ kp/cm}^2$$

b_w : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$b_w : \underline{300} \text{ mm}$$

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

El espaciamiento del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe exceder s_{max} (Artículo 11.4.5):

60 mm ≤ 125 mm ✓

Donde:

s_{max} : Valor mínimo de s_1 , s_2 .

$s_{max} : \underline{125} \text{ mm}$

$s_1 : \underline{125} \text{ mm}$

$s_2 : \underline{600} \text{ mm}$

Siendo:

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

d : $\underline{244} \text{ mm}$

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

Debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante, $A_{v,min}$, en todo elemento de concreto reforzado sometido a flexión (preesforzado y no preesforzado) (Artículo 11.4.6):

$$1.57 \text{ cm}^2 \geq 0.15 \text{ cm}^2 \checkmark$$

Donde:

$$A_{v,min} : \frac{0.15}{\text{cm}^2}$$

([MPa] f'_c y f_{yt})

Pero no debe ser menor a:

$$A_{v,min} : \frac{0.15}{\text{cm}^2}$$

([MPa] f_{yt})

Siendo:

f'_c : Resistencia específica a compresión del hormigón.

$$f'_c : \underline{300.00} \text{ kp/cm}^2$$

b_w : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$b_w : \underline{300} \text{ mm}$$

s : Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

$$s : \underline{60} \text{ mm}$$

f_{yt} : Resistencia específica a la fluencia f_{yt} del refuerzo transversal.

$$f_{yt} : \underline{4200.00} \text{ kp/cm}^2$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas) (ACI 318M-11, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

$$h : \underline{0.144} \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{u,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{u,y} : \underline{2.901} \text{ t}$$

$f \cdot V_{n,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por
tracción en el alma.

$$f \cdot V_{n,y} : \underline{20.112 \text{ t}}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.000 m', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa-SY".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n : \underline{26.816 \text{ t}}$$

El refuerzo transversal en la longitud l_o debe diseñarse para resistir el cortante suponiendo $V_c = 0$ cuando la fuerza axial de compresión mayorada, P_u , incluyendo el efecto sísmico es menor que $A_g f_c' / 20$.

$$V_c : \underline{0.000 \text{ t}}$$

Resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante (Artículo 11.4.7):

$$V_s : \underline{26.816} \text{ t}$$

V_s no debe considerarse mayor que (Artículo 11.4.7.9):

$$V_s : \underline{26.986} \text{ t}$$

([MPa] f'_c)

Donde:

A_v : Área de refuerzo de cortante con un espaciamiento s .

$$A_v : \underline{1.57} \text{ cm}^2$$

f_{yt} : Resistencia específica a la fluencia f_{yt} del refuerzo transversal.

$$f_{yt} : \underline{4200.00} \text{ kp/cm}^2$$

d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$$d : \underline{244} \text{ mm}$$

s : Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

$$s : \underline{60} \text{ mm}$$

f'_c : Resistencia específica a compresión del hormigón.

$$f'_c : \underline{300.00} \text{ kp/cm}^2$$

b_w : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$b_w : \underline{300} \text{ mm}$$

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

El espaciamiento del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe exceder s_{max} (Artículo 11.4.5):

60 mm ≤ 125 mm ✓

Donde:

s_{max} : Valor mínimo de s_1 , s_2 .

$s_{max} : \underline{125} \text{ mm}$

$s_1 : \underline{125} \text{ mm}$

$s_2 : \underline{600} \text{ mm}$

Siendo:

d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$d : \underline{244} \text{ mm}$

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

Debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante, $A_{v,min}$, en todo elemento de concreto reforzado sometido a flexión (preesforzado y no preesforzado) (Artículo 11.4.6):

$$1.57 \text{ cm}^2 \geq 0.15 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

$$A_{v,min} : \frac{0.15}{\quad} \text{ cm}^2$$

([MPa] f'_c y f_{yt})

Pero no debe ser menor a:

$$A_{v,min} : \frac{0.15}{\quad} \text{ cm}^2$$

([MPa] f_{yt})

Siendo:

f'_c : Resistencia específica a compresión del hormigón.

$$f'_c : \frac{300.00}{\quad} \text{ kp/cm}^2$$

b_w : Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$$b_w : \frac{300}{\quad} \text{ mm}$$

s: Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

$s : 60 \text{ mm}$

f_{yt} : Resistencia específica a la fluencia f_{yt} del refuerzo transversal.

$f_{yt} : 4200.00 \text{ kp/cm}^2$

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas) (ACI 318M-11, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.725 m', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos máximos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$h : 0.398 \checkmark$

Comprobación de resistencia de la sección (h_1)

P_u, M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u : Esfuerzo normal de cálculo.

$P_u : 0.000 \text{ t}$

M_u : Momento de cálculo de primer orden.

$$\overline{M_{u,x}} : 1.251 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$\overline{M_{u,y}} : 0.000 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$f\cdot P_n, f\cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$f\cdot P_n$: Axil de agotamiento.

$$\overline{f\cdot P_n} : 0.000 \text{ t}$$

$f\cdot M_n$: Momentos de agotamiento.

$$\overline{f\cdot M_{n,x}} : 3.146 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$\overline{f\cdot M_{n,y}} : 0.000 \text{ t}\cdot\text{m}$$

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 10.2):

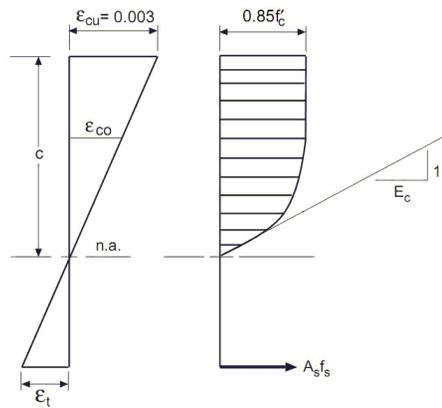
- (a) El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.
- (b) Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.
- (c) La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.

- (d) El esfuerzo en el refuerzo cuando sea menor que f_y debe tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias mayores que las correspondientes a f_y , el esfuerzo se considera independiente de la deformación unitaria e igual a f_y .

- (e) La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.

- (f) La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que dé origen a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos.

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



f'_c : Resistencia específica a compresión del hormigón.

$f'_c : 300.00 \text{ kp/cm}^2$

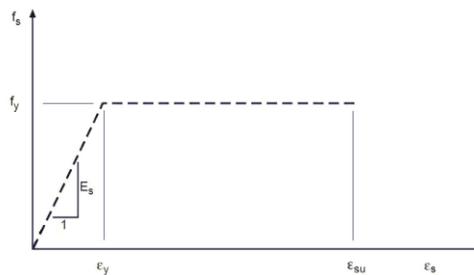
e_{cu} : Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión.

$e_{cu} : 0.0030$

e_{c0} : Deformación unitaria bajo carga máxima.

$e_{c0} : 0.0020$

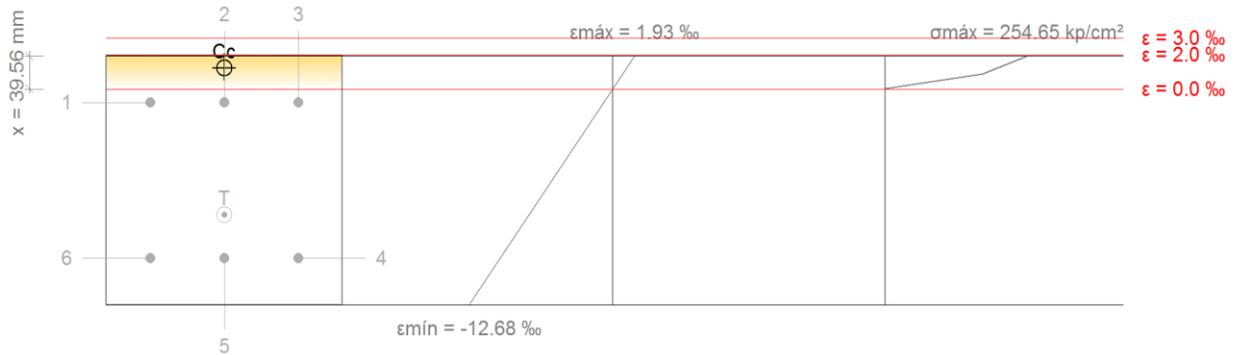
Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



f_y : Resistencia especificada a la fluencia del
refuerzo.

$f_y : 4200.00 \text{ kp/cm}^2$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



| Barra | Designación | Coord. X (mm) | Coord. Y (mm) | f_s (kp/cm ²) | ϵ |
|-------|-------------|------------------|------------------|--------------------------------|------------|
| 1 | Ø12 | -94.00 | 94.00 | -1631.37 | -0.000800 |
| 2 | Ø12 | 0.00 | 94.00 | -1631.37 | -0.000800 |
| 3 | Ø12 | 94.00 | 94.00 | -1631.37 | -0.000800 |
| 4 | Ø12 | 94.00 | -94.00 | -4200.00 | -0.009950 |
| 5 | Ø12 | 0.00 | -94.00 | -4200.00 | -0.009950 |
| 6 | Ø12 | -94.00 | -94.00 | -4200.00 | -0.009950 |

| | Resultante (t) | e.x (mm) | e.y (mm) |
|----|---------------------------------|---------------------------|---------------------------|
| Cc | 19.786 | 0.00 | 135.26 |
| Cs | 0.000 | 0.00 | 0.00 |
| T | 19.786 | 0.00 | -41.41 |

$$P_n : 0.000 \text{ t}$$

$$M_{n,x} : 3.495 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{n,y} : 0.000 \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : 19.786 \text{ t}$$

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : 0.000 \text{ t}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : 19.786 \text{ t}$$

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : 0.00 \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : 135.26 \text{ mm}$$

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs} : 0.00 \text{ mm}$$

e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{T,x} : 0.00 \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : -41.41 \text{ mm}$$

ϵ_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

$$\epsilon_{cmax} : 0.0019$$

ϵ_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada.

$$\epsilon_{smax} : 0.0099$$

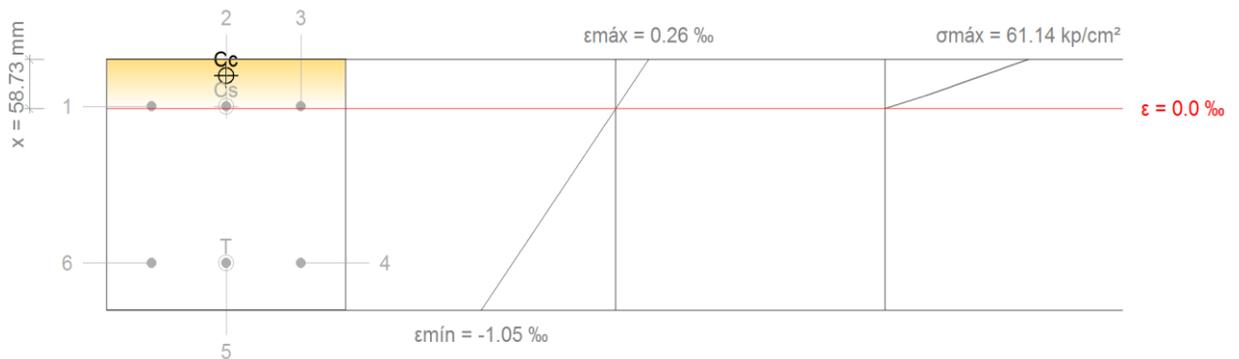
σ_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$\sigma_{cmax} : 254.65 \text{ kp/cm}^2$$

σ_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$\sigma_{smax} : 4200.00 \text{ kp/cm}^2$$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo p_simos:



| Barra | Designación | Coord. X (mm) | Coord. Y (mm) | f_s (kp/cm ²) | ϵ |
|-------|-------------|------------------|------------------|--------------------------------|------------|
| 1 | Ø12 | -94.00 | 94.00 | +24.26 | +0.000012 |
| 2 | Ø12 | 0.00 | 94.00 | +24.26 | +0.000012 |
| 3 | Ø12 | 94.00 | 94.00 | +24.26 | +0.000012 |
| 4 | Ø12 | 94.00 | -94.00 | -1647.87 | -0.000808 |
| 5 | Ø12 | 0.00 | -94.00 | -1647.87 | -0.000808 |
| 6 | Ø12 | -94.00 | -94.00 | -1647.87 | -0.000808 |

| | Resultante | e.x | e.y |
|----|-------------------|-------------|-------------|
| | (t) | (mm) | (mm) |
| Cc | 5.509 | 0.00 | 130.21 |
| Cs | 0.082 | 0.00 | 94.00 |
| T | 5.591 | 0.00 | -94.00 |

$$P_u : 0.000 \text{ t}$$

$$M_{u,x} : 1.251 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} : 0.000 \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

$$C_c : 5.509 \text{ t}$$

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

$$C_s : 0.082 \text{ t}$$

T: Resultante de tracciones en el acero.

$$T : 5.591 \text{ t}$$

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cc,x} : 0.00 \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : 130.21 \text{ mm}$$

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{cs,x} : 0.00 \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : 94.00 \text{ mm}$$

e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

$$e_{T,x} : 0.00 \text{ mm}$$

$$e_{T,y} : -94.00 \text{ mm}$$

| | |
|---|--------------------------------------|
| ϵ_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón. | $\epsilon_{cmax} : 0.0003$ |
| ϵ_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada. | $\epsilon_{smax} : 0.0008$ |
| s_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón. | $s_{cmax} : 61.14 \text{ kp/cm}^2$ |
| s_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada. | $s_{smax} : 1647.87 \text{ kp/cm}^2$ |

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones sísmicas) (ACI 318M-11, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'A5', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos máximos en situaciones sísmicas".

Se debe satisfacer:

$$h : 0.418 \checkmark$$

Comprobación de resistencia de la sección (h_1)

P_u, M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

| | |
|---|--|
| P_u : Esfuerzo normal de cálculo. | $P_u : 0.000 \text{ t}$ |
| M_u : Momento de cálculo de primer orden. | $M_{u,x} : 1.316 \text{ t}\cdot\text{m}$ |

$$\overline{\mathbf{M}_{u,y}} : 0.000 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$f\cdot P_n, f\cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$f\cdot P_n$: Axil de agotamiento.

$$\overline{f\cdot P_n} : 0.000 \text{ t}$$

$f\cdot M_n$: Momentos de agotamiento.

$$\overline{f\cdot M_{n,x}} : 3.146 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$\overline{f\cdot M_{n,y}} : 0.000 \text{ t}\cdot\text{m}$$

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 10.2):

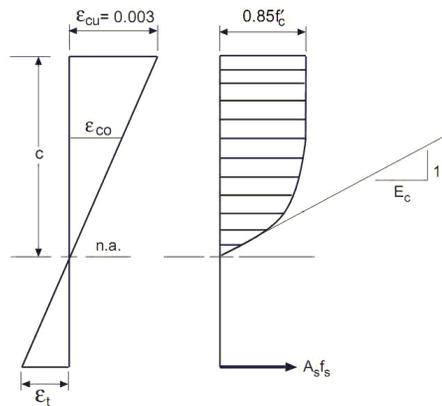
- (a) El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.
- (b) Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.
- (c) La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.

- (d) El esfuerzo en el refuerzo cuando sea menor que f_y debe tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias mayores que las correspondientes a f_y , el esfuerzo se considera independiente de la deformación unitaria e igual a f_y .

- (e) La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.

- (f) La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que dé origen a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos.

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



f'_c : Resistencia específica a compresión del hormigón.

$f'_c : 300.00 \text{ kp/cm}^2$

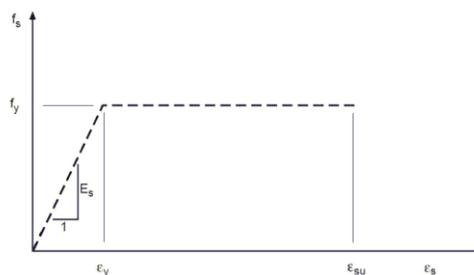
ϵ_{cu} : Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión.

$\epsilon_{cu} : 0.0030$

ϵ_{c0} : Deformación unitaria bajo carga máxima.

$\epsilon_{c0} : 0.0020$

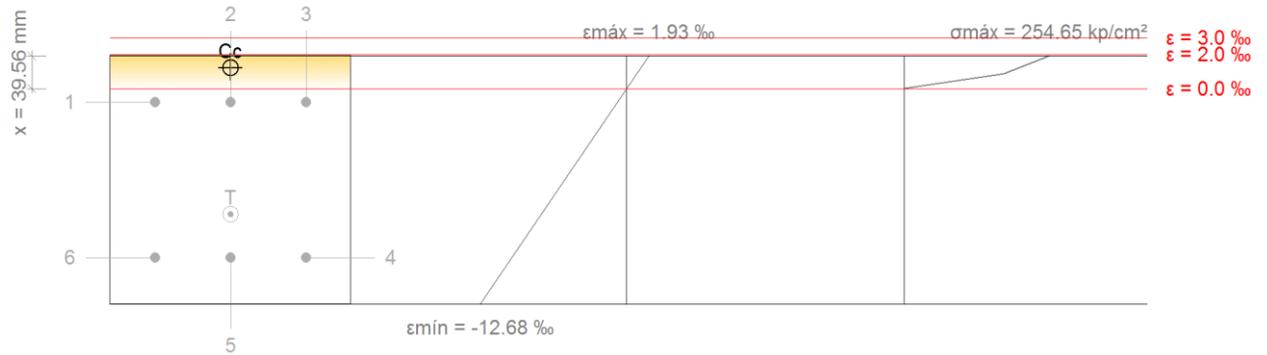
Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

$f_y : 4200.00 \text{ kp/cm}^2$

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



| Barra | Designación | Coord. X (mm) | Coord. Y (mm) | f_s (kp/cm ²) | ϵ |
|-------|-------------|------------------|------------------|--------------------------------|------------|
| 1 | Ø12 | -94.00 | 94.00 | -1631.37 | -0.000800 |
| 2 | Ø12 | 0.00 | 94.00 | -1631.37 | -0.000800 |
| 3 | Ø12 | 94.00 | 94.00 | -1631.37 | -0.000800 |
| 4 | Ø12 | 94.00 | -94.00 | -4200.00 | -0.009950 |
| 5 | Ø12 | 0.00 | -94.00 | -4200.00 | -0.009950 |
| 6 | Ø12 | -94.00 | -94.00 | -4200.00 | -0.009950 |

| | Resultante (t) | e.x (mm) | e.y (mm) |
|----|-------------------|-------------|-------------|
| Cc | 19.786 | 0.00 | 135.26 |
| Cs | 0.000 | 0.00 | 0.00 |
| T | 19.786 | 0.00 | -41.41 |

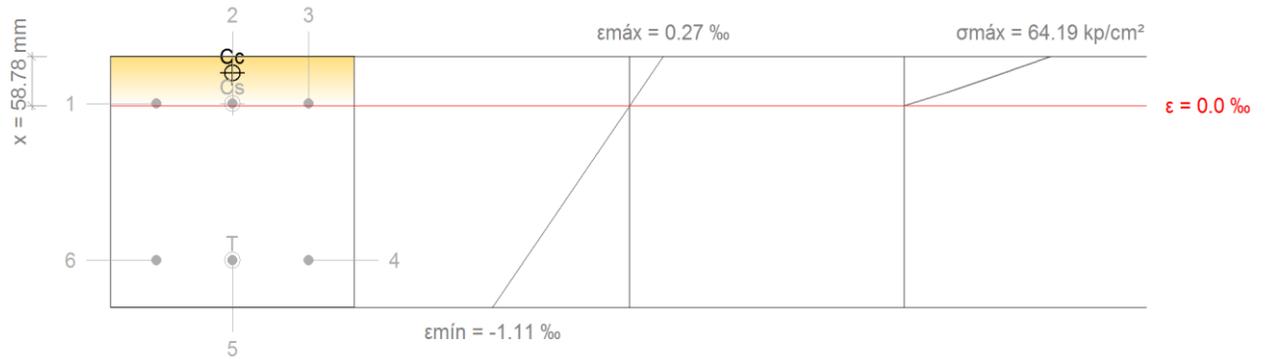
$$P_n : 0.000 \text{ t}$$

$$M_{n,x} : 3.495 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{n,y} : 0.000 \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

| | |
|---|--------------------------------------|
| C_c : Resultante de compresiones en el hormigón. | $C_c : 19.786 \text{ t}$ |
| C_s : Resultante de compresiones en el acero. | $C_s : 0.000 \text{ t}$ |
| T : Resultante de tracciones en el acero. | $T : 19.786 \text{ t}$ |
| e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y. | $e_{cc,x} : 0.00 \text{ mm}$ |
| | $e_{cc,y} : 135.26 \text{ mm}$ |
| e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. | $e_{cs} : 0.00 \text{ mm}$ |
| e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. | $e_{T,x} : 0.00 \text{ mm}$ |
| | $e_{T,y} : -41.41 \text{ mm}$ |
| e_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón. | $e_{cmax} : 0.0019$ |
| e_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada. | $e_{smax} : 0.0099$ |
| s_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón. | $s_{cmax} : 254.65 \text{ kp/cm}^2$ |
| s_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada. | $s_{smax} : 4200.00 \text{ kp/cm}^2$ |

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo p_simos:

| Barra | Designación | Coord. X (mm) | Coord. Y (mm) | f _s (kp/cm ²) | ε |
|-------|-------------|------------------|------------------|---|-----------|
| 1 | Ø12 | -94.00 | 94.00 | +26.04 | +0.000013 |
| 2 | Ø12 | 0.00 | 94.00 | +26.04 | +0.000013 |
| 3 | Ø12 | 94.00 | 94.00 | +26.04 | +0.000013 |
| 4 | Ø12 | 94.00 | -94.00 | -1734.30 | -0.000851 |
| 5 | Ø12 | 0.00 | -94.00 | -1734.30 | -0.000851 |
| 6 | Ø12 | -94.00 | -94.00 | -1734.30 | -0.000851 |

| | Resultante (t) | e.x (mm) | e.y (mm) |
|----|-------------------|-------------|-------------|
| Cc | 5.796 | 0.00 | 130.18 |
| Cs | 0.088 | 0.00 | 94.00 |
| T | 5.884 | 0.00 | -94.00 |

$$P_u : 0.000 \text{ t}$$

$$M_{u,x} : 1.316 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{u,y} : 0.000 \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

| | |
|---|--------------------------------------|
| C_c : Resultante de compresiones en el hormigón. | $C_c : 5.796 \text{ t}$ |
| C_s : Resultante de compresiones en el acero. | $C_s : 0.088 \text{ t}$ |
| T : Resultante de tracciones en el acero. | $T : 5.884 \text{ t}$ |
| e_{cc} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y. | $e_{cc,x} : 0.00 \text{ mm}$ |
| | $e_{cc,y} : 130.18 \text{ mm}$ |
| e_{cs} : Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. | $e_{cs,x} : 0.00 \text{ mm}$ |
| | $e_{cs,y} : 94.00 \text{ mm}$ |
| e_T : Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. | $e_{T,x} : 0.00 \text{ mm}$ |
| | $e_{T,y} : -94.00 \text{ mm}$ |
| e_{cmax} : Deformación de la fibra más comprimida de hormigón. | $e_{cmax} : 0.0003$ |
| e_{smax} : Deformación de la barra de acero más traccionada. | $e_{smax} : 0.0009$ |
| s_{cmax} : Tensión de la fibra más comprimida de hormigón. | $s_{cmax} : 64.19 \text{ kp/cm}^2$ |
| s_{smax} : Tensión de la barra de acero más traccionada. | $s_{smax} : 1734.30 \text{ kp/cm}^2$ |

Criterios de diseño por sismo (ACI 318M-11, Artículo 21)

La luz libre del elemento no debe ser menor que cuatro veces su altura útil (Artículo 21.5.1.2).

1700 mm ³ 976 mm ✓

Donde:

l_n : Luz libre del elemento. **l_n** : 1700 mm

d : Altura útil. **d** : 244 mm

El ancho del elemento no debe ser menor que $b_{w,min}$ (Artículo 21.5.1.3).

300 mm ³ 90 mm ✓

Donde:

b_w : Ancho del elemento. **b_w** : 300 mm

$b_{w,min}$: Valor mínimo de b_1 , b_2 . **$b_{w,min}$** : 90 mm

Siendo:

$$b_1 : 250 \text{ mm}$$

$$b_2 : 90 \text{ mm}$$

Donde:

$$h: \text{Altura del elemento.} \quad h : 300 \text{ mm}$$

El ancho del elemento no debe exceder el ancho del elemento de apoyo más una distancia a cada lado del elemento de apoyo a_{\min} (Artículo 21.5.1.4).

$$300 \text{ mm} \leq 525 \text{ mm} \checkmark$$

Donde:

$$b_w: \text{Ancho del elemento.} \quad b_w : 300 \text{ mm}$$

$$c_2: \text{Ancho del elemento de apoyo.} \quad c_2 : 300 \text{ mm}$$

$$a_{\min}: \text{Valor mínimo de } a_1, a_2. \quad a_{\min} : 225 \text{ mm}$$

$$a_1 : 300 \text{ mm}$$

$$a_2 : 225 \text{ mm}$$

Siendo:

$$c_1: \text{Dimensión total del elemento de apoyo. } c_1 : 300 \text{ mm}$$

En cualquier sección de un elemento a flexión, para el refuerzo tanto superior como inferior, el área de refuerzo no debe ser menor que A_{\min} (Artículo 21.5.2.1).

$$339.30 \text{ mm}^2 \geq 248.73 \text{ mm}^2 \checkmark$$

Donde:

$$A_b: \text{Área de la armadura de refuerzo superior. } A_b : 339.30 \text{ mm}^2$$

$$A_{\min} : 248.73 \text{ mm}^2$$

Donde:

$$b_w: \text{Ancho del elemento. } b_w : 300 \text{ mm}$$

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$$d : 244 \text{ mm}$$

f_y : Resistencia especificada a la fluencia del
refuerzo.

$$f_y : 412.02 \text{ MPa}$$

En cualquier sección de un elemento a flexión, para el refuerzo tanto superior como inferior, el área de refuerzo no debe ser menor que A_{\min} (Artículo 21.5.2.1).

$$339.30 \text{ mm}^2 \geq 248.73 \text{ mm}^2 \checkmark$$

Donde:

A_b : Area de la armadura de refuerzo inferior.

$$A_b : 339.30 \text{ mm}^2$$

$$A_{\min} : 248.73 \text{ mm}^2$$

Donde:

b_w : Ancho del elemento.

$$b_w : 300 \text{ mm}$$

d : Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$$d : 244 \text{ mm}$$

f_y : Resistencia especificada a la fluencia del
refuerzo.

$$f_y : 412.02 \text{ MPa}$$

En cualquier sección de un elemento a flexión, para el refuerzo tanto superior como inferior, la cuantía de refuerzo no debe exceder 0,025 (Artículo 21.5.2.1).

0.004 £ 0.025 ✓

En cualquier sección de un elemento a flexión, para el refuerzo tanto superior como inferior, la cuantía de refuerzo no debe exceder 0,025 (Artículo 21.5.2.1).

0.004 £ 0.025 ✓

Al menos dos barras deben disponerse en forma continua, tanto en la parte superior como en la inferior (Artículo 21.5.2.1).

3 3 2 ✓

El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder de s_{max} (Artículo 21.5.3.2).

60 mm £ 65 mm ✓

Donde:

s_{max} : Valor mínimo de s_1 , s_2 , s_3 .

s_{max} : 65 mm

s_1 : 65 mm

s_2 : 75 mm

$$s_3 : 150 \text{ mm}$$

Siendo:

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$$d : 244 \text{ mm}$$

F_{min}: Diámetro de las armaduras longitudinales más pequeñas.

$$F_{min} : 12.0 \text{ mm}$$

La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara del nudo (Artículo 21.5.2.2).

$$30860744 \text{ N}\cdot\text{mm}^3 \quad 15430372 \text{ N}\cdot\text{mm} \quad \checkmark$$

Donde:

F·M_{n,pos}: Resistencia a momento positivo. **F·M_{n,pos}** : $30860744 \text{ N}\cdot\text{mm}$

F·M_{n,neg}: Resistencia a momento negativo. **F·M_{n,neg}** : $30860744 \text{ N}\cdot\text{mm}$

La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección, a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor que un cuarto de la resistencia a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos (Artículo 21.5.2.2).

30860744 N·mm ³ 8572429 N·mm ✓

Donde:

F·M_{n,pos}: Resistencia a momento positivo. **F·M_{n,pos}** : 30860744 N·mm

F·M_{n,a,neg}: Resistencia a momento negativo

en la cara de cualquiera de los nudos. **F·M_{n,a,neg}** : 34289715 N·mm

La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección, a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor que un cuarto de la resistencia a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos (Artículo 21.5.2.2).

30860744 N·mm ³ 8572429 N·mm ✓

Donde:

F·M_{n,neg}: Resistencia a momento negativo. **F·M_{n,neg}** : 30860744 N·mm

F·M_{n,a,neg}: Resistencia a momento negativo

en la cara de cualquiera de los nudos. **F·M_{n,a,neg}** : 34289715 N·mm

La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección, a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor que un cuarto de la resistencia a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos (Artículo 21.5.2.2).

30860744 N·mm ³ 8572429 N·mm ✓

Donde:

F·M_{n,pos}: Resistencia a momento positivo. **F·M_{n,pos}** : 30860744 N·mm

F·M_{n,a,pos}: Resistencia a momento positivo

en la cara de cualquiera de los nudos. **F·M_{n,a,pos}** : 34289715 N·mm

La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección, a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor que un cuarto de la resistencia a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos (Artículo 21.5.2.2).

30860744 N·mm ³ 8572429 N·mm ✓

Donde:

F·M_{n,neg}: Resistencia a momento negativo. **F·M_{n,neg}** : 30860744 N·mm

F·M_{n,a,pos}: Resistencia a momento positivo

en la cara de cualquiera de los nudos. **F·M_{n,a,pos}** : 34289715 N·mm

Criterios de diseño por sismo (NEC-14)**Requisitos para elementos en flexión (4.2.1)**

Los requisitos de este artículo se aplican a vigas y otros elementos de pórticos a flexión que presenten las siguientes características:

- (a) Sean parte de sistemas resistentes a cargas sísmicas.
- (b) Resistan esas fuerzas fundamentalmente por flexión.
- (c) Las fuerzas axiales a que estén sujetos no excedan de $0.10 \cdot f'_c \cdot A_g$ en ninguna combinación de cargas en que participen las cargas sísmicas.
- (d) La luz libre sea mayor que cuatro veces la altura útil de la sección transversal.
- (e) El ancho mínimo b sea 250 mm.

| | | | |
|-----|--|-----------------------|---|
| (c) | $0 \text{ N} \leq 0.10 \cdot f'_c \cdot A_g$ | = 261000 N | ✓ |
| (d) | $1700 \text{ mm} \geq 4 \cdot 244$ | = 976 mm | ✓ |
| (e) | 300 mm | $\geq 250 \text{ mm}$ | ✓ |

| | |
|-------------------------|----------------|
| altura útil : | <u>244</u> mm |
| luz libre : | <u>1700</u> mm |
| fuerza axial : | <u>0</u> N |
| b : | <u>300</u> mm |
| f'_c : | <u>29</u> MPa |

$$A_g : \overline{90000} \text{ mm}^2$$

Razon de refuerzo máximo (4.2.4)

El valor de $r - r'$ debe ser tal que propicie una falla en flexión controlada por tracción. Este valor no puede exceder de 0.025. Tanto el refuerzo superior como el inferior deben estar formados por un mínimo de dos varillas.

$$0.00377 \leq 0.02500 \checkmark$$

$$r : 0.00377$$

$$r' : \overline{0.00377}$$

Refuerzo longitudinal mínimo en elementos sometidos a flexión (4.2.5)

En toda sección de un elemento a flexión en que se requiera acero a tracción, el valor de $A_{s,min}$ no debe ser inferior al mayor de los siguientes valores:

Estos requisitos no son necesarios si el refuerzo colocado a lo largo del elemento en cada sección es al menos un tercio mayor al requerido por el análisis.

$$b_w : \overline{300} \text{ mm}$$

$$\bar{d} : 244 \text{ mm}$$

$$\bar{f}'_c : 29 \text{ MPa}$$

$$\bar{f}_y : 412 \text{ MPa}$$

| | Refuerzo colocado (mm ²) | Refuerzo requerido (mm ²) | | |
|--------------------------|--------------------------------------|---------------------------------------|---------|-----|
| | | por el análisis | + (1/3) | |
| Refuerzo superior | 339 | 143 | 191 | ✓ |
| Refuerzo inferior | 339 | 147 | 196 | ✓ * |

(*): pésimo

Capacidad de momento (4.2.6)

La capacidad del momento positivo, en cada uno de los extremos del elemento, no debe ser inferior a la mitad de la capacidad del momento negativo en ese extremo. Las capacidades de momentos positivos o negativos, en cualquier sección del elemento, no deben ser inferiores a un 25% de la mayor capacidad de momento del elemento en la cara de cualquiera de los dos nudos (ver figura 4.2).

| | M_n (N·mm) | $M_{n,l}$ (N·mm) | $M_{n,r}$ (N·mm) | $\max(M_{n,l}, M_{n,r}) / 4$ (N·mm) | $M_n / 2$ (N·mm) | |
|---------------|-----------------|---------------------|---------------------|--|---------------------|-----|
| M + | 30860744 | 34289715 | 34289715 | 8572429 | 15430372 | ✓ * |
| M - | 30860744 | 34289715 | 34289715 | | | ✓ |

(*): pésimo

Estribos de confinamiento (4.2.8)

En las regiones de confinamiento definidas en el inciso 4.2.7.2 el espaciamiento máximo de los estribos no debe ser mayor que el menor de $d/4$, 6 veces el diámetro menor del refuerzo longitudinal o 200 mm, tal y como se presenta en la figura 4.4.

$$60 \text{ mm} \leq \min(61, 75, 200) \text{ mm} = 61 \text{ mm} \checkmark$$

diámetro menor del refuerzo longitudinal : 12.00 mm

$$d : \frac{244}{2} \text{ mm}$$

Estribos de confinamiento (4.2.8)

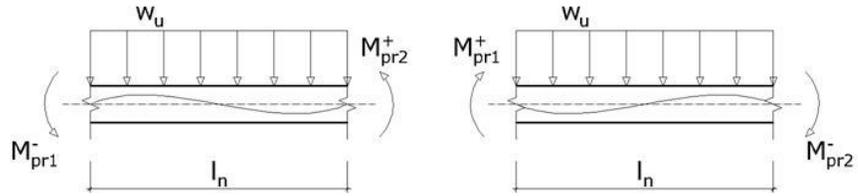
En regiones donde se requiera refuerzo de confinamiento, los estribos se deben colocar de tal manera que todas las varillas esquineras y las varillas colocadas a más de 150 mm de las anteriores, estén unidas a la esquina del estribo o a un amarre suplementario. Los estribos consecutivos deben tener sus extremos en los lados opuestos del elemento.

$$94 \text{ mm} \leq 150 \text{ mm} \checkmark$$

Cortante de diseño para vigas. (ACI 318M-11)

La fuerza cortante de diseño, V_e , se debe determinar a partir de las fuerzas estáticas en la parte del elemento comprendida entre las caras del nudo. Se debe suponer que en las caras de los nudos localizadas entre los extremos del elemento actúan momentos de signo opuesto correspondientes a la resistencia probable, M_{pr} , y que el elemento está

además cargado con cargas aferentes gravitacionales mayoradas a lo largo de la luz
(Artículo 21.5.4.1).



Se debe satisfacer:

$$20.11 t^3 \geq 6.35 t \quad \checkmark$$

Donde:

f: Factor de reducción de resistencia

$$f : 0.75$$

V_n: Resistencia nominal a cortante.

$$V_n : 26.81 t$$

V_e: Fuerza cortante de diseño, obtenida como el máximo entre V_{e1}, V_{e2}.

$$V_e : 6.35 t$$

$$V_{e1} : 6.35 t$$

$$V_{e2} : 6.35 t$$

Siendo:

| | |
|---|---|
| w_u : Carga mayorada por unidad de longitud de viga. | $w_u : 1.60 \text{ t/m}$ |
| l_n : Luz libre medida entre caras de los apoyos. | $l_n : 1.70 \text{ m}$ |
| M_{pr} : Resistencia probable a la flexión del elemento, determinada usando las propiedades de los elementos en las caras de los nudos suponiendo un esfuerzo en tracción para las barras longitudinales de al menos $1.25 \cdot f_y$. | $M_{pr1}^+ : 4.24 \text{ t}\cdot\text{m}$ |
| | $M_{pr1}^- : 4.24 \text{ t}\cdot\text{m}$ |
| | $M_{pr2}^+ : 4.24 \text{ t}\cdot\text{m}$ |
| | $M_{pr2}^- : 4.24 \text{ t}\cdot\text{m}$ |

Resistencia a cortante de elementos en flexión, 5.2.1 (NEC-14)

La resistencia a cortante última de elementos en flexión con ductilidad local óptima no debe ser menor que: (a) La requerida por el análisis de la estructura, (b) la correspondiente a un elemento con rótulas plásticas en sus extremos que produce una condición de doble curvatura, calculada de la siguiente manera:

$$197.30 \text{ kN}\cdot\text{m} > 68.43 \text{ kN}\cdot\text{m} \checkmark$$

M_i, M_j = capacidades en momento multiplicada por el factor de sobre-resistencia, en los extremos de elemento, calculadas de manera que produzcan doble curvatura, considerando las dos direcciones de carga.

L = longitud entre caras del elemento en flexión.

d = altura efectiva del elemento.

V_{ug} = Cortante a una distancia $d/2$ correspondiente a la carga muerta no mayorada que actúa sobre el elemento.

| V_{ug} (kN) | M_i^{0+} (kN·m) | M_i^{0-} (kN·m) | M_j^{0+} (kN·m) | M_j^{0-} (kN·m) | L (m) | d (m) | $f_s \cdot V_n$ (kN) | |
|------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|------------|------------|-------------------------|---|
| 11.45 | 41.59 | 41.59 | 41.59 | 41.59 | 1.70 | 0.24 | 197.30 | ✓ |

4. COMPROBACIÓN DE FISURACIÓN

V-303: A5 – B5

Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara inferior (ACI 318M-11, Artículo 10.6.4)

Se debe satisfacer:

94.00 mm ≤ 796.46 mm ✓

La separación entre barras más restrictiva se produce en un punto situado a una distancia de 0.850 m del nudo A5, para la combinación de acciones PP+CM+0.5·Qa. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = 94.00 mm, Y = -94.00 mm.

Donde:

s: Separación entre barras. s : 94.00 mm

s_{max} : Separación máxima permitida entre barras,
calculada como el menor de los siguientes valores: s_{max} : 796.46 mm

s_1 : 883.85 mm

s_2 : 796.46 mm

Siendo:

f_s : [MPa] Tensión de tracción de la barra. f_s : 1075.10 kp/cm²

C_c : Distancia de la superficie de la barra al
paramento traccionado. C_c : 50.00 mm

**Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes
sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:**

N_{ed}, M_{ed} Esfuerzos solicitantes.

N_{ed} : Esfuerzo axial solicitante (valores positivos indican compresión).

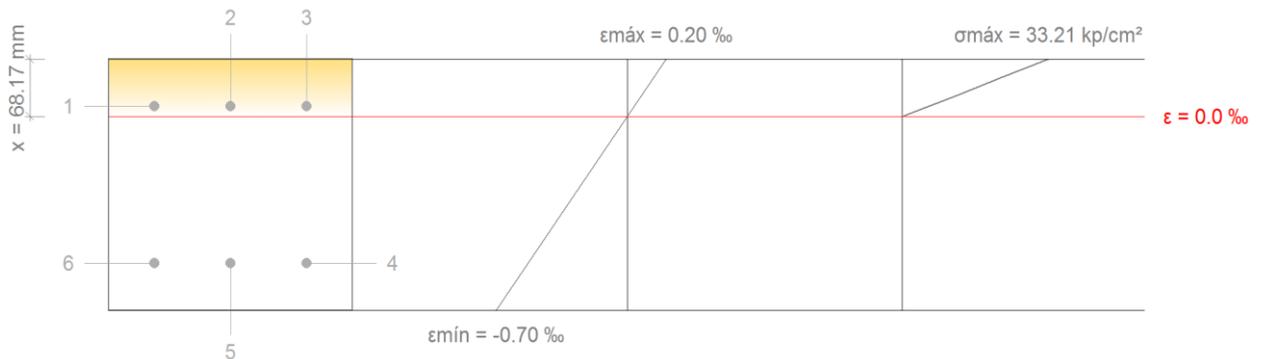
$N_{ed} : 0.000 \text{ t}$

$M_{ed,X}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'.

$M_{ed,X} : 0.000 \text{ t}\cdot\text{m}$

$M_{ed,Y}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'.

$M_{ed,Y} : 0.799 \text{ t}\cdot\text{m}$



| Barra | Designación | Coord. X (mm) | Coord. Y (mm) | f_s (kp/cm ²) | ϵ |
|-------|-------------|------------------|------------------|--------------------------------|------------|
| 4 | Ø12 | 94.00 | -94.00 | -1075.10 | -0.000527 |
| 5 | Ø12 | 0.00 | -94.00 | -1075.10 | -0.000527 |
| 6 | Ø12 | -94.00 | -94.00 | -1075.10 | -0.000527 |

Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara lateral izquierda (ACI 318M-11, Artículo 10.6.4)

La comprobación no procede, ya que no hay ninguna armadura traccionada.

5. COMPROBACIONES DE FLECHA

Fecha activa a partir del instante "3 meses", para la combinación de acciones "Característica"

La flecha máxima se produce en la sección "0.85 m" para la combinación de acciones: Peso propio+Cargas permanentes - Tabiquería+Cargas permanentes - Pavimento+Sobrecarga de uso

0.21 mm ≤ 3.54 mm ✓

$f_{A,lim}$: límite establecido para la flecha activa

$$f_{A,lim} = L/480$$

L: longitud de referencia

$f_{A,lim} : \underline{\quad 3.54 \quad} \text{ mm}$

$L : \underline{\quad 1.70 \quad} \text{ m}$

$f_{A,max}$: flecha activa máxima producida a partir del instante "3 meses"

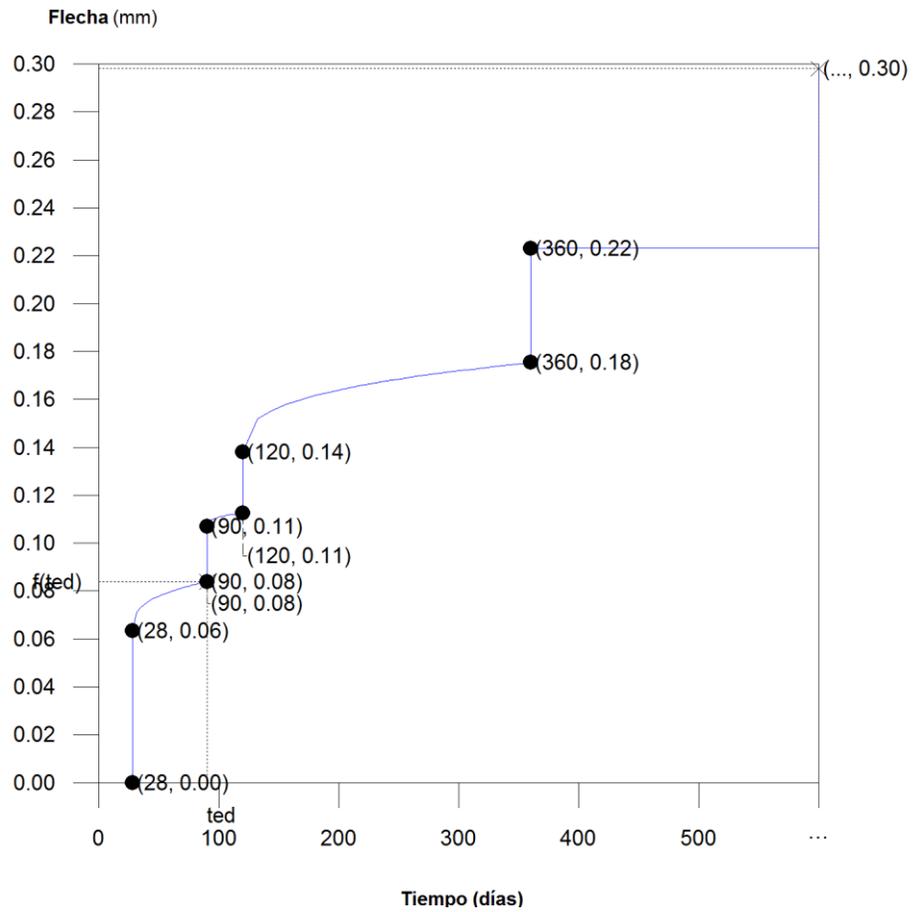
$f_{A,max} : \underline{\quad 0.21 \quad} \text{ mm}$

Flecha producida a partir del instante "3 meses",
calculada como la diferencia entre la flecha total
máxima y la flecha producida hasta dicho instante
($f(t_{ed})$)

$f_{T,max}(t_{ed},\mathbb{Y})$: flecha total máxima producida a
partir del instante "3 meses"

$f_{T,max}(t_{ed},\mathbb{Y})$: 0.30 mm

Flecha total a plazo infinito



| Escalón de carga | t_i (días) | t_r (días) | $f_0(t_i)$ (mm) | $Df_i(t_i)$ (mm) | $f(t_i)$ (mm) | $f_{dif}(t_0, t_r)$ (mm) | $f_{tot}(t_r)$ (mm) | $f_{tot, max}(t_r)$ (mm) |
|------------------|-----------------|-----------------|--------------------|---------------------|------------------|-----------------------------|------------------------|-----------------------------|
| 1-2 | 28 | 90 | 0.00 | 0.06 | 0.06 | 0.02 | 0.08 | 0.08 |
| 2-3 | 90 | 120 | 0.08 | 0.02 | 0.11 | 0.01 | 0.11 | 0.11 |
| 3-4 | 120 | 360 | 0.11 | 0.03 | 0.14 | 0.04 | 0.18 | 0.18 |
| 4-∞ | 360 | ∞ | 0.18 | 0.05 | 0.22 | 0.08 | 0.30 | 0.30 |

Donde:

t_i : instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

t_f : instante final de cada intervalo de carga considerado

$f_0(t_i)$: flecha en el instante inicial del intervalo, antes de aplicar la carga de t_i

$Df_i(t_i)$: incremento de flecha instantánea debido a la carga aplicada en el instante t_i

$f(t_i)$: flecha en el instante inicial del intervalo, después de aplicar la carga de t_i

$f_{dif}(t_0, t_f)$: flecha total diferida producida en el intervalo (t_i, t_f)

$f_{tot}(t_f)$: flecha total producida hasta el instante t_f

$f_{tot,max}(t_f)$: flecha total máxima producida hasta el instante t_f

Flecha instantánea

| Escalón de carga | t_i | $q(t_i)$ | Combinación de acciones | E_c (kp/cm ²) | I_e (cm ⁴) | f_i (m m) | Df_i (m m) | $f_{i,max}$ (m m) |
|------------------|----------|---------------------------------|--|--------------------------------|-----------------------------|-------------------|--------------------|-------------------------|
| 1 | 28 días | Peso propio | Peso propio | 263520. 83 | 67500. 00 | 0.06 | 0.06 | 0.06 |
| 2 | 90 días | Cargas permanentes - Tabiquería | Peso propio+Cargas permanentes - Tabiquería | 277639. 75 | 67500. 00 | 0.09 | 0.02 | 0.09 |
| 3 | 120 días | Cargas permanentes - Pavimento | Peso propio+Cargas permanentes - Tabiquería+Cargas permanentes - Pavimento | 279380. 46 | 67500. 00 | 0.11 | 0.03 | 0.11 |
| 4 | 12 meses | Sobrecarga de uso | Tabiquería+Cargas permanentes - Pavimento+Sobrecarga de uso | 282962. 41 | 67500. 00 | 0.16 | 0.05 | 0.16 |

Donde:

 t_i : instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

$q(t_i)$: carga aplicada en el instante inicial ' t_i '

f_i : flecha instantánea total debida al conjunto de cargas que actúan en el instante t_i

Df_i : incremento de flecha instantánea debido a la carga aplicada en el instante t_i , calculado como la diferencia de las flechas instantáneas totales de los instantes t_i y t_{i-1} .

$f_{i,max}$: valor máximo de la flecha instantánea producida hasta el instante t_i

E_c : módulo de deformación del hormigón

E_c : módulo de deformación secante a los 28 días

I_e : momento de inercia equivalente de la viga para cada escalón de carga

Se obtiene como la mínima inercia de las calculadas para todas las posibles combinaciones características de las cargas aplicadas en dicho escalón. Se toma siempre el valor más desfavorable calculado hasta ese instante.

| Escalón | t_i | $Q(t_i)$ | $I_{e,v,i}$ (cm ⁴) | $I_{e,i}$ (cm ⁴) |
|---------|----------|--|-----------------------------------|---------------------------------|
| 1 | 28 días | Peso propio | 67500.00 | 67500.00 |
| 2 | 90 días | Peso propio,Cargas permanentes - Tabiquería | 67500.00 | 67500.00 |
| 3 | 120 días | Peso propio,Cargas permanentes - Tabiquería,Cargas permanentes - Pavimento | 67500.00 | 67500.00 |
| 4 | 12 meses | Peso propio,Cargas permanentes - Tabiquería,Cargas permanentes - Pavimento,Sobrecarga de uso | 67500.00 | 67500.00 |

Siendo:

t_i : instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

$Q(t_i)$: cargas que actúan a partir del instante t_i

$I_{e,i}$: inercia equivalente de la viga considerada para el escalón de carga "i". Es el valor pésimo de todos los calculados hasta dicho instante.

$I_{e,v,i}$: inercia equivalente de la viga calculada para el escalón de carga "i"

Se muestra, a continuación, el desarrollo del valor pésimo de $I_{e,v}$, que se produce para el escalón de carga "1"

$I_{e,v}$: momento de inercia equivalente de la viga para la combinación "Peso propio"

$$I_{e,v} : \underline{67500.00 \text{ cm}^4}$$

Se calcula asimilando la viga a uno de los casos tipo definidos por la norma en función de la ley de momentos resultante.

Cuando no es posible la equiparación con un único caso tipo, se interpola linealmente entre los mismos, de forma que la inercia equivalente se puede expresar como combinación de las inercias definidas para dichos casos:

$$I_{e,v} = a_A \cdot I_{e,\text{caso A}} + a_B \cdot I_{e,\text{caso B}} + a_{C1} \cdot I_{e,\text{caso C1}} + a_{C2} \cdot I_{e,\text{caso C2}} + a_{D1} \cdot I_{e,\text{caso D1}} + a_{D2} \cdot I_{e,\text{caso D2}}$$

Donde:

| caso A | caso B | caso C1, C2 | caso D1, D2 |
|--------------------------------|--|--|-----------------------|
| Elementos simplemente apoyados | Vanos internos de elementos continuos | Vanos externos con continuidad sólo en uno de los apoyos | Elementos en voladizo |
| $I_e = I_{ec}$ | $I_e = 0.50I_{ec} + 0.25(I_{ee1} + I_{ee2})$ | $I_e = 0.85I_{ec} + 0.15I_{ee}$ | $I_e = I_{ee}$ |

a_i : coeficiente de combinación para el caso 'i'

| a_A | a_B | a_{C1} | a_{C2} | a_{D1} | a_{D2} |
|-------|-------|----------|----------|----------|----------|
| 1 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |

I_{ec} : momento de inercia

equivalente de

la sección de 67500.0 cm

centro de vano I_{ec} :

I_{ee1} : momento de inercia

equivalente de

la sección de I_{ee} 67500.0 cm

extremo (1) :

I_{ee2} : momento de inercia
 equivalente de
 la sección de I_{ee} 67500.0 cm
 extremo (2) :

Se calcula mediante la
 fórmula de
 Branson:

| Sección | I_b (cm ⁴) | I_f (cm ⁴) | M_f (t·m) | M_a (t·m) | I_{ei} (cm ⁴) |
|----------------|-----------------------------|-----------------------------|----------------|----------------|--------------------------------|
| Extremo (1) | 67500.00 | 11032.82 | 1.64 | 0.02 | 67500.00 |
| Centro de vano | 67500.00 | 11032.82 | 1.64 | 0.35 | 67500.00 |
| Extremo (2) | 67500.00 | 11032.82 | 1.64 | 0.02 | 67500.00 |

Siendo:

I_b : momento de inercia de la sección
 bruta

I_f : momento de inercia de la sección
 fisurada

M_f : momento de fisuración de la
 sección

M_a : momento flector aplicado en la
 sección

Flecha diferida

Se obtiene como la suma de las flechas diferidas producidas para cada escalón de carga. ($f_{dif}(t_i, t_f)$)

$f_{dif}(t_i, t_f)$: flecha diferida por escalón de carga. Se calcula como la suma de las flechas diferidas producidas por cada carga aplicada durante el intervalo de tiempo del escalón de carga:

| Intervalo de carga | t_i | t_f | Combinación de acciones | D_{fi} (mm) | ΔD_{fi} (mm) | $x(t_i)$ | $x(t_f)$ | $l(t_i, t_f)$ | $f_{dif}(t_i, t_f)$ (mm) |
|--------------------|----------|----------|--|------------------|-------------------------|----------|----------|---------------|-----------------------------|
| 1-2 | 28 días | 90 días | Peso propio | 0.06 | 0.06 | 0.67 | 1.00 | 0.33 | 0.02 |
| 2-3 | 90 días | 120 días | Peso propio+Cargas permanentes - Tabiquería | 0.02 | 0.09 | 1.00 | 1.07 | 0.07 | 0.01 |
| 3-4 | 120 días | 12 meses | Peso propio+Cargas permanentes - Tabiquería+Cargas permanentes - Pavimento | 0.03 | 0.11 | 1.07 | 1.40 | 0.33 | 0.04 |

| Intervalo de carga | t_i | t_f | Combinación de acciones | D_{fi} (mm) | ΔD_{fi} (mm) | $x(t_i)$ | $x(t_f)$ | $l(t_i, t_f)$ | $f_{dif}(t_i, t_f)$ (mm) |
|--------------------|-----------------|-----------|--|------------------|-------------------------|----------|----------|---------------|-----------------------------|
| 4- \forall | 12 mese s | \forall | Peso propio+Cargas permanentes - Tabiquería+Cargas permanentes - Pavimento+Sobrecarga de uso | 0.01 | 0.13 | 1.4 0 | 2.0 0 | 0.60 | 0.08 |

Donde:

t_i : instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

t_f : instante final de cada intervalo de carga considerado

D_{fi} : incremento de flecha instantánea debido a la carga aplicada en el instante t_i , calculado como la diferencia de las flechas instantáneas totales de los instantes t_i y $t_i - 1$.

1.

$x(t_i)$: coeficiente de duración de carga para el instante inicial del intervalo de carga

$x(t_f)$: coeficiente de duración de carga para el instante final del intervalo de carga

$I(t_i, t_f)$: factor de cálculo de la flecha
diferida para el intervalo de carga (t_i, t_f)

$f(t_{ed})$: flecha total producida hasta el instante "3 meses"

$$f(t_{ed}) : \frac{0.08}{\text{mm}}$$

La flecha total producida hasta el instante " t_{ed} " asociado al momento de ejecución del elemento dañable (3 meses) se obtiene a partir de la historia total de cargas desarrollada anteriormente en el cálculo de la flecha total a plazo infinito.

Anexo 3 Modelo de comprobación de cálculo estructural en CYPECAD de una zapata.
Cimentación para pila C1, superestructura Doble T.

| Referencia: Pila C1, h=6.37m | | |
|--|---|------------|
| Dimensiones: 1.7 x 1.7 x 0.35 | | |
| Armados: Xi:Ø14c/0.2 Yi:Ø14c/0.2 | | |
| Comprobación | Valores | Estado |
| Tensiones sobre el terreno: <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i> | | |
| - Tensión media en situaciones persistentes: | Máximo: 2 kp/cm ² Calculado: 1.863 kp/cm ² | Cumple |
| - Tensión máxima en situaciones persistentes: | Máximo: 2.5 kp/cm ² Calculado: 1.865 kp/cm ² | Cumple |
| Vuelco de la zapata: | | |
| - En dirección X: <i>Si el % de reserva de seguridad es mayor que cero, quiere decir que los coeficientes de seguridad al vuelco son mayores que los valores estrictos exigidos para todas las combinaciones de equilibrio.</i> | Reserva seguridad: 199056.6 % | Cumple |
| - En dirección Y ⁽¹⁾ <i>(1) Sin momento de vuelco</i> | | No procede |
| Flexión en la zapata: | | |
| - En dirección X: | Momento: 5.47 t·m | Cumple |
| - En dirección Y: | Momento: 4.95 t·m | Cumple |
| Cortante en la zapata: | | |

| Referencia: Pila C1, h=6.37m | | |
|--|------------------------------------|--------|
| Dimensiones: 1.7 x 1.7 x 0.35 | | |
| Armados: Xi:Ø14c/0.2 Yi:Ø14c/0.2 | | |
| Comprobación | Valores | Estado |
| - En dirección X: | Cortante: 10.48 t | Cumple |
| - En dirección Y: | Cortante: 9.48 t | Cumple |
| Compresión oblicua en la zapata: | | |
| - Situaciones persistentes: | Máximo: 900 t/m ² | |
| <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i> | Calculado: 109.93 t/m ² | Cumple |
| Altura mínima: | Mínimo: 23.5 cm | |
| <i>Capítulo 15.7 (norma ACI 318M-11)</i> | Calculado: 35 cm | Cumple |
| Espacio para anclar arranques en fundación: | Mínimo: 20 cm | |
| - C1: | Calculado: 25 cm | Cumple |
| Cuantía geométrica mínima: | | |
| <i>Capítulo 7.12.2.1 (norma ACI 318M-11)</i> | Mínimo: 0.0018 | |
| - Armado inferior dirección X: | Calculado: 0.0022 | Cumple |
| - Armado inferior dirección Y: | Calculado: 0.0022 | Cumple |
| Diámetro mínimo de las barras: | | |
| - Parrilla inferior: | Mínimo: 10 mm | |
| <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i> | Calculado: 14 mm | Cumple |
| Separación máxima entre barras: | | |
| <i>Criterio de CYPE Ingenieros</i> | Máximo: 30 cm | |
| - Armado inferior dirección X: | Calculado: 20 cm | Cumple |

| Referencia: Pila C1, h=6.37m | | |
|--|-----------------------------------|--------|
| Dimensiones: 1.7 x 1.7 x 0.35 | | |
| Armados: Xi:Ø14c/0.2 Yi:Ø14c/0.2 | | |
| Comprobación | Valores | Estado |
| - Armado inferior dirección Y: | Calculado: 20 cm | Cumple |
| Separación mínima entre barras: <i>Criterio de CYPE Ingenieros, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Rubro 3.16</i> | Mínimo: 10 cm | |
| - Armado inferior dirección X: | Calculado: 20 cm | Cumple |
| - Armado inferior dirección Y: | Calculado: 20 cm | Cumple |
| Longitud de anclaje: <i>Criterio del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. Ed. INTEMAC, 1991</i> | | |
| - Armado inf. dirección X hacia der: | Mínimo: 38 cm Calculado: 54 cm | Cumple |
| - Armado inf. dirección X hacia izq: | Mínimo: 38 cm Calculado: 54 cm | Cumple |
| - Armado inf. dirección Y hacia arriba: | Mínimo: 36 cm Calculado: 51 cm | Cumple |
| - Armado inf. dirección Y hacia abajo: | Mínimo: 36 cm Calculado: 51 cm | Cumple |
| Longitud mínima de los ganchos: | Mínimo: 22 cm | |
| - Armado inf. dirección X hacia der: | Calculado: 37 cm | Cumple |
| - Armado inf. dirección X hacia izq: | Calculado: 37 cm | Cumple |

| Referencia: Pila C1, h=6.37m | | |
|---|------------------|--------|
| Dimensiones: 1.7 x 1.7 x 0.35 | | |
| Armados: Xi:Ø14c/0.2 Yi:Ø14c/0.2 | | |
| Comprobación | Valores | Estado |
| - Armado inf. dirección Y hacia arriba: | Calculado: 37 cm | Cumple |
| - Armado inf. dirección Y hacia abajo: | Calculado: 37 cm | Cumple |
| Se cumplen todas las comprobaciones | | |
| Avisos: | | |
| - Se han eliminado las combinaciones de sismo | | |
| Información adicional: | | |
| - Relación rotura pésima (En dirección X): 0.53 | | |
| - Relación rotura pésima (En dirección Y): 0.48 | | |
| - Cortante de agotamiento (En dirección X): 34.77 t | | |
| - Cortante de agotamiento (En dirección Y): 34.77 t | | |

Anexo 4 Modelo de la justificación sísmica en CYPECAD de una zapata. Justificación sísmica para pila C1, superestructura Doble T.

1.- SISMO

Norma utilizada: NEC-SE-DS 2014

NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN

Peligro sísmico. Diseño sismo resistente.

Método de cálculo: Análisis modal espectral (NEC-SE-DS 2014, 6.2.2e)

1.1.- Datos generales de sismo

Caracterización del emplazamiento

Zona sísmica (NEC-SE-DS 2014, 3.1.1): II

Región sísmica (NEC-SE-DS 2014, 3.3.1): Sierra, Esmeraldas y Galápagos

Tipo de suelo (NEC-SE-DS 2014, 3.2.1): C

Sistema estructural

R_X: Factor de reducción (X) (NEC-SE-DS 2014, Tabla 15 y 16) **R_X : 6.00**

R_Y: Factor de reducción (Y) (NEC-SE-DS 2014, Tabla 15 y 16) **R_Y : 6.00**

F_P: Coeficiente de regularidad en planta (NEC-SE-DS 2014, 5.2.3a) **F_P : 1.00**

F_E: Coeficiente de regularidad en elevación (NEC-SE-DS 2014, 5.2.3b) **F_E : 1.00**

Geometría en altura (NEC-SE-DS 2014, 5.2.3): Regular

Estimación del periodo fundamental de la estructura: Según norma

Sistema estructural (X) (NEC-SE-DS 2014, 6.3.3a): I

Sistema estructural (Y) (NEC-SE-DS 2014, 6.3.3a): I

h: Altura del edificio

h : 6.37 m

Importancia de la obra (NEC-SE-DS 2014, 4.1): Otras estructuras

Parámetros de cálculo

Número de modos de vibración que intervienen en el análisis: Según norma

Fracción de sobrecarga de uso

: 0.25

Factor multiplicador del espectro

: 1.00

Efectos de la componente sísmica vertical

No se consideran

Verificación de la condición de cortante basal: Según norma

No se realiza análisis de los efectos de 2° orden

Criterio de armado a aplicar por ductilidad: Según NEC-SE-DS 2014

Factores reductores de la inercia (NEC-SE-DS 2014, 6.1.6 b)

Vigas primarias frente a la acción sísmica: 0.5

Forjados primarios frente a la acción sísmica: 0.5

Pilares primarios frente a la acción sísmica: 0.8

Tabiques: 0.6

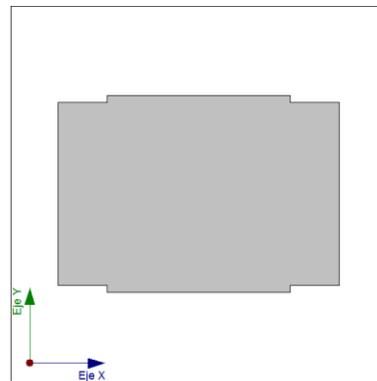
Muros: 0.6

Muros de mampostería: 0.5

Direcciones de análisis

Acción sísmica según X

Acción sísmica según Y

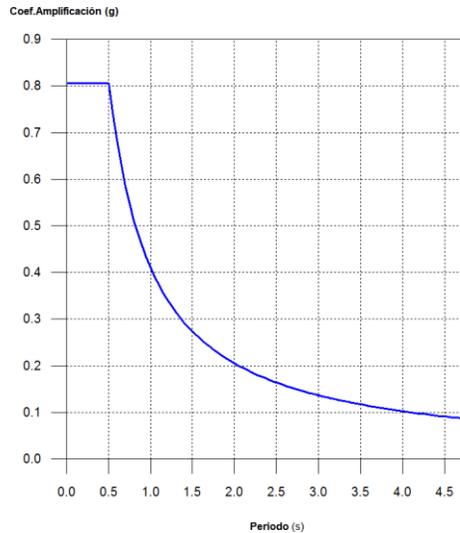


Proyección en planta de la obra

1.2.- Espectro de cálculo

1.2.1.- Espectro elástico de aceleraciones

Coef.Amplificación:



El valor máximo de las ordenadas espectrales es 0.806 g.

NEC-SE-DS 2014 (3.3.1)

Parámetros necesarios para la definición del espectro

Z: Factor de zona (NEC-SE-DS 2014, Tabla 1) **Z : 0.25**

Zona sísmica (NEC-SE-DS 2014, 3.1.1): II

h: Relación de amplificación espectral (NEC-SE-DS 2014, 3.3.1) **h : 2.48**

Región sísmica (NEC-SE-DS 2014, 3.3.1): Sierra, Esmeraldas y Galápagos

F_a: Factor de sitio (NEC-SE-DS 2014, Tabla 3) **F_a : 1.30**

F_d: Factor de sitio (NEC-SE-DS 2014, Tabla 4) **F_d : 1.28**

| | |
|---|--------------------------------------|
| F_s : Factor de sitio (NEC-SE-DS 2014, Tabla 5) | F_s : <u>0.94</u> |
| Tipo de suelo (NEC-SE-DS 2014, 3.2.1): C | |
| Zona sísmica (NEC-SE-DS 2014, 3.1.1): II | |
| I : Factor de importancia (NEC-SE-DS 2014, Tabla 6) | I : <u>1.00</u> |
| Importancia de la obra (NEC-SE-DS 2014, 4.1): Otras estructuras | |
| r : Exponente que define la rama descendente del espectro (NEC-SE-DS 2014, 3.3.1) | r : <u>1.00</u> |
| Tipo de suelo (NEC-SE-DS 2014, 3.2.1): C | |
| T_C : Periodo límite superior de la rama de aceleración constante del espectro (NEC-SE-DS 2014, 3.3.1) | T_C : <u>0.51 s</u> |

1.2.2.- Espectro de diseño de aceleraciones

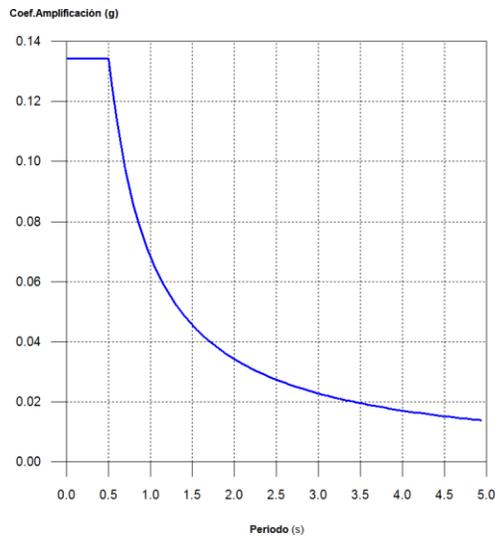
El espectro de diseño sísmico se obtiene reduciendo el espectro elástico por el coeficiente ($R \cdot F_P \cdot F_E$) correspondiente a cada dirección de análisis.

Factor de comportamiento / Coeficiente de ductilidad

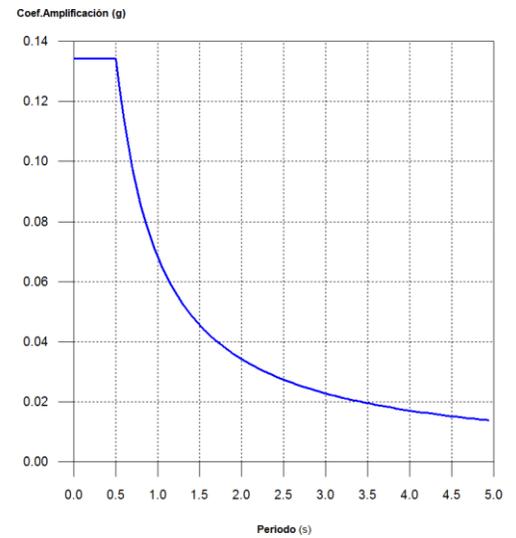
| | |
|---|------------------------------------|
| R_X : Factor de reducción (X) (NEC-SE-DS 2014, Tabla 15 y 16) | R_X : <u>6.00</u> |
| R_Y : Factor de reducción (Y) (NEC-SE-DS 2014, Tabla 15 y 16) | R_Y : <u>6.00</u> |
| F_P : Coeficiente de regularidad en planta (NEC-SE-DS 2014, 5.2.3a) | F_P : <u>1.00</u> |
| F_E : Coeficiente de regularidad en elevación (NEC-SE-DS 2014, 5.2.3b) | F_E : <u>1.00</u> |

NEC-SE-DS 2014 (6.3.2)

Espectro de diseño según X



Espectro de diseño según Y



1.3.- Coeficientes de participación

| Modo | T | L _x | L _y | L _{gz} | M _x | M _y | Hipótesis X(1) | Hipótesis Y(1) |
|--------|-------|----------------|----------------|-----------------|----------------|----------------|---|---|
| Modo 1 | 0.982 | 1 | 0 | 0 | 100 % | 0 % | R = 6 A = 0.684 m/s ² D = 16.6887 mm | R = 6 A = 0.684 m/s ² D = 16.6887 mm |
| Modo 2 | 0.909 | 0 | 1 | 0 | 0 % | 100 % | R = 6 A = 0.738 m/s ² D = 15.4502 mm | R = 6 A = 0.738 m/s ² D = 15.4502 mm |
| Modo 3 | 0.225 | 0.0853 | 0.1307 | 1 | 0 % | 0 % | R = 6 A = 1.318 m/s ² D = 1.69351 mm | R = 6 A = 1.318 m/s ² D = 1.69351 mm |
| Total | | | | | 100 % | 100 % | | |

T: Periodo de vibración en segundos.

L_x, L_y : Coeficientes de participación normalizados en cada dirección del análisis.

L_{gz} : Coeficiente de participación normalizado correspondiente al grado de libertad rotacional.

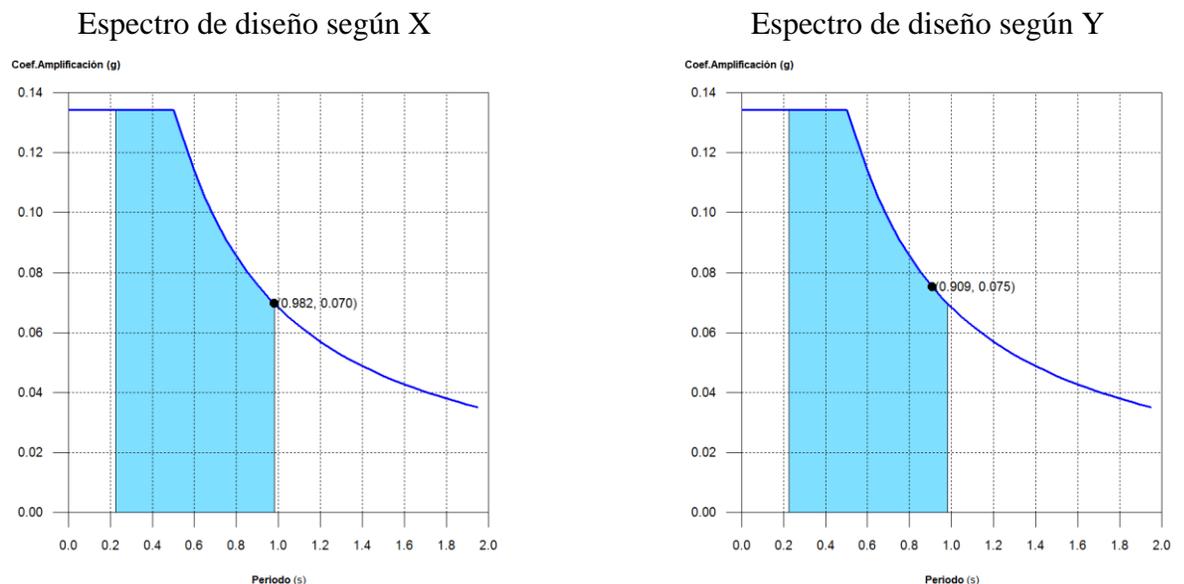
M_x, M_y : Porcentaje de masa desplazada por cada modo en cada dirección del análisis.

R: Relación entre la aceleración de cálculo usando la ductilidad asignada a la estructura y la aceleración de cálculo obtenida sin ductilidad.

A: Aceleración de cálculo, incluyendo la ductilidad.

D: Coeficiente del modo. Equivale al desplazamiento máximo del grado de libertad dinámico.

Representación de los periodos modales



Se representa el rango de periodos abarcado por los modos estudiados, con indicación de los modos en los que se desplaza más del 30% de la masa:

| Hipótesis Sismo X1 | | |
|--------------------|-------|-------|
| Hipótesis modal | T (s) | A (g) |
| Modo 1 | 0.982 | 0.070 |

| Hipótesis Sismo Y1 | | |
|--------------------|-------|-------|
| Hipótesis modal | T (s) | A (g) |
| Modo 2 | 0.909 | 0.075 |

1.4.- Centro de masas, centro de rigidez y excentricidades de cada planta

| Planta | c.d.m. (m) | c.d.r. (m) | ex (m) | ey (m) |
|--------|---------------|---------------|-----------|-----------|
| N+6.37 | (0.00, 0.00) | (0.00, 0.00) | 0.00 | 0.00 |
| N+0.00 | (-, -) | (-, -) | 0.00 | 0.00 |

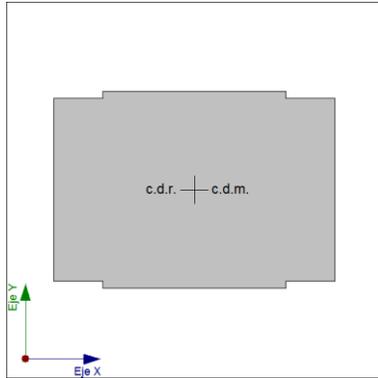
c.d.m.: Coordenadas del centro de masas de la planta (X,Y)

c.d.r.: Coordenadas del centro de rigidez de la planta (X,Y)

ex: Excentricidad del centro de masas respecto al centro de rigidez (X)

ey: Excentricidad del centro de masas respecto al centro de rigidez (Y)

Representación gráfica del centro de masas y del centro de rigidez por planta



N+6.37

1.5.- Corrección por cortante basal

1.5.1.- Cortante dinámico CQC

El cortante basal dinámico (V_d), por dirección e hipótesis sísmica, se obtiene mediante la combinación cuadrática completa (CQC) de los cortantes en la base por hipótesis modal.

| Hipótesis sísmica (X) | Hipótesis modal | V_x (t) | $V_{d,x}$ (t) |
|-----------------------|-----------------|--------------|------------------|
| Sismo X1 | Modo 1 | 2.4032 | 2.4032 |
| | Modo 2 | 0.0000 | |
| | Modo 3 | 0.0000 | |

| Hipótesis sísmica (Y) | Hipótesis modal | V_Y (t) | $V_{d,Y}$ (t) |
|-----------------------|-----------------|--------------|------------------|
| Sismo Y1 | Modo 1 | 0.0000 | |
| | Modo 2 | 2.5788 | 2.5788 |
| | Modo 3 | 0.0000 | |

$V_{d,x}$: Cortante basal dinámico en dirección X, por hipótesis sísmica

$V_{d,y}$: Cortante basal dinámico en dirección Y, por hipótesis sísmica

1.5.2.- Cortante basal estático

El cortante sísmico en la base de la estructura se determina para cada una de las direcciones de análisis:

$V_{s,x}$: Cortante sísmico en la base (X) (NEC-SE-DS 2014, 6.3.2) $V_{s,x} : 4.7858 \text{ t}$

$S_{d,x}(T_a)$: Aceleración espectral horizontal de diseño (X) $S_{d,x}(T_a) : 0.134 \text{ g}$

$T_{a,x}$: Periodo fundamental aproximado (X) (NEC-SE-DS 2014, 6.3.3a) $T_{a,x} : 0.32 \text{ s}$

Sistema estructural (X) (NEC-SE-DS 2014, 6.3.3a):

I

h : Altura del edificio $h : 6.37 \text{ m}$

$V_{s,y}$: Cortante sísmico en la base (Y) (NEC-SE-DS 2014, 6.3.2) $V_{s,y} : 4.7858 \text{ t}$

$S_{d,Y}(T_a)$: Aceleración espectral horizontal de diseño (Y) $S_{d,Y}(T_a) : 0.134 \text{ g}$

$T_{a,Y}$: Periodo fundamental aproximado (Y) (NEC-SE-DS 2014, 6.3.3a)

$T_{a,Y} : 0.32 \text{ s}$

Sistema estructural (Y) (NEC-SE-DS 2014, 6.3.3a):

I

h: Altura del edificio

h : 6.37 m

W: Peso sísmico total de la estructura

W : 35.6264 t

El peso sísmico total de la estructura es la suma de los pesos sísmicos de todas las plantas.

w_i : Peso sísmico total de la planta "i"

Suma de la totalidad de la carga permanente y de la fracción de la sobrecarga de uso considerada en el cálculo de la acción sísmica.

| Planta | w_i (t) |
|--------------------------------|----------------|
| N+6.37 | 35.6264 |
| $W=\sum w_i$ | 35.6264 |

1.5.3.- Verificación de la condición de cortante basal

Cuando el valor del cortante dinámico total en la base (V_d), obtenido después de realizar la combinación modal, para cualquiera de las direcciones de análisis, es menor que el 80 % del cortante basal sísmico estático (V_s), todos los parámetros de la respuesta dinámica se multiplican por el factor de modificación: $0.80 \cdot V_s / V_d$.

Geometría en altura (NEC-SE-DS 2014, 5.2.3): Regular

NEC-SE-DS 2014 (6.2.2b)

| Hipótesis sísmica | Condición de cortante basal mínimo | Factor de modificación |
|-------------------|--|------------------------|
| Sismo X1 | $V_{d,X1} \geq 0.80 \cdot V_{s,X}$ $2.4032 \text{ t} \geq 3.8287 \text{ t}$ | 1.59 |
| Sismo Y1 | $V_{d,Y1} \geq 0.80 \cdot V_{s,Y}$ $2.5788 \text{ t} \geq 3.8287 \text{ t}$ | 1.48 |

$V_{d,X}$: Cortante basal dinámico en dirección X, por hipótesis sísmica

$V_{s,X}$: Cortante basal estático en dirección X, por hipótesis sísmica

$V_{d,Y}$: Cortante basal dinámico en dirección Y, por hipótesis sísmica

$V_{s,Y}$: Cortante basal estático en dirección Y, por hipótesis sísmica

1.6.- Cortante sísmico combinado por planta

El valor máximo del cortante por planta en una hipótesis sísmica dada se obtiene mediante la Combinación Cuadrática Completa (CQC) de los correspondientes cortantes modales.

Si la obra tiene vigas con vinculación exterior o estructuras 3D integradas, los esfuerzos de dichos elementos no se muestran en el siguiente listado.

1.6.1.- Cortante sísmico combinado y fuerza sísmica equivalente por planta

Los valores que se muestran en las siguientes tablas no están ajustados por el factor de modificación calculado en el apartado 'Corrección por cortante basal'.

Hipótesis sísmica: Sismo X1

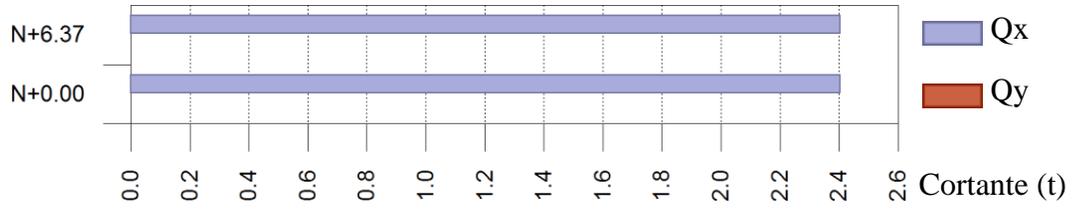
| Planta | Q _x (t) | F _{eq,x} (t) | Q _y (t) | F _{eq,y} (t) |
|--------|-----------------------|--------------------------|-----------------------|--------------------------|
| N+6.37 | 2.4032 | 2.4032 | 0.0000 | 0.0000 |
| N+0.00 | 2.4032 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |

Hipótesis sísmica: Sismo Y1

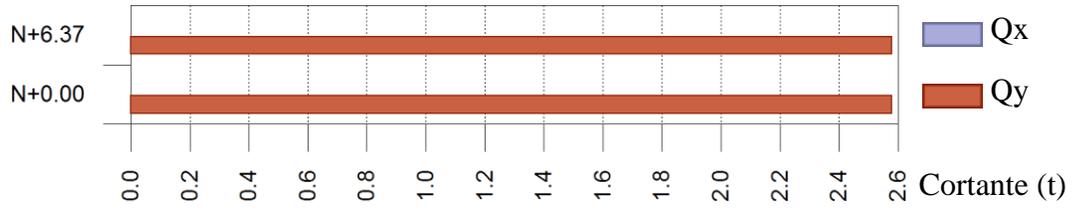
| Planta | Q _x (t) | F _{eq,x} (t) | Q _y (t) | F _{eq,y} (t) |
|--------|-----------------------|--------------------------|-----------------------|--------------------------|
| N+6.37 | 0.0000 | 0.0000 | 2.5788 | 2.5788 |
| N+0.00 | 0.0000 | 0.0000 | 2.5788 | 0.0000 |

Cortantes sísmicos máximos por planta

Hipótesis sísmica: Sismo X1

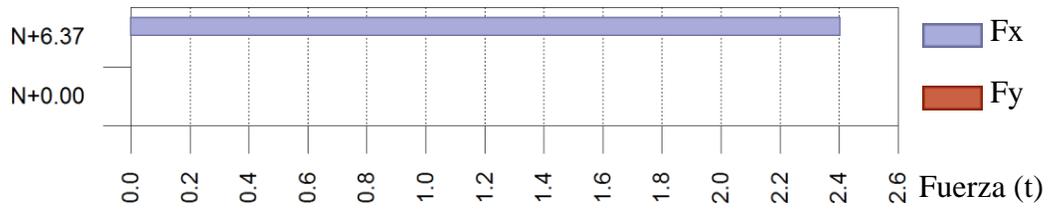


Hipótesis sísmica: Sismo Y1

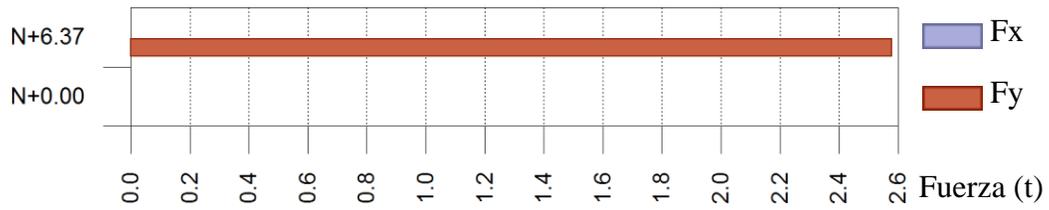


Fuerzas sísmicas equivalentes por planta

Hipótesis sísmica: Sismo X1



Hipótesis sísmica: Sismo Y1



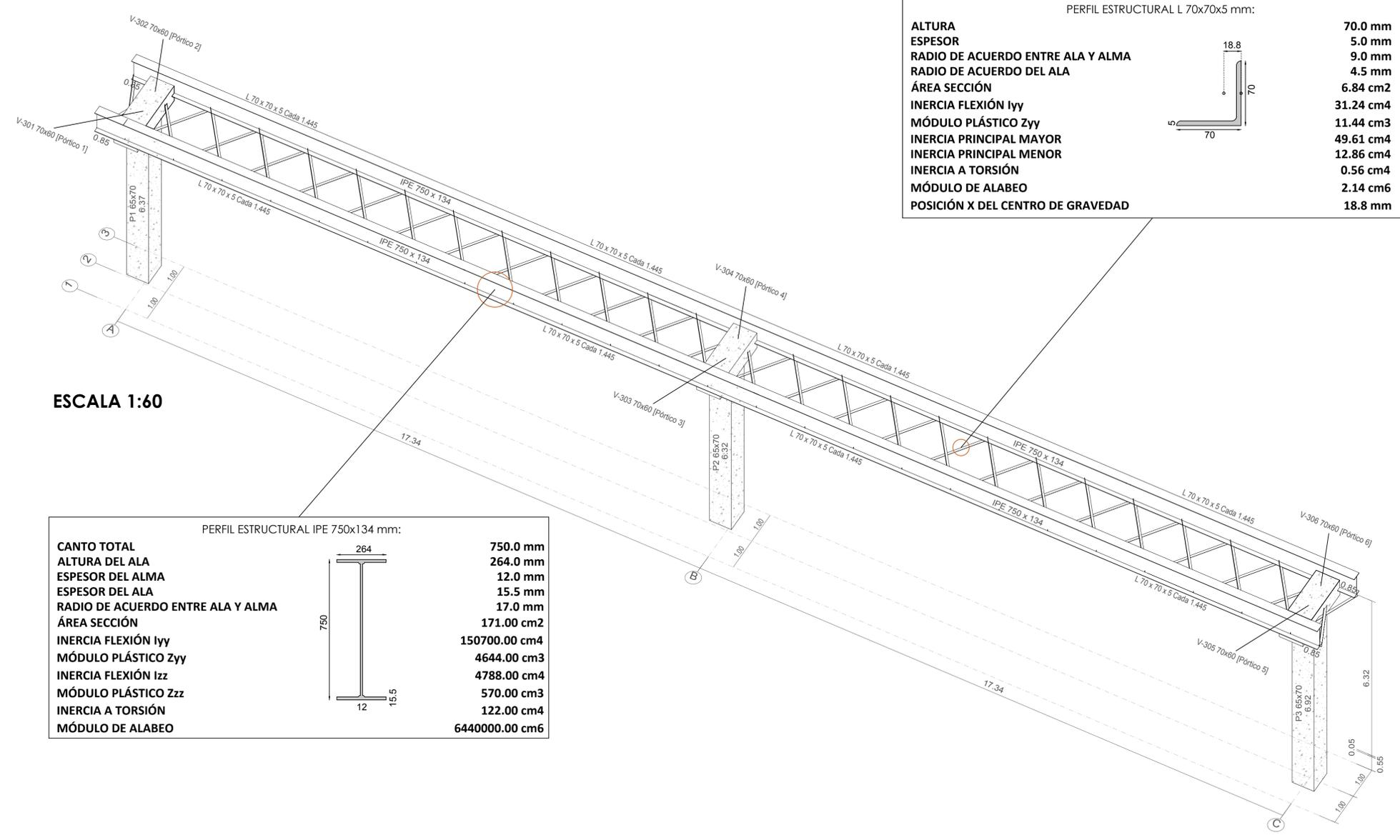
Anexo 5 Comprobaciones de flechas de las vigas ménsula en CYPECAD. Vigas ménsulas para la superestructura de acero

| Comprobaciones de flecha | | |
|---------------------------------|---|---------------|
| Vigas | Activa (Característica) $f_{A,max} \leq f_{A,lim}$ $f_{A,lim} = L/480$ | Estado |
| V-302: P1 - N5 | $f_{A,max}$: 0.04 mm $f_{A,lim}$: 2.16 mm | CUMPLE |
| V-301: N6 - P1 | $f_{A,max}$: 0.04 mm $f_{A,lim}$: 2.16 mm | CUMPLE |
| V-304: P2 - N7 | $f_{A,max}$: 0.01 mm $f_{A,lim}$: 1.08 mm | CUMPLE |
| V-303: N8 - P2 | $f_{A,max}$: 0.01 mm $f_{A,lim}$: 1.08 mm | CUMPLE |
| V-306: P3 - N9 | $f_{A,max}$: 0.04 mm $f_{A,lim}$: 2.16 mm | CUMPLE |
| V-305: N10 - P3 | $f_{A,max}$: 0.04 mm $f_{A,lim}$: 2.16 mm | CUMPLE |

Anexo 6 Planos de los elementos estructurales

PASO PEATONAL CON SUPERESTRUCTURA DE ACERO

VISTA 3D



ESCALA 1:60

PERFIL ESTRUCTURAL L 70x70x5 mm:

| | |
|-----------------------------------|-----------------------|
| ALTURA | 70.0 mm |
| ESPESOR | 5.0 mm |
| RADIO DE ACUERDO ENTRE ALA Y ALMA | 9.0 mm |
| RADIO DE ACUERDO DEL ALA | 4.5 mm |
| ÁREA SECCIÓN | 6.84 cm ² |
| INERCIA FLEXIÓN I _{yy} | 31.24 cm ⁴ |
| MÓDULO PLÁSTICO Z _{yy} | 11.44 cm ³ |
| INERCIA PRINCIPAL MAYOR | 49.61 cm ⁴ |
| INERCIA PRINCIPAL MENOR | 12.86 cm ⁴ |
| INERCIA A TORSIÓN | 0.56 cm ⁴ |
| MÓDULO DE ALABEO | 2.14 cm ⁶ |
| POSICIÓN X DEL CENTRO DE GRAVEDAD | 18.8 mm |

PERFIL ESTRUCTURAL IPE 750x134 mm:

| | |
|-----------------------------------|----------------------------|
| CANTO TOTAL | 750.0 mm |
| ALTURA DEL ALA | 264.0 mm |
| ESPESOR DEL ALMA | 12.0 mm |
| ESPESOR DEL ALA | 15.5 mm |
| RADIO DE ACUERDO ENTRE ALA Y ALMA | 17.0 mm |
| ÁREA SECCIÓN | 171.00 cm ² |
| INERCIA FLEXIÓN I _{yy} | 150700.00 cm ⁴ |
| MÓDULO PLÁSTICO Z _{yy} | 4644.00 cm ³ |
| INERCIA FLEXIÓN I _{zz} | 4788.00 cm ⁴ |
| MÓDULO PLÁSTICO Z _{zz} | 570.00 cm ³ |
| INERCIA A TORSIÓN | 122.00 cm ⁴ |
| MÓDULO DE ALABEO | 6440000.00 cm ⁶ |

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

NORMAS UTILIZADAS
 AISI s100-2007 (LRFD), ANSI/AISC 360-10 (LRFD) ACI 318-(S)11
 NEC 2011, NEC-SE-14 AISC-2010(ASD 89/LRFD86) Y AWS-99

HORMIGÓN:
 A)- Tamaño máximo del árido para fundiciones <= 30 mm
 B)- Hormigón después de 28 días de fabricado debe ser la Resistencia a la compresión f_c = 280 kg/cm² o mayor (Entre losas de cubierta impermeabilizado con aditivos al 100%).

ACERO DE REFUERZO:
 A)- Varillas Corrugadas, Resistencia a la fluencia debe ser f_y = 4.200 kg/cm² o mayor
 B)- Refuerzo transversal anclar con ganchos de 135° (Vigas y Columnas)
 C)- El primer estribo en vigas colocar a no más de 5cm del elemento de apoyo
 D)- Los traslapes deben cumplir con el código ACI 318-(S)11
 E)- Recubrimiento del refuerzo:
 - Losas: 2.5 cm
 - Vigas y Columnas: 4 cm
 - Hormigón expuesto a la acción del suelo: 7.5 cm

PERFILES METÁLICOS
 Acero estructural-perfiles metálicos. La resistencia a la fluencia debe ser f_y = 2520kg/cm² o mayor. Juntas soldadas. Deberan cumplir con las especificaciones del código AWS. Para aceros tipo ASTM A-36 ó A-50. Las uniones soldadas deberán ser de cordón continuo y de penetración completa.

VISTA 3D:



AUTORES:
 SEGUNDO ESTEBAN CANDO MOLINA JORGE EDUARDO PINTADO ZAMBRANO

REVISIÓN TÉCNICA:

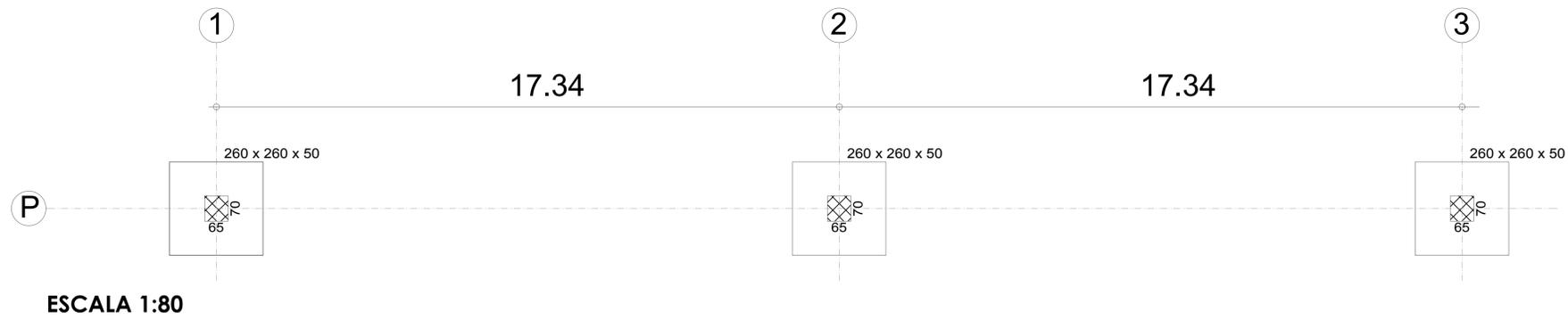
DIBUJO:
 ESTEBAN CANDO & JORGE PINTADO

DISEÑO ESTRUCTURAL

NOMBRE DEL PROYECTO:
 "CÁLCULO, DISEÑO Y COMPARACIÓN COSTO-BENEFICIO DE DOS ALTERNATIVAS ESTRUCTURALES DE UN PASO PEATONAL EN LA AUTOPISTA CUENCA-AZOGUEZ, SECTOR EL DESCANSO"

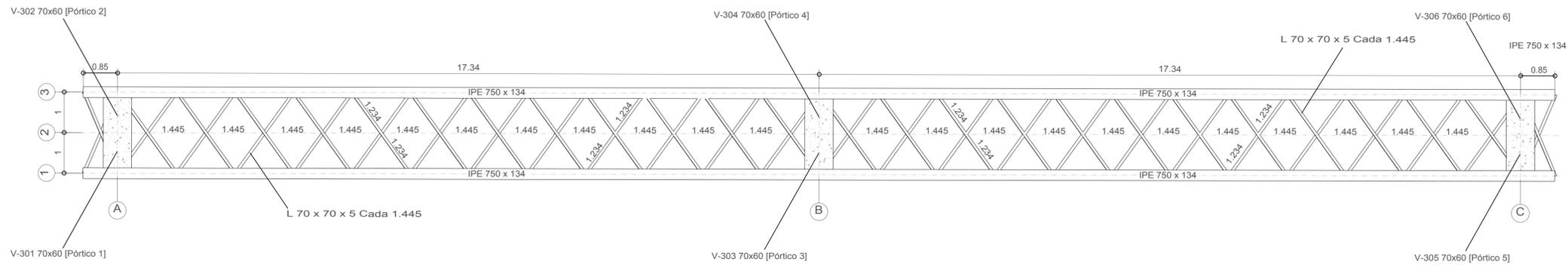
CONTENIDO:
 - VISTA 3D PASO PEATONAL CON SUPERESTRUCTURA DE ACERO

REPLANTEO PILAS



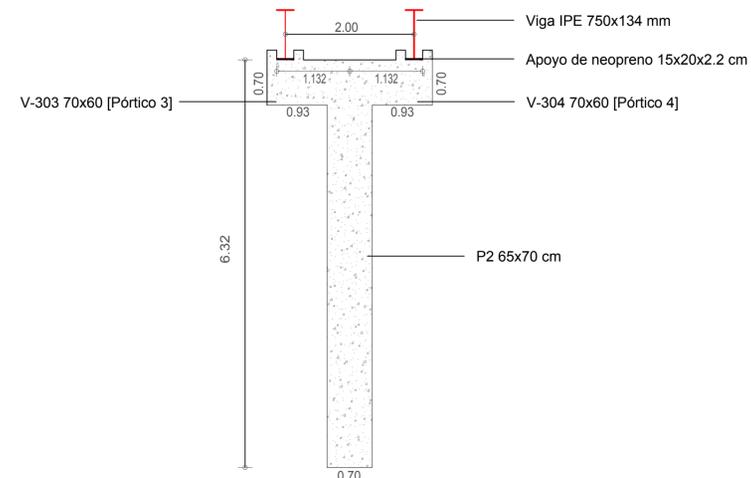
ESCALA 1:80

VISTA EN PLANTA SUPERESTRUCTURA DE ACERO



ESCALA 1:60

VISTA FRONTAL PILA P2



ESCALA 1:50

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

NORMAS UTILIZADAS
 AISI s100-2007 (LRFD), ANSI/AISC 360-10 (LRFD) ACI 318-(S)11
 NEC 2011, NEC-SE-14 AISC-2010(ASD 89/LRFD86) Y AWS-99

HORMIGÓN:
 A)- Tamaño máximo del árido para fundiciones ≤ 30 mm
 B)- Hormigón después de 28 días de fabricación debe ser la Resistencia a la compresión $f_c = 280$ kg/cm² o mayor (Entre losas de cubierta impermeabilizado con aditivos al 100%).

ACERO DE REFUERZO:
 A)- Varillas Corrugadas, Resistencia a la fluencia debe ser $f_y = 4,200$ kg/cm² o mayor
 B)- Refuerzo transversal anclar con ganchos de 135° (Vigas y Columnas)
 C)- El primer estribo en vigas colocar a no más de 5cm del elemento de apoyo
 D)- Los traslapes deben cumplir con el código ACI 318-(S)11
 E)- Recubrimiento del refuerzo:
 - Losas: 2.5 cm
 - Vigas y Columnas: 4 cm
 - Hormigón expuesto a la acción del suelo: 7.5 cm

PERFILES METÁLICOS
 Acero estructural-perfiles metálicos. La resistencia a la fluencia debe ser $f_y = 2520$ kg/cm² o mayor. Juntas soldadas. Deberan cumplir con las especificaciones del código AWS. Para aceros tipo ASTM A-36 ó A-50. Las uniones soldadas deberán ser de cordón continuo y de penetración completa.

VISTA 3D:



AUTORES:

SEGUNDO ESTEBAN CANDO MOLINA JORGE EDUARDO PINTADO ZAMBRANO

REVISIÓN TÉCNICA:

DIBUJO:

ESTEBAN CANDO & JORGE PINTADO

DISEÑO ESTRUCTURAL

NOMBRE DEL PROYECTO:

"CÁLCULO, DISEÑO Y COMPARACIÓN COSTO-BENEFICIO DE DOS ALTERNATIVAS ESTRUCTURALES DE UN PASO PEATONAL EN LA AUTOPISTA CUENCA-AZOGUEZ, SECTOR EL DESCANSO"

CONTENIDO:

- REPLANTEO PILAS
- VISTA EN PLANTA SUPERESTRUCTURA DE ACERO
- VISTA FRONTAL PILA P2

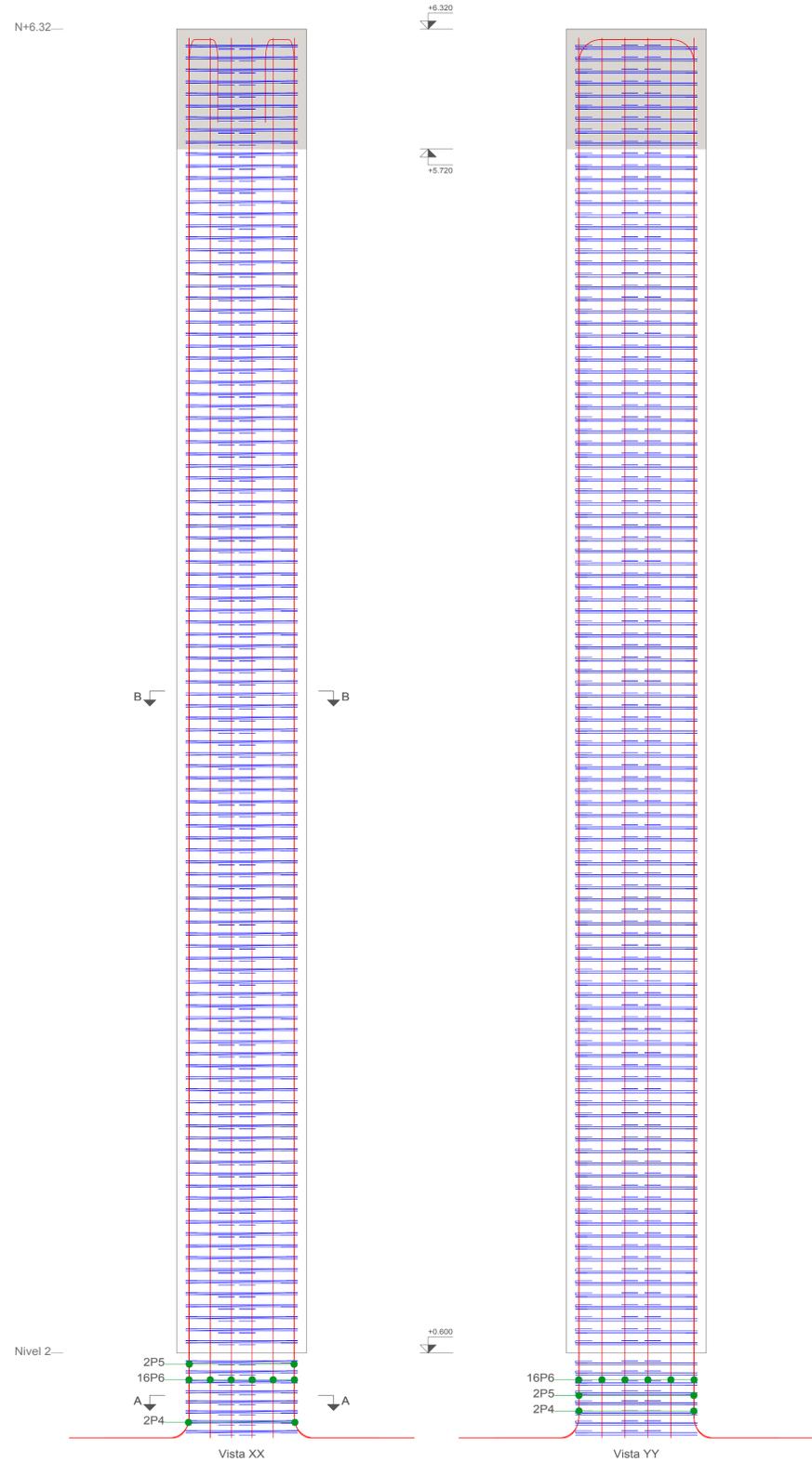
ESCALA: LAS INDICADAS

FECHA: JULIO 2019

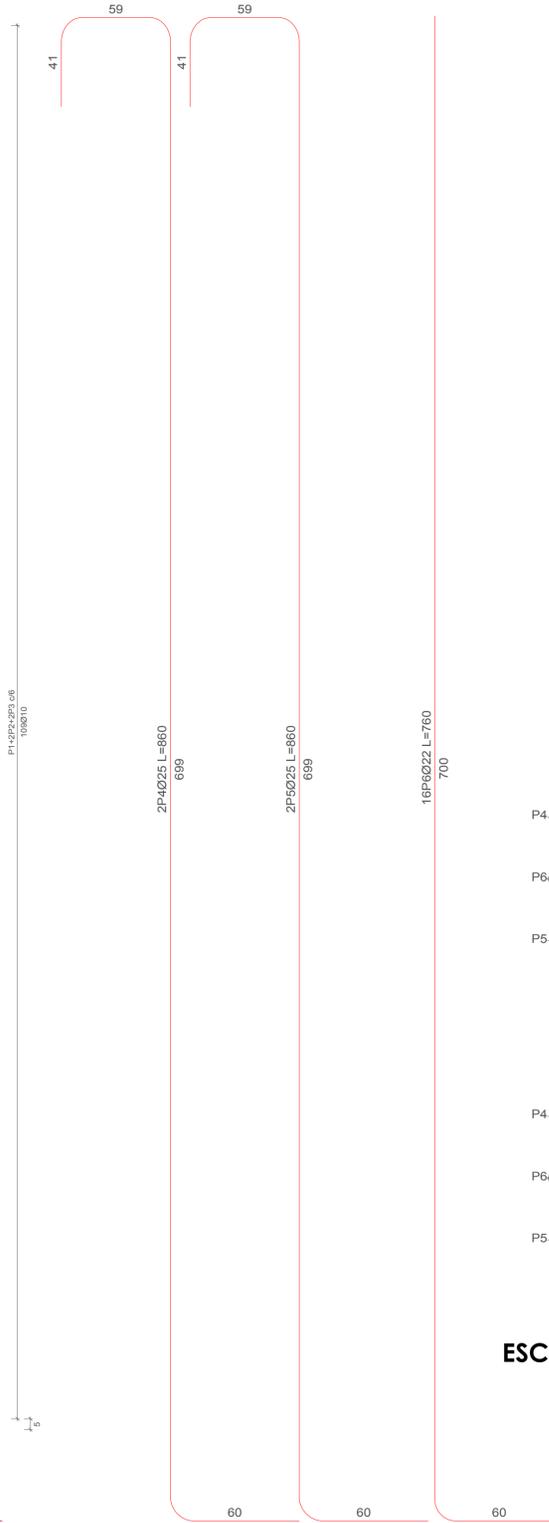
LÁMINA:

2/11

P2, h = +6.32 m



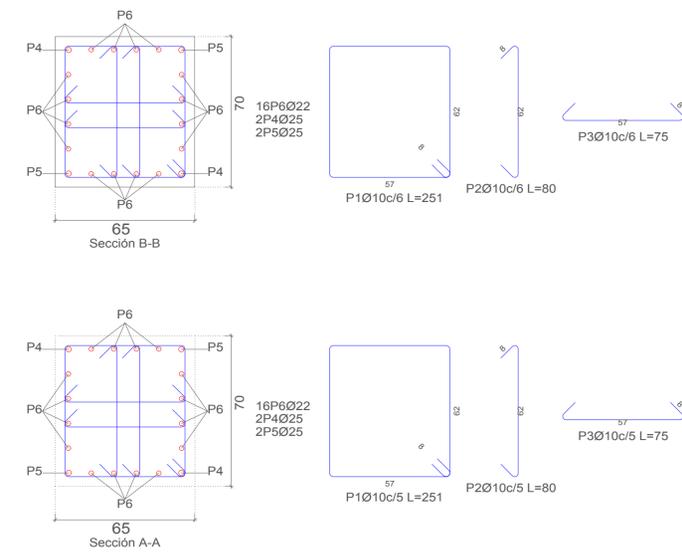
ESCALA 1:15



| Elemento | Pos. | Diám. | No. | Esquema (cm) | Long. (cm) | Total (cm) | Grado 60 (kg) |
|-----------|------|-------|-----|--------------------|------------|------------|---------------|
| P2 | 1 | Ø10 | 117 | | 251 | 29367 | 181.0 |
| | 2 | Ø10 | 234 | | 80 | 18720 | 115.4 |
| | 3 | Ø10 | 234 | | 75 | 17550 | 108.1 |
| | 4 | Ø25 | 2 | Consultar en plano | 860 | 1720 | 66.3 |
| | 5 | Ø25 | 2 | Consultar en plano | 860 | 1720 | 66.3 |
| | 6 | Ø22 | 16 | | 760 | 12160 | 362.8 |
| Total+10% | | | | | | | 989.9 |
| Ø10 | | | | | | | 445.0 |
| Ø22 | | | | | | | 399.1 |
| Ø25 | | | | | | | 145.8 |
| Total | | | | | | | 989.9 |

| Pos. | Diám. | No. | Long. (cm) | Total (cm) |
|------|-------|-----|------------|------------|
| 1 | Ø10 | 117 | 251 | 29367 |
| 2 | Ø10 | 234 | 80 | 18720 |
| 3 | Ø10 | 234 | 75 | 17550 |
| 4 | Ø25 | 2 | 860 | 1720 |
| 5 | Ø25 | 2 | 860 | 1720 |
| 6 | Ø22 | 16 | 760 | 12160 |

| Resumen Acero Columnas | Long. total (m) | Peso+10% (kg) | Total |
|------------------------|-----------------|---------------|-------|
| Grado 60 Ø10 | 656.4 | 445 | 990 |
| Ø22 | 121.6 | 399 | |
| Ø25 | 34.4 | 146 | |



ESCALA 1:15

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

NORMAS UTILIZADAS
 AISI s100-2007 (LRFD), ANSI/AISC 360-10 (LRFD) ACI 318-(S)11
 NEC 2011, NEC-SE-14 AISC-2010(ASD 89/LRFD86) Y AWS-99

HORMIGÓN:
 A)- Tamaño máximo del árido para fundiciones <= 30 mm
 B)- Hormigón después de 28 días de fabricado debe ser la Resistencia a la compresión $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ o mayor (Entre losas de cubierta impermeabilizado con aditivos al 100%).

ACERO DE REFUERZO:
 A)- Varillas Corrugadas, Resistencia a la fluencia debe ser $f_y = 4.200 \text{ kg/cm}^2$ o mayor
 B)- Refuerzo transversal anclar con ganchos de 135° (Vigas y Columnas)
 C)- El primer estribo en vigas colocar a no más de 5cm del elemento de apoyo
 D)- Los traslapes deben cumplir con el código ACI 318-(S)11
 E)- Recubrimiento del refuerzo:
 - Losas: 2.5 cm
 - Vigas y Columnas: 4 cm
 - Hormigón expuesto a la acción del suelo: 7.5 cm

PERFILES METÁLICOS
 Acero estructural-perfiles metálicos. La resistencia a la fluencia debe ser $f_y = 2520 \text{ kg/cm}^2$ o mayor. Juntas soldadas. Deberan cumplir con las especificaciones del código AWS. Para aceros tipo ASTM A-36 ó A-50. Las uniones soldadas deberán ser de cordón continuo y de penetración completa.



AUTORES:
 SEGUNDO ESTEBAN CANDO MOLINA JORGE EDUARDO PINTADO ZAMBRANO

REVISIÓN TÉCNICA:

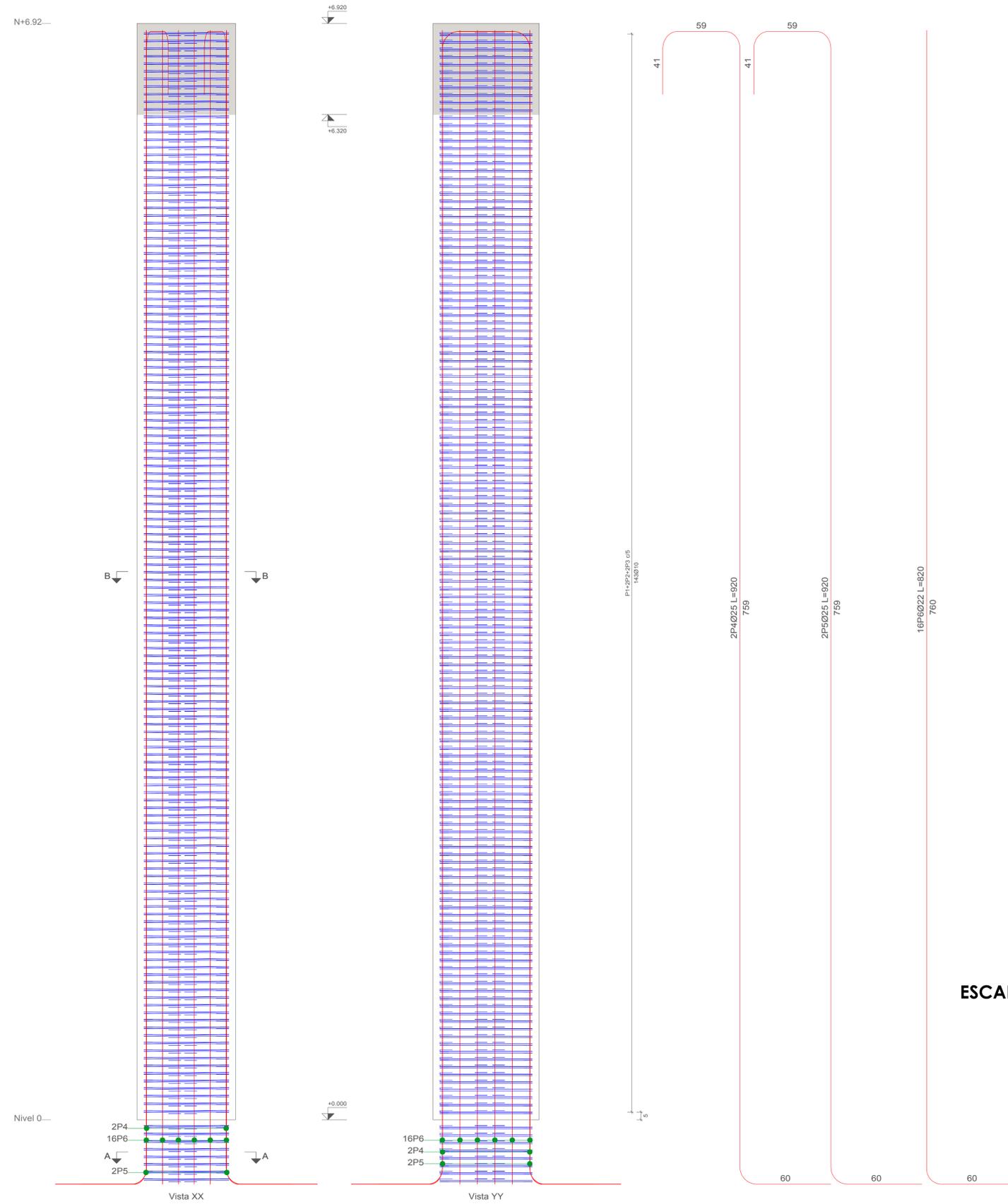
DIBUJO:
 ESTEBAN CANDO & JORGE PINTADO

DISEÑO ESTRUCTURAL

NOMBRE DEL PROYECTO:
 "CÁLCULO, DISEÑO Y COMPARACIÓN COSTO-BENEFICIO DE DOS ALTERNATIVAS ESTRUCTURALES DE UN PASO PEATONAL EN LA AUTOPISTA CUENCA-AZOGUEZ, SECTOR EL DESCANSO"

CONTENIDO:
 - DESPIECE PILA P2, SUPERESTRUCTURA DE ACERO
 - TABLA DE ACEROS

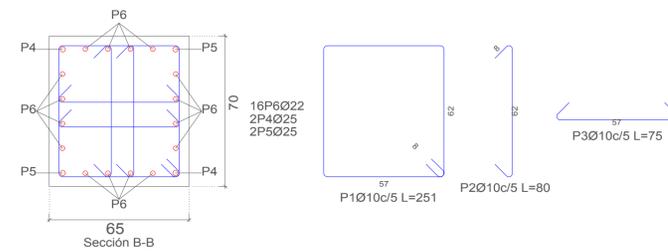
P3, h = +6.92 m



| Elemento | Pos. | Diám. | No. | Esquema (cm) | Long. (cm) | Total (cm) | Grado 60 (kg) |
|-----------|------|-------|-----|--------------------|------------|------------|---------------|
| P3 | 1 | Ø10 | 151 | | 251 | 37901 | 233.6 |
| | 2 | Ø10 | 302 | | 80 | 24160 | 148.9 |
| | 3 | Ø10 | 302 | | 75 | 22650 | 139.6 |
| | 4 | Ø25 | 2 | Consultar en plano | 920 | 1840 | 70.9 |
| | 5 | Ø25 | 2 | Consultar en plano | 920 | 1840 | 70.9 |
| | 6 | Ø22 | 16 | | 820 | 13120 | 391.5 |
| Total+10% | | | | | | | 1160.9 |
| Ø10 | | | | | | | 574.3 |
| Ø22 | | | | | | | 430.6 |
| Ø25 | | | | | | | 156.0 |
| Total | | | | | | | 1160.9 |

| Pos. | Diám. | No. | Long. (cm) | Total (cm) |
|------|-------|-----|------------|------------|
| 1 | Ø10 | 151 | 251 | 37901 |
| 2 | Ø10 | 302 | 80 | 24160 |
| 3 | Ø10 | 302 | 75 | 22650 |
| 4 | Ø25 | 2 | 920 | 1840 |
| 5 | Ø25 | 2 | 920 | 1840 |
| 6 | Ø22 | 16 | 820 | 13120 |

| Resumen Acero Columnas | Long. total (m) | Peso+10% (kg) | Total |
|------------------------|-----------------|---------------|-------|
| Grado 60 Ø10 | 847.1 | 574 | |
| Ø22 | 131.2 | 431 | |
| Ø25 | 36.8 | 156 | 1161 |



ESCALA 1:15

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

NORMAS UTILIZADAS
 AISI s100-2007 (LRFD), ANSI/AISC 360-10 (LRFD) ACI 318-(S)11
 NEC 2011, NEC-SE-14 AISC-2010(ASD 89/LRFD86) Y AWS-99

HORMIGÓN:
 A)- Tamaño máximo del árido para fundiciones <= 30 mm
 B)- Hormigón después de 28 días de fabricado debe ser la Resistencia a la compresión $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ o mayor (Entre losas de cubierta impermeabilizado con aditivos al 100%).

ACERO DE REFUERZO:
 A)- Varillas Corrugadas, Resistencia a la fluencia debe ser $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$ o mayor
 B)- Refuerzo transversal anclar con ganchos de 135° (Vigas y Columnas)
 C)- El primer estribo en vigas colocar a no más de 5cm del elemento de apoyo
 D)- Los traslapes deben cumplir con el código ACI 318-(S)11
 E)- Recubrimiento del refuerzo:
 - Losas: 2.5 cm
 - Vigas y Columnas: 4 cm
 - Hormigón expuesto a la acción del suelo: 7.5 cm

PERFILES METÁLICOS
 Acero estructural-perfiles metálicos. La resistencia a la fluencia debe ser $f_y = 2520 \text{ kg/cm}^2$ o mayor. Juntas soldadas. Deberan cumplir con las especificaciones del código AWS. Para aceros tipo ASTM A-36 ó A-50. Las uniones soldadas deberán ser de cordón continuo y de penetración completa.

VISTA 3D:



AUORES:
 SEGUNDO ESTEBAN CANDO MOLINA JORGE EDUARDO PINTADO ZAMBRANO

REVISIÓN TÉCNICA:

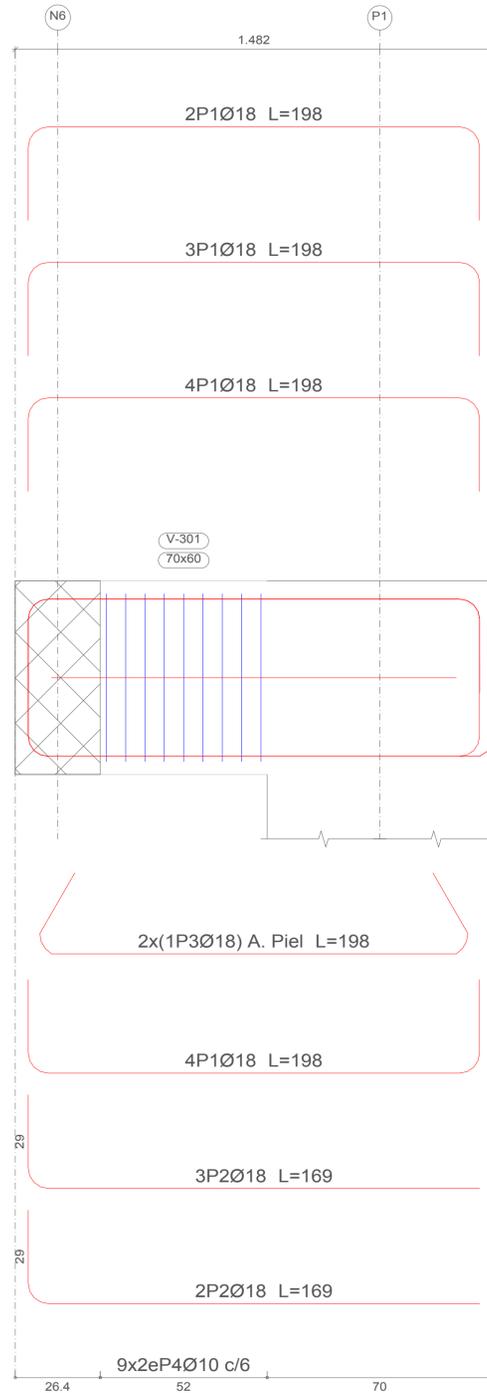
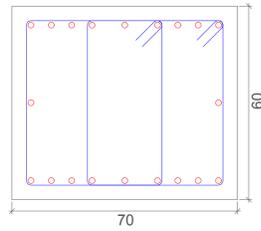
DIBUJO:
 ESTEBAN CANDO & JORGE PINTADO

DISEÑO ESTRUCTURAL
 NOMBRE DEL PROYECTO:
 "CÁLCULO, DISEÑO Y COMPARACIÓN COSTO-BENEFICIO DE DOS ALTERNATIVAS ESTRUCTURALES DE UN PASO PEATONAL EN LA AUTOPISTA CUENCA-AZOGUEZ, SECTOR EL DESCANSO"

CONTENIDO:
 - DESPIECE PILA P3, SUPERESTRUCTURA DE ACERO
 - TABLA DE ACEROS

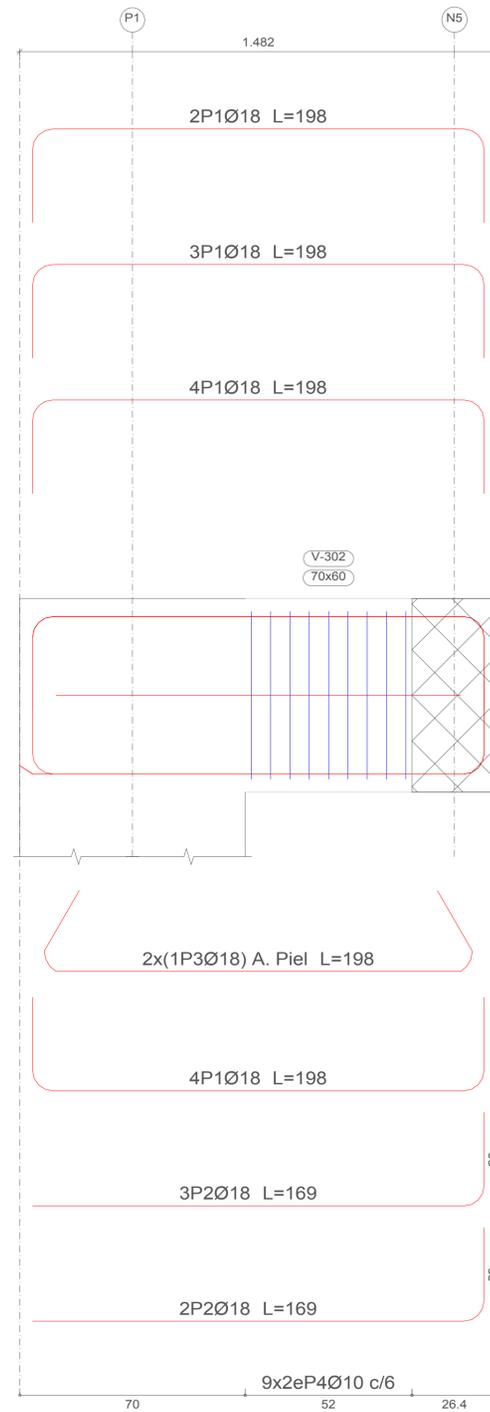
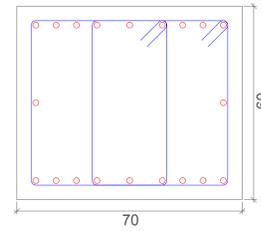
ESCALA 1:15

PÓRTICO 1, V-301



ESCALA 1:10

PÓRTICO 2, V-302



ESCALA 1:10

| Elemento | Pos. | Diám. | No. | Esquema (cm) | Long. (cm) | Total (cm) | Grado 60 (kg) |
|------------|------|-------|-----|--------------|------------|------------|---------------|
| Pórtico 1 | 1 | Ø18 | 13 | | 198 | 2574 | 51.4 |
| | 2 | Ø18 | 5 | | 169 | 845 | 16.9 |
| | 3 | Ø18 | 2 | | 198 | 396 | 7.9 |
| | 4 | Ø10 | | 199 | 3582 | 22.1 | |
| Total+10%: | | | | | | 108.1 | |

| Elemento | Pos. | Diám. | No. | Esquema (cm) | Long. (cm) | Total (cm) | Grado 60 (kg) |
|------------|------|-------|-----|--------------|------------|------------|---------------|
| Pórtico 2 | 1 | Ø18 | 13 | | 198 | 2574 | 51.4 |
| | 2 | Ø18 | 5 | | 169 | 845 | 16.9 |
| | 3 | Ø18 | 2 | | 198 | 396 | 7.9 |
| | 4 | Ø10 | 18 | | 199 | 3582 | 22.1 |
| Total+10%: | | | | | | 108.1 | |

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

NORMAS UTILIZADAS
 AISI s100-2007 (LRFD), ANSI/AISC 360-10 (LRFD) ACI 318-(S)11
 NEC 2011, NEC-SE-14 AISC-2010(ASD 89/LRFD86) Y AWS-99

HORMIGÓN:
 A)- Tamaño máximo del árido para fundiciones <= 30 mm
 B)- Hormigón después de 28 días de fabricado debe ser la Resistencia a la compresión $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ o mayor (Entre losas de cubierta impermeabilizado con aditivos al 100%).

ACERO DE REFUERZO:
 A)- Varillas Corrugadas, Resistencia a la fluencia debe ser $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$ o mayor
 B)- Refuerzo transversal anclar con ganchos de 135° (Vigas y Columnas)
 C)- El primer estribo en vigas colocar a no más de 5cm del elemento de apoyo
 D)- Los traslapes deben cumplir con el código ACI 318-(S)11
 E)- Recubrimiento del refuerzo:
 - Losas: 2.5 cm
 - Vigas y Columnas: 4 cm
 - Hormigón expuesto a la acción del suelo: 7,5 cm

PERFILES METÁLICOS
 Acero estructural-perfiles metálicos. La resistencia a la fluencia debe ser $f_y = 2520 \text{ kg/cm}^2$ o mayor. Juntas soldadas. Deberan cumplir con las especificaciones del código AWS. Para aceros tipo ASTM A-36 ó A-50. Las uniones soldadas deberán ser de cordón continuo y de penetración completa.

VISTA 3D:



AUORES:

SEGUNDO ESTEBAN CANDO MOLINA JORGE EDUARDO PINTADO ZAMBRANO

REVISIÓN TÉCNICA:

DIBUJO:

ESTEBAN CANDO & JORGE PINTADO

DISEÑO ESTRUCTURAL

NOMBRE DEL PROYECTO:

"CÁLCULO, DISEÑO Y COMPARACIÓN COSTO-BENEFICIO DE DOS ALTERNATIVAS ESTRUCTURALES DE UN PASO PEATONAL EN LA AUTOPISTA CUENCA-AZOGUEZ, SECTOR EL DESCANSO"

CONTENIDO:

- DESPIECE PÓRTICOS 1,2, SUPERESTRUCTURA DE ACERO
- TABLA DE ACEROS

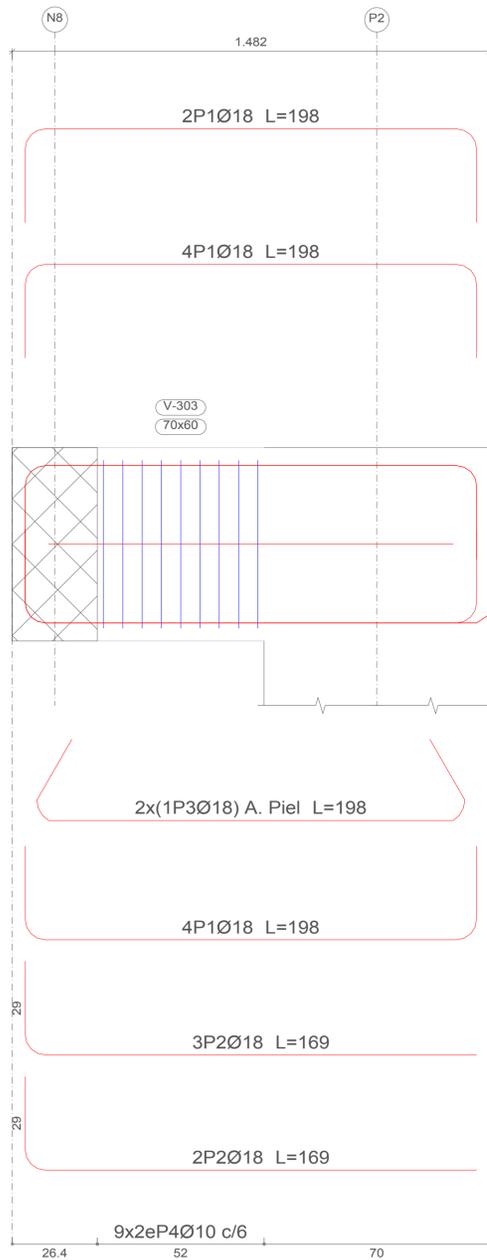
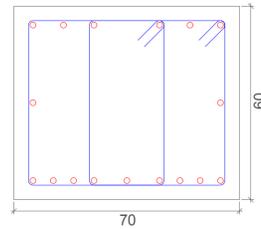
ESCALA: LAS INDICADAS

FECHA: JULIO 2019

LÁMINA:

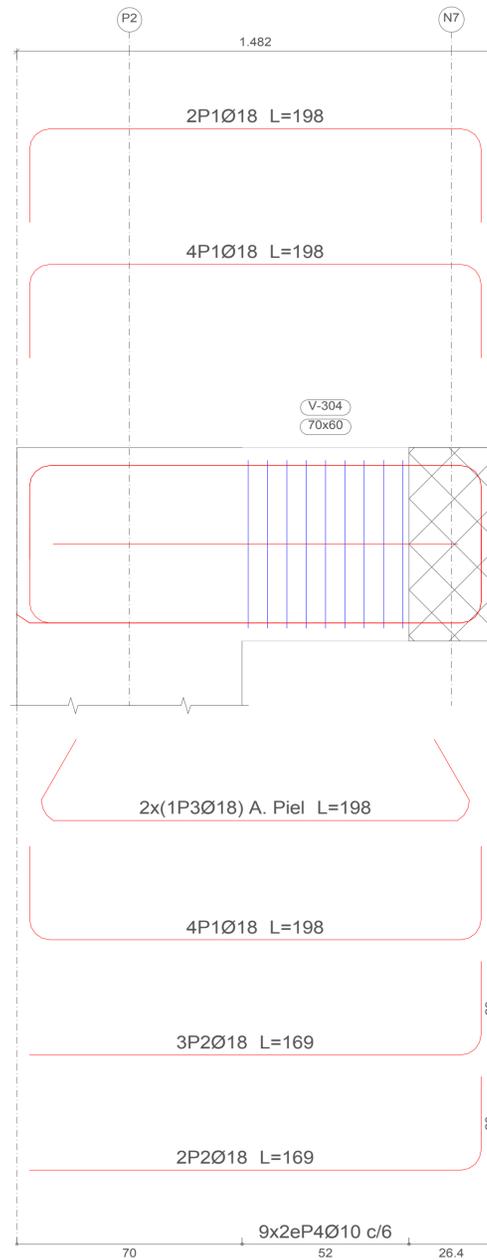
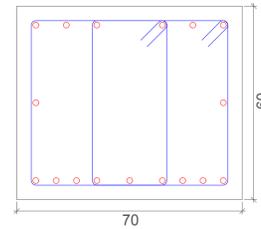
6/11

PÓRTICO 3, V-303



ESCALA 1:10

PÓRTICO 4, V-304



ESCALA 1:10

| Elemento | Pos. | Diám. | No. | Esquema (cm) | Long. (cm) | Total (cm) | Grado 60 (kg) |
|------------|------|-------|-----|--------------|------------|------------|---------------|
| Pórtico 3 | 1 | Ø18 | 10 | | 198 | 1980 | 39.6 |
| | 2 | Ø18 | 5 | | 169 | 845 | 16.9 |
| | 3 | Ø18 | 2 | | 198 | 396 | 7.9 |
| | 4 | Ø10 | 18 | | 199 | 3582 | 22.1 |
| Total+10%: | | | | | | | 95.2 |

| Elemento | Pos. | Diám. | No. | Esquema (cm) | Long. (cm) | Total (cm) | Grado 60 (kg) |
|------------|------|-------|-----|--------------|------------|------------|---------------|
| Pórtico 4 | 1 | Ø18 | 10 | | 198 | 1980 | 39.6 |
| | 2 | Ø18 | 5 | | 169 | 845 | 16.9 |
| | 3 | Ø18 | 2 | | 198 | 396 | 7.9 |
| | 4 | Ø10 | 18 | | 199 | 3582 | 22.1 |
| Total+10%: | | | | | | | 95.2 |

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

NORMAS UTILIZADAS
 AISI s100-2007 (LRFD), ANSI/AISC 360-10 (LRFD) ACI 318-(S)11
 NEC 2011, NEC-SE-14 AISC-2010(ASD 89/LRFD86) Y AWS-99

HORMIGÓN:
 A)- Tamaño máximo del árido para fundiciones <= 30 mm
 B)- Hormigón después de 28 días de fabricación debe ser la Resistencia a la compresión $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ o mayor (Entre losas de cubierta impermeabilizado con aditivos al 100%).

ACERO DE REFUERZO:
 A)- Varillas Corrugadas, Resistencia a la fluencia debe ser $f_y = 4.200 \text{ kg/cm}^2$ o mayor
 B)- Refuerzo transversal anclar con ganchos de 135° (Vigas y Columnas)
 C)- El primer estribo en vigas colocar a no más de 5cm del elemento de apoyo
 D)- Los traslapes deben cumplir con el código ACI 318-(S)11
 E)- Recubrimiento del refuerzo:
 - Losas: 2.5 cm
 - Vigas y Columnas: 4 cm
 - Hormigón expuesto a la acción del suelo: 7.5 cm

PERFILES METÁLICOS
 Acero estructural-perfiles metálicos. La resistencia a la fluencia debe ser $f_y = 2520 \text{ kg/cm}^2$ o mayor. Juntas soldadas. Deberan cumplir con las especificaciones del código AWS. Para aceros tipo ASTM A-36 ó A-50. Las uniones soldadas deberán ser de cordón continuo y de penetración completa.

VISTA 3D:



AUTORES:

SEGUNDO ESTEBAN CANDO MOLINA JORGE EDUARDO PINTADO ZAMBRANO

REVISIÓN TÉCNICA:

DIBUJO:
 ESTEBAN CANDO & JORGE PINTADO

DISEÑO ESTRUCTURAL

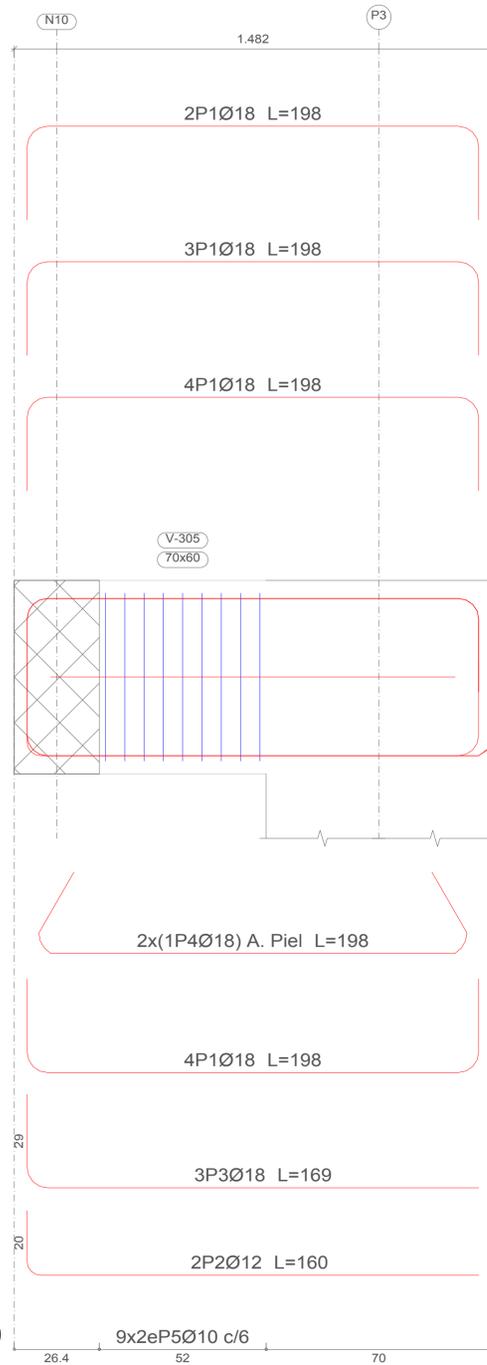
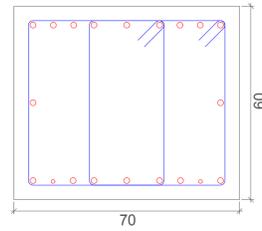
NOMBRE DEL PROYECTO:
 "CÁLCULO, DISEÑO Y COMPARACIÓN COSTO-BENEFICIO DE DOS ALTERNATIVAS ESTRUCTURALES DE UN PASO PEATONAL EN LA AUTOPISTA CUENCA-AZOGUEZ, SECTOR EL DESCANSO"

CONTENIDO:
 - DESPIECE PÓRTICOS 3,4, SUPERESTRUCTURA DE ACERO
 - TABLA DE ACEROS

ESCALA: LAS INDICADAS
 FECHA: JULIO 2019

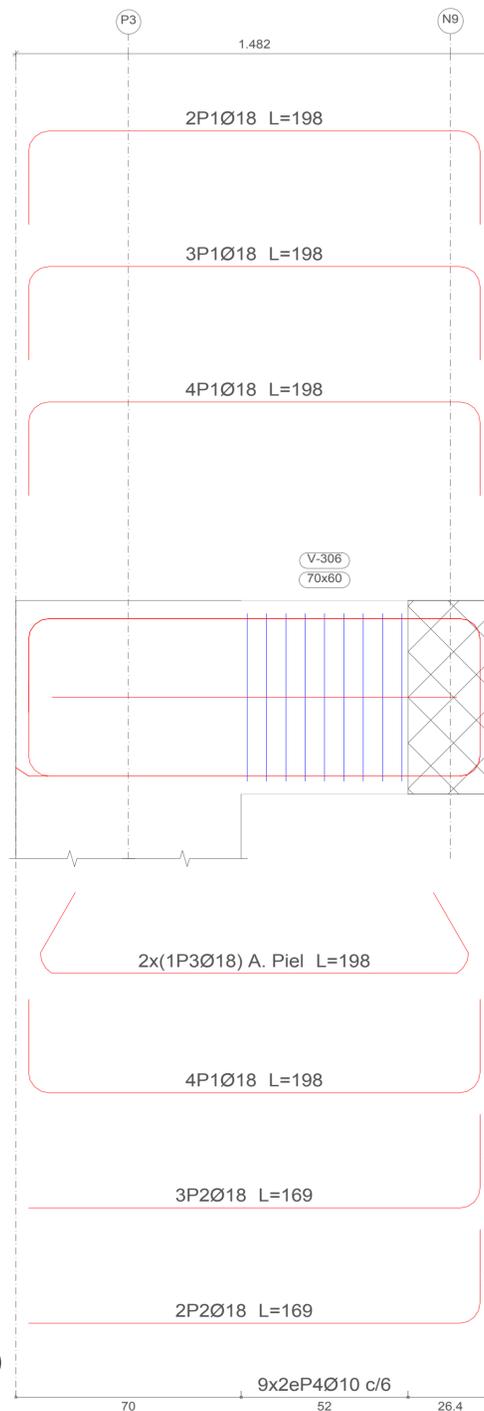
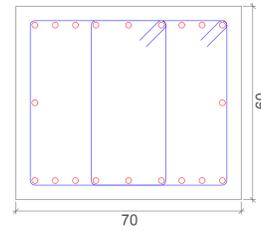
LÁMINA:
7/11

PÓRTICO 5, V-305



ESCALA 1:10

PÓRTICO 6, V-306



ESCALA 1:10

| Elemento | Pos. | Diám. | No. | Esquema (cm) | Long. (cm) | Total (cm) | Grado 60 (kg) |
|------------|------|-------|-----|--------------|------------|------------|---------------|
| Pórtico 5 | 1 | Ø18 | 13 | | 198 | 2574 | 51.4 |
| | 2 | Ø12 | 2 | | 160 | 320 | 2.8 |
| | 3 | Ø18 | 3 | | 169 | 507 | 10.1 |
| | 4 | Ø18 | 2 | | 198 | 396 | 7.9 |
| | 5 | Ø10 | 18 | | 199 | 3582 | 22.1 |
| Total+10%: | | | | | | | 103.7 |

| Elemento | Pos. | Diám. | No. | Esquema (cm) | Long. (cm) | Total (cm) | Grado 60 (kg) |
|------------|------|-------|-----|--------------|------------|------------|---------------|
| Pórtico 6 | 1 | Ø18 | 13 | | 198 | 2574 | 51.4 |
| | 2 | Ø18 | 5 | | 169 | 845 | 16.9 |
| | 3 | Ø18 | 2 | | 198 | 396 | 7.9 |
| | 4 | Ø10 | 18 | | 199 | 3582 | 22.1 |
| Total+10%: | | | | | | | 108.1 |

| Resumen Acero Plano de pórticos | Long. total (m) | Peso+10% (kg) | Total |
|---------------------------------|-----------------|---------------|-------|
| Grado 60 Ø10 | 214.9 | 146 | |
| Ø12 | 3.2 | 3 | |
| Ø18 | 213.6 | 469 | |
| | | | 618 |

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

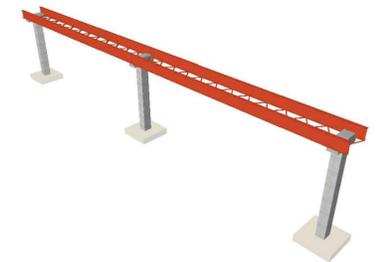
NORMAS UTILIZADAS
 AISI s100-2007 (LRFD), ANSI/AISC 360-10 (LRFD) ACI 318-(S)11
 NEC 2011, NEC-SE-14 AISC-2010(ASD 89/LRFD86) Y AWS-99

HORMIGÓN:
 A)- Tamaño máximo del árido para fundiciones <= 30 mm
 B)- Hormigón después de 28 días de fabricado debe ser la Resistencia a la compresión $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ o mayor (Entre losas de cubierta impermeabilizado con aditivos al 100%).

ACERO DE REFUERZO:
 A)- Varillas Corrugadas, Resistencia a la fluencia debe ser $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$ o mayor
 B)- Refuerzo transversal anclar con ganchos de 135° (Vigas y Columnas)
 C)- El primer estribo en vigas colocar a no más de 5cm del elemento de apoyo
 D)- Los traslapes deben cumplir con el código ACI 318-(S)11
 E)- Recubrimiento del refuerzo:
 - Losas: 2.5 cm
 - Vigas y Columnas: 4 cm
 - Hormigón expuesto a la acción del suelo: 7.5 cm

PERFILES METÁLICOS
 Acero estructural-perfiles metálicos. La resistencia a la fluencia debe ser $f_y = 2520 \text{ kg/cm}^2$ o mayor. Juntas soldadas. Deberan cumplir con las especificaciones del código AWS. Para aceros tipo ASTM A-36 ó A-50. Las uniones soldadas deberán ser de cordón continuo y de penetración completa.

VISTA 3D:



AUTORES:

SEGUNDO ESTEBAN CANDO MOLINA JORGE EDUARDO PINTADO ZAMBRANO

REVISIÓN TÉCNICA:

DIBUJO:

ESTEBAN CANDO & JORGE PINTADO

DISEÑO ESTRUCTURAL

NOMBRE DEL PROYECTO:

"CÁLCULO, DISEÑO Y COMPARACIÓN COSTO-BENEFICIO DE DOS ALTERNATIVAS ESTRUCTURALES DE UN PASO PEATONAL EN LA AUTOPISTA CUENCA-AZOGUEZ, SECTOR EL DESCANSO"

CONTENIDO:

- DESPIECE PÓRTICOS 5,6, SUPERESTRUCTURA DE ACERO
- TABLA DE ACEROS
- TABLA RESÚMEN DE ACEROS EN PÓRTICOS

ESCALA: LAS INDICADAS

FECHA: JULIO 2019

LÁMINA:

8/11

DESPIECE DE ZAPATAS P1, P2, P3

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

NORMAS UTILIZADAS
 AISI s100-2007 (LRFD), ANSI/AISC 360-10 (LRFD) ACI 318-(S)11
 NEC 2011, NEC-SE-14 AISC-2010(ASD 89/LRFD86) Y AWS-99

HORMIGÓN:
 A)- Tamaño máximo del árido para fundiciones <= 30 mm
 B)- Hormigón después de 28 días de fabricado debe ser la Resistencia a la compresión $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ o mayor (Entre losas de cubierta impermeabilizado con aditivos al 100%).

ACERO DE REFUERZO:
 A)- Varillas Corrugadas, Resistencia a la fluencia debe ser $f_y = 4.200 \text{ kg/cm}^2$ o mayor
 B)- Refuerzo transversal anclar con ganchos de 135° (Vigas y Columnas)
 C)- El primer estribo en vigas colocar a no más de 5cm del elemento de apoyo
 D)- Los traslapes deben cumplir con el código ACI 318-(S)11
 E)- Recubrimiento del refuerzo:
 - Losas: 2.5 cm
 - Vigas y Columnas: 4 cm
 - Hormigón expuesto a la acción del suelo: 7,5 cm

PERFILES METÁLICOS
 Acero estructural-perfiles metálicos. La resistencia a la fluencia debe ser $f_y = 2520 \text{ kg/cm}^2$ o mayor. Juntas soldadas. Deberan cumplir con las especificaciones del código AWS. Para aceros tipo ASTM A-36 ó A-50. Las uniones soldadas deberán ser de cordón continuo y de penetración completa.

VISTA 3D:



AUTORES:
 SEGUNDO ESTEBAN CANDO MOLINA JORGE EDUARDO PINTADO ZAMBRANO

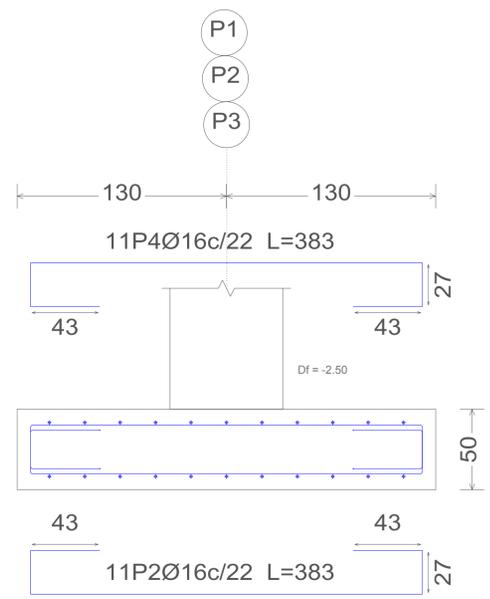
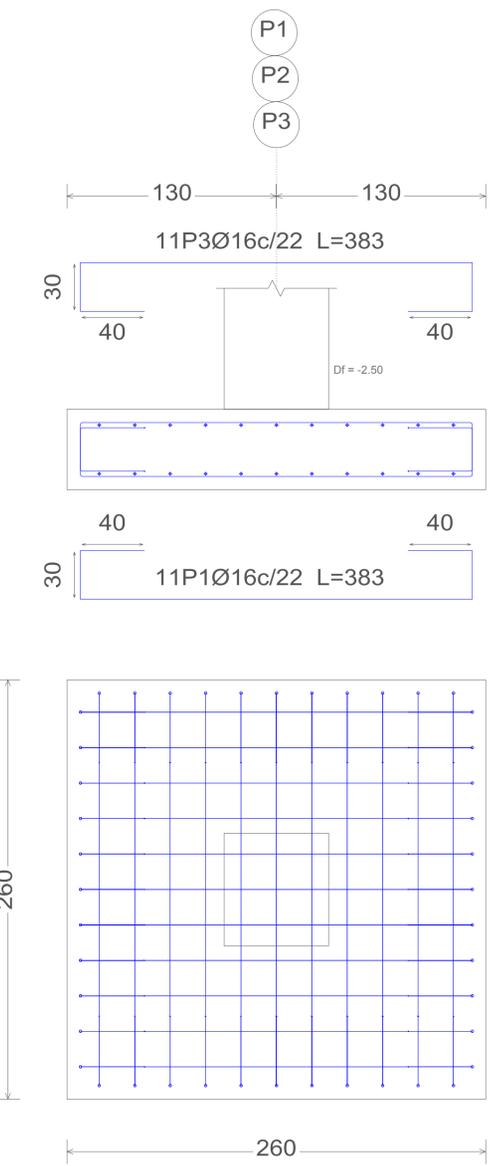
REVISIÓN TÉCNICA:

DIBUJO:
 ESTEBAN CANDO & JORGE PINTADO

DISEÑO ESTRUCTURAL

NOMBRE DEL PROYECTO:
 "CÁLCULO, DISEÑO Y COMPARACIÓN COSTO-BENEFICIO DE DOS ALTERNATIVAS ESTRUCTURALES DE UN PASO PEATONAL EN LA AUTOPISTA CUENCA-AZOGUEZ, SECTOR EL DESCANSO"

CONTENIDO:
 - DESPIECE DE ZAPATAS P1,P1,P3, SUPERESTRUCTURA DE ACERO
 - TABLA DE ACEROS
 - TABLA DE ACEROS DE ARRANQUES



P3



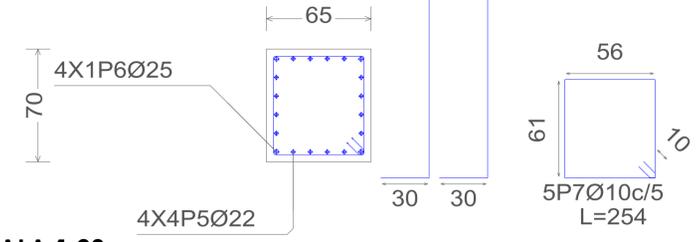
| Elemento | Pos. | Diám. | No. | Long. (cm) | Total (cm) | Grado 60 (kg) |
|-----------------|------|-------|-----|------------|------------|---------------|
| P3=P2=P1 | 1 | Ø16 | 11 | 383 | 4213 | 66.5 |
| | 2 | Ø16 | 11 | 383 | 4213 | 66.5 |
| | 3 | Ø16 | 11 | 383 | 4213 | 66.5 |
| | 4 | Ø16 | 11 | 383 | 4213 | 66.5 |
| | 5 | Ø22 | 16 | 853 | 13648 | 407.2 |
| | 6 | Ø25 | 4 | 903 | 3612 | 139.2 |
| | 7 | Ø10 | 5 | 254 | 1270 | 7.8 |
| Total+10% (x3): | | | | | 902.2 | 2706.6 |
| | | | | | Ø10: | 25.8 |
| | | | | | Ø16: | 877.8 |
| | | | | | Ø22: | 1343.7 |
| | | | | | Ø25: | 459.3 |
| | | | | | Total: | 2706.6 |

| Resumen Acero Elemento | Long. total (m) | Peso+10% (kg) | Total |
|------------------------|-----------------|---------------|-------|
| Grado 60 Ø10 | 38.1 | 26 | |
| Ø16 | 505.6 | 878 | |
| Ø22 | 409.4 | 1344 | |
| Ø25 | 108.4 | 459 | |
| | | | 2707 |

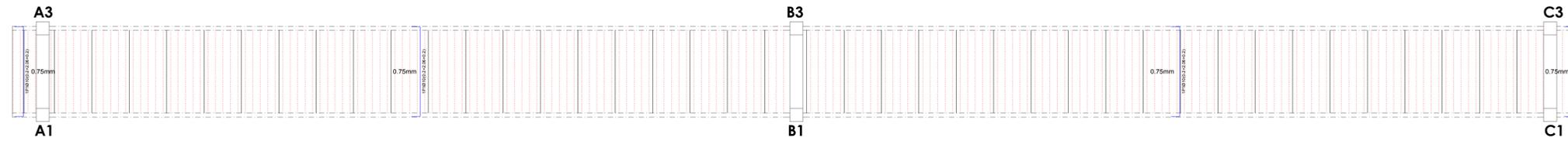
| Cuadro de arranques | | |
|---------------------|------------------|-------|
| Referencias | Armados Esquinas | |
| P3 y P2 | 4Ø25 | 16Ø22 |
| P1 | 4Ø25 | 16Ø20 |

ESCALA 1:20

ESCALA 1:20



LOSA MIXTA, ARMADO LONGITUDINAL SUPERIOR

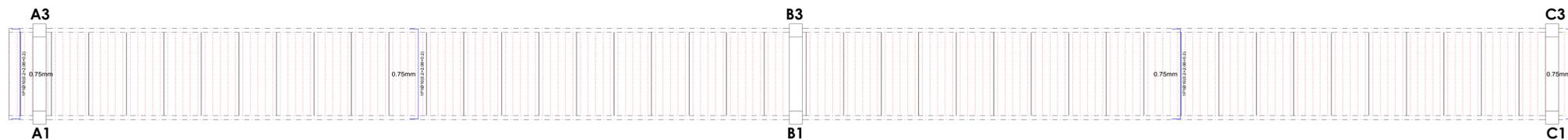


ESCALA 1:55

| Elemento | Pos. | Diám. | No. | Long. (m) | Total (m) | Grado 60 (kg) |
|--------------------------------|------------|-------|-----|-----------|-----------|---------------|
| Armadura longitudinal superior | 1 | Ø10 | 205 | 2.46 | 504.3 | 310.8 |
| | Total+10%: | | | | | 341.9 |
| | | | | | Ø10: | 341.9 |
| | | | | | Total: | 341.9 |

| Resumen Acero | Long. total (m) | Peso+10% (kg) |
|--------------------------------|-----------------|---------------|
| N+6.32 | | |
| Armadura longitudinal superior | | |
| Grado 60 | Ø10 | 504.3 |
| | | 342 |

LOSA MIXTA, ARMADO TRANSVERSAL SUPERIOR



ESCALA 1:55

| Elemento | Pos. | Diám. | No. | Long. (m) | Total (m) | Grado 60 (kg) |
|-------------------------------|------------|-------|-----|-----------|-----------|---------------|
| Armadura transversal superior | 1 | Ø10 | 205 | 2.46 | 504.3 | 310.8 |
| | Total+10%: | | | | | 341.9 |
| | | | | | Ø10: | 341.9 |
| | | | | | Total: | 341.9 |

| Resumen Acero | Long. total (m) | Peso+10% (kg) |
|-------------------------------|-----------------|---------------|
| N+6.32 | | |
| Armadura transversal superior | | |
| Grado 60 | Ø10 | 504.3 |
| | | 342 |

| Tabla de características de losas mixtas | |
|--|--|
| EUROMODUL44 posición u | |
| EUROPERFIL - HAIRONVILLE | |
| Espesor: 44 mm | |
| Intereje: 172 mm | |
| Ancho panel: 860 mm | |
| Ancho superior: 53 mm | |
| Ancho inferior: 71 mm | |
| Tipo de empalme lateral: Superior | |
| Límite elástico: 3261.98 kp/cm ² | |
| Perfil: 0.75mm | |
| Peso superficial: 7.67 kg/m ² | |
| Momento de inercia: 31.16 cm ⁴ /m | |
| Módulo resistente: 15.12 cm ³ /m | |
| | |
| Todos las losas | |
| EUROMODUL44 posición u, 0.75mm, 10.0 cm: 73.12 m ² | |
| Apuntalamientos | |
| Ningún paño necesita apuntalamiento. | |
| Nota: Las chapas deben fijarse al perfil de apoyo mediante tornillos o fijaciones que eviten su movimiento en fase de ejecución. Consulte los detalles de apoyo y empalme de la chapa sobre los apoyos, así como las piezas especiales de borde. | |

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

NORMAS UTILIZADAS

ANSI 318-(S)11
ANSI/AISC 360-10 (LRFD) ACI 318-(S)11
NEC 2011, NEC-SE-14 AISC-2010(ASD 89/LRFD86) Y AWS-99

HORMIGÓN:

- A)- Tamaño máximo del árido para fundiciones <= 30 mm
- B)- Hormigón después de 28 días de fabricado debe ser la Resistencia a la compresión $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ o mayor (Entre losas de cubierta impermeabilizado con aditivos al 100%).

ACERO DE REFUERZO:

- A)- Varillas Corrugadas, Resistencia a la fluencia debe ser $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$ o mayor
- B)- Refuerzo transversal anclar con ganchos de 135° (Vigas y Columnas)
- C)- El primer estribo en vigas colocar a no más de 5cm del elemento de apoyo
- D)- Los traslapes deben cumplir con el código ACI 318-(S)11
- E)- Recubrimiento del refuerzo:
 - Losas: 2.5 cm
 - Vigas y Columnas: 4 cm
 - Hormigón expuesto a la acción del suelo: 7.5 cm

PERFILES METÁLICOS

Acero estructural-perfiles metálicos. La resistencia a la fluencia debe ser $f_y = 2520 \text{ kg/cm}^2$ o mayor. Juntas soldadas. Deberan cumplir con las especificaciones del código AWS. Para aceros tipo ASTM A-36 ó A-50. Las uniones soldadas deberán ser de cordón continuo y de penetración completa.

VISTA 3D:



AUTORES:

SEGUNDO ESTEBAN CANDO MOLINA

JORGE EDUARDO PINTADO ZAMBRANO

REVISIÓN TÉCNICA:

DIBUJO:

ESTEBAN CANDO & JORGE PINTADO

DISEÑO ESTRUCTURAL

NOMBRE DEL PROYECTO:

"CÁLCULO, DISEÑO Y COMPARACIÓN COSTO-BENEFICIO DE DOS ALTERNATIVAS ESTRUCTURALES DE UN PASO PEATONAL EN LA AUTOPISTA CUENCA-AZOGUEZ, SECTOR EL DESCANSO"

CONTENIDO:

- LOSA MIXTA, ARMADO LONGITUDINAL SUPERIOR
- LOSA MIXTA, ARMADO TRANSVERSAL SUPERIOR
- TABLA DE ACEROS
- DETALLE DE CARACTERÍSTICAS DE LA LOSA MIXTA

ESCALA: LAS INDICADAS

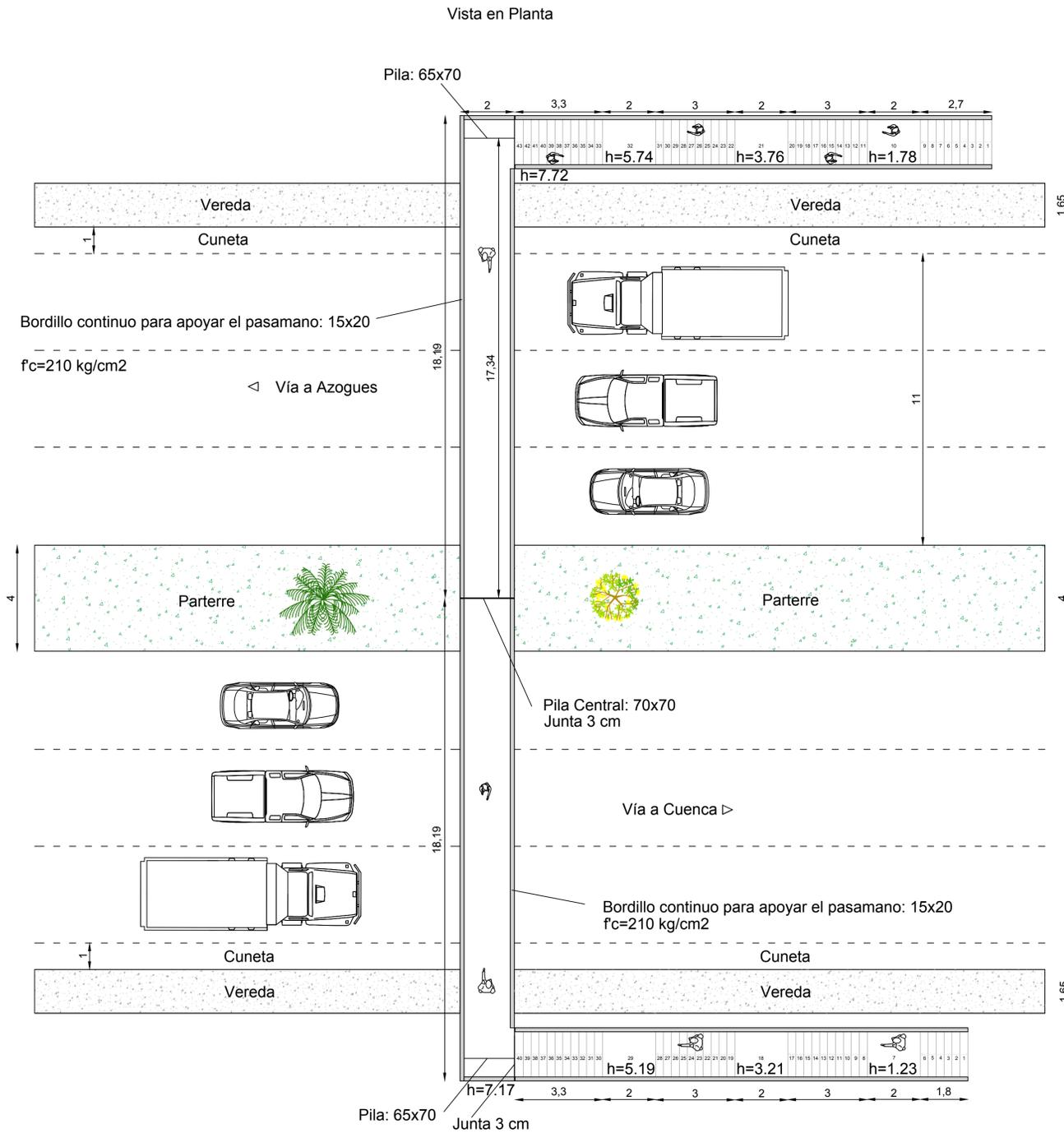
FECHA: JULIO 2019

LÁMINA:

11/11

**PASO PEATONAL CON
SUPERESTRUCTURA
PREFABRICADA DOBLE "T"**

VISTA EN PLANTA

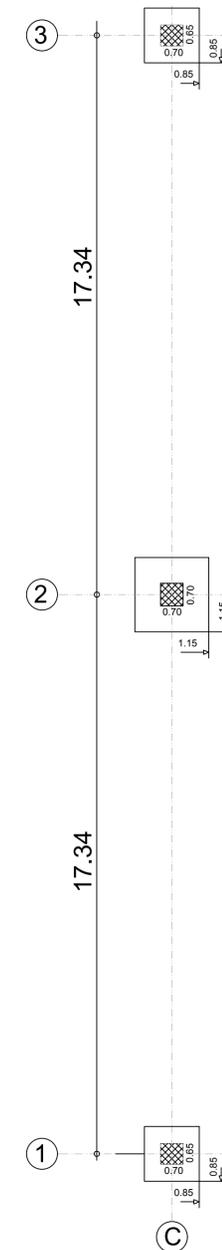


ESCALA 1:100



UBICACION DE PROYECTO
X: 735970.00m E
Y: 9686296.00m S

REPLANTEO PILAS



ESCALA 1:100

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

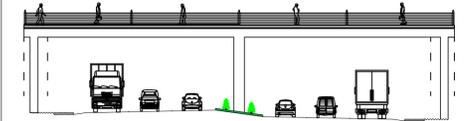
NORMAS UTILIZADAS
AISI s100-2007 (LRFD), ANSI/AISC 360-10 (LRFD) ACI 318-(S)11
NEC 2011, NEC-SE-14 AISC-2010(ASD 89/LRFD86) Y AWS-99

HORMIGÓN:
A)- Tamaño máximo del árido para fundiciones ≤ 30 mm
B)- Hormigón después de 28 días de fabricación debe ser la Resistencia a la compresión $f'c = 300$ kg/cm² o mayor (Entre losas de cubierta impermeabilizado con aditivos al 100%).

ACERO DE REFUERZO:
A)- Varillas Corrugadas, Resistencia a la fluencia debe ser $f_y = 4,200$ kg/cm² o mayor
B)- Refuerzo transversal anclar con ganchos de 135° (Vigas y Columnas)
C)- El primer estribo en vigas colocar a no más de 5cm del elemento de apoyo
D)- Los traslapes deben cumplir con el código ACI 318-(S)11
E)- Recubrimiento del refuerzo:
- Losas: 2.5 cm
- Vigas y Columnas: 4 cm
- Hormigón expuesto a la acción del suelo: 7.5 cm

PERFILES METÁLICOS
Acero estructural-perfiles metálicos. La resistencia a la fluencia debe ser $f_y = 2520$ kg/cm² o mayor. Juntas soldadas. Deberan cumplir con las especificaciones del código AWS. Para aceros tipo ASTM A-36 ó A-50. Las uniones soldadas deberán ser de cordón continuo y de penetración completa.

VISTA :



AUTORES:

SEGUNDO ESTEBAN CANDO MOLINA JORGE EDUARDO PINTADO ZAMBRANO

REVISIÓN TÉCNICA:

DIBUJO:

ESTEBAN CANDO & JORGE PINTADO

DISEÑO ESTRUCTURAL

NOMBRE DEL PROYECTO:

"CÁLCULO, DISEÑO Y COMPARACIÓN COSTO-BENEFICIO DE DOS ALTERNATIVAS ESTRUCTURALES DE UN PASO PEATONAL EN LA AUTOPISTA CUENCA-AZOGUEZ, SECTOR EL DESCANSO"

CONTENIDO:

- VISTA EN PLANTA DEL PASO PEATONAL
- UBICACIÓN DEL PROYECTO
- REPLANTEO PILAS

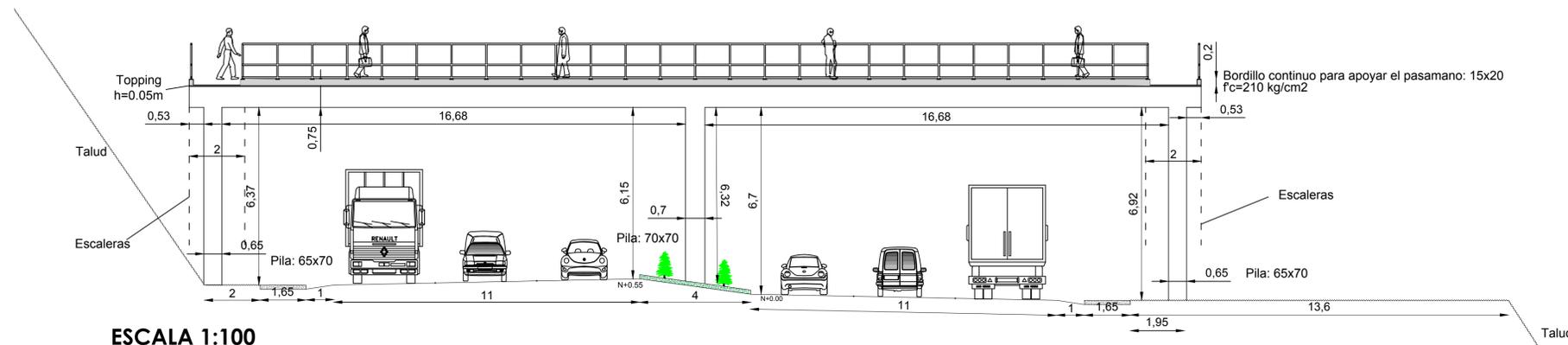
ESCALA: LAS INDICADAS

FECHA: JULIO 2019

LÁMINA:

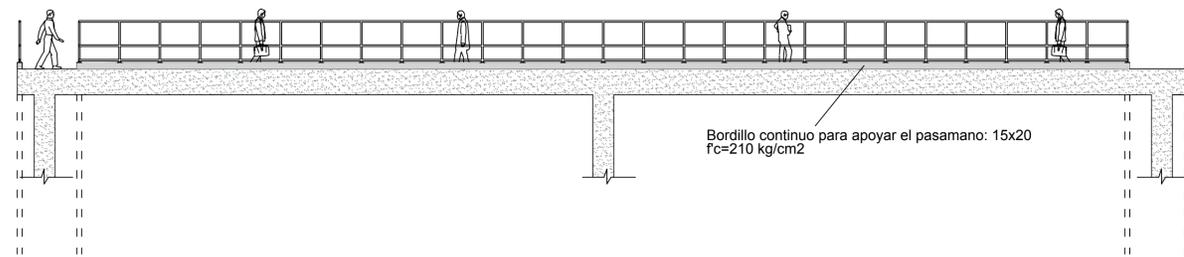
1/48

VISTA FRONTAL



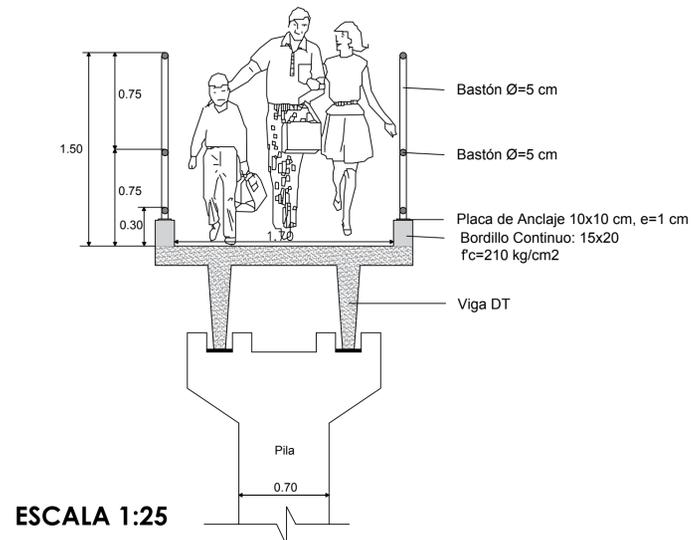
ESCALA 1:100

VISTA FRONTAL DE PASAMANOS Y BORDILLOS



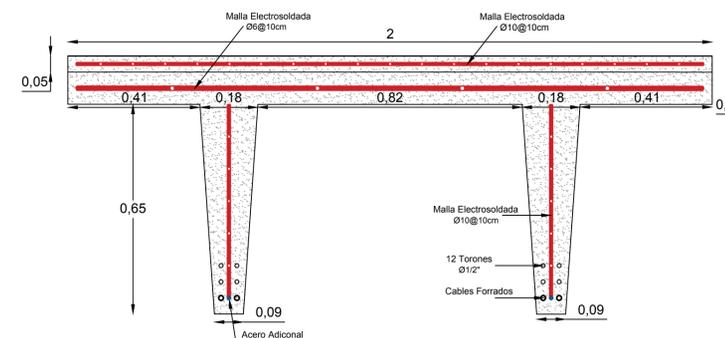
ESCALA 1:100

DETALLE DE PASAMANOS Y BORDILLOS



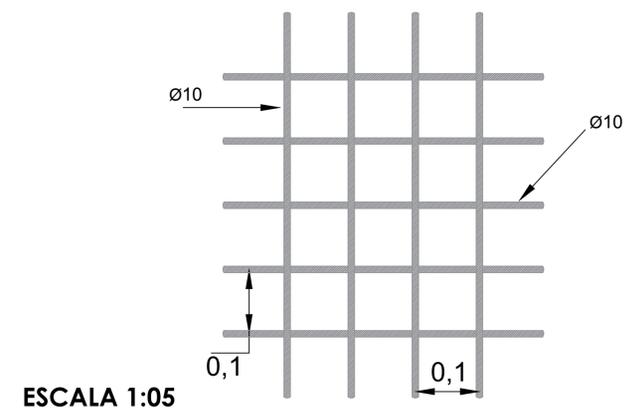
ESCALA 1:25

ARMADO DE LA VIGA PRETENSADA DOBLE T



ESCALA 1:10

DETALLE DE MALLA ELECTROSOLDADA



ESCALA 1:05

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

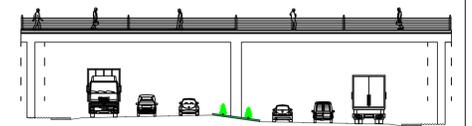
NORMAS UTILIZADAS
 AISI s100-2007 (LRFD), ANSI/AISC 360-10 (LRFD) ACI 318-(S)11
 NEC 2011, NEC-SE-14 AISC-2010(ASD 89/LRFD86) Y AWS-99

HORMIGÓN:
 A)- Tamaño máximo del árido para fundiciones $\leq 30\text{ mm}$
 B)- Hormigón después de 28 días de fabricado debe ser la Resistencia a la compresión $f_c = 300\text{ kg/cm}^2$ o mayor (Entre losas de cubierta impermeabilizado con aditivos al 100%).

ACERO DE REFUERZO:
 A)- Varillas Corrugadas, Resistencia a la fluencia debe ser $f_y = 4,200\text{ kg/cm}^2$ o mayor
 B)- Refuerzo transversal anclar con ganchos de 135° (Vigas y Columnas)
 C)- El primer estribo en vigas colocar a no más de 5cm del elemento de apoyo
 D)- Los traslapes deben cumplir con el código ACI 318-(S)11
 E)- Recubrimiento del refuerzo:
 - Losas: 2.5 cm
 - Vigas y Columnas: 4 cm
 - Hormigón expuesto a la acción del suelo: 7.5 cm

PERFILES METÁLICOS
 Acero estructural-perfiles metálicos. La resistencia a la fluencia debe ser $f_y = 2520\text{ kg/cm}^2$ o mayor. Juntas soldadas. Deberan cumplir con las especificaciones del código AWS. Para aceros tipo ASTM A-36 ó A-50. Las uniones soldadas deberán ser de cordón continuo y de penetración completa.

VISTA :



AUTORES:

SEGUNDO ESTEBAN CANDO MOLINA JORGE EDUARDO PINTADO ZAMBRANO

REVISIÓN TÉCNICA:

DIBUJO:

ESTEBAN CANDO & JORGE PINTADO

DISEÑO ESTRUCTURAL

NOMBRE DEL PROYECTO:

"CÁLCULO, DISEÑO Y COMPARACIÓN COSTO-BENEFICIO DE DOS ALTERNATIVAS ESTRUCTURALES DE UN PASO PEATONAL EN LA AUTOPISTA CUENCA-AZOGUEZ, SECTOR EL DESCANSO"

CONTENIDO:

- VISTA FRONTAL DEL PASO PEATONAL
- VISTA FRONTAL DE PASAMANOS Y BORDILLOS
- ARMADO DE VIGA PRETENSADA DOBLE T
- DETALLE DE PASAMANOS Y BORDILLOS
- DETALLE DE MALLA ELECTROSOLDADA

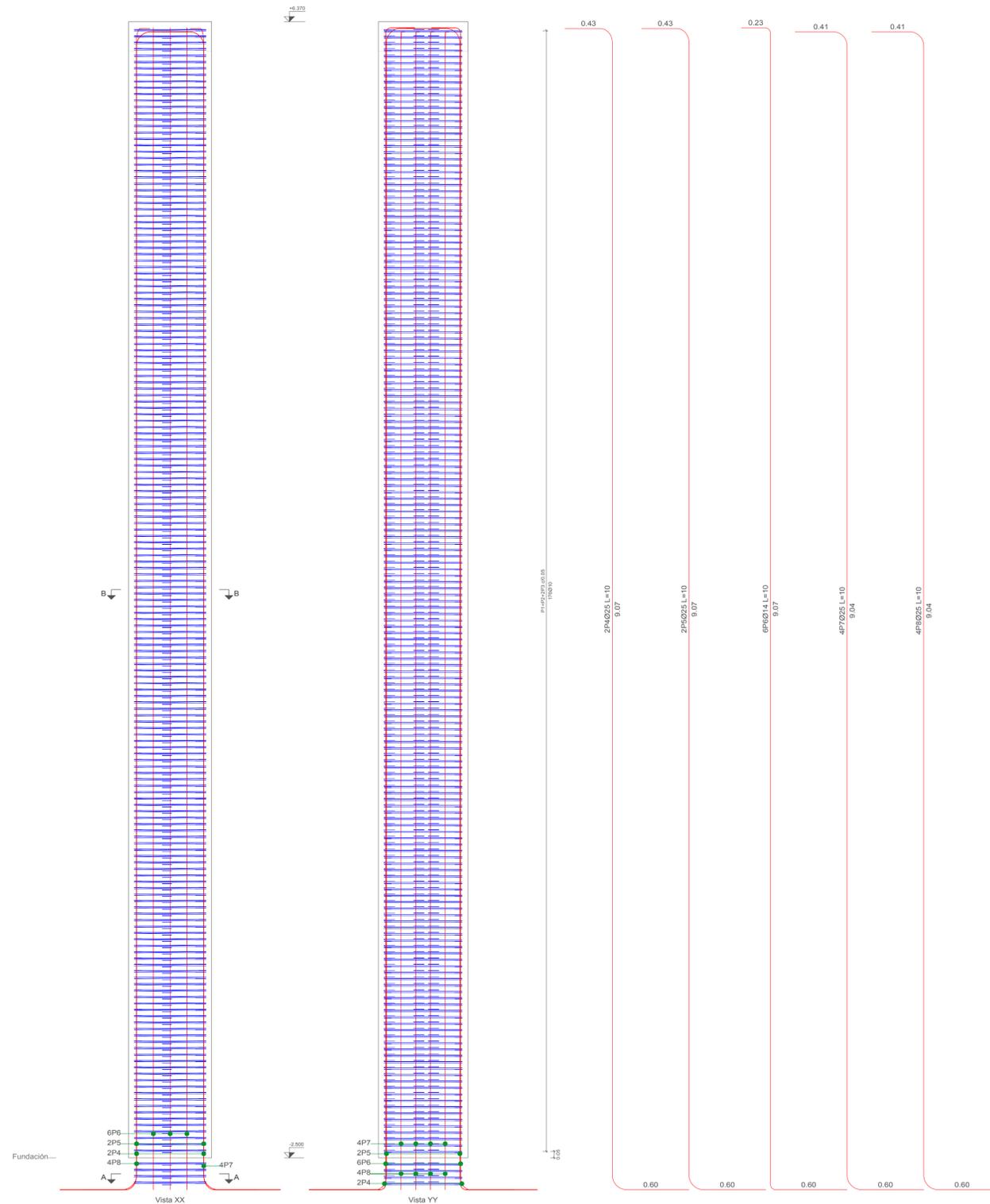
ESCALA: LAS INDICADAS

FECHA: JULIO 2019

LÁMINA:

2/48

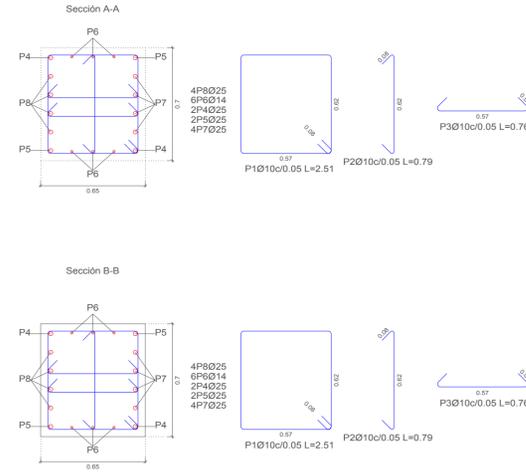
C1, h = +6.37 m



ESCALA 1:20

| | |
|--|------------------------|
| Acero: Grado 60 (Latinoamérica) (575.0 kg) | Planta: N+0.00, N+6.37 |
| Hormigón: f _c =300 (4.04 m ³) Tamaño máximo del agregado: 15 mm | Escala 1:20 |
| Encofrado: 23.95 m ² Recubrimiento geométrico: 4 cm | |

Plataques que nacen en N+0.00 y mueren en N+6.37
 Hormigón: f_c=300
 Acero en estribos: Grado 60 (Latinoamérica)



ESCALA 1:20

| Elemento | Pos. | Diám. | No. | Esquema (m) | Long. (m) | Total (m) | Grado 60 (kg) |
|------------|------|-------|-----|--------------------|-----------|-----------|---------------|
| C1 | 1 | Ø10 | 180 | | 2.51 | 451.8 | 278.4 |
| | 2 | Ø10 | 180 | | 0.79 | 142.2 | 87.6 |
| | 3 | Ø10 | 360 | | 0.76 | 273.6 | 168.6 |
| | 4 | Ø25 | 2 | Consultar en plano | 10.1 | 20.2 | 77.8 |
| | 5 | Ø25 | 2 | Consultar en plano | 10.1 | 20.2 | 77.8 |
| | 6 | Ø14 | 6 | | 9.97 | 9.97 | 59.4 |
| | 7 | Ø25 | 4 | | 10.05 | 40.2 | 154.9 |
| | 8 | Ø25 | 4 | Consultar en plano | 10.05 | 40.2 | 154.9 |
| Total+10%: | | | | | | | 1179.0 |
| | | | | | | | Ø10: 588.1 |
| | | | | | | | Ø14: 79.0 |
| | | | | | | | Ø25: 511.9 |
| | | | | | | | Total: 1179.0 |

| Pos. | Diám. | No. | Long. (cm) | Total (cm) |
|------|-------|-----|------------|------------|
| 1 | Ø10 | 180 | 251 | 45180 |
| 2 | Ø10 | 180 | 79 | 14220 |
| 3 | Ø10 | 360 | 76 | 27360 |
| 4 | Ø25 | 2 | 1010 | 2020 |
| 5 | Ø25 | 2 | 1010 | 2020 |
| 6 | Ø14 | 6 | 990 | 5940 |
| 7 | Ø25 | 4 | 1005 | 4020 |
| 8 | Ø25 | 4 | 1005 | 4020 |

| Resumen Acero C-1 | Long. total (m) | Peso+10% (kg) | Total |
|-------------------|-----------------|---------------|-------|
| Grado 60 Ø10 | 867.6 | 588 | |
| Ø14 | 59.4 | 79 | |
| Ø25 | 120.8 | 512 | 1179 |

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

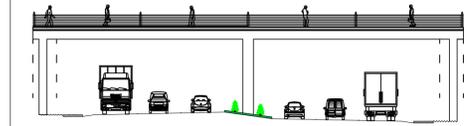
NORMAS UTILIZADAS
 AISI s100-2007 (LRFD), ANSI/AISC 360-10 (LRFD) ACI 318-(S)11
 NEC 2011, NEC-SE-14 AISC-2010(ASD 89/LRFD86) Y AWS-99

HORMIGÓN:
 A)- Tamaño máximo del árido para fundiciones <= 30 mm
 B)- Hormigón después de 28 días de fabricación debe ser la Resistencia a la compresión f_c = 300 kg/cm² o mayor (Entre losas de cubierta impermeabilizado con aditivos al 100%).

ACERO DE REFUERZO:
 A)- Varillas Corrugadas, Resistencia a la fluencia debe ser fy = 4,200 kg/cm² o mayor
 B)- Refuerzo transversal anclar con ganchos de 135° (Vigas y Columnas)
 C)- El primer estribo en vigas colocar a no más de 5cm del elemento de apoyo
 D)- Los traslapes deben cumplir con el código ACI 318-(S)11
 E)- Recubrimiento del refuerzo:
 - Losas: 2.5 cm
 - Vigas y Columnas: 4 cm
 - Hormigón expuesto a la acción del suelo: 7,5 cm

PERFILES METÁLICOS
 Acero estructural-perfiles metálicos. La resistencia a la fluencia debe ser fy= 2520kg/cm² o mayor. Juntas soldadas. Deberan cumplir con las especificaciones del código AWS. Para aceros tipo ASTM A-36 ó A-50. Las uniones soldadas deberán ser de cordón continuo y de penetración completa.

VISTA :



AUTORES:
SEGUNDO ESTEBAN CANDO MOLINA **JORGE EDUARDO PINTADO ZAMBRANO**

REVISIÓN TÉCNICA:

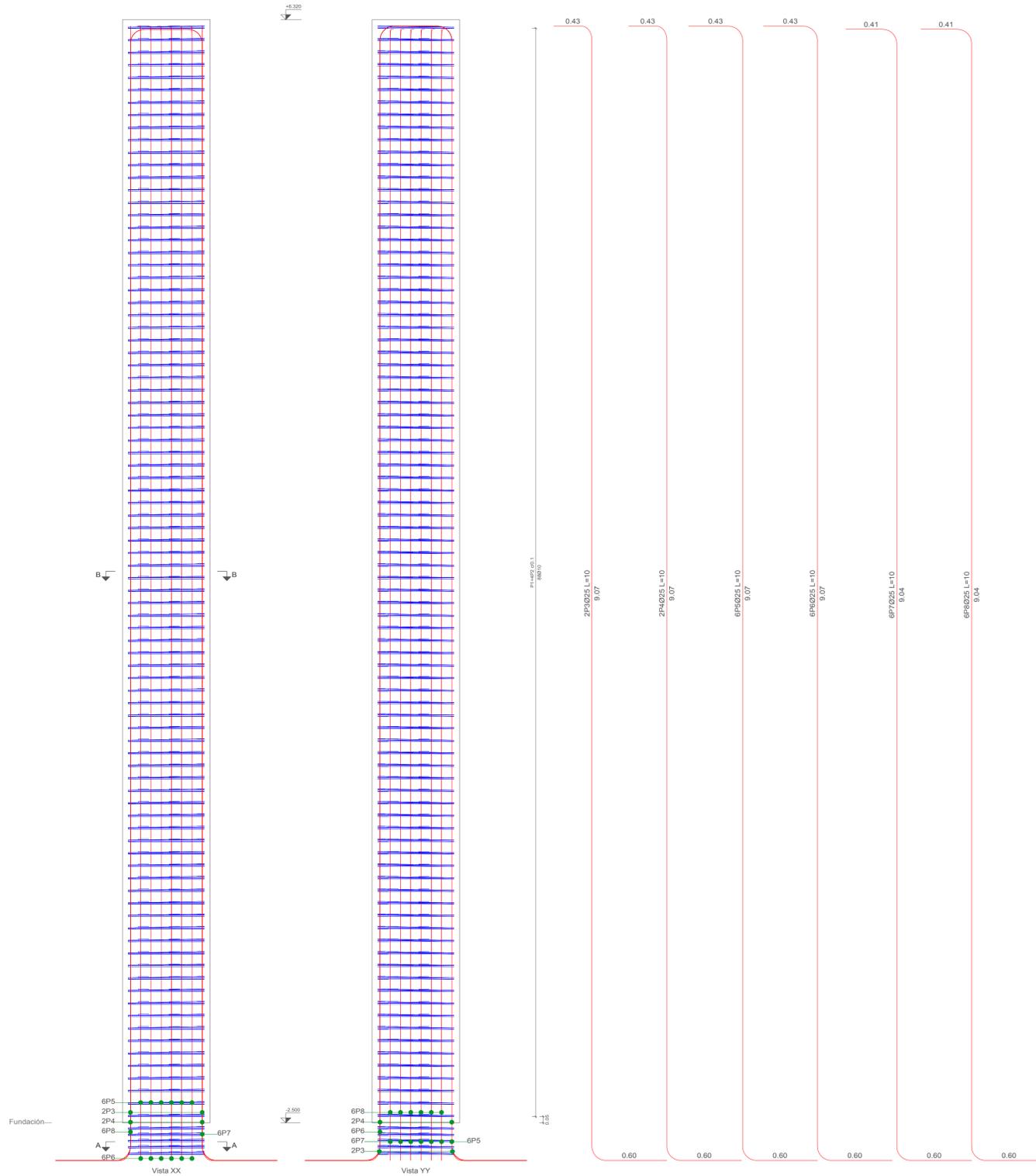
DIBUJO:
ESTEBAN CANDO & JORGE PINTADO

DISEÑO ESTRUCTURAL

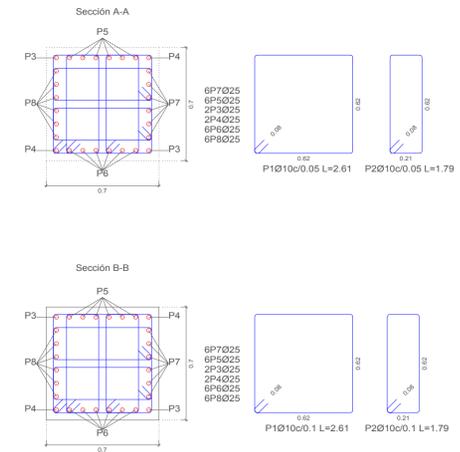
NOMBRE DEL PROYECTO:
"CÁLCULO, DISEÑO Y COMPARACIÓN COSTO-BENEFICIO DE DOS ALTERNATIVAS ESTRUCTURALES DE UN PASO PEATONAL EN LA AUTOPISTA CUENCA-AZOGUEZ, SECTOR EL DESCANSO"

CONTENIDO:
 - **DESPIECE DE PILA C2, SUPERESTRUCTURA DOBLE T**
 - **TABLA DE ACEROS**

C2, h = +6.32 m



ESCALA 1:20



ESCALA 1:20

| Elemento | Pos. | Diám. | No. | Esquema (m) | Long. (m) | Total (m) | Grado 60 (kg) |
|------------|------|-------|-----|--------------------|-----------|-----------|---------------|
| C2 | 1 | Ø10 | 93 | | 2.61 | 242.73 | 149.6 |
| | 2 | Ø10 | 372 | | 1.79 | 665.88 | 410.3 |
| | 3 | Ø25 | 2 | Consultar en plano | 10.1 | 20.2 | 77.8 |
| | 4 | Ø25 | 2 | Consultar en plano | 10.1 | 20.2 | 77.8 |
| | 5 | Ø25 | 6 | | 10.1 | 60.6 | 233.5 |
| | 6 | Ø25 | 6 | Consultar en plano | 10.1 | 60.6 | 233.5 |
| | 7 | Ø25 | 6 | | 10.05 | 60.3 | 232.4 |
| | 8 | Ø25 | 6 | Consultar en plano | 10.05 | 60.3 | 232.4 |
| Total+10%: | | | | | | | 1812.0 |
| Ø10: | | | | | | | 615.9 |
| Ø25: | | | | | | | 1196.1 |
| Total: | | | | | | | 1812.0 |

| Pos. | Diám. | No. | Long. (cm) | Total (cm) |
|------|-------|-----|------------|------------|
| 1 | Ø10 | 93 | 261 | 24273 |
| 2 | Ø10 | 372 | 179 | 66588 |
| 3 | Ø25 | 2 | 1010 | 2020 |
| 4 | Ø25 | 2 | 1010 | 2020 |
| 5 | Ø25 | 6 | 1010 | 6060 |
| 6 | Ø25 | 6 | 1010 | 6060 |
| 7 | Ø25 | 6 | 1005 | 6030 |
| 8 | Ø25 | 6 | 1005 | 6030 |

| Resumen Acero Columnas | Long. total (m) | Peso+10% (kg) | Total |
|------------------------|-----------------|---------------|-------|
| Grado 60 Ø10 | 908.6 | 616 | |
| Ø25 | 282.2 | 1196 | 1812 |

Acero: Grado 60 (Latinoamérica) (582.8 kg) | Planta: N+0.00, N+6.32
 Hormigón: f_c=300 (4.32 m³) | Tamaño máximo del agregado: 15 mm | Escala: 1:20
 Encofrado: 24.70 m² | Recubrimiento geométrico: 4 cm
 Pilares que nacen en N+0.00 y mueren en N+6.32
 Hormigón: f_c=300
 Acero en estribos: Grado 60 (Latinoamérica)

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

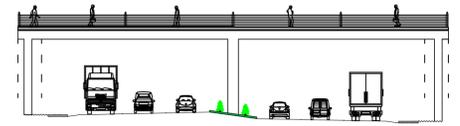
NORMAS UTILIZADAS
 AISI s100-2007 (LRFD), ANSI/AISC 360-10 (LRFD) ACI 318-(S)11
 NEC 2011, NEC-SE-14 AISC-2010(ASD 89/LRFD86) Y AWS-99

HORMIGÓN:
 A)- Tamaño máximo del árido para fundiciones <= 30 mm
 B)- Hormigón después de 28 días de fabricación debe ser la Resistencia a la compresión f_c = 300 kg/cm² o mayor (Entre losas de cubierta impermeabilizado con aditivos al 100%).

ACERO DE REFUERZO:
 A)- Varillas Corrugadas, Resistencia a la fluencia debe ser f_y = 4,200 kg/cm² o mayor
 B)- Refuerzo transversal anclar con ganchos de 135° (Vigas y Columnas)
 C)- El primer estribo en vigas colocar a no más de 5cm del elemento de apoyo
 D)- Los traslapes deben cumplir con el código ACI 318-(S)11
 E)- Recubrimiento del refuerzo:
 - Losas: 2.5 cm
 - Vigas y Columnas: 4 cm
 - Hormigón expuesto a la acción del suelo: 7,5 cm

PERFILES METÁLICOS
 Acero estructural-perfiles metálicos. La resistencia a la fluencia debe ser f_y= 2520kg/cm² o mayor. Juntas soldadas. Deberan cumplir con las especificaciones del código AWS. Para aceros tipo ASTM A-36 ó A-50. Las uniones soldadas deberán ser de cordón continuo y de penetración completa.

VISTA :



AUTORES:
SEGUNDO ESTEBAN CANDO MOLINA | **JORGE EDUARDO PINTADO ZAMBRANO**

REVISIÓN TÉCNICA:

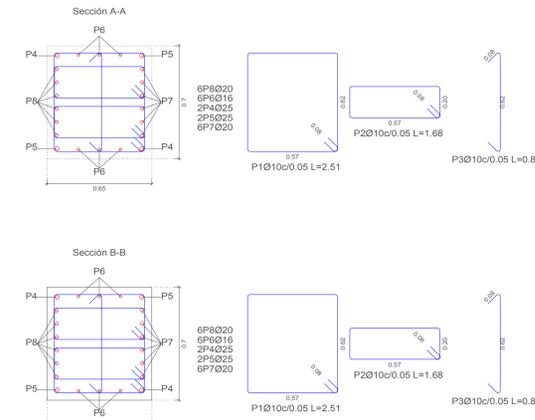
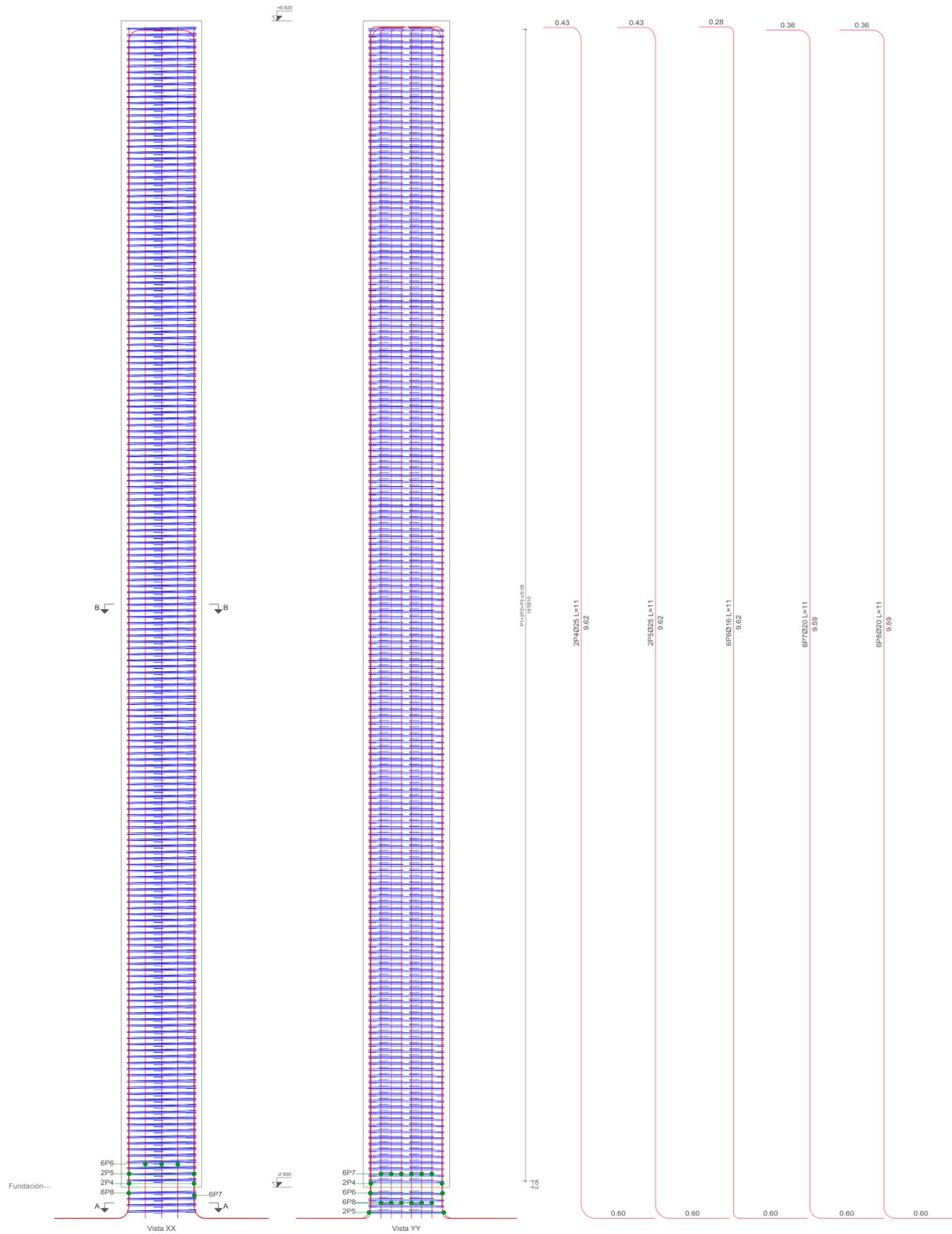
DIBUJO:
ESTEBAN CANDO & JORGE PINTADO

DISEÑO ESTRUCTURAL

NOMBRE DEL PROYECTO:
"CÁLCULO, DISEÑO Y COMPARACIÓN COSTO-BENEFICIO DE DOS ALTERNATIVAS ESTRUCTURALES DE UN PASO PEATONAL EN LA AUTOPISTA CUENCA-AZOGUEZ, SECTOR EL DESCANSO"

CONTENIDO:
 - **DESPIECE DE PILA C2, SUPERESTRUCTURA DOBLE T**
 - **TABLA ACEROS**

C3, h = +6.92 m



ESCALA 1:20

| Elemento | Pos. | Diám. | No. | Esquema (m) | Long. (m) | Total (m) | Grado 60 (kg) |
|------------|------|-------|-----|--------------------|-----------|-----------|---------------|
| C3 | 1 | Ø10 | 191 | | 2.51 | 479.41 | 295.4 |
| | 2 | Ø10 | 382 | | 1.68 | 641.76 | 395.5 |
| | 3 | Ø10 | 191 | | 0.8 | 152.8 | 94.2 |
| | 4 | Ø25 | 2 | Consultar en plano | 10.65 | 21.3 | 82.1 |
| | 5 | Ø25 | 2 | Consultar en plano | 10.65 | 21.3 | 82.1 |
| | 6 | Ø16 | 6 | | 10.5 | 63 | 99.5 |
| | 7 | Ø20 | 6 | | 10.55 | 63.3 | 156.1 |
| | 8 | Ø20 | 6 | Consultar en plano | 10.55 | 63.3 | 156.1 |
| Total+10%: | | | | | 1497.1 | | |
| | | | | | Ø10: | 863.6 | |
| | | | | | Ø16: | 109.5 | |
| | | | | | Ø20: | 343.4 | |
| | | | | | Ø25: | 150.6 | |
| | | | | | Total: | 1497.1 | |

| Pos. | Diám. | No. | Long. (cm) | Total (cm) |
|------|-------|-----|------------|------------|
| 1 | Ø10 | 191 | 251 | 47941 |
| 2 | Ø10 | 382 | 168 | 64176 |
| 3 | Ø10 | 191 | 80 | 15280 |
| 4 | Ø25 | 2 | 1065 | 2130 |
| 5 | Ø25 | 2 | 1065 | 2130 |
| 6 | Ø16 | 6 | 1050 | 6300 |
| 7 | Ø20 | 6 | 1055 | 6330 |
| 8 | Ø20 | 6 | 1055 | 6330 |

| Resumen Acero Columnas | Long. total (m) | Peso+10% (kg) | Total |
|------------------------|-----------------|---------------|-------|
| Grado 60 Ø10 | 1274.0 | 864 | |
| Ø16 | 63.0 | 109 | |
| Ø20 | 126.6 | 343 | |
| Ø25 | 42.6 | 181 | 1497 |

Acero: Grado 60 (Latinoamérica) (845.5 kg) Planta: N+0.00, N+6.92
 Hormigón: f'c=300 (4.29 m3) | Tamaño máximo del agregado: 15 mm Escala: 1:20
 Encofrado: 25.43 m2 | Recubrimiento geométrico: 4 cm

Pilares que nacen en N+0.00 y mueren en N+6.92
 Hormigón: f'c=300
 Acero en estribos: Grado 60 (Latinoamérica)

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

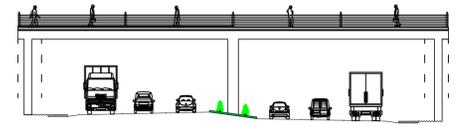
NORMAS UTILIZADAS
 AISI s100-2007 (LRFD), ANSI/AISC 360-10 (LRFD) ACI 318-(S)11
 NEC 2011, NEC-SE-14 AISC-2010(ASD 89/LRFD86) Y AWS-99

HORMIGÓN:
 A)- Tamaño máximo del árido para fundiciones <= 30 mm
 B)- Hormigón después de 28 días de fabricación debe ser la Resistencia a la compresión f'c = 300 kg/cm² o mayor (Entre losas de cubierta impermeabilizado con aditivos al 100%).

ACERO DE REFUERZO:
 A)- Varillas Corrugadas, Resistencia a la fluencia debe ser fy = 4,200 kg/cm² o mayor
 B)- Refuerzo transversal anclar con ganchos de 135° (Vigas y Columnas)
 C)- El primer estribo en vigas colocar a no más de 5cm del elemento de apoyo
 D)- Los traslapes deben cumplir con el código ACI 318-(S)11
 E)- Recubrimiento del refuerzo:
 - Losas: 2.5 cm
 - Vigas y Columnas: 4 cm
 - Hormigón expuesto a la acción del suelo: 7,5 cm

PERFILES METÁLICOS
 Acero estructural-perfiles metálicos. La resistencia a la fluencia debe ser fy= 2520kg/cm2 o mayor. Juntas soldadas. Deberan cumplir con las especificaciones del código AWS. Para aceros tipo ASTM A-36 ó A-50. Las uniones soldadas deberán ser de cordón continuo y de penetración completa.

VISTA :



AUTORES:
SEGUNDO ESTEBAN CANDO MOLINA **JORGE EDUARDO PINTADO ZAMBRANO**

REVISIÓN TÉCNICA:

DIBUJO:
ESTEBAN CANDO & JORGE PINTADO

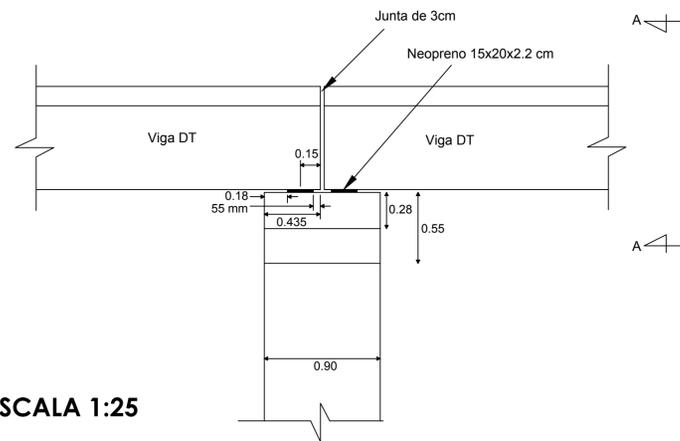
DISEÑO ESTRUCTURAL

NOMBRE DEL PROYECTO:
"CÁLCULO, DISEÑO Y COMPARACIÓN COSTO-BENEFICIO DE DOS ALTERNATIVAS ESTRUCTURALES DE UN PASO PEATONAL EN LA AUTOPISTA CUENCA-AZOGUEZ, SECTOR EL DESCANSO"

CONTENIDO:
 - **DESPIECE DE PILA C3, SUPERESTRUCTURA DOBLE T**
 - **TABLA ACEROS**

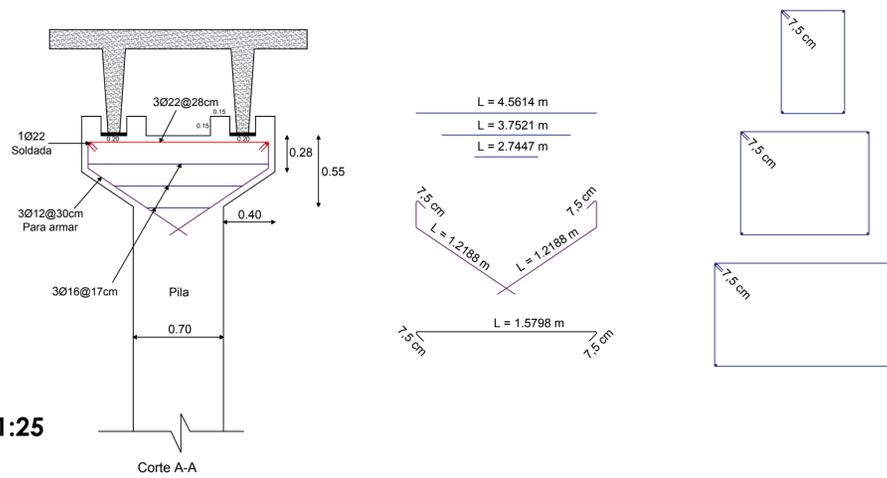
ESCALA 1:20

VISTA FRONTAL PILA CENTRAL



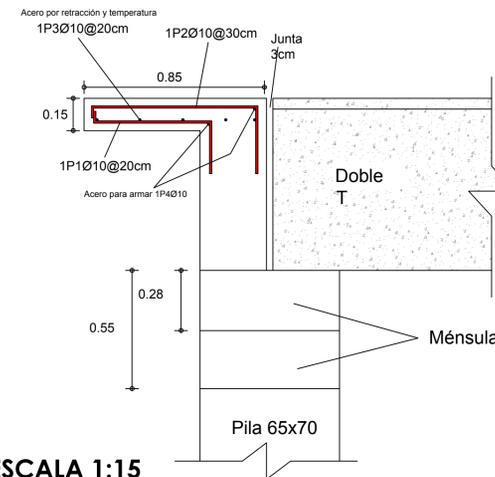
ESCALA 1:25

ARMADO DE LA MÉNSULA SOBRE PILA CENTRAL



ESCALA 1:25

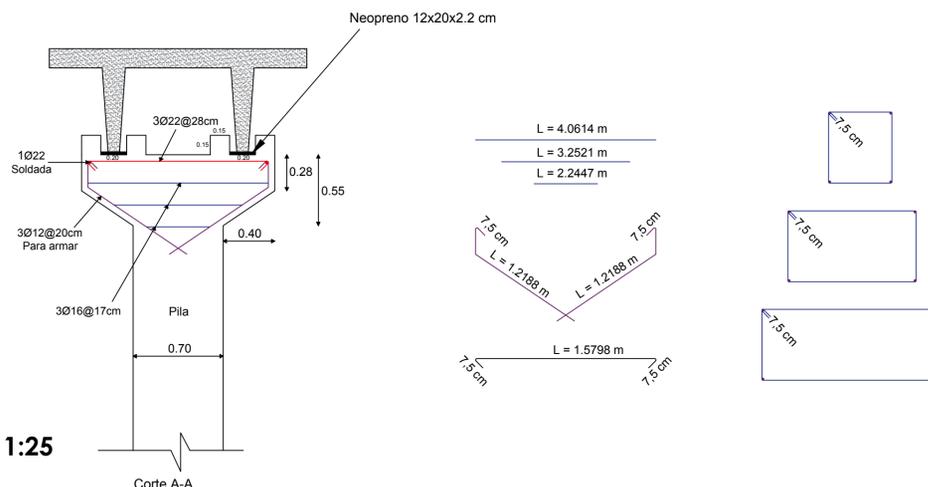
ARMADO DE LOSA EN CANTILEVER



ESCALA 1:15

| Pos. | Diám. | No. | Long. (m) | Total (m) |
|------|-------|-----|-----------|-----------|
| 1 | Ø10 | 9 | 0.785 | 7.065 |
| 2 | Ø10 | 6 | 1.09 | 6.54 |
| 3 | Ø10 | 5 | 1.92 | 9.60 |
| 4 | Ø10 | 2 | 2.00 | 3.84 |
| | | | Total x 2 | 54.09 |

ARMADO DE LA MÉNSULA SOBRE PILAS LATERALES



ESCALA 1:25

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

NORMAS UTILIZADAS
 AISI s100-2007 (LRFD), ANSI/AISC 360-10 (LRFD) ACI 318-(S)11
 NEC 2011, NEC-SE-14 AISC-2010(ASD 89/LRFD86) Y AWS-99

HORMIGÓN:
 A)- Tamaño máximo del árido para fundiciones <= 30 mm
 B)- Hormigón después de 28 días de fabricación debe ser la Resistencia a la compresión $f_c = 300 \text{ kg/cm}^2$ o mayor (Entre losas de cubierta impermeabilizado con aditivos al 100%).

ACERO DE REFUERZO:
 A)- Varillas Corrugadas, Resistencia a la fluencia debe ser $f_y = 4.200 \text{ kg/cm}^2$ o mayor
 B)- Refuerzo transversal anclar con ganchos de 135° (Vigas y Columnas)
 C)- El primer estribo en vigas colocar a no más de 5cm del elemento de apoyo
 D)- Los traslapes deben cumplir con el código ACI 318-(S)11
 E)- Recubrimiento del refuerzo:
 - Ménsulas: 5 cm
 - Vigas y Columnas: 4 cm
 - Hormigón expuesto a la acción del suelo: 7.5 cm

PERFILES METÁLICOS
 Acero estructural-perfiles metálicos. La resistencia a la fluencia debe ser $f_y = 2520 \text{ kg/cm}^2$ o mayor. Juntas soldadas. Deberan cumplir con las especificaciones del código AWS. Para aceros tipo ASTM A-36 ó A-50. Las uniones soldadas deberán ser de cordón continuo y de penetración completa.

VISTA :



AUTORES:

SEGUNDO ESTEBAN CANDO MOLINA JORGE EDUARDO PINTADO ZAMBRANO

REVISIÓN TÉCNICA:

DIBUJO:

ESTEBAN CANDO & JORGE PINTADO

DISEÑO ESTRUCTURAL

NOMBRE DEL PROYECTO:

"CÁLCULO, DISEÑO Y COMPARACIÓN COSTO-BENEFICIO DE DOS ALTERNATIVAS ESTRUCTURALES DE UN PASO PEATONAL EN LA AUTOPISTA CUENCA-AZOGUEZ, SECTOR EL DESCANSO"

CONTENIDO:

- VISTA FROTAL DE PILA CENTRAL
- ARMADO DE LA MÉNSULA SOBRE PILA CENTRAL
- ARMADO DE LA MÉNSULA SOBRE PILAS LATERALES
- ARMADO DE LOSAS EN CANTILEVER

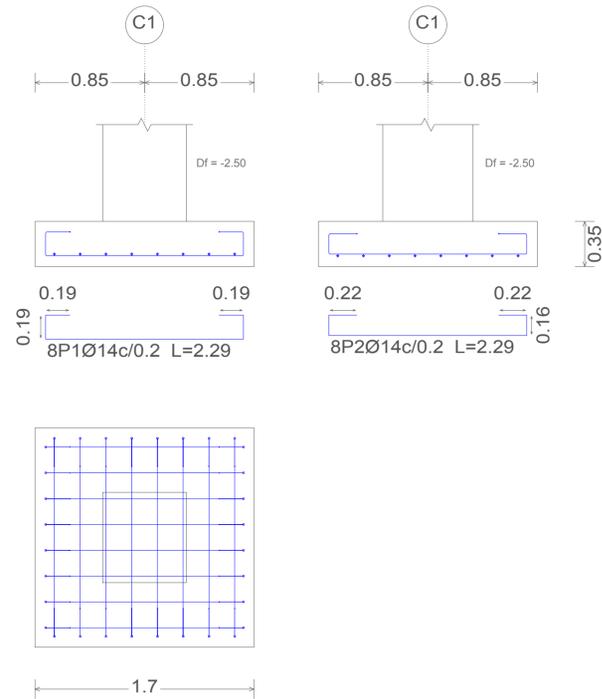
ESCALA: LAS INDICADAS

FECHA: JULIO 2019

LÁMINA:

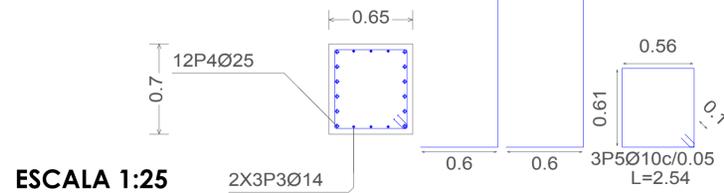
6/48

DESPIECE DE ZAPATA C1 Y C2



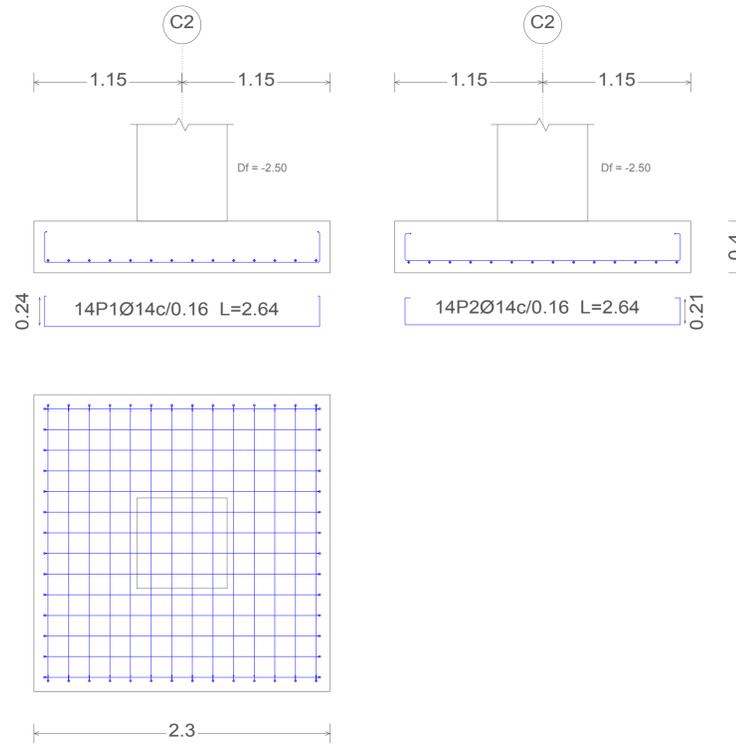
ESCALA 1:25

| Resumen Acero Fundación | Long. total (m) | Peso+10% (kg) | Total |
|-------------------------|-----------------|---------------|-------|
| Grado 60 Ø10 | 7.6 | 5 | |
| Ø14 | 97.4 | 129 | |
| Ø25 | 125.4 | 532 | 666 |



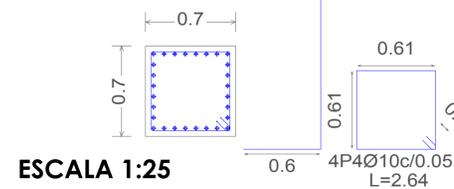
ESCALA 1:25

| Elemento | Pos. | Diám. | No. | Long. (m) | Total (m) | Grado 60 (kg) |
|------------|------|-------|-----|-----------|-----------|---------------|
| C1 | 1 | Ø14 | 8 | 2.29 | 18.32 | 22.1 |
| | 2 | Ø14 | 8 | 2.29 | 18.32 | 22.1 |
| | 3 | Ø14 | 6 | 10.13 | 60.78 | 73.4 |
| | 4 | Ø25 | 12 | 10.45 | 125.4 | 483.2 |
| | 5 | Ø10 | 3 | 2.54 | 7.62 | 4.7 |
| Total+10%: | | | | | | 666.1 |
| | | | | | | Ø10: 5.2 |
| | | | | | | Ø14: 129.4 |
| | | | | | | Ø25: 531.5 |
| | | | | | | Total: 666.1 |



ESCALA 1:25

| Resumen Acero Fundación | Long. total (m) | Peso+10% (kg) | Total |
|-------------------------|-----------------|---------------|-------|
| Grado 60 Ø10 | 10.6 | 7 | |
| Ø14 | 73.9 | 98 | |
| Ø25 | 292.6 | 1240 | 1345 |



ESCALA 1:25

| Elemento | Pos. | Diám. | No. | Long. (m) | Total (m) | Grado 60 (kg) |
|------------|------|-------|-----|-----------|-----------|---------------|
| C2 | 1 | Ø14 | 14 | 2.64 | 36.96 | 44.7 |
| | 2 | Ø14 | 14 | 2.64 | 36.96 | 44.7 |
| | 3 | Ø25 | 28 | 10.45 | 292.6 | 1127.6 |
| | 4 | Ø10 | 4 | 2.64 | 10.56 | 6.5 |
| Total+10%: | | | | | | 1345.9 |
| | | | | | | Ø10: 7.2 |
| | | | | | | Ø14: 98.3 |
| | | | | | | Ø25: 1240.4 |
| | | | | | | Total: 1345.9 |

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

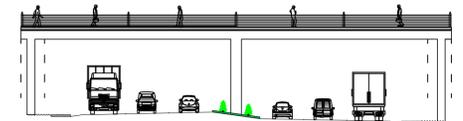
NORMAS UTILIZADAS
 AISI s100-2007 (LRFD), ANSI/AISC 360-10 (LRFD) ACI 318-(S)11
 NEC 2011, NEC-SE-14 AISC-2010(ASD 89/LRFD86) Y AWS-99

HORMIGÓN:
 A)- Tamaño máximo del árido para fundiciones <= 30 mm
 B)- Hormigón después de 28 días de fabricado debe ser la Resistencia a la compresión $f_c = 300 \text{ kg/cm}^2$ o mayor (Entre losas de cubierta impermeabilizado con aditivos al 100%).

ACERO DE REFUERZO:
 A)- Varillas Corrugadas, Resistencia a la fluencia debe ser $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$ o mayor
 B)- Refuerzo transversal anclar con ganchos de 135° (Vigas y Columnas)
 C)- El primer estribo en vigas colocar a no más de 5cm del elemento de apoyo
 D)- Los traslapes deben cumplir con el código ACI 318-(S)11
 E)- Recubrimiento del refuerzo:
 - Losas: 2.5 cm
 - Vigas y Columnas: 4 cm
 - Hormigón expuesto a la acción del suelo: 7,5 cm

PERFILES METÁLICOS
 Acero estructural-perfiles metálicos. La resistencia a la fluencia debe ser $f_y = 2520 \text{ kg/cm}^2$ o mayor. Juntas soldadas. Deberan cumplir con las especificaciones del código AWS. Para aceros tipo ASTM A-36 ó A-50. Las uniones soldadas deberán ser de cordón continuo y de penetración completa.

VISTA :



AUTORES:

SEGUNDO ESTEBAN CANDO MOLINA JORGE EDUARDO PINTADO ZAMBRANO

REVISIÓN TÉCNICA:

DIBUJO:

ESTEBAN CANDO & JORGE PINTADO

DISEÑO ESTRUCTURAL

NOMBRE DEL PROYECTO:

"CÁLCULO, DISEÑO Y COMPARACIÓN COSTO-BENEFICIO DE DOS ALTERNATIVAS ESTRUCTURALES DE UN PASO PEATONAL EN LA AUTOPISTA CUENCA-AZOGUEZ, SECTOR EL DESCANSO"

CONTENIDO:

- DESPIECE DE ZAPATAS C1 Y C2, SUPERESTRUCTURA DOBLE T
- PROFUNDIDAD DE DESPLANTE Df
- TABLA DE ACEROS

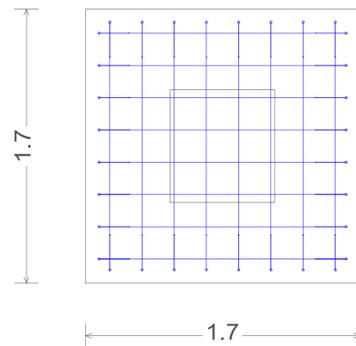
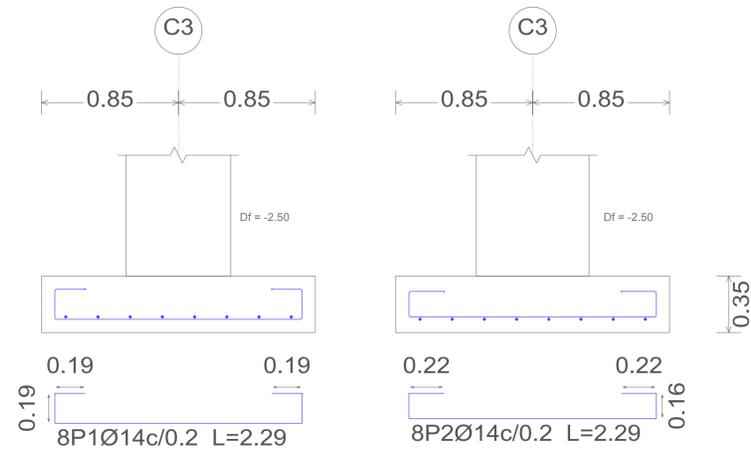
ESCALA: LAS INDICADAS

FECHA: JULIO 2019

LAMINA:

7/48

DESPIECE DE ZAPATA, C3

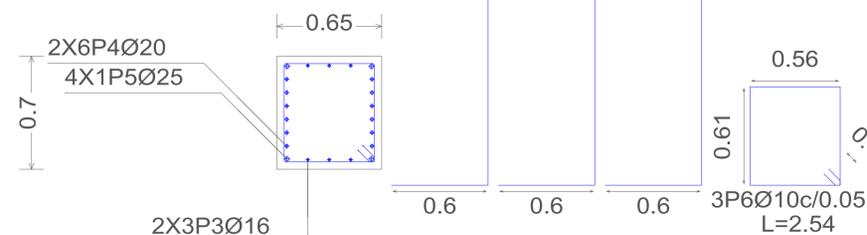


| Resumen Acero Fundación | | Long. total (m) | Peso+10% (kg) | Total |
|-------------------------|-----|-----------------|---------------|-------|
| Despiece fundación | | | | |
| Grado 60 | Ø10 | 7.6 | 5 | |
| | Ø14 | 36.6 | 49 | |
| | Ø16 | 64.4 | 112 | |
| | Ø20 | 130.3 | 354 | |
| | Ø25 | 44.0 | 187 | 707 |

ESCALA 1:20

| Elemento | Pos. | Diám. | No. | Long. (m) | Total (m) | Grado 60 (kg) |
|------------|------|-------|-----|-----------|-----------|---------------|
| C3 | 1 | Ø14 | 8 | 2.29 | 18.32 | 22.1 |
| | 2 | Ø14 | 8 | 2.29 | 18.32 | 22.1 |
| | 3 | Ø16 | 6 | 10.74 | 64.44 | 101.7 |
| | 4 | Ø20 | 12 | 10.86 | 130.32 | 321.4 |
| | 5 | Ø25 | 4 | 11 | 44 | 169.6 |
| | 6 | Ø10 | 3 | 2.54 | 7.62 | 4.7 |
| Total+10%: | | | | | 705.8 | |
| | | | | Ø10: | 5.2 | |
| | | | | Ø14: | 48.6 | |
| | | | | Ø16: | 111.9 | |
| | | | | Ø20: | 353.5 | |
| | | | | Ø25: | 186.6 | |
| | | | | Total: | 705.8 | |

ESCALA 1:20



2X3P3Ø16 L=10.74

2X6P4Ø20 L=10.86

4X1P5Ø25 L=11

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

NORMAS UTILIZADAS
 AISI s100-2007 (LRFD), ANSI/AISC 360-10 (LRFD) ACI 318-(S)11
 NEC 2011, NEC-SE-14 AISC-2010(ASD 89/LRFD86) Y AWS-99

HORMIGÓN:
 A)- Tamaño máximo del árido para fundiciones <= 30 mm
 B)- Hormigón después de 28 días de fabricado debe ser la Resistencia a la compresión $f_c = 300 \text{ kg/cm}^2$ o mayor (Entre losas de cubierta impermeabilizado con aditivos al 100%).

ACERO DE REFUERZO:
 A)- Varillas Corrugadas, Resistencia a la fluencia debe ser $f_y = 4.200 \text{ kg/cm}^2$ o mayor
 B)- Refuerzo transversal anclar con ganchos de 135° (Vigas y Columnas)
 C)- El primer estribo en vigas colocar a no más de 5cm del elemento de apoyo
 D)- Los traslapes deben cumplir con el código ACI 318-(S)11
 E)- Recubrimiento del refuerzo:
 - Losas: 2.5 cm
 - Vigas y Columnas: 4 cm
 - Hormigón expuesto a la acción del suelo: 7,5 cm

PERFILES METÁLICOS
 Acero estructural-perfiles metálicos. La resistencia a la fluencia debe ser $f_y = 2520 \text{ kg/cm}^2$ o mayor. Juntas soldadas. Deberan cumplir con las especificaciones del código AWS. Para aceros tipo ASTM A-36 ó A-50. Las uniones soldadas deberán ser de cordón continuo y de penetración completa.

VISTA :

UNIVERSIDAD DEL AZUAY

AUTORES:
 SEGUNDO ESTEBAN CANDO MOLINA JORGE EDUARDO PINTADO ZAMBRANO

REVISIÓN TÉCNICA:

DIBUJO:
 ESTEBAN CANDO & JORGE PINTADO

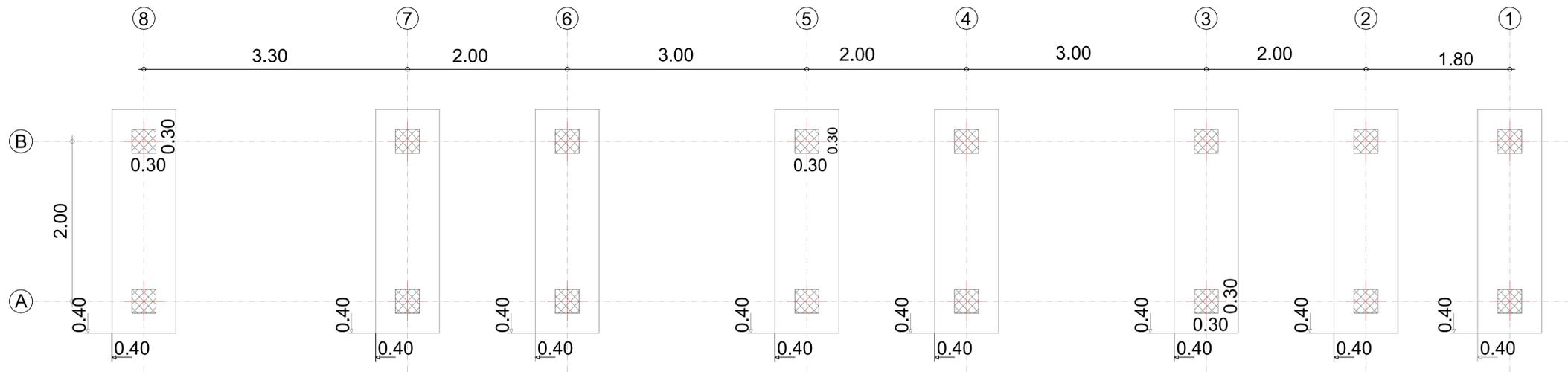
DISEÑO ESTRUCTURAL

NOMBRE DEL PROYECTO:
 "CÁLCULO, DISEÑO Y COMPARACIÓN COSTO-BENEFICIO DE DOS ALTERNATIVAS ESTRUCTURALES DE UN PASO PEATONAL EN LA AUTOPISTA CUENCA-AZOGUEZ, SECTOR EL DESCANSO"

CONTENIDO:
 - DESPIECE DE ZAPATA C3, SUPERESTRUCTURA DOBLE T
 - PROFUNDIDAD DE DESPLANTE DF
 - TABLA DE ACEROS

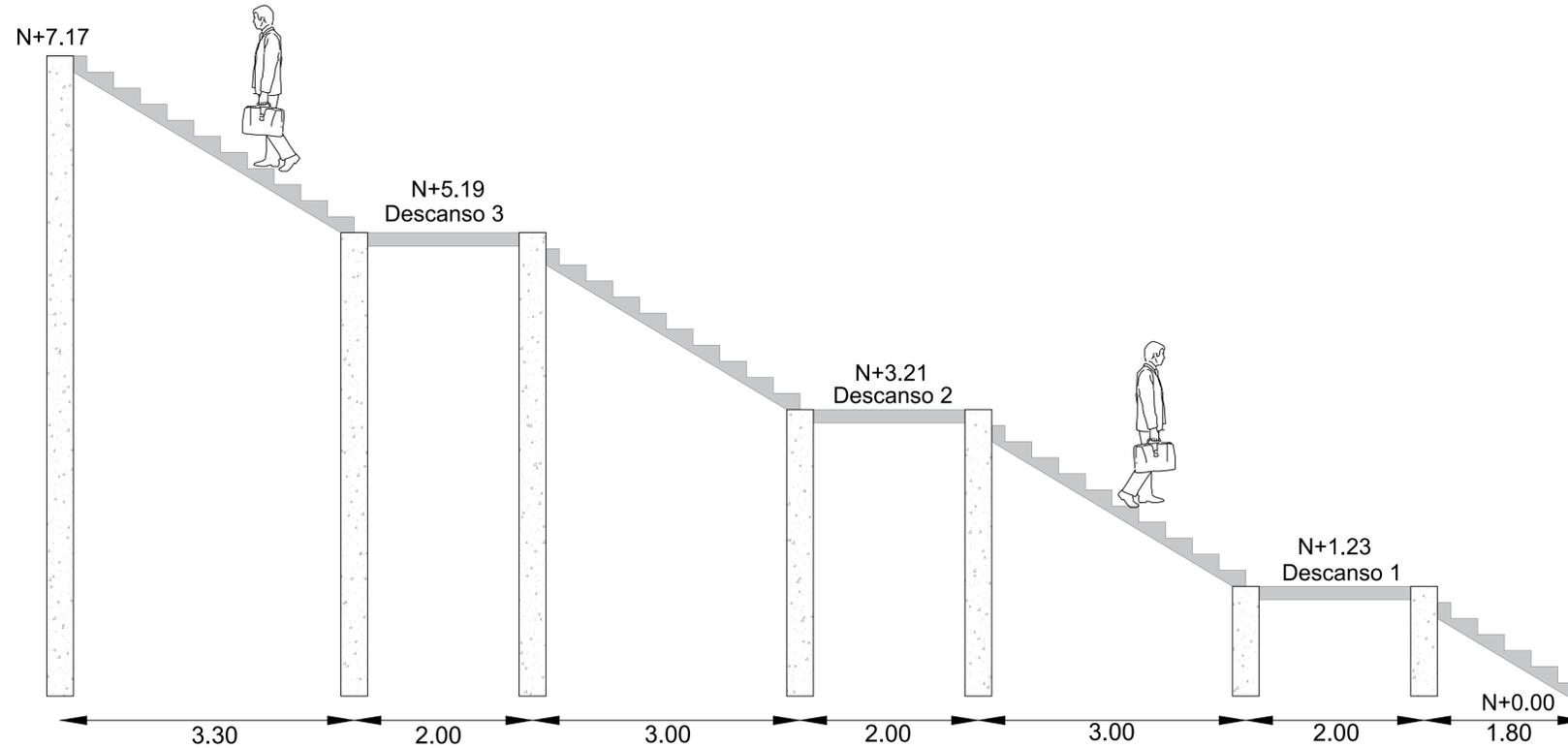
ESCALA: LAS INDICADAS LAMINA: **8/48**
 FECHA: JULIO 2019

REPLANTEO ESCALERA N+7.17



ESCALA 1:30

VISTA LATERAL



ESCALA 1:35

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

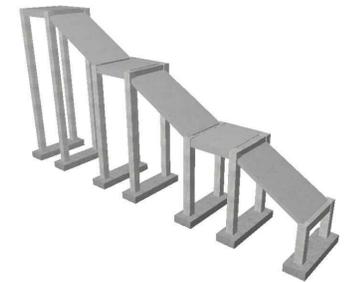
NORMAS UTILIZADAS
 AISI s100-2007 (LRFD), ANSI/AISC 360-10 (LRFD) ACI 318-(S)11
 NEC 2011, NEC-SE-14 AISC-2010(ASD 89/LRFD86) Y AWS-99

HORMIGÓN:
 A)- Tamaño máximo del árido para fundiciones ≤ 30 mm
 B)- Hormigón después de 28 días de fabricado debe ser la Resistencia a la compresión $f_c = 300$ kg/cm² o mayor (Entre losas de cubierta impermeabilizado con aditivos al 100%).

ACERO DE REFUERZO:
 A)- Varillas Corrugadas, Resistencia a la fluencia debe ser $f_y = 4.200$ kg/cm² o mayor
 B)- Refuerzo transversal anclar con ganchos de 135° (Vigas y Columnas)
 C)- El primer estribo en vigas colocar a no más de 5cm del elemento de apoyo
 D)- Los traslapes deben cumplir con el código ACI 318-(S)11
 E)- Recubrimiento del refuerzo:
 - Losas: 2.5 cm
 - Vigas y Columnas: 4 cm
 - Hormigón expuesto a la acción del suelo: 7.5 cm

PERFILES METÁLICOS
 Acero estructural-perfiles metálicos. La resistencia a la fluencia debe ser $f_y = 2520$ kg/cm² o mayor. Juntas soldadas. Deberan cumplir con las especificaciones del código AWS. Para aceros tipo ASTM A-36 ó A-50. Las uniones soldadas deberán ser de cordón continuo y de penetración completa.

VISTA 3D:



AUTORES:

SEGUNDO ESTEBAN CANDO MOLINA JORGE EDUARDO PINTADO ZAMBRANO

REVISIÓN TÉCNICA:

DIBUJO:
 ESTEBAN CANDO & JORGE PINTADO

DISEÑO ESTRUCTURAL

NOMBRE DEL PROYECTO:

"CÁLCULO, DISEÑO Y COMPARACIÓN COSTO-BENEFICIO DE DOS ALTERNATIVAS ESTRUCTURALES DE UN PASO PEATONAL EN LA AUTOPISTA CUENCA-AZOGUEZ, SECTOR EL DESCANSO"

CONTENIDO:

- REPLANTEO DE ESCALERA h=7.17m N+0.00
- VISTA LATERAL, ESCALERA h=7.17m

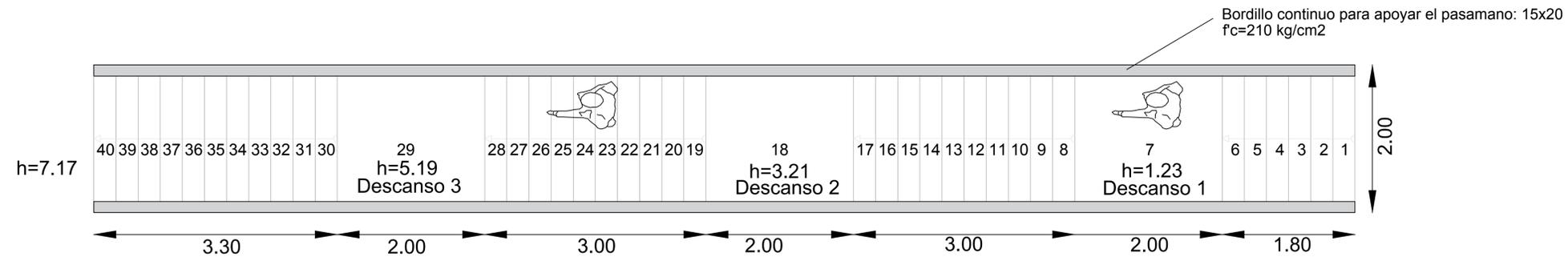
ESCALA: LAS INDICADAS

FECHA: JULIO 2019

LÁMINA:

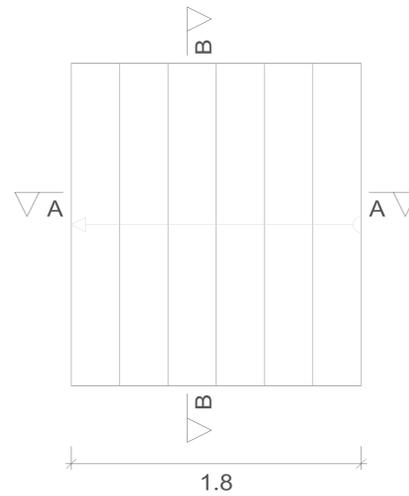
9/48

VISTA SUPERIOR



ESCALA 1:35

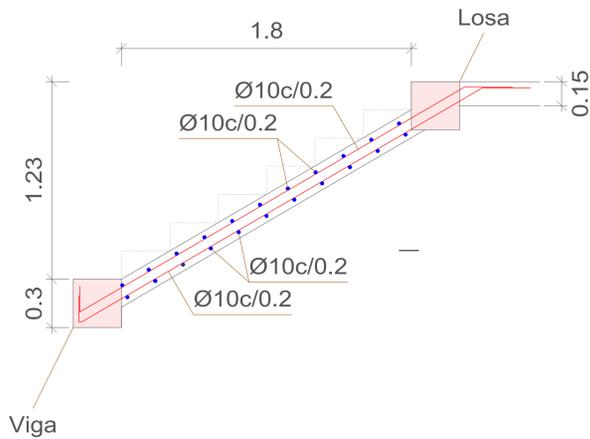
DESPIECE ESCALERA, N+0.00 - N+1.23



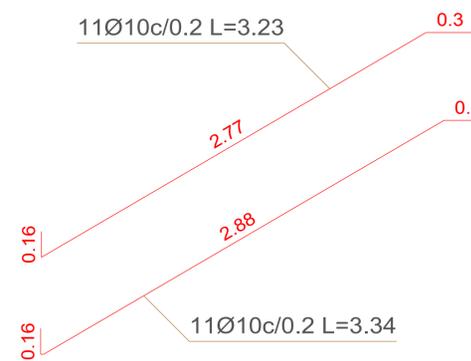
ESCALA 1:20

| Escalera 1 | |
|-------------------------------------|------------|
| Ancho | 2.000 m |
| Espesor | 0.15 m |
| Huella | 0.300 m |
| Contrahuella | 0.175 m |
| Desnivel que salva | 1.23 m |
| Nº de escalones | 7 |
| Planta final | Descanso 1 |
| Planta inicial | N+0.00 |
| Peso propio | 0.375 t/m2 |
| Peldañeado (Realizado con ladrillo) | 0.121 t/m2 |
| Solado | 0.200 t/m2 |
| Barandillas | 0.300 t/m |
| Sobrecarga de uso | 0.415 t/m2 |
| Materiales | |
| Hormigón | f'c=300 |
| Acero | Grado 60 |
| Rec. geométrico | 3.0 cm |

SECCIÓN A-A



ESCALA 1:20



ESCALA 1:20

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

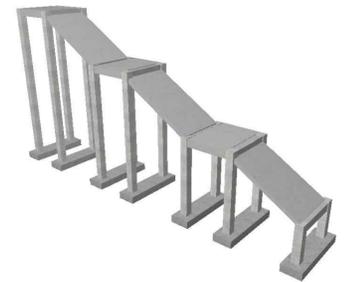
NORMAS UTILIZADAS
 AISI s100-2007 (LRFD), ANSI/AISC 360-10 (LRFD) ACI 318-(S)11
 NEC 2011, NEC-SE-14 AISC-2010(ASD 89/LRFD86) Y AWS-99

HORMIGÓN:
 A)- Tamaño máximo del árido para fundiciones <= 30 mm
 B)- Hormigón después de 28 días de fabricación debe ser la Resistencia a la compresión f'c = 300 kg/cm² o mayor (Entre losas de cubierta impermeabilizado con aditivos al 100%).

ACERO DE REFUERZO:
 A)- Varillas Corrugadas, Resistencia a la fluencia debe ser fy = 4.200 kg/cm² o mayor
 B)- Refuerzo transversal anclar con ganchos de 135° (Vigas y Columnas)
 C)- El primer estribo en vigas colocar a no más de 5cm del elemento de apoyo
 D)- Los traslapes deben cumplir con el código ACI 318-(S)11
 E)- Recubrimiento del refuerzo:
 - Losas: 2.5 cm
 - Vigas y Columnas: 4 cm
 - Hormigón expuesto a la acción del suelo: 7.5 cm

PERFILES METÁLICOS
 Acero estructural-perfiles metálicos. La resistencia a la fluencia debe ser fy= 2520kg/cm2 o mayor. Juntas soldadas. Deberan cumplir con las especificaciones del código AWS. Para aceros tipo ASTM A-36 ó A-50. Las uniones soldadas deberán ser de cordón continuo y de penetración completa.

VISTA 3D:



AUTORES:

SEGUNDO ESTEBAN CANDO MOLINA JORGE EDUARDO PINTADO ZAMBRANO

REVISIÓN TÉCNICA:

DIBUJO:

ESTEBAN CANDO & JORGE PINTADO

DISEÑO ESTRUCTURAL

NOMBRE DEL PROYECTO:

"CÁLCULO, DISEÑO Y COMPARACIÓN COSTO-BENEFICIO DE DOS ALTERNATIVAS ESTRUCTURALES DE UN PASO PEATONAL EN LA AUTOPISTA CUENCA-AZOGUEZ, SECTOR EL DESCANSO"

CONTENIDO:

- VISTA SUPERIOR, ESCALERA h=7.17m
- DESPIECE ESCALERA, N+0.00 - N+1.23
- SECCIÓN A-A ESCALERA, N+0.00 - N+1.23

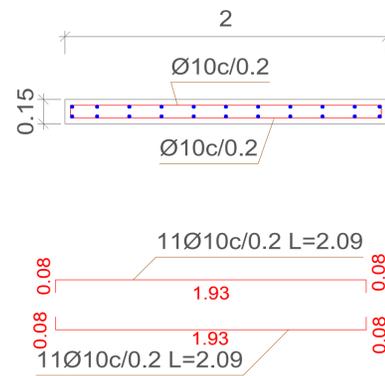
ESCALA: LAS INDICADAS

FECHA: JULIO 2019

LÁMINA:

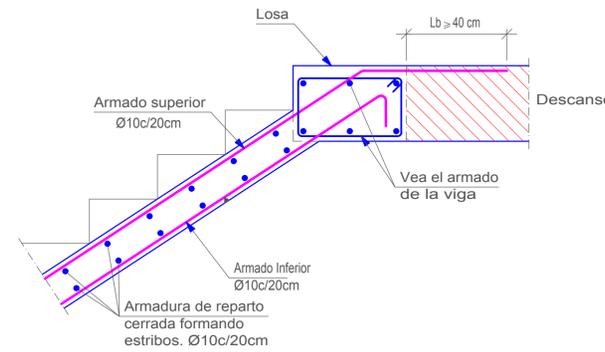
10/48

SECCIÓN B-B



ESCALA 1:20

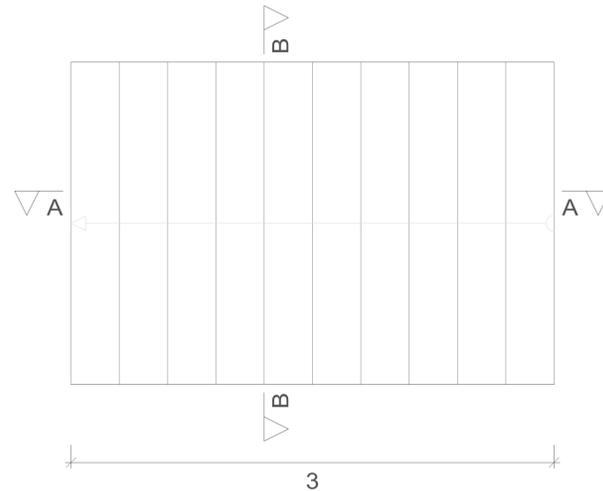
DETALLE ARMADO ESCALERA FIN DEL TRAMO



| Elemento | Pos. | Diám. | No. | Long. (m) | Total (m) | Grado 60 (kg) |
|-------------|------|-------|-----|-----------|-----------|---------------|
| Escalera 1 | 1 | Ø10 | 11 | 3.23 | 35.53 | 21.9 |
| | 2 | Ø10 | 11 | 3.34 | 36.74 | 22.6 |
| | 3 | Ø10 | 22 | 2.09 | 45.98 | 28.3 |
| Total (10%) | | | | | 80.1 | |
| Ø10 | | | | | | 80.1 |
| Total | | | | | | 80.1 |

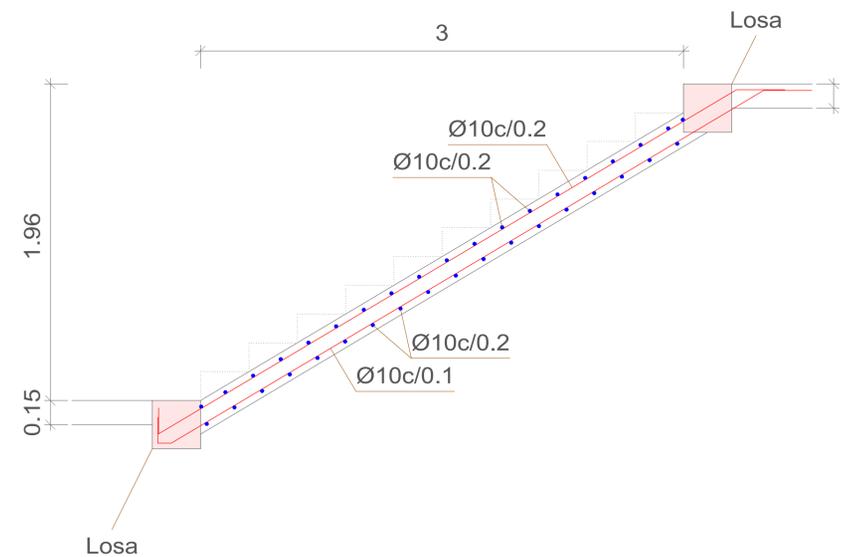
| Resumen Acero Escalera 1 | Long. total (m) | Peso+10% (kg) |
|--------------------------|-----------------|---------------|
| Grado 60 Ø10 | 118.3 | 80 |

DESPIECE ESCALERA, N+1.23 - N+3.21

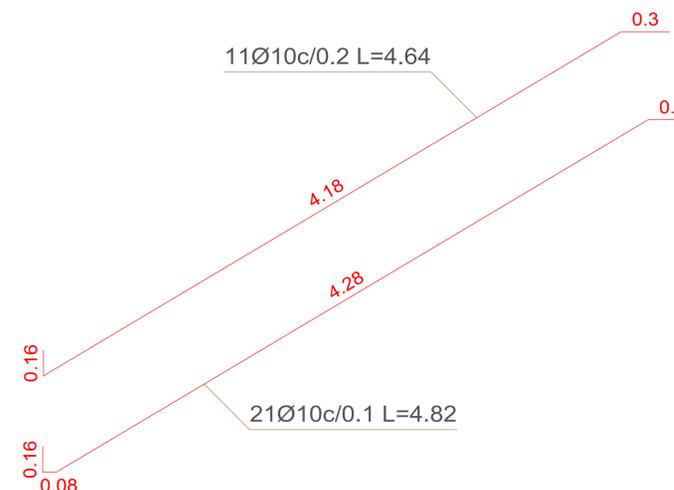


ESCALA 1:20

SECCIÓN A-A



ESCALA 1:20



ESCALA 1:20

| Escalera 2 | |
|------------|--|
| Geometría | Ancho 2.000 m |
| | Espesor 0.18 m |
| | Huella 0.300 m |
| | Contrahuella 0.178 m |
| | Desnivel que salva 1.96 m |
| | Nº de escalones 11 |
| | Planta final Descanso 2 |
| | Planta inicial Descanso 1 |
| Cargas | Peso propio 0.450 t/m2 |
| | Peldañeado (Realizado con ladrillo) 0.123 t/m2 |
| | Solado 0.200 t/m2 |
| | Barandillas 0.300 t/m |
| | Sobrecarga de uso 0.415 t/m2 |
| Materiales | Hormigón f'c=300 |
| | Acero Grado 60 |
| | Rec. geométrico 3.0 cm |

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

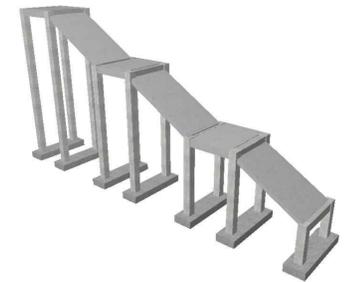
NORMAS UTILIZADAS
 AISI s100-2007 (LRFD), ANSI/AISC 360-10 (LRFD) ACI 318-(S)11
 NEC 2011, NEC-SE-14 AISC-2010(ASD 89/LRFD86) Y AWS-99

HORMIGÓN:
 A)- Tamaño máximo del árido para fundiciones ≤ 30 mm
 B)- Hormigón después de 28 días de fabricación debe ser la Resistencia a la compresión f'c = 300 kg/cm² o mayor (Entre losas de cubierta impermeabilizado con aditivos al 100%).

ACERO DE REFUERZO:
 A)- Varillas Corrugadas, Resistencia a la fluencia debe ser fy = 4.200 kg/cm² o mayor
 B)- Refuerzo transversal anclar con ganchos de 135° (Vigas y Columnas)
 C)- El primer estribo en vigas colocar a no más de 5cm del elemento de apoyo
 D)- Los traslapes deben cumplir con el código ACI 318-(S)11
 E)- Recubrimiento del refuerzo:
 - Losas: 2.5 cm
 - Vigas y Columnas: 4 cm
 - Hormigón expuesto a la acción del suelo: 7.5 cm

PERFILES METÁLICOS
 Acero estructural-perfiles metálicos. La resistencia a la fluencia debe ser fy= 2520kg/cm2 o mayor. Juntas soldadas. Deberan cumplir con las especificaciones del código AWS. Para aceros tipo ASTM A-36 ó A-50. Las uniones soldadas deberán ser de cordón continuo y de penetración completa.

VISTA 3D:



AUTORES:

SEGUNDO ESTEBAN CANDO MOLINA JORGE EDUARDO PINTADO ZAMBRANO

REVISIÓN TÉCNICA:

DIBUJO:
 ESTEBAN CANDO & JORGE PINTADO

DISEÑO ESTRUCTURAL

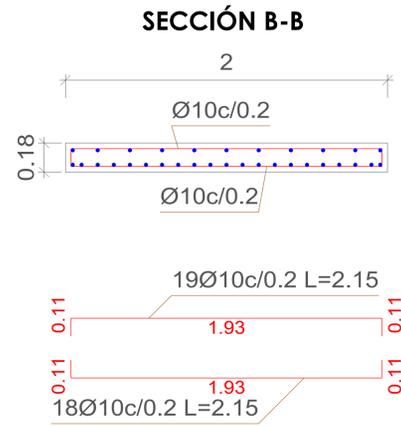
NOMBRE DEL PROYECTO:
 "CÁLCULO, DISEÑO Y COMPARACIÓN COSTO-BENEFICIO DE DOS ALTERNATIVAS ESTRUCTURALES DE UN PASO PEATONAL EN LA AUTOPISTA CUENCA-AZOGUEZ, SECTOR EL DESCANSO"

CONTENIDO:
 - SECCIÓN B-B ESCALERA, N+0.00 - N+1.23
 - DETALLE ARMADO ESCALERA FIN DEL TRAMO
 - DESPIECE ESCALERA, N+1.23 - N+3.21
 - SECCIÓN A-A ESCALERA, N+1.23 - N+3.21
 - TABLA DE ACEROS

ESCALA: LAS INDICADAS

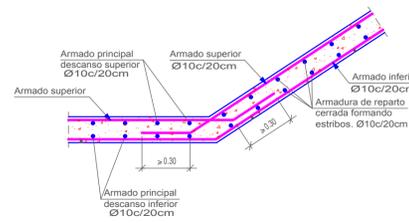
FECHA: JULIO 2019

LÁMINA:
11/48



ESCALA 1:20

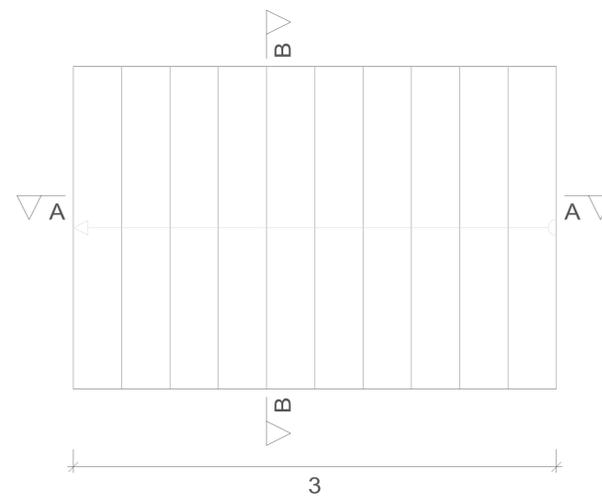
DETALLE ARRANQUE DE ESCALERA



| Elemento | Pos. | Diam. | No. | Long (m) | Total (m) | Grado 60 (kg) |
|------------|------|-------|-----|----------|-----------|---------------|
| Escalera 2 | 1 | Ø10 | 11 | 4.65 | 51.15 | 21.5 |
| | 2 | Ø10 | 3 | 2.15 | 6.45 | 2.4 |
| | 3 | Ø10 | 3 | 2.15 | 6.45 | 2.4 |
| | | | | 100% | 124.05 | 46.3 |
| | | | | Ø10 | 124.05 | 46.3 |
| | | | | Total | 124.05 | 46.3 |

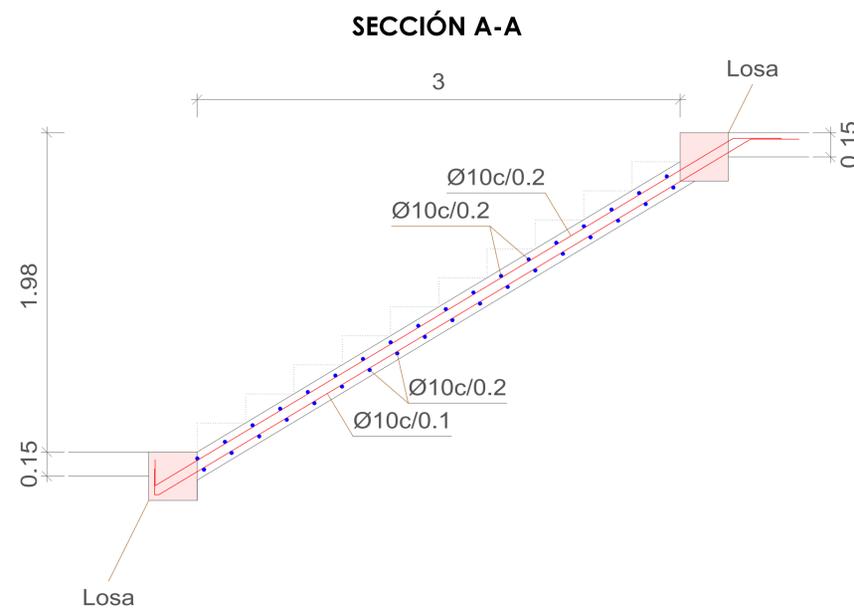
| Resumen Acero Escalera 2 | Long. total (m) | Peso+10% (kg) |
|--------------------------|-----------------|---------------|
| Grado 60 Ø10 | 231.8 | 157 |

DESPIECE ESCALERA, N+3.21 - N+5.19

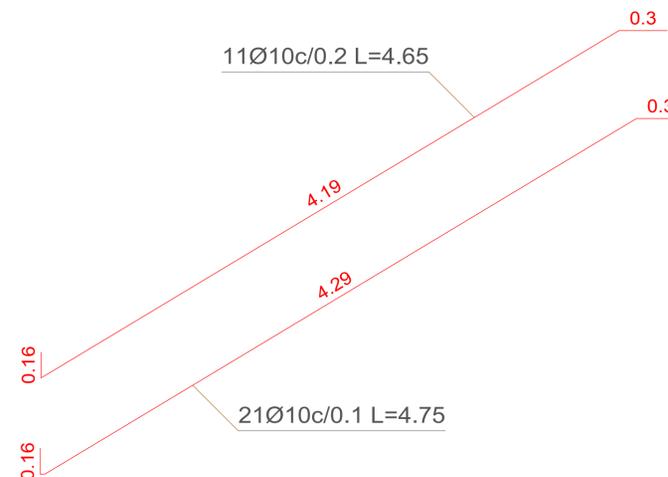


| Escalera 3 | |
|------------|--|
| Geometría | Ancho 2.000 m |
| | Espesor 0.15 m |
| | Huella 0.300 m |
| | Contrahuella 0.180 m |
| | Desnivel que salva 1.98 m |
| | Nº de escalones 11 |
| | Planta final Descanso 3 |
| | Planta inicial Descanso 2 |
| Cargas | Peso propio 0.375 t/m2 |
| | Peldañeado (Realizado con ladrillo) 0.123 t/m2 |
| | Solado 0.200 t/m2 |
| | Barandillas 0.300 t/m |
| | Sobrecarga de uso 0.415 t/m2 |
| Materiales | Hormigón f'c=300 |
| | Acero Grado 60 |
| | Rec. geométrico 3.0 cm |

VISTA 3D:



ESCALA 1:20



ESCALA 1:20

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

NORMAS UTILIZADAS
 AISI s100-2007 (LRFD), ANSI/AISC 360-10 (LRFD) ACI 318-(S)11
 NEC 2011, NEC-SE-14 AISC-2010(ASD 89/LRFD86) Y AWS-99

HORMIGÓN:
 A)- Tamaño máximo del árido para fundiciones <= 30 mm
 B)- Hormigón después de 28 días de fabricación debe ser la Resistencia a la compresión f'c = 300 kg/cm² o mayor (Entre losas de cubierta impermeabilizado con aditivos al 100%).

ACERO DE REFUERZO:
 A)- Varillas Corrugadas, Resistencia a la fluencia debe ser fy = 4.200 kg/cm² o mayor
 B)- Refuerzo transversal anclar con ganchos de 135° (Vigas y Columnas)
 C)- El primer estribo en vigas colocar a no más de 5cm del elemento de apoyo
 D)- Los traslapes deben cumplir con el código ACI 318-(S)11
 E)- Recubrimiento del refuerzo:
 - Losas: 2.5 cm
 - Vigas y Columnas: 4 cm
 - Hormigón expuesto a la acción del suelo: 7,5 cm

PERFILES METÁLICOS
 Acero estructural-perfiles metálicos. La resistencia a la fluencia debe ser fy= 2520kg/cm2 o mayor. Juntas soldadas. Deberan cumplir con las especificaciones del código AWS. Para aceros tipo ASTM A-36 ó A-50. Las uniones soldadas deberán ser de cordón continuo y de penetración completa.

UNIVERSIDAD DEL AZUAY

AUTORES:
 SEGUNDO ESTEBAN CANDO MOLINA JORGE EDUARDO PINTADO ZAMBRANO

REVISIÓN TÉCNICA:

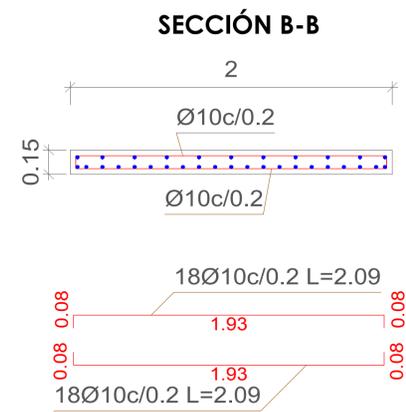
DIBUJO:
 ESTEBAN CANDO & JORGE PINTADO

DISEÑO ESTRUCTURAL

NOMBRE DEL PROYECTO:
 "CÁLCULO, DISEÑO Y COMPARACIÓN COSTO-BENEFICIO DE DOS ALTERNATIVAS ESTRUCTURALES DE UN PASO PEATONAL EN LA AUTOPISTA CUENCA-AZOGUEZ, SECTOR EL DESCANSO"

CONTENIDO:
 - SECCIÓN B-B ESCALERA, N+1.23 - N+3.21
 - DETALLE ARRANQUE DE ESCALERA
 - DESPIECE ESCALERA, N+3.21 - N+5.19
 - SECCIÓN A-A ESCALERA, N+3.21 - N+5.19
 - TABLA DE ACEROS

ESCALA: LAS INDICADAS LAMINA: **12/48**
 FECHA: JULIO 2019

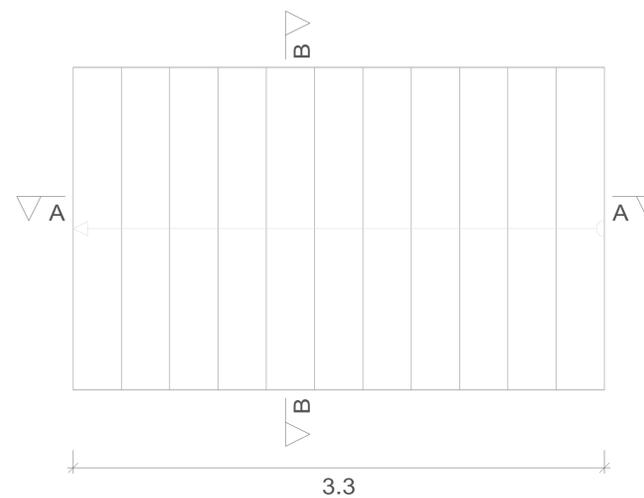


| Elemento | Pos. | Diám. | No. | Long. (m) | Total (m) | Grado 60 (kg) |
|------------|------|-------|-----|-----------|-----------|---------------|
| Escalera 3 | 1 | Ø10 | 11 | 4.86 | 53.46 | 27.8 |
| | 2 | Ø10 | 21 | 4.75 | 99.75 | 51.5 |
| | 3 | Ø10 | 30 | 2.09 | 62.70 | 32.0 |
| | | | | 108+10% | 153.3 | |
| | | | | Ø10 Total | 153.3 | 153.3 |

| Resumen Acero | Long. total (m) | Peso+10% (kg) |
|---------------|-----------------|---------------|
| Escalera 3 | 226.1 | 153 |
| Grado 60 Ø10 | 226.1 | 153 |

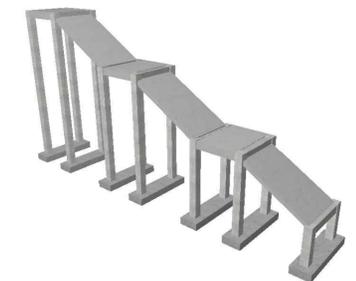
ESCALA 1:20

DESPIECE ESCALERA, N+5.19 - N+7.17

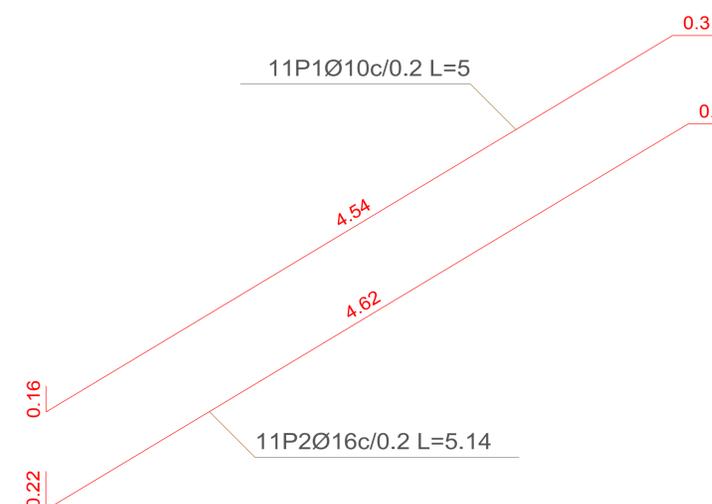
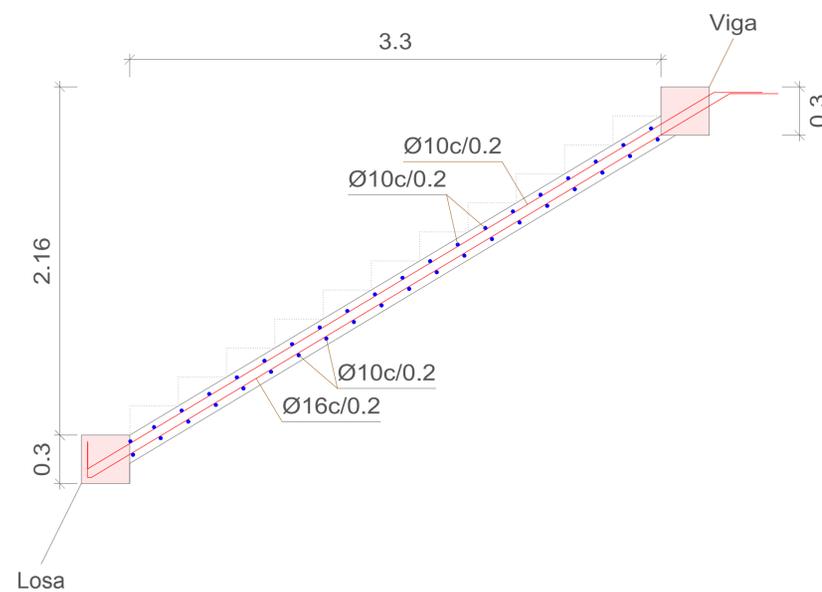


| Escalera 4 | |
|-------------------------------------|---------------------|
| Geometría | |
| Ancho | 2.000 m |
| Espesor | 0.15 m |
| Huella | 0.300 m |
| Contrahuella | 0.180 m |
| Desnivel que salva | 2.16 m |
| Nº de escalones | 12 |
| Planta final | Descanso 4 |
| Planta inicial | Descanso 3 |
| Cargas | |
| Peso propio | 0.375 t/m2 |
| Peldañeado (Realizado con ladrillo) | 0.123 t/m2 |
| Solado | 0.200 t/m2 |
| Barandillas | 0.300 t/m |
| Sobrecarga de uso | 0.420 t/m2 |
| Materiales | |
| Hormigón | f _c =300 |
| Acero | Grado 60 |
| Rec. geométrico | 3.0 cm |

VISTA 3D:



SECCIÓN A-A



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

NORMAS UTILIZADAS
 AISI s100-2007 (LRFD), ANSI/AISC 360-10 (LRFD) ACI 318-(S)11
 NEC 2011, NEC-SE-14 AISC-2010(ASD 89/LRFD86) Y AWS-99

HORMIGÓN:
 A)- Tamaño máximo del árido para fundiciones <= 30 mm
 B)- Hormigón después de 28 días de fabricado debe ser la Resistencia a la compresión f_c = 300 kg/cm² o mayor (Entre losas de cubierta impermeabilizado con aditivos al 100%).

ACERO DE REFUERZO:
 A)- Varillas Corrugadas, Resistencia a la fluencia debe ser f_y = 4.200 kg/cm² o mayor
 B)- Refuerzo transversal anclar con ganchos de 135° (Vigas y Columnas)
 C)- El primer estribo en vigas colocar a no más de 5cm del elemento de apoyo
 D)- Los traslapes deben cumplir con el código ACI 318-(S)11
 E)- Recubrimiento del refuerzo:
 - Losas: 2.5 cm
 - Vigas y Columnas: 4 cm
 - Hormigón expuesto a la acción del suelo: 7,5 cm

PERFILES METÁLICOS
 Acero estructural-perfiles metálicos. La resistencia a la fluencia debe ser f_y= 2520kg/cm² o mayor. Juntas soldadas. Deberan cumplir con las especificaciones del código AWS. Para aceros tipo ASTM A-36 ó A-50. Las uniones soldadas deberán ser de cordón continuo y de penetración completa.

AUTORES:
 SEGUNDO ESTEBAN CANDO MOLINA JORGE EDUARDO PINTADO ZAMBRANO

REVISIÓN TÉCNICA:

DIBUJO:
 ESTEBAN CANDO & JORGE PINTADO

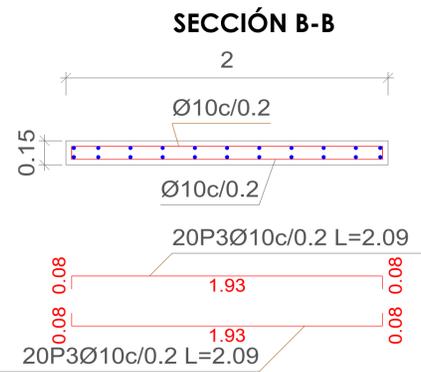
DISEÑO ESTRUCTURAL

NOMBRE DEL PROYECTO:
 "CÁLCULO, DISEÑO Y COMPARACIÓN COSTO-BENEFICIO DE DOS ALTERNATIVAS ESTRUCTURALES DE UN PASO PEATONAL EN LA AUTOPISTA CUENCA-AZOGUEZ, SECTOR EL DESCANSO"

CONTENIDO:

- SECCIÓN B-B ESCALERA, N+3.21 - N+5.19
- DESPIECE ESCALERA, N+5.19 - N+7.17
- SECCION A-A, N+5.19 - N+7.17
- TABLA DE ACEROS

ESCALA: LAS INDICADAS LAMINA: **13/48**
 FECHA: JULIO 2019

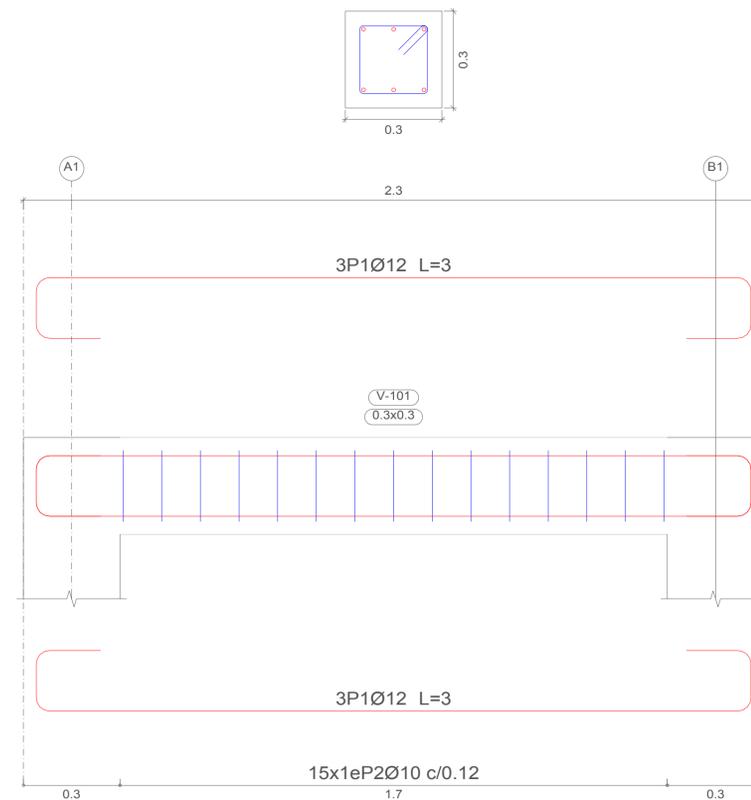


ESCALA 1:20

| Elemento | Pos. | Diám. | No. | Long. (m) | Total (m) | Grado 60 (kg) |
|------------|------|-------|-----|-----------|-----------|---------------|
| Escalera 4 | 1 | Ø10 | 11 | 5.14 | 56.54 | 33.8 |
| | 2 | Ø16 | 11 | 5.14 | 56.54 | 89.3 |
| | 3 | Ø10 | 40 | 2.09 | 83.6 | 51.5 |
| | | | | Total+10% | 192.2 | |
| | | | | Ø12 | Ø16 | Ø16 |
| | | | | Total | 192.2 | 192.2 |

| Resumen Acero Escalera 4 | Long. total (m) | Peso+10% (kg) | Total |
|--------------------------|-----------------|---------------|-------|
| Grado 60 Ø10 | 138.6 | 94 | |
| Ø16 | 56.5 | 98 | 192 |

DESPIECE PÓRTICO, N+0.00



ESCALA 1:10

| Elemento | Pos. | Diám. | No. | Esquema (m) | Long. (m) | Total (m) | Grado 60 (kg) |
|----------------|------|-------|-----|-------------|-----------|-----------|---------------|
| Pórtico N+0.00 | 1 | Ø12 | 6 | Ø12 | 3 | 18 | 160 |
| | 2 | Ø10 | 15 | Ø10 | 1.04 | 15.6 | 96 |
| | | | | Total+10% | 28.2 | 28.2 | |
| | | | | Ø12 | Ø12 | 17.6 | |
| | | | | Total | 28.2 | 28.2 | |

| Resumen Acero Plano de pórticos | Long. total (m) | Peso+10% (kg) | Total |
|---------------------------------|-----------------|---------------|-------|
| Grado 60 Ø10 | 15.6 | 11 | |
| Ø12 | 18.0 | 18 | 29 |

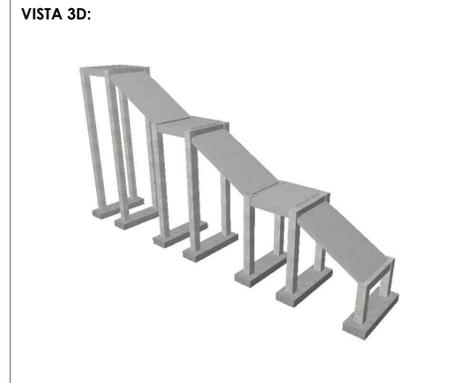
ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

NORMAS UTILIZADAS
 AISI s100-2007 (LRFD), ANSI/AISC 360-10 (LRFD) ACI 318-(S)11
 NEC 2011, NEC-SE-14 AISC-2010(ASD 89/LRFD86) Y AWS-99

HORMIGÓN:
 A)- Tamaño máximo del árido para fundiciones <= 30 mm
 B)- Hormigón después de 28 días de fabricado debe ser la Resistencia a la compresión $f'c = 300 \text{ kg/cm}^2$ o mayor (Entre losas de cubierta impermeabilizado con aditivos al 100%).

ACERO DE REFUERZO:
 A)- Varillas Corrugadas, Resistencia a la fluencia debe ser $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$ o mayor
 B)- Refuerzo transversal anclar con ganchos de 135° (Vigas y Columnas)
 C)- El primer estribo en vigas colocar a no más de 5cm del elemento de apoyo
 D)- Los traslapes deben cumplir con el código ACI 318-(S)11
 E)- Recubrimiento del refuerzo:
 - Losas: 2.5 cm
 - Vigas y Columnas: 4 cm
 - Hormigón expuesto a la acción del suelo: 7,5 cm

PERFILES METÁLICOS
 Acero estructural-perfiles metálicos. La resistencia a la fluencia debe ser $f_y = 2520 \text{ kg/cm}^2$ o mayor. Juntas soldadas. Deberan cumplir con las especificaciones del código AWS. Para aceros tipo ASTM A-36 ó A-50. Las uniones soldadas deberán ser de cordón continuo y de penetración completa.




 UNIVERSIDAD DEL AZUAY

AUTORES:
 SEGUNDO ESTEBAN CANDO MOLINA JORGE EDUARDO PINTADO ZAMBRANO

REVISIÓN TÉCNICA:

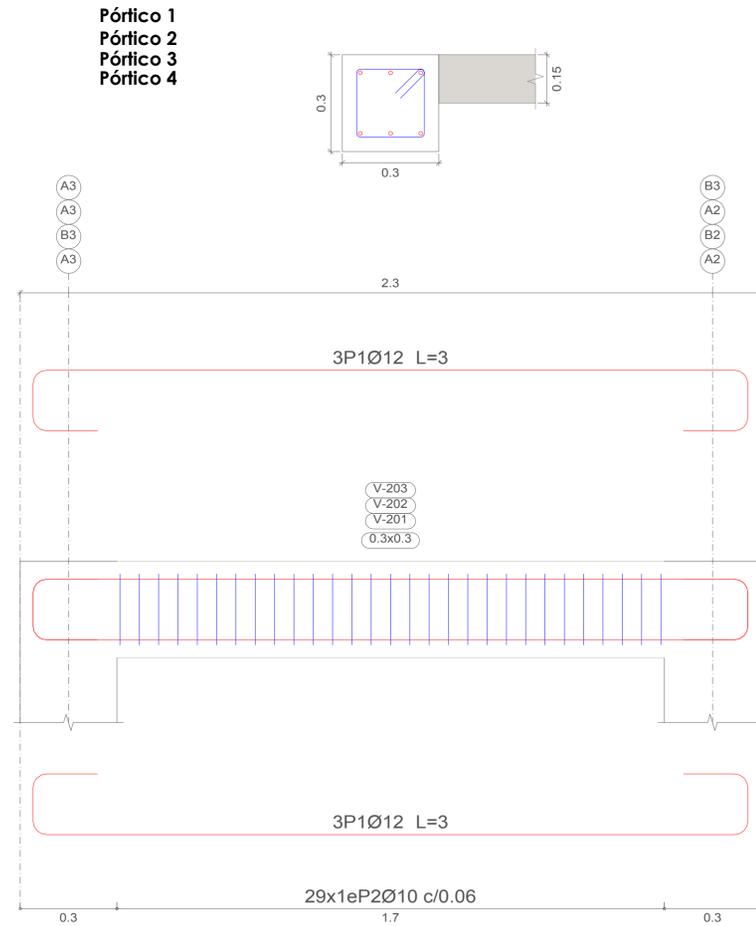
DIBUJO:
 ESTEBAN CANDO & JORGE PINTADO

DISEÑO ESTRUCTURAL

NOMBRE DEL PROYECTO:
 "CÁLCULO, DISEÑO Y COMPARACIÓN COSTO-BENEFICIO DE DOS ALTERNATIVAS ESTRUCTURALES DE UN PASO PEATONAL EN LA AUTOPISTA CUENCA-AZOGUEZ, SECTOR EL DESCANSO"

CONTENIDO:
 - SECCIÓN B-B ESCALERA, N+5.19 - N+7.17
 - DESPIECE PÓRTICO N+0.00
 - TABLA DE ACEROS

DESPIECE DE PÓRTICOS, N+1.23

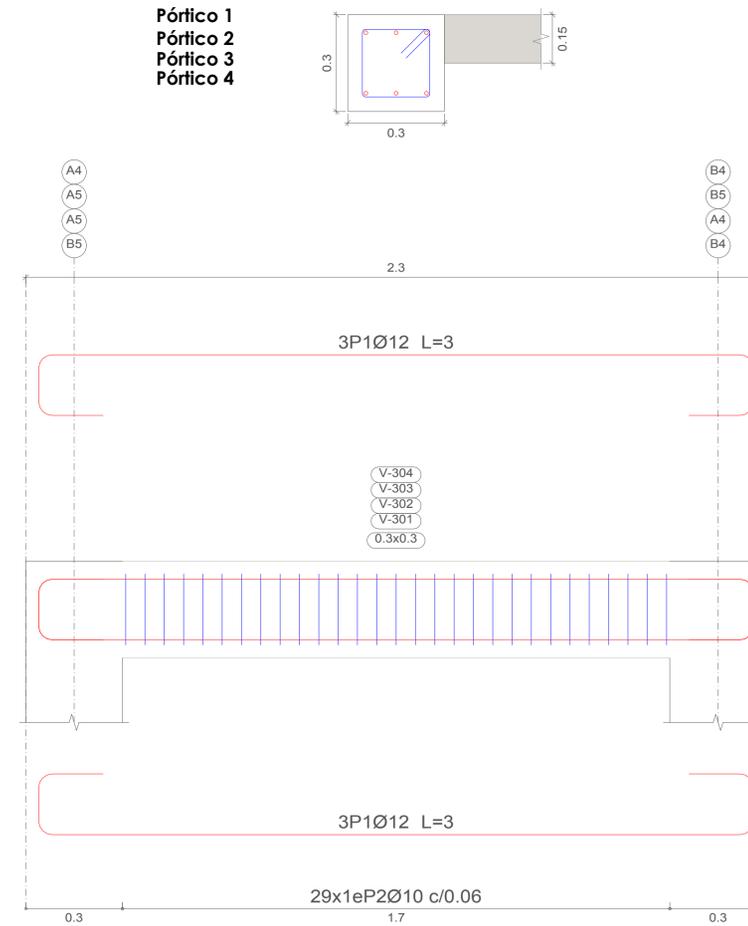


ESCALA 1:10

| Elemento | Pos. | Diam. | No. | Esquema (m) | Long (m) | Total (m) | Grado 60 (kg) |
|---|------|-------|-----|-------------|-----------|-----------|---------------|
| Pórtico 1-Pórtico 2-Pórtico 3-Pórtico 4 | 1 | Ø12 | 6 | 2.22 | 3 | 18 | 16.0 |
| | 2 | Ø10 | 29 | 0.21 | 1.04 | 30.16 | 18.6 |
| | | | | | Total+10% | 48.16 | 34.6 |
| | | | | | Ø10 | 30.16 | 18.6 |
| | | | | | Ø12 | 18.0 | 16.0 |
| | | | | | Total | 152.4 | 152.4 |

| Resumen Acero | Long. total (m) | Peso+10% (kg) | Total |
|-------------------|-----------------|---------------|-------|
| Plano de pórticos | | | |
| Grado 60 | Ø10 | 120.6 | 82 |
| | Ø12 | 72.0 | 70 |
| | | | 152 |

DESPIECE DE PÓRTICOS, N+3.21



ESCALA 1:10

| Elemento | Pos. | Diam. | No. | Esquema (m) | Long (m) | Total (m) | Grado 60 (kg) |
|---|------|-------|-----|-------------|-----------|-----------|---------------|
| Pórtico 1-Pórtico 2-Pórtico 3-Pórtico 4 | 1 | Ø12 | 6 | 2.22 | 3 | 18 | 16.0 |
| | 2 | Ø10 | 29 | 0.21 | 1.04 | 30.16 | 18.6 |
| | | | | | Total+10% | 48.16 | 34.6 |
| | | | | | Ø10 | 30.16 | 18.6 |
| | | | | | Ø12 | 18.0 | 16.0 |
| | | | | | Total | 152.4 | 152.4 |

| Resumen Acero | Long. total (m) | Peso+10% (kg) | Total |
|-------------------|-----------------|---------------|-------|
| Plano de pórticos | | | |
| Grado 60 | Ø10 | 120.6 | 82 |
| | Ø12 | 72.0 | 70 |
| | | | 152 |

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

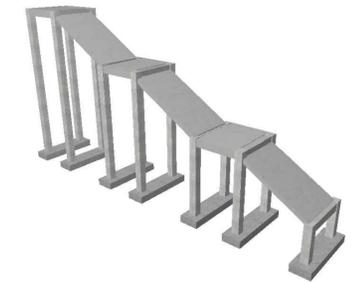
NORMAS UTILIZADAS
AISI s100-2007 (LRFD), ANSI/AISC 360-10 (LRFD) ACI 318-(S)11
NEC 2011, NEC-SE-14 AISC-2010(ASD 89/LRFD86) Y AWS-99

HORMIGÓN:
A)- Tamaño máximo del árido para fundiciones <= 30 mm
B)- Hormigón después de 28 días de fabricado debe ser la Resistencia a la compresión $f_c = 300 \text{ kg/cm}^2$ o mayor (Entre losas de cubierta impermeabilizado con aditivos al 100%).

ACERO DE REFUERZO:
A)- Varillas Corrugadas, Resistencia a la fluencia debe ser $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$ o mayor
B)- Refuerzo transversal anclar con ganchos de 135° (Vigas y Columnas)
C)- El primer estribo en vigas colocar a no más de 5cm del elemento de apoyo
D)- Los traslapes deben cumplir con el código ACI 318-(S)11
E)- Recubrimiento del refuerzo:
- Losas: 2.5 cm
- Vigas y Columnas: 4 cm
- Hormigón expuesto a la acción del suelo: 7.5 cm

PERFILES METÁLICOS
Acero estructural-perfiles metálicos. La resistencia a la fluencia debe ser $f_y = 2520 \text{ kg/cm}^2$ o mayor. Juntas soldadas. Deberan cumplir con las especificaciones del código AWS. Para aceros tipo ASTM A-36 ó A-50. Las uniones soldadas deberán ser de cordón continuo y de penetración completa.

VISTA 3D:



AUORES:

SEGUNDO ESTEBAN CANDO MOLINA JORGE EDUARDO PINTADO ZAMBRANO

REVISIÓN TÉCNICA:

DIBUJO:

ESTEBAN CANDO & JORGE PINTADO

DISEÑO ESTRUCTURAL

NOMBRE DEL PROYECTO:

"CÁLCULO, DISEÑO Y COMPARACIÓN COSTO-BENEFICIO DE DOS ALTERNATIVAS ESTRUCTURALES DE UN PASO PEATONAL EN LA AUTOPISTA CUENCA-AZOGUEZ, SECTOR EL DESCANSO"

CONTENIDO:

- DESPIECE DE PÓRTICOS N+1.23
- DESPIECE DE PÓRTICOS N+3.21
- TABLA DE ACEROS

ESCALA: LAS INDICADAS

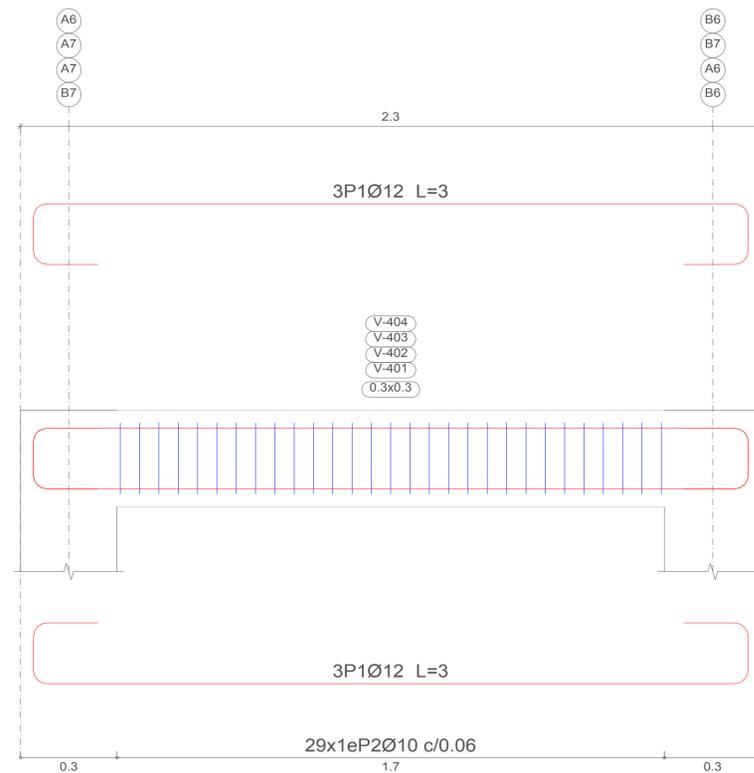
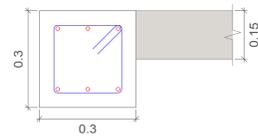
FECHA: JULIO 2019

LAMINA:

15/48

DESPIECE DE PÓRTICOS, N+5.19

Pórtico 1
Pórtico 2
Pórtico 3
Pórtico 4

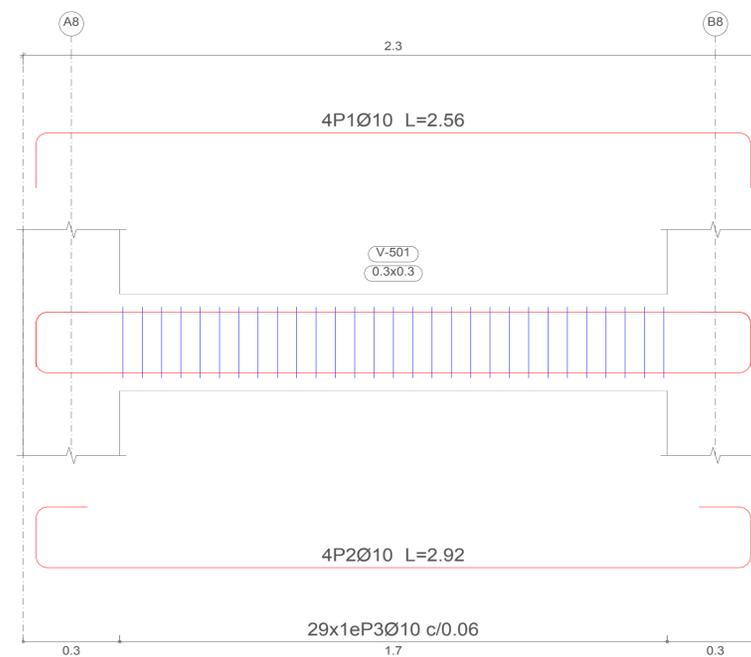
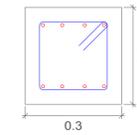


ESCALA 1:10

| Elemento | Pos. | Diám. | No. | Esquema (m) | Long. (m) | Total (m) | Grado 60 (kg) |
|---|------|-------|-----|-------------|-----------|-----------|---------------|
| Pórtico 1-Pórtico 2-Pórtico 3-Pórtico 4 | 1 | Ø12 | 6 | 0.3 | 2.22 | 1.33 | 18 |
| | 2 | Ø10 | 29 | 0.32 | 0.17 | 1.04 | 30.16 |
| Total+10% | | | | | | | 38.1 |
| Ø12 | | | | | | | 82.0 |
| Ø10 | | | | | | | 134.4 |
| Total: | | | | | | | 152.4 |

| Resumen Acero | Long. total (m) | Peso+10% (kg) | Total |
|---------------|-----------------|---------------|-------|
| Grado 60 | Ø10 | 120.6 | 82 |
| | Ø12 | 72.0 | 70 |
| | | | 152 |

DESPIECE PÓRTICO, N+7.17



ESCALA 1:10

| Elemento | Pos. | Diám. | No. | Esquema (m) | Long. (m) | Total (m) | Grado 60 (kg) |
|----------------|------|-------|-----|-------------|-----------|-----------|---------------|
| Pórtico N+7.17 | 1 | Ø10 | 4 | 2.22 | 2.56 | 10.24 | 8.3 |
| | 2 | Ø10 | 4 | 0.16 | 2.92 | 11.68 | 7.2 |
| | 3 | Ø10 | 29 | 0.17 | 1.04 | 30.16 | 18.6 |
| Total+10% | | | | | | | 36.3 |
| Ø10 | | | | | | | 36.3 |
| Total: | | | | | | | 36.3 |

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

NORMAS UTILIZADAS
AISI s100-2007 (LRFD), ANSI/AISC 360-10 (LRFD) ACI 318-(S)11
NEC 2011, NEC-SE-14 AISC-2010(ASD 89/LRFD86) Y AWS-99

HORMIGÓN:
A)- Tamaño máximo del árido para fundiciones <= 30 mm
B)- Hormigón después de 28 días de fabricado debe ser la Resistencia a la compresión $f_c = 300 \text{ kg/cm}^2$ o mayor (Entre losas de cubierta impermeabilizado con aditivos al 100%).

ACERO DE REFUERZO:
A)- Varillas Corrugadas, Resistencia a la fluencia debe ser $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$ o mayor
B)- Refuerzo transversal anclar con ganchos de 135° (Vigas y Columnas)
C)- El primer estribo en vigas colocar a no más de 5cm del elemento de apoyo
D)- Los traslapes deben cumplir con el código ACI 318-(S)11
E)- Recubrimiento del refuerzo:
- Losas: 2.5 cm
- Vigas y Columnas: 4 cm
- Hormigón expuesto a la acción del suelo: 7,5 cm

PERFILES METÁLICOS
Acero estructural-perfiles metálicos. La resistencia a la fluencia debe ser $f_y = 2520 \text{ kg/cm}^2$ o mayor. Juntas soldadas. Deberan cumplir con las especificaciones del código AWS. Para aceros tipo ASTM A-36 ó A-50. Las uniones soldadas deberán ser de cordón continuo y de penetración completa.

VISTA 3D:



AUTORES:

SEGUNDO ESTEBAN CANDO MOLINA JORGE EDUARDO PINTADO ZAMBRANO

REVISIÓN TÉCNICA:

DIBUJO:

ESTEBAN CANDO & JORGE PINTADO

DISEÑO ESTRUCTURAL

NOMBRE DEL PROYECTO:

"CÁLCULO, DISEÑO Y COMPARACIÓN COSTO-BENEFICIO DE DOS ALTERNATIVAS ESTRUCTURALES DE UN PASO PEATONAL EN LA AUTOPISTA CUENCA-AZOGUEZ, SECTOR EL DESCANSO"

CONTENIDO:

- DESPIECE DE PÓRTICOS N+5.19
- DESPIECE PÓRTICO N+7.17
- TABLA DE ACEROS

ESCALA: LAS INDICADAS

FECHA: JULIO 2019

LÁMINA:

16/48

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

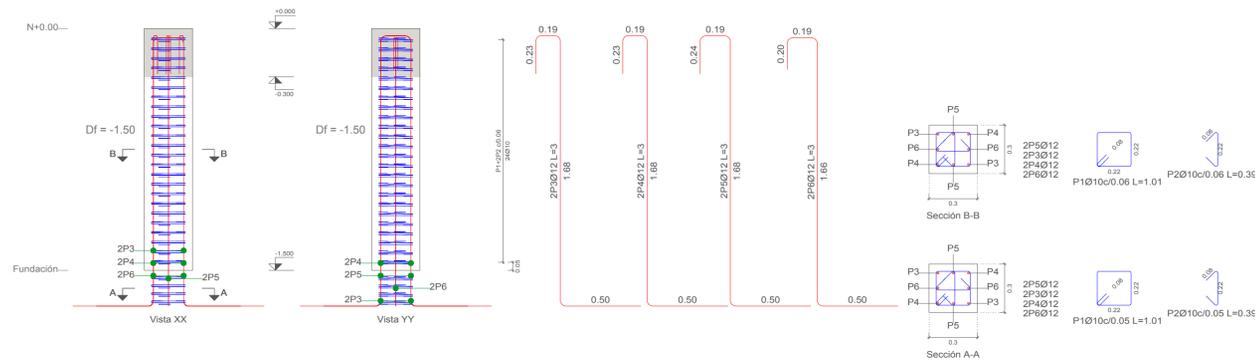
NORMAS UTILIZADAS
 AISI s100-2007 (LRFD), ANSI/AISC 360-10 (LRFD) ACI 318-(S)11
 NEC 2011, NEC-SE-14 AISC-2010(ASD 89/LRFD86) Y AWS-99

HORMIGÓN:
 A)- Tamaño máximo del árido para fundiciones <= 30 mm
 B)- Hormigón después de 28 días de fabricación debe ser la Resistencia a la compresión $f_c = 300 \text{ kg/cm}^2$ o mayor (Entre losas de cubierta impermeabilizado con aditivos al 100%).

ACERO DE REFUERZO:
 A)- Varillas Corrugadas, Resistencia a la fluencia debe ser $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$ o mayor
 B)- Refuerzo transversal anclar con ganchos de 135° (Vigas y Columnas)
 C)- El primer estribo en vigas colocar a no más de 5cm del elemento de apoyo
 D)- Los traslapes deben cumplir con el código ACI 318-(S)11
 E)- Recubrimiento del refuerzo:
 - Losas: 2.5 cm
 - Vigas y Columnas: 4 cm
 - Hormigón expuesto a la acción del suelo: 7,5 cm

PERFILES METÁLICOS
 Acero estructural-perfiles metálicos. La resistencia a la fluencia debe ser $f_y = 2520 \text{ kg/cm}^2$ o mayor. Juntas soldadas. Deberan cumplir con las especificaciones del código AWS. Para aceros tipo ASTM A-36 ó A-50. Las uniones soldadas deberán ser de cordón continuo y de penetración completa.

DESPIECE DE COLUMNAS A1 = B1, h = -2.50 m

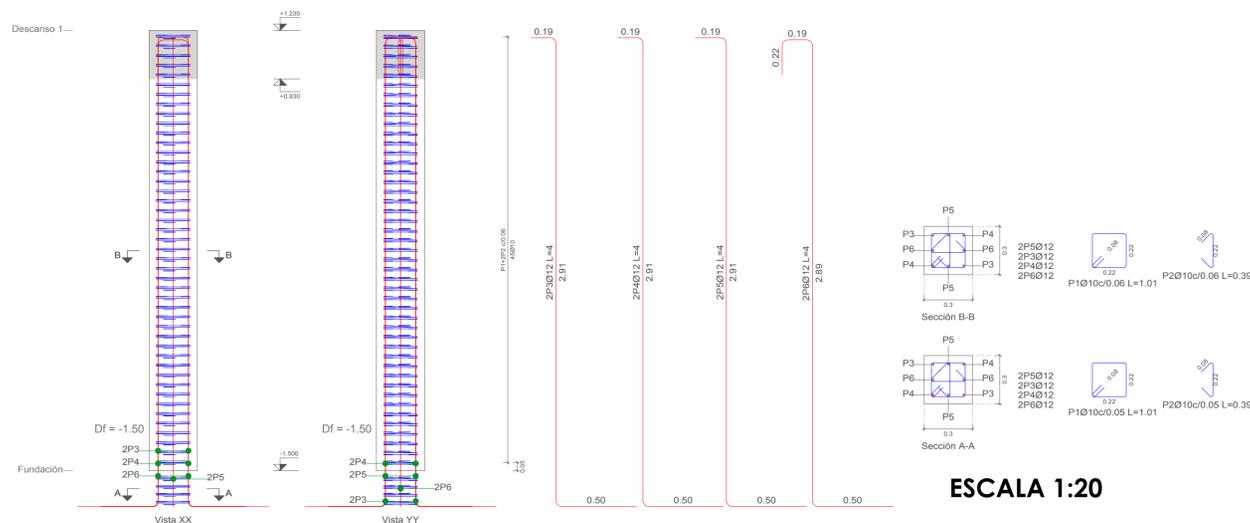


ESCALA 1:20

| Elemento | Pos. | Diám. | No. | Esquema (m) | Long (m) | Total (m) | Grado 60 (kg) |
|------------|------|-------|-----|--------------------|----------|-----------|---------------|
| A1=B1 | 1 | Ø10 | 28 | | 1.01 | 2828 | 17.4 |
| | 2 | Ø10 | 98 | | 0.39 | 2184 | 13.5 |
| | 3 | Ø12 | 2 | Consultar en plano | 2.6 | 5.2 | 4.6 |
| | 4 | Ø12 | 2 | Consultar en plano | 2.6 | 5.2 | 4.6 |
| | 5 | Ø12 | 2 | Consultar en plano | 2.6 | 5.2 | 4.6 |
| | 6 | Ø12 | 2 | Consultar en plano | 2.55 | 5.1 | 4.5 |
| Total +10% | | | | | | | 54.1 |
| Ø10 | | | | | | | 68.0 |
| Ø12 | | | | | | | 40.2 |
| Total | | | | | | | 108.2 |

| Pos. | Diám. | No. | Long (cm) | Total (cm) | x 2 (cm) |
|------|-------|-----|-----------|------------|----------|
| 1 | Ø10 | 28 | 101 | 2828 | 5656 |
| 2 | Ø10 | 98 | 39 | 2184 | 4368 |
| 3 | Ø12 | 2 | 260 | 520 | 1040 |
| 4 | Ø12 | 2 | 250 | 520 | 1040 |
| 5 | Ø12 | 2 | 260 | 520 | 1040 |
| 6 | Ø12 | 2 | 255 | 510 | 1020 |

DESPIECE DE COLUMNAS A2 = A3 = B2 = B3, h = +1.23 m



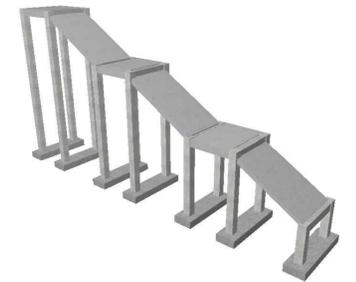
ESCALA 1:20

| Elemento | Pos. | Diám. | No. | Esquema (m) | Long (m) | Total (m) | Grado 60 (kg) |
|-------------|------|-------|-----|--------------------|----------|-----------|---------------|
| A2=A3=B2=B3 | 1 | Ø10 | 49 | | 1.01 | 4949 | 30.5 |
| | 2 | Ø10 | 98 | | 0.39 | 3822 | 23.8 |
| | 3 | Ø12 | 2 | Consultar en plano | 3.6 | 7.2 | 6.4 |
| | 4 | Ø12 | 2 | Consultar en plano | 3.6 | 7.2 | 6.4 |
| | 5 | Ø12 | 2 | Consultar en plano | 3.6 | 7.2 | 6.4 |
| | 6 | Ø12 | 2 | Consultar en plano | 3.8 | 7.6 | 6.7 |
| Total +10% | | | | | | | 88.0 |
| Ø10 | | | | | | | 238.0 |
| Ø12 | | | | | | | 116.0 |
| Total | | | | | | | 352.0 |

| Pos. | Diám. | No. | Long (cm) | Total (cm) | x 4 (cm) |
|------|-------|-----|-----------|------------|----------|
| 1 | Ø10 | 49 | 101 | 4949 | 19796 |
| 2 | Ø10 | 98 | 39 | 3822 | 15288 |
| 3 | Ø12 | 2 | 360 | 720 | 2880 |
| 4 | Ø12 | 2 | 350 | 720 | 2880 |
| 5 | Ø12 | 2 | 360 | 720 | 2880 |
| 6 | Ø12 | 2 | 380 | 760 | 3040 |

ESCALA 1:20

VISTA 3D:



AUTORES:

SEGUNDO ESTEBAN CANDO MOLINA JORGE EDUARDO PINTADO ZAMBRANO

REVISIÓN TÉCNICA:

DIBUJO:

ESTEBAN CANDO & JORGE PINTADO

DISEÑO ESTRUCTURAL

NOMBRE DEL PROYECTO:

"CÁLCULO, DISEÑO Y COMPARACIÓN COSTO-BENEFICIO DE DOS ALTERNATIVAS ESTRUCTURALES DE UN PASO PEATONAL EN LA AUTOPISTA CUENCA-AZOGUEZ, SECTOR EL DESCANSO"

CONTENIDO:

- DESPIECE DE COLUMNAS A1, B1, A2, B2, A3, B3
- TABLA DE ACEROS

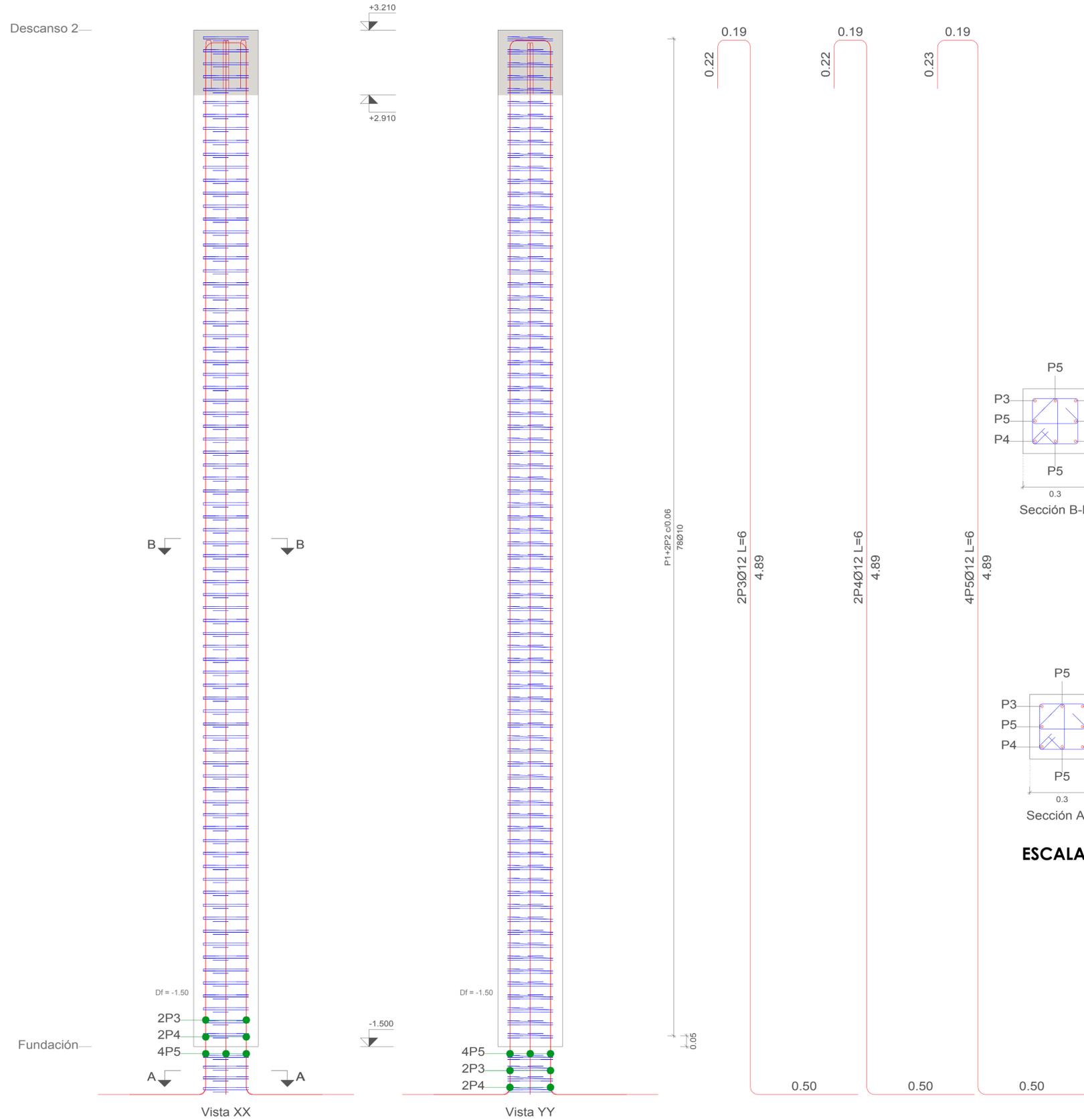
ESCALA: LAS INDICADAS

FECHA: JULIO 2019

LAMINA:

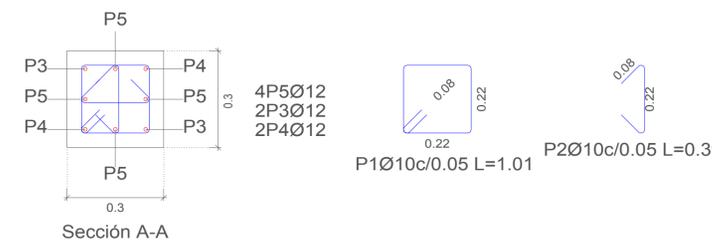
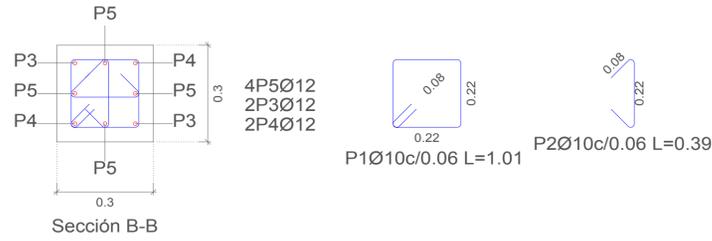
17/48

DESPIECE DE COLUMNAS A4 = A5 = B4 = B5, h = +3.25 m



| Elemento | Pos. | Diám. | No. | Esquema (m) | Long. (m) | Total (m) | Grado 60 (kg) |
|-------------|------|-------|-----|--------------------|-----------|-----------|---------------|
| A4+A5-B4-B5 | 1 | Ø10 | 82 | 1.01 | 82.82 | 82.82 | 81.0 |
| | 2 | Ø10 | 164 | 0.39 | 63.96 | 63.96 | 39.4 |
| | 3 | Ø12 | 2 | Consultar en plano | 5.8 | 11.6 | 10.3 |
| | 4 | Ø12 | 2 | Consultar en plano | 5.8 | 11.6 | 10.3 |
| | 5 | Ø12 | 4 | Consultar en plano | 5.8 | 23.2 | 20.6 |
| Total+10% | | | | | 144.8 | 144.8 | 144.8 |
| Ø10 | | | | | 144.8 | 144.8 | 144.8 |
| Ø12 | | | | | 181.6 | 181.6 | 181.6 |
| Total | | | | | 326.4 | 326.4 | 326.4 |

| Pos. | Diám. | No. | Long. (cm) | Total (cm) | x 4 (cm) |
|------|-------|-----|------------|------------|----------|
| 1 | Ø10 | 82 | 101 | 8282 | 33128 |
| 2 | Ø10 | 164 | 39 | 6396 | 25584 |
| 3 | Ø12 | 2 | 580 | 1160 | 4640 |
| 4 | Ø12 | 2 | 580 | 1160 | 4640 |
| 5 | Ø12 | 4 | 580 | 2320 | 9280 |



ESCALA 1:10

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

NORMAS UTILIZADAS
 AISI s100-2007 (LRFD), ANSI/AISC 360-10 (LRFD) ACI 318-(S)11
 NEC 2011, NEC-SE-14 AISC-2010(ASD 89/LRFD86) Y AWS-99

HORMIGÓN:
 A)- Tamaño máximo del árido para fundiciones <= 30 mm
 B)- Hormigón después de 28 días de fabricación debe ser la Resistencia a la compresión $f_c = 300 \text{ kg/cm}^2$ o mayor (Entre losas de cubierta impermeabilizado con aditivos al 100%).

ACERO DE REFUERZO:
 A)- Varillas Corrugadas, Resistencia a la fluencia debe ser $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$ o mayor
 B)- Refuerzo transversal anclar con ganchos de 135° (Vigas y Columnas)
 C)- El primer estribo en vigas colocar a no más de 5cm del elemento de apoyo
 D)- Los traslapes deben cumplir con el código ACI 318-(S)11
 E)- Recubrimiento del refuerzo:
 - Losas: 2.5 cm
 - Vigas y Columnas: 4 cm
 - Hormigón expuesto a la acción del suelo: 7,5 cm

PERFILES METÁLICOS
 Acero estructural-perfiles metálicos. La resistencia a la fluencia debe ser $f_y = 2520 \text{ kg/cm}^2$ o mayor. Juntas soldadas. Deberan cumplir con las especificaciones del código AWS. Para aceros tipo ASTM A-36 ó A-50. Las uniones soldadas deberán ser de cordón continuo y de penetración completa.

VISTA 3D:

UNIVERSIDAD DEL AZUAY

AUTORES:
 SEGUNDO ESTEBAN CANDO MOLINA JORGE EDUARDO PINTADO ZAMBRANO

REVISIÓN TÉCNICA:

DIBUJO:
 ESTEBAN CANDO & JORGE PINTADO

DISEÑO ESTRUCTURAL

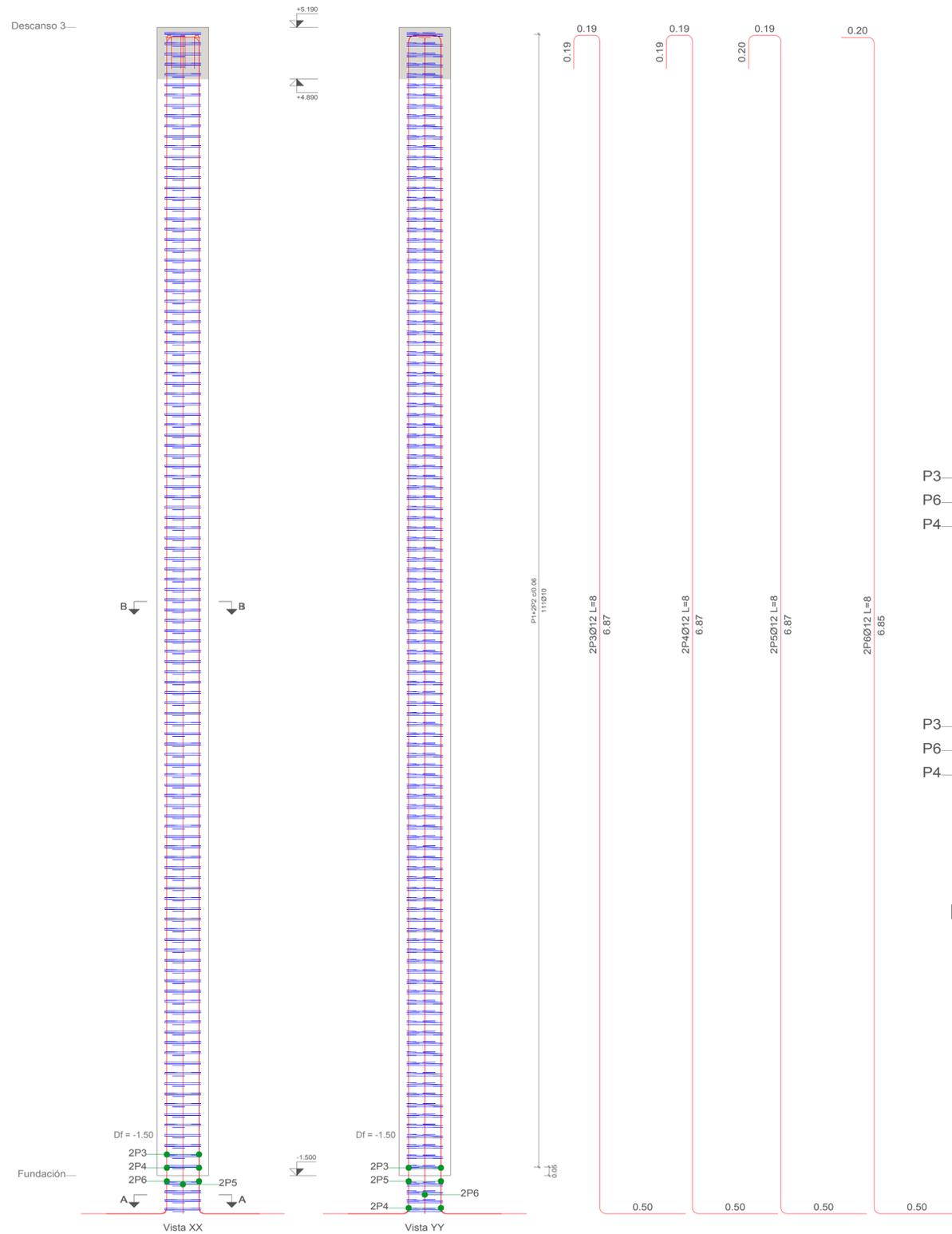
NOMBRE DEL PROYECTO:
 "CÁLCULO, DISEÑO Y COMPARACIÓN COSTO-BENEFICIO DE DOS ALTERNATIVAS ESTRUCTURALES DE UN PASO PEATONAL EN LA AUTOPISTA CUENCA-AZOGUEZ, SECTOR EL DESCANSO"

CONTENIDO:
 - DESPIECE DE COLUMNAS A4, B4, A5, B5
 - TABLA DE ACEROS

ESCALA: LAS INDICADAS LAMINA: **18/48**
 FECHA: JULIO 2019

ESCALA 1:10

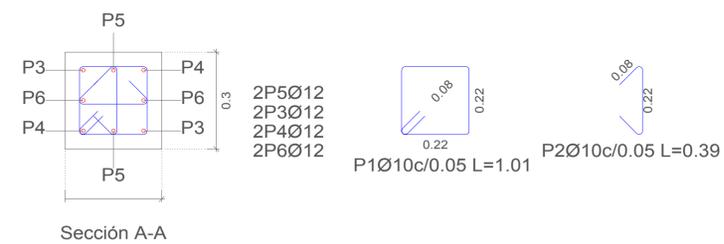
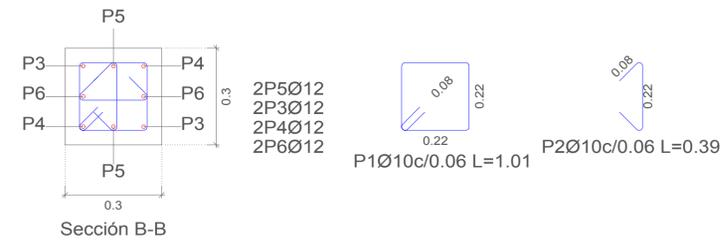
DESPIECE DE COLUMNAS A6 = A7 = B6 = B7, h = +5.19 m



ESCALA 1:15

| Elemento | Pos. | Diám. | No. | Esquema (m) | Long. (m) | Total (m) | Grado 60 (kg) |
|----------------|------|-------|-----|--------------------|-----------|-----------|---------------|
| A6-B6 A7-B7 | 1 | Ø10 | 115 | | 1.01 | 116.15 | 71.6 |
| | 2 | Ø10 | 230 | | 0.39 | 89.7 | 55.3 |
| | 3 | Ø12 | 2 | Consultar en plano | 7.75 | 15.5 | 13.8 |
| | 4 | Ø12 | 2 | Consultar en plano | 7.75 | 15.5 | 13.8 |
| | 5 | Ø12 | 2 | Consultar en plano | 7.75 | 15.5 | 13.8 |
| | 6 | Ø12 | 2 | Consultar en plano | 7.55 | 15.1 | 13.4 |
| Total (100%): | | | | | | | 799.6 |
| Ø10: | | | | | | | 166.35 |
| Ø12: | | | | | | | 341.12 |
| Total: | | | | | | | 799.6 |

| Pos. | Diám. | No. | Long. (cm) | Total (cm) | x 4 (cm) |
|------|-------|-----|------------|------------|----------|
| 1 | Ø10 | 115 | 101 | 11615 | 46460 |
| 2 | Ø10 | 230 | 39 | 8970 | 35880 |
| 3 | Ø12 | 2 | 775 | 1550 | 6200 |
| 4 | Ø12 | 2 | 775 | 1550 | 6200 |
| 5 | Ø12 | 2 | 775 | 1550 | 6200 |
| 6 | Ø12 | 2 | 755 | 1510 | 6040 |



ESCALA 1:10

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

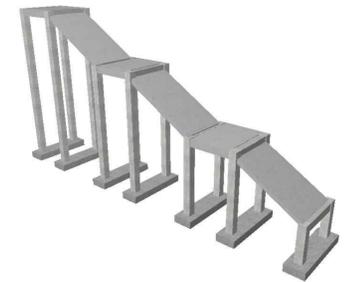
NORMAS UTILIZADAS
 AISI s100-2007 (LRFD), ANSI/AISC 360-10 (LRFD) ACI 318-(S)11
 NEC 2011, NEC-SE-14 AISC-2010(ASD 89/LRFD86) Y AWS-99

HORMIGÓN:
 A)- Tamaño máximo del árido para fundiciones <= 30 mm
 B)- Hormigón después de 28 días de fabricación debe ser la Resistencia a la compresión $f_c = 300 \text{ kg/cm}^2$ o mayor (Entre losas de cubierta impermeabilizado con aditivos al 100%).

ACERO DE REFUERZO:
 A)- Varillas Corrugadas, Resistencia a la fluencia debe ser $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$ o mayor
 B)- Refuerzo transversal anclar con ganchos de 135° (Vigas y Columnas)
 C)- El primer estribo en vigas colocar a no más de 5cm del elemento de apoyo
 D)- Los traslapes deben cumplir con el código ACI 318-(S)11
 E)- Recubrimiento del refuerzo:
 - Losas: 2.5 cm
 - Vigas y Columnas: 4 cm
 - Hormigón expuesto a la acción del suelo: 7,5 cm

PERFILES METÁLICOS
 Acero estructural-perfiles metálicos. La resistencia a la fluencia debe ser $f_y = 2520 \text{ kg/cm}^2$ o mayor. Juntas soldadas. Deberan cumplir con las especificaciones del código AWS. Para aceros tipo ASTM A-36 ó A-50. Las uniones soldadas deberán ser de cordón continuo y de penetración completa.

VISTA 3D:



AUORES:

SEGUNDO ESTEBAN CANDO MOLINA JORGE EDUARDO PINTADO ZAMBRANO

REVISIÓN TÉCNICA:

ESTEBAN CANDO & JORGE PINTADO

DISEÑO ESTRUCTURAL

NOMBRE DEL PROYECTO:

"CÁLCULO, DISEÑO Y COMPARACIÓN COSTO-BENEFICIO DE DOS ALTERNATIVAS ESTRUCTURALES DE UN PASO PEATONAL EN LA AUTOPISTA CUENCA-AZOGUEZ, SECTOR EL DESCANSO"

CONTENIDO:

- DESPIECE DE COLUMNAS A6, B6, A7, B7
- TABLA DE ACEROS

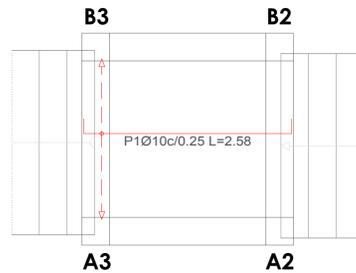
ESCALA: LAS INDICADAS

FECHA: JULIO 2019

LAMINA:

19/48

LOSA MACIZA, DESCANSO 1 N+1.23, ARMADO LONGITUDINAL INFERIOR

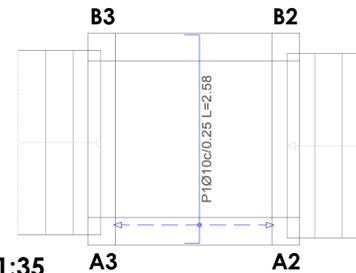


ESCALA 1:35

| Elemento | Pos. | Diám. | No. | Long. (m) | Total (m) | Grado 60 (kg) |
|--------------------------------|------|-------|-----|-----------|-----------|---------------|
| Armadura longitudinal inferior | 1 | Ø10 | 7 | 2.58 | 18.06 | 11.1 |
| | | | | | Total+10% | 12.2 |
| | | | | | Ø10 | 12.2 |
| | | | | | Total | 12.2 |

| Resumen Acero Descanso 1 | Long. total (m) | Peso+10% (kg) |
|--------------------------------|-----------------|---------------|
| Armadura longitudinal inferior | Ø10 | 18.1 |
| Grado 60 | | 12 |

LOSA MACIZA, DESCANSO 1 N+1.23, ARMADO TRANSVERSAL INFERIOR

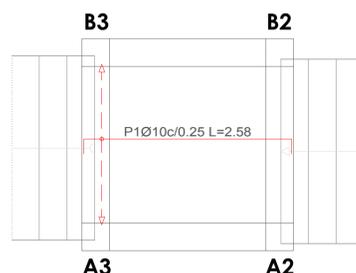


ESCALA 1:35

| Elemento | Pos. | Diám. | No. | Long. (m) | Total (m) | Grado 60 (kg) |
|-------------------------------|------|-------|-----|-----------|-----------|---------------|
| Armadura transversal inferior | 1 | Ø10 | 7 | 2.58 | 18.06 | 11.1 |
| | | | | | Total+10% | 12.2 |
| | | | | | Ø10 | 12.2 |
| | | | | | Total | 12.2 |

| Resumen Acero Descanso 1 | Long. total (m) | Peso+10% (kg) |
|-------------------------------|-----------------|---------------|
| Armadura transversal inferior | Ø10 | 18.1 |
| Grado 60 | | 12 |

LOSA MACIZA, DESCANSO 1 N+1.23, ARMADO LONGITUDINAL SUPERIOR

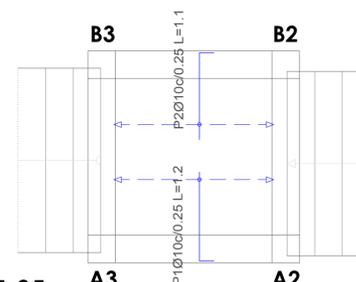


ESCALA 1:35

| Elemento | Pos. | Diám. | No. | Long. (m) | Total (m) | Grado 60 (kg) |
|--------------------------------|------|-------|-----|-----------|-----------|---------------|
| Armadura longitudinal superior | 1 | Ø10 | 7 | 2.58 | 18.06 | 11.1 |
| | | | | | Total+10% | 12.2 |
| | | | | | Ø10 | 12.2 |
| | | | | | Total | 12.2 |

| Resumen Acero Descanso 1 | Long. total (m) | Peso+10% (kg) |
|--------------------------------|-----------------|---------------|
| Armadura longitudinal superior | Ø10 | 18.1 |
| Grado 60 | | 12 |

LOSA MACIZA, DESCANSO 1 N+1.23, ARMADO TRANSVERSAL SUPERIOR



ESCALA 1:35

| Elemento | Pos. | Diám. | No. | Long. (m) | Total (m) | Grado 60 (kg) |
|-------------------------------|------|-------|-----|-----------|-----------|---------------|
| Armadura transversal superior | 1 | Ø10 | 7 | 1.2 | 8.4 | 5.2 |
| | 2 | Ø10 | 7 | 1.1 | 7.7 | 4.7 |
| | | | | | Total+10% | 10.9 |
| | | | | | Ø10 | 10.9 |
| | | | | | Total | 10.9 |

| Resumen Acero Descanso 1 | Long. total (m) | Peso+10% (kg) |
|-------------------------------|-----------------|---------------|
| Armadura transversal superior | Ø10 | 16.1 |
| Grado 60 | | 11 |

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

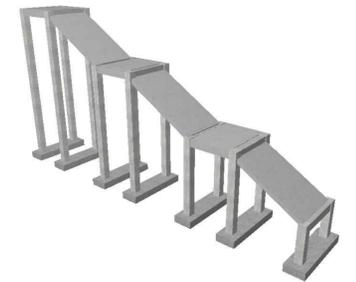
NORMAS UTILIZADAS
 AISI s100-2007 (LRFD), ANSI/AISC 360-10 (LRFD) ACI 318-(S)11
 NEC 2011, NEC-SE-14 AISC-2010(ASD 89/LRFD86) Y AWS-99

HORMIGÓN:
 A)- Tamaño máximo del árido para fundiciones ≤ 30 mm
 B)- Hormigón después de 28 días de fabricación debe ser la Resistencia a la compresión $f'c = 300$ kg/cm² o mayor (Entre losas de cubierta impermeabilizado con aditivos al 100%).

ACERO DE REFUERZO:
 A)- Varillas Corrugadas, Resistencia a la fluencia debe ser $f_y = 4,200$ kg/cm² o mayor
 B)- Refuerzo transversal anclar con ganchos de 135° (Vigas y Columnas)
 C)- El primer estribo en vigas colocar a no más de 5cm del elemento de apoyo
 D)- Los traslapes deben cumplir con el código ACI 318-(S)11
 E)- Recubrimiento del refuerzo:
 - Losas: 2.5 cm
 - Vigas y Columnas: 4 cm
 - Hormigón expuesto a la acción del suelo: 7.5 cm

PERFILES METÁLICOS
 Acero estructural-perfiles metálicos. La resistencia a la fluencia debe ser $f_y = 2520$ kg/cm² o mayor. Juntas soldadas. Deberan cumplir con las especificaciones del código AWS. Para aceros tipo ASTM A-36 ó A-50. Las uniones soldadas deberán ser de cordón continuo y de penetración completa.

VISTA 3D:



AUORES:

SEGUNDO ESTEBAN CANDO MOLINA JORGE EDUARDO PINTADO ZAMBRANO

REVISIÓN TÉCNICA:

ESTEBAN CANDO & JORGE PINTADO

DISEÑO ESTRUCTURAL

NOMBRE DEL PROYECTO:

"CÁLCULO, DISEÑO Y COMPARACIÓN COSTO-BENEFICIO DE DOS ALTERNATIVAS ESTRUCTURALES DE UN PASO PEATONAL EN LA AUTOPISTA CUENCA-AZOGUEZ, SECTOR EL DESCANSO"

CONTENIDO:

- LOSA MACIZA, DESCANSO 1 N+1.23, ARMADO LONGITUDINAL INFERIOR
- LOSA MACIZA, DESCANSO 1 N+1.23, ARMADO TRANSVERSAL INFERIOR
- LOSA MACIZA, DESCANSO 1 N+1.23, ARMADO LONGITUDINAL SUPERIOR
- LOSA MACIZA, DESCANSO 1 N+1.23, ARMADO TRANSVERSAL SUPERIOR
- TABLA DE ACEROS

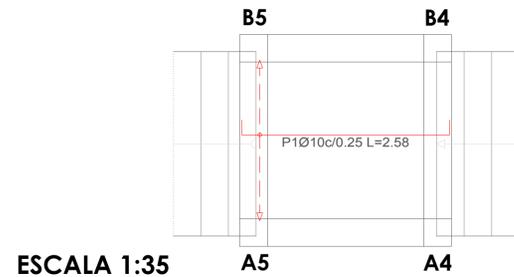
ESCALA: LAS INDICADAS

FECHA: JULIO 2019

LÁMINA:

21/48

LOSA MACIZA, DESCANSO 2 N+3.21, ARMADO LONGITUDINAL INFERIOR

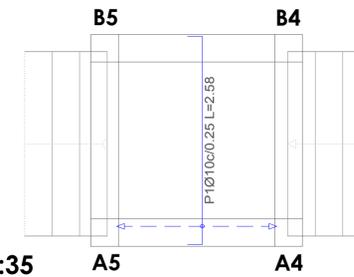


ESCALA 1:35

| Elemento | Pos. | Diám. | No. | Long. (m) | Total (m) | Grado 60 (kg) |
|--------------------------------|------|-------|-----|-----------|-----------|---------------|
| Armadura longitudinal inferior | 1 | Ø10 | 7 | 2.58 | 18.06 | 11.1 |
| Total+10% | | | | | | 12.2 |
| Ø10 | | | | | | 12.2 |
| Total | | | | | | 12.2 |

| Resumen Acero Descanso 2 Armadura longitudinal inferior | Long. total (m) | Peso+10% (kg) |
|---|-----------------|---------------|
| Grado 60 | Ø10 18.1 | 12 |

LOSA MACIZA, DESCANSO 2 N+3.21, ARMADO TRANSVERSAL INFERIOR

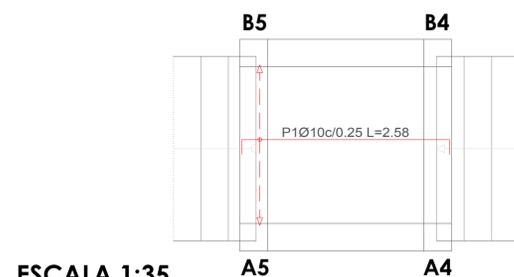


ESCALA 1:35

| Elemento | Pos. | Diám. | No. | Long. (m) | Total (m) | Grado 60 (kg) |
|-------------------------------|------|-------|-----|-----------|-----------|---------------|
| Armadura transversal inferior | 1 | Ø10 | 7 | 2.58 | 18.06 | 11.1 |
| Total+10% | | | | | | 12.2 |
| Ø10 | | | | | | 12.2 |
| Total | | | | | | 12.2 |

| Resumen Acero Descanso 2 Armadura transversal inferior | Long. total (m) | Peso+10% (kg) |
|--|-----------------|---------------|
| Grado 60 | Ø10 18.1 | 12 |

LOSA MACIZA, DESCANSO 2 N+3.21, ARMADO LONGITUDINAL SUPERIOR

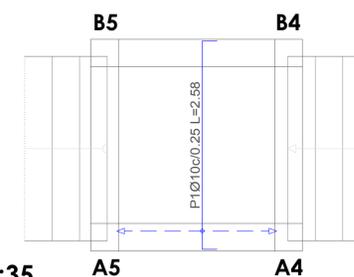


ESCALA 1:35

| Elemento | Pos. | Diám. | No. | Long. (m) | Total (m) | Grado 60 (kg) |
|--------------------------------|------|-------|-----|-----------|-----------|---------------|
| Armadura longitudinal superior | 1 | Ø10 | 7 | 2.58 | 18.06 | 11.1 |
| Total+10% | | | | | | 12.2 |
| Ø10 | | | | | | 12.2 |
| Total | | | | | | 12.2 |

| Resumen Acero Descanso 2 Armadura longitudinal superior | Long. total (m) | Peso+10% (kg) |
|---|-----------------|---------------|
| Grado 60 | Ø10 18.1 | 12 |

LOSA MACIZA, DESCANSO 2 N+3.21, ARMADO TRANSVERSAL SUPERIOR



ESCALA 1:35

| Elemento | Pos. | Diám. | No. | Long. (m) | Total (m) | Grado 60 (kg) |
|-------------------------------|------|-------|-----|-----------|-----------|---------------|
| Armadura transversal superior | 1 | Ø10 | 7 | 2.58 | 18.06 | 11.1 |
| Total+10% | | | | | | 12.2 |
| Ø10 | | | | | | 12.2 |
| Total | | | | | | 12.2 |

| Resumen Acero Descanso 2 Armadura transversal superior | Long. total (m) | Peso+10% (kg) |
|--|-----------------|---------------|
| Grado 60 | Ø10 18.1 | 12 |

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

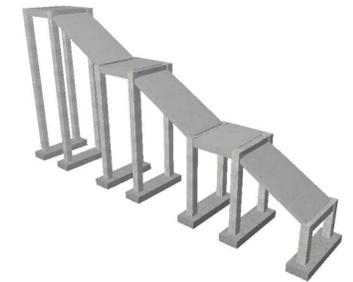
NORMAS UTILIZADAS
 AISI s100-2007 (LRFD), ANSI/AISC 360-10 (LRFD) ACI 318-(S)11
 NEC 2011, NEC-SE-14 AISC-2010(ASD 89/LRFD86) Y AWS-99

HORMIGÓN:
 A)- Tamaño máximo del árido para fundiciones ≤ 30 mm
 B)- Hormigón después de 28 días de fabricación debe ser la Resistencia a la compresión $f_c = 300$ kg/cm² o mayor (Entre losas de cubierta impermeabilizado con aditivos al 100%).

ACERO DE REFUERZO:
 A)- Varillas Corrugadas, Resistencia a la fluencia debe ser $f_y = 4,200$ kg/cm² o mayor
 B)- Refuerzo transversal anclar con ganchos de 135° (Vigas y Columnas)
 C)- El primer estribo en vigas colocar a no más de 5cm del elemento de apoyo
 D)- Los traslapes deben cumplir con el código ACI 318-(S)11
 E)- Recubrimiento del refuerzo:
 - Losas: 2.5 cm
 - Vigas y Columnas: 4 cm
 - Hormigón expuesto a la acción del suelo: 7.5 cm

PERFILES METÁLICOS
 Acero estructural-perfiles metálicos. La resistencia a la fluencia debe ser $f_y = 2520$ kg/cm² o mayor. Juntas soldadas. Deberan cumplir con las especificaciones del código AWS. Para aceros tipo ASTM A-36 ó A-50. Las uniones soldadas deberán ser de cordón continuo y de penetración completa.

VISTA 3D:



AUPORES:

SEGUNDO ESTEBAN CANDO MOLINA JORGE EDUARDO PINTADO ZAMBRANO

REVISIÓN TÉCNICA:

ESTEBAN CANDO & JORGE PINTADO

DISEÑO ESTRUCTURAL

NOMBRE DEL PROYECTO:

"CÁLCULO, DISEÑO Y COMPARACIÓN COSTO-BENEFICIO DE DOS ALTERNATIVAS ESTRUCTURALES DE UN PASO PEATONAL EN LA AUTOPISTA CUENCA-AZOGUEZ, SECTOR EL DESCANSO"

CONTENIDO:

- LOSA MACIZA, DESCANSO 2 N+3.21, ARMADO LONGITUDINAL INFERIOR
- LOSA MACIZA, DESCANSO 2 N+3.21, ARMADO TRANSVERSAL INFERIOR
- LOSA MACIZA, DESCANSO 2 N+3.21, ARMADO LONGITUDINAL SUPERIOR
- LOSA MACIZA, DESCANSO 2 N+3.21, ARMADO TRANSVERSAL SUPERIOR
- TABLA DE ACEROS

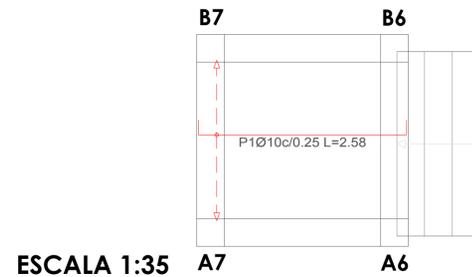
ESCALA: LAS INDICADAS

FECHA: JULIO 2019

LÁMINA:

22/48

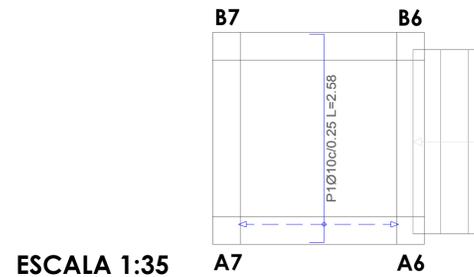
LOSA MACIZA, DESCANSO 3 N+5.19, ARMADO LONGITUDINAL INFERIOR



| Elemento | Pos. | Diám. | No. | Long. (m) | Total (m) | Grado 60 (kg) |
|--------------------------------|------|-------|-----|-----------|-----------|---------------|
| Armadura longitudinal inferior | 1 | Ø10 | 7 | 2.58 | 18.06 | 11.1 |
| Total+10% | | | | | | 12.2 |
| Ø10 | | | | | | 12.2 |
| Total | | | | | | 12.2 |

| Resumen Acero Descanso 3 | Long. total (m) | Peso+10% (kg) |
|--------------------------------|-----------------|---------------|
| Armadura longitudinal inferior | 18.1 | 12 |
| Grado 60 | Ø10 | |

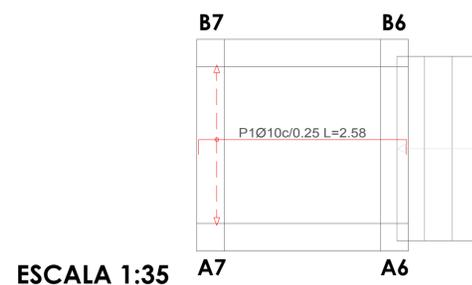
LOSA MACIZA, DESCANSO 3 N+5.19, ARMADO TRANSVERSAL INFERIOR



| Elemento | Pos. | Diám. | No. | Long. (m) | Total (m) | Grado 60 (kg) |
|-------------------------------|------|-------|-----|-----------|-----------|---------------|
| Armadura transversal inferior | 1 | Ø10 | 7 | 2.58 | 18.06 | 11.1 |
| Total+10% | | | | | | 12.2 |
| Ø10 | | | | | | 12.2 |
| Total | | | | | | 12.2 |

| Resumen Acero Descanso 3 | Long. total (m) | Peso+10% (kg) |
|-------------------------------|-----------------|---------------|
| Armadura transversal inferior | 18.1 | 12 |
| Grado 60 | Ø10 | |

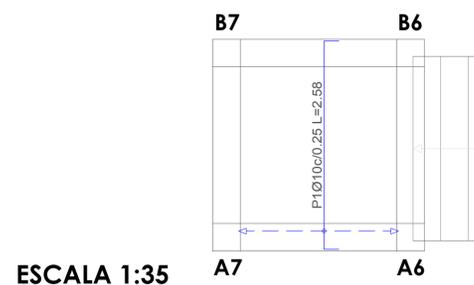
LOSA MACIZA, DESCANSO 3 N+5.19, ARMADO LONGITUDINAL SUPERIOR



| Elemento | Pos. | Diám. | No. | Long. (m) | Total (m) | Grado 60 (kg) |
|--------------------------------|------|-------|-----|-----------|-----------|---------------|
| Armadura longitudinal superior | 1 | Ø10 | 7 | 2.58 | 18.06 | 11.1 |
| Total+10% | | | | | | 12.2 |
| Ø10 | | | | | | 12.2 |
| Total | | | | | | 12.2 |

| Resumen Acero Descanso 3 | Long. total (m) | Peso+10% (kg) |
|--------------------------------|-----------------|---------------|
| Armadura longitudinal superior | 18.1 | 12 |
| Grado 60 | Ø10 | |

LOSA MACIZA, DESCANSO 3 N+5.19, ARMADO TRANSVERSAL SUPERIOR



| Elemento | Pos. | Diám. | No. | Long. (m) | Total (m) | Grado 60 (kg) |
|-------------------------------|------|-------|-----|-----------|-----------|---------------|
| Armadura transversal superior | 1 | Ø10 | 7 | 2.58 | 18.06 | 11.1 |
| Total+10% | | | | | | 12.2 |
| Ø10 | | | | | | 12.2 |
| Total | | | | | | 12.2 |

| Resumen Acero Descanso 3 | Long. total (m) | Peso+10% (kg) |
|-------------------------------|-----------------|---------------|
| Armadura transversal superior | 18.1 | 12 |
| Grado 60 | Ø10 | |

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

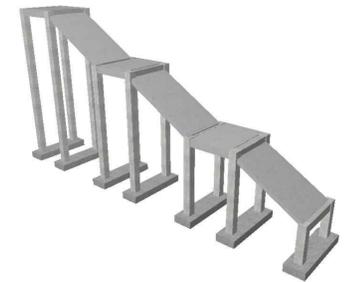
NORMAS UTILIZADAS
 AISI s100-2007 (LRFD), ANSI/AISC 360-10 (LRFD) ACI 318-(S)11
 NEC 2011, NEC-SE-14 AISC-2010(ASD 89/LRFD86) Y AWS-99

HORMIGÓN:
 A)- Tamaño máximo del árido para fundiciones ≤ 30 mm
 B)- Hormigón después de 28 días de fabricado debe ser la Resistencia a la compresión $f_c = 300$ kg/cm² o mayor (Entre losas de cubierta impermeabilizado con aditivos al 100%).

ACERO DE REFUERZO:
 A)- Varillas Corrugadas, Resistencia a la fluencia debe ser $f_y = 4,200$ kg/cm² o mayor
 B)- Refuerzo transversal anclar con ganchos de 135° (Vigas y Columnas)
 C)- El primer estribo en vigas colocar a no más de 5cm del elemento de apoyo
 D)- Los traslapes deben cumplir con el código ACI 318-(S)11
 E)- Recubrimiento del refuerzo:
 - Losas: 2.5 cm
 - Vigas y Columnas: 4 cm
 - Hormigón expuesto a la acción del suelo: 7.5 cm

PERFILES METÁLICOS
 Acero estructural-perfiles metálicos. La resistencia a la fluencia debe ser $f_y = 2520$ kg/cm² o mayor. Juntas soldadas. Deberan cumplir con las especificaciones del código AWS. Para aceros tipo ASTM A-36 ó A-50. Las uniones soldadas deberán ser de cordón continuo y de penetración completa.

VISTA 3D:



AUTORES:

SEGUNDO ESTEBAN CANDO MOLINA JORGE EDUARDO PINTADO ZAMBRANO

REVISIÓN TÉCNICA:

ESTEBAN CANDO & JORGE PINTADO

DISEÑO ESTRUCTURAL

NOMBRE DEL PROYECTO:

"CÁLCULO, DISEÑO Y COMPARACIÓN COSTO-BENEFICIO DE DOS ALTERNATIVAS ESTRUCTURALES DE UN PASO PEATONAL EN LA AUTOPISTA CUENCA-AZOGUEZ, SECTOR EL DESCANSO"

CONTENIDO:

- LOSA MACIZA, DESCANSO 3 N+5.19, ARMADO LONGITUDINAL INFERIOR
- LOSA MACIZA, DESCANSO 3 N+5.19, ARMADO TRANSVERSAL INFERIOR
- LOSA MACIZA, DESCANSO 3 N+5.19, ARMADO LONGITUDINAL SUPERIOR
- LOSA MACIZA, DESCANSO 3 N+5.19, ARMADO TRANSVERSAL SUPERIOR
- TABLA DE ACEROS

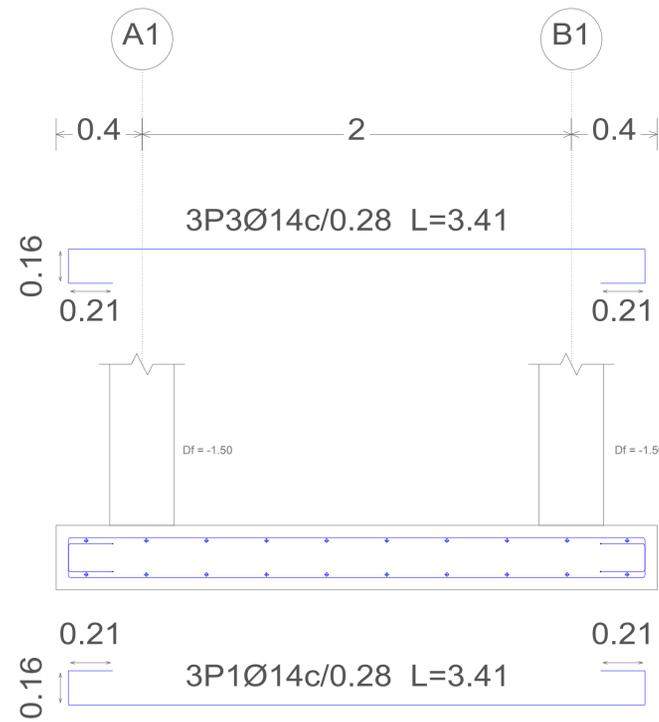
ESCALA: LAS INDICADAS

FECHA: JULIO 2019

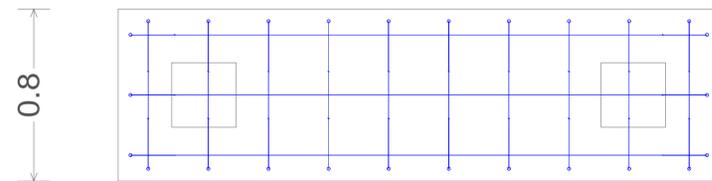
LÁMINA:

23/48

DESPIECE DE ZAPATAS, A1 - B1



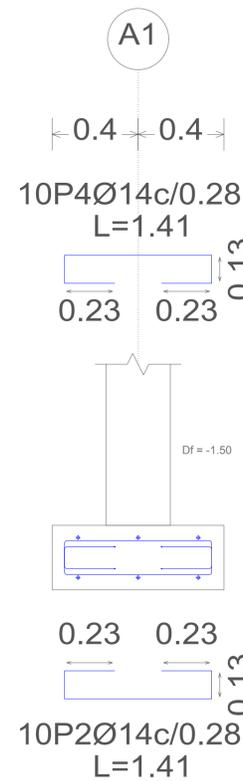
ESCALA 1:15



ESCALA 1:15

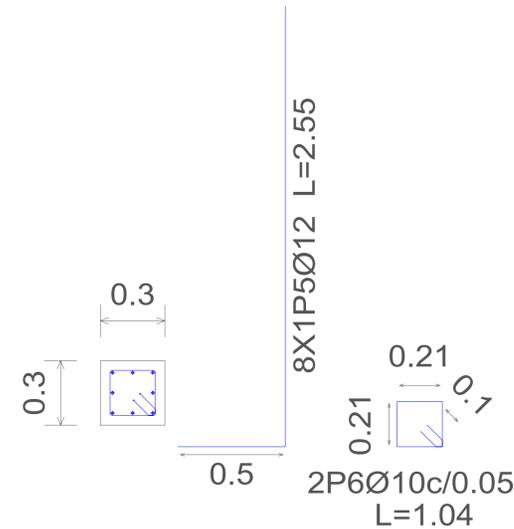
| Elemento | Pos. | Diám. | No. | Long. (m) | Total (m) | Grado 60 (kg) |
|------------|------|-------|-----|-----------|-----------|---------------|
| (A1-B1) | 1 | Ø14 | 3 | 3.41 | 10.23 | 12.4 |
| | 2 | Ø14 | 10 | 1.41 | 14.1 | 17.0 |
| | 3 | Ø14 | 3 | 3.41 | 10.23 | 12.4 |
| | 4 | Ø14 | 10 | 1.41 | 14.1 | 17.0 |
| | 5 | Ø12 | 8 | 2.55 | 20.4 | 18.1 |
| | 6 | Ø10 | 2 | 1.04 | 2.08 | 1.3 |
| | 7 | Ø12 | 8 | 2.55 | 20.4 | 18.1 |
| | 8 | Ø10 | 2 | 1.04 | 2.08 | 1.3 |
| Total+10%: | | | | | 107.4 | |
| | | | | | Ø10: | 2.9 |
| | | | | | Ø12: | 39.8 |
| | | | | | Ø14: | 64.7 |
| | | | | | Total: | 107.4 |

| Resumen Acero Fundación | Long. total (m) | Peso+10% (kg) | Total |
|-------------------------|-----------------|---------------|-------|
| Despiece fundación | | | |
| Grado 60 | Ø10 | 29.1 | 20 |
| | Ø12 | 593.8 | 580 |
| | Ø14 | 340.6 | 453 |
| | | | 1053 |



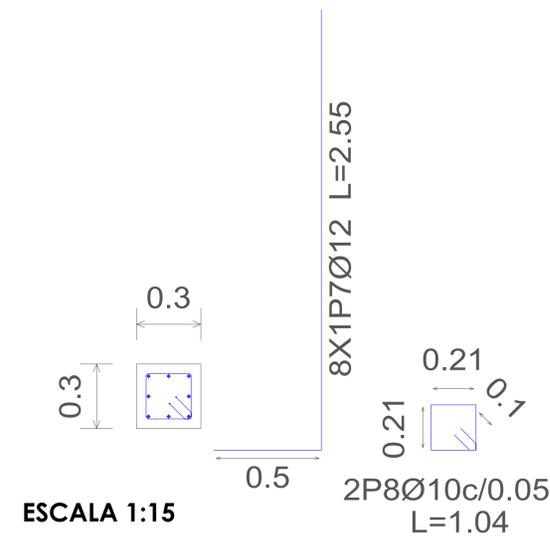
ESCALA 1:15

A1



ESCALA 1:15

B1



ESCALA 1:15

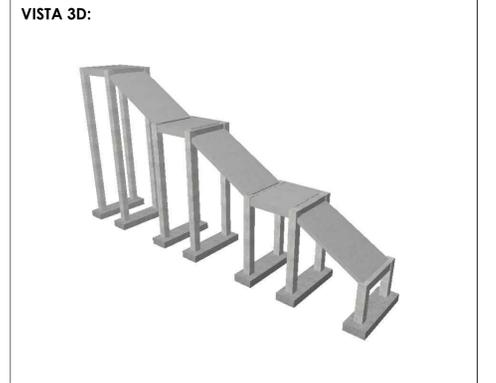
ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

NORMAS UTILIZADAS
 AISI s100-2007 (LRFD), ANSI/AISC 360-10 (LRFD) ACI 318-(S)11
 NEC 2011, NEC-SE-14 AISC-2010(ASD 89/LRFD86) Y AWS-99

HORMIGÓN:
 A)- Tamaño máximo del árido para fundiciones <= 30 mm
 B)- Hormigón después de 28 días de fabricación debe ser la Resistencia a la compresión $f_c = 300 \text{ kg/cm}^2$ o mayor (Entre losas de cubierta impermeabilizado con aditivos al 100%).

ACERO DE REFUERZO:
 A)- Varillas Corrugadas, Resistencia a la fluencia debe ser $f_y = 4.200 \text{ kg/cm}^2$ o mayor
 B)- Refuerzo transversal anclar con ganchos de 135° (Vigas y Columnas)
 C)- El primer estribo en vigas colocar a no más de 5cm del elemento de apoyo
 D)- Los traslapes deben cumplir con el código ACI 318-(S)11
 E)- Recubrimiento del refuerzo:
 - Losas: 2.5 cm
 - Vigas y Columnas: 4 cm
 - Hormigón expuesto a la acción del suelo: 7.5 cm

PERFILES METÁLICOS
 Acero estructural-perfiles metálicos. La resistencia a la fluencia debe ser $f_y = 2520 \text{ kg/cm}^2$ o mayor. Juntas soldadas. Deberan cumplir con las especificaciones del código AWS. Para aceros tipo ASTM A-36 ó A-50. Las uniones soldadas deberán ser de cordón continuo y de penetración completa.





UNIVERSIDAD DEL AZUAY

AUTORES:
 SEGUNDO ESTEBAN CANDO MOLINA JORGE EDUARDO PINTADO ZAMBRANO

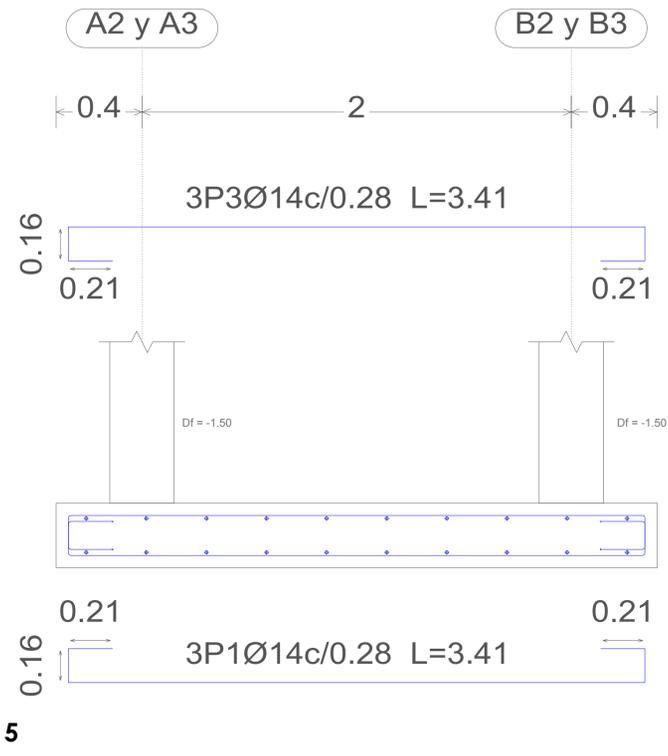
REVISIÓN TÉCNICA:

ESTEBAN CANDO & JORGE PINTADO
DISEÑO ESTRUCTURAL

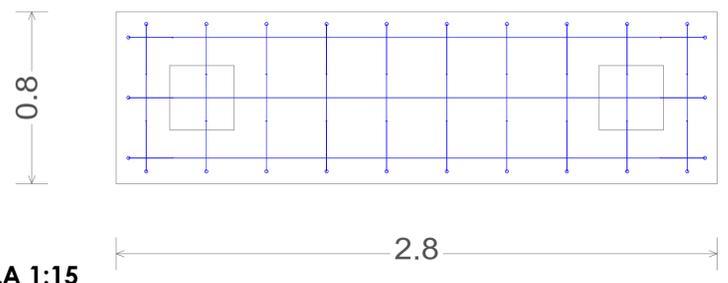
NOMBRE DEL PROYECTO:
 "CÁLCULO, DISEÑO Y COMPARACIÓN COSTO-BENEFICIO DE DOS ALTERNATIVAS ESTRUCTURALES DE UN PASO PEATONAL EN LA AUTOPISTA CUENCA-AZOGUEZ, SECTOR EL DESCANSO"

CONTENIDO:
 - DESPIECE DE ZAPATAS, A1 - B1
 - TABLA DE ACEROS

DESPIECE DE ZAPATAS, A2 - B2 Y A3 - B3



ESCALA 1:15

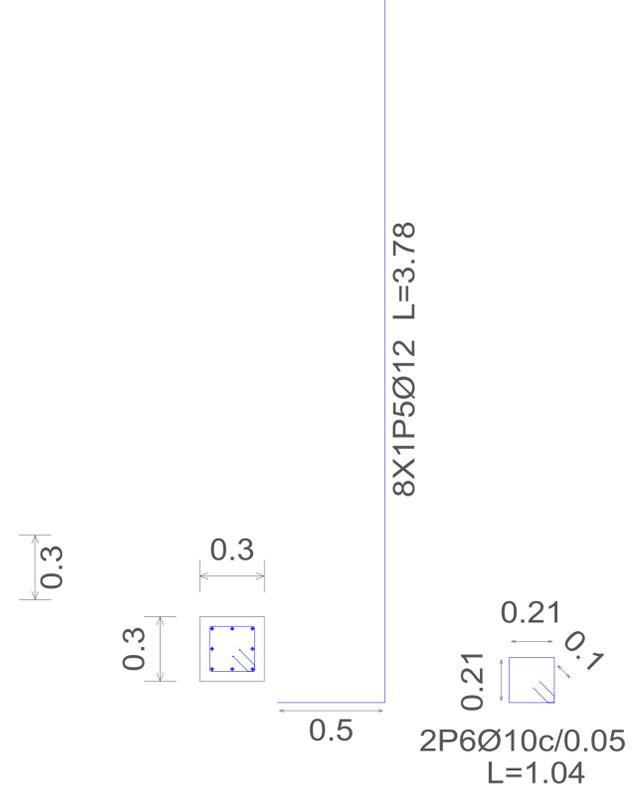


ESCALA 1:15

| Elemento | Pos. | Diám. | No. | Long. (m) | Total (m) | Grado 60 (kg) |
|-----------------|------|-------|-----|-----------|-----------|---------------|
| (A2-B2)=(A3-B3) | 1 | Ø14 | 3 | 3.41 | 10.23 | 12.4 |
| | 2 | Ø14 | 10 | 1.41 | 14.1 | 17.0 |
| | 3 | Ø14 | 3 | 3.41 | 10.23 | 12.4 |
| | 4 | Ø14 | 10 | 1.41 | 14.1 | 17.0 |
| | 5 | Ø12 | 8 | 3.78 | 30.24 | 26.8 |
| | 6 | Ø10 | 2 | 1.04 | 2.08 | 1.3 |
| | 7 | Ø12 | 8 | 3.78 | 30.24 | 26.8 |
| | 8 | Ø10 | 2 | 1.04 | 2.08 | 1.3 |
| Total+10%: | | | | | 126.5 | |
| (x2): | | | | | 253.0 | |
| | | | | Ø10: | | 5.8 |
| | | | | Ø12: | | 117.8 |
| | | | | Ø14: | | 129.4 |
| | | | | Total: | | 253.0 |

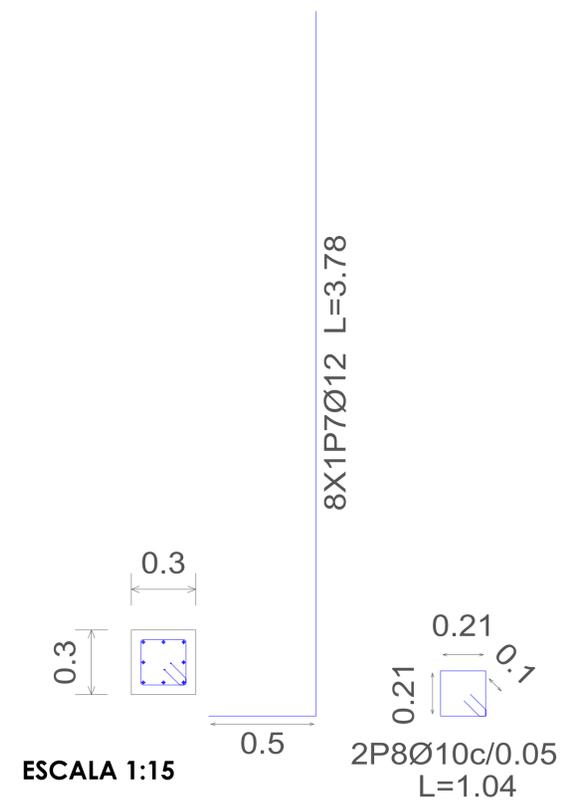
| Resumen Acero Fundación | Long. total (m) | Peso+10% (kg) | Total |
|-------------------------|-----------------|---------------|-------|
| Grado 60 Ø10 | 29.1 | 20 | |
| Ø12 | 593.8 | 580 | |
| Ø14 | 340.6 | 453 | 1053 |

A2 y A3



ESCALA 1:15

B2 y B3



ESCALA 1:15

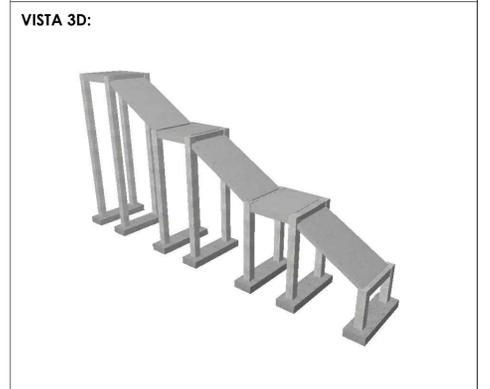
ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

NORMAS UTILIZADAS
 AISI s100-2007 (LRFD), ANSI/AISC 360-10 (LRFD) ACI 318-(S)11
 NEC 2011, NEC-SE-14 AISC-2010(ASD 89/LRFD86) Y AWS-99

HORMIGÓN:
 A)- Tamaño máximo del árido para fundiciones <= 30 mm
 B)- Hormigón después de 28 días de fabricado debe ser la Resistencia a la compresión $f_c = 300 \text{ kg/cm}^2$ o mayor (Entre losas de cubierta impermeabilizado con aditivos al 100%).

ACERO DE REFUERZO:
 A)- Varillas Corrugadas, Resistencia a la fluencia debe ser $f_y = 4.200 \text{ kg/cm}^2$ o mayor
 B)- Refuerzo transversal anclar con ganchos de 135° (Vigas y Columnas)
 C)- El primer estribo en vigas colocar a no más de 5cm del elemento de apoyo
 D)- Los traslapes deben cumplir con el código ACI 318-(S)11
 E)- Recubrimiento del refuerzo:
 - Losas: 2.5 cm
 - Vigas y Columnas: 4 cm
 - Hormigón expuesto a la acción del suelo: 7,5 cm

PERFILES METÁLICOS
 Acero estructural-perfiles metálicos. La resistencia a la fluencia debe ser $f_y = 2520 \text{ kg/cm}^2$ o mayor. Juntas soldadas. Deberan cumplir con las especificaciones del código AWS. Para aceros tipo ASTM A-36 ó A-50. Las uniones soldadas deberán ser de cordón continuo y de penetración completa.




AUTORES:
 SEGUNDO ESTEBAN CANDO MOLINA JORGE EDUARDO PINTADO ZAMBRANO

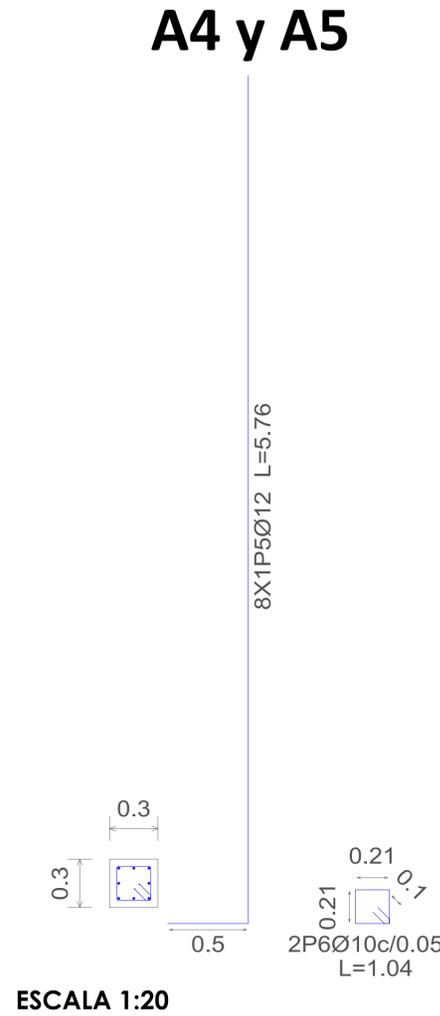
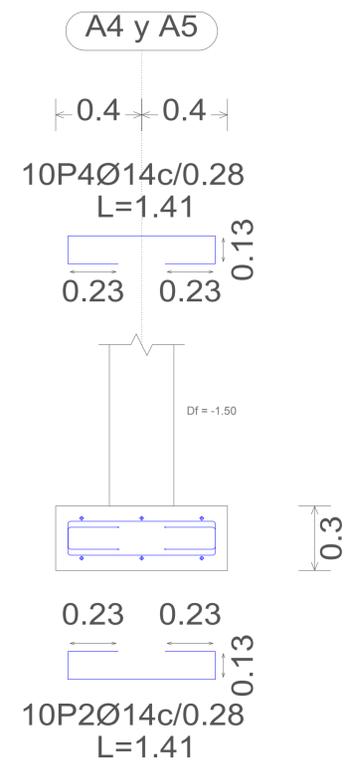
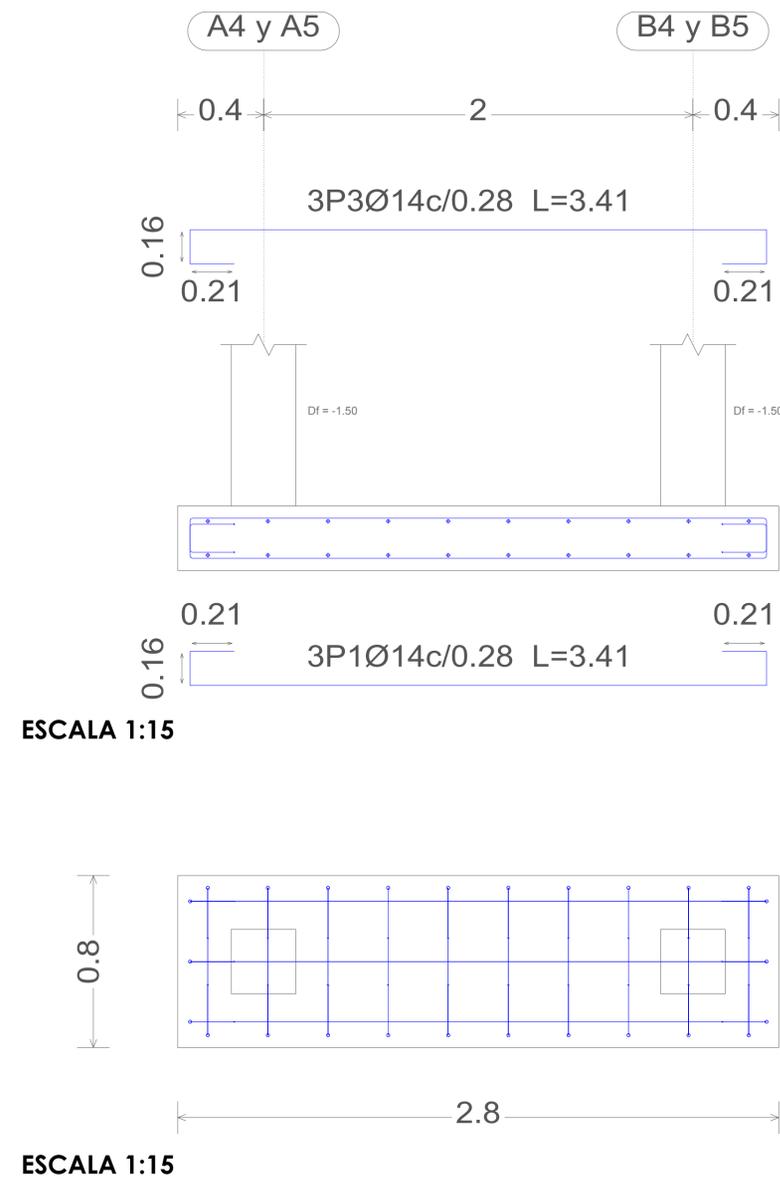
REVISIÓN TÉCNICA:

ESTEBAN CANDO & JORGE PINTADO
DISEÑO ESTRUCTURAL

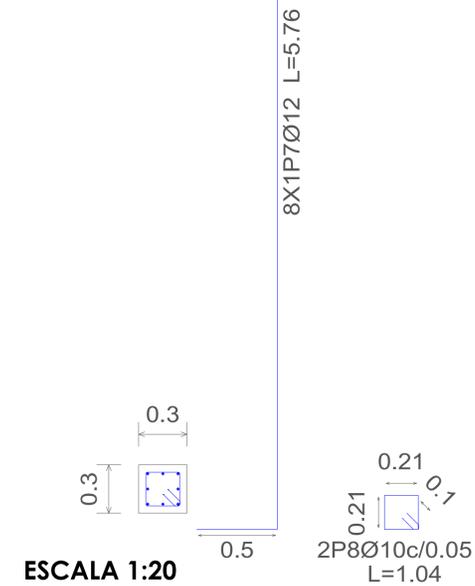
NOMBRE DEL PROYECTO:
 "CÁLCULO, DISEÑO Y COMPARACIÓN COSTO-BENEFICIO DE DOS ALTERNATIVAS ESTRUCTURALES DE UN PASO PEATONAL EN LA AUTOPISTA CUENCA-AZOGUEZ, SECTOR EL DESCANSO"

CONTENIDO:
 - DESPIECE DE ZAPATAS, A2 - B2, A3 - B3
 - TABLA DE ACEROS

DESPIECE DE ZAPATAS, A4 - B4 Y A5 - B5



B4 y B5



| Elemento | Pos. | Diám. | No. | Long. (m) | Total (m) | Grado 60 (kg) |
|-----------------|------|-------|-----|-----------|-----------|---------------|
| (A4-B4)=(A5-B5) | 1 | Ø14 | 3 | 3.41 | 10.23 | 12.4 |
| | 2 | Ø14 | 10 | 1.41 | 14.1 | 17.0 |
| | 3 | Ø14 | 3 | 3.41 | 10.23 | 12.4 |
| | 4 | Ø14 | 10 | 1.41 | 14.1 | 17.0 |
| | 5 | Ø12 | 8 | 5.76 | 46.08 | 40.9 |
| | 6 | Ø10 | 2 | 1.04 | 2.08 | 1.3 |
| | 7 | Ø12 | 8 | 5.76 | 46.08 | 40.9 |
| | 8 | Ø10 | 2 | 1.04 | 2.08 | 1.3 |
| Total+10% (x2): | | | | | 157.5 | |
| | | | | | 315.0 | |
| | | | | | Ø10: | 5.6 |
| | | | | | Ø12: | 180.0 |
| | | | | | Ø14: | 129.4 |
| Total: | | | | | | 315.0 |

| Resumen Acero Fundación | Long. total (m) | Peso+10% (kg) | Total |
|-------------------------|-----------------|---------------|-------|
| Despiece fundación | | | |
| Grado 60 Ø10 | 29.1 | 20 | |
| Ø12 | 593.8 | 580 | |
| Ø14 | 340.6 | 453 | 1053 |

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

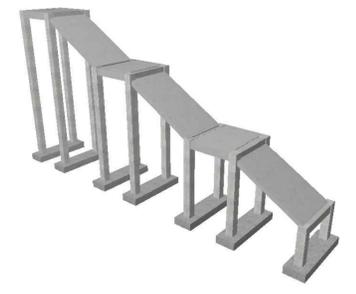
NORMAS UTILIZADAS
 AISI s100-2007 (LRFD), ANSI/AISC 360-10 (LRFD) ACI 318-(S)11
 NEC 2011, NEC-SE-14 AISC-2010(ASD 89/LRFD86) Y AWS-99

HORMIGÓN:
 A)- Tamaño máximo del árido para fundiciones <= 30 mm
 B)- Hormigón después de 28 días de fabricado debe ser la Resistencia a la compresión $f_c = 300 \text{ kg/cm}^2$ o mayor (Entre losas de cubierta impermeabilizado con aditivos al 100%).

ACERO DE REFUERZO:
 A)- Varillas Corrugadas, Resistencia a la fluencia debe ser $f_y = 4.200 \text{ kg/cm}^2$ o mayor
 B)- Refuerzo transversal anclar con ganchos de 135° (Vigas y Columnas)
 C)- El primer estribo en vigas colocar a no más de 5cm del elemento de apoyo
 D)- Los traslapes deben cumplir con el código ACI 318-(S)11
 E)- Recubrimiento del refuerzo:
 - Losas: 2.5 cm
 - Vigas y Columnas: 4 cm
 - Hormigón expuesto a la acción del suelo: 7,5 cm

PERFILES METÁLICOS
 Acero estructural-perfiles metálicos. La resistencia a la fluencia debe ser $f_y = 2520 \text{ kg/cm}^2$ o mayor. Juntas soldadas. Deberan cumplir con las especificaciones del código AWS. Para aceros tipo ASTM A-36 ó A-50. Las uniones soldadas deberán ser de cordón continuo y de penetración completa.

VISTA 3D:



AUTORES:
 SEGUNDO ESTEBAN CANDO MOLINA JORGE EDUARDO PINTADO ZAMBRANO

REVISIÓN TÉCNICA:

ESTEBAN CANDO & JORGE PINTADO
DISEÑO ESTRUCTURAL

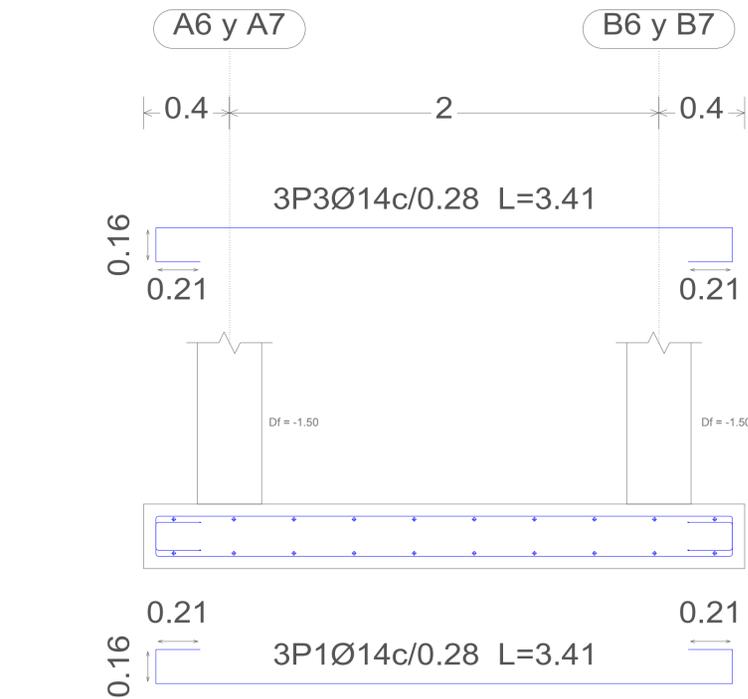
NOMBRE DEL PROYECTO:
 "CÁLCULO, DISEÑO Y COMPARACIÓN COSTO-BENEFICIO DE DOS ALTERNATIVAS ESTRUCTURALES DE UN PASO PEATONAL EN LA AUTOPISTA CUENCA-AZOGUEZ, SECTOR EL DESCANSO"

CONTENIDO:
 - DESPIECE DE ZAPATAS, A4 - B4, A5 - B5
 - TABLA DE ACEROS

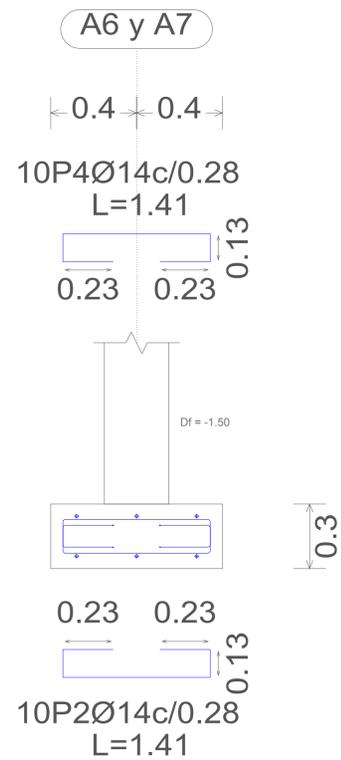
DESPIECE DE ZAPATAS, A6 - B6 Y A7 - B7

A6 y A7

B6 y B7



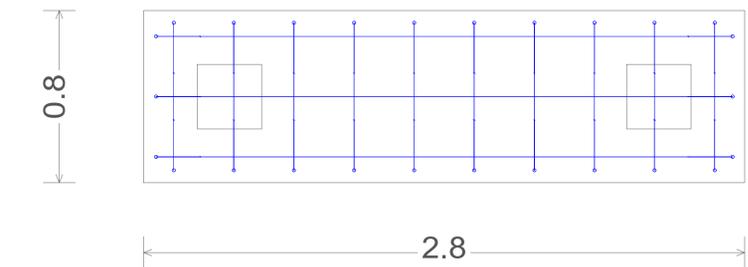
ESCALA 1:15



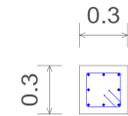
0.3

8X1P5Ø12 L=7.74

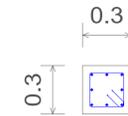
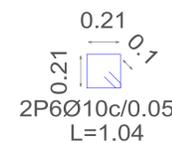
8X1P7Ø12 L=7.74



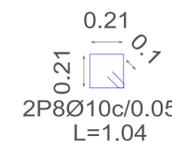
ESCALA 1:15



ESCALA 1:20



ESCALA 1:20



| Elemento | Pos. | Diám. | No. | Long. (m) | Total (m) | Grado 60 (kg) |
|-----------------|------|-------|-----|-----------|-----------|---------------|
| (A6-B6)=(A7-B7) | 1 | Ø14 | 3 | 3.41 | 10.23 | 12.4 |
| | 2 | Ø14 | 10 | 1.41 | 14.1 | 17.0 |
| | 3 | Ø14 | 3 | 3.41 | 10.23 | 12.4 |
| | 4 | Ø14 | 10 | 1.41 | 14.1 | 17.0 |
| | 5 | Ø12 | 8 | 7.74 | 61.92 | 55.0 |
| | 6 | Ø10 | 2 | 1.04 | 2.08 | 1.3 |
| | 7 | Ø12 | 8 | 7.74 | 61.92 | 55.0 |
| | 8 | Ø10 | 2 | 1.04 | 2.08 | 1.3 |
| Total+10% (x2): | | | | | 188.5 | |
| | | | | | 377.0 | |
| | | | | | Ø10: | 5.6 |
| | | | | | Ø12: | 242.0 |
| | | | | | Ø14: | 129.4 |
| Total: | | | | | 377.0 | |

| Resumen Acero Fundación | Long. total (m) | Peso+10% (kg) | Total |
|-------------------------|-----------------|---------------|-------|
| Grado 60 | Ø10 | 29.1 | 20 |
| | Ø12 | 593.8 | 580 |
| | Ø14 | 340.6 | 453 |
| | | | 1053 |

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

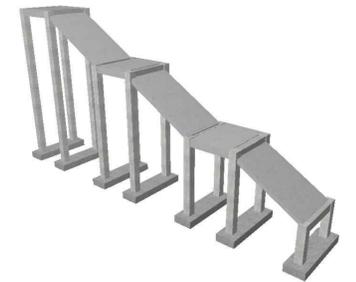
NORMAS UTILIZADAS
 AISI 100-2007 [LRFD], ANSI/AISC 360-10 [LRFD] ACI 318-(S)11
 NEC 2011, NEC-SE-14 AISC-2010(ASD 89/LRFD86) Y AWS-99

HORMIGÓN:
 A)- Tamaño máximo del árido para fundiciones <= 30 mm
 B)- Hormigón después de 28 días de fabricado debe ser la Resistencia a la compresión $f'c = 300 \text{ kg/cm}^2$ o mayor (Entre losas de cubierta impermeabilizado con aditivos al 100%).

ACERO DE REFUERZO:
 A)- Varillas Corrugadas, Resistencia a la fluencia debe ser $f_y = 4.200 \text{ kg/cm}^2$ o mayor
 B)- Refuerzo transversal anclar con ganchos de 135° (Vigas y Columnas)
 C)- El primer estribo en vigas colocar a no más de 5cm del elemento de apoyo
 D)- Los fraslapes deben cumplir con el código ACI 318-(S)11
 E)- Recubrimiento del refuerzo:
 - Losas: 2.5 cm
 - Vigas y Columnas: 4 cm
 - Hormigón expuesto a la acción del suelo: 7.5 cm

PERFILES METÁLICOS
 Acero estructural-perfiles metálicos. La resistencia a la fluencia debe ser $f_y = 2520 \text{ kg/cm}^2$ o mayor. Juntas soldadas. Deberan cumplir con las especificaciones del código AWS. Para aceros tipo ASTM A-36 ó A-50. Las uniones soldadas deberán ser de cordón continuo y de penetración completa.

VISTA 3D:



AUTORES:

SEGUNDO ESTEBAN CANDO MOLINA JORGE EDUARDO PINTADO ZAMBRANO

REVISIÓN TÉCNICA:

ESTEBAN CANDO & JORGE PINTADO

DISEÑO ESTRUCTURAL

NOMBRE DEL PROYECTO:

"CÁLCULO, DISEÑO Y COMPARACIÓN COSTO-BENEFICIO DE DOS ALTERNATIVAS ESTRUCTURALES DE UN PASO PEATONAL EN LA AUTOPISTA CUENCA-AZOGUEZ, SECTOR EL DESCANSO"

CONTENIDO:

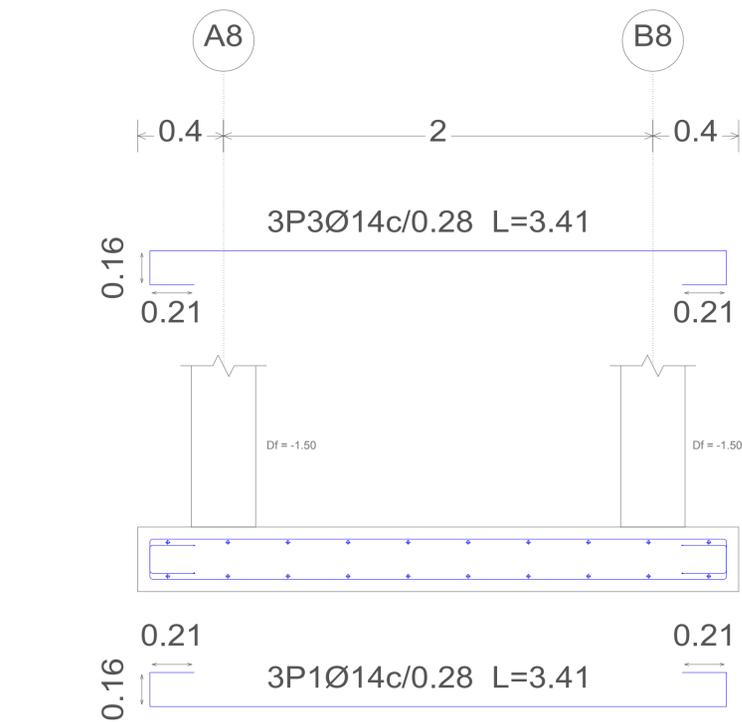
- DESPIECE DE ZAPATAS, A6 - B6, A7 - B7
- TABLA DE ACEROS

ESCALA: LAS INDICADAS

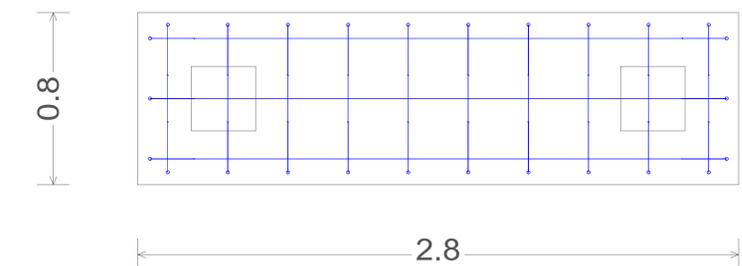
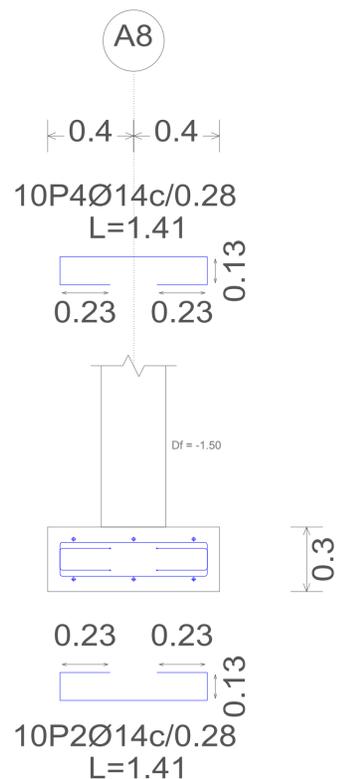
FECHA: JULIO 2019

LÁMINA: 27/48

DESPIECE DE ZAPATAS, A8 - B8



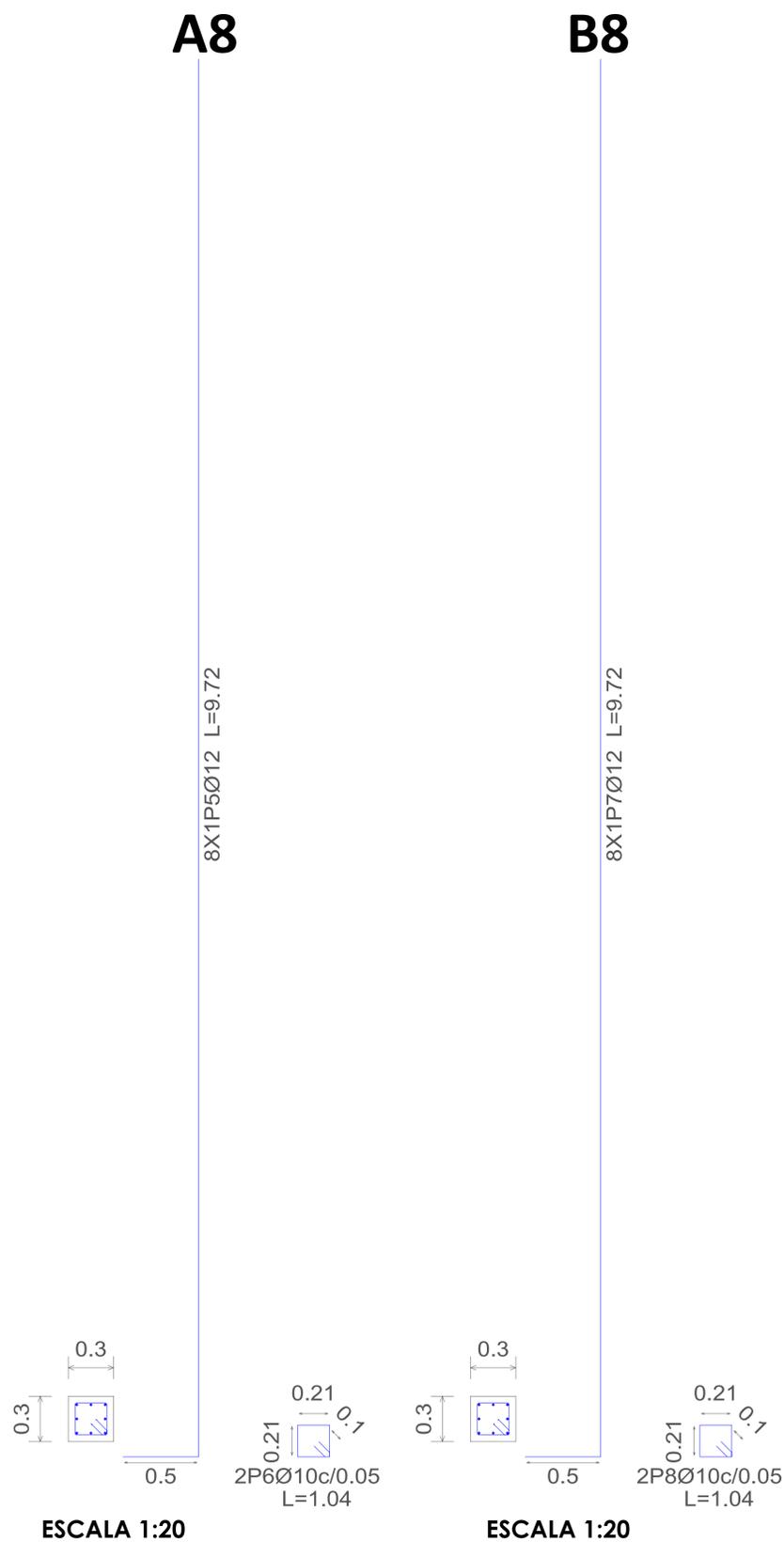
ESCALA 1:15



ESCALA 1:15

| Elemento | Pos. | Diám. | No. | Long. (m) | Total (m) | Grado 60 (kg) |
|------------|------|-------|-----|-----------|-----------|---------------|
| (A8-B8) | 1 | Ø14 | 3 | 3.41 | 10.23 | 12.4 |
| | 2 | Ø14 | 10 | 1.41 | 14.1 | 17.0 |
| | 3 | Ø14 | 3 | 3.41 | 10.23 | 12.4 |
| | 4 | Ø14 | 10 | 1.41 | 14.1 | 17.0 |
| | 5 | Ø12 | 8 | 9.72 | 77.76 | 69.0 |
| | 6 | Ø10 | 2 | 1.04 | 2.08 | 1.3 |
| | 7 | Ø12 | 8 | 9.72 | 77.76 | 69.0 |
| | 8 | Ø10 | 2 | 1.04 | 2.08 | 1.3 |
| Total+10%: | | | | | | 219.3 |
| | | | | | | Ø10: 2.8 |
| | | | | | | Ø12: 151.8 |
| | | | | | | Ø14: 64.7 |
| | | | | | | Total: 219.3 |

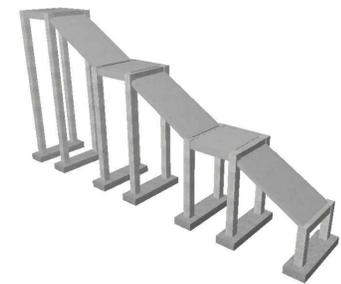
| Resumen Acero Fundación | Long. total (m) | Peso+10% (kg) | Total |
|-------------------------|-----------------|---------------|-------|
| Grado 60 Ø10 | 4.2 | 3 | |
| Ø12 | 155.5 | 152 | |
| Ø14 | 48.7 | 65 | 220 |



ESCALA 1:20

ESCALA 1:20

VISTA 3D:



AUTORES:

SEGUNDO ESTEBAN CANDO MOLINA JORGE EDUARDO PINTADO ZAMBRANO

REVISIÓN TÉCNICA:

ESTEBAN CANDO & JORGE PINTADO

DISEÑO ESTRUCTURAL

NOMBRE DEL PROYECTO:

"CÁLCULO, DISEÑO Y COMPARACIÓN COSTO-BENEFICIO DE DOS ALTERNATIVAS ESTRUCTURALES DE UN PASO PEATONAL EN LA AUTOPISTA CUENCA-AZOGUEZ, SECTOR EL DESCANSO"

CONTENIDO:

- DESPIECE DE ZAPATAS, A8, B8
- TABLA DE ACEROS

ESCALA: LAS INDICADAS
FECHA: JULIO 2019

LÁMINA: 28/48

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

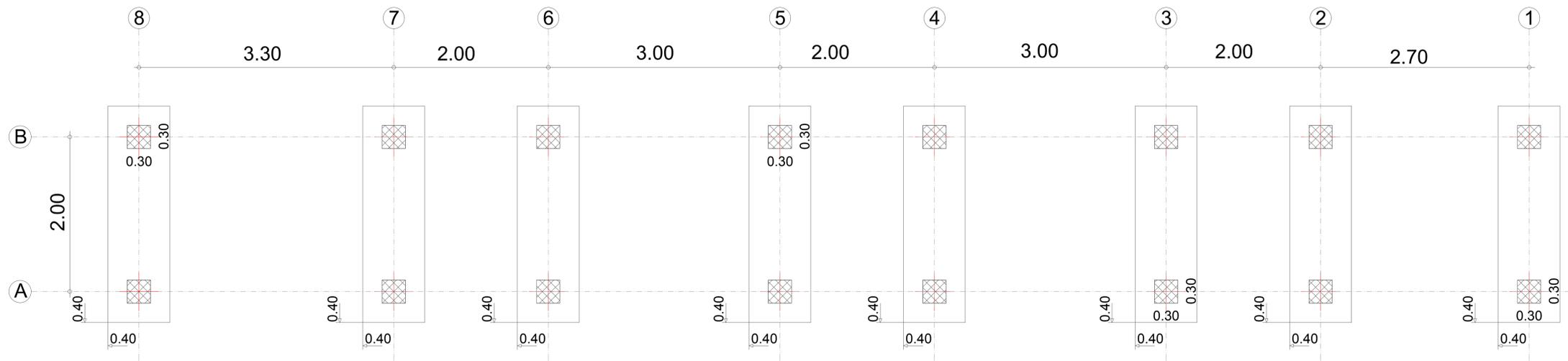
NORMAS UTILIZADAS
AISI s100-2007 (LRFD), ANSI/AISC 360-10 (LRFD) ACI 318-(S)11
NEC 2011, NEC-SE-14 AISC-2010(ASD 89/LRFD86) Y AWS-99

HORMIGÓN:
A)- Tamaño máximo del árido para fundiciones <= 30 mm
B)- Hormigón después de 28 días de fabricación debe ser la Resistencia a la compresión $f'c = 300 \text{ kg/cm}^2$ o mayor (Entre losas de cubierta impermeabilizado con aditivos al 100%).

ACERO DE REFUERZO:
A)- Varillas Corrugadas, Resistencia a la fluencia debe ser $f_y = 4.200 \text{ kg/cm}^2$ o mayor
B)- Refuerzo transversal anclar con ganchos de 135° (Vigas y Columnas)
C)- El primer estribo en vigas colocar a no más de 5cm del elemento de apoyo
D)- Los traslapes deben cumplir con el código ACI 318-(S)11
E)- Recubrimiento del refuerzo:
- Losas: 2.5 cm
- Vigas y Columnas: 4 cm
- Hormigón expuesto a la acción del suelo: 7,5 cm

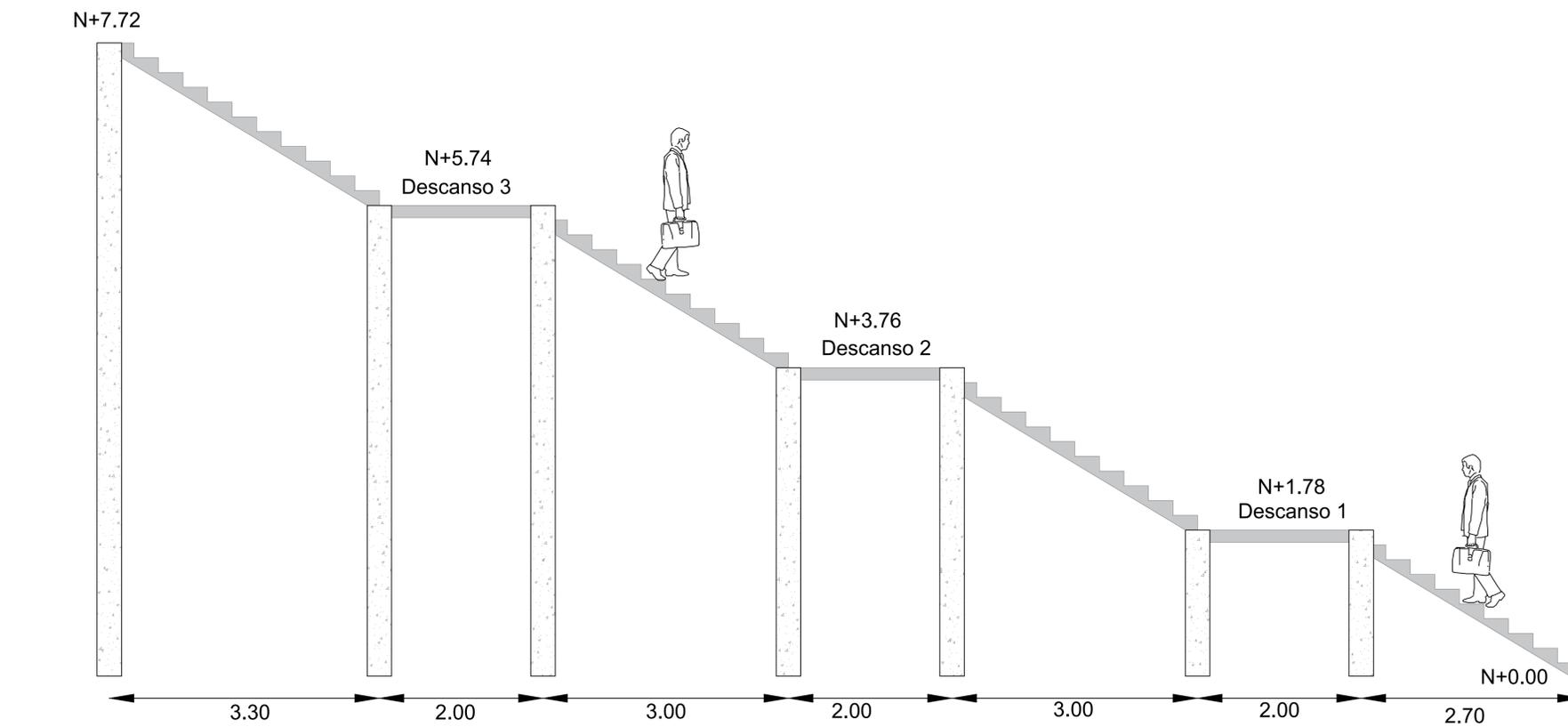
PERFILES METÁLICOS
Acero estructural-perfiles metálicos. La resistencia a la fluencia debe ser $f_y = 2520 \text{ kg/cm}^2$ o mayor. Juntas soldadas. Deberan cumplir con las especificaciones del código AWS. Para aceros tipo ASTM A-36 ó A-50. Las uniones soldadas deberán ser de cordón continuo y de penetración completa.

REPLANTEO ESCALERA N+7.72



ESCALA 1:30

VISTA LATERAL



ESCALA 1:35

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

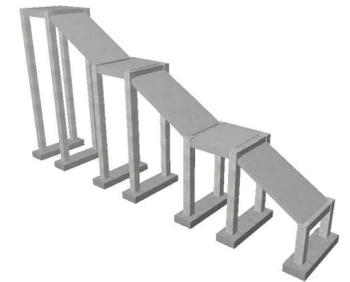
NORMAS UTILIZADAS
 AISI s100-2007 (LRFD), ANSI/AISC 360-10 (LRFD) ACI 318-(S)11
 NEC 2011, NEC-SE-14 AISC-2010(ASD 89/LRFD86) Y AWS-99

HORMIGÓN:
 A)- Tamaño máximo del árido para fundiciones ≤ 30 mm
 B)- Hormigón después de 28 días de fabricado debe ser la Resistencia a la compresión $f_c = 300$ kg/cm² o mayor (Entre losas de cubierta impermeabilizado con aditivos al 100%).

ACERO DE REFUERZO:
 A)- Varillas Corrugadas, Resistencia a la fluencia debe ser $f_y = 4,200$ kg/cm² o mayor
 B)- Refuerzo transversal anclar con ganchos de 135° (Vigas y Columnas)
 C)- El primer estribo en vigas colocar a no más de 5cm del elemento de apoyo
 D)- Los traslapes deben cumplir con el código ACI 318-(S)11
 E)- Recubrimiento del refuerzo:
 - Losas: 2.5 cm
 - Vigas y Columnas: 4 cm
 - Hormigón expuesto a la acción del suelo: 7.5 cm

PERFILES METÁLICOS
 Acero estructural-perfiles metálicos. La resistencia a la fluencia debe ser $f_y = 2520$ kg/cm² o mayor. Juntas soldadas. Deberan cumplir con las especificaciones del código AWS. Para aceros tipo ASTM A-36 ó A-50. Las uniones soldadas deberán ser de cordón continuo y de penetración completa.

VISTA 3D:



AUTORES:

SEGUNDO ESTEBAN CANDO MOLINA JORGE EDUARDO PINTADO ZAMBRANO

REVISIÓN TÉCNICA:

DIBUJO:
 ESTEBAN CANDO & JORGE PINTADO

DISEÑO ESTRUCTURAL

NOMBRE DEL PROYECTO:
 "CÁLCULO, DISEÑO Y COMPARACIÓN COSTO-BENEFICIO DE DOS ALTERNATIVAS ESTRUCTURALES DE UN PASO PEATONAL EN LA AUTOPISTA CUENCA-AZOGUEZ, SECTOR EL DESCANSO"

CONTENIDO:
 - REPLANTEO DE ESCALERA $h=7.72$ m N+0.00
 - VISTA LATERAL, ESCALERA $h=7.72$ m

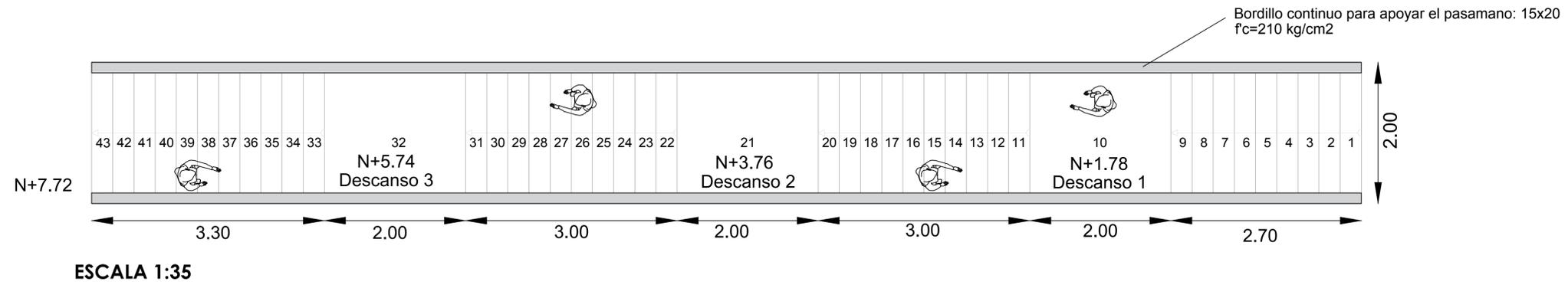
ESCALA: LAS INDICADAS

FECHA: JULIO 2019

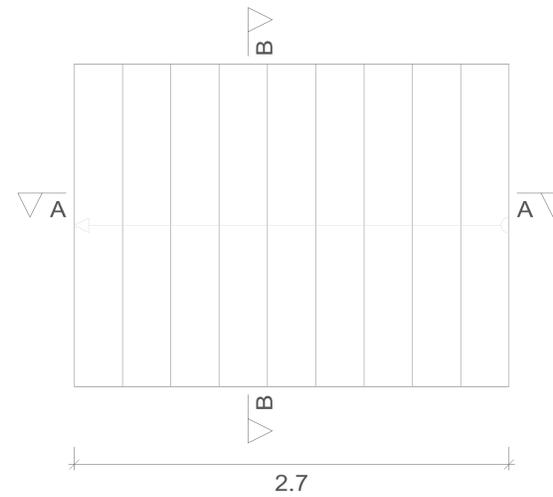
LÁMINA:

29/48

VISTA SUPERIOR

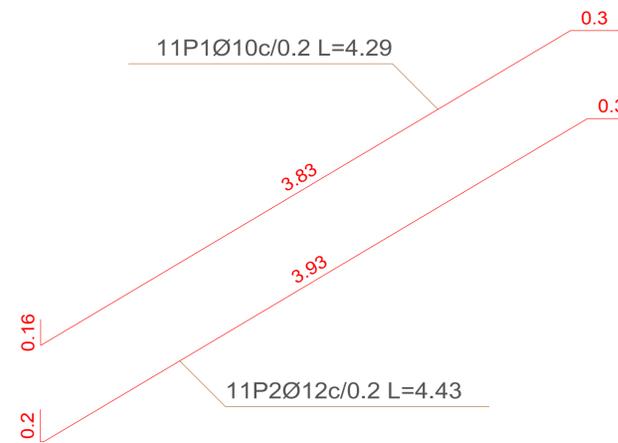
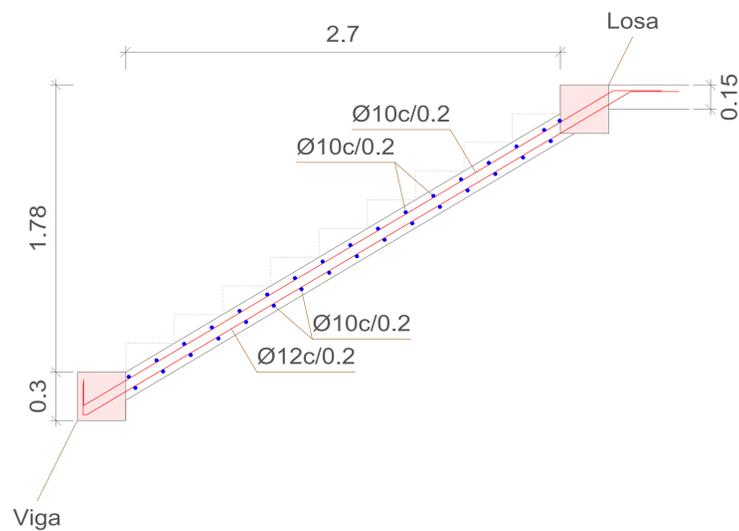


DESPIECE ESCALERA, N+0.00 - N+1.78



| Escalera 1 | |
|------------|---|
| Geometría | Ancho 2.000 m |
| | Espesor 0.15 m |
| | Huella 0.300 m |
| | Contrahuella 0.178 m |
| | Desnivel que salva 1.78 m |
| | Nº de escalones 10 |
| | Planta final Descanso 1 |
| | Planta inicial N+0.00 |
| | Peso propio 0.375 t/m ² |
| Cargas | Peldaño (Realizado con ladrillo) 0.122 t/m ² |
| | Solado 0.200 t/m ² |
| | Barandillas 0.300 t/m |
| | Sobrecarga de uso 0.415 t/m ² |
| Materiales | Hormigón f'c=300 |
| | Acero Grado 60 |
| | Rec. geométrico 3.0 cm |

SECCIÓN A-A



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

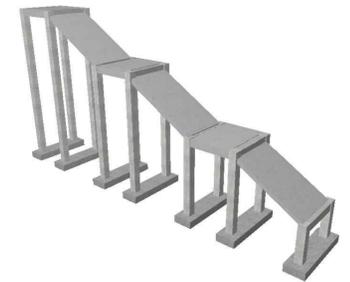
NORMAS UTILIZADAS
 AISI s100-2007 (LRFD), ANSI/AISC 360-10 (LRFD) ACI 318-(S)11
 NEC 2011, NEC-SE-14 AISC-2010(ASD 89/LRFD86) Y AWS-99

HORMIGÓN:
 A)- Tamaño máximo del árido para fundiciones <= 30 mm
 B)- Hormigón después de 28 días de fabricación debe ser la Resistencia a la compresión f'c = 300 kg/cm² o mayor (Entre losas de cubierta impermeabilizado con aditivos al 100%).

ACERO DE REFUERZO:
 A)- Varillas Corrugadas, Resistencia a la fluencia debe ser fy = 4.200 kg/cm² o mayor
 B)- Refuerzo transversal anclar con ganchos de 135° (Vigas y Columnas)
 C)- El primer estribo en vigas colocar a no más de 5cm del elemento de apoyo
 D)- Los traslapes deben cumplir con el código ACI 318-(S)11
 E)- Recubrimiento del refuerzo:
 - Losas: 2.5 cm
 - Vigas y Columnas: 4 cm
 - Hormigón expuesto a la acción del suelo: 7.5 cm

PERFILES METÁLICOS
 Acero estructural-perfiles metálicos. La resistencia a la fluencia debe ser fy= 2520kg/cm² o mayor. Juntas soldadas. Deberan cumplir con las especificaciones del código AWS. Para aceros tipo ASTM A-36 ó A-50. Las uniones soldadas deberán ser de cordón continuo y de penetración completa.

VISTA 3D:



AUTORES:

SEGUNDO ESTEBAN CANDO MOLINA JORGE EDUARDO PINTADO ZAMBRANO

REVISIÓN TÉCNICA:

DIBUJO:
 ESTEBAN CANDO & JORGE PINTADO

DISEÑO ESTRUCTURAL

NOMBRE DEL PROYECTO:

"CÁLCULO, DISEÑO Y COMPARACIÓN COSTO-BENEFICIO DE DOS ALTERNATIVAS ESTRUCTURALES DE UN PASO PEATONAL EN LA AUTOPISTA CUENCA-AZOGUEZ, SECTOR EL DESCANSO"

CONTENIDO:

- VISTA SUPERIOR, ESCALERA h=7.72m
- DESPIECE ESCALERA, N+0.00 - N+1.78
- SECCIÓN A-A ESCALERA, N+0.00 - N+1.78

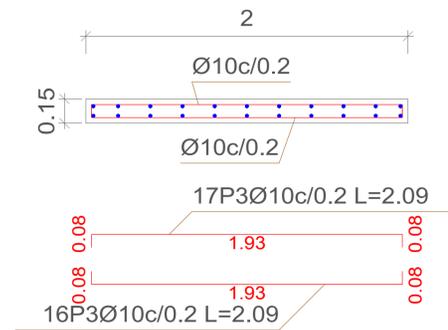
ESCALA: LAS INDICADAS

FECHA: JULIO 2019

LÁMINA:

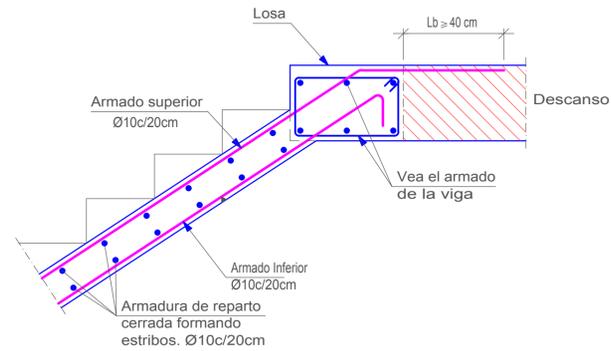
30/48

SECCIÓN B-B



ESCALA 1:20

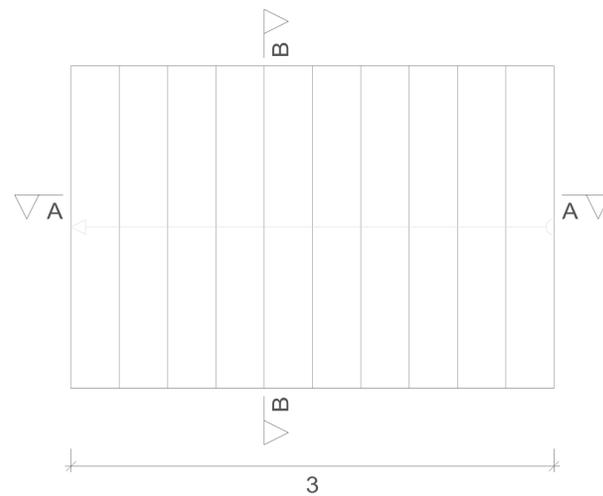
DETALLE ARMADO ESCALERA FIN DEL TRAMO



| Elemento | Pos. | Diám. | No. | Long. (m) | Total (m) | Grado 60 (kg) |
|------------|------|-------|-----|------------------|-----------|---------------|
| Escalera 1 | 1 | Ø10 | 11 | 4.29 | 47.19 | 25.1 |
| | 2 | Ø12 | 11 | 4.43 | 48.73 | 43.3 |
| | 3 | Ø10 | 33 | 2.09 | 68.97 | 42.5 |
| | | | | Total+10% | 124.8 | |
| | | | | Ø12 | 79.8 | |
| | | | | Ø10 | 47.8 | |
| | | | | Total | 127.4 | |

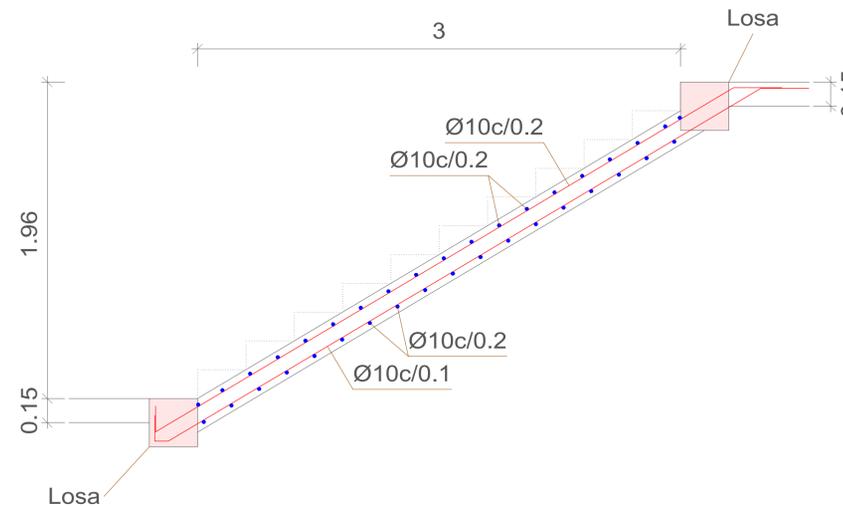
| Resumen Acero | Long. total (m) | Peso+10% (kg) | Total |
|---------------|-----------------|---------------|-------|
| Escalera 1 | 116.2 | 79 | |
| Grado 60 Ø10 | 48.7 | 48 | 127 |

DESPIECE ESCALERA, N+1.78 - N+3.76

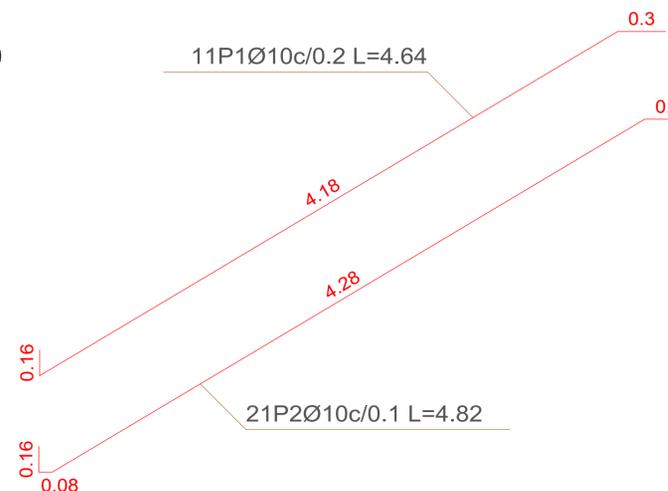


ESCALA 1:20

SECCIÓN A-A



ESCALA 1:20



ESCALA 1:20

| Escalera 2 | |
|-------------------------------------|---------------------|
| Geometría | |
| Ancho | 2.000 m |
| Espesor | 0.18 m |
| Huella | 0.300 m |
| Contrahuella | 0.178 m |
| Desnivel que salva | 1.96 m |
| Nº de escalones | 11 |
| Planta final | Descanso 2 |
| Planta inicial | Descanso 1 |
| Peso propio | 0.450 t/m2 |
| Peldañeado (Realizado con ladrillo) | 0.123 t/m2 |
| Cargas | |
| Solado | 0.200 t/m2 |
| Barandillas | 0.300 t/m |
| Sobrecarga de uso | 0.415 t/m2 |
| Materiales | |
| Hormigón | f _c =300 |
| Acero | Grado 60 |
| Rec. geométrico | 3.0 cm |

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

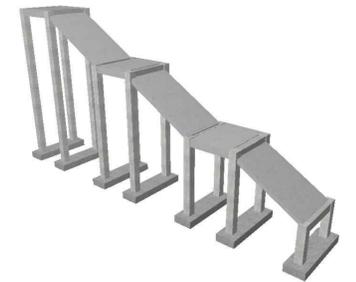
NORMAS UTILIZADAS
 AISI s100-2007 (LRFD), ANSI/AISC 360-10 (LRFD) ACI 318-(S)11
 NEC 2011, NEC-SE-14 AISC-2010(ASD 89/LRFD86) Y AWS-99

HORMIGÓN:
 A)- Tamaño máximo del árido para fundiciones <= 30 mm
 B)- Hormigón después de 28 días de fabricado debe ser la Resistencia a la compresión f_c = 300 kg/cm² o mayor (Entre losas de cubierta impermeabilizado con aditivos al 100%).

ACERO DE REFUERZO:
 A)- Varillas Corrugadas, Resistencia a la fluencia debe ser f_y = 4,200 kg/cm² o mayor
 B)- Refuerzo transversal anclar con ganchos de 135° (Vigas y Columnas)
 C)- El primer estribo en vigas colocar a no más de 5cm del elemento de apoyo
 D)- Los traslapes deben cumplir con el código ACI 318-(S)11
 E)- Recubrimiento del refuerzo:
 - Losas: 2.5 cm
 - Vigas y Columnas: 4 cm
 - Hormigón expuesto a la acción del suelo: 7.5 cm

PERFILES METÁLICOS
 Acero estructural-perfiles metálicos. La resistencia a la fluencia debe ser f_y= 2520kg/cm² o mayor. Juntas soldadas. Deberan cumplir con las especificaciones del código AWS. Para aceros tipo ASTM A-36 ó A-50. Las uniones soldadas deberán ser de cordón continuo y de penetración completa.

VISTA 3D:



AUTORES:

SEGUNDO ESTEBAN CANDO MOLINA JORGE EDUARDO PINTADO ZAMBRANO

REVISIÓN TÉCNICA:

DIBUJO:
ESTEBAN CANDO & JORGE PINTADO

DISEÑO ESTRUCTURAL

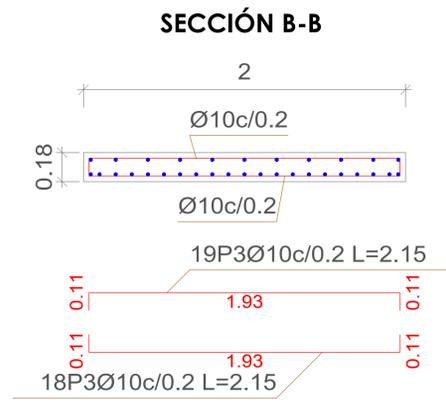
NOMBRE DEL PROYECTO:
 "CÁLCULO, DISEÑO Y COMPARACIÓN COSTO-BENEFICIO DE DOS ALTERNATIVAS ESTRUCTURALES DE UN PASO PEATONAL EN LA AUTOPISTA CUENCA-AZOGUEZ, SECTOR EL DESCANSO"

CONTENIDO:
 - SECCIÓN B-B ESCALERA, N+0.00 - N+1.78
 - DETALLE ARMADO ESCALERA FIN DEL TRAMO
 - DESPIECE ESCALERA, N+1.78 - N+3.76
 - SECCIÓN A-A ESCALERA, N+1.78 - N+3.76
 - TABLA DE ACEROS

ESCALA: LAS INDICADAS

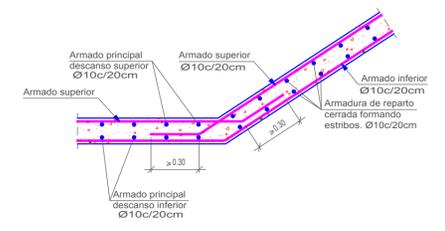
FECHA: JULIO 2019

LÁMINA:
31/48



ESCALA 1:20

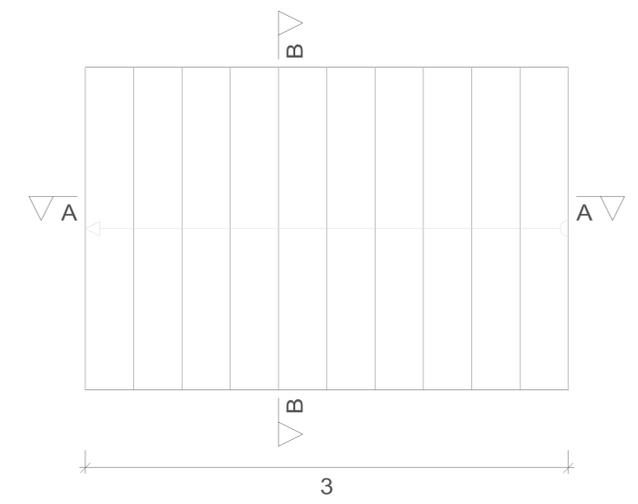
DETALLE ARRANQUE DE ESCALERA



| Elemento | Pos. | Diám. | No. | Long (m) | Total (m) | Grado 60 (kg) |
|------------|------|-------|-----|----------|-----------|---------------|
| Escalera 2 | 1 | Ø10 | 11 | 4.64 | 51.04 | 51.5 |
| | 2 | Ø10 | 21 | 4.92 | 103.32 | 104.4 |
| | 3 | Ø10 | 37 | 2.16 | 79.56 | 80.9 |
| | | | | | 100%+10% | 137.2 |
| | | | | | Ø10 | 137.2 |
| | | | | | Total | 137.2 |

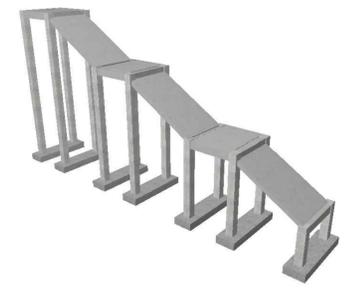
| Resumen Acero Escalera 2 | Long. total (m) | Peso+10% (kg) |
|--------------------------|-----------------|---------------|
| Grado 60 Ø10 | 231.8 | 157 |

DESPIECE ESCALERA, N+3.76 - N+5.74

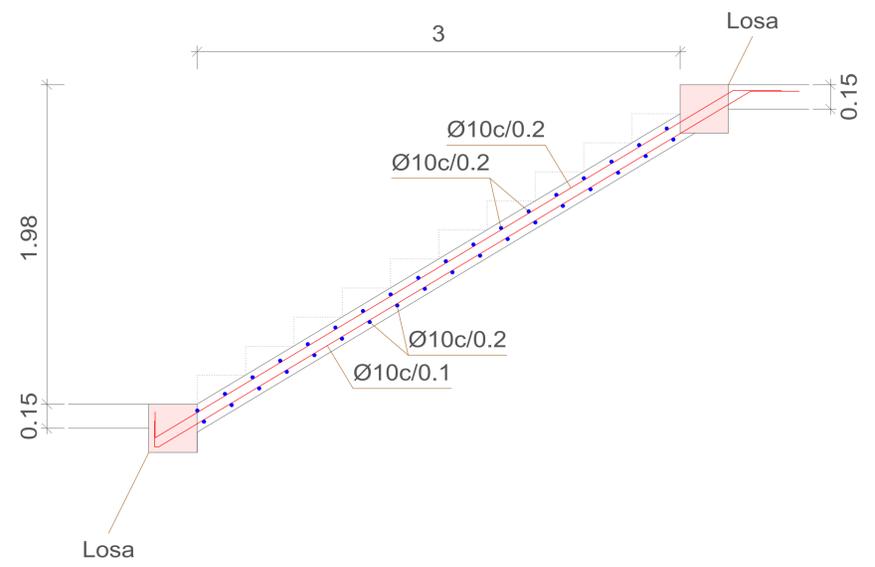


| Escalera 3 | |
|-------------------------------------|---------------------|
| Geometría | |
| Ancho | 2.000 m |
| Espesor | 0.15 m |
| Huella | 0.300 m |
| Contrahuella | 0.180 m |
| Desnivel que salva | 1.98 m |
| Nº de escalones | 11 |
| Planta final | Descanso 3 |
| Planta inicial | Descanso 2 |
| Peso propio | 0.375 t/m2 |
| Cargas | |
| Peldañeado (Realizado con ladrillo) | 0.123 t/m2 |
| Solado | 0.200 t/m2 |
| Barandillas | 0.300 t/m |
| Sobrecarga de uso | 0.415 t/m2 |
| Materiales | |
| Hormigón | f _c =300 |
| Acero | Grado 60 |
| Rec. geométrico | 3.0 cm |

VISTA 3D:



SECCIÓN A-A



ESCALA 1:20

ESCALA 1:20



AUORES:

SEGUNDO ESTEBAN CANDO MOLINA JORGE EDUARDO PINTADO ZAMBRANO

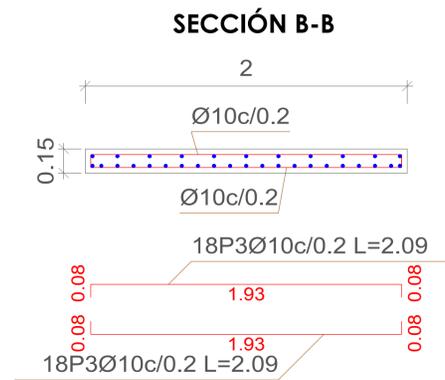
REVISIÓN TÉCNICA:

DIBUJO: ESTEBAN CANDO & JORGE PINTADO

DISEÑO ESTRUCTURAL

NOMBRE DEL PROYECTO:
"CÁLCULO, DISEÑO Y COMPARACIÓN COSTO-BENEFICIO DE DOS ALTERNATIVAS ESTRUCTURALES DE UN PASO PEATONAL EN LA AUTOPISTA CUENCA-AZOGUEZ, SECTOR EL DESCANSO"

- CONTENIDO:
- SECCIÓN B-B ESCALERA, N+1.78 - N+3.76
 - DETALLE ARRANQUE DE ESCALERA
 - DESPIECE ESCALERA, N+3.76 - N+5.74
 - SECCIÓN A-A ESCALERA, N+3.76 - N+5.74
 - TABLA DE ACEROS

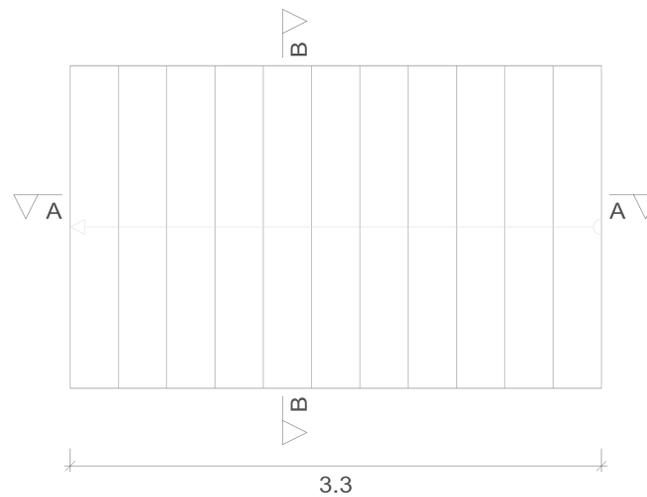


ESCALA 1:20

| Elemento | Pos. | Diám. | No. | Long. (m) | Total (m) | Grado 60 (kg) |
|------------|------|-------|-----|-----------|-----------|---------------|
| Escalera 3 | 1 | Ø10 | 11 | 4.05 | 51.15 | 31.5 |
| | 2 | Ø10 | 21 | 4.75 | 99.75 | 61.5 |
| | 3 | Ø10 | 36 | 2.09 | 75.24 | 46.4 |
| Total=10% | | | | | 153.3 | |
| Ø10 | | | | | 153.3 | |
| Total | | | | | 153.3 | |

| Resumen Acero | Long. total (m) | Peso+10% (kg) |
|---------------|-----------------|---------------|
| Escalera 3 | 226.1 | 153 |
| Grado 60 Ø10 | | 153 |

DESPIECE ESCALERA, N+5.74 - N+7.72



| Escalera 4 | |
|-------------------------------------|---------------------|
| Geometría | |
| Ancho | 2.000 m |
| Espesor | 0.15 m |
| Huella | 0.300 m |
| Contrahuella | 0.180 m |
| Desnivel que salva | 2.16 m |
| Nº de escalones | 12 |
| Planta final | Descanso 3 |
| Planta inicial | Descanso 2 |
| Cargas | |
| Peso propio | 0.375 t/m2 |
| Peldañeado (Realizado con ladrillo) | 0.123 t/m2 |
| Solado | 0.200 t/m2 |
| Barandillas | 0.300 t/m |
| Sobrecarga de uso | 0.420 t/m2 |
| Materiales | |
| Hormigón | f _c =300 |
| Acero | Grado 60 |
| Rec. geométrico | 3.0 cm |

VISTA 3D:



AUTORES:

SEGUNDO ESTEBAN CANDO MOLINA

JORGE EDUARDO PINTADO ZAMBRANO

REVISIÓN TÉCNICA:

DIBUJO:

ESTEBAN CANDO & JORGE PINTADO

DISEÑO ESTRUCTURAL

NOMBRE DEL PROYECTO:

"CÁLCULO, DISEÑO Y COMPARACIÓN COSTO-BENEFICIO DE DOS ALTERNATIVAS ESTRUCTURALES DE UN PASO PEATONAL EN LA AUTOPISTA CUENCA-AZOGUEZ, SECTOR EL DESCANSO"

CONTENIDO:

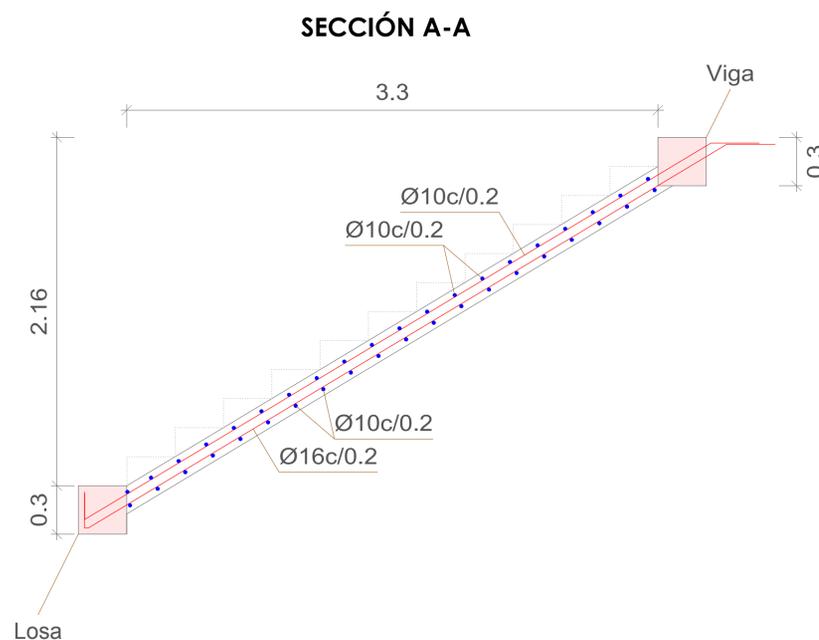
- SECCIÓN B-B ESCALERA, N+3.76 - N+5.74
- DESPIECE ESCALERA, N+5.74 - N+7.72
- SECCION A-A, N+5.74 - N+7.72
- TABLA DE ACEROS

ESCALA: LAS INDICADAS

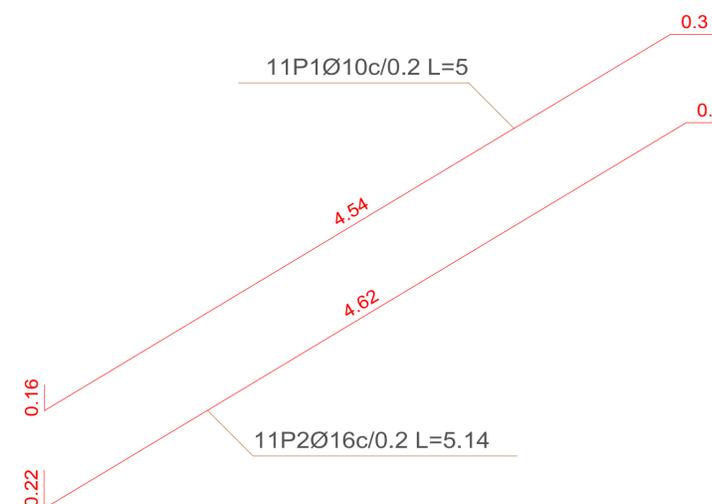
FECHA: JULIO 2019

LÁMINA:

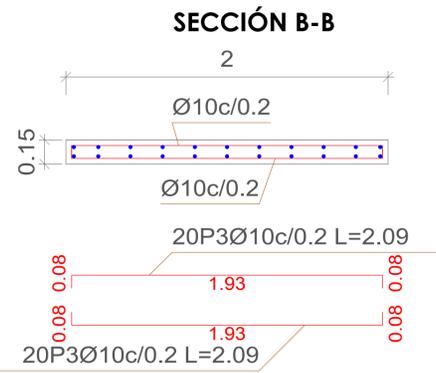
33/48



ESCALA 1:20



ESCALA 1:20

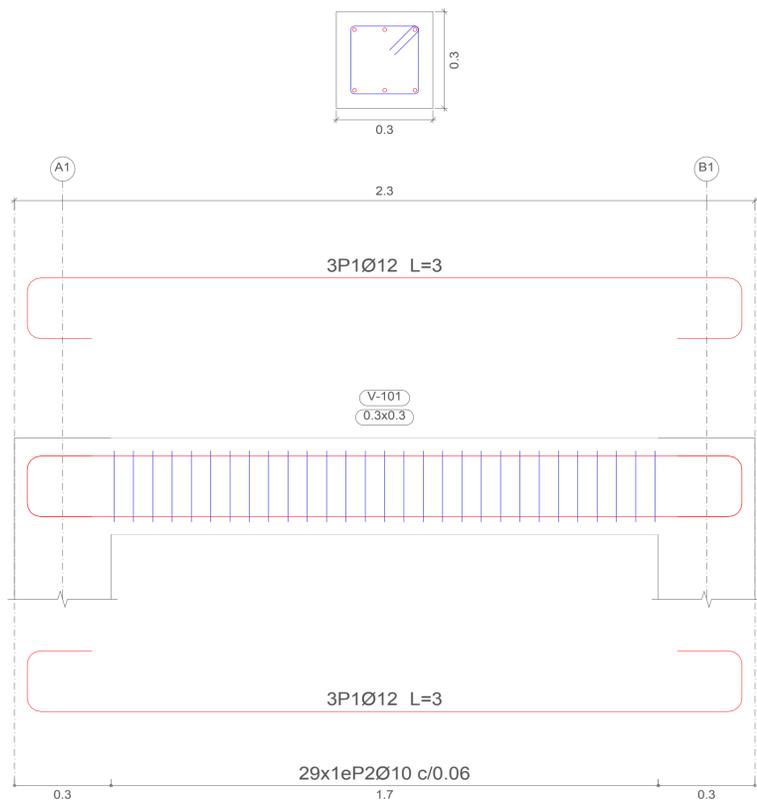


ESCALA 1:20

| Elemento | Pos. | Diám. | No. | Long. (m) | Total (m) | Grado 60 (kg) |
|------------|------|-------|-----|-----------|------------------|---------------|
| Escalera 4 | 1 | Ø10 | 11 | 5 | 55 | 33.9 |
| | 2 | Ø16 | 11 | 5.14 | 56.54 | 89.3 |
| | 3 | Ø10 | 49 | 2.09 | 102.4 | 51.5 |
| | | | | | Total+10% | 192.2 |
| | | | | | Ø10 | 83.9 |
| | | | | | Ø16 | 89.3 |
| | | | | | Total | 192.2 |

| Resumen Acero Escalera 4 | Long. total (m) | Peso+10% (kg) | Total |
|--------------------------|-----------------|---------------|------------|
| Grado 60 | Ø10 | 138.6 | 94 |
| | Ø16 | 56.5 | 98 |
| | | | 192 |

DESPIECE PÓRTICO, N+0.00



| Elemento | Pos. | Diám. | No. | Esquema (m) | Long. (m) | Total (m) | Grado 60 (kg) |
|----------|------|-------|-----|-------------|------------------|-------------|---------------|
| Plano 1 | 1 | Ø12 | 6 | 2.5 | 15 | 18 | 160 |
| | 2 | Ø10 | 29 | 1.04 | 30.16 | 18.6 | |
| | | | | | Total+10% | 38.1 | |
| | | | | | Ø10 | 20.5 | |
| | | | | | Ø12 | 17.6 | |
| | | | | | Total | 38.1 | |

| Resumen Acero Plano de pórticos | Long. total (m) | Peso+10% (kg) | Total |
|---------------------------------|-----------------|---------------|-----------|
| Grado 60 | Ø10 | 30.2 | 20 |
| | Ø12 | 18.0 | 18 |
| | | | 38 |

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

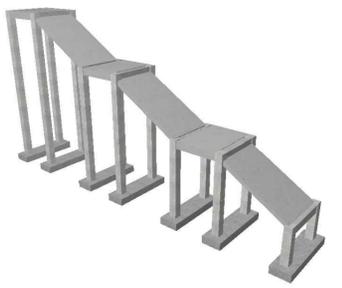
NORMAS UTILIZADAS
 AISI s100-2007 (LRFD), ANSI/AISC 360-10 (LRFD) ACI 318-(S)11
 NEC 2011, NEC-SE-14 AISC-2010(ASD 89/LRFD86) Y AWS-99

HORMIGÓN:
 A)- Tamaño máximo del árido para fundiciones <= 30 mm
 B)- Hormigón después de 28 días de fabricado debe ser la Resistencia a la compresión $f_c = 300 \text{ kg/cm}^2$ o mayor (Entre losas de cubierta impermeabilizado con aditivos al 100%).

ACERO DE REFUERZO:
 A)- Varillas Corrugadas, Resistencia a la fluencia debe ser $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$ o mayor
 B)- Refuerzo transversal anclar con ganchos de 135° (Vigas y Columnas)
 C)- El primer estribo en vigas colocar a no más de 5cm del elemento de apoyo
 D)- Los traslapes deben cumplir con el código ACI 318-(S)11
 E)- Recubrimiento del refuerzo:
 - Losas: 2.5 cm
 - Vigas y Columnas: 4 cm
 - Hormigón expuesto a la acción del suelo: 7,5 cm

PERFILES METÁLICOS
 Acero estructural-perfiles metálicos. La resistencia a la fluencia debe ser $f_y = 2520 \text{ kg/cm}^2$ o mayor. Juntas soldadas. Deberan cumplir con las especificaciones del código AWS. Para aceros tipo ASTM A-36 ó A-50. Las uniones soldadas deberán ser de cordón continuo y de penetración completa.

VISTA 3D:



AUORES:

SEGUNDO ESTEBAN CANDO MOLINA JORGE EDUARDO PINTADO ZAMBRANO

REVISIÓN TÉCNICA:

DIBUJO: ESTEBAN CANDO & JORGE PINTADO

DISEÑO ESTRUCTURAL

NOMBRE DEL PROYECTO:

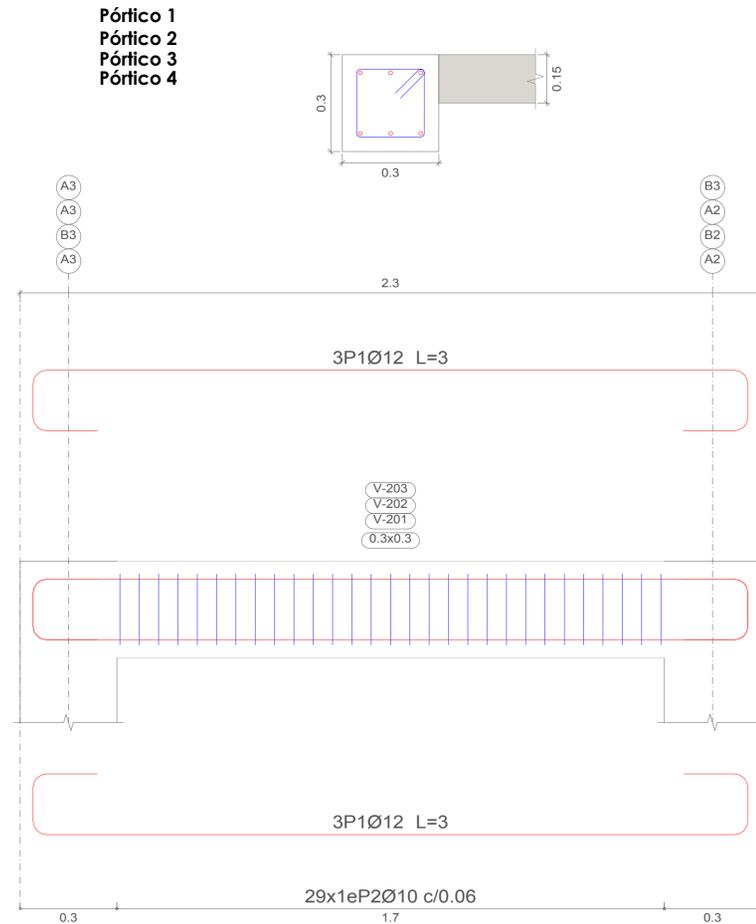
"CÁLCULO, DISEÑO Y COMPARACIÓN COSTO-BENEFICIO DE DOS ALTERNATIVAS ESTRUCTURALES DE UN PASO PEATONAL EN LA AUTOPISTA CUENCA-AZOGUEZ, SECTOR EL DESCANSO"

CONTENIDO:

- SECCIÓN B-B ESCALERA, N+5.74 - N+7.72
- DESPIECE PÓRTICO N+0.00
- TABLA DE ACEROS

ESCALA: LAS INDICADAS
 FECHA: JULIO 2019

DESPIECE DE PÓRTICOS, N+1.78

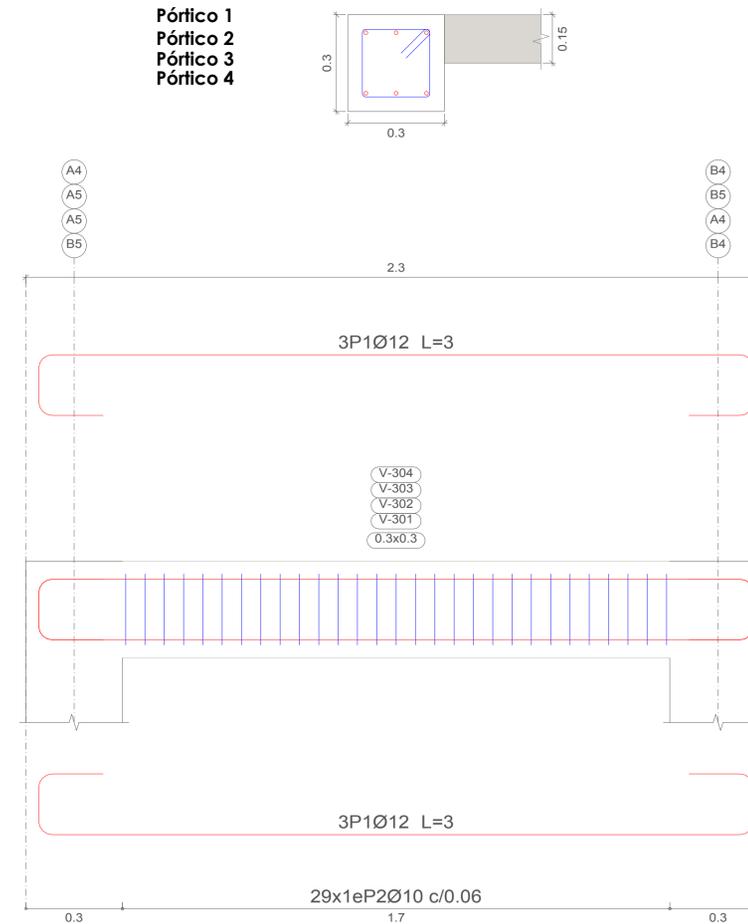


ESCALA 1:10

| Elemento | Pos. | Diam. | No. | Esquema (m) | Long (m) | Total (m) | Grado 60 (kg) |
|---|------|-------|-----|-------------|----------|-----------|---------------|
| Pórtico 1-Pórtico 2-Pórtico 3-Pórtico 4 | 1 | Ø12 | 6 | 2.22 | 13.32 | 3 | 18.0 |
| | 2 | Ø10 | 29 | 0.21 | 6.09 | 1.04 | 30.16 |
| Total+10% | | | | | | | 48.16 |
| Grado 60 | | | | | | | 82.0 |
| Ø12 | | | | | | | 70.0 |
| Total | | | | | | | 152.4 |

| Resumen Acero Plano de pórticos | Long. total (m) | Peso+10% (kg) | Total |
|---------------------------------|-----------------|---------------|-------|
| Grado 60 Ø10 | 120.6 | 82 | |
| Ø12 | 72.0 | 70 | 152 |

DESPIECE DE PÓRTICOS, N+3.76



ESCALA 1:10

| Elemento | Pos. | Diam. | No. | Esquema (m) | Long (m) | Total (m) | Grado 60 (kg) |
|---|------|-------|-----|-------------|----------|-----------|---------------|
| Pórtico 1-Pórtico 2-Pórtico 3-Pórtico 4 | 1 | Ø12 | 6 | 2.22 | 13.32 | 3 | 18.0 |
| | 2 | Ø10 | 29 | 0.21 | 6.09 | 1.04 | 30.16 |
| Total+10% | | | | | | | 48.16 |
| Grado 60 | | | | | | | 82.0 |
| Ø12 | | | | | | | 70.0 |
| Total | | | | | | | 152.4 |

| Resumen Acero Plano de pórticos | Long. total (m) | Peso+10% (kg) | Total |
|---------------------------------|-----------------|---------------|-------|
| Grado 60 Ø10 | 120.6 | 82 | |
| Ø12 | 72.0 | 70 | 152 |

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

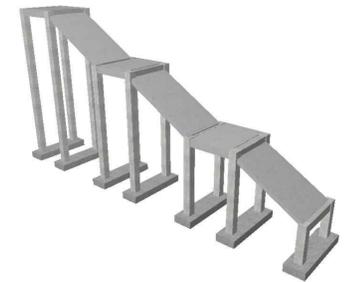
NORMAS UTILIZADAS
AISI s100-2007 (LRFD), ANSI/AISC 360-10 (LRFD) ACI 318-(S)11
NEC 2011, NEC-SE-14 AISC-2010(ASD 89/LRFD86) Y AWS-99

HORMIGÓN:
A)- Tamaño máximo del árido para fundiciones <= 30 mm
B)- Hormigón después de 28 días de fabricado debe ser la Resistencia a la compresión $f_c = 300 \text{ kg/cm}^2$ o mayor (Entre losas de cubierta impermeabilizado con aditivos al 100%).

ACERO DE REFUERZO:
A)- Varillas Corrugadas, Resistencia a la fluencia debe ser $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$ o mayor
B)- Refuerzo transversal anclar con ganchos de 135° (Vigas y Columnas)
C)- El primer estribo en vigas colocar a no más de 5cm del elemento de apoyo
D)- Los traslapes deben cumplir con el código ACI 318-(S)11
E)- Recubrimiento del refuerzo:
- Losas: 2.5 cm
- Vigas y Columnas: 4 cm
- Hormigón expuesto a la acción del suelo: 7.5 cm

PERFILES METÁLICOS
Acero estructural-perfiles metálicos. La resistencia a la fluencia debe ser $f_y = 2520 \text{ kg/cm}^2$ o mayor. Juntas soldadas. Deberan cumplir con las especificaciones del código AWS. Para aceros tipo ASTM A-36 ó A-50. Las uniones soldadas deberán ser de cordón continuo y de penetración completa.

VISTA 3D:



AUORES:

SEGUNDO ESTEBAN CANDO MOLINA JORGE EDUARDO PINTADO ZAMBRANO

REVISIÓN TÉCNICA:

DIBUJO:

ESTEBAN CANDO & JORGE PINTADO

DISEÑO ESTRUCTURAL

NOMBRE DEL PROYECTO:

"CÁLCULO, DISEÑO Y COMPARACIÓN COSTO-BENEFICIO DE DOS ALTERNATIVAS ESTRUCTURALES DE UN PASO PEATONAL EN LA AUTOPISTA CUENCA-AZOGUEZ, SECTOR EL DESCANSO"

CONTENIDO:

- DESPIECE DE PÓRTICOS N+1.78
- DESPIECE DE PÓRTICOS N+3.76
- TABLA DE ACEROS

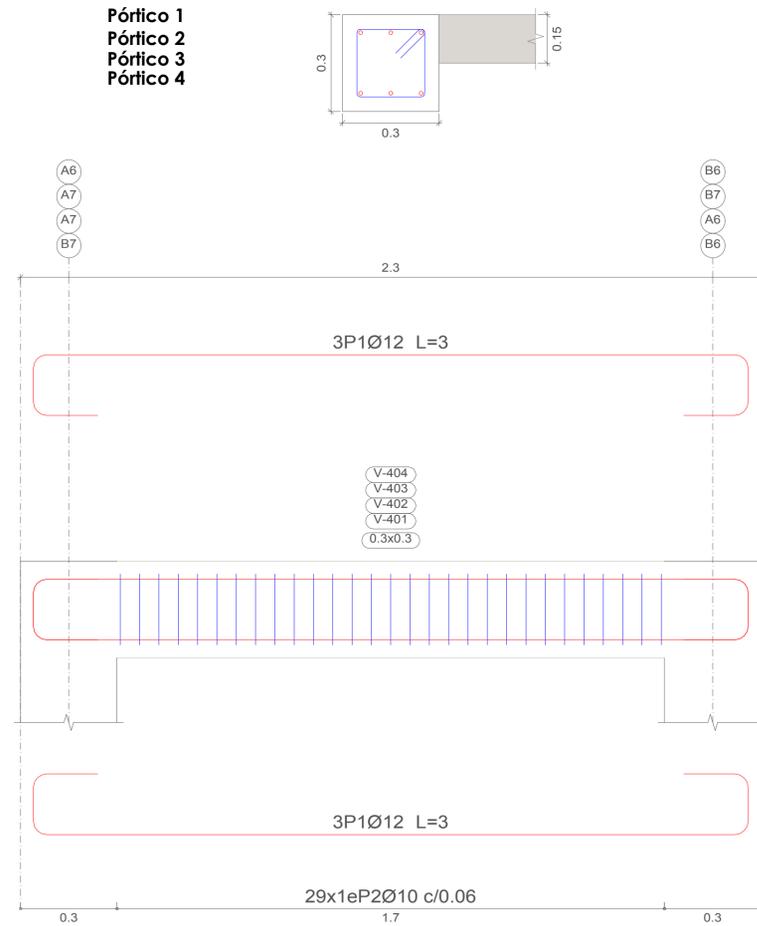
ESCALA: LAS INDICADAS

FECHA: JULIO 2019

LAMINA:

35/48

DESPIECE DE PÓRTICOS, N+5.74

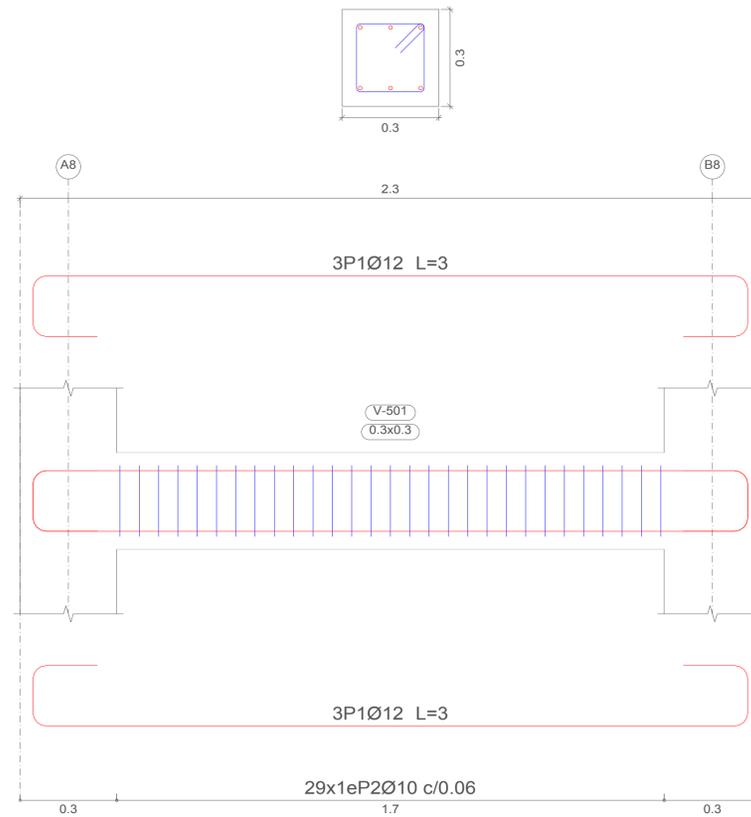


ESCALA 1:10

| Elemento | Pos. | Diám. | No. | Esquema (m) | Long. (m) | Total (m) | Grado 60 (kg) |
|---------------------------------|------|-------|-----|-------------|-----------|-----------|---------------|
| Pórtico 1-2-Pórtico 3-Pórtico 4 | 1 | Ø12 | 6 | | 3 | 18 | 160 |
| | 2 | Ø10 | 29 | | 1.04 | 30.16 | 18.6 |
| Total+10% | | | | | | | 38.1 |
| Ø10 | | | | | | | 20.5 |
| Ø12 | | | | | | | 17.6 |
| Total | | | | | | | 38.1 |

| Resumen Acero | Long. total (m) | Peso+10% (kg) | Total |
|---------------|-----------------|---------------|-------|
| Grado 60 | Ø10 | 120.6 | 82 |
| | Ø12 | 72.0 | 70 |
| | | | 152 |

DESPIECE PÓRTICO, N+7.72



ESCALA 1:10

| Elemento | Pos. | Diám. | No. | Esquema (m) | Long. (m) | Total (m) | Grado 60 (kg) |
|-----------|------|-------|-----|-------------|-----------|-----------|---------------|
| Pórtico 1 | 1 | Ø12 | 6 | | 3 | 18 | 160 |
| | 2 | Ø10 | 29 | | 1.04 | 30.16 | 18.6 |
| Total+10% | | | | | | | 38.1 |
| Ø10 | | | | | | | 20.5 |
| Ø12 | | | | | | | 17.6 |
| Total | | | | | | | 38.1 |

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

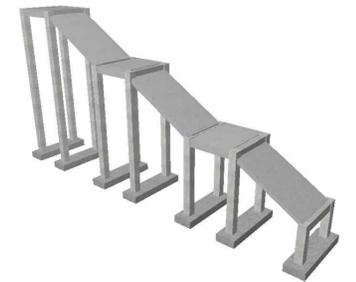
NORMAS UTILIZADAS
AISI s100-2007 (LRFD), ANSI/AISC 360-10 (LRFD) ACI 318-(S)11
NEC 2011, NEC-SE-14 AISC-2010(ASD 89/LRFD86) Y AWS-99

HORMIGÓN:
A)- Tamaño máximo del árido para fundiciones ≤ 30 mm
B)- Hormigón después de 28 días de fabricado debe ser la Resistencia a la compresión $f_c = 300$ kg/cm² o mayor (Entre losas de cubierta impermeabilizado con aditivos al 100%).

ACERO DE REFUERZO:
A)- Varillas Corrugadas, Resistencia a la fluencia debe ser $f_y = 4,200$ kg/cm² o mayor
B)- Refuerzo transversal anclar con ganchos de 135° (Vigas y Columnas)
C)- El primer estribo en vigas colocar a no más de 5cm del elemento de apoyo
D)- Los traslapes deben cumplir con el código ACI 318-(S)11
E)- Recubrimiento del refuerzo:
- Losas: 2.5 cm
- Vigas y Columnas: 4 cm
- Hormigón expuesto a la acción del suelo: 7.5 cm

PERFILES METÁLICOS
Acero estructural-perfiles metálicos. La resistencia a la fluencia debe ser $f_y = 2520$ kg/cm² o mayor. Juntas soldadas. Deberan cumplir con las especificaciones del código AWS. Para aceros tipo ASTM A-36 ó A-50. Las uniones soldadas deberán ser de cordón continuo y de penetración completa.

VISTA 3D:



AUTORES:

SEGUNDO ESTEBAN CANDO MOLINA JORGE EDUARDO PINTADO ZAMBRANO

REVISIÓN TÉCNICA:

DIBUJO:

ESTEBAN CANDO & JORGE PINTADO

DISEÑO ESTRUCTURAL

NOMBRE DEL PROYECTO:

"CÁLCULO, DISEÑO Y COMPARACIÓN COSTO-BENEFICIO DE DOS ALTERNATIVAS ESTRUCTURALES DE UN PASO PEATONAL EN LA AUTOPISTA CUENCA-AZOGUEZ, SECTOR EL DESCANSO"

CONTENIDO:

- DESPIECE DE PÓRTICOS N+5.74
- DESPIECE PÓRTICO N+7.72
- TABLA DE ACEROS

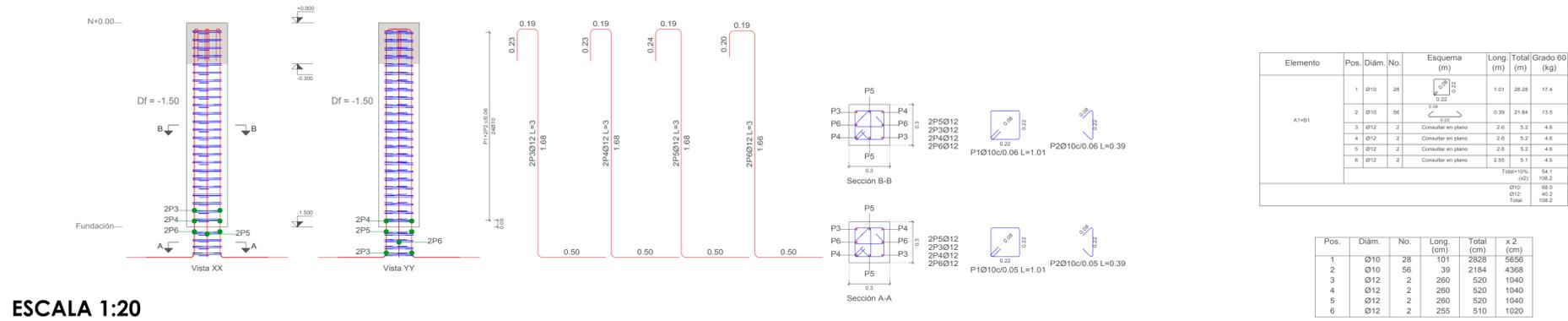
ESCALA: LAS INDICADAS

FECHA: JULIO 2019

LÁMINA:

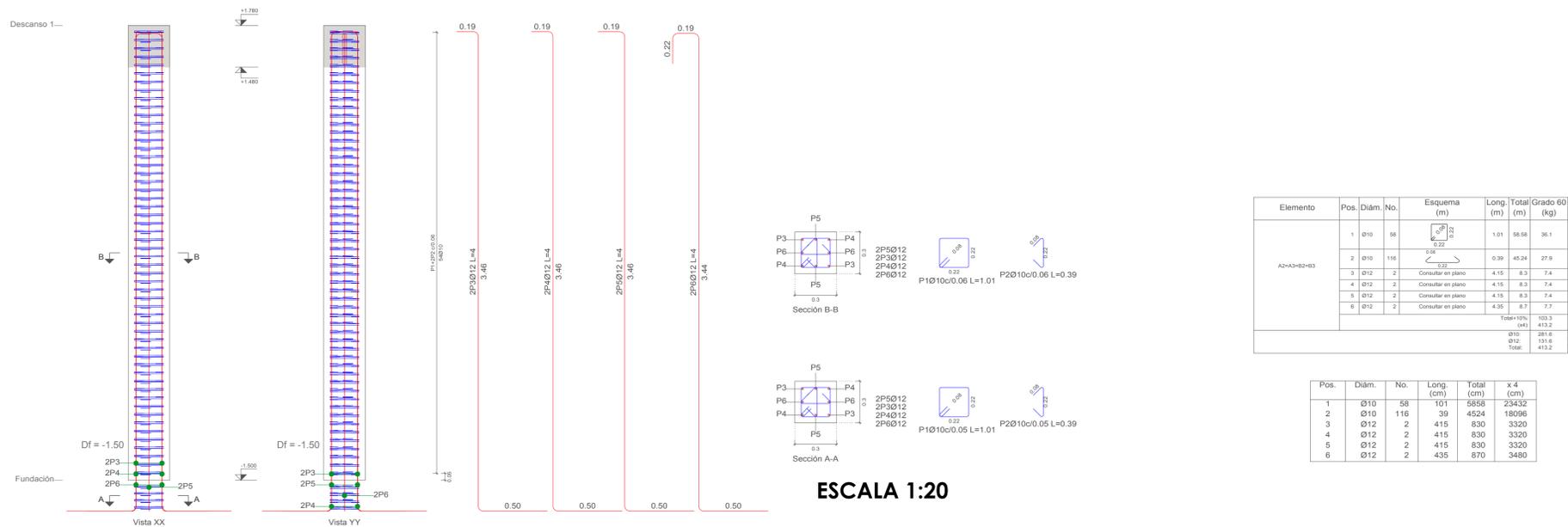
36/48

DESPIECE DE COLUMNAS A1 = B1, h = -2.50 m



ESCALA 1:20

DESPIECE DE COLUMNAS A2 = A3 = B2 = B3, h = +1.78 m



ESCALA 1:20

ESCALA 1:20

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

NORMAS UTILIZADAS
 AISI s100-2007 (LRFD), ANSI/AISC 360-10 (LRFD) ACI 318-(S)11
 NEC 2011, NEC-SE-14 AISC-2010(ASD 89/LRFD86) Y AWS-99

HORMIGÓN:
 A)- Tamaño máximo del árido para fundiciones <= 30 mm
 B)- Hormigón después de 28 días de fabricación debe ser la Resistencia a la compresión $f_c = 300 \text{ kg/cm}^2$ o mayor (Entre losas de cubierta impermeabilizado con aditivos al 100%).

ACERO DE REFUERZO:
 A)- Varillas Corrugadas, Resistencia a la fluencia debe ser $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$ o mayor
 B)- Refuerzo transversal anclar con ganchos de 135° (Vigas y Columnas)
 C)- El primer estribo en vigas colocar a no más de 5cm del elemento de apoyo
 D)- Los traslapes deben cumplir con el código ACI 318-(S)11
 E)- Recubrimiento del refuerzo:
 - Losas: 2.5 cm
 - Vigas y Columnas: 4 cm
 - Hormigón expuesto a la acción del suelo: 7,5 cm

PERFILES METÁLICOS
 Acero estructural-perfiles metálicos. La resistencia a la fluencia debe ser $f_y = 2520 \text{ kg/cm}^2$ o mayor. Juntas soldadas. Deberan cumplir con las especificaciones del código AWS. Para aceros tipo ASTM A-36 ó A-50. Las uniones soldadas deberán ser de cordón continuo y de penetración completa.

VISTA 3D:



AUORES:

SEGUNDO ESTEBAN CANDO MOLINA JORGE EDUARDO PINTADO ZAMBRANO

REVISIÓN TÉCNICA:

DIBUJO:

ESTEBAN CANDO & JORGE PINTADO

DISEÑO ESTRUCTURAL

NOMBRE DEL PROYECTO:

"CÁLCULO, DISEÑO Y COMPARACIÓN COSTO-BENEFICIO DE DOS ALTERNATIVAS ESTRUCTURALES DE UN PASO PEATONAL EN LA AUTOPISTA CUENCA-AZOGUEZ, SECTOR EL DESCANSO"

CONTENIDO:

- DESPIECE DE COLUMNAS A1, B1, A2, B2, A3, B3
- TABLA DE ACEROS

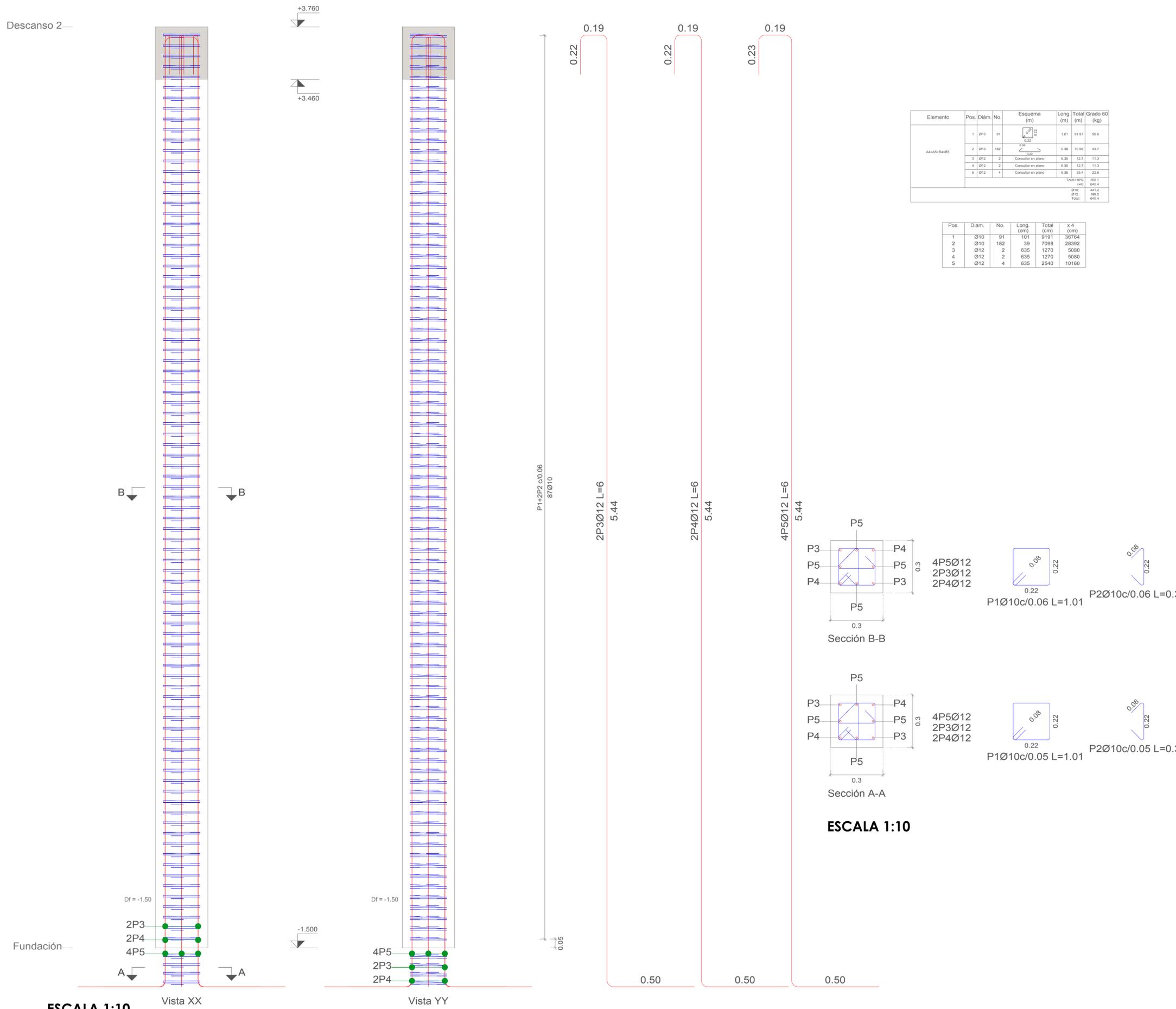
ESCALA: LAS INDICADAS

FECHA: JULIO 2019

LAMINA:

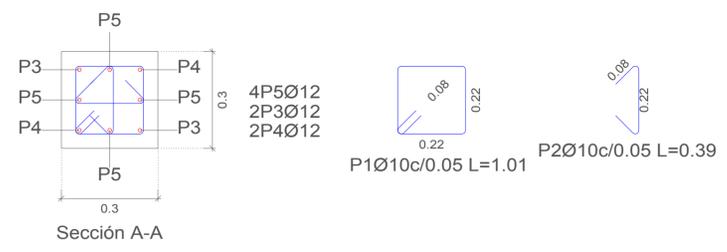
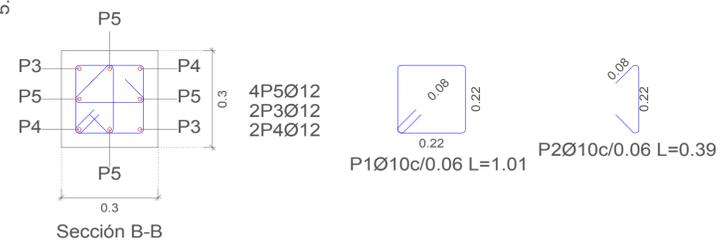
37/48

DESPIECE DE COLUMNAS A4 = A5 = B4 = B5, h = +3.76 m



| Elemento | Pos. | Diám. | No. | Esquema (m) | Long. (m) | Total (m) | Grado 60 (kg) |
|-------------|------|-------|-----|--------------------|-----------|-----------|---------------|
| A4=A5=B4=B5 | 1 | Ø10 | 91 | | 1.01 | 91.91 | 96.6 |
| | 2 | Ø10 | 182 | | 0.39 | 70.98 | 43.7 |
| | 3 | Ø12 | 2 | Consultar en plano | 6.35 | 12.7 | 11.3 |
| | 4 | Ø12 | 2 | Consultar en plano | 6.35 | 12.7 | 11.3 |
| | 5 | Ø12 | 4 | Consultar en plano | 6.35 | 25.4 | 22.6 |
| Total=100% | | | | | 160.1 | 160.1 | 145.5 |
| | | | | | Ø10 | 441.2 | |
| | | | | | Ø12 | 199.9 | |
| | | | | | Total | 640.4 | |

| Pos. | Diám. | No. | Long. (cm) | Total (cm) | x 4 (cm) |
|------|-------|-----|------------|------------|----------|
| 1 | Ø10 | 91 | 101 | 9191 | 36764 |
| 2 | Ø10 | 182 | 39 | 7098 | 28392 |
| 3 | Ø12 | 2 | 635 | 1270 | 5080 |
| 4 | Ø12 | 2 | 635 | 1270 | 5080 |
| 5 | Ø12 | 4 | 635 | 2540 | 10160 |



ESCALA 1:10

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

NORMAS UTILIZADAS
 AISI s100-2007 (LRFD), ANSI/AISC 360-10 (LRFD) ACI 318-(S)11
 NEC 2011, NEC-SE-14 AISC-2010(ASD 89/LRFD86) Y AWS-99

HORMIGÓN:
 A)- Tamaño máximo del árido para fundiciones <= 30 mm
 B)- Hormigón después de 28 días de fabricación debe ser la Resistencia a la compresión f'c = 300 kg/cm² o mayor (Entre losas de cubierta impermeabilizado con aditivos al 100%).

ACERO DE REFUERZO:
 A)- Varillas Corrugadas, Resistencia a la fluencia debe ser fy = 4.200 kg/cm² o mayor
 B)- Refuerzo transversal anclar con ganchos de 135° (Vigas y Columnas)
 C)- El primer estribo en vigas colocar a no más de 5cm del elemento de apoyo
 D)- Los traslapes deben cumplir con el código ACI 318-(S)11
 E)- Recubrimiento del refuerzo:
 - Losas: 2.5 cm
 - Vigas y Columnas: 4 cm
 - Hormigón expuesto a la acción del suelo: 7.5 cm

PERFILES METÁLICOS
 Acero estructural-perfiles metálicos. La resistencia a la fluencia debe ser fy= 2520kg/cm2 o mayor. Juntas soldadas. Deberan cumplir con las especificaciones del código AWS. Para aceros tipo ASTM A-36 ó A-50. Las uniones soldadas deberán ser de cordón continuo y de penetración completa.

VISTA 3D:

UNIVERSIDAD DEL AZUAY

AUTORES:
 SEGUNDO ESTEBAN CANDO MOLINA JORGE EDUARDO PINTADO ZAMBRANO

REVISIÓN TÉCNICA:

DIBUJO:
 ESTEBAN CANDO & JORGE PINTADO

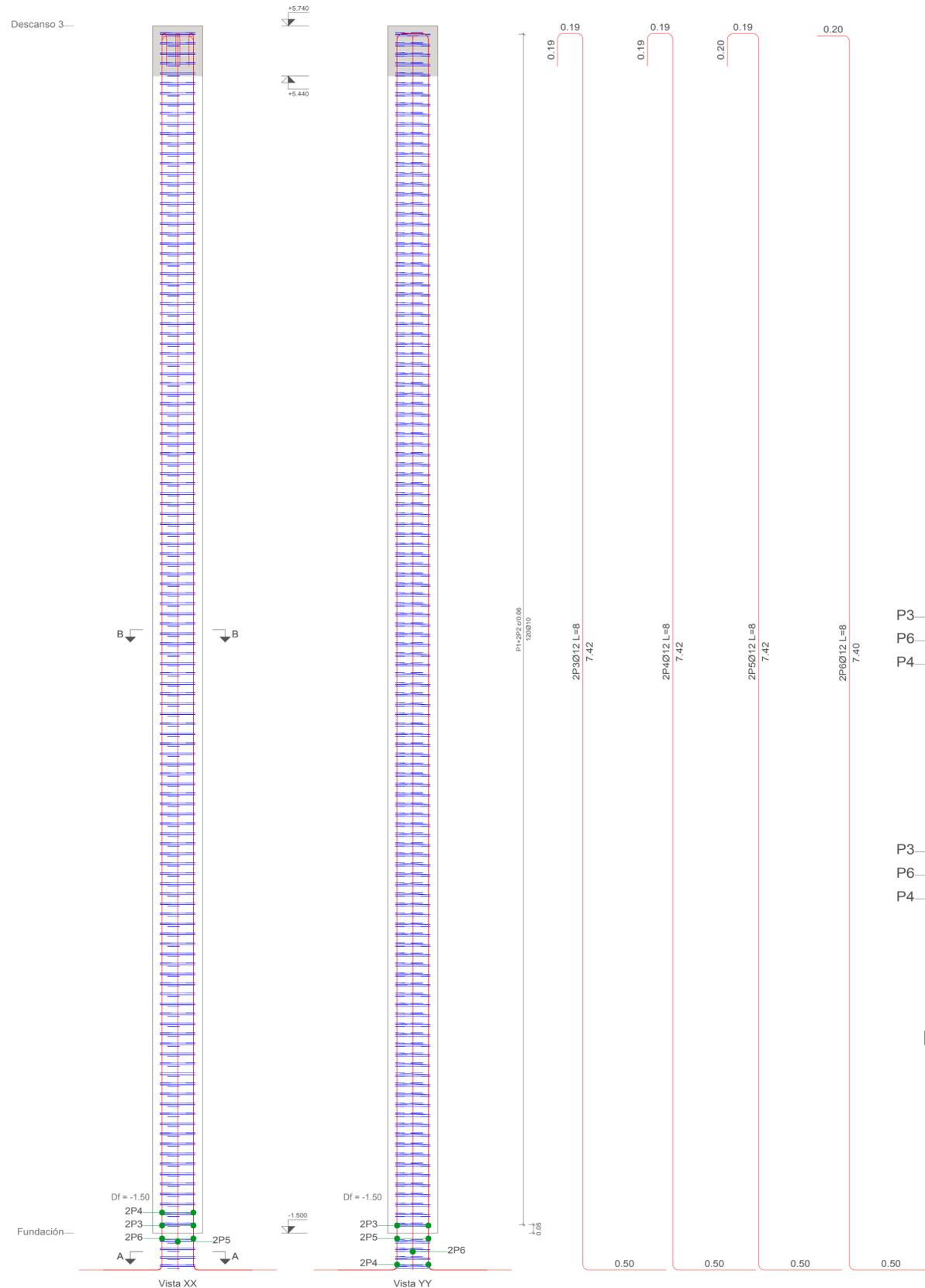
DISEÑO ESTRUCTURAL

NOMBRE DEL PROYECTO:
 "CÁLCULO, DISEÑO Y COMPARACIÓN COSTO-BENEFICIO DE DOS ALTERNATIVAS ESTRUCTURALES DE UN PASO PEATONAL EN LA AUTOPISTA CUENCA-AZOGUEZ, SECTOR EL DESCANSO"

CONTENIDO:
 - DESPIECE DE COLUMNAS A4, B4, A5, B5
 - TABLA DE ACEROS

| | |
|-----------------------|----------------------|
| ESCALA: LAS INDICADAS | LAMINA: 38/48 |
| FECHA: JULIO 2019 | |

DESPIECE DE COLUMNAS A6 = A7 = B6 = B7, h = +5.74 m



| Elemento | Pos. | Diám. | No. | Esquema (m) | Long. (m) | Total (m) | Grado 60 (kg) | |
|--------------|------|-------|-----|------------------------|--------------------|-----------|---------------|------|
| Aceros A7-B7 | 1 | Ø10 | 124 | [Diagrama de refuerzo] | 1.01 | 125.24 | 77.2 | |
| | 2 | Ø10 | 248 | | 0.39 | 96.72 | 59.6 | |
| | 3 | Ø12 | 2 | | Consultar en plano | 8.3 | 16.6 | 14.7 |
| | 4 | Ø12 | 2 | | Consultar en plano | 8.3 | 16.6 | 14.7 |
| | 5 | Ø12 | 2 | | Consultar en plano | 8.1 | 16.2 | 14.4 |
| | 6 | Ø12 | 2 | | Consultar en plano | 8.1 | 16.2 | 14.4 |
| | | | | | Total (kg) | 214.8 | 859.2 | |
| | | | | | Ø10 | 861.92 | | |
| | | | | | Ø12 | 237.4 | | |
| | | | | | Total | 1099.32 | | |

| Pos. | Diám. | No. | Long. (cm) | Total (cm) | x 4 (cm) |
|------|-------|-----|------------|------------|----------|
| 1 | Ø10 | 124 | 101 | 12524 | 50096 |
| 2 | Ø10 | 248 | 39 | 9672 | 38688 |
| 3 | Ø12 | 2 | 830 | 1660 | 6640 |
| 4 | Ø12 | 2 | 830 | 1660 | 6640 |
| 5 | Ø12 | 2 | 830 | 1660 | 6640 |
| 6 | Ø12 | 2 | 810 | 1620 | 6480 |

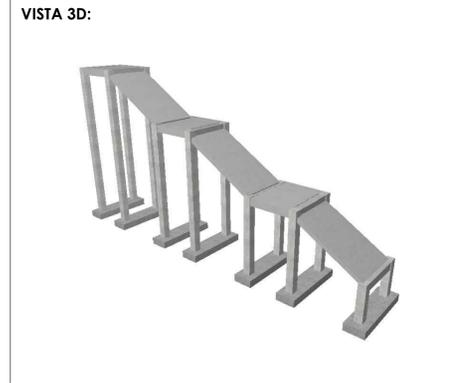
ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

NORMAS UTILIZADAS
 AISI s100-2007 (LRFD), ANSI/AISC 360-10 (LRFD) ACI 318-(S)11
 NEC 2011, NEC-SE-14 AISC-2010(ASD 89/LRFD86) Y AWS-99

HORMIGÓN:
 A)- Tamaño máximo del árido para fundiciones <= 30 mm
 B)- Hormigón después de 28 días de fabricación debe ser la Resistencia a la compresión f'c = 300 kg/cm² o mayor (Entre losas de cubierta impermeabilizado con aditivos al 100%).

ACERO DE REFUERZO:
 A)- Varillas Corrugadas, Resistencia a la fluencia debe ser fy = 4.200 kg/cm² o mayor
 B)- Refuerzo transversal anclar con ganchos de 135° (Vigas y Columnas)
 C)- El primer estribo en vigas colocar a no más de 5cm del elemento de apoyo
 D)- Los traslapes deben cumplir con el código ACI 318-(S)11
 E)- Recubrimiento del refuerzo:
 - Losas: 2.5 cm
 - Vigas y Columnas: 4 cm
 - Hormigón expuesto a la acción del suelo: 7,5 cm

PERFILES METÁLICOS
 Acero estructural-perfiles metálicos. La resistencia a la fluencia debe ser fy= 2520kg/cm2 o mayor. Juntas soldadas. Deberan cumplir con las especificaciones del código AWS. Para aceros tipo ASTM A-36 ó A-50. Las uniones soldadas deberán ser de cordón continuo y de penetración completa.



AUTORES:
 SEGUNDO ESTEBAN CANDO MOLINA JORGE EDUARDO PINTADO ZAMBRANO

REVISIÓN TÉCNICA:

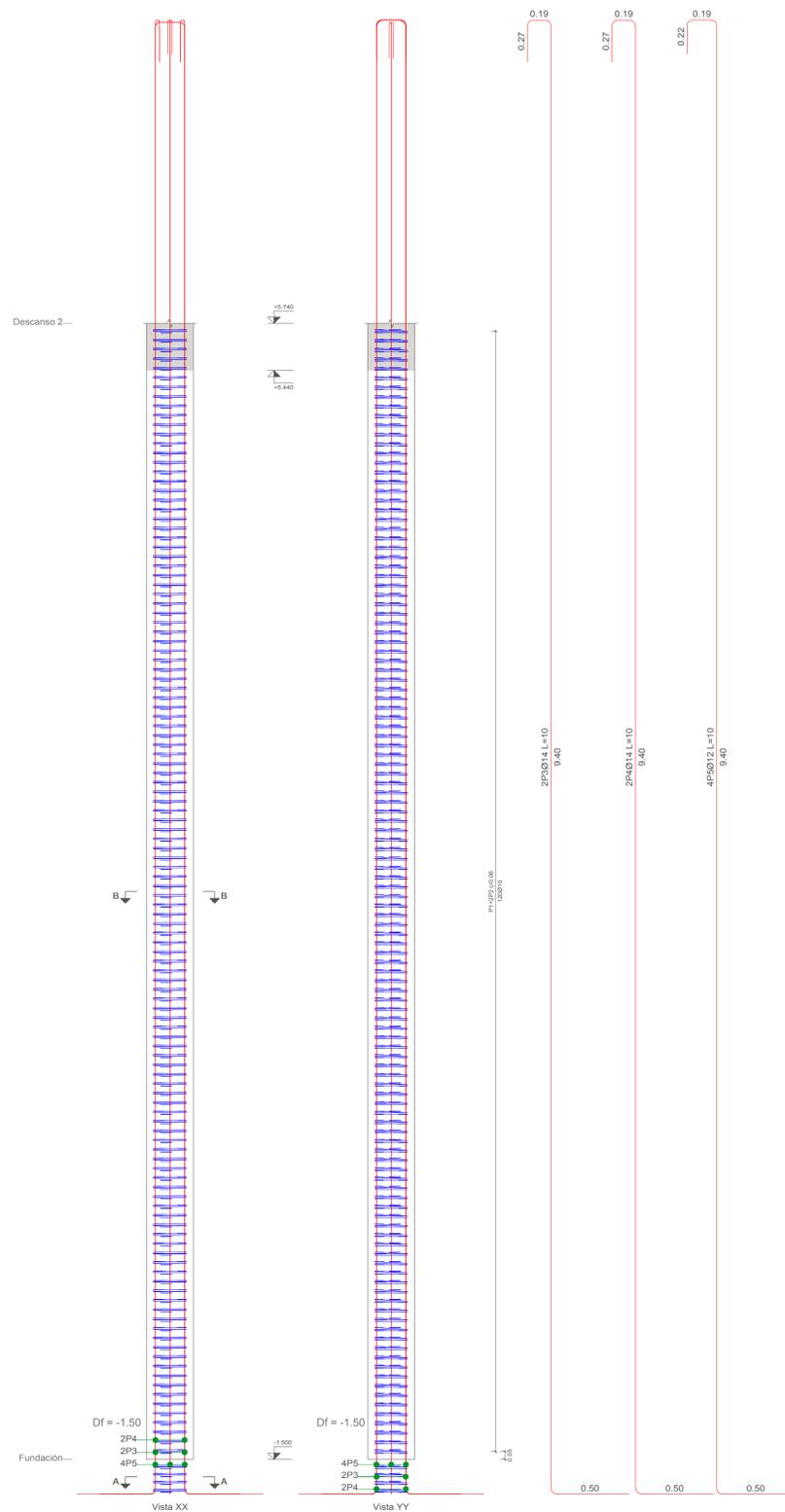
ESTEBAN CANDO & JORGE PINTADO
DISEÑO ESTRUCTURAL

NOMBRE DEL PROYECTO:
 "CÁLCULO, DISEÑO Y COMPARACIÓN COSTO-BENEFICIO DE DOS ALTERNATIVAS ESTRUCTURALES DE UN PASO PEATONAL EN LA AUTOPISTA CUENCA-AZOGUEZ, SECTOR EL DESCANSO"

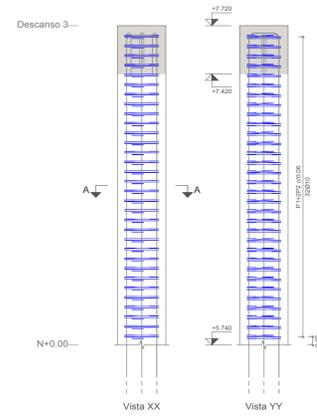
CONTENIDO:
 - DESPIECE DE COLUMNAS A6, B6, A7, B7
 - TABLA DE ACEROS

ESCALA 1:15

DESPIECE DE COLUMNAS A8 = B8, h = +7.72 m



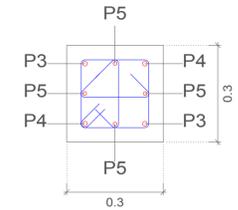
ESCALA 1:20



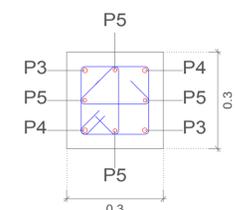
ESCALA 1:10

| Elemento | Pos. | Diám. | No. | Esquema (m) | Long (m) | Total (m) | Grado 60 (kg) | |
|------------|------|-------|-----|--------------------|----------|-----------|---------------|-------|
| A8=B8 | 1 | Ø10 | 124 | | 1.01 | 125.24 | 77.2 | |
| | 2 | Ø10 | 248 | | 0.39 | 96.72 | 59.6 | |
| | 3 | Ø14 | 2 | Consultar en plano | 10.35 | 20.7 | 25.0 | |
| | 4 | Ø14 | 2 | Consultar en plano | 10.35 | 20.7 | 25.0 | |
| | 5 | Ø12 | 4 | Consultar en plano | 10.3 | 41.2 | 38.6 | |
| Total 100% | | | | | | | 245.7 | 491.4 |
| Ø10 | | | | | | | 301.0 | 645.4 |
| Ø12 | | | | | | | 80.4 | 110.0 |
| Ø14 | | | | | | | 110.0 | 110.0 |
| Total | | | | | | | 491.4 | 491.4 |

| Pos. | Diám. | No. | Long (cm) | Total (cm) | x 2 (cm) |
|------|-------|-----|-----------|------------|----------|
| 1 | Ø10 | 124 | 101 | 12524 | 25048 |
| 2 | Ø10 | 248 | 39 | 9672 | 19344 |
| 3 | Ø14 | 2 | 1035 | 2070 | 4140 |
| 4 | Ø14 | 2 | 1035 | 2070 | 4140 |
| 5 | Ø12 | 4 | 1030 | 4120 | 8240 |

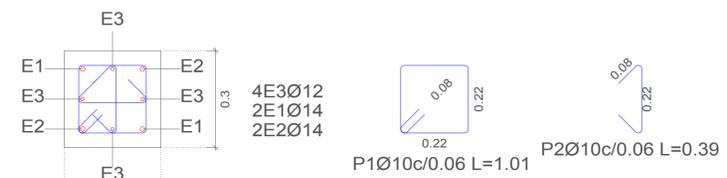


Sección B-B



Sección A-A

ESCALA 1:10



Sección A-A

ESCALA 1:10

| Elemento | Pos. | Diám. | No. | Esquema (m) | Long (m) | Total (m) | Grado 60 (kg) | |
|------------|------|-------|-----|-------------|----------|-----------|---------------|------|
| A8=B8 | 1 | Ø10 | 32 | | 1.01 | 32.32 | 19.9 | |
| | 2 | Ø10 | 64 | | 0.39 | 24.96 | 15.4 | |
| Total 100% | | | | | | | 57.28 | 35.3 |
| Ø10 | | | | | | | 42 | 77.6 |
| Total | | | | | | | 77.6 | 77.6 |

| Pos. | Diám. | No. | Long (cm) | Total (cm) | x 2 (cm) |
|------|-------|-----|-----------|------------|----------|
| 1 | Ø10 | 32 | 101 | 3232 | 6464 |
| 2 | Ø10 | 64 | 39 | 2496 | 4992 |

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

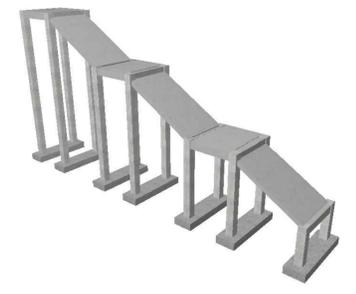
NORMAS UTILIZADAS
 AISI s100-2007 (LRFD), ANSI/AISC 360-10 (LRFD) ACI 318-(S)11
 NEC 2011, NEC-SE-14 AISC-2010(ASD 89/LRFD86) Y AWS-99

HORMIGÓN:
 A)- Tamaño máximo del árido para fundiciones <= 30 mm
 B)- Hormigón después de 28 días de fabricado debe ser la Resistencia a la compresión $f_c = 300 \text{ kg/cm}^2$ o mayor (Entre losas de cubierta impermeabilizado con aditivos al 100%).

ACERO DE REFUERZO:
 A)- Varillas Corrugadas, Resistencia a la fluencia debe ser $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$ o mayor
 B)- Refuerzo transversal anclar con ganchos de 135° (Vigas y Columnas)
 C)- El primer estribo en vigas colocar a no más de 5cm del elemento de apoyo
 D)- Los traslapes deben cumplir con el código ACI 318-(S)11
 E)- Recubrimiento del refuerzo:
 - Losas: 2.5 cm
 - Vigas y Columnas: 4 cm
 - Hormigón expuesto a la acción del suelo: 7.5 cm

PERFILES METÁLICOS
 Acero estructural-perfiles metálicos. La resistencia a la fluencia debe ser $f_y = 2520 \text{ kg/cm}^2$ o mayor. Juntas soldadas. Deberan cumplir con las especificaciones del código AWS. Para aceros tipo ASTM A-36 ó A-50. Las uniones soldadas deberán ser de cordón continuo y de penetración completa.

VISTA 3D:



AUORES: SEGUNDO ESTEBAN CANDO MOLINA JORGE EDUARDO PINTADO ZAMBRANO

REVISIÓN TÉCNICA:

ESTEBAN CANDO & JORGE PINTADO

DISEÑO ESTRUCTURAL

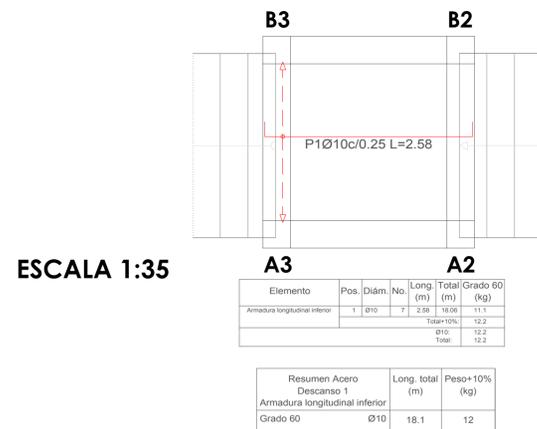
NOMBRE DEL PROYECTO:

"CÁLCULO, DISEÑO Y COMPARACIÓN COSTO-BENEFICIO DE DOS ALTERNATIVAS ESTRUCTURALES DE UN PASO PEATONAL EN LA AUTOPISTA CUENCA-AZOGUEZ, SECTOR EL DESCANSO"

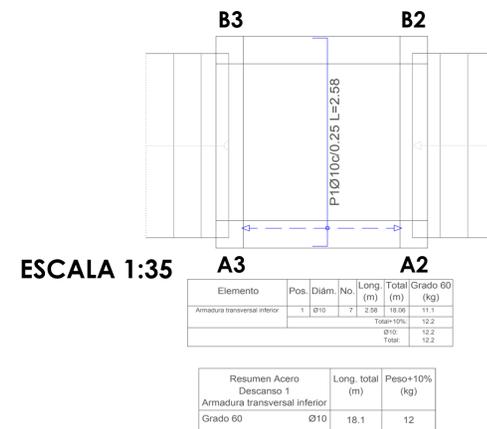
CONTENIDO:

- DESPIECE DE COLUMNAS A8, B8
- TABLA DE ACEROS

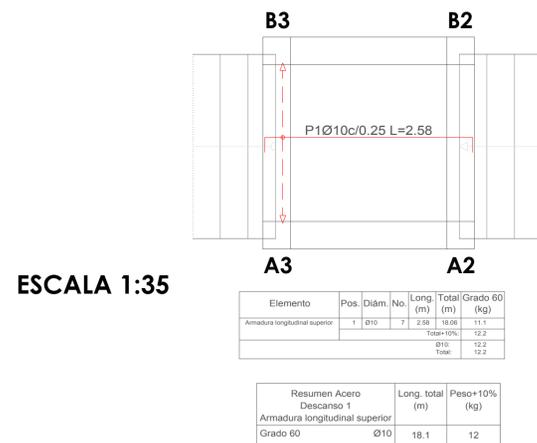
LOSA MACIZA, DESCANSO 1 N+1.78, ARMADO LONGITUDINAL INFERIOR



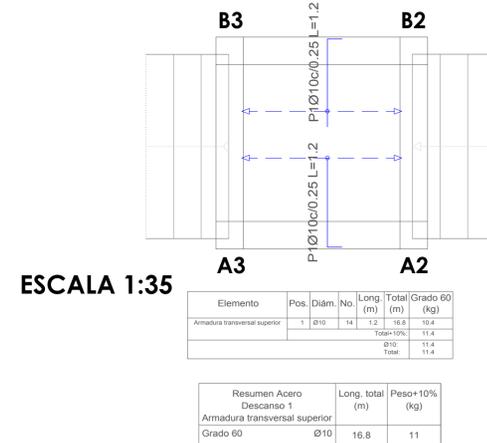
LOSA MACIZA, DESCANSO 1 N+1.78, ARMADO TRANSVERSAL INFERIOR



LOSA MACIZA, DESCANSO 1 N+1.78, ARMADO LONGITUDINAL SUPERIOR



LOSA MACIZA, DESCANSO 1 N+1.78, ARMADO TRANSVERSAL SUPERIOR



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

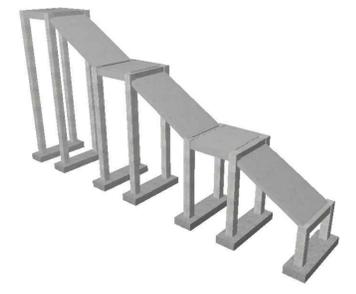
NORMAS UTILIZADAS
 AISI s100-2007 (LRFD), ANSI/AISC 360-10 (LRFD) ACI 318-(S)11
 NEC 2011, NEC-SE-14 AISC-2010(ASD 89/LRFD86) Y AWS-99

HORMIGÓN:
 A)- Tamaño máximo del árido para fundiciones <= 30 mm
 B)- Hormigón después de 28 días de fabricado debe ser la Resistencia a la compresión $f_c = 300 \text{ kg/cm}^2$ o mayor (Entre losas de cubierta impermeabilizado con aditivos al 100%).

ACERO DE REFUERZO:
 A)- Varillas Corrugadas, Resistencia a la fluencia debe ser $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$ o mayor
 B)- Refuerzo transversal anclar con ganchos de 135° (Vigas y Columnas)
 C)- El primer estribo en vigas colocar a no más de 5cm del elemento de apoyo
 D)- Los traslapes deben cumplir con el código ACI 318-(S)11
 E)- Recubrimiento del refuerzo:
 - Losas: 2.5 cm
 - Vigas y Columnas: 4 cm
 - Hormigón expuesto a la acción del suelo: 7.5 cm

PERFILES METÁLICOS
 Acero estructural-perfiles metálicos. La resistencia a la fluencia debe ser $f_y = 2520 \text{ kg/cm}^2$ o mayor. Juntas soldadas. Deberan cumplir con las especificaciones del código AWS. Para aceros tipo ASTM A-36 ó A-50. Las uniones soldadas deberán ser de cordón continuo y de penetración completa.

VISTA 3D:



AUTORES:
 SEGUNDO ESTEBAN CANDO MOLINA JORGE EDUARDO PINTADO ZAMBRANO

REVISIÓN TÉCNICA:

ESTEBAN CANDO & JORGE PINTADO

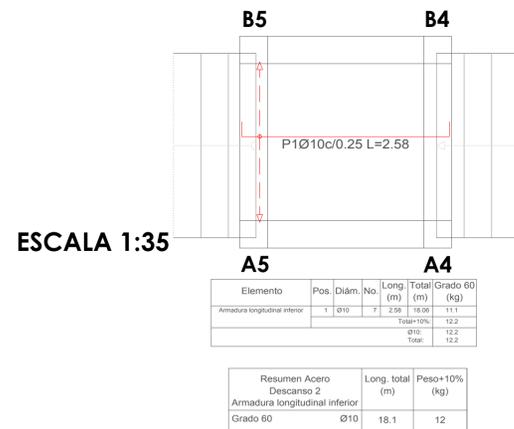
NOMBRE DEL PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL

"CÁLCULO, DISEÑO Y COMPARACIÓN COSTO-BENEFICIO DE DOS ALTERNATIVAS ESTRUCTURALES DE UN PASO PEATONAL EN LA AUTOPISTA CUENCA-AZOGUEZ, SECTOR EL DESCANSO"

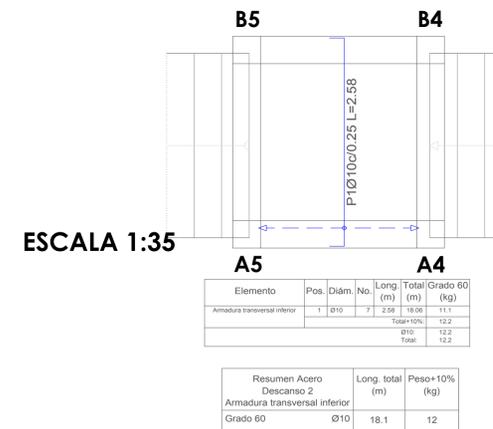
CONTENIDO:

- LOSA MACIZA, DESCANSO 1 N+1.78, ARMADO LONGITUDINAL INFERIOR
- LOSA MACIZA, DESCANSO 1 N+1.78, ARMADO TRANSVERSAL INFERIOR
- LOSA MACIZA, DESCANSO 1 N+1.78, ARMADO LONGITUDINAL SUPERIOR
- LOSA MACIZA, DESCANSO 1 N+1.78, ARMADO TRANSVERSAL SUPERIOR
- TABLA DE ACEROS

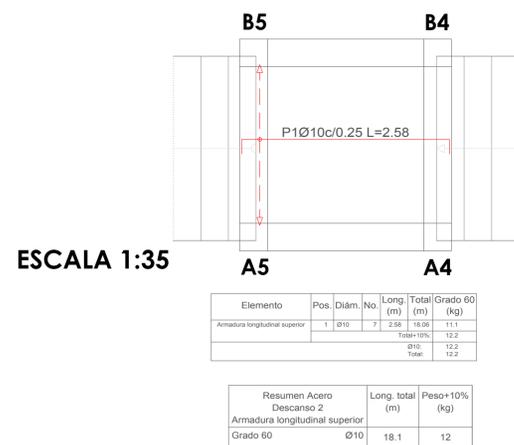
LOSA MACIZA, DESCANSO 2 N+3.76, ARMADO LONGITUDINAL INFERIOR



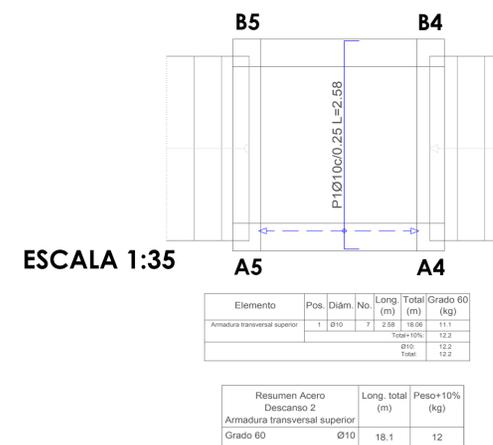
LOSA MACIZA, DESCANSO 2 N+3.76, ARMADO TRANSVERSAL INFERIOR



LOSA MACIZA, DESCANSO 2 N+3.76, ARMADO LONGITUDINAL SUPERIOR



LOSA MACIZA, DESCANSO 2 N+3.76, ARMADO TRANSVERSAL SUPERIOR



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

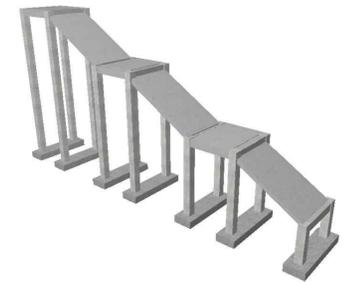
NORMAS UTILIZADAS
 AISI s100-2007 (LRFD), ANSI/AISC 360-10 (LRFD) ACI 318-(S)11
 NEC 2011, NEC-SE-14 AISC-2010(ASD 89/LRFD86) Y AWS-99

HORMIGÓN:
 A)- Tamaño máximo del árido para fundiciones ≤ 30 mm
 B)- Hormigón después de 28 días de fabricado debe ser la Resistencia a la compresión $f_c = 300$ kg/cm² o mayor (Entre losas de cubierta impermeabilizado con aditivos al 100%).

ACERO DE REFUERZO:
 A)- Varillas Corrugadas, Resistencia a la fluencia debe ser $f_y = 4,200$ kg/cm² o mayor
 B)- Refuerzo transversal anclar con ganchos de 135° (Vigas y Columnas)
 C)- El primer estribo en vigas colocar a no más de 5cm del elemento de apoyo
 D)- Los traslapes deben cumplir con el código ACI 318-(S)11
 E)- Recubrimiento del refuerzo:
 - Losas: 2.5 cm
 - Vigas y Columnas: 4 cm
 - Hormigón expuesto a la acción del suelo: 7.5 cm

PERFILES METÁLICOS
 Acero estructural-perfiles metálicos. La resistencia a la fluencia debe ser $f_y = 2520$ kg/cm² o mayor. Juntas soldadas. Deberan cumplir con las especificaciones del código AWS. Para aceros tipo ASTM A-36 ó A-50. Las uniones soldadas deberán ser de cordón continuo y de penetración completa.

VISTA 3D:



AUORES:

SEGUNDO ESTEBAN CANDO MOLINA JORGE EDUARDO PINTADO ZAMBRANO

REVISIÓN TÉCNICA:

ESTEBAN CANDO & JORGE PINTADO

DISEÑO ESTRUCTURAL

NOMBRE DEL PROYECTO:

"CÁLCULO, DISEÑO Y COMPARACIÓN COSTO-BENEFICIO DE DOS ALTERNATIVAS ESTRUCTURALES DE UN PASO PEATONAL EN LA AUTOPISTA CUENCA-AZOGUEZ, SECTOR EL DESCANSO"

CONTENIDO:

- LOSA MACIZA, DESCANSO 2 N+3.76, ARMADO LONGITUDINAL INFERIOR
- LOSA MACIZA, DESCANSO 2 N+3.76, ARMADO TRANSVERSAL INFERIOR
- LOSA MACIZA, DESCANSO 2 N+3.76, ARMADO LONGITUDINAL SUPERIOR
- LOSA MACIZA, DESCANSO 2 N+3.76, ARMADO TRANSVERSAL SUPERIOR
- TABLA DE ACEROS

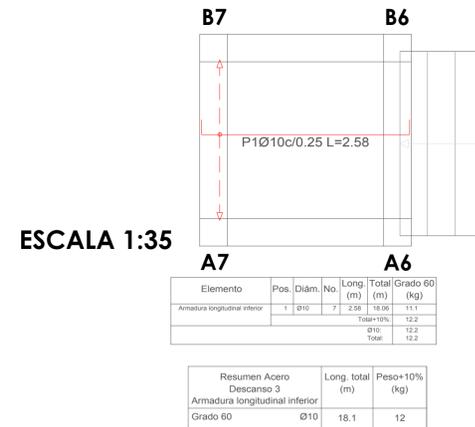
ESCALA: LAS INDICADAS

FECHA: JULIO 2019

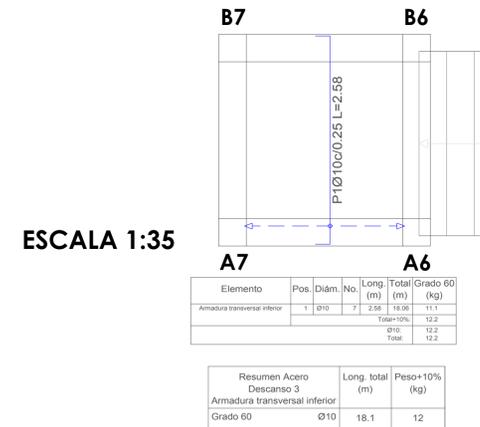
LAMINA:

42/48

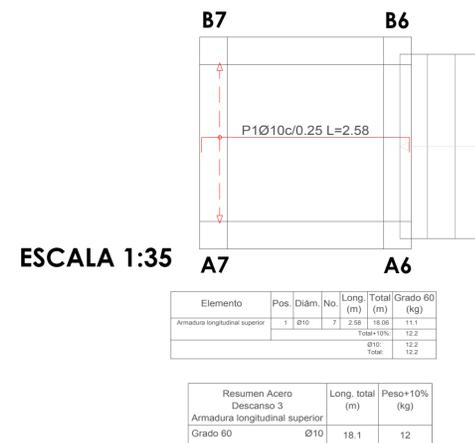
LOSA MACIZA, DESCANSO 3 N+5.74, ARMADO LONGITUDINAL INFERIOR



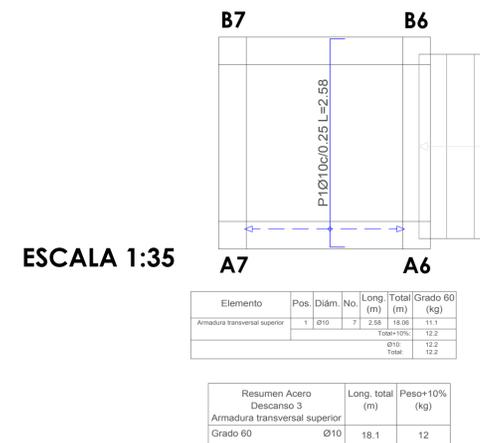
LOSA MACIZA, DESCANSO 3 N+5.74, ARMADO TRANSVERSAL INFERIOR



LOSA MACIZA, DESCANSO 3 N+5.74, ARMADO LONGITUDINAL SUPERIOR



LOSA MACIZA, DESCANSO 3 N+5.74, ARMADO TRANSVERSAL SUPERIOR



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

NORMAS UTILIZADAS
 AISI s100-2007 (LRFD), ANSI/AISC 360-10 (LRFD) ACI 318-(S)11
 NEC 2011, NEC-SE-14 AISC-2010(ASD 89/LRFD86) Y AWS-99

HORMIGÓN:
 A)- Tamaño máximo del árido para fundiciones <= 30 mm
 B)- Hormigón después de 28 días de fabricación debe ser la Resistencia a la compresión $f_c = 300 \text{ kg/cm}^2$ o mayor (Entre losas de cubierta impermeabilizado con aditivos al 100%).

ACERO DE REFUERZO:
 A)- Varillas Corrugadas, Resistencia a la fluencia debe ser $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$ o mayor
 B)- Refuerzo transversal anclar con ganchos de 135° (Vigas y Columnas)
 C)- El primer estribo en vigas colocar a no más de 5cm del elemento de apoyo
 D)- Los traslapes deben cumplir con el código ACI 318-(S)11
 E)- Recubrimiento del refuerzo:
 - Losas: 2.5 cm
 - Vigas y Columnas: 4 cm
 - Hormigón expuesto a la acción del suelo: 7.5 cm

PERFILES METÁLICOS
 Acero estructural-perfiles metálicos. La resistencia a la fluencia debe ser $f_y = 2520 \text{ kg/cm}^2$ o mayor. Juntas soldadas. Deberan cumplir con las especificaciones del código AWS. Para aceros tipo ASTM A-36 ó A-50. Las uniones soldadas deberán ser de cordón continuo y de penetración completa.

VISTA 3D:



AUTORES:

SEGUNDO ESTEBAN CANDO MOLINA JORGE EDUARDO PINTADO ZAMBRANO

REVISIÓN TÉCNICA:

ESTEBAN CANDO & JORGE PINTADO

DISEÑO ESTRUCTURAL

NOMBRE DEL PROYECTO:

"CÁLCULO, DISEÑO Y COMPARACIÓN COSTO-BENEFICIO DE DOS ALTERNATIVAS ESTRUCTURALES DE UN PASO PEATONAL EN LA AUTOPISTA CUENCA-AZOGUEZ, SECTOR EL DESCANSO"

CONTENIDO:

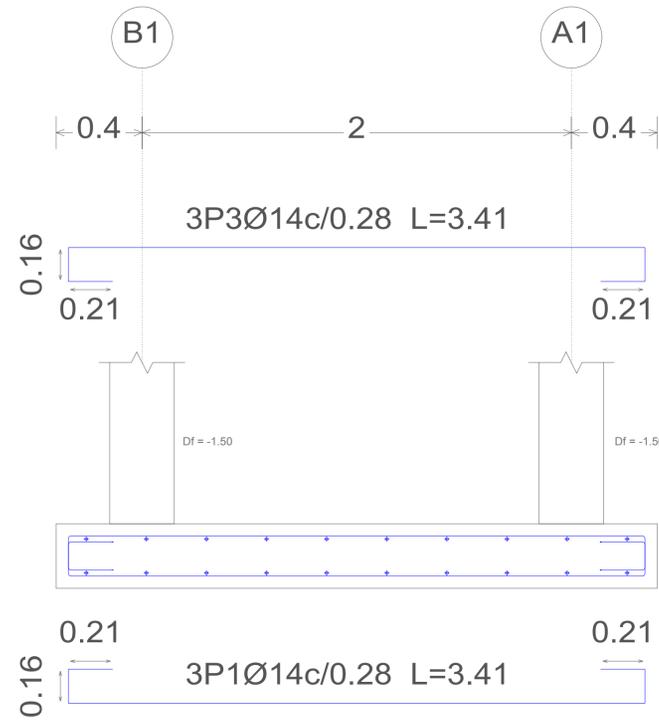
- LOSA MACIZA, DESCANSO 3 N+5.74, ARMADO LONGITUDINAL INFERIOR
- LOSA MACIZA, DESCANSO 3 N+5.74, ARMADO TRANSVERSAL INFERIOR
- LOSA MACIZA, DESCANSO 3 N+5.74, ARMADO LONGITUDINAL SUPERIOR
- LOSA MACIZA, DESCANSO 3 N+5.74, ARMADO TRANSVERSAL SUPERIOR
- TABLA DE ACEROS

ESCALA: LAS INDICADAS

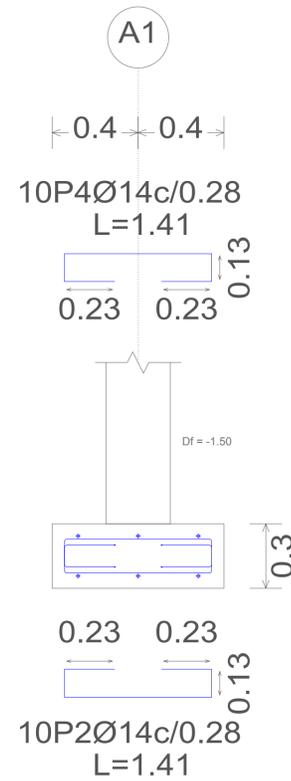
FECHA: JULIO 2019

LÁMINA:
43/48

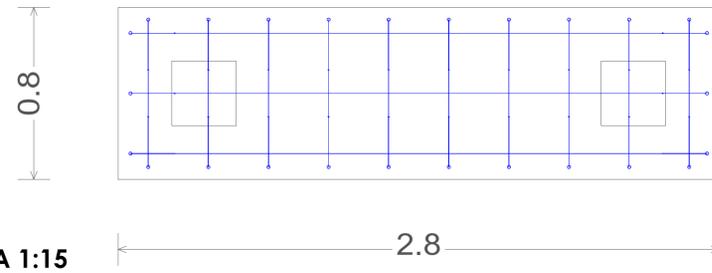
DESPIECE DE ZAPATAS, A1 - B1



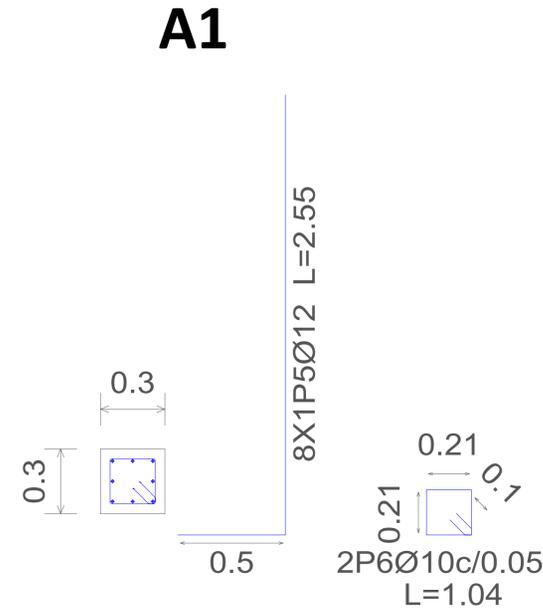
ESCALA 1:15



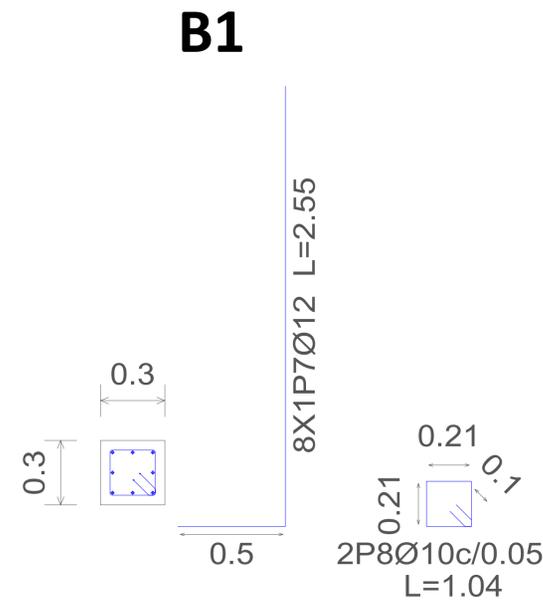
ESCALA 1:15



ESCALA 1:15



ESCALA 1:15



ESCALA 1:15

| Elemento | Pos. | Diám. | No. | Long. (m) | Total (m) | Grado 60 (kg) |
|------------|------|-------|-----|-----------|-----------|---------------|
| (A1-B1) | 1 | Ø14 | 3 | 3.41 | 10.23 | 12.4 |
| | 2 | Ø14 | 10 | 1.41 | 14.1 | 17.0 |
| | 3 | Ø14 | 3 | 3.41 | 10.23 | 12.4 |
| | 4 | Ø14 | 10 | 1.41 | 14.1 | 17.0 |
| | 5 | Ø12 | 8 | 2.55 | 20.4 | 18.1 |
| | 6 | Ø10 | 2 | 1.04 | 2.08 | 1.3 |
| | 7 | Ø12 | 8 | 2.55 | 20.4 | 18.1 |
| | 8 | Ø10 | 2 | 1.04 | 2.08 | 1.3 |
| Total+10%: | | | | | | 107.4 |
| | | | | | | Ø10: 2.9 |
| | | | | | | Ø12: 39.8 |
| | | | | | | Ø14: 64.7 |
| | | | | | | Total: 107.4 |

| Resumen Acero Fundación | Long. total (m) | Peso+10% (kg) | Total |
|-------------------------|-----------------|---------------|-------|
| Grado 60 | Ø10 | 29.1 | 20 |
| | Ø12 | 646.6 | 631 |
| | Ø14 | 340.6 | 453 |
| | Ø14 | | 1104 |

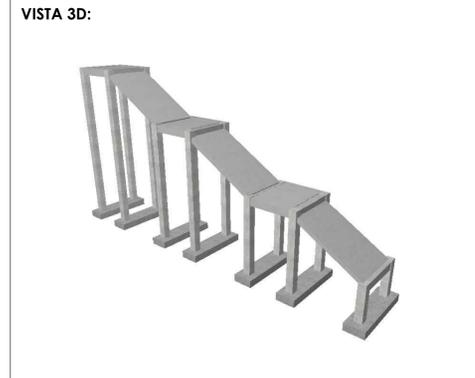
ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

NORMAS UTILIZADAS
 AISI s100-2007 (LRFD), ANSI/AISC 360-10 (LRFD) ACI 318-(S)11
 NEC 2011, NEC-SE-14 AISC-2010(ASD 89/LRFD86) Y AWS-99

HORMIGÓN:
 A)- Tamaño máximo del árido para fundiciones <= 30 mm
 B)- Hormigón después de 28 días de fabricación debe ser la Resistencia a la compresión $f_c = 300 \text{ kg/cm}^2$ o mayor (Entre losas de cubierta impermeabilizado con aditivos al 100%).

ACERO DE REFUERZO:
 A)- Varillas Corrugadas, Resistencia a la fluencia debe ser $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$ o mayor
 B)- Refuerzo transversal anclar con ganchos de 135° (Vigas y Columnas)
 C)- El primer estribo en vigas colocar a no más de 5cm del elemento de apoyo
 D)- Los traslapes deben cumplir con el código ACI 318-(S)11
 E)- Recubrimiento del refuerzo:
 - Losas: 2.5 cm
 - Vigas y Columnas: 4 cm
 - Hormigón expuesto a la acción del suelo: 7.5 cm

PERFILES METÁLICOS
 Acero estructural-perfiles metálicos. La resistencia a la fluencia debe ser $f_y = 2520 \text{ kg/cm}^2$ o mayor. Juntas soldadas. Deberan cumplir con las especificaciones del código AWS. Para aceros tipo ASTM A-36 ó A-50. Las uniones soldadas deberán ser de cordón continuo y de penetración completa.




AUTORES:
 SEGUNDO ESTEBAN CANDO MOLINA JORGE EDUARDO PINTADO ZAMBRANO

REVISIÓN TÉCNICA:

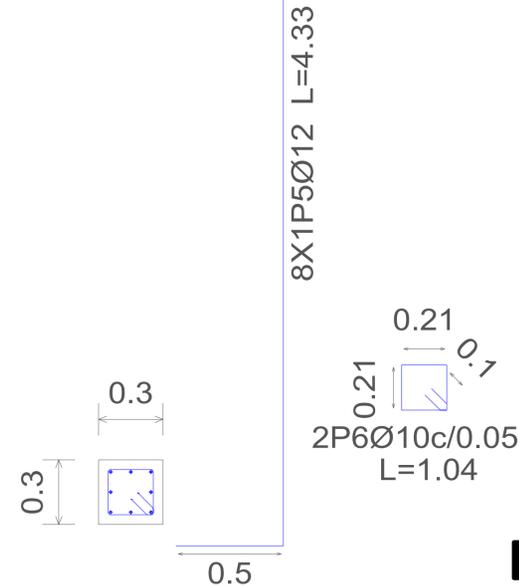
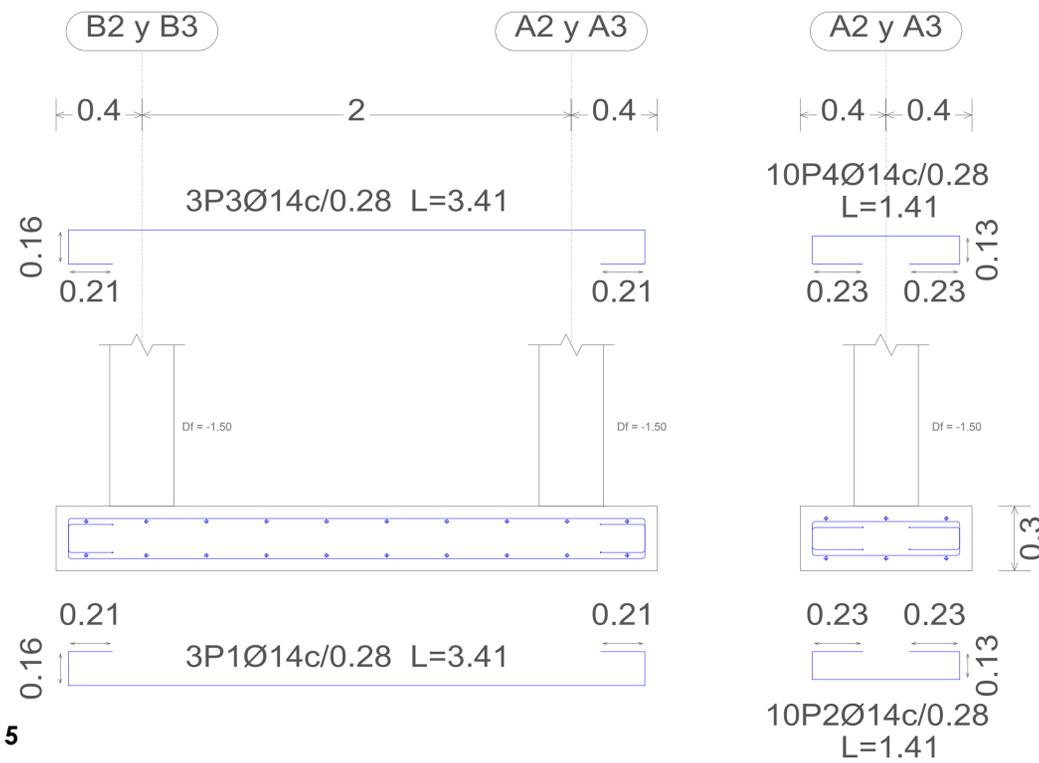
ESTEBAN CANDO & JORGE PINTADO
DISEÑO ESTRUCTURAL

NOMBRE DEL PROYECTO:
 "CÁLCULO, DISEÑO Y COMPARACIÓN COSTO-BENEFICIO DE DOS ALTERNATIVAS ESTRUCTURALES DE UN PASO PEATONAL EN LA AUTOPISTA CUENCA-AZOGUEZ, SECTOR EL DESCANSO"

CONTENIDO:
 - DESPIECE DE ZAPATAS, A1 - B1
 - TABLA DE ACEROS

DESPIECE DE ZAPATAS, A2 - B2 Y A3 - B3

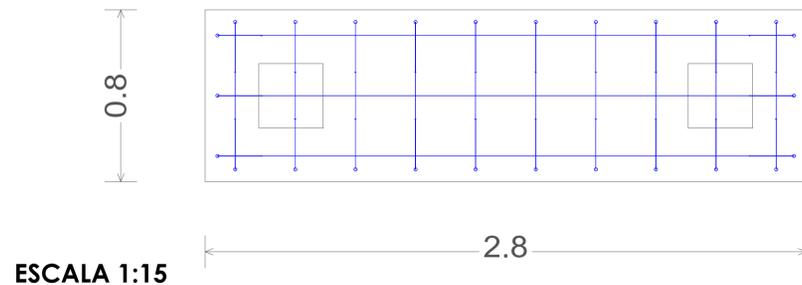
A2 y A3



ESCALA 1:15

ESCALA 1:15

B2 y B3



ESCALA 1:15

8X1P7Ø12 L=4.33

ESCALA 1:15

| Elemento | Pos. | Diám. | No. | Long. (m) | Total (m) | Grado 60 (kg) |
|-----------------|------|-------|-----|-----------|-----------|---------------|
| (A2-B2)=(A3-B3) | 1 | Ø14 | 3 | 3.41 | 10.23 | 12.4 |
| | 2 | Ø14 | 10 | 1.41 | 14.1 | 17.0 |
| | 3 | Ø14 | 3 | 3.41 | 10.23 | 12.4 |
| | 4 | Ø14 | 10 | 1.41 | 14.1 | 17.0 |
| | 5 | Ø12 | 8 | 4.33 | 34.64 | 30.8 |
| | 6 | Ø10 | 2 | 1.04 | 2.08 | 1.3 |
| | 7 | Ø12 | 8 | 4.33 | 34.64 | 30.8 |
| | 8 | Ø10 | 2 | 1.04 | 2.08 | 1.3 |
| Total+10%: | | | | | 135.3 | |
| (x2): | | | | | 270.6 | |
| | | | | | Ø10: | 5.8 |
| | | | | | Ø12: | 135.4 |
| | | | | | Ø14: | 129.4 |
| | | | | | Total: | 270.6 |

| Resumen Acero Fundación | Long. total (m) | Peso+10% (kg) | Total |
|-------------------------|-----------------|---------------|-------|
| Grado 60 Ø10 | 29.1 | 20 | |
| Ø12 | 646.6 | 631 | |
| Ø14 | 340.6 | 453 | 1104 |

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

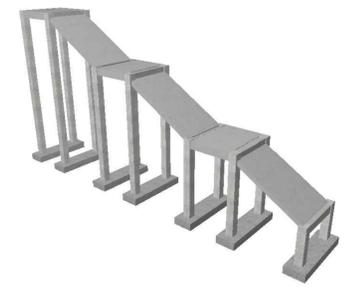
NORMAS UTILIZADAS
 AISI s100-2007 (LRFD), ANSI/AISC 360-10 (LRFD) ACI 318-(S)11
 NEC 2011, NEC-SE-14 AISC-2010(ASD 89/LRFD86) Y AWS-99

HORMIGÓN:
 A)- Tamaño máximo del árido para fundiciones <= 30 mm
 B)- Hormigón después de 28 días de fabricado debe ser la Resistencia a la compresión $f_c = 300 \text{ kg/cm}^2$ o mayor (Entre losas de cubierta impermeabilizado con aditivos al 100%).

ACERO DE REFUERZO:
 A)- Varillas Corrugadas, Resistencia a la fluencia debe ser $f_y = 4.200 \text{ kg/cm}^2$ o mayor
 B)- Refuerzo transversal anclar con ganchos de 135° (Vigas y Columnas)
 C)- El primer estribo en vigas colocar a no más de 5cm del elemento de apoyo
 D)- Los traslapes deben cumplir con el código ACI 318-(S)11
 E)- Recubrimiento del refuerzo:
 - Losas: 2.5 cm
 - Vigas y Columnas: 4 cm
 - Hormigón expuesto a la acción del suelo: 7.5 cm

PERFILES METÁLICOS
 Acero estructural-perfiles metálicos. La resistencia a la fluencia debe ser $f_y = 2520 \text{ kg/cm}^2$ o mayor. Juntas soldadas. Deberan cumplir con las especificaciones del código AWS. Para aceros tipo ASTM A-36 ó A-50. Las uniones soldadas deberán ser de cordón continuo y de penetración completa.

VISTA 3D:



AUTORES:
 SEGUNDO ESTEBAN CANDO MOLINA JORGE EDUARDO PINTADO ZAMBRANO

REVISIÓN TÉCNICA:

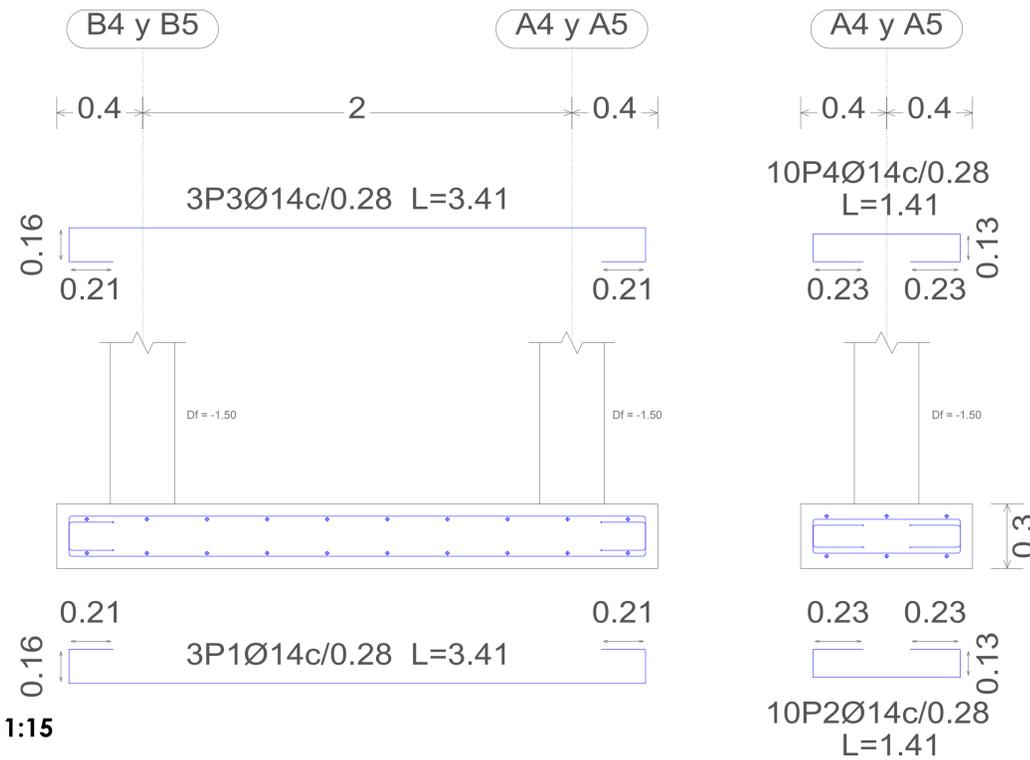
ESTEBAN CANDO & JORGE PINTADO
DISEÑO ESTRUCTURAL

NOMBRE DEL PROYECTO:
 "CÁLCULO, DISEÑO Y COMPARACIÓN COSTO-BENEFICIO DE DOS ALTERNATIVAS ESTRUCTURALES DE UN PASO PEATONAL EN LA AUTOPISTA CUENCA-AZOGUEZ, SECTOR EL DESCANSO"

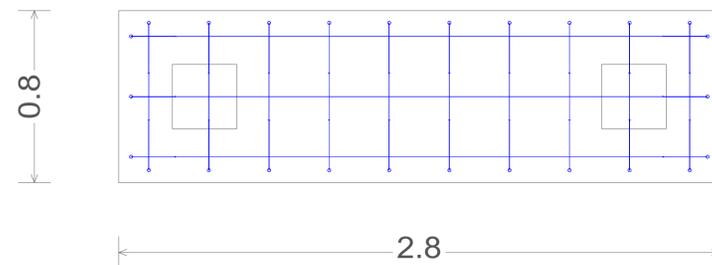
CONTENIDO:
 - DESPIECE DE ZAPATAS, A2 - B2, A3 - B3
 - TABLA DE ACEROS

DESPIECE DE ZAPATAS, A4 - B4 Y A5 - B5

A4 y A5

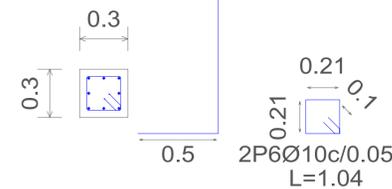


ESCALA 1:15



ESCALA 1:15

ESCALA 1:20

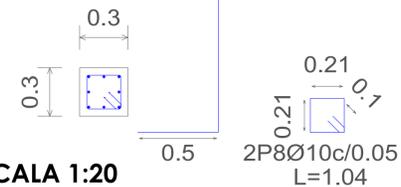


B4 y B5

8X1P5Ø12 L=6.31

8X1P7Ø12 L=6.31

ESCALA 1:20



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

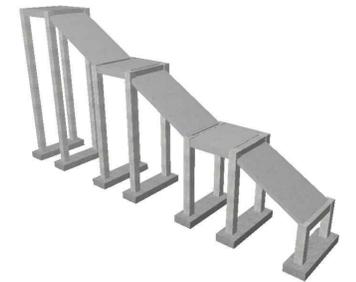
NORMAS UTILIZADAS
 AISI s100-2007 (LRFD), ANSI/AISC 360-10 (LRFD) ACI 318-(S)11
 NEC 2011, NEC-SE-14 AISC-2010(ASD 89/LRFD86) Y AWS-99

HORMIGÓN:
 A)- Tamaño máximo del árido para fundiciones <= 30 mm
 B)- Hormigón después de 28 días de fabricado debe ser la Resistencia a la compresión $f_c = 300 \text{ kg/cm}^2$ o mayor (Entre losas de cubierta impermeabilizado con aditivos al 100%).

ACERO DE REFUERZO:
 A)- Varillas Corrugadas, Resistencia a la fluencia debe ser $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$ o mayor
 B)- Refuerzo transversal anclar con ganchos de 135° (Vigas y Columnas)
 C)- El primer estribo en vigas colocar a no más de 5cm del elemento de apoyo
 D)- Los traslapes deben cumplir con el código ACI 318-(S)11
 E)- Recubrimiento del refuerzo:
 - Losas: 2.5 cm
 - Vigas y Columnas: 4 cm
 - Hormigón expuesto a la acción del suelo: 7,5 cm

PERFILES METÁLICOS
 Acero estructural-perfiles metálicos. La resistencia a la fluencia debe ser $f_y = 2520 \text{ kg/cm}^2$ o mayor. Juntas soldadas. Deberan cumplir con las especificaciones del código AWS. Para aceros tipo ASTM A-36 ó A-50. Las uniones soldadas deberán ser de cordón continuo y de penetración completa.

VISTA 3D:



AUTORES:

SEGUNDO ESTEBAN CANDO MOLINA JORGE EDUARDO PINTADO ZAMBRANO

REVISIÓN TÉCNICA:

ESTEBAN CANDO & JORGE PINTADO

DISEÑO ESTRUCTURAL

NOMBRE DEL PROYECTO:

"CÁLCULO, DISEÑO Y COMPARACIÓN COSTO-BENEFICIO DE DOS ALTERNATIVAS ESTRUCTURALES DE UN PASO PEATONAL EN LA AUTOPISTA CUENCA-AZOGUEZ, SECTOR EL DESCANSO"

CONTENIDO:

- DESPIECE DE ZAPATAS, A4 - B4, A5 - B5
- TABLA DE ACEROS

ESCALA: LAS INDICADAS

FECHA: JULIO 2019

LÁMINA:

46/48

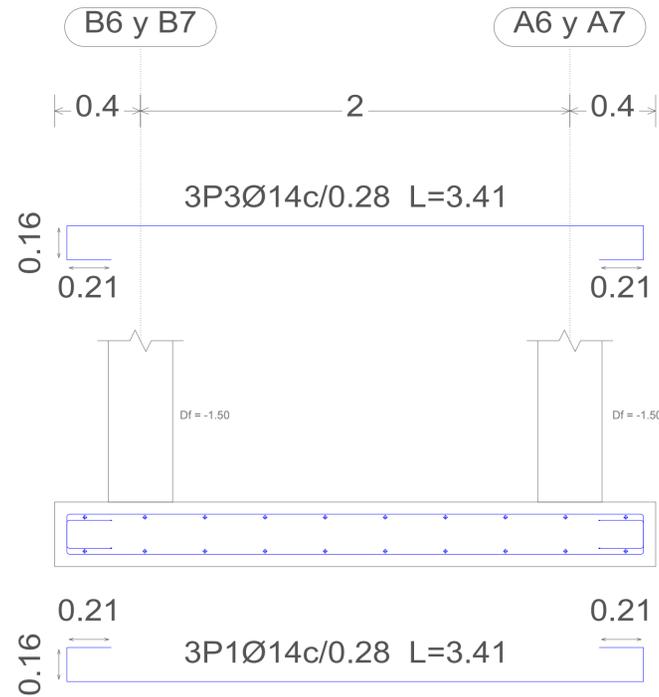
| Elemento | Pos. | Diám. | No. | Long. (m) | Total (m) | Grado 60 (kg) |
|-----------------|------|-------|-----|-----------|-----------|---------------|
| (A4-B4)=(A5-B5) | 1 | Ø14 | 3 | 3.41 | 10.23 | 12.4 |
| | 2 | Ø14 | 10 | 1.41 | 14.1 | 17.0 |
| | 3 | Ø14 | 3 | 3.41 | 10.23 | 12.4 |
| | 4 | Ø14 | 10 | 1.41 | 14.1 | 17.0 |
| | 5 | Ø12 | 8 | 6.31 | 50.48 | 44.8 |
| | 6 | Ø10 | 2 | 1.04 | 2.08 | 1.3 |
| | 7 | Ø12 | 8 | 6.31 | 50.48 | 44.8 |
| | 8 | Ø10 | 2 | 1.04 | 2.08 | 1.3 |
| Total+10% (x2): | | | | | 166.1 | |
| | | | | | 332.2 | |
| | | | | | Ø10: | 5.8 |
| | | | | | Ø12: | 197.0 |
| | | | | | Ø14: | 129.4 |
| Total: | | | | | | 332.2 |

| Resumen Acero Fundación | Long. total (m) | Peso+10% (kg) | Total |
|-------------------------|-----------------|---------------|-------|
| Despiece fundación | | | |
| Grado 60 Ø10 | 29.1 | 20 | |
| Ø12 | 646.6 | 631 | |
| Ø14 | 340.6 | 453 | 1104 |

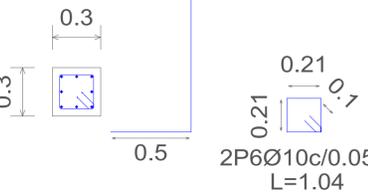
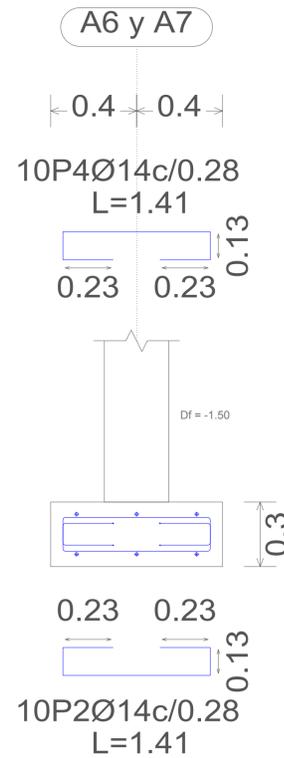
DESPIECE DE ZAPATAS, A6 - B6 Y A7 - B7

A6 y A7

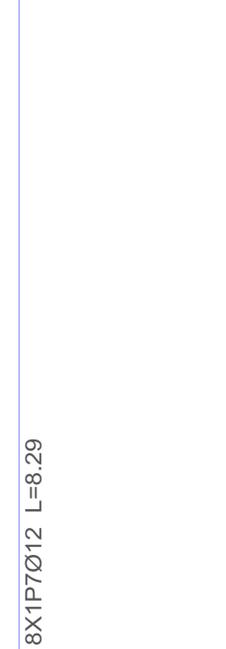
B6 y B7



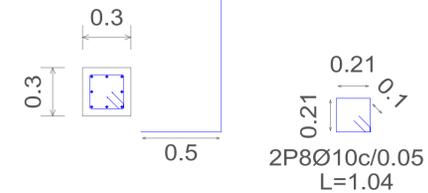
ESCALA 1:15



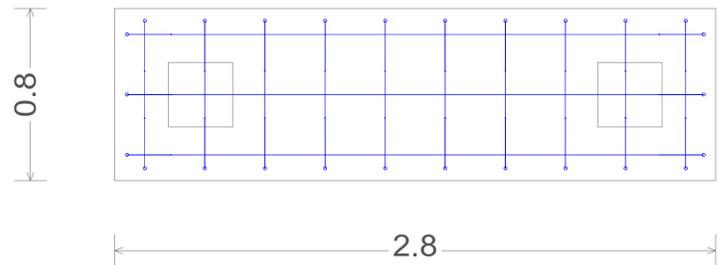
ESCALA 1:20



ESCALA 1:15



ESCALA 1:20



| Elemento | Pos. | Diám. | No. | Long. (m) | Total (m) | Grado 60 (kg) |
|-----------------|------|-------|-----|-----------|-----------|---------------|
| (A6-B6)=(A7-B7) | 1 | Ø14 | 3 | 3.41 | 10.23 | 12.4 |
| | 2 | Ø14 | 10 | 1.41 | 14.1 | 17.0 |
| | 3 | Ø14 | 3 | 3.41 | 10.23 | 12.4 |
| | 4 | Ø14 | 10 | 1.41 | 14.1 | 17.0 |
| | 5 | Ø12 | 8 | 8.29 | 66.32 | 58.9 |
| | 6 | Ø10 | 2 | 1.04 | 2.08 | 1.3 |
| | 7 | Ø12 | 8 | 8.29 | 66.32 | 58.9 |
| | 8 | Ø10 | 2 | 1.04 | 2.08 | 1.3 |
| Total+10%: | | | | | 197.1 | |
| (x2): | | | | | 394.2 | |
| | | | | | Ø10: | 5.6 |
| | | | | | Ø12: | 259.2 |
| | | | | | Ø14: | 129.4 |
| Total: | | | | | 394.2 | |

| Resumen Acero Fundación | Long. total (m) | Peso+10% (kg) | Total |
|-------------------------|-----------------|---------------|-------|
| Grado 60 | Ø10 | 29.1 | 20 |
| | Ø12 | 646.6 | 631 |
| | Ø14 | 340.6 | 453 |
| | | | 1104 |

8X1P5Ø12 L=8.29

8X1P7Ø12 L=8.29

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

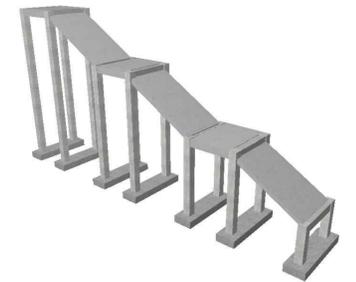
NORMAS UTILIZADAS
 AISI 100-2007 (LRFD), ANSI/AISC 360-10 (LRFD) ACI 318-(S)11
 NEC 2011, NEC-SE-14 AISC-2010(ASD 89/LRFD86) Y AWS-99

HORMIGÓN:
 A)- Tamaño máximo del árido para fundiciones <= 30 mm
 B)- Hormigón después de 28 días de fabricado debe ser la Resistencia a la compresión f'c = 300 kg/cm² o mayor (Entre losas de cubierta impermeabilizado con aditivos al 100%).

ACERO DE REFUERZO:
 A)- Varillas Corrugadas, Resistencia a la fluencia debe ser fy = 4.200 kg/cm² o mayor
 B)- Refuerzo transversal anclar con ganchos de 135° (Vigas y Columnas)
 C)- El primer estribo en vigas colocar a no más de 5cm del elemento de apoyo
 D)- Los traslapes deben cumplir con el código ACI 318-(S)11
 E)- Recubrimiento del refuerzo:
 - Losas: 2.5 cm
 - Vigas y Columnas: 4 cm
 - Hormigón expuesto a la acción del suelo: 7.5 cm

PERFILES METÁLICOS
 Acero estructural-perfiles metálicos. La resistencia a la fluencia debe ser fy= 2520kg/cm2 o mayor. Juntas soldadas. Deberan cumplir con las especificaciones del código AWS. Para aceros tipo ASTM A-36 ó A-50. Las uniones soldadas deberán ser de cordón continuo y de penetración completa.

VISTA 3D:



AUTORES:

SEGUNDO ESTEBAN CANDO MOLINA JORGE EDUARDO PINTADO ZAMBRANO

REVISIÓN TÉCNICA:

ESTEBAN CANDO & JORGE PINTADO

DISEÑO ESTRUCTURAL

NOMBRE DEL PROYECTO:

"CÁLCULO, DISEÑO Y COMPARACIÓN COSTO-BENEFICIO DE DOS ALTERNATIVAS ESTRUCTURALES DE UN PASO PEATONAL EN LA AUTOPISTA CUENCA-AZOGUEZ, SECTOR EL DESCANSO"

CONTENIDO:

- DESPIECE DE ZAPATAS, A6 - B6, A7 - B7
- TABLA DE ACEROS

ESCALA: LAS INDICADAS

FECHA: JULIO 2019

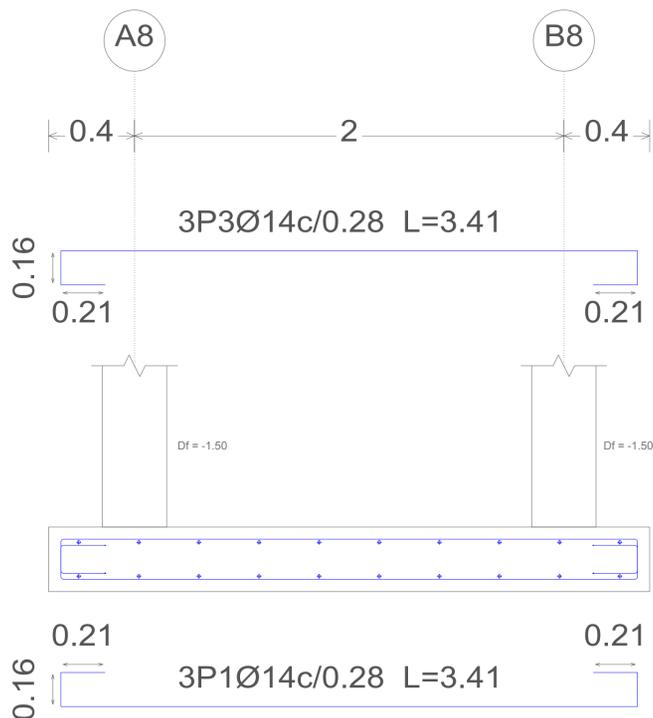
LÁMINA:

47/48

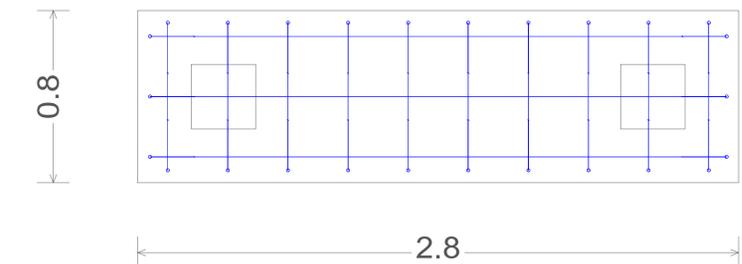
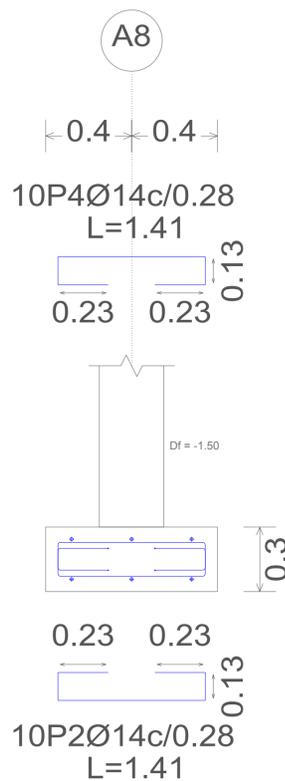
DESPIECE DE ZAPATAS, A8 - B8

A8

B8



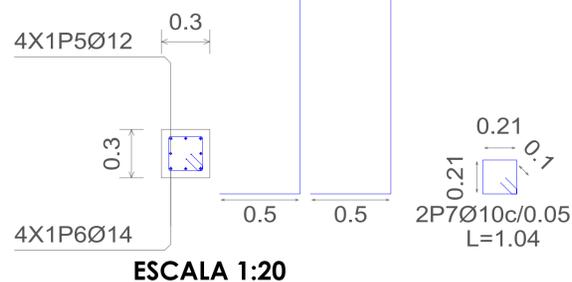
ESCALA 1:15



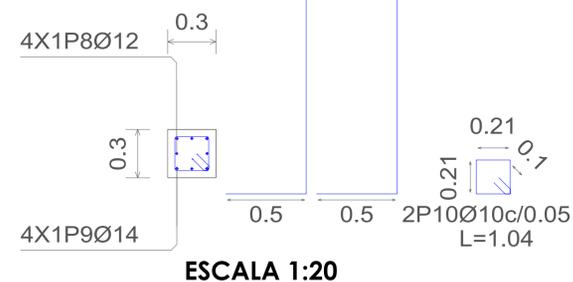
ESCALA 1:15

| Elemento | Pos. | Diám. | No. | Long. (m) | Total (m) | Grado 60 (kg) |
|------------|------|-------|-----|-----------|-----------|---------------|
| (A8-B8) | 1 | Ø14 | 3 | 3.41 | 10.23 | 12.4 |
| | 2 | Ø14 | 10 | 1.41 | 14.1 | 17.0 |
| | 3 | Ø14 | 3 | 3.41 | 10.23 | 12.4 |
| | 4 | Ø14 | 10 | 1.41 | 14.1 | 17.0 |
| | 5 | Ø12 | 4 | 10.27 | 41.08 | 36.5 |
| | 6 | Ø14 | 4 | 10.33 | 41.32 | 49.9 |
| | 7 | Ø10 | 2 | 1.04 | 2.08 | 1.3 |
| | 8 | Ø12 | 4 | 10.27 | 41.08 | 36.5 |
| | 9 | Ø14 | 4 | 10.33 | 41.32 | 49.9 |
| | 10 | Ø10 | 2 | 1.04 | 2.08 | 1.3 |
| Total+10%: | | | | | | 257.6 |
| Ø10: | | | | | | 2.8 |
| Ø12: | | | | | | 80.3 |
| Ø14: | | | | | | 174.5 |
| Total: | | | | | | 257.6 |

| Resumen Acero Fundación | Long. total (m) | Peso+10% (kg) | Total | |
|-------------------------|-----------------|---------------|-------|-----|
| Grado 60 | Ø10 | 4.2 | 3 | |
| | Ø12 | 82.2 | 80 | |
| | Ø14 | 131.3 | 174 | 257 |



ESCALA 1:20



ESCALA 1:20

4X1P5Ø12 L=10.27

4X1P6Ø14 L=10.33

4X1P8Ø12 L=10.27

4X1P9Ø14 L=10.33

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

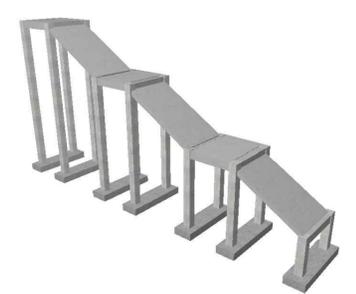
NORMAS UTILIZADAS
 AISI s100-2007 (LRFD), ANSI/AISC 360-10 (LRFD) ACI 318-(S)11
 NEC 2011, NEC-SE-14 AISC-2010(ASD 89/LRFD86) Y AWS-99

HORMIGÓN:
 A)- Tamaño máximo del árido para fundiciones <= 30 mm
 B)- Hormigón después de 28 días de fabricado debe ser la Resistencia a la compresión $f_c = 300 \text{ kg/cm}^2$ o mayor (Entre losas de cubierta impermeabilizado con aditivos al 100%).

ACERO DE REFUERZO:
 A)- Varillas Corrugadas, Resistencia a la fluencia debe ser $f_y = 4.200 \text{ kg/cm}^2$ o mayor
 B)- Refuerzo transversal anclar con ganchos de 135° (Vigas y Columnas)
 C)- El primer estribo en vigas colocar a no más de 5cm del elemento de apoyo
 D)- Los traslapes deben cumplir con el código ACI 318-(S)11
 E)- Recubrimiento del refuerzo:
 - Losas: 2.5 cm
 - Vigas y Columnas: 4 cm
 - Hormigón expuesto a la acción del suelo: 7.5 cm

PERFILES METÁLICOS
 Acero estructural-perfiles metálicos. La resistencia a la fluencia debe ser $f_y = 2520 \text{ kg/cm}^2$ o mayor. Juntas soldadas. Deberan cumplir con las especificaciones del código AWS. Para aceros tipo ASTM A-36 ó A-50. Las uniones soldadas deberán ser de cordón continuo y de penetración completa.

VISTA 3D:



AUTORES:

SEGUNDO ESTEBAN CANDO MOLINA JORGE EDUARDO PINTADO ZAMBRANO

REVISIÓN TÉCNICA:

ESTEBAN CANDO & JORGE PINTADO

DISEÑO ESTRUCTURAL

NOMBRE DEL PROYECTO:

"CÁLCULO, DISEÑO Y COMPARACIÓN COSTO-BENEFICIO DE DOS ALTERNATIVAS ESTRUCTURALES DE UN PASO PEATONAL EN LA AUTOPISTA CUENCA-AZOGUEZ, SECTOR EL DESCANSO"

CONTENIDO:

- DESPIECE DE ZAPATAS, A8, B8
- TABLA DE ACEROS

ESCALA: LAS INDICADAS

FECHA: JULIO 2019