



UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA
UNIDAD ACADÉMICA DE INGENIERÍA, INDUSTRIA Y CONSTRUCCIÓN
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

Diseño de un puente peatonal en arco sobre el río Machángara
que une a las parroquias Checa con Chiquintad

Trabajo de titulación previo a la obtención del Título de Ingeniero Civil

AUTOR:

Héctor Xavier Calle Urgilés

DIRECTOR:

Ing. Juan Medardo Solá Quintuña

CUENCA
2018

RESUMEN

El presente proyecto de titulación, se basa en el cálculo y dimensionamiento de un puente peatonal metálico en arco, cuya zona de implantación es el límite entre las parroquias de Checa y Chiquintad (sobre el río Machángara). El desarrollo de este proyecto tiene como fin resolver dificultades de movilización de esa población; que, no cuentan con una estructura que vincule dichas parroquias.

El desarrollo general del diseño, se encuentra basado en normas técnicas nacionales e internacionales tales como: Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), American Association of State Highway (AASHTO), American Institute of Steel Construction (AISC), Norma Ecuatoriana Vial (NEVI), entre otras.

El proyecto se ejecutó en dos fases, una de campo y de oficina. En el trabajo en campo, se utilizó como respaldo equipos de alta tecnología para la recolección de datos. En oficina, además de los cálculos manuales, se procedió a utilizar ciertas herramientas computacionales tales como: SAP 2000, HEC RAS, HEC HMS, Civil3D, ArcGis y el paquete básico de Office.

Los estudios aplicados para la concepción del proyecto son: topografía, estudio de suelos, estudio hidrológico, modelación hidráulica, socavación, y los diseños estructurales en general.

Cabe mencionar, que una vez sustentado el proyecto de titulación, el resultado se entregará al GAD Parroquial de Chiquintad para su ejecución.

PALABRAS CLAVE: PUENTE EN ARCO, PUENTE PEATONAL, ANÁLISIS SÍSMICO, DISEÑO ESTRUCTURAL.

ABSTRACT

The present project of getting a title, bases in the calculation and sizing of a metallic pedestrian bridge in arc, whose zone of implantation is the limit between the parishes of Checa and Chiquintad (on the River Machángara). The development of this project has the purpose of resolving mobilization difficulties of this population that do not have a structure that links these parishes.

The general development of the design, is based on national and international technical standards such as: Ecuadorian construction standard (NEC), American Association of State Highway (AASHTO), American Institute of Steel Construction (AISC), Ecuadorean Road Standard (NEVI), among other.

The project was executed in two phases, one of field and office. In the field work, high-tech equipment was used as backup to collect data. In the office, in addition to the manual calculations, we proceeded to use certain computational tools such as: SAP 2000, HEC RAS, HEC HMS, Civil3D, ArcGis and the basic Office package.

The studies applied for the conception of the project are: topography, soil study, hydrological study, hydraulic modeling, scour, and structural designs in general.

It is worth mentioning that once the titling project has been sustained, the result will be delivered to the Parish Council of Chiquintad for execution.

KEY WORDS: BRIDGE IN ARC, PEDESTRIAN BRIDGE, SEISMIC ANALYSIS, STRUCTURAL DESIGN.



ÍNDICE GENERAL

| | |
|--|----|
| RESUMEN | 2 |
| ABSTRACT | 3 |
| DECLARACIÓN | 13 |
| CERTIFICACIÓN..... | 14 |
| EPÍGRAFE..... | 15 |
| DEDICATORIA..... | 16 |
| AGRADECIMIENTO | 17 |
| INTRODUCCIÓN..... | 18 |
| CAPITULO 1 GENERALIDADES | 20 |
| 1.1 DEFINICIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO..... | 20 |
| 1.2 ALCANCE | 20 |
| 1.3 JUSTIFICACIÓN..... | 21 |
| 1.4 OBJETIVOS..... | 21 |
| 1.4.1 GENERAL | 21 |
| 1.4.2 ESPECÍFICOS | 21 |
| 1.5 METODOLOGÍA..... | 22 |
| 1.6 LIMITACIONES..... | 22 |
| 1.7 SUMARIO..... | 22 |
| CAPITULO 2 TOPOGRAFIA | 25 |
| 2.1 TRABAJO DE CAMPO..... | 25 |
| 2.2 TRABAJO DE OFICINA..... | 26 |
| 2.2.1 GENERACIÓN DE CURVAS DE NIVEL..... | 31 |
| 2.2.2 SECCIONES TRANSVERSALES..... | 31 |
| CAPITULO 3 ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO | 33 |
| 3.1 CARACTERÍSTICAS DEL RÍO MACHANGARA | 33 |
| 3.2 HIDROLOGIA | 33 |
| 3.2.1 PLUVIOGRAFICA..... | 33 |
| 3.2.2 CARTOGRAFIA | 35 |
| 3.2.3 CARACTERISTICA DE LA CUENCA HIDROGRAFICA | 36 |
| 3.3 CÁLCULO DE LA PRECIPITACIÓN MÁXIMA..... | 37 |



| | | |
|---|--|----|
| 3.3.1 | ANÁLISIS DE FRECUENCIAS | 37 |
| 3.3.2 | PARÁMETROS ESTADÍSTICOS | 37 |
| 3.3.3 | CÁLCULOS PARA CADA ESTACIÓN | 39 |
| 3.3.4 | AREA DE LA CUENCA | 42 |
| 3.3.5 | PRECIPITACIÓN MÁXIMA | 43 |
| 3.4 | CÁLCULO DEL CAUDAL MÁXIMO | 44 |
| 3.4.1 | PROPIEDADES FISICAS | 44 |
| 3.4.2 | PROPIEDADES METEREOLÓGICAS | 46 |
| 3.4.3 | CAUDAL MÁXIMO | 47 |
| 3.5 | CRECIDA MAXIMA | 47 |
| 3.5.1 | GEOMETRIA DEL RÍO | 47 |
| 3.5.2 | INTRODUCCION DEL CAUDAL MAXIMO | 48 |
| 3.5.3 | CRECIDA MAXIMA EN LA SECCION DE EMPLAZAMIENTO DEL PUENTE..... | 48 |
| 3.5.4 | RESULTADOS FINALES..... | 49 |
| CAPITULO 4 ESTUDIO DE SUELOS | | 51 |
| 4.1 | GRANULOMETRIA..... | 51 |
| 4.1.1 | TIPO DE GRAVA SEGÚN EL SUCS | 53 |
| 4.2 | CALCULO DE PESO ESPECÍFICO | 54 |
| 4.2.1 | METODO DEL PICNOMETRO (ARENA)..... | 54 |
| 4.2.2 | METODO DEL PICNOMETRO (GRAVA) | 55 |
| 4.3 | CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO..... | 55 |
| 4.4 | RESULTADOS DE LA CARGA ÚLTIMA | 56 |
| CAPITULO 5 SOCAVACION | | 58 |
| 5.1 | METODO DE LEVEDIEV | 58 |
| 5.1.1 | SECCION A SER ANALIZADA | 58 |
| 5.1.2 | TIRANTE (H) | 58 |
| 5.1.3 | GASTO DE DISEÑO (N) | 59 |
| 5.1.4 | DIAMETRO MEDIO DE LOS GRANOS DEL FONDO (dm) | 59 |
| 5.1.5 | COEFICIENTE β | 60 |
| 5.1.6 | COEFICIENTE X | 60 |
| CAPITULO 6 CÁLCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL | | 63 |
| 6.1 | CRITERÍOS DE DISEÑO..... | 63 |
| 6.1.1 | CLASIFICACION DE LOS PUENTES | 63 |



| | | |
|--------------|--|----|
| 6.1.2 | TIPOS DE CARGAS | 64 |
| 6.1.2.1 | CARGAS VERTICALES | 64 |
| 6.1.2.1.1 | CARGA VIVA | 64 |
| 6.1.2.1.2 | CARGA MUERTA | 64 |
| 6.1.2.2 | CARGAS LONGITUDINALES | 65 |
| 6.1.2.2.1 | CARGA DE VIENTO | 65 |
| 6.1.2.2.2 | CARGA SISMICA..... | 68 |
| 6.1.2.2.2.1 | DETERMINACIÓN DEL FACTOR Z..... | 68 |
| 6.1.2.2.2.2 | TIPOS DE PERFILES DE SUELOS PARA EL DISEÑO SÍSMICO | 70 |
| 6.1.2.2.2.3 | COEFICIENTES DE PERFIL DE SUELO FA, FD Y FS. | 71 |
| 6.1.2.2.2.4 | ESPECTRO ELÁSTICO HORIZONTAL DE DISEÑO EN ACELERACIONES. | 72 |
| 6.1.2.2.2.5 | METODOLOGÍA DEL DISEÑO SISMO RESISTENTE – COEFICIENTE DE IMPORTANCIA I..... | 75 |
| 6.1.2.2.2.6 | CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL..... | 75 |
| 6.1.2.2.2.7 | REGULARIDAD EN PLANTA Y ELEVACIÓN..... | 77 |
| 6.1.2.2.2.8 | IRREGULARIDADES Y COEFICIENTES DE CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL | 77 |
| 6.1.2.2.2.9 | IRREGULARIDADES Y COEFICIENTES DE CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL | 79 |
| 6.1.2.2.2.10 | PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO DEL DBF | 79 |
| 6.1.3 | COMBINACION DE CARGAS..... | 83 |
| 6.1.4 | CORTANTE MAXIMA | 83 |
| 6.1.4.1 | CÁLCULO DE CORTANTE MÁXIMA | 83 |
| 6.1.4.2 | RESISTENCIA DE CORTE DE LA AISC 360 | 84 |
| 6.1.4.3 | RESISTENCIA DE CORTE EN CONCRETO | 85 |
| 6.1.5 | DISEÑO A FLEXIÓN EN HORMIGÓN ARMADO | 85 |
| 6.1.6 | DESARROLLO DE GANCHOS ESTÁNDAR EN TRACCIÓN..... | 86 |
| 6.1.7 | DESARROLLO DE BARRAS CORRUGADAS Y DE ALAMBRES CORRUGADOS A TRACCIÓN | 86 |
| 6.1.8 | DEFLEXIONES EN LAS VIGAS..... | 87 |
| 6.1.9 | WX MODULO DE LA SECCIÓN EN LA FLEXIÓN | 87 |
| 6.1.10 | DISEÑO DE LAS BARANDAS LATERALES..... | 88 |
| 6.1.11 | ARRIOSTRAMIENTOS..... | 89 |



| | | |
|----------|--|-----|
| 6.1.11.1 | RESTRICCIONES EN LOS EXTREMOS Y LONGITUD EFECTIVA DE UNA COLUMNA | 90 |
| 6.1.11.2 | RESISTENCIA A COMPRESIÓN. | 91 |
| 6.1.11.3 | RESISTENCIA A FLEXIÓN | 92 |
| 6.1.12 | PERFILES ESTRUCTURALES PARA DIMENSIONAMIENTO DE LA ESTRUCTURA | 92 |
| 6.1.13 | TENSION DEL ACERO | 96 |
| 6.1.14 | CONEXIONES ATORNILLADAS | 96 |
| 6.1.14.1 | SEPARACIÓN MÍNIMA | 96 |
| 6.1.14.2 | SEPARACIÓN AL BORDE | 96 |
| 6.1.14.3 | SEPARACIÓN MÁXIMA Y DISTANCIAS AL BORDE | 97 |
| 6.1.15 | CONEXIONES SOLDADAS | 98 |
| 6.1.15.1 | SOLDADURA DE FILETE | 98 |
| 6.1.15.2 | TAMAÑO MÍNIMO DE LA SOLDADURA | 99 |
| 6.1.15.3 | TAMAÑO MÁXIMO DE LA SOLDADURA | 99 |
| 6.1.16 | DIMENSIONAMIENTO DE MUROS DE RETENCIÓN | 99 |
| 6.1.16.1 | PRESION ACTIVA DE TIERRA DE COULOMB | 100 |
| 6.1.16.2 | PRESIÓN ACTIVA DE TIERRA PARA CONDICIONES SÍSMICAS. | 102 |
| 6.2 | DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA | 108 |
| 6.2.1 | ANCHO DEL PUENTE | 108 |
| 6.2.2 | DISEÑO DE TABLERO | 108 |
| 6.3 | CALCULO DE VIGAS DE TERCER ORDEN | 115 |
| 6.4 | CALCULO DE VIGAS DE SEGUNDO ORDEN | 118 |
| 6.5 | CALCULO DE VIGAS DE LOS APOYOS | 121 |
| 6.6 | CALCULO DE LOS ARRIOSTRAMIENTOS | 123 |
| 6.7 | CONEXIONES EMPERNADAS | 126 |
| 6.8 | CONEXIONES SOLDADAS | 127 |
| 6.9 | CALCULO DEL ARCO TRIARTICULADO | 128 |
| 6.9.1 | PERFIL TOPOGRAFICO | 128 |
| 6.9.2 | DIMENSIONES DEL ARCO | 128 |
| 6.9.3 | ECUACIÓN DE LA PARÁBOLA | 128 |
| 6.10 | DISEÑO DEFINITIVO | 129 |
| 6.10.1 | FUERZAS ACTUANTES | 129 |
| 6.10.1.1 | CARGA VIVA | 129 |



| | | |
|---|---|-----|
| 6.10.1.2 | CARGA DE VIENTO | 129 |
| 6.10.1.3 | CARGA DE SISMO | 129 |
| 6.11 | MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA EN SAP2000 | 132 |
| 6.11.1 | COMPROBACIÓN DE LAS SECCIONES EN SAP 2000..... | 132 |
| 6.12 | CALCULO DE BARANDAS LATERALES..... | 133 |
| 6.12.1 | CALCULO DE TUBO ESTRUCTURAL CUADRADO..... | 133 |
| 6.13 | CALCULO DE PASAMANOS | 136 |
| CAPÍTULO 7: CÁLCULO DE LA SUB ESTRUCTURA..... | | 138 |
| 7.1 | CALCULO DE LOS MUROS DE RETENCION. | 138 |
| 7.1.1 | PREDIMENSIONAMIENTO DEL MURO DE RETENCION | 138 |
| 7.2 | APLICACIÓN DE CARGAS..... | 138 |
| 7.3 | PROPIEDADES DE RELLENO..... | 139 |
| 7.4 | CALCULO DE PRESION ACTIVA | 139 |
| 7.4.1 | CALCULO POR ESTABILIDAD (NO SISMICO) | 139 |
| 7.4.2 | CALCULO POR DISEÑO (NO SISMICO) | 139 |
| 7.4.3 | CALCULO POR ESTABILIDAD (SISMICO)..... | 140 |
| 7.4.4 | CALCULO POR DISEÑO (SISMICO)..... | 140 |
| 7.5 | CALCULO DE VUELCO | 140 |
| 7.5.1 | FUERZAS DE VUELCO..... | 140 |
| 7.5.1.1 | MOMENTOS HORIZONTALES | 140 |
| 7.5.1.2 | MOMENTOS VERTICALES | 140 |
| 7.5.2 | CALCULO AL DESLIZAMIENTO..... | 142 |
| 7.6 | DISEÑO DEL CUERPO DEL MURO | 142 |
| 7.7 | DISEÑO DEL TALON DEL MURO..... | 143 |
| 7.8 | DISEÑO DEL PIE DEL MURO | 145 |
| 7.9 | DISEÑO DE APOYOS. | 147 |
| RESULTADOS | | 149 |
| CONCLUSIONES..... | | 150 |
| RECOMENDACIONES | | 151 |
| BIBLIOGRAFÍA | | 152 |
| ANEXOS..... | | 153 |



INDICE DE IMÁGENES

| | |
|---|-----|
| Imagen 1: Mapa de la Parroquia de Chiquintad | 20 |
| Imagen 2: Levantamiento topográfico..... | 25 |
| Imagen 3: Levantamiento topográfico..... | 25 |
| Imagen 4: Mojones georreferencia | 26 |
| Imagen 5: Lugar de emplazamiento | 26 |
| Imagen 6: Captura pantalla generación curvas de nivel..... | 31 |
| Imagen 7: Perfil del terreno para implementación del proyecto | 32 |
| Imagen 8: Precipitaciones Vs Fechas; Chanlud Labrado Saucay..... | 33 |
| Imagen 9: Cartografía de la cuenca del río Machángara | 35 |
| Imagen 10: Características de la Cuenca Hidrográfica de la cuenca del río Machángara.... | 36 |
| Imagen 11: Probabilidad acumulada de la distribución normal estándar | 38 |
| Imagen 12: Polígonos de Thiessen | 43 |
| Imagen 13: Hietograma Precipitaciones..... | 47 |
| Imagen 14: Geometría del río Machángara modelado con la herramienta HEC RAS..... | 48 |
| Imagen 15: Modelado de secciones con su crecida máxima..... | 48 |
| Imagen 16: Sección transversal del río en el lugar de emplazamiento del puente | 49 |
| Imagen 17: Lugar de emplazamiento | 51 |
| Imagen 18: Curva Granulométrica | 53 |
| Imagen 19: Sección socavada..... | 61 |
| Imagen 20: Sección socavada vs Sección Actual..... | 62 |
| Imagen 21: Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z. | 68 |
| Imagen 22: Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño. | 73 |
| Imagen 23 Configuraciones estructurales recomendadas..... | 76 |
| Imagen 24: Configuraciones estructurales no recomendadas..... | 76 |
| Imagen 25: Coeficientes de irregularidad en planta. | 77 |
| Imagen 26: Coeficientes de irregularidad en elevación..... | 78 |
| Imagen 27: Cortante máxima en estructuras de acero..... | 83 |
| Imagen 28: Esfuerzos y deformaciones en la viga | 85 |
| Imagen 29: Esquema general del tipo de barandas a elegirse para el proyecto..... | 88 |
| Imagen 30: Esquema general de cargas sobre barandas..... | 89 |
| Imagen 31: Predimensionamiento de columnas en acero..... | 90 |
| Imagen 32: factor k para la longitud efectiva | 91 |
| Imagen 33: Fluencia del acero..... | 96 |
| Imagen 34: a) Soldadura de filete para junta te. b) Soldadura de filete para junta traslapada. C) Dimensión en la garganta para área mínima de cortante..... | 98 |
| Imagen 35: Dimensiones aproximadas para varias componentes de muros de retención para revisiones iniciales de estabilidad..... | 100 |
| Imagen 36: Presión activa de Coulomb..... | 101 |
| Imagen 37: obtención de la Ecuación 45..... | 102 |



| | |
|---|-----|
| Imagen 38 fuerzas que actúan sobre un muro en voladizo..... | 104 |
| Imagen 39 Revisión por deslizamiento a lo largo de la base..... | 106 |
| Imagen 40 Revisión de falla por capacidad de carga | 107 |
| Imagen 41: Madera a utilizar en el proyecto | 110 |
| Imagen 42: Momento máximo – Diseño de tablero | 113 |
| Imagen 43: Diagrama de Momentos en la madera | 113 |
| Imagen 44: Diagrama de Cortante en la madera | 113 |
| Imagen 45: Viga de tercer orden | 116 |
| Imagen 46: Diagrama de momentos de la viga de tercer orden | 116 |
| Imagen 47: Diagrama de cortante de la viga de tercer orden | 117 |
| Imagen 48: Deflexión máxima en viga de tercer orden..... | 117 |
| Imagen 49: Sección calculada para vigas de tercer orden | 118 |
| Imagen 50: Dibujo de la viga de segundo orden | 119 |
| Imagen 51: Diagrama de Momentos | 119 |
| Imagen 52: Diagrama de Cortante..... | 119 |
| Imagen 53: Deflexión Máxima en viga de segundo orden..... | 120 |
| Imagen 54: sección calculada para viga de segundo orden | 120 |
| Imagen 55:Diagrama de Momentos Viga en los apoyos | 121 |
| Imagen 56: Diagrama de Cortante..... | 122 |
| Imagen 57: Deflexión Máxima en viga de segundo orden..... | 122 |
| Imagen 58: sección calculada para viga en los apoyos. | 123 |
| Imagen 59: Arriostramientos entre arcos principales | 124 |
| Imagen 60: Sección de los arriostramientos | 126 |
| Imagen 61: vista en planta de las uniones emperradas entre la madera y la placa soldada a la viga de tercer orden | 126 |
| Imagen 62: conexión soldada entre placa y perfil de viga de tercer orden | 127 |
| Imagen 63: Perfil topográfico de la zona de implementación del proyecto | 128 |
| Imagen 64: Modelación en Sap 2000 de la superestructura | 132 |
| Imagen 65: Comprobación de las secciones en Sap 2000 | 132 |
| Imagen 66: Esquema general, cálculo de barandas | 133 |
| Imagen 67: Esquema general, cálculo de tubo estructural | 133 |
| Imagen 68: Sección de perfil seleccionado para baranda..... | 134 |
| Imagen 69: Esquema general para el cálculo cortante | 135 |
| Imagen 70: Esquema general, cálculo de pasamanos..... | 136 |
| Imagen 71: Sección de perfil seleccionado para pasamanos | 137 |
| Imagen 72: sección de pasamanos..... | 137 |
| Imagen 73: Muro de retención..... | 138 |
| Imagen 74: Fuerzas en el muro..... | 141 |
| Imagen 75: Diseño del cuerpo del muro..... | 143 |
| Imagen 76: Diseño del pie del muro..... | 146 |
| Imagen 77: Forma de Neopreno | 147 |



INDICE DE TABLAS

| | |
|--|----|
| Tabla 1: Puntos tomados en campo (levantamiento topográfico) | 31 |
| Tabla 2: Registro pluviométrico quebrada Chanlud..... | 34 |
| Tabla 3: Registro pluviométrico quebrada Labrado | 34 |
| Tabla 4: Registro pluviométrico quebrada Saucay..... | 35 |
| Tabla 5: Cálculos estadísticos estación Saucay | 39 |
| Tabla 6: Cálculos estadístico T=100 años | 39 |
| Tabla 7: Cálculos estadísticos T=50 años | 40 |
| Tabla 8: Cálculos estadísticos estación Labrado | 40 |
| Tabla 9: Cálculos estadístico T=100 años | 40 |
| Tabla 10: Cálculos estadístico T=50 años | 41 |
| Tabla 11: Cálculos estadísticos estación Chanlud..... | 41 |
| Tabla 12: Cálculos estadístico T=100 años | 42 |
| Tabla 13: Cálculos estadístico T=50 años | 42 |
| Tabla 14: Precipitaciones para un periodo de retorno de 100 años | 44 |
| Tabla 15: Precipitaciones para un periodo de retorno de 50 años | 44 |
| Tabla 16: Números de curva de escorrentía para usos selectos de tierra agrícola, suburbana y urbana (condiciones antecedentes a II, Ia-2.0 S)..... | 46 |
| Tabla 17: Resultados programa HEC HMS | 47 |
| Tabla 18: Cuadro resumen de resultados obtenidos de estudios | 50 |
| Tabla 19: Tabla granulométrica de material tomado in situ..... | 52 |
| Tabla 20: Capacidad portante del suelo..... | 56 |
| Tabla 21: Resultados de la carga última..... | 57 |
| Tabla 22: Geometría de sección río Machángara – Emplazamiento del modelo | 58 |
| Tabla 23: Diámetro medio de los granos del fondo del río Machángara | 59 |
| Tabla 24: Gasto de diseño – coeficiente β | 60 |
| Tabla 25: Coeficiente x para suelos no cohesivos | 60 |
| Tabla 26: Alturas socavadas del modelo | 61 |
| Tabla 27: Densidades para diferentes materiales | 65 |
| Tabla 28: Coeficiente de corrección σ | 66 |
| Tabla 29: Determinación del factor de forma C_f | 67 |
| Tabla 30: Determinación del Coeficiente de entorno/altura C_e | 67 |
| Tabla 31: Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada. | 69 |
| Tabla 32: Poblaciones ecuatorianas y valor del factor Z | 69 |
| Tabla 33: Clasificación de los perfiles de suelo. | 71 |
| Tabla 34: Tipo de suelo y Factores de sitio F_a | 71 |
| Tabla 35: Tipo de suelo y Factores de sitio F_d | 72 |
| Tabla 36: Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo F_s | 72 |
| Tabla 37: Tipo de uso, destino e importancia de la estructura. | 75 |
| Tabla 38: C_f y α para la determinación de T | 81 |
| Tabla 39: Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles..... | 82 |



| | |
|--|-----|
| Tabla 40: Coeficiente R para sistemas estructurales de ductilidad limitada. | 82 |
| Tabla 41: Tubo estructural cuadrado | 93 |
| Tabla 42: Correas G..... | 94 |
| Tabla 43: Poste estructural | 95 |
| Tabla 44. Distancia mínima al borde del centro del agujero estándar al borde de la parte conectada, mm | 97 |
| Tabla 45: Valor D para cálculo de la garganta | 99 |
| Tabla 46: Clasificación de madera para estructuras | 108 |
| Tabla 47: Clasificación de la madera por densidad y dureza | 109 |
| Tabla 48: Esfuerzos admisibles para estructuras de madera | 109 |
| Tabla 49: Módulo de elasticidad para estructuras de madera..... | 110 |
| Tabla 50: Propiedades físicas de la madera a usarse en el proyecto | 111 |
| Tabla 51: Propiedades mecánicas de la madera a usarse en el proyecto..... | 111 |
| Tabla 52: Coordenadas del arco triarticulado..... | 129 |

DECLARACIÓN

Yo, HÉCTOR XAVIER CALLE URGILÉS, declaro bajo juramento que el trabajo aquí descrito es de mi autoría; que no ha sido previamente presentado para ningún grado o calificación profesional; y, que he consultado la totalidad de las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento, y eximo expresamente a la UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA y a sus representantes legales de posibles reclamos o acciones legales.

La UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA, puede hacer uso de los derechos correspondientes a este trabajo, según lo establecido por la ley de propiedad intelectual, por su reglamento y normatividad institucional vigente.

.....

Autor: Héctor Xavier Calle Urgilés.

C.I: 0105448450

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por Héctor Xavier Calle Urgilés, bajo mi supervisión; y, ha sido revisado y orientado durante su ejecución, por lo que certifico que el presente documento, se sujeta a las normas de investigación de la Carrera de Ingeniería Civil, de la Unidad Académica de Ingeniería, Industria y Construcción, por lo que está expedito para su sustentación.

Cuenca, diciembre 2017

.....

Tutor: Ing. Juan Medardo Solá Quintuña

CI: 0102613148



EPÍGRAFE

“Los científicos estudian el mundo tal como es; los ingenieros crean el mundo que nunca ha sido”.

- Theodore Von Karman



DEDICATORIA

En primer lugar, a Dios quien me dio la vida, y ha sido mi fortaleza en momentos que he decaído durante este camino.

A la mujer que lucho conmigo día a día mi madre quería Luz Juanita Urgilés Urgilés.

Al pilar de mi familia el hombre que se encargó de guiarme como hombre de bien mi padre Héctor Calle.

A mi familia, amigos y todos mis catedráticos que me fueron formando año tras año y que luego de un gran trabajo estoy logrando esta meta tan deseada.

Xavier Calle.

Cuenca, enero de 2018

AGRADECIMIENTO

A mi familia, compañeros de trabajo, amigos que han brindado un granito de arena en este trabajo de investigación.

Al Ing. Msc. Juan Medardo Sola Quintuña por su apoyo en la dirección de este trabajo de titulación previo a la obtención del título de ingeniero civil.

A todos los profesores de la Universidad por impartirme sus conocimientos.

A la Universidad Católica de Cuenca por brindarnos todos los conocimientos necesarios para poder ser unos profesionales de excelencia.

Xavier Calle.

Cuenca, enero de 2018

INTRODUCCIÓN

La ingeniería civil trabaja en ramas como: vialidad, estructural, entre otros, cuyo fin es atender las necesidades que las personas tienen a partir de problemas naturales o artificiales.

El objetivo de las vías de comunicación, es principalmente consolidar el intercambio comercial, cultural y social que se puede generar entre las poblaciones, cuyo fin es el crecimiento logrando de esta manera un mejor estándar de vida para las personas que se benefician de estas obras.

En Cuenca, provincia del Azuay, al sur oeste del centro de la ciudad, se encuentran las parroquias de Checa y Chiquintad, las mismas que se encuentran separadas por el río Machángara. Actualmente cuentan con un puente carrosable a unos 800 metros del lugar que beneficia a la comunidad en cuanto a la comunicación; sin embargo, el mismo colapsa vialmente en días de alto tráfico causando esto inconveniente a los usuarios ya que dicho puente, no es netamente carrosable sino de uso mixto; poniendo de esta manera en riesgo la vida de los peatones.

Para resolver el problema antes planteado, desde una visión ingenieril, se debe proceder a construir un nuevo puente; el mismo que sería solamente de uso peatonal.

Para la construcción y diseño de un puente peatonal en arco combinado en acero, hormigón y madera deben cubrir un conjunto de variables para dar la función de seguridad y cumplir con las necesidades que la población necesite.

El diseño del puente, se realiza en el campo del arco triarticulado en acero; su funcionamiento, análisis de cargas, dimensionamiento, etc. El estudio de puentes peatonales considera las propiedades de todos los materiales que comprenden la infraestructura global (acero, madera, hormigón, etc.), los mismos que serán analizados detenidamente conforme el proyecto siga su marcha.

El presente proyecto de titulación, trabajará en función al cálculo, diseño y aplicación de un puente peatonal triarticulado que, uniendo las dos parroquias, dará solución al problema, brindando seguridad y beneficio a la población que se encuentra en la actualidad afectada.

La concepción del presente proyecto, conlleva trabajo en campo y procesamiento en oficina; el trabajo realizado en campo contempla los siguientes estudios: levantamiento topográfico, estudio de suelos, estudio hidrológico e hidráulico, socavación; finalmente se realizará en oficina el cálculo y diseño estructural.

Luego de finalizado el trabajo ingenieril, se proporcionará a la parte interesada el diseño del puente peatonal triarticulado, la misma que se encargará de la planificación y ejecución del proyecto que se implementará en la parroquia Chiquintad, del Cantón Cuenca.

CAPITULO 1 GENERALIDADES

1.1 DEFINICIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO

Este proyecto se realizará en la parroquia Chiquintad ubicada en el Cantón Cuenca que consta con una población de 4826 habitantes y con una superficie de 9358,3 hectáreas según información de la página web principal de la parroquia (Chiquintad, 2018).

El puente será diseñado sobre el río Machángara que separa a la Parroquia de Chiquintad con la Parroquia de Checa perteneciente al Cantón Cuenca esta consta con una población de 2741 habitantes y una superficie de 62.81Km², y se encuentra ubicada a 2°48'48.63" en su latitud Sur y a 79°00'11.76" de longitud Oeste



Imagen 1: Mapa de la Parroquia de Chiquintad

Fuente: Google Earth 2018, parroquia Chiquintad (Earth, 2018)

1.2 ALCANCE

El presente proyecto tiene como alcance realizar el diseño de un puente peatonal en arco sobre el río Machángara que une a las parroquias Checa con Chiquintad, siguiendo los lineamientos para este fin según normas nacionales e internacionales.

Además, se utilizarán programas computacionales tales como: SAP 2000, HEC RAS, HEC HMS, CIVIL 3D, ASDIP Retain; los mismos que servirán para el cálculo y comprobación de ciertos parámetros necesarios para terminar con el diseño.

1.3 JUSTIFICACIÓN

Con el desarrollo de este proyecto se logrará unir la parroquia de Chiquintad con la parroquia de Checa de una manera segura para los peatones logrando facilitar así sus actividades diarias, el presente proyecto propone un puente peatonal en arco que se acople con las necesidades actuales y futuras de estas comunidades, de esta manera mejorar la calidad de vida de los moradores y visitantes de la zona.

En esta investigación se tomará en cuenta conceptos de topografía, socavación, estudios de suelos, hidrológicos e hidráulicos, estructurales de puentes peatonales en arcos, historia y datos más que serán relevantes para el proceso.

El tiempo de investigación se dividirá en dos etapas macro, la primera será en una etapa misma de estudios en el lugar (estudios de campo), y la segunda con estos estudios enfocados a diseñar el puente en arco ya con los datos obtenidos en la primera etapa.

1.4 OBJETIVOS

1.4.1 GENERAL

Diseñar un puente peatonal en arco sobre el río Machángara que una las parroquias Checa con Chiquintad.

1.4.2 ESPECÍFICOS

- Desarrollar un marco teórico que pueda servir como guía para futuros diseños en espacios de similares características
- Describir nociones preliminares y generales, en cuanto a la construcción de puentes, además de dejar claro las cargas y combinaciones de cargas que este tipo de estructuras necesitan para su cálculo y diseño
- Realizar el levantamiento topográfico según las características que el terreno lo amerita, el mismo que ayudará a reconocer el lugar a implementar el proyecto
- Procesar la información topográfica determinada en campo para, en escritorio, delimitar la sección de implementación de la estructura
- Tomar muestras, y analizar en laboratorio, el tipo y la calidad de suelo del sector para determinar parámetros básicos para el diseño de la estructura
- Realizar el estudio hidrológico e hidráulico, con herramientas computacionales, según lo que es necesario para continuar con el diseño estructural
- Analizar la socavación que tendrá la estructura
- Calcular y diseñar el puente en arco. El mismo que tendrá una combinación de materiales como: madera, acero y hormigón armado
- Comprobar el diseño, mediante modelamiento estructural en una herramienta computacional

1.5 METODOLOGÍA

La guía principal para el diseño estructural del puente peatonal, se encuentra basado en la normativa ecuatoriana de la construcción NEC-15. Además, se utilizan normativas internacionales como la AASHTO y la AISC. El estudio además se hará según la guía de libros, artículos, ensayos y otros documentos que ayudarán a aclarar la concepción del diseño.

Una vez recolectada la información necesaria en campo, se procederá a realizar el trabajo de escritorio, para el cual se utilizarán algunas herramientas computacionales como lo son: CIVILCAD 3D, ETABS, EXCEL, HEC HMS, HEC RAS y ArcGIS.

El programa Excel será el que contenga toda la información procedente de campo, que será la base para el modelamiento topográfico en el programa CIVILCAD 3D. En cuanto a la modelación hidrológica e hidráulica, se realizará con la ayuda del programa HEC HMS para la determinación del caudal máximo, mientras que la modelación se la realizará en el programa HEC RAS.

Luego del uso de estas herramientas computacionales, se realizará de manera manual, cada uno de los cálculos según lo estipula cada una de las normativas utilizadas, y según el tipo de material al que se refiera.

Finalmente, el estudio se comprobará con la ayuda de la herramienta computacional ETABS, en donde se ingresará de manera integral el diseño de la estructura y se determinará si cumple o no con las exigencias mínimas que este tipo de estructura exige según los requerimientos del problema que se planteó inicialmente.

1.6 LIMITACIONES

El presente trabajo tiene ciertas limitaciones que impiden que el mismo sea diseñado de manera más extensa. De manera general, la

1.7 SUMARIO

- **CAPITULO 1 ANTECEDENTES**
En el capítulo 1 se realiza una introducción al proyecto, en cuanto a la necesidad que actualmente las comunidades cercanas tienen ante la falta de un puente peatonal que las conecte. Posteriormente, se presentan los antecedentes que inciden en la realización de este trabajo: planteamiento del problema, alcance y justificación del mismo. Luego se plantean los objetivos, generales y específicos, a los que se llegará conforme se desarrolle el trabajo. La metodología del mismo, es un punto de partida para determinar cómo se van a



obtener datos de campo, para posteriormente diseñar la estructura. El presente capítulo se organiza como sigue:

- Planteamiento, alcance y justificación del problema.
- Objetivos: general y específicos
- Metodología
- Sumario

- **CAPITULO 2 ESTUDIO TOPOGRÁFICO**

En este capítulo, se describe el procedimiento realizado para obtener toda la información topográfica del terreno sobre el cual se implementará el puente.

Este capítulo se desarrolló en dos fases:

- Trabajo de campo: in situ se procedió a tomar los datos necesarios para el debido estudio topográfico
- Trabajo de escritorio: modelación de terreno en donde se implementará el proyecto

- **CAPITULO 3 ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO**

En el capítulo 3, se realizó el análisis estadístico de información con precipitaciones de años anteriores según datos de ETAPA EP. Se realizó este estudio con ayuda de programas computacionales como HEC RAS, HEC HMS y ArcGIS. El estudio hidrológico e hidráulico determina la crecida máxima del río.

- **CAPITULO 4 ESTUDIO DE SUELOS**

En el capítulo 4, mediante el estudio en laboratorio de calicatas tomadas en campo se determinaron propiedades específicas de este material tales como: granulometría, pesos específicos, entre otros. Con esta información se encontró la capacidad portante del suelo para cálculos posteriores.

- **CAPITULO 5 SOCAVACIÓN**

En este capítulo 5, se pretende determinar la nueva sección socavada producida por el arrastre de material que nos ayudará para diseños de estribos en el capítulo siguiente. Esta determinación se logró con información obtenida en el capítulo 4.

- **CAPÍTULO 6 DISEÑO ESTRUCTURAL**

En el capítulo 6, se encuentra descrito de manera objetiva y resumida, todos los cálculos realizados para el diseño estructural íntegro del puente peatonal que es objeto del presente trabajo de titulación. El diseño se encuentra concebido según



normativas nacionales y extranjeras específicas para este tipo de diseño. El capítulo, se subdivide como se detalla a continuación:

- Diseño de la superestructura
 - Diseño de la subestructura
-
- **CAPITULO 7 COMPROBACIÓN DE DISEÑO MEDIANTE SAP2000**
En el capítulo 7, se procede a la modelación de la superestructura en acero mediante la herramienta computacional SAP 2000, la misma que probará el cumplimiento de secciones antes pre dimensionadas para que las mismas se encuentren dentro de los parámetros exigidos por las normativas consideradas al inicio del presente proyecto.
-
- **CAPITULO 8 RESULTADOS Y DISCUSIÓN**
El capítulo 8 expone las diferentes etapas que se manejaron para obtener como resultado el diseño integral de la estructura planteada. En primer lugar, los resultados se enfocan de la recolección de datos obtenidos en campo para tener una serie de información, que sirvió como punto de partida para el diseño estructural. La siguiente parte del capítulo, se destina al diseño en sí del puente peatonal, y además la comprobación del mismo mediante la herramienta computacional SAP 2000.
-
- **CAPITULO 9 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**
En el capítulo 9, se encuentran descritas las conclusiones obtenidas a partir de la metodología, recolección, procesamiento y diseño final de la estructura diseñada como resultado de este trabajo de investigación. Además, se presentan todas las recomendaciones para, en un futuro, complementar el diseño actual. Los subcapítulos que forman parte de este capítulo son:
 - Conclusiones y recomendaciones
 - Líneas futuras de investigación

CAPITULO 2 TOPOGRAFIA

2.1 TRABAJO DE CAMPO

El levantamiento topográfico se realizó con un GPS diferencial sokkia (RTK) un equipo de alta precisión este equipo se maneja con dos antenas, una de ellas nos sirve como base, se queda estática, la otra antena es el móvil con el cual nos vamos a transportar y a recorrer los sitios donde necesitamos la información, de esta manera se realizó la batimetría teniendo varias secciones del río que nos ayudaran en el estudio hidrológico e hidráulico.



*Imagen 2: Levantamiento topográfico
Fuente: Tesista Héctor Calle*



*Imagen 3: Levantamiento topográfico
Fuente: Tesista Héctor Calle*

Una vez terminado, entregado y aprobado el presente estudio, anterior a su construcción, se necesitará realizar un replanteo; para este hecho se colocaron dos mojones en el sitio, los mismos que están georreferenciados. Este trabajo adicional se realizó con la toma de datos topográficos.



*Imagen 4: Mojones georreferencia
Fuente: Tesista Héctor Calle*



*Imagen 5: Lugar de emplazamiento
Fuente: Tesista Héctor Calle*

2.2 TRABAJO DE OFICINA

Una vez recolectada la información en campo, para la elaboración del plano, se utilizaron 175 puntos tomados con el equipo RTK GRX2, los mismos se encuentran descritos en la siguiente Tabla 1.

Con la información detallada en la tabla anterior, se la digitalizó dentro de la herramienta computacional Civil 3D. Estos puntos se los utilizó para la obtención de un dibujo detallado, considerando: altimetría, planimetría, superficies, entre otros; el mismo que se presenta en el

| NUMERO DE PUNTO | NORTE | ESTE | ELEVACION | DESCRIPCION |
|-----------------|------------|------------|-----------|-------------|
| 1 | 9689422.65 | 722331.59 | 2670.106 | BASE TESIS |
| 2 | 9689365.84 | 722322.461 | 2673.028 | VIA |
| 3 | 9689367.27 | 722319.59 | 2672.854 | VIA |
| 4 | 9689372.49 | 722324.82 | 2671.794 | VIA |
| 5 | 9689373.61 | 722322.146 | 2671.814 | VIA |
| 6 | 9689380.71 | 722329.501 | 2670.683 | VIA |
| 7 | 9689382.07 | 722327.025 | 2670.702 | VIA |
| 8 | 9689382.05 | 722327.051 | 2670.706 | VIA |
| 9 | 9689391.29 | 722337.02 | 2669.726 | VIA |
| 10 | 9689391.67 | 722331.206 | 2669.715 | VIA |



| | | | | |
|----|------------|------------|----------|----------|
| 11 | 9689382.32 | 722319.281 | 2671.107 | TERRENO |
| 12 | 9689376.21 | 722315.537 | 2672.334 | TERRENO |
| 13 | 9689380.09 | 722308.017 | 2672.924 | TERRENO |
| 14 | 9689384.23 | 722310.526 | 2671.854 | TERRENO |
| 15 | 9689390.78 | 722303.024 | 2672.566 | TERRENO |
| 16 | 9689387.7 | 722300.528 | 2673.263 | TERRENO |
| 17 | 9689397.07 | 722298.276 | 2672.022 | TERRENO |
| 18 | 9689400.4 | 722297.233 | 2672.371 | TERRENO |
| 19 | 9689393.05 | 722339.81 | 2668.894 | CASA |
| 20 | 9689411.35 | 722342.192 | 2669.884 | TERRENO |
| 21 | 9689419.15 | 722333.692 | 2669.998 | TERRENO |
| 22 | 9689411.37 | 722349.556 | 2669.734 | CASA |
| 23 | 9689408.41 | 722384.655 | 2666.404 | CASA |
| 24 | 9689403.48 | 722405.982 | 2668.453 | CASA |
| 25 | 9689396.03 | 722409.334 | 2667.71 | TERRENO |
| 26 | 9689389.69 | 722409.98 | 2667.676 | TERRENO |
| 27 | 9689387.26 | 722422.685 | 2667.219 | TERRENO |
| 28 | 9689380.65 | 722430.269 | 2667.053 | TERRENO |
| 29 | 9689379.42 | 722436.737 | 2668.049 | TERRENO |
| 30 | 9689368 | 722437.348 | 2665.17 | TERRENO |
| 31 | 9689358.11 | 722437.427 | 2669.719 | TERRENO |
| 32 | 9689352 | 722450.583 | 2665.907 | SUPERÍOR |
| 33 | 9689353.23 | 722451.566 | 2664.565 | INFERÍOR |
| 34 | 9689380.44 | 722437.784 | 2666.71 | SUPERÍOR |
| 35 | 9689380.8 | 722438.088 | 2665.428 | INFERÍOR |
| 36 | 9689405.52 | 722409.547 | 2667.55 | SUPERÍOR |
| 37 | 9689406 | 722409.682 | 2667.029 | INFERÍOR |
| 38 | 9689405.46 | 722404.374 | 2668.521 | TERRENO |
| 39 | 9689408.63 | 722390.037 | 2668.933 | TERRENO |
| 40 | 9689411.28 | 722387.763 | 2668.383 | SUPERÍOR |
| 41 | 9689411.7 | 722387.746 | 2667.186 | INFERÍOR |
| 42 | 9689410.02 | 722370.214 | 2669.274 | TERRENO |
| 43 | 9689414.47 | 722346.351 | 2669.693 | BASE |
| 44 | 9689414.7 | 722343.870 | 2669.781 | BASE |
| 45 | 9689417.29 | 722347.945 | 2668.732 | BASE |
| 46 | 9689417.18 | 722346.577 | 2668.981 | SUPERÍOR |
| 47 | 9689418.38 | 722347.859 | 2668.442 | INFERÍOR |
| 48 | 9689418.3 | 722345.400 | 2668.82 | BASE |
| 49 | 9689415.16 | 722343.731 | 2669.779 | BASE |
| 50 | 9689409.17 | 722340.079 | 2669.874 | TERRENO |



| | | | | |
|----|------------|------------|----------|----------|
| 51 | 9689400.38 | 722334.805 | 2669.883 | TERRENO |
| 52 | 9689405.04 | 722318.632 | 2669.968 | TERRENO |
| 53 | 9689413.04 | 722320.479 | 2670.167 | TERRENO |
| 54 | 9689422.51 | 722320.872 | 2670.349 | TERRENO |
| 55 | 9689427.04 | 722323.139 | 2669.939 | SUPERÍOR |
| 56 | 9689427.86 | 722323.360 | 2668.864 | SUPERÍOR |
| 57 | 9689420.48 | 722347.384 | 2668.12 | RÍO |
| 58 | 9689422.41 | 722347.933 | 2668.055 | RÍO |
| 59 | 9689408.59 | 722331.516 | 2669.93 | TERRENO |
| 60 | 9689405.95 | 722317.808 | 2670.034 | TERRENO |
| 61 | 9689405.64 | 722301.695 | 2670.614 | TERRENO |
| 62 | 9689409.41 | 722398.143 | 2712.192 | SUPERÍOR |
| 63 | 9689409.51 | 722398.249 | 2712.422 | SUPERÍOR |
| 64 | 9689409.3 | 722397.965 | 2712.08 | INFERÍOR |
| 65 | 9689407.07 | 722408.138 | 2713.176 | D |
| 66 | 9689421.64 | 722381.169 | 2712.751 | S |
| 67 | 9689421.06 | 722380.820 | 2712.558 | INFERÍOR |
| 68 | 9689420.98 | 722380.834 | 2712.458 | INFERÍOR |
| 69 | 9689427.74 | 722371.889 | 2713.205 | S |
| 70 | 9689427.62 | 722371.504 | 2712.86 | I |
| 71 | 9689427.55 | 722371.505 | 2712.795 | IN |
| 72 | 9689433.22 | 722364.776 | 2713.381 | S |
| 73 | 9689431.74 | 722363.499 | 2713.08 | I |
| 74 | 9689431.66 | 722363.470 | 2713.043 | INFERÍOR |
| 75 | 9689436.94 | 722360.207 | 2713.462 | S |
| 76 | 9689436.1 | 722359.550 | 2713.244 | I |
| 77 | 9689436.13 | 722359.372 | 2713.174 | INFERÍOR |
| 78 | 9689441.6 | 722352.924 | 2713.628 | S |
| 79 | 9689440.47 | 722351.589 | 2713.256 | I |
| 80 | 9689440.38 | 722351.500 | 2713.064 | INFERÍOR |
| 81 | 9689441.57 | 722356.600 | 2714.115 | EST |
| 82 | 9689439.58 | 722357.822 | 2714.017 | EST |
| 83 | 9689450.13 | 722343.313 | 2713.8 | S |
| 84 | 9689449.11 | 722342.535 | 2713.44 | I |
| 85 | 9689449.1 | 722342.545 | 2713.356 | INFERÍOR |
| 86 | 9689456.46 | 722338.677 | 2714.198 | S |
| 87 | 9689454.86 | 722337.675 | 2713.572 | I |
| 88 | 9689454.7 | 722337.610 | 2713.454 | INFERÍOR |
| 89 | 9689463.46 | 722333.261 | 2714.048 | S |
| 90 | 9689462.73 | 722331.879 | 2713.741 | I |



| | | | | |
|-----|------------|------------|----------|----------|
| 91 | 9689462.48 | 722331.677 | 2713.649 | INFERÍOR |
| 92 | 9689473.1 | 722326.686 | 2714.538 | S |
| 93 | 9689472.1 | 722325.244 | 2714.046 | I |
| 94 | 9689472.08 | 722325.081 | 2714.003 | INFERÍOR |
| 95 | 9689477.99 | 722322.168 | 2714.286 | S |
| 96 | 9689477.09 | 722320.591 | 2714.214 | I |
| 97 | 9689476.95 | 722320.195 | 2713.703 | INFERÍOR |
| 98 | 9689483.25 | 722319.308 | 2714.594 | S |
| 99 | 9689482.27 | 722318.587 | 2714.424 | I |
| 100 | 9689482.19 | 722318.576 | 2714.331 | INFERÍOR |
| 101 | 9689492.24 | 722313.176 | 2715.028 | S |
| 102 | 9689489.5 | 722310.087 | 2714.637 | I |
| 103 | 9689489.37 | 722310.188 | 2714.425 | INFERÍOR |
| 104 | 9689509.04 | 722297.783 | 2715.378 | S |
| 105 | 9689507.19 | 722296.544 | 2714.455 | INFERÍOR |
| 106 | 9689425.21 | 722343.059 | 2713.881 | ESTR |
| 107 | 9689427.12 | 722341.716 | 2713.851 | ESTR |
| 108 | 9689420.9 | 722343.119 | 2714.405 | VIA |
| 109 | 9689424.7 | 722339.455 | 2714.738 | VIA |
| 110 | 9689419.01 | 722331.772 | 2714.734 | VIA |
| 111 | 9689415.39 | 722334.753 | 2714.526 | VIA |
| 112 | 9689408.98 | 722327.152 | 2714.563 | VIA |
| 113 | 9689413.15 | 722324.344 | 2714.676 | VIA |
| 114 | 9689407.61 | 722316.023 | 2714.859 | VIA |
| 115 | 9689404.6 | 722318.052 | 2714.804 | VIA |
| 116 | 9689399.76 | 722309.322 | 2715.795 | VIA |
| 117 | 9689401.83 | 722307.957 | 2715.87 | VIA |
| 118 | 9689396.26 | 722300.127 | 2717.106 | VIA |
| 119 | 9689394.03 | 722301.968 | 2717.029 | VIA |
| 120 | 9689389.98 | 722298.385 | 2718.001 | VIA |
| 121 | 9689391.79 | 722295.823 | 2718.024 | VIA |
| 122 | 9689383 | 722292.225 | 2719.671 | VIA |
| 123 | 9689380.84 | 722295.737 | 2719.578 | VIA |
| 124 | 9689374.36 | 722289.607 | 2720.869 | VIA |
| 125 | 9689368.64 | 722287.735 | 2721.535 | VIA |
| 126 | 9689367.48 | 722290.850 | 2721.427 | VIA |
| 127 | 9689409.14 | 722316.517 | 2713.99 | D |
| 128 | 9689404.89 | 722325.007 | 2713.872 | FCA |
| 129 | 9689418.19 | 722326.576 | 2713.723 | D |
| 130 | 9689423.52 | 722332.125 | 2713.818 | D |



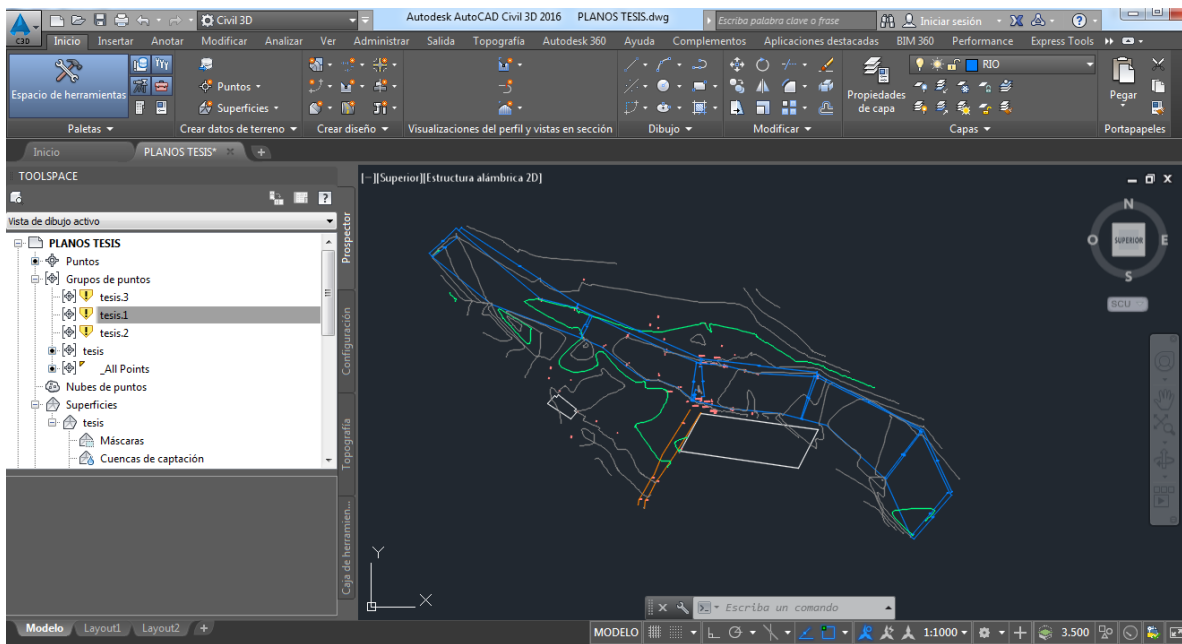
| | | | | |
|-----|------------|------------|----------|----------|
| 131 | 9689431.11 | 722325.814 | 2713.999 | D |
| 132 | 9689426.1 | 722318.358 | 2713.865 | D |
| 133 | 9689424.48 | 722300.647 | 2714.335 | D |
| 134 | 9689434.58 | 722298.375 | 2714.308 | D |
| 135 | 9689440.27 | 722306.109 | 2714.335 | D |
| 136 | 9689446.81 | 722315.447 | 2714.458 | D |
| 137 | 9689451.64 | 722307.200 | 2714.572 | D |
| 138 | 9689442.43 | 722298.267 | 2714.514 | D |
| 139 | 9689445.85 | 722289.066 | 2714.696 | PLA |
| 140 | 9689444.46 | 722286.052 | 2715.459 | PLA |
| 141 | 9689452.63 | 722283.921 | 2716.49 | PLA |
| 142 | 9689457.13 | 722285.019 | 2716.47 | PLA |
| 143 | 9689459.16 | 722291.421 | 2715.635 | D |
| 144 | 9689462.55 | 722295.953 | 2715.929 | D |
| 145 | 9689420.76 | 722343.338 | 2714.574 | FC |
| 146 | 9689413.92 | 722351.425 | 2714.499 | FC |
| 147 | 9689402.82 | 722369.017 | 2714.035 | FC |
| 148 | 9689398.58 | 722376.39 | 2713.93 | FC |
| 149 | 9689410.2 | 722364.137 | 2713.61 | S |
| 150 | 9689412.1 | 722364.756 | 2712.763 | I |
| 151 | 9689412.05 | 722364.952 | 2712.165 | INFERÍOR |
| 152 | 9689416.94 | 722355.48 | 2713.728 | S |
| 153 | 9689418.2 | 722356.16 | 2713.022 | I |
| 154 | 9689418.5 | 722356.343 | 2712.71 | INFERÍOR |
| 155 | 9689422.61 | 722346.613 | 2713.811 | S |
| 156 | 9689426.74 | 722349.059 | 2713.182 | I |
| 157 | 9689426.85 | 722349.163 | 2712.956 | INFERÍOR |
| 158 | 9689434.84 | 722337.683 | 2713.756 | S |
| 159 | 9689436.95 | 722339.938 | 2713.391 | I |
| 160 | 9689437.2 | 722339.928 | 2713.202 | INFERÍOR |
| 161 | 9689445.84 | 722325.568 | 2714.786 | S |
| 162 | 9689449.27 | 722328.531 | 2713.556 | I |
| 163 | 9689449.33 | 722328.796 | 2713.397 | INFERÍOR |
| 164 | 9689457.72 | 722316.046 | 2714.688 | S |
| 165 | 9689460.68 | 722318.625 | 2714.031 | I |
| 166 | 9689461.62 | 722319.585 | 2713.813 | INFERÍOR |
| 167 | 9689470.12 | 722307.338 | 2714.961 | S |
| 168 | 9689472.61 | 722307.960 | 2714.325 | I |
| 169 | 9689472.64 | 722307.991 | 2714.124 | INFERÍOR |
| 170 | 9689479.93 | 722301.147 | 2715.086 | S |

| | | | | |
|-----|------------|------------|----------|----------|
| 171 | 9689480.9 | 722303.611 | 2714.726 | I |
| 172 | 9689480.95 | 722303.878 | 2714.595 | INFERÍOR |
| 173 | 9689547.06 | 722255.660 | 2715.301 | S |
| 174 | 9689547.5 | 722257.125 | 2714.718 | I |
| 175 | 9689547.27 | 722257.204 | 2714.156 | INFERÍOR |

*Tabla 1: Puntos tomados en campo (levantamiento topográfico)
Fuente: Tesista Héctor Calle*

2.2.1 GENERACIÓN DE CURVAS DE NIVEL

Se ejecuta el programa Civil 3D, con los puntos obtenidos con el RTK ocupando la opción exportar puntos, se crea una superficie con intervalos de un metro de alto para ver la variación del terreno.



*Imagen 6: Captura pantalla generación curvas de nivel
Fuente: Civil 3D 2016*

2.2.2 SECCIONES TRANSVERSALES

Para el dibujo de la sección transversal se traza un eje por donde se necesita obtener el perfil, luego de esto el software genera automáticamente el mismo. En el caso del presente proyecto el resultado se muestra en la siguiente Imagen 7.

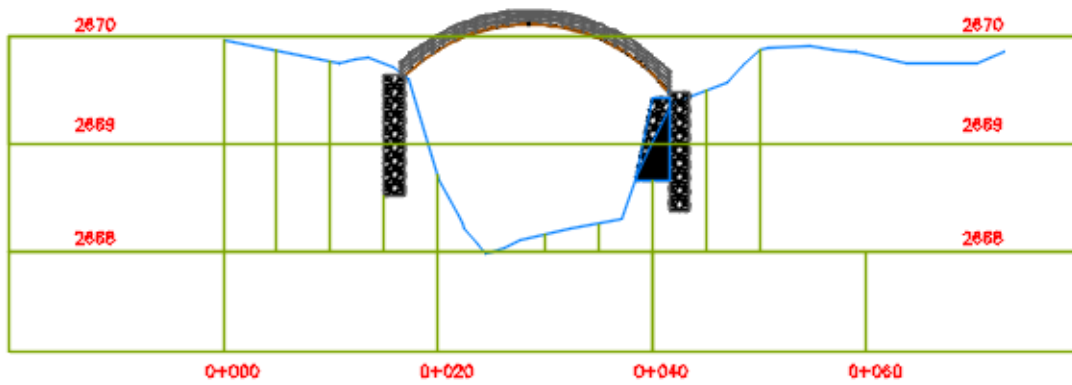


Imagen 7: Perfil del terreno para implementación del proyecto
Fuente: Civil 3D 2016

CAPITULO 3 ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO

3.1 CARACTERÍSTICAS DEL RÍO MACHANGARA

La cuenca del río Machángara está ubicado al Noreste de la ciudad de Cuenca, constituye un importante afluente de la red hidrográfica de Paute.

El río Machángara forma un importante valle de origen glaciario y corre de Norte a Sur; su cauce nace en el Parque Nacional Cajas hasta desembocar en el río Cuenca, siendo un gran generador de energía y productividad.

En la actualidad está sujeto por un lado al desarrollo urbano de la ciudad y al crecimiento acelerado de la población rural periférica por otro, han modificado en gran medida el paisaje, y por lo tanto las condiciones naturales que primaron en el medio natural, antes de la llegada de los españoles y quizás, hasta bien avanzada la colonia.” (Villavicencio Riera & Chávez Ochoa, 2011)

3.2 HIDROLOGIA

3.2.1 PLUVIOGRAFICA

La empresa ETAPA EP en el Departamento de la Cuenca del Río Machángara, realizan monitoreo continuo, esta información pluviográfica (específicamente de las estaciones Saucay, Labrado y Chanlud) ayudó a obtener la información para la precipitación máxima diaria necesaria para continuar con el diseño (Imagen 8).

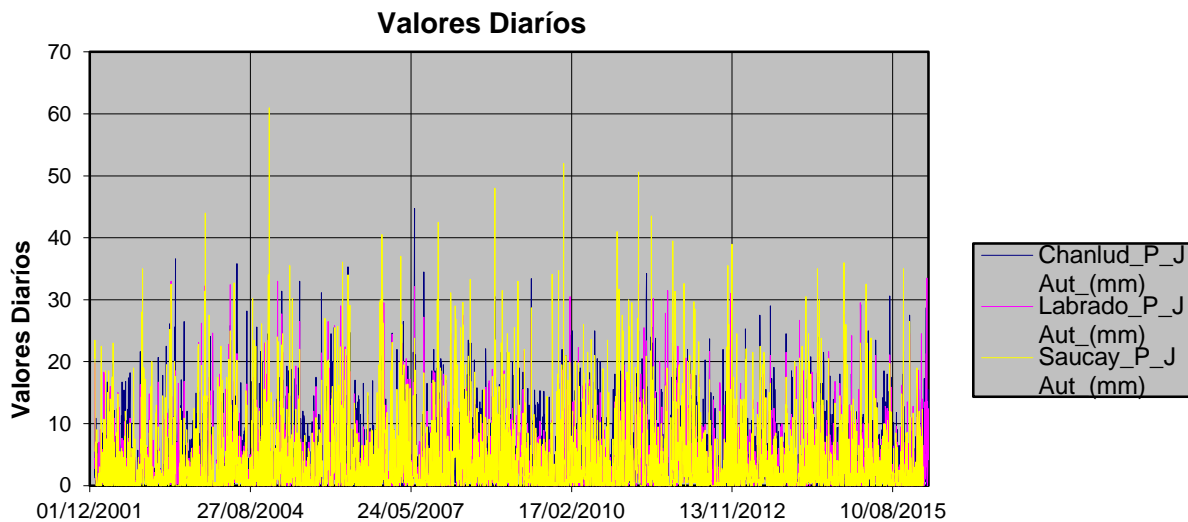


Imagen 8: Precipitaciones Vs Fechas; Chanlud Labrado Saucay

Fuente: ETAPA EP

Además, en la Tabla 2, Tabla 3 y Tabla 4 se muestra la información pluviométrica de las quebradas Chanlud, Labrado y Saucay, recopilada desde el año 2001 al 2015. Dicha información fue modificada para dejarla en el mismo formato para todas las estaciones, se la ordenó en caudal máximo anual para cálculos posteriores.

CHANLUD

| AÑO | ENERO | FEBRERO | MARZO | ABRIL | MAYO | JUNIO | JULIO | AGOSTO | SEPTIEMBRE | OCTUBRE | NOVIEMBRE | DICIEMBRE | ANUAL |
|------|-------|---------|-------|-------|-------|-------|-------|--------|------------|---------|-----------|-----------|-------|
| 2002 | 10.89 | 7.099 | 16.7 | 19.7 | 14.3 | 16.7 | 17.39 | 18.2 | 6.09 | 21.6 | 8.19 | 14.3 | 21.6 |
| 2003 | 20.7 | 17.79 | 22.5 | 11.89 | 36.59 | 17.1 | 10.8 | 6.4 | 14.89 | 15.89 | 12.8 | 24.1 | 36.59 |
| 2004 | 15.3 | 17.6 | 15.1 | 16.6 | 13.69 | 27.39 | 12.39 | 28.2 | 16.79 | 25.6 | 14.19 | 14.3 | 28.2 |
| 2005 | 5.5 | 17.5 | 31.39 | 19.29 | 18.79 | 17.29 | 11.3 | 10 | 14.5 | 17.5 | 31.1 | 15.69 | 31.39 |
| 2006 | 24.5 | 10.5 | 14.89 | 35.29 | 24.7 | 8.89 | 14.5 | 16.5 | 16.89 | 9.69 | 14.1 | 14 | 35.29 |
| 2007 | 24.6 | 22 | 19.5 | 26.5 | 19.29 | 28.1 | 6.59 | 34.5 | 18.5 | 16.6 | 26.5 | 14.3 | 34.5 |
| 2008 | 10.8 | 16.5 | 17.29 | 17 | 20.1 | 20.29 | 15.8 | 22.1 | 17.5 | 17.5 | 16.29 | 21.5 | 22.1 |
| 2009 | 21.5 | 17.79 | 23.29 | 18.29 | 15.69 | 9 | 15.39 | 15.3 | 14.3 | 10.5 | 16.5 | 22 | 23.29 |
| 2010 | 21 | 24.29 | 19.39 | 19 | 16.5 | 18.2 | 25 | 15.5 | 18.5 | 10 | 15.5 | 18.5 | 24.29 |
| 2011 | 13.19 | 18.6 | 18.1 | 18.5 | 34.2 | 24 | 25.6 | 15.5 | 16.39 | 14.8 | 19 | 17.5 | 34.2 |
| 2012 | 12.19 | 22 | 17.79 | 14.39 | 20.29 | 23.7 | 15 | 8.6 | 22 | 15.5 | 22.5 | 8.5 | 23.7 |
| 2013 | 12.89 | 25.29 | 10.5 | 9.5 | 27.5 | 15.89 | 29 | 11 | 9.89 | 24.5 | 18.5 | 10.5 | 29 |
| 2014 | 16.39 | 17.1 | 20.79 | 18.2 | 17.5 | 21.5 | 20.2 | 15.19 | 12.5 | 21.5 | 18 | 11.89 | 21.5 |
| 2015 | 29.2 | 11.5 | 20.5 | 23.5 | 13.39 | 14.19 | 18 | 10.19 | 11.8 | 21.6 | 27.5 | 8.8 | 29.2 |

Tabla 2: Registro pluviométrico quebrada Chanlud
Fuente: ETAPA EP

LABRADO

| AÑO | ENERO | FEBRERO | MARZO | ABRIL | MAYO | JUNIO | JULIO | AGOSTO | SEPTIEMBRE | OCTUBRE | NOVIEMBRE | DICIEMBRE | ANUAL |
|------|-------|---------|-------|-------|-------|-------|-------|--------|------------|---------|-----------|-----------|-------|
| 2002 | 19.79 | 18.29 | 15.1 | 9.69 | 10.89 | 7.59 | 10.3 | 10.89 | 4.9 | 16.89 | 15.39 | 14.89 | 19.79 |
| 2003 | 16.7 | 11.39 | 11.69 | 18.89 | 19.79 | 10.69 | 16.79 | 4.4 | 7 | 26.2 | 32.2 | 15.3 | 32.2 |
| 2004 | 24.6 | 18 | 15.6 | 32.4 | 16.79 | 21.29 | 15 | 16.39 | 10.69 | 12.5 | 14.39 | 23.5 | 32.4 |
| 2005 | 12 | 12.6 | 27.7 | 16 | 7.69 | 26.5 | 7.5 | 7 | 8.39 | 16 | 21.39 | 26.5 | 27.7 |
| 2006 | 15 | 25.79 | 15.19 | 31.5 | 18.39 | 14.89 | 4.4 | 11.5 | 8.69 | 12 | 18.5 | 29.5 | 31.5 |
| 2007 | 24.39 | 9.39 | 21.5 | 20.5 | 17.2 | 32.09 | 9.5 | 27.2 | 16.5 | 18.5 | 17.89 | 15.5 | 32.09 |
| 2008 | 24.5 | 20.6 | 18.6 | 21.7 | 17.7 | 13.8 | 8.89 | 13.1 | 16.89 | 18.89 | 11 | 18.5 | 24.5 |
| 2009 | 17.1 | 10.69 | 21.1 | 21.79 | 10 | 27.1 | 8.39 | 10.39 | 7.4 | 17.5 | 17.39 | 18.7 | 27.1 |
| 2010 | 17.29 | 29.2 | 22.29 | 16.1 | 19.5 | 17.1 | 10.69 | 7.5 | 11 | 7.5 | 14.5 | 18 | 29.2 |
| 2011 | 19.5 | 14 | 16 | 32.5 | 25.5 | 17.89 | 15.19 | 20 | 27.79 | 16.7 | 20.5 | 22.5 | 32.5 |
| 2012 | 20.6 | 17.5 | 18.1 | 18 | 9.89 | 21.6 | 9.3 | 16.6 | 2.5 | 16.5 | 31 | 13 | 31 |
| 2013 | 14.69 | 18.79 | 13.8 | 13.39 | 14.6 | 16.5 | 21 | 10.3 | 10 | 21.5 | 10.5 | 19.2 | 21 |
| 2014 | 26.7 | 9.89 | 18.29 | 18.79 | 22.2 | 13 | 21.6 | 16.79 | 16.5 | 27.7 | 24.2 | 10.6 | 27.7 |
| 2015 | 29.5 | 10 | 18.2 | 11.5 | 10.1 | 12.8 | 21.1 | 8.39 | 9.6 | 16.2 | 13.5 | 12.8 | 29.5 |

Tabla 3: Registro pluviométrico quebrada Labrado
Fuente: ETAPA EP

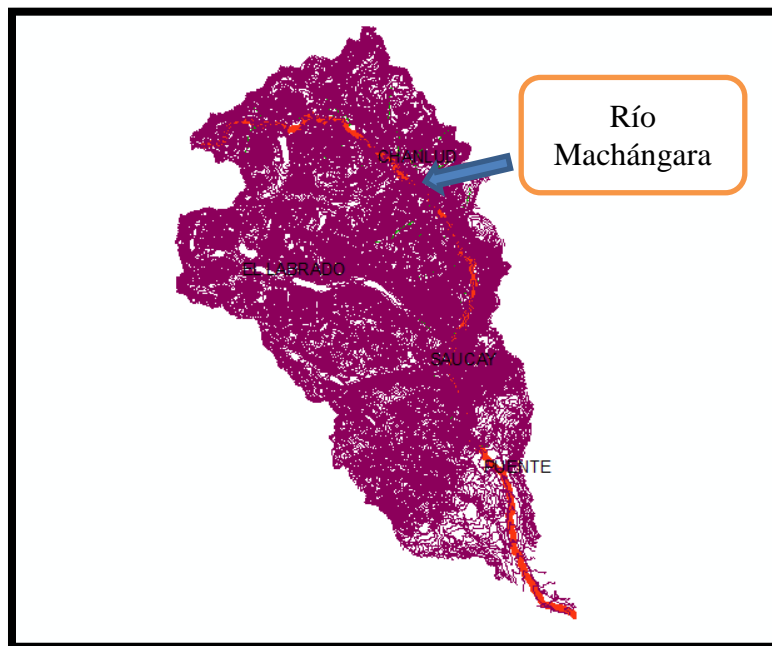
SAUCAY

| AÑO | ENERO | FEBRERO | MARZO | ABRIL | MAYO | JUNIO | JULIO | AGOSTO | SEPTIEMBRE | OCTUBRE | NOVIEMBRE | DICIEMBRE | ANUAL |
|------|-------|---------|-------|-------|-------|-------|-------|--------|------------|---------|-----------|-----------|-------|
| 2002 | 23.5 | 22.5 | 18.5 | 17.5 | 14.8 | 6 | 12 | 19 | 7.5 | 14.3 | 19.1 | 20 | 23.5 |
| 2003 | 11.69 | 14.5 | 14.19 | 25.2 | 17.6 | 12.5 | 10.89 | 5.4 | 9.19 | 22.79 | 31.39 | 27.5 | 31.39 |
| 2004 | 9.5 | 22.5 | 17 | 23.89 | 32.7 | 20.2 | 15.3 | 4.5 | 30.2 | 12.6 | 26.1 | 13.5 | 32.7 |
| 2005 | 13.5 | 24 | 24.5 | 14.89 | 30.2 | 22 | 8.1 | 6 | 8.5 | 11 | 15.89 | 27 | 30.2 |
| 2006 | 14 | 25.7 | 36.09 | 34 | 29.1 | 13.3 | 7 | 15 | 8.89 | 15 | 40.5 | 26.2 | 40.5 |
| 2007 | 23.1 | 15.5 | 26 | 19.5 | 16.39 | 23.79 | 10.19 | 18.2 | 10.5 | 17 | 42.5 | 17.79 | 42.5 |
| 2008 | 31.1 | 26.89 | 25.5 | 29.6 | 20.89 | 18.29 | 12.5 | 15.5 | 10.69 | 48 | 16 | 31.5 | 48 |
| 2009 | 24.5 | 25.5 | 13.89 | 11.69 | 13.39 | 28.7 | 9.3 | 7.5 | 14.39 | 34.09 | 34.7 | 19.5 | 34.7 |
| 2010 | 4.5 | 19.89 | 20 | 18 | 26 | 23.6 | 17.89 | 10.89 | 23.5 | 15 | 41 | 31.7 | 41 |
| 2011 | 25 | 29.5 | 19.1 | 27 | 20.89 | 43.5 | 19.2 | 10 | 16.1 | 19 | 39.5 | 19.5 | 39.5 |
| 2012 | 32.59 | 21 | 29.7 | 23.2 | 11.8 | 17.1 | 10.5 | 12 | 7.5 | 35.5 | 39 | 9.5 | 39 |
| 2013 | 14 | 22.1 | 21.5 | 11 | 22.5 | 15 | 16.5 | 8.5 | 7.9 | 17.5 | 11 | 20 | 22.5 |
| 2014 | 20.6 | 30.5 | 24.5 | 13.39 | 22 | 13.8 | 20.5 | 13.3 | 10.5 | 36 | 19.5 | 14 | 36 |
| 2015 | 22.1 | 32.5 | 23.79 | 15.39 | 15.39 | 10 | 19.7 | 8.5 | 6.09 | 18.29 | 26.5 | 11.69 | 26.5 |

*Tabla 4: Registro pluviométrico quebrada Saucay
Fuente: ETAPA EP*

3.2.2 CARTOGRAFIA

El Departamento de la Cuenca del Río Machángara de la empresa ETAPA EP facilitó la cartografía en la cual está la topografía de la cuenca, ríos, subcuencas del río en formato shape.



*Imagen 9: Cartografía de la cuenca del río Machángara
Fuente: ETAPA EP*

3.2.3 CARACTERÍSTICA DE LA CUENCA HIDROGRAFICA

Características como: área, perímetro y longitudes de ciertos elementos de la cuenca del río Machángara, se obtuvieron con la ayuda de la herramienta computacional ArcGIS, mediante el uso de ArcToolBox.



*Imagen 10: Características de la Cuenca Hidrográfica de la cuenca del río Machángara
Fuente: Tesista Héctor Calle*

Luego de utilizar los comandos correspondientes en el programa antes mencionado se obtuvieron los siguientes resultados que van a colaborar con los cálculos posteriores:

- Área de la cuenca 265'205.436 m²
- Perímetro 65.318,2322 m

3.3 CÁLCULO DE LA PRECIPITACIÓN MÁXIMA

3.3.1 ANÁLISIS DE FRECUENCIAS

“Los sistemas hidrológicos son afectados algunas veces por eventos extremos, tales como tormentas severas, crecientes y sequías. La magnitud de un evento extremo esta inversamente relacionada con su frecuencia de ocurrencia, es decir eventos muy severos ocurren con menor frecuencia que eventos más moderados.

El análisis frecuencia en hidrología es relacionar la magnitud de los eventos extremos con su frecuencia de ocurrencia mediante el uso de las probabilidades.” (CHOW VEN TE, 1994)

“Una vez seleccionada la serie de datos se los ordena de mayor a menor prescindiendo del año de ocurrencia, si n es el número total de datos y m para asignar la probabilidad se ocupa varios métodos” (CHOW VEN TE, 1994)

$$\text{Metodo de Weibull} = \frac{m}{n+1} \text{ (Ecuación 1)}$$

Para series anuales máximas el método de Weibull es equivalente para el período de retorno (T) y es adoptada como el método estándar.

$$T = \frac{n+1}{m} \text{ (Ecuación 2)}$$

Para períodos de retorno T utilizamos la formula

$$F(Z) = \frac{T-1}{T} \text{ (Ecuación 3)}$$

3.3.2 PARÁMETROS ESTADÍSTICOS

La estimación por muestra de la media es el promedio de la información de la muestra.

$$x_{media} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \text{ (Ecuación 4)}$$

Desviación estándar nos ayuda para saber la diferencia que se encuentra un dato o muestra observada con respecto a su media

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - x_{media})^2}{n-1}} \text{ (Ecuación 5)}$$

Distribución normal, a continuación se expresa la ecuación que se utilizará para posteriormente con ayuda de la Imagen 11 se calculará:

$$z = \frac{x - \mu}{\sigma} \text{ (Ecuación 6)}$$

Donde:

x : Caudal a encontrar

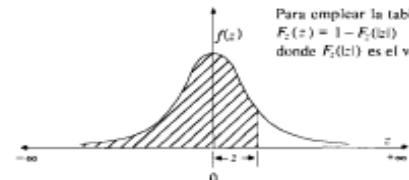
μ : x media

σ : Desviación estándar

Z : valor que se encuentra en la tabla siguiente introduciendo el número calculado con la fórmula $F(Z)$

| z | .00 | .01 | .02 | .03 | .04 | .05 | .06 | .07 | .08 | .09 |
|-----|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| 0.0 | 0.5000 | 0.5040 | 0.5080 | 0.5120 | 0.5160 | 0.5199 | 0.5239 | 0.5279 | 0.5319 | 0.5359 |
| 0.1 | 0.5398 | 0.5438 | 0.5478 | 0.5517 | 0.5557 | 0.5596 | 0.5636 | 0.5675 | 0.5714 | 0.5753 |
| 0.2 | 0.5793 | 0.5832 | 0.5871 | 0.5910 | 0.5948 | 0.5987 | 0.6026 | 0.6064 | 0.6103 | 0.6141 |
| 0.3 | 0.6179 | 0.6217 | 0.6255 | 0.6293 | 0.6331 | 0.6368 | 0.6406 | 0.6443 | 0.6480 | 0.6517 |
| 0.4 | 0.6554 | 0.6591 | 0.6628 | 0.6664 | 0.6700 | 0.6736 | 0.6772 | 0.6808 | 0.6844 | 0.6879 |
| 0.5 | 0.6915 | 0.6950 | 0.6985 | 0.7019 | 0.7054 | 0.7088 | 0.7123 | 0.7157 | 0.7190 | 0.7224 |
| 0.6 | 0.7257 | 0.7291 | 0.7324 | 0.7357 | 0.7389 | 0.7422 | 0.7454 | 0.7486 | 0.7517 | 0.7549 |
| 0.7 | 0.7580 | 0.7611 | 0.7642 | 0.7673 | 0.7704 | 0.7734 | 0.7764 | 0.7794 | 0.7823 | 0.7852 |
| 0.8 | 0.7881 | 0.7910 | 0.7939 | 0.7967 | 0.7995 | 0.8023 | 0.8051 | 0.8078 | 0.8106 | 0.8133 |
| 0.9 | 0.8159 | 0.8186 | 0.8212 | 0.8238 | 0.8264 | 0.8289 | 0.8315 | 0.8340 | 0.8365 | 0.8389 |
| 1.0 | 0.8413 | 0.8438 | 0.8461 | 0.8485 | 0.8508 | 0.8531 | 0.8554 | 0.8577 | 0.8599 | 0.8621 |
| 1.1 | 0.8643 | 0.8665 | 0.8686 | 0.8708 | 0.8729 | 0.8749 | 0.8770 | 0.8790 | 0.8810 | 0.8830 |
| 1.2 | 0.8849 | 0.8869 | 0.8888 | 0.8907 | 0.8925 | 0.8944 | 0.8962 | 0.8980 | 0.8997 | 0.9015 |
| 1.3 | 0.9032 | 0.9049 | 0.9066 | 0.9082 | 0.9099 | 0.9115 | 0.9131 | 0.9147 | 0.9162 | 0.9177 |
| 1.4 | 0.9192 | 0.9207 | 0.9222 | 0.9236 | 0.9251 | 0.9265 | 0.9279 | 0.9292 | 0.9306 | 0.9319 |
| 1.5 | 0.9332 | 0.9345 | 0.9357 | 0.9370 | 0.9382 | 0.9394 | 0.9406 | 0.9418 | 0.9429 | 0.9441 |
| 1.6 | 0.9452 | 0.9463 | 0.9474 | 0.9484 | 0.9495 | 0.9505 | 0.9515 | 0.9525 | 0.9535 | 0.9545 |
| 1.7 | 0.9554 | 0.9564 | 0.9573 | 0.9582 | 0.9591 | 0.9599 | 0.9608 | 0.9616 | 0.9625 | 0.9633 |
| 1.8 | 0.9641 | 0.9649 | 0.9656 | 0.9664 | 0.9671 | 0.9678 | 0.9686 | 0.9693 | 0.9699 | 0.9706 |
| 1.9 | 0.9713 | 0.9719 | 0.9726 | 0.9732 | 0.9738 | 0.9744 | 0.9750 | 0.9756 | 0.9761 | 0.9767 |
| 2.0 | 0.9772 | 0.9778 | 0.9783 | 0.9788 | 0.9793 | 0.9798 | 0.9803 | 0.9808 | 0.9812 | 0.9817 |
| 2.1 | 0.9821 | 0.9826 | 0.9830 | 0.9834 | 0.9838 | 0.9842 | 0.9846 | 0.9850 | 0.9854 | 0.9857 |
| 2.2 | 0.9861 | 0.9864 | 0.9868 | 0.9871 | 0.9875 | 0.9878 | 0.9881 | 0.9884 | 0.9887 | 0.9890 |
| 2.3 | 0.9893 | 0.9896 | 0.9898 | 0.9901 | 0.9904 | 0.9906 | 0.9909 | 0.9911 | 0.9913 | 0.9916 |
| 2.4 | 0.9918 | 0.9920 | 0.9922 | 0.9925 | 0.9927 | 0.9929 | 0.9931 | 0.9932 | 0.9934 | 0.9936 |
| 2.5 | 0.9938 | 0.9940 | 0.9941 | 0.9943 | 0.9945 | 0.9946 | 0.9948 | 0.9949 | 0.9951 | 0.9952 |
| 2.6 | 0.9953 | 0.9955 | 0.9956 | 0.9957 | 0.9959 | 0.9960 | 0.9961 | 0.9962 | 0.9963 | 0.9964 |
| 2.7 | 0.9965 | 0.9966 | 0.9967 | 0.9968 | 0.9969 | 0.9970 | 0.9971 | 0.9972 | 0.9973 | 0.9974 |
| 2.8 | 0.9974 | 0.9975 | 0.9976 | 0.9977 | 0.9977 | 0.9978 | 0.9979 | 0.9979 | 0.9980 | 0.9981 |
| 2.9 | 0.9981 | 0.9982 | 0.9982 | 0.9983 | 0.9984 | 0.9984 | 0.9985 | 0.9985 | 0.9986 | 0.9986 |
| 3.0 | 0.9987 | 0.9987 | 0.9987 | 0.9988 | 0.9988 | 0.9989 | 0.9989 | 0.9989 | 0.9990 | 0.9990 |
| 3.1 | 0.9990 | 0.9991 | 0.9991 | 0.9991 | 0.9992 | 0.9992 | 0.9992 | 0.9992 | 0.9993 | 0.9993 |
| 3.2 | 0.9993 | 0.9993 | 0.9994 | 0.9994 | 0.9994 | 0.9994 | 0.9994 | 0.9995 | 0.9995 | 0.9995 |
| 3.3 | 0.9995 | 0.9995 | 0.9995 | 0.9996 | 0.9996 | 0.9996 | 0.9996 | 0.9996 | 0.9996 | 0.9997 |
| 3.4 | 0.9997 | 0.9997 | 0.9997 | 0.9997 | 0.9997 | 0.9997 | 0.9997 | 0.9997 | 0.9997 | 0.9998 |

Fuente: Grant, E. L., y R. S. Leavenworth, *Statistical Quality and Control*, tabla A, p. 643, McGraw-Hill, New York, 1972. Utilizada con autorización.



Para emplear la tabla para $z < 0$, usar $F_z(z) = 1 - F_z(|z|)$ donde $F_z(|z|)$ es el valor tabulado.

Imagen 11: Probabilidad acumulada de la distribución normal estándar
Fuente: Hidrología Aplicada, Ven Te Chow, David R. Maidment, Lary W. Mays, 369

3.3.3 CÁLCULOS PARA CADA ESTACIÓN

3.3.3.1 ESTACIÓN SAUCAY PARA TIEMPOS DE RETORNOS DE 50 Y 100 AÑOS

En la Tabla 5, Tabla 6 y Tabla 7 se indica el cálculo estadístico realizado para la estación Saucay, para un período de retorno de 50 y 100 años.

| AÑO | PRECIPITACION MAXIMA 24H | ORDENADAS PRECIPITACIONES | m | PROBABILIDAD | TR | Xi-XMEDIA | (Xi-XMEDIA)^2 |
|------|--------------------------|---------------------------|----|--------------|------|-----------|---------------|
| 2002 | 23.5 | 48 | 1 | 0.07 | 15 | 13.14 | 172.75 |
| 2003 | 31.39 | 42.5 | 2 | 0.13 | 7.5 | 7.64 | 58.42 |
| 2004 | 32.7 | 41 | 3 | 0.20 | 5 | 6.14 | 37.74 |
| 2005 | 30.2 | 40.5 | 4 | 0.27 | 3.75 | 5.64 | 31.85 |
| 2006 | 40.5 | 39.5 | 5 | 0.33 | 3 | 4.64 | 21.56 |
| 2007 | 42.5 | 39 | 6 | 0.40 | 2.5 | 4.14 | 17.17 |
| 2008 | 48 | 36 | 7 | 0.47 | 2.14 | 1.14 | 1.31 |
| 2009 | 34.7 | 34.7 | 8 | 0.53 | 1.88 | -0.16 | 0.02 |
| 2010 | 41 | 32.7 | 9 | 0.60 | 1.67 | -2.16 | 4.65 |
| 2011 | 39.5 | 31.39 | 10 | 0.67 | 1.5 | -3.47 | 12.02 |
| 2012 | 39 | 30.2 | 11 | 0.73 | 1.36 | -4.66 | 21.68 |
| 2013 | 22.5 | 26.5 | 12 | 0.80 | 1.25 | -8.36 | 69.83 |
| 2014 | 36 | 23.5 | 13 | 0.87 | 1.15 | -11.36 | 128.97 |
| 2015 | 26.5 | 22.5 | 14 | 0.93 | 1.07 | -12.36 | 152.68 |
| | | | | | | | 730.66 |

Tabla 5: Cálculos estadísticos estación Saucay
Fuente: Tesista Héctor Calle

| 100 AÑOS | | |
|---------------|-------|--------|
| Σ | 7.50 | |
| F(XT) | 0.99 | 0.9901 |
| Z | 2.33 | |
| PRECIPITACION | 52.32 | mm |

Tabla 6: Cálculos estadístico T=100 años
Fuente: Tesista Héctor Calle



| 50 AÑOS | | |
|---------------|-------|--------|
| Σ | 7.50 | |
| F(XT) | 0.98 | 0.9803 |
| Z | 2.06 | |
| PRECIPITACION | 50.30 | mm |

Tabla 7: Cálculos estadísticos T=50 años
Fuente: Tesista Héctor Calle

3.3.3.2 ESTACION LABRADO PARA TIEMPOS DE RETORNOS DE 50 Y 100 AÑOS

En la Tabla 8, Tabla 9 y Tabla 10 se indica el cálculo estadístico realizado para la estación Labrado, para un período de retorno de 50 y 100 años.

| AÑO | PRECIPITACION MAXIMA 24H | ORDENADAS PRECIPITACIONES | M | PROBABILIDAD | TR | Xi-XMEDIA | (Xi-XMEDIA)^2 |
|------|--------------------------|---------------------------|----|--------------|------|-----------|---------------|
| 2002 | 19.79 | 32.5 | 1 | 0.07 | 15 | 4.06 | 16.47 |
| 2003 | 32.2 | 32.4 | 2 | 0.13 | 7.5 | 3.96 | 15.67 |
| 2004 | 32.4 | 32.2 | 3 | 0.20 | 5 | 3.76 | 14.13 |
| 2005 | 27.7 | 32.09 | 4 | 0.27 | 3.75 | 3.65 | 13.31 |
| 2006 | 31.5 | 31.5 | 5 | 0.33 | 3 | 3.06 | 9.35 |
| 2007 | 32.09 | 31 | 6 | 0.40 | 2.5 | 2.56 | 6.55 |
| 2008 | 24.5 | 29.5 | 7 | 0.47 | 2.14 | 1.06 | 1.12 |
| 2009 | 27.1 | 29.2 | 8 | 0.53 | 1.88 | 0.76 | 0.58 |
| 2010 | 29.2 | 27.7 | 9 | 0.60 | 1.67 | -0.74 | 0.55 |
| 2011 | 32.5 | 27.7 | 10 | 0.67 | 1.5 | -0.74 | 0.55 |
| 2012 | 31 | 27.1 | 11 | 0.73 | 1.36 | -1.34 | 1.80 |
| 2013 | 21 | 24.5 | 12 | 0.80 | 1.25 | -3.94 | 15.53 |
| 2014 | 27.7 | 21 | 13 | 0.87 | 1.15 | -7.44 | 55.37 |
| 2015 | 29.5 | 19.79 | 14 | 0.93 | 1.07 | -8.65 | 74.85 |
| | | | | | | | 225.83 |

Tabla 8: Cálculos estadísticos estación Labrado
Fuente: Tesista Héctor Calle

| 100 AÑOS | | |
|---------------|-------|--------|
| Σ | 4.17 | |
| F(XT) | 0.99 | 0.9901 |
| Z | 2.33 | |
| PRECIPITACION | 38.15 | mm |

Tabla 9: Cálculos estadístico T=100 años
Fuente: Tesista Héctor Calle



| 50 AÑOS | | |
|---------------|-------|--------|
| Σ | 4.17 | |
| F(XT) | 0.98 | 0.9803 |
| Z | 2.06 | |
| PRECIPITACION | 37.03 | mm |

Tabla 10: Cálculos estadístico T=50 años
Fuente: Tesista Héctor Calle

3.3.3.3 ESTACION CHANLUD PARA TIEMPOS DE RETORNOS DE 50 Y 100 AÑOS

En la Tabla 11, Tabla 12 y Tabla 13 se indica el cálculo estadístico realizado para la estación Chanlud, para un período de retorno de 50 y 100 años.

| AÑO | PRECIPITACION MAXIMA 24H | ORDENADAS PRECIPITACIONES | m | PROBABILIDAD | TR | Xi-XMEDIA | (Xi-XMEDIA)^2 |
|------|--------------------------|---------------------------|----|--------------|------|-----------|---------------|
| 2002 | 21.6 | 36.59 | 1 | 0.07 | 15 | 8.39 | 70.33 |
| 2003 | 36.59 | 35.29 | 2 | 0.13 | 7.5 | 7.09 | 50.22 |
| 2004 | 28.2 | 34.5 | 3 | 0.20 | 5 | 6.30 | 39.65 |
| 2005 | 31.39 | 34.2 | 4 | 0.27 | 3.75 | 6.00 | 35.96 |
| 2006 | 35.29 | 31.39 | 5 | 0.33 | 3 | 3.19 | 10.15 |
| 2007 | 34.5 | 29.2 | 6 | 0.40 | 2.5 | 1.00 | 0.99 |
| 2008 | 22.1 | 29 | 7 | 0.47 | 2.14 | 0.80 | 0.63 |
| 2009 | 23.29 | 28.2 | 8 | 0.53 | 1.88 | 0.00 | 0.00 |
| 2010 | 24.29 | 24.29 | 9 | 0.60 | 1.67 | -3.91 | 15.32 |
| 2011 | 34.2 | 23.7 | 10 | 0.67 | 1.5 | -4.50 | 20.28 |
| 2012 | 23.7 | 23.29 | 11 | 0.73 | 1.36 | -4.91 | 24.14 |
| 2013 | 29 | 22.1 | 12 | 0.80 | 1.25 | -6.10 | 37.25 |
| 2014 | 21.5 | 21.6 | 13 | 0.87 | 1.15 | -6.60 | 43.61 |
| 2015 | 29.2 | 21.5 | 14 | 0.93 | 1.07 | -6.70 | 44.94 |
| | | | | | | | 393.47 |

Tabla 11: Cálculos estadísticos estación Chanlud
Fuente: Tesista Héctor Calle



| 100 AÑOS | | |
|--------------------------------|-------|--------|
| σ (DESVIACION ESTANDAR) | 5.50 | |
| F(XT) | 0.99 | 0.9901 |
| Z | 2.33 | |
| X | 41.02 | mm |

Tabla 12: Cálculos estadístico T=100 años

Fuente: Tesista Héctor Calle

| 50 AÑOS | | |
|----------|-------|--------|
| σ | 5.50 | |
| F(XT) | 0.98 | 0.9803 |
| Z | 2.06 | |
| X | 39.54 | mm |

Tabla 13: Cálculos estadístico T=50 años

Fuente: Tesista Héctor Calle

3.3.4 AREA DE LA CUENCA

El trazado de la cuenca hidrográfica, se consideró como el territorio que drena sus aguas a través de un único río. La cuenca se delimita por los puntos más altos de las montañas que lo rodean, y se la conoce como línea divisoria. Para esta determinación se utilizó el programa computacional ArcGIS, con la herramienta Hidrology.

Procedemos a transportar los puntos de cada estación pluviométrica para realizar el método del polígono de Thiessen que se crea al unir los puntos entre sí, para luego crear mediatrices de los segmentos que se unen.

Los polígonos son generados por intersecciones generadas por las mediatrices y a divisoria creando áreas de influencia para cada estación.

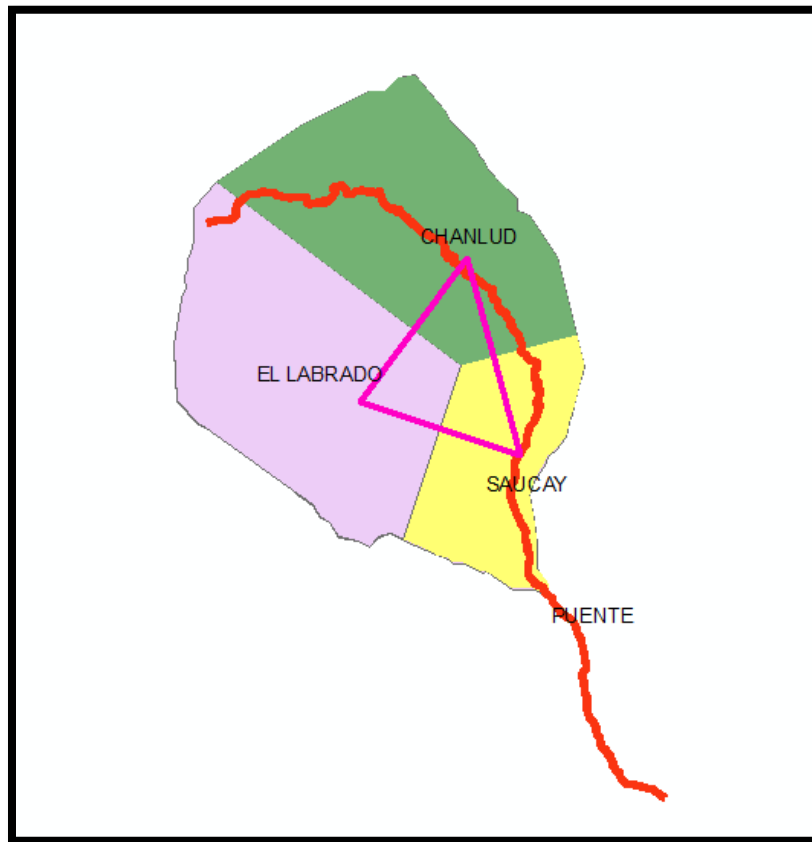


Imagen 12: Polígonos de Thiessen
Fuente: Tesista Héctor Calle - ArcMap 10.1

Entre otros, los datos obtenidos mediante este procedimiento son los siguientes:

- Area Labrado= 112887147.4 m²
- Area Saucay= 50631176 m²
- Area Chanlud= 101783146.291m²

3.3.5 PRECIPITACIÓN MÁXIMA

A continuación, se realiza el cálculo final de la precipitación máxima para el área de estudio como se indica a continuación:

$$PRECIPITACIÓN MÁXIMA = \frac{\text{precipitación media}}{\text{área del polígono}} \text{ (Ecuación 7)}$$



| PRECIPITACIONES 100 AÑOS | | | | | |
|--------------------------|---------------------|-------------------|---------------------------|--------------------------|--------------------------|
| ESTACION | PRECIPITACION EN KM | AREA DEL POLIGONO | PRECIPITACION MEDIA EN KM | PRECIPITACION TOTAL (KM) | PRECIPITACION TOTAL (mm) |
| CHANLUD | 3.81528E-05 | 101.7831463 | 0.003883309 | 4.08573E-05 | 40.85734062 |
| EL LABRADO | 0.000038153 | 112.8871474 | 0.004306957 | | |
| SAUCAY | 5.23244E-05 | 50.631176 | 0.002649247 | | |
| AREA TOTAL | | 265.3014697 | 0.010839513 | | |

Tabla 14: Precipitaciones para un periodo de retorno de 100 años
Fuente: Tesista Héctor Calle

| PRECIPITACIONES 50 AÑOS | | | | | |
|-------------------------|---------------------|-------------------|---------------------------|--------------------------|--------------------------|
| ESTACION | PRECIPITACION EN KM | AREA DEL POLIGONO | PRECIPITACION MEDIA EN KM | PRECIPITACION TOTAL (KM) | PRECIPITACION TOTAL (MM) |
| CHANLUD | 3.95368E-05 | 101.7831463 | 0.004024177 | 4.05232E-05 | 40.52317071 |
| EL LABRADO | 3.70274E-05 | 112.8871474 | 0.00417992 | | |
| SAUCAY | 5.03002E-05 | 50.631176 | 0.00254676 | | |
| AREA TOTAL | | 265.3014697 | 0.010750857 | | |

Tabla 15: Precipitaciones para un periodo de retorno de 50 años
Fuente: Tesista Héctor Calle

Para un período de retorno de 100 años se obtuvo que la precipitación máxima para el área de estudio determinada anteriormente es de 40.857 mm, mientras que para un período de retorno de 50 años se obtuvo que la precipitación máxima para el área de estudio determinada es de 40.523 mm.

3.4 CÁLCULO DEL CAUDAL MÁXIMO

Para el cálculo del caudal máximo en el área de estudio, es necesario determinar el valor de varios parámetros físicos y meteorológicos, para este hecho se procede a utilizar el software HEC-HMS.

3.4.1 PROPIEDADES FISICAS

3.4.1.1 TIEMPO DE CONCENTRACIÓN

Es el tiempo mínimo para que todos los puntos de la cuenca aporten agua de escorrentía al mismo tiempo al punto de salida, para calcular este tiempo ocupamos la fórmula de Kirpich que son para cuencas montañosas.



$$tc = 0.0195 \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0.385} \text{ (Ecuación 8)}$$

Donde:

tc : Tiempo de concentración

L : Longitud del curso de agua más largo (m)

H : Diferencia de nivel entre la divisoria y la salida

Con esta fórmula nuestro tiempo de concentración es de $tc=123.14$ minutos nos da a 2.05 horas.

3.4.1.2 ÁREA DE LA CUENCA

Para el cálculo de este parámetro se utilizó el software ArcGIS y se obtuvo un valor de $265'205.436,45 \text{ m}^2$

3.4.1.3 NÚMERO DE CURVA

Para el número de curva se utiliza la Tabla 16 (CHOW VEN TE, 1994) que para el suelo donde se va implantar el puente es perteneciente al grupo A y es una tierra cultivada sin tratamiento de conservación por lo tanto se ocupa el valor de 72.

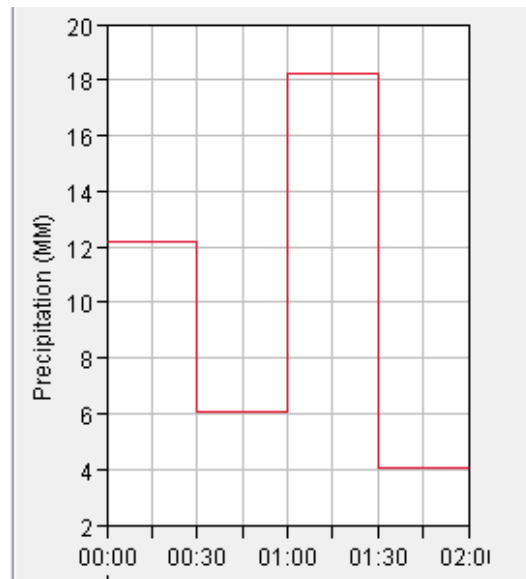


Imagen 13: Hietograma Precipitaciones

Fuente: Tesista Héctor Calle - Herramienta HEC-HMS

3.4.3 CAUDAL MÁXIMO

Determinados los parámetros necesarios para la modelación en la herramienta computacional HEC-HMS, se procedió a realizar el análisis, obteniendo como resultados los datos que se detallan a continuación en la Tabla 17:

| | | | |
|------------------------|------|-------|------|
| Q MAX PARA 100 AÑOS | 83.9 | 92.29 | M3/S |
| FACTOR DE MAYORIZACION | 1.1 | | |
| Q MAX PARA 50 AÑOS | 81.1 | 89.21 | M3/S |
| FACTOR DE MAYORIZACION | 1.1 | | |

Tabla 17: Resultados programa HEC HMS

Fuente: Tesista Héctor Calle – Herramienta HEC-HMS

3.5 CRECIDA MAXIMA

Para este cálculo se realizó la batimetría del río, consiguiendo así las secciones reales del río a distancias de 100 metros antes y 100 metros después, estas secciones se emplazaron en el software HEC-RAS.

3.5.1 GEOMETRIA DEL RÍO

Se transporta el eje del río desde el Civil 3D hacia el HEC-RAS e introducimos los valores de batimetría.

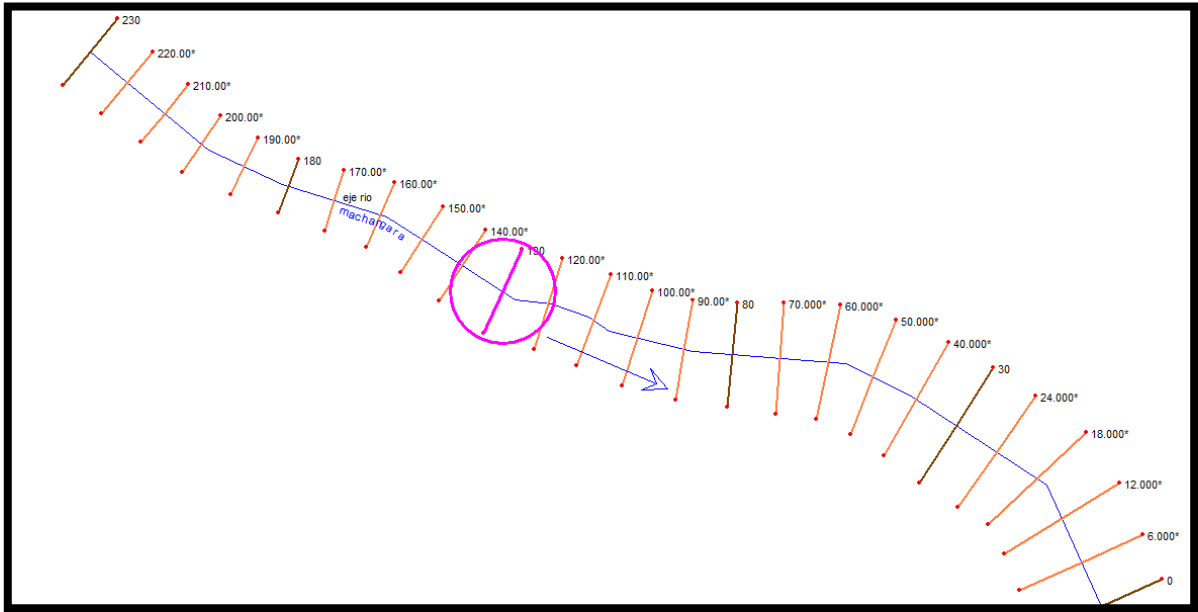


Imagen 14: Geometría del río Machángara modelado con la herramienta HEC RAS
Fuente HEC-RAS

3.5.2 INTRODUCCION DEL CAUDAL MAXIMO

Para observar las secciones con su crecida máxima se introduce su caudal máximo calculado en la Tabla 17.

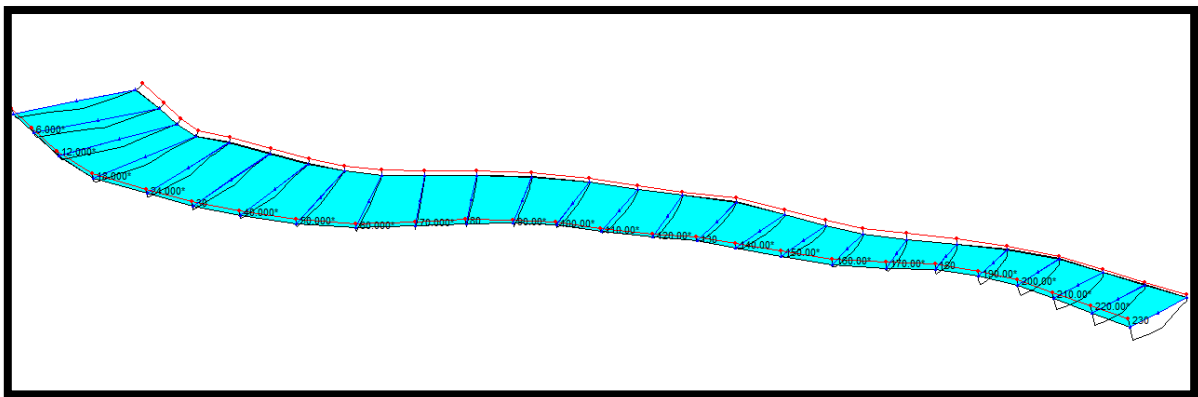


Imagen 15: Modelado de secciones con su crecida máxima
Fuente HEC-RAS

3.5.3 CRECIDA MAXIMA EN LA SECCION DE EMPLAZAMIENTO DEL PUEBLO

En la siguiente Imagen 16 se presenta la crecida máxima del río la cual sirve para el diseño del estribo del puente y para determinar un factor de seguridad en el nivel del tablero del proyecto:

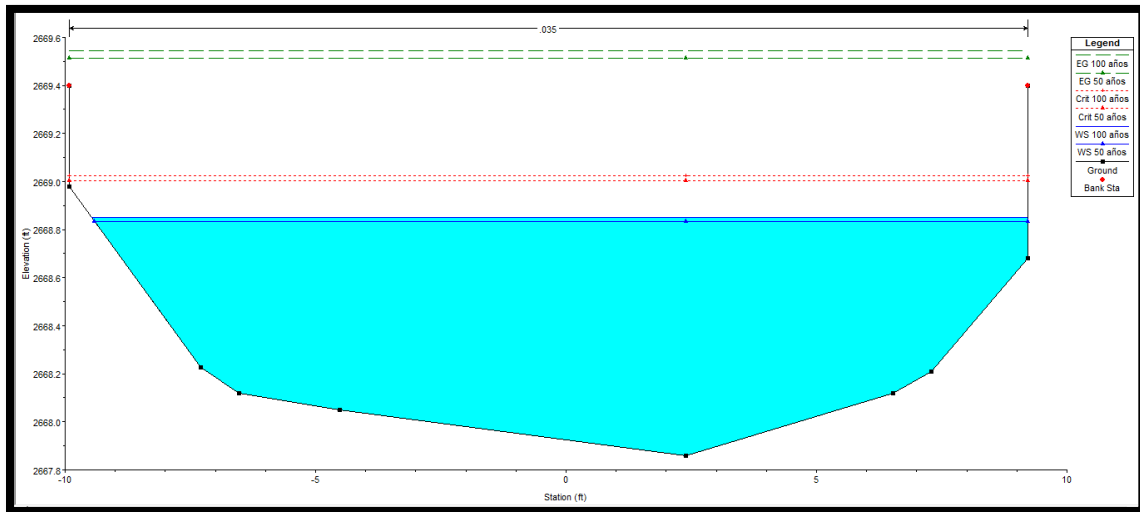


Imagen 16: Sección transversal del río en el lugar de emplazamiento del puente
Fuente HEC-RAS

3.5.4 RESULTADOS FINALES

En la siguiente Tabla 18, se presenta un resumen de los resultados obtenidos anteriormente. Con los mismos se procede a realizar el diseño del puente, motivo de estudio.

Se presentan los resultados como se detalla a continuación:

- **Eje del río:** Obtenido de la modelación realizada en el programa computacional HEC RAS, en función de los datos obtenidos en el estudio hidráulico.
- **Tiempo de retorno:** Dato impuesto por el modelador, se toma 100 años para el caudal máximo (en obras civiles se considera entre 50-100 años)
- **Q total:** Valor obtenido mediante el programa HEC HMS a partir del estudio hidrológico
- **Altura de crecida máxima:** Dato arrojado por el programa HEC RAS luego de modelación
- **Velocidad:** Resultado obtenido del programa HEC RAS, luego de la modelación realizada.
- **Froude:** Dato calculado, en función de la pendiente del río, caudal y área del río
- **Área de sección:** Dato obtenido de la modelación en el programa computacional HEC RAS, como se describió anteriormente.
- **Longitud de la sección:** Dato obtenido por la batimetría realizada en campo.



| RESULTADOS EN LA SECCIÓN DE IMPLANTACIÓN | | |
|---|--------------|--------------------|
| DESCRIPCIÓN | VALOR | UNIDADES |
| Eje del río | 130 | m |
| Tiempo de retorno | 100 | años |
| Q total | 92.29 | m ³ /sg |
| Altura de crecida máxima | 0.98 | m |
| Velocidad | 0.92 | m/sg |
| Froude | 0.4 | |
| Área de sección | 13.34 | m ² |
| Longitud de la sección | 18.2 | m |

*Tabla 18: Cuadro resumen de resultados obtenidos de estudios
Fuente: Tesista Hector Calle*

CAPITULO 4 ESTUDIO DE SUELOS

En el estudio de suelos se tomó dos muestras de cada lado del río donde va a ser el posible emplazamiento del puente peatonal en arco, de aproximadamente 1.80 metros de profundidad ya que a este se encontraba el nivel freático.



*Imagen 17: Lugar de emplazamiento
Fuente: Tesista Héctor Calle*

4.1 GRANULOMETRIA

Determinar la granulometría de un suelo es analizar las partículas que lo componen de acuerdo a su tamaño. Nos sirve para determinar el porcentaje de finos, gruesos y arena y gracias a este porcentaje se define el tipo de suelo.

A continuación, la Tabla 19 expresa los resultados obtenidos en laboratorio del material tomado en el lugar de implementación del diseño



| | ABERTURA | PESO RET. | RET. ACUM. | % | % | % | % |
|-------------|----------|--------------|---------------|----------|--------|------------------|--------------|
| TAMIZ N° | MM. | GM. | GM. | RETENIDO | PASA | RETENIDO LIGA | PASA LIGA |
| 3" | 76,2 | | | | | | |
| 2 1/2" | 63,5 | 1213 | 1213 | 6,16% | 93,84% | | |
| 2" | 50,8 | | 1213 | 6,16% | 93,84% | | |
| 1 1/2" | 38,1 | 1754 | 2967 | 15,06% | 84,94% | | |
| 1" | 25,4 | 2313 | 5280 | 26,80% | 73,20% | | |
| 3/4" | 19,1 | 1426 | 6706 | 34,04% | 65,96% | | |
| 1/2" | 12,7 | 2552 | 9258 | 46,99% | 53,01% | | |
| 3/8" | 9,52 | 1412 | 10670 | 54,16% | 45,84% | | |
| N°4 | 4,76 | 2963 | 13633 | 69,20% | 30,80% | | |
| PASA No4 | | 6366,5 | 6068,53 | | | | |
| 10 | 2 | 451,1 | 451,1 | 47,32% | 52,68% | 83,77% | 16,23% |
| 40 | 0,42 | 355,6 | 806,7 | 84,63% | 15,37% | 95,27% | 4,73% |
| 200 | 0,074 | 47,8 | 854,5 | 89,65% | 10,35% | 96,81% | 3,19% |
| FONDO | | | | | | | |
| TOTAL | | | 19701,53 | | | | |

| | | | |
|----------------------------|----------------|-----------------------------------|--------------|
| PESO ANTES DEL ENSAYO | <u>20000</u> | PESO HUMEDO ANTES DEL LAVADO = | <u>1000</u> |
| PESO DESPUES DEL ENSAYO | <u>19999,5</u> | PESO SECO ANTES DEL LAVADO = | <u>953,2</u> |
| % DE HUMEDD = | <u>4,91%</u> | PESO SECO DESPUES DEL LAVADO = | <u>855,8</u> |

Tabla 19: Tabla granulométrica de material tomado in situ
Fuente: Laboratorista Atanasio Jara

La Imagen 18 refleja los resultados de los estudios granulométricos realizados en laboratorio

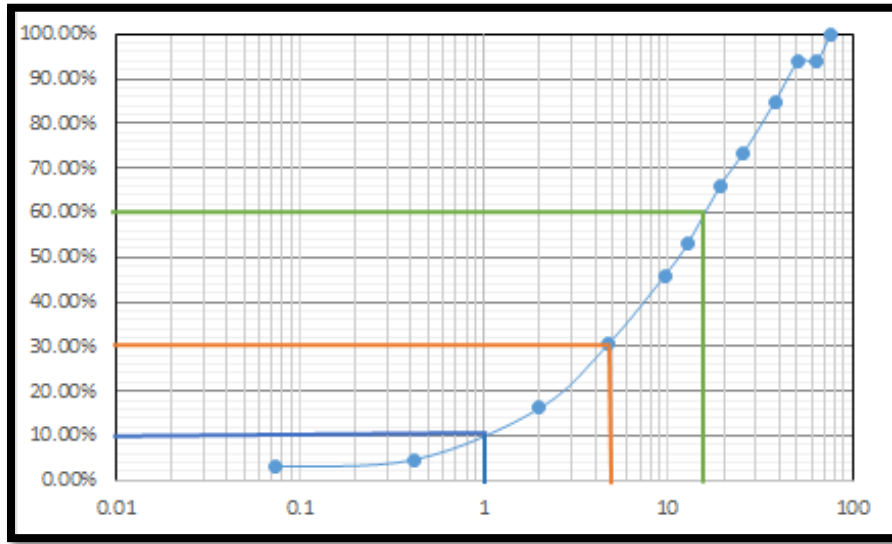


Imagen 18: Curva Granulométrica
Fuente: Microsoft Excel 2010

Los resultados obtenidos de la granulometría son los siguientes:

- Grava = 69.20%
- Arena = 27.61%
- Finos = 3.19%

4.1.1 TIPO DE GRAVA SEGÚN EL SUCS

Con este porcentaje nos damos cuenta que nuestro material es una grava, con la ayuda del laboratorista Atanasio Jara supimos que nuestro material es NP (No Plástico) con estos dos datos acudimos al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) ASTM D2487, que nos dice que $Cu \geq 4$ y $1 \leq Cc \leq 3$ es una grava bien graduada (GW).

$$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}} \text{ Ecuación 9}$$

$$Cc = \frac{D_{30}^2}{D_{60} + D_{10}} \text{ Ecuación 10}$$

Datos

- **D60= 16.15mm**
- **D30= 5mm**
- **D10= 1mm**
- **Cu= 16.5**
- **Cc= 1.45**

Los cálculos nos indican que el material es una grava bien graduada (GW)

4.2 CALCULO DE PESO ESPECÍFICO

Es un parámetro muy importante para nuestro calculo posterior, es el peso del suelo en relación del volumen se ocupa los siguientes métodos realizados en el laboratorio de la Universidad Católica de Cuenca.

4.2.1 METODO DEL PICNOMETRO (ARENA)

A continuación, se describen de manera general las ecuaciones utilizadas para la determinación de los pesos específicos:

PESO ESPECÍFICO SECO

$$\frac{D}{A-(B-C)} \text{ Ecuación 11}$$

PESO ESPECÍFICO SATURADO:

$$\frac{A}{A-(B-C)} \text{ Ecuación 12}$$

PESO ESECIFICO APARENTE

$$\frac{D}{D-(B-C)} \text{ Ecuación 13}$$

% DE ABSORCIÓN

$$\frac{100(A-D)}{D} \text{ Ecuación 14}$$

Material que Pasante el tamiz No. 4

- A= 200g. PESO DEL MATERIAL SUPERFICIALMENTE SECO Y SATURADO
- B= 778.4g. PESO DEL PICNOMETRO + AGUA + MUESTRA
- C= 657.2g. PESO DEL PICNOMETRO + AGUA
- D= 191g. PESO DEL MATERIAL SECO

$$DA-(B-C) \text{ Ecuación 11}$$

$$AA-(B-C)= 2.538g. \quad AA-(B-C) \text{ Ecuación 12}$$

SUPERFICIALMENTE SECO

$$DD-(B-C) = 2.736g. \quad DD-(B-C) \text{ Ecuación 13}$$

$$100(A-D)D = 4.712\% \quad 100(A-D)D \text{ Ecuación 14}$$



4.2.2 METODO DEL PICNOMETRO (GRAVA)

Material que Retiene el tamiz No. 4

- A= 2081.8g. PESO DEL MATERIAL SUPERFICIALMENTE SECO Y SATURADO
- B= 6581g. PESO DEL PICNOMETRO + AGUA + MUESTRA
- C= 5292g. PESO DEL PICNOMETRO + AGUA
- D= 2029g. PESO DEL MATERIAL SECO

$$DA - (B - C) = 2.559g \quad DA - (B - C) \text{ Ecuación 11}$$

$$AA - (B - C) = 2.625g. \quad AA - (B - C) \text{ Ecuación 12}$$

SUPERFICIALMENTE SECO

$$DD - (B - C) = 2.741g. \quad DD - (B - C) \text{ Ecuación 13}$$

$$100(A - D)D = 2.60\% \quad 100(A - D)D \text{ Ecuación 14}$$

Para posteriores cálculos se ocupa el peso específico aparente, como se tiene dos tipos de suelos un grueso y un fino entonces realizamos el promedio de los dos y es con el que vamos a trabajar.

$$\text{peso específico aparente} = \frac{\text{peso esp apar.grava} + \text{peso esp.apar.arena}}{2} \text{ Ecuación 15}$$

PESO ESPECIFICO APARENTE= 2.738g.

$$\text{peso específico seco} = \frac{\text{peso esp seco grava} + \text{peso esp.seco.arena}}{2} \text{ Ecuación 16}$$

PESO ESPECIFICO APARENTE= 2.491g

4.3 CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO

Usando el análisis del equilibrio, Terzaghi se expresa la capacidad ultima de carga en la forma

$$q_u = cN_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN\gamma \text{ Ecuación 17}$$

- c= 0
- $\gamma = 2.738g.$ peso específico del suelo.
- q= γD_f Alto de la zapata



- N_c , N_q , N_γ factores de capacidad de carga adimensionales que son únicamente funciones del ángulo de fricción del suelo, ϕ .
 - $\phi = 30^\circ$ ángulo de fricción
- Los factores de capacidad encontramos en la siguiente tabla de Vesic.

| 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 | | | | | | |

* Según Vesic (1973)

Tabla 20: Capacidad portante del suelo

Fuente: Vesic

4.4 RESULTADOS DE LA CARGA ÚLTIMA



| Df | c | Nc | Nq | N γ | γ | q | B | qu |
|------|---|-------|-------|------------|----------|-----|---|------|
| 0.75 | 0 | 30.14 | 18.40 | 22.40 | 2 | 1.5 | 2 | 72.4 |

Tabla 21: Resultados de la carga última

Fuente: Tesista Héctor Calle

CAPACIDAD PORTANTE ULTIMA = 72.4 ton/m³ ocupamos un factor de seguridad de 1.2 y nos da 60.33 t/m³.

CAPITULO 5 SOCAVACION

El caudal puede llevar una velocidad media mayor a la velocidad que produce el desgaste del lecho y esto hace que se produzca socavación.

5.1 METODO DE LEVEDIEV

Este método es definido para suelos cohesivos y suelos no cohesivos gracias a nuestro estudio de suelos tenemos definido el nuestro que es un suelo no cohesivo.

$$HS = \left(\frac{N \cdot H^{\frac{5}{3}}}{0.68 \cdot dm^{0.28} \cdot \beta} \right)^{\frac{1}{(1+x)}} \text{ Ecuación 18}$$

5.1.1 SECCION A SER ANALIZADA

Aquí observamos las coordenadas de nuestra sección transversal indicada en la Imagen 14:

| Abscisa | Altura |
|---------|--------|
| 0 | 0.02 |
| 2.1 | 0.612 |
| 2.87 | 0.72 |
| 4.88 | 0.79 |
| 11.8 | 0.98 |
| 15.93 | 0.72 |
| 16.7 | 0.63 |
| 18.62 | 0 |

Tabla 22: Geometría de sección río Machángara – Emplazamiento del modelo

Fuente: Tesista Héctor Calle

5.1.2 TIRANTE (H)

Este se calcula con el Área hidráulica de nuestra sección transversal dividido para el ancho de la misma.

$$H = \frac{A}{B} \text{ Ecuación 19}$$

- Área hidráulica= 13.215 m²
- B= 18.62m

- El tirante es de 0.71m

5.1.3 GASTO DE DISEÑO (N)

Se calcula de la siguiente manera.

$$N = \frac{Q}{H^3 * B} \text{ Ecuación 20}$$

- Caudal (Q) es el caudal máximo que atraviesa la sección este fue calculado con el software HEC-HMS y es 92.29 m³/s.
- Tirante (H) es 0.71m
- B el ancho de nuestro río 186.2m
- Gasto de diseño (N) calculado es 0.877

5.1.4 DIAMETRO MEDIO DE LOS GRANOS DEL FONDO (dm)

Para este cálculo el criterio de Levediev nos da la siguiente formula.

$$dm = 0.01 * \sum di * Pi \text{ Ecuación 21}$$

El diámetro medio di, en mm de una fracción en la curva granulométrica de la muestra total que se analiza y el Pi el peso en % de esa misma porción, comparada respecto al peso total de la muestra.

CÁLCULOS

| di | Pi | di*Pi |
|--------------|--------|------------|
| 63.5 | 6.16% | 3.90962022 |
| 50.8 | 0% | 0 |
| 38.1 | 8.90% | 3.39199037 |
| 25.4 | 11.74% | 2.98201206 |
| 19.1 | 7.24% | 1.38246116 |
| 12.7 | 12.95% | 1.64507021 |
| 9.52 | 7.17% | 0.68229422 |
| 4.76 | 15.04% | 0.7158774 |
| 2 | 14.58% | 0.29154281 |
| 0.42 | 11.49% | 0.04826258 |
| 0.074 | 1.54% | 0.00114303 |
| Σ | | 15.050274 |

Tabla 23: Diámetro medio de los granos del fondo del río Machángara
Fuente: Tesista Héctor Calle

$$dm = 0.1505mm$$

5.1.5 COEFICIENTE β

Coefficiente de posibilidad anual en % de que se presente el gasto de diseño

| Probabilidad anual en (%) de que se presente el gasto de diseño | Coefficiente β |
|---|----------------------|
| 100 | 0.77 |
| 50 | 0.82 |
| 20 | 0.86 |
| 10 | 0.90 |
| 5 | 0.94 |
| 2 | 0.97 |
| 1 | 1.00 |
| 0.3 | 1.03 |
| 0.2 | 1.05 |
| 0.1 | 1.07 |

Tabla 24: Gasto de diseño – coeficiente β
Fuente: Liscvhtvan Levediev.

Para escoger el dato nos guiamos por el período de retorno, este proyecto es para 100 años entonces la probabilidad anual es de 1 por ende el coeficiente β es de 1.

5.1.6 COEFICIENTE X

Para suelos no cohesivos se resume en la siguiente Tabla 25 el valor a escoger:

| SUELOS COHESIVOS | | | | | | SUELOS NO COHESIVOS | | | | | |
|--------------------|------|---------|--------------------|------|---------|---------------------|------|---------|-----------|------|---------|
| γ_n (mm) | x | 1/(1+x) | γ_n (mm) | x | 1/(1+x) | d (mm) | x | 1/(1+x) | d (mm) | x | 1/(1+x) |
| 0.80 | 0.52 | 0.66 | 1.20 | 0.39 | 0.72 | 0.05 | 0.43 | 0.70 | 40.00 | 0.30 | 0.77 |
| 0.83 | 0.51 | 0.66 | 1.20 | 0.38 | 0.72 | 0.15 | 0.42 | 0.70 | 60.00 | 0.29 | 0.78 |
| 0.86 | 0.50 | 0.67 | 1.28 | 0.37 | 0.73 | 0.50 | 0.41 | 0.71 | 90.00 | 0.28 | 0.78 |
| 0.88 | 0.49 | 0.67 | 1.34 | 0.36 | 0.74 | 1.00 | 0.40 | 0.71 | 140.00 | 0.27 | 0.79 |
| 0.90 | 0.48 | 0.67 | 1.40 | 0.35 | 0.74 | 1.50 | 0.39 | 0.72 | 190.00 | 0.26 | 0.79 |
| 0.93 | 0.47 | 0.68 | 1.46 | 0.34 | 0.75 | 2.50 | 0.38 | 0.72 | 250.00 | 0.25 | 0.80 |
| 0.96 | 0.46 | 0.68 | 1.52 | 0.33 | 0.75 | 4.00 | 0.37 | 0.73 | 310.00 | 0.24 | 0.81 |
| 0.98 | 0.45 | 0.69 | 1.58 | 0.32 | 0.76 | 6.00 | 0.36 | 0.74 | 370.00 | 0.23 | 0.81 |
| 1.00 | 0.44 | 0.69 | 1.64 | 0.31 | 0.76 | 8.00 | 0.35 | 0.74 | 450.00 | 0.22 | 0.83 |
| 1.04 | 0.43 | 0.70 | 1.71 | 0.30 | 0.77 | 10.00 | 0.34 | 0.75 | 570.00 | 0.21 | 0.83 |
| 1.08 | 0.42 | 0.70 | 1.80 | 0.29 | 0.78 | 15.00 | 0.33 | 0.75 | 750.00 | 0.20 | 0.83 |
| 1.12 | 0.41 | 0.71 | 1.89 | 0.28 | 0.78 | 20.00 | 0.32 | 0.76 | 1000.00 | 0.19 | 0.84 |
| 1.16 | 0.40 | 0.71 | 2.00 | 0.27 | 0.79 | 25.00 | 0.31 | 0.76 | | | |

Tabla 25: Coeficiente x para suelos no cohesivos
Fuente: Liscvhtvan Levediev.

Para escoger el dato nos guiamos por el diámetro que en nuestro caso es $d_m=0.15$ y con ello el $x=0.42$

$$H_s = 1.733 * H_e^7 \text{ Ecuación 22}$$

ALTURAS SOCAVADAS

| H | Hs |
|-------|------------|
| 0.02 | 0.01805789 |
| 0.612 | 0.97725647 |
| 0.72 | 1.18128079 |
| 0.79 | 1.31632613 |
| 0.98 | 1.69263111 |
| 0.72 | 1.18128079 |
| 0.63 | 1.01087131 |
| 0 | 0 |

Tabla 26: Alturas socavadas del modelo
Fuente: Tesista Héctor Calle

En función a lo expuesto anteriormente tenemos que la sección socavada es la que se observa en la siguiente Imagen 19, la misma que es tomada de los resultados que la herramienta computacional nos proporciona:



Imagen 19: Sección socavada
Fuente: Tesista Héctor Calle

Una vez representada la sección socavada, se representa en la Imagen 20, la comparación de sección socavada y sección actual que el río tiene:

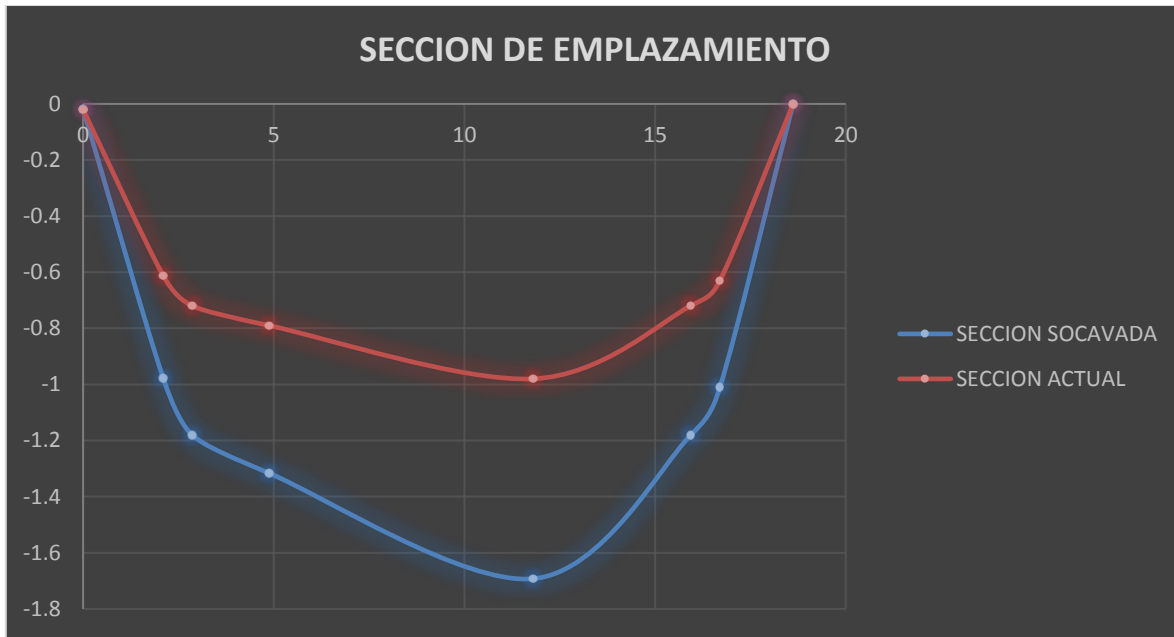


Imagen 20: Sección socavada vs Sección Actual
Fuente: Tesista Héctor Calle

CAPITULO 6 CÁLCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL

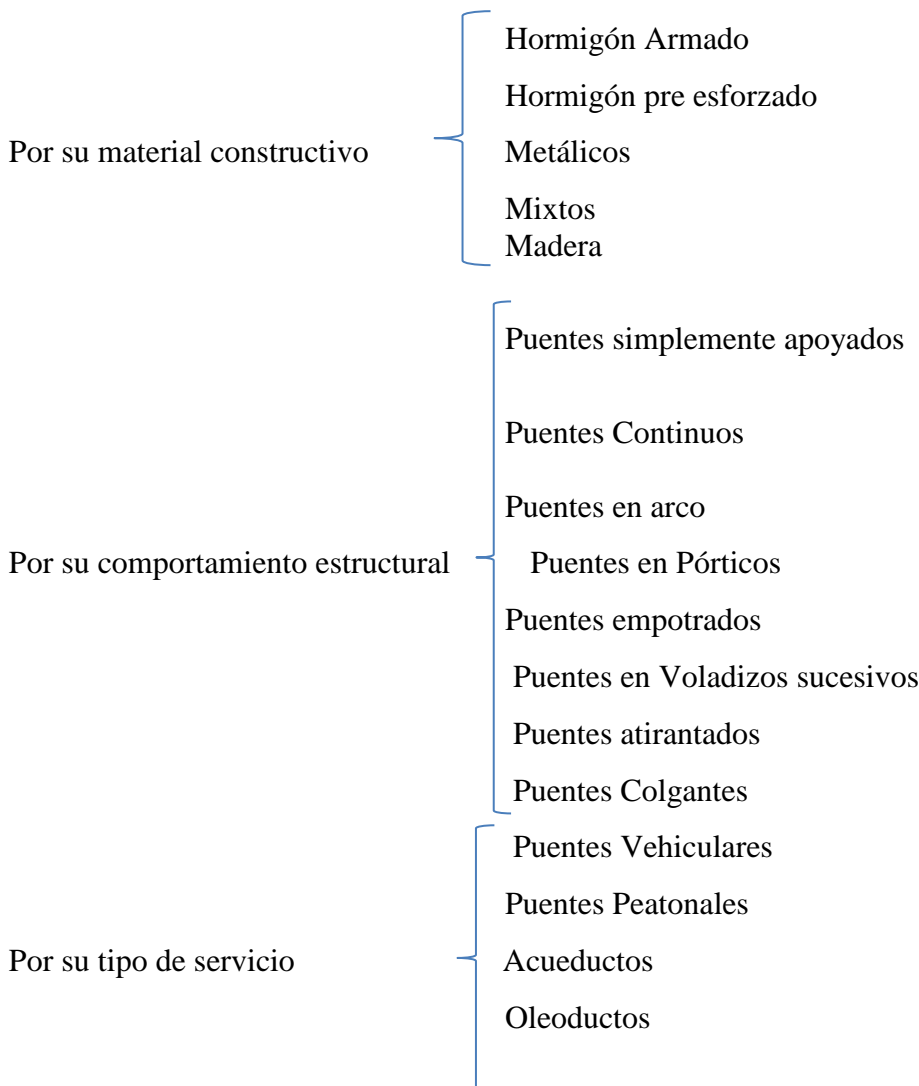
6.1 CRITERIOS DE DISEÑO

En el diagnóstico realizado en la parroquia de Chiquintad perteneciente al Cantón Cuenca, se determinó el proyecto de un puente peatonal sobre el río Machángara, El puente peatonal que se desarrolló como una opción en realizar el diseño de una estructura en arco, y se analizó un elemento simple, liviano que no afecte al paisaje de la zona.

El puente tiene una estructura de acero de 22m de longitud con recubrimiento anticorrosivo. El piso es de madera tratada y los pasamos de acero inoxidable, las bases de hormigón armado.

6.1.1 CLASIFICACION DE LOS PUENTES

Para la clasificación de nuestro puente se tomó lo que nos dice el Ingeniero Eduardo Torres en el libro Diseño de puentes.



Según esta clasificación tenemos que nuestro puente es mixto por su material constructivo, por su comportamiento estructural es en arco y es un puente peatonal por su tipo de servicio.

6.1.2 TIPOS DE CARGAS

Para puentes se utiliza dos grandes grupos de cargas.

- Cargas verticales
- Cargas longitudinales

6.1.2.1 CARGAS VERTICALES

- Carga viva
- Carga muerta

6.1.2.1.1 CARGA VIVA

En la Guía de Especificaciones Para Puentes Petonales de la ASSHTO nos dice que los miembros principales como vigas, cerchas, y arcos, deberán estar diseñados para una carga viva de peatones de $85 \frac{\text{libras}}{\text{pie}^2}$ o $415 \frac{\text{kilogramo}}{\text{metro}^2}$ del Área de pasarela del puente. La carga viva de los peatones se aplicará a diversas áreas de la pasarela a fin de producir la tensión máxima en el miembro que se está diseñando.

Sin embargo, en ningún caso la carga viva de peatones debe ser menor de $65 \frac{\text{libras}}{\text{pie}^2}$ o $317,35 \frac{\text{kilogramo}}{\text{metro}^2}$.

Miembros Secundarios: Tableros de puentes y el apoyo a los sistemas de piso, incluyendo los largueros secundarios, vigas de pisos y sus conexiones a los principales miembros de apoyo, deberán estar diseñados para una carga viva de $85 \frac{\text{libras}}{\text{pie}^2}$ o $415 \frac{\text{kilogramo}}{\text{metro}^2}$, sin reducción permitida.

“Cargas Peatonales Se deberá aplicar una carga peatonal de $3,6 \times 10^{-3}$ MPa en todas las aceras de más de 600mm. de ancho, y esta carga se deberá considerar simultáneamente con la sobrecarga vehicular de diseño. Los puentes exclusivamente para tráfico peatonal y/o ciclista se deberán diseñar para una sobrecarga de $4,1 \times 10^{-3}$ MPa” (AASHTO, 2004).

Se utilizará entonces una carga de $418.03 \frac{\text{kilogramo}}{\text{metro}^2}$

6.1.2.1.2 CARGA MUERTA

El ingeniero Eduardo Torres en el libro Diseño de puentes nos dice que como carga muerta se le considera al peso de los elementos colocados en forma permanente en la estructura. Y



que este se calcula para varios materiales, para las cargas permanentes se pueden utilizar las densidades especificadas en la siguiente Tabla 27.

| Material | | Densidad (kg/m ³) |
|--|---|-------------------------------------|
| Aleaciones de aluminio | | 2800 |
| Superficies de rodamiento bituminosas | | 2250 |
| Hierro fundido | | 7200 |
| Escoria | | 960 |
| Arena, limo o arcilla compactados | | 1925 |
| Hormigón | Agregados de baja densidad | 1775 |
| | Agregados de baja densidad y arena | 1925 |
| | Densidad normal con $f_c \leq 35$ MPa | 2320 |
| | Densidad normal con $35 < f_c \leq 105$ MPa | $2240 + 2,29f_c$ |
| Arena, limo o grava sueltos | | 1600 |
| Arcilla blanda | | 1600 |
| Grava, macadán o balasto compactado a rodillo | | 2250 |
| Acero | | 7850 |
| Sillería | | 2725 |
| Madera | Dura | 960 |
| | Blanda | 800 |
| Agua | Dulce | 1000 |
| | Salada | 1025 |
| Elemento | | Masa por unidad de longitud (Kg/mm) |
| Rieles para tránsito, durmientes y fijadores por vía | | 0,30 |

Tabla 27: Densidades para diferentes materiales

Fuente: código ASSHTO de cargas permanentes

6.1.2.2 CARGAS LONGITUDINALES

6.1.2.2.1 CARGA DE VIENTO

a. Velocidad instantánea máxima del viento

La velocidad de diseño para viento hasta 10m de altura será la adecuada a la velocidad máxima para la zona de ubicación de la edificación, pero no será menor a 21m/s (75km/h) (Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2014a).

b. Velocidad corregida del viento

La velocidad instantánea máxima del viento se multiplicará por un coeficiente de corrección σ que depende de la altura y de las características topográficas y/o de edificación del entorno (nivel de exposición al viento), de acuerdo con la Tabla 28.

$$V_b = V \cdot \sigma \quad \text{Ecuación 23}$$

Dónde:

V_b : Velocidad corregida del viento en m/s;

V : Velocidad instantánea máxima del viento en m/s, registrada a 10m de altura sobre el terreno;

σ : Coeficiente de corrección de la Tabla 28

Las características topográficas se reparten en 3 categorías:

| Altura (m) | Sin obstrucción (Categoría A) | Obstrucción baja (Categoría B) | Zona edificada (Categoría C) |
|------------|----------------------------------|-----------------------------------|---------------------------------|
| 5 | 0.91 | 0.86 | 0.80 |
| 10 | 1.00 | 0.90 | 0.80 |
| 20 | 1.06 | 0.97 | 0.88 |
| 40 | 1.14 | 1.03 | 0.96 |
| 80 | 1.21 | 1.14 | 1.06 |
| 150 | 1.28 | 1.22 | 1.15 |

Tabla 28: Coeficiente de corrección σ
Fuente: NEC 15 – Cargas no sísmicas

c. Cálculo de la presión del viento

Se considera que la acción del viento actúa como presión sobre los elementos de fachada. Para determinar la resistencia del elemento frente al empuje del viento, se establece una presión de cálculo P , cuyo valor se determinará mediante la expresión:

$$P = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_b^2 \cdot c_e \cdot c_f \quad \text{Ecuación 24}$$

Donde:

P : Presión de cálculo expresada en Pa (N/m^2)

ρ : Densidad del aire expresada en Kg/m^3 (En general, se puede adoptar 1.25 Kg/m^3)

c_e : Coeficiente de entorno/altura

c_f : Coeficiente de forma (apartado **d.** de la presente 6.2.2.1)

d. Factor de forma Cf

Determinación de Cf

Se determina Cf de acuerdo con la Tabla 29:

| Construcción | Barlovento | Sotavento |
|--|-------------|-----------|
| Superficies verticales de edificios | +0.8 | |
| Anuncios, muros aislados, elementos con una dimensión corta en el sentido del viento | +1.5 | |
| Tanques de agua, chimeneas y otros de sección circular o elíptica | +0.7 | |
| Tanques de agua, chimeneas y otros de sección cuadrada o rectangular | +2.0 | |
| Arcos y cubiertas cilíndricas con un ángulo de inclinación que no exceda los 45° | +0.8 | -0.5 |
| Superficies inclinadas a 15° o menos | +0.3 a 0 | -0.6 |
| Superficies inclinadas entre 15° y 60° | +0.3 a +0.7 | -0.6 |
| Superficies inclinadas entre 60° y la vertical | +0.8 | -0.6 |

*Tabla 29: Determinación del factor de forma Cf.
Fuente: NEC 15 – Cargas no sísmicas*

El signo positivo (+) indica presión

El signo negativo (-) indica succión

e. Coeficiente de entorno/altura Ce

Es un factor de corrección que tiene en cuenta el grado de exposición al viento del elemento considerado.

El valor de Ce (Tabla 30) puede ser también escogido dependiendo del entorno en el que se encuentra la parte frontal de la estructura en contraste con su altura, para ello utilizamos una tabla que nos permite observar los parámetros y escoger dicho factor.

| Entorno del edificio | Altura elemento sobre nivel de suelo exterior (m) | | | | | |
|--------------------------------|---|------|------|------|------|------|
| | 3 | 5 | 10 | 20 | 30 | 50 |
| Centro de grandes ciudades | 1.63 | 1.63 | 1.63 | 1.63 | 1.68 | 2.15 |
| Zonas urbanas | 1.63 | 1.63 | 1.63 | 1.96 | 2.32 | 2.82 |
| Zonas Rurales | 1.63 | 1.63 | 1.89 | 2.42 | 2.75 | 3.20 |
| Terreno abierto son obstáculos | 1.64 | 1.93 | 2.35 | 2.81 | 3.09 | 3.47 |

Tabla 30: Determinación del Coeficiente de entorno/altura Ce.

Fuente: Monografía Ing. Edgar Rodríguez.

6.1.2.2.2 CARGA SISMICA

6.1.2.2.2.1 DETERMINACIÓN DEL FACTOR Z

Para edificaciones de uso normal, se usa el valor de Z, que representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad (Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2014b).

El sitio donde se construirá la estructura determinará una de las seis zonas sísmicas del Ecuador, caracterizada por el valor del factor de zona A, de acuerdo al mapa de la Imagen 21.

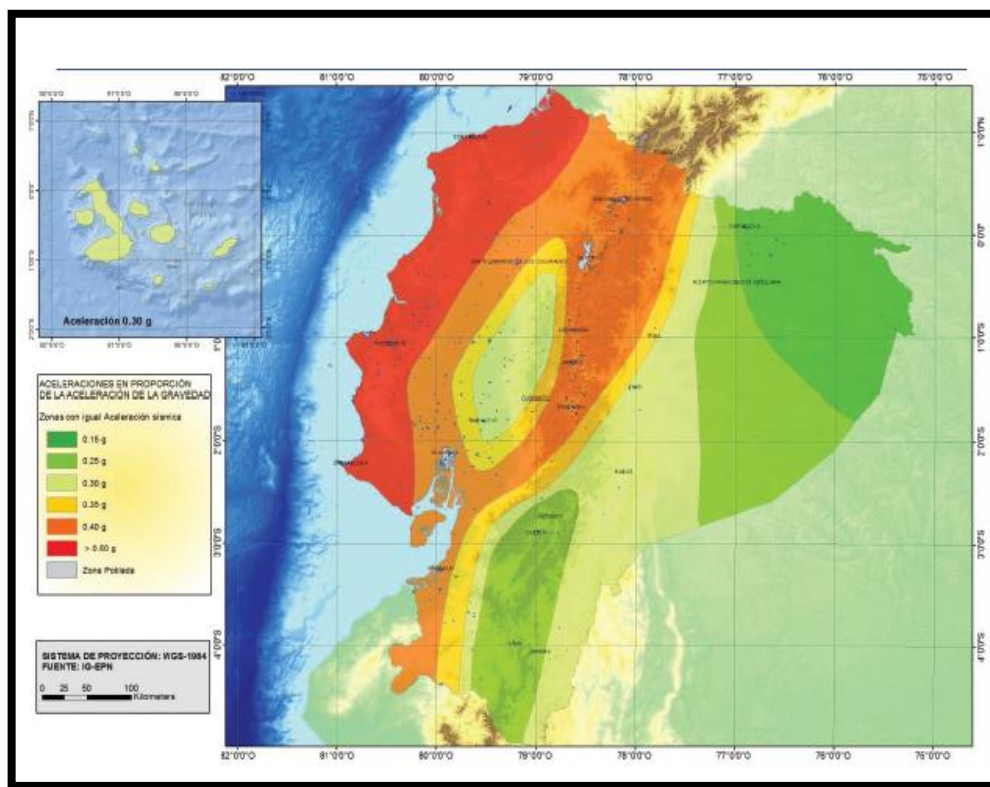


Imagen 21: Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z.

Fuente: NEC-SE-DS-Peligro Sísmico.

El mapa de zonificación sísmica para diseño proviene del resultado del estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años (período de retorno 475 años), que incluye una saturación a 0.50 g de los valores de aceleración sísmica en roca en el litoral ecuatoriano que caracteriza la zona VI.



| 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 31: Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.

Fuente: NEC-SE-DS-Peligro Sísmico.

Todo el territorio ecuatoriano está catalogado como de amenaza sísmica alta, con excepción del:

- Nororiente que presenta una amenaza sísmica intermedia,
- Litoral ecuatoriano que presenta una amenaza sísmica muy alta.

Determinación

- Para facilitar la determinación del valor de Z, en la Tabla 33: Poblaciones ecuatorianas y valor del factor Z

| POBLACION | PARROQUIA | CANTON | PROVINCIA | Z |
|--------------------------|---------------------------|----------------|-----------|------|
| CUENCA | CUENCA | CUENCA | AZUAY | 0.25 |
| CHORDELEG | CHORDELEG | CHORDELEG | AZUAY | 0.25 |
| GUALACEO | GUALACEO | GUALACEO | AZUAY | 0.25 |
| SEVILLA DE ORO | SEVILLA DE ORO | SEVILLA DE ORO | AZUAY | 0.25 |
| EL PAN | EL PAN | EL PAN | AZUAY | 0.25 |
| PAUTE | CHICAN (GUILLERMO ORTEGA) | PAUTE | AZUAY | 0.25 |
| GUARANDA | GUARANDA | GUARANDA | BOLIVAR | 0.35 |
| SAN LORENZO | SAN LORENZO | GUARANDA | BOLIVAR | 0.35 |
| SANTIAGO | SANTIAGO | SAN MIGUEL | BOLIVAR | 0.35 |
| SAN JOSE DEL TAMBO | SAN JOSE DEL TAMBO | CHILLANES | BOLIVAR | 0.35 |
| SAN SIMON | SAN SIMON (YACOTO) | GUARANDA | BOLIVAR | 0.35 |
| SAN MIGUEL DE BOLIVAR | SAN MIGUEL | SAN MIGUEL | BOLIVAR | 0.35 |
| SAN JOSE DE CHIMBO | SAN JOSE DE CHIMBO | CHIMBO | BOLIVAR | 0.35 |
| SIMIATUG | SIMIATUG | GUARANDA | BOLIVAR | 0.30 |
| SAN LUIS DE PAMBIL | SAN LUIS DE PAMBIL | GUARANDA | BOLIVAR | 0.30 |
| FACUNDO VELA | FACUNDO VELA | GUARANDA | BOLIVAR | 0.30 |
| LAS MERCEDES | LAS NAVES | LAS NAVES | BOLIVAR | 0.30 |
| LAS NAVES | LAS NAVES | LAS NAVES | BOLIVAR | 0.30 |
| SAN LUIS DE LAS MERCEDES | SAN LUIS DE PAMBIL | GUARANDA | BOLIVAR | 0.30 |
| ECHEANDIA | ECHEANDIA | ECHEANDIA | BOLIVAR | 0.30 |
| CHILLANES | CHILLANES | CHILLANES | BOLIVAR | 0.40 |

Tabla 32: Poblaciones ecuatorianas y valor del factor Z.

Fuente: NEC-SE-DS-Peligro Sísmico.

- Si se ha de diseñar una estructura en una población o zona que no consta en la lista y que se dificulte la caracterización de la zona en la que se encuentra utilizando el mapa (véase Imagen 21), debe escogerse el valor de la población más cercana.

6.1.2.2.2 TIPOS DE PERFILES DE SUELOS PARA EL DISEÑO SÍSMICO

Se definen seis tipos de perfil de suelo los cuales se presentan en la Tabla 33.

Los parámetros utilizados en la clasificación son los correspondientes a los 30 m superiores del perfil para los perfiles tipo A, B, C, D y E. Aquellos perfiles que tengan estratos claramente diferenciados deben subdividirse, asignándoles un subíndice *i* que va desde 1 en la superficie, hasta *n* en la parte inferior de los 30 m superiores del perfil.

Para el perfil tipo F se aplican otros criterios, y la respuesta no debe limitarse a los 30 m superiores del perfil en los casos de perfiles con espesor de suelo significativo.

| Tipo de perfil | Descripción | Definición |
|----------------|---|---|
| A | Perfil de roca competente | $V_s \geq 1500$ m/s |
| B | Perfil de roca de rigidez media | 1500 m/s $> V_s \geq 760$ 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 m/s $> V_s \geq 360$ m/s |
| | Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios | $N \geq 50.0$ $S_u \geq 100$ KPa |
| D | Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o | 360 m/s $> V_s \geq 180$ m/s |
| | Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones | $50 > N \geq 15.0$ 100 kPa $> S_u \geq 50$ kPa |
| E | Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o | $V_s < 180$ m/s |
| | Perfil que contiene un espesor total <i>H</i> mayor de 3 m de arcillas blandas | $IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50$ kPa |

| | |
|---|---|
| F | Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases: |
| | F1—Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc. |
| | F2—Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H > 3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas). |
| | F3—Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7.5 m con índice de Plasticidad IP > 75) |
| | F4—Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H > 30m) |
| | F5—Suelos con contrastes de impedancia α ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte. |
| | F6—Rellenos colocados sin control ingenieril. |

Tabla 33: Clasificación de los perfiles de suelo.

Fuente: NEC-SE-DS-Peligro Sísmico.

6.1.2.2.3 COEFICIENTES DE PERFIL DE SUELO FA, FD Y FS.

a. Fa: Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto

En la Tabla 34 se presentan los valores del coeficiente Fa que amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para diseño en roca, tomando en cuenta los efectos de sitio.

| Tipo de perfil del subsuelo | Zona sísmica y factor Z | | | | | |
|-----------------------------|-------------------------|------|------|------|------|------------|
| | I | II | III | IV | V | VI |
| | 0.15 | 0.25 | 0.30 | 0.35 | 0.40 | ≥ 0.5 |
| A | 0.9 | 0.9 | 0.9 | 0.9 | 0.9 | 0.9 |
| B | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| C | 1.4 | 1.3 | 1.25 | 1.23 | 1.2 | 1.18 |
| D | 1.6 | 1.4 | 1.3 | 1.25 | 1.2 | 1.12 |
| E | 1.8 | 1.4 | 1.25 | 1.1 | 1.0 | 0.85 |

Tabla 34: Tipo de suelo y Factores de sitio Fa.

Fuente: NEC-SE-DS-Peligro Sísmico

b. Fd: amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca

En la Tabla 35 se presentan los valores del coeficiente Fd que amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.

| Tipo de perfil del subsuelo | Zona sísmica y factor Z | | | | | |
|-----------------------------|-------------------------|------|------|------|------|------|
| | I | II | III | IV | V | VI |
| | 0.15 | 0.25 | 0.30 | 0.35 | 0.40 | ≥0.5 |
| A | 0.9 | 0.9 | 0.9 | 0.9 | 0.9 | 0.9 |
| B | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| C | 1.4 | 1.3 | 1.25 | 1.23 | 1.2 | 1.18 |
| D | 1.6 | 1.4 | 1.3 | 1.25 | 1.2 | 1.12 |
| E | 1.8 | 1.4 | 1.25 | 1.1 | 1.0 | 0.85 |

Tabla 35: Tipo de suelo y Factores de sitio F_d .

Fuente: NEC-SE-DS-Peligro Sísmico

c. F_s : comportamiento no lineal de los suelos

En la Tabla 36 se presentan los valores del coeficiente F_s , que consideran el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos.

| Tipo de perfil del subsuelo | Zona sísmica y factor Z | | | | | |
|-----------------------------|-------------------------|------|------|------|------|------|
| | I | II | III | IV | V | VI |
| | 0.15 | 0.25 | 0.30 | 0.35 | 0.40 | ≥0.5 |
| A | 0.75 | 0.75 | 0.75 | 0.75 | 0.75 | 0.75 |
| B | 0.75 | 0.75 | 0.75 | 0.75 | 0.75 | 0.75 |
| C | 0.85 | 0.94 | 1.02 | 1.06 | 1.11 | 1.23 |
| D | 1.02 | 1.06 | 1.11 | 1.19 | 1.28 | 1.40 |
| E | 1.5 | 1.6 | 1.7 | 1.8 | 1.9 | 2 |

Tabla 36: Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo F_s .

Fuente: NEC-SE-DS-Peligro Sísmico

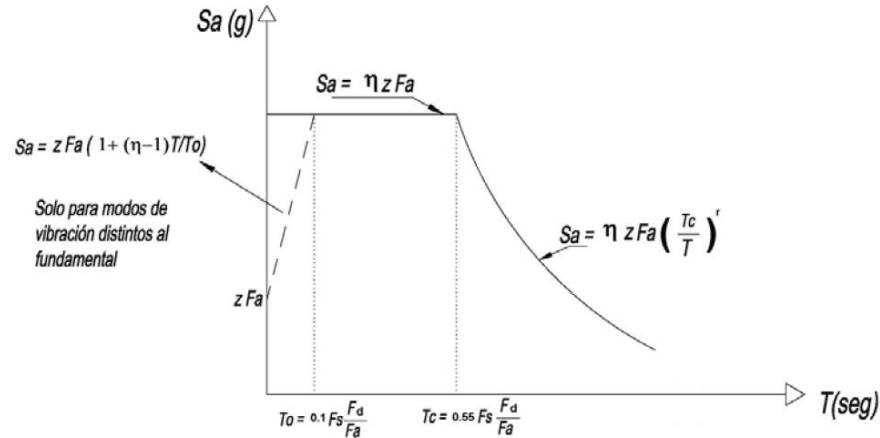
6.1.2.2.2.4 ESPECTRO ELÁSTICO HORIZONTAL DE DISEÑO EN ACELERACIONES.

El espectro de respuesta elástico de aceleraciones S_a , expresado como fracción de la aceleración de la gravedad, para el nivel del sismo de diseño, se proporciona en la Imagen 22, consistente con:

- el factor de zona sísmica Z ,
- el tipo de suelo del sitio de emplazamiento de la estructura,



- la consideración de los valores de los coeficientes de amplificación de suelo F_a , F_d , F_s .



Dónde:

- η Razón entre la aceleración espectral S_a ($T = 0.1$ s) y el PGA para el período de retorno seleccionado.
- F_a Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período cortó. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca, considerando los efectos de sitio
- F_d Coeficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio
- F_s Coeficiente de amplificación de suelo. Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos
- S_a Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g). Depende del período o modo de vibración de la estructura
- T Período fundamental de vibración de la estructura
- T_0 Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño
- T_c Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño
- Z Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g

Imagen 22: Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

Fuente: NEC-SE-DS-Peligro Sísmico

Dicho espectro, que obedece a una fracción de amortiguamiento respecto al crítico de 5%, se obtiene mediante las siguientes ecuaciones, válidas para períodos de vibración estructural T pertenecientes a 2 rangos:

$$S_a = \eta Z F_a \text{ Para } 0 \leq T \leq T_c \text{ Ecuación 25}$$

$$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T} \right)^r \text{ Para } T > T_c \text{ Ecuación 26}$$

Donde:

η : Razón entre la aceleración espectral $S_a(T = 0.1s)$ y el PGA para el período de retorno seleccionado.

r : Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto

$r = 1$ Para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E

$r = 1.5$ Para tipo de suelo E

S_a : Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g). Depende del período o modo de vibración de la estructura

T : Período fundamental de vibración de la estructura

T_c : Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño

Z : Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g .

Asimismo, de los análisis de las ordenadas de los espectros de peligro uniforme en roca para el 10% de probabilidad de excedencia en 50 años (período de retorno 475 años), y, normalizándolos para la aceleración máxima en el terreno Z , se definieron los valores de la relación de amplificación espectral, η (S_a/Z , en roca), que varían dependiendo de la región del Ecuador, adoptando los siguientes valores:

- $\eta = 1.80$: Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas),
- $\eta = 2.48$: Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos
- $\eta = 2.60$: Provincias del Oriente

El límite para el período de vibración T_c se obtiene de la siguiente expresión:

$$T_c = 0.55 F_s \frac{F_d}{F_a} \text{ Ecuación 27}$$

Donde:

F_a : Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período cortó. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca, considerando los efectos de sitio

F_d : Coeficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio

F_s : Coeficiente de amplificación de suelo. Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos

T_c : Es el período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

6.1.2.2.2.5 METODOLOGÍA DEL DISEÑO SISMO RESISTENTE – COEFICIENTE DE IMPORTANCIA I.

La estructura a construirse se clasificará en una de las categorías que se establecen en la Tabla 37 y se adoptará el correspondiente factor de importancia I.

El propósito del factor I es incrementar la demanda sísmica de diseño para estructuras, que por sus características de utilización o de importancia deben permanecer operativas o sufrir menores daños durante y después de la ocurrencia del sismo de diseño.

| Categoría | Tipo de uso, destino e importancia | Coefficiente I |
|-----------------------------------|---|----------------|
| Edificaciones esenciales | Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas. | 1.5 |
| Estructuras de ocupación especial | Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente | 1.3 |
| Otras estructuras | Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores | 1.0 |

Tabla 37: Tipo de uso, destino e importancia de la estructura.

Fuente: NEC-SE-DS-Peligro Sísmico

El diseño de las estructuras con factor de importancia 1.0 cumplirá con todos los requisitos establecidos en el presente capítulo de la norma.

6.1.2.2.2.6 CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL.

a. Configuraciones a privilegiar

Diseñadores arquitectónicos y estructurales procuraran que la configuración de la estructura sea simple y regular para lograr un adecuado desempeño sísmico. La Imagen 23 muestra configuraciones estructurales recomendadas.

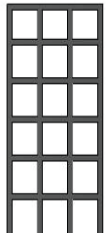
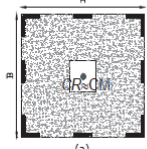
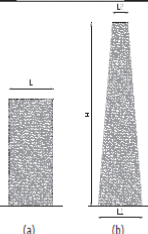
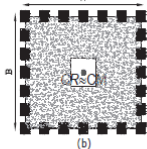
| CONFIGURACIÓN EN ELEVACIÓN $\phi_E=1$ | | CONFIGURACIÓN EN PLANTA $\phi_P=1$ | |
|--|---|---|--|
| La altura de entrepiso y la configuración vertical de sistemas aporticados, es constante en todos los niveles. $\phi_E=1$ |  | La configuración en planta ideal en un sistema estructural es cuando el Centro de Rigidez es semejante al Centro de Masa. $\phi_P=1$ |  |
| La dimensión del muro permanece constante a lo largo de su altura o varía de forma proporcional. $\phi_E=1$ |  | |  |

Imagen 23 Configuraciones estructurales recomendadas.

Fuente: NEC-SE-DS-Peligro Sísmico

b. Configuraciones más complejas

Cambios abruptos de rigidez y resistencia como los mostrados en la Imagen 24, deben evitarse con el fin de impedir acumulación de daño en algunos componentes en desmedro de la ductilidad global del sistema y por lo tanto no se recomiendan.

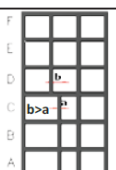
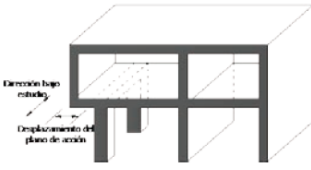

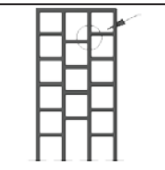
| IRREGULARIDADES EN ELEVACIÓN | | IRREGULARIDADES EN PLANTA |
|---|---|---|
| Ejes verticales discontinuos o muros soportados por columnas. La estructura se considera irregular no recomendada cuando existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema resistente, dentro del mismo plano en el que se encuentran, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del elemento. |  | Desplazamiento de los planos de acción de elementos vertical. Una estructura se considera irregular no recomendada cuando existen discontinuidades en los ejes verticales, tales como desplazamientos del plano de acción de elementos verticales del sistema resistente.  |
| Piso débil-Discontinuidad en la resistencia. La estructura se considera irregular no recomendada cuando la resistencia del piso es menor que el 70% de la resistencia del piso inmediatamente superior, (entendiéndose por resistencia del piso la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada). |  | |
| Columna corta Se debe evitar la presencia de columnas cortas, tanto en el diseño como en la construcción de las estructuras. |  | |

Imagen 24: Configuraciones estructurales no recomendadas.

Fuente: NEC-SE-DS-Peligro Sísmico

6.1.2.2.2.7 REGULARIDAD EN PLANTA Y ELEVACIÓN

Una estructura se considera como regular en planta y en elevación, cuando no presenta ninguna de las condiciones de irregularidad descritas en la Imagen 24 e Imagen 25.

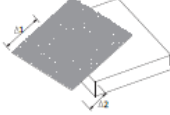
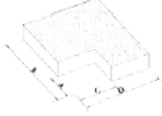
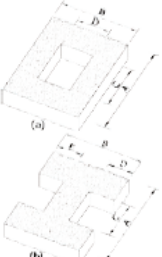
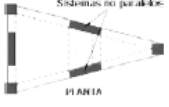
| | |
|---|--|
| <p>Tipo 1 - Irregularidad torsional $\phi_T=0.9$ $\Delta > 1.2 \frac{(\Delta_1 + \Delta_2)}{2}$</p> <p>Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.</p> |  |
| <p>Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas $\phi_T=0.9$ $A > 0.15B$ y $C > 0.15D$</p> <p>La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.</p> |  |
| <p>Tipo 3 - Discontinuidades en el sistema de piso $\phi_T=0.9$ a) $C \times D > 0.5A \times B$ b) $[C \times D + C \times E] > 0.5A \times B$</p> <p>La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.</p> |  |
| <p>Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos $\phi_T=0.9$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.</p> |  |
| <p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p> | |

Imagen 25: Coeficientes de irregularidad en planta.

Fuente: NEC-SE-DS-Peligro Sísmico

6.1.2.2.2.8 IRREGULARIDADES Y COEFICIENTES DE CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL

La Imagen 25 y la Imagen 26 describen las tipologías de irregularidades que se pueden presentar con mayor frecuencia en las estructuras de edificación. Junto a la descripción se caracteriza la severidad (acumulativa o no) de tales irregularidades.



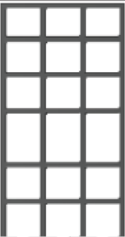

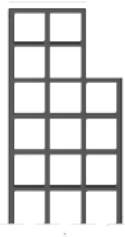
| | |
|--|---|
| <p>Tipo 1 - Piso flexible $\phi_B=0.9$ Rigidez $K_i < 0.70$ Rigidez K_0 $Rigidez < 0.80 \frac{(K_{i-1} + K_i + K_{i+1})}{3}$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p> |  |
| <p>Tipo 2 - Distribución de masa $\phi_B=0.9$ $m_D > 1.50 m_E$ ó $m_D > 1.50 m_C$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.</p> |  |
| <p>Tipo 3 - Irregularidad geométrica $\phi_B=0.9$ $a > 1.3 b$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.</p> |  |
| <p><small>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</small></p> | |

Imagen 26: Coeficientes de irregularidad en elevación.

Fuente: NEC-SE-DS-Peligro Sísmico

a. Coeficiente de regularidad en planta ϕ_P

El coeficiente ϕ_P se estimará a partir del análisis de las características de regularidad e irregularidad en las plantas en la estructura, descritas en la Imagen 25. Se utilizará la expresión:

$$\phi_P = \phi_{PA} \times \phi_{PB} \text{ Ecuación 28}$$

Dónde

ϕ_P Coeficiente de regularidad en planta

ϕ_{PA} Mínimo valor ϕ_{Pi} de cada piso i de la estructura en el caso de irregularidades tipo 1, 2 y/o 3

ϕ_{PB} Mínimo valor ϕ_{Pi} de cada piso i de la estructura en el caso de irregularidades tipo 4

ϕ_{Pi} Coeficiente de configuración en planta

Cuando una estructura no contempla ninguno de los tipos de irregularidades descritas en la Tabla 39, en ninguno de sus pisos, ϕ_P tomará el valor de 1 y se le considerará como regular en planta.

b. Coeficiente de regularidad en elevación \emptyset_E

El coeficiente \emptyset_E se estimará a partir del análisis de las características de regularidad e irregularidad en elevación de la estructura, descritas en la Imagen 26. Se utilizará la expresión:

$$\emptyset_E = \emptyset_{EA} \times \emptyset_{EB} \quad \text{Ecuación 29}$$

Dónde:

\emptyset_E : Coeficiente de regularidad en elevación

\emptyset_{EA} : Mínimo valor \emptyset_{Ei} de cada piso i de la estructura, en el caso de irregularidades tipo 1; \emptyset_{Ei} en cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla para la irregularidad tipo 1

\emptyset_{EB} : Mínimo valor \emptyset_{Ei} de cada piso i de la estructura, en el caso de irregularidades tipo 1; \emptyset_{Ei} en cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla para la irregularidad tipo 2 y/o 3

\emptyset_{Ei} : Coeficiente de configuración en elevación

Cuando una estructura no contempla ninguno de los tipos de irregularidades descritos en las Imagen 25 y Imagen 26 en ninguno de sus niveles, $\emptyset_E = 1$ y se le considerará como regular en elevación.

6.1.2.2.2.9 IRREGULARIDADES Y COEFICIENTES DE CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL

La carga sísmica W representa la carga reactiva por sismo.

Caso general

$$W = D \quad \text{Ecuación 30}$$

Dónde

D : Carga muerta total de la estructura

6.1.2.2.2.10 PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO DEL DBF

a. Pasos del método

Los pasos a seguir son los siguientes:

- Determinación del **espectro de diseño $S_a(T)$** de acuerdo con las características geotectónicas del lugar de emplazamiento de la estructura,
- Cálculo aproximado del **período fundamental de vibración aproximado T_a** ,
- Determinación del **cortante de base V** con los resultados de los pasos anteriores,
- Determinación de las **distribuciones vertical y horizontal de V** ,

- Dirección de aplicación de estas fuerzas sísmicas y verificación de que los índices de deriva no sobrepasen el valor permitido.

b. Cortante basal de diseño **V**

El cortante basal total de diseño **V**, a nivel de cargas últimas, aplicado a una estructura en una dirección especificada, se determinará mediante las expresiones:

$$V = \frac{I \cdot S_a(T_a)}{R \cdot \phi_P \phi_E} W \text{ Ecuación 31}$$

Donde:

$S_a(T_a)$: Espectro de diseño en aceleración

ϕ_P y ϕ_E : Coeficientes de configuración en planta y elevación.

I : Coeficiente de importancia

R : Factor de reducción de resistencia sísmica

V : Cortante basal total de diseño

W : Carga sísmica reactiva

T_a : Período de vibración

c. Determinación del período de vibración **T**

El período de vibración aproximativo de la estructura **T**, para cada dirección principal, será estimado a partir del método descrito a continuación.

El valor de **T** obtenido al utilizar este método es una estimación inicial razonable del período estructural que permite el cálculo de las fuerzas sísmicas a aplicar sobre la estructura y realizar su dimensionamiento.

T permite determinar el valor **S_a** del espectro en aceleraciones mediante el grafico expuesto en la Imagen 22.

Para estructuras de edificación, el valor de **T** puede determinarse de manera aproximada mediante la expresión:

$$T = C_t h_n^\alpha \text{ Ecuación 32}$$

Donde:

C_t : Coeficiente que depende del tipo de edificio

h_n : Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros

T : Período de vibración



| Tipo de estructura | C_t | α |
|--|-------|----------|
| Estructuras de acero | | |
| Sin arriostramientos | 0.072 | 0.8 |
| Con arriostramientos | 0.073 | 0.75 |
| Pórticos especiales de hormigón armado | | |
| Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras | 0.055 | 0.9 |
| Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural | 0.055 | 0.75 |

Tabla 38: C_f y α para la determinación de T .

Fuente: NEC-SE-DS-Peligro Sísmico

d. Definición del factor R en el marco de la NECs

El factor R permite una reducción de las fuerzas sísmicas de diseño, lo cual es permitido siempre que las estructuras y sus conexiones se diseñen para desarrollar un mecanismo de falla previsible y con adecuada ductilidad, donde el daño se concentre en secciones especialmente detalladas para funcionar como rótulas plásticas.

En el caso del método DBF, se considerará como parámetro constante dependiente únicamente de la tipología estructural.

Criterios de definición de R

Los factores de reducción de resistencia R dependen realmente de algunas variables, tales como:

- tipo de estructura,
- tipo de suelo,
- período de vibración considerado
- factores de ductilidad, sobre resistencia, redundancia y amortiguamiento de una estructura en condiciones límite

Grupos estructurales de acuerdo con R

Se seleccionará uno de los dos grupos estructurales siguientes, a utilizarse para la edificación:

- sistemas estructurales dúctiles (véase Tabla 39)
- sistemas estructurales de ductilidad limitada, los cuales se encuentran descritos en la Tabla 40, junto con el valor de reducción de resistencia sísmica R correspondiente.

Debe tomarse el menor de los valores de R para los casos en los cuales el sistema resistente estructural resulte en una combinación de varios sistemas como los descritos en las Tabla 39 y Tabla 40.

Para estructuras que no estén referidas en esta norma, pueden utilizarse los requisitos descritos en la norma ASCE-7.

| Sistemas Estructurales Dúctiles | R |
|--|----------|
| Sistemas Duales | |
| Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras (sistemas duales). | 8 |
| Pórticos especiales sismo resistentes de acero laminado en caliente, sea con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado. | 8 |
| Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas). | 8 |
| Sistemas Estructurales Dúctiles | R |
| Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras. | 7 |
| Pórticos resistentes a momentos | |
| Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas. | 8 |
| Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas. | 8 |
| Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente. | 8 |
| Otros sistemas estructurales para edificaciones | |
| Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado. | 5 |
| Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda. | 5 |

*Tabla 39: Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles.
Fuente: NEC-SE-DS-Peligro Sísmico*

| Sistemas Estructurales de Ductilidad Limitada | R |
|--|----------|
| Pórticos resistentes a momento | |
| Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NEC-SE-HM , limitados a viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 5 metros. | 3 |
| Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NEC-SE-HM con armadura electrosoldada de alta resistencia | 2.5 |
| Estructuras de acero conformado en frío, aluminio, madera, limitados a 2 pisos. | 2.5 |
| Muros estructurales portantes | |
| Mampostería no reforzada, limitada a un piso. | 1 |
| Mampostería reforzada, limitada a 2 pisos. | 3 |
| Mampostería confinada, limitada a 2 pisos. | 3 |
| Muros de hormigón armado, limitados a 4 pisos. | 3 |

*Tabla 40: Coeficiente R para sistemas estructurales de ductilidad limitada.
Fuente: NEC-SE-DS-Peligro Sísmico*

6.1.3 COMBINACION DE CARGAS

Símbolos y notación

Se utilizan los siguientes símbolos en la expresión de las combinaciones de cargas que deberán tomarse en cuenta:

- D Carga permanente
- E Carga de sismo
- L Sobrecarga (carga viva)
- L Sobrecarga cubierta (carga viva)
- S Carga de granizo
- W Carga de viento

COMBINACIÓN PARA EL DISEÑO POR ÚLTIMA RESISTENCIA

- Combinación 1 $1.4 D$
- Combinación 2 $1.2 D + 1.6 L + 0.5 \max [Lr; S; R]$
- Combinación 3* $1.2 D + 1.6 \max. [Lr; S; R] + \max. [L; 0.5W]$
- Combinación 4* $1.2 D + 1.0 W + L + 0.5 \max. [Lr; S; R]$
- Combinación 5* $1.2 D + 1.0 E + L + 0.2 S$
- Combinación 6 $0.9 D + 1.0 W$
- Combinación 7 $0.9 D + 1.0 E$
- *Para las combinaciones 3, 4 y 5: $L=0.5 \text{ KN/m}^2$ si $L0 \leq 4.8 \text{ KN/m}^2$ (excepto para estacionamientos y espacios de reuniones públicas). (Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2014a)

6.1.4 CORTANTE MAXIMA

6.1.4.1 CÁLCULO DE CORTANTE MÁXIMA

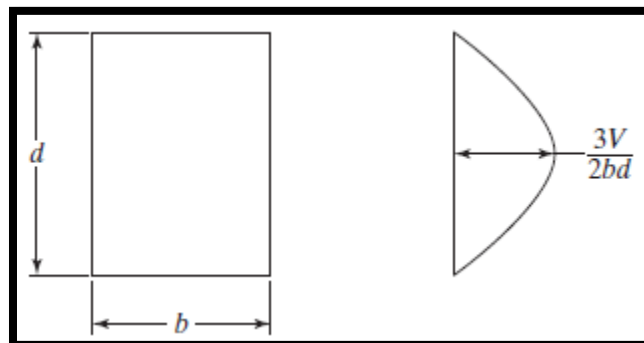


Imagen 27: Cortante máxima en estructuras de acero

Fuente: Diseño de estructuras de Acero (McCORMAC, 2016)

$$VM_{\max} = \frac{3V}{2bd} \quad \text{Ecuación 33}$$

6.1.4.2 RESISTENCIA DE CORTE DE LA AISC 360

La resistencia nominal de corte de acuerdo al estado límite de fluencia en corte y pandeo V_n .

$$\phi_b V_n = 0.6 * F_y * A_w * C_v \quad \text{Ecuación 34}$$

$$\frac{V_n}{\phi_b} = 0.6 * F_y * A_w * C_v \quad \text{Ecuación 35}$$

Para almas de otros perfiles excepto tubos circulares.

$$\frac{h}{t_w} \leq 1.10 \sqrt{\frac{K_v * E}{F_y}} \quad \text{Ecuación 36}$$

Si cumple $C_v = 1$

a. Tubos de sección rectangular y cajón

La resistencia de corte nominal V_n , de tubos rectangulares y cuadrados debe ser determinada.

- h = El ancho resistente a la fuerza de corte, tomando como la distancia libre entre alas menos el radio de esquina interior en cada lado, cm (mm).
- t = espesor de diseño de la pared, igual a 0.93 veces el espesor nominal de la pared HSS soldadas por resistencia eléctrica (ERW), o espesor nominal para HSS soldadas mediante arco- sumergido (SAW), cm(mm).
- $t_w = t$, cm(mm)
- $K_v = 5$

$K_v = 5$ Tubos de sección rectangular y cajón (ANSI, 2005).

$A_w = 2ht$ Tubos de sección rectangular y cajón (ANSI, 2005)

Donde

“ A_w = área del alma, la altura total multiplicada por el espesor del alma, dtw , cm^2 .”

h = para secciones laminadas, la distancia libre entre alas menos el filete o radio de esquina, cm (mm).

6.1.4.3 RESISTENCIA DE CORTE EN CONCRETO

La resistencia al cortante se basa en un esfuerzo cortante promedio sobre toda la sección transversal efectiva $b_w d$. En un elemento sin refuerzo para cortante, se supone que el cortante lo resiste el alma de concreto. En un elemento con refuerzo para cortante se supone que una parte del cortante la proporciona el concreto y el resto el refuerzo para cortante.

La resistencia al cortante proporcionada por el concreto V_c se supone que es la misma para vigas con y sin refuerzo para cortante, y se toma como el cortante que produce un agrietamiento significativo. (ACI, 1978)

Para elementos sometidos únicamente a corte y flexión.

$$V_c = 0.53 * \lambda * f'c^{\frac{1}{2}} * b_w * d \text{ Ecuación 37}$$

Donde

$$\lambda = 0.75$$

6.1.5 DISEÑO A FLEXIÓN EN HORMIGÓN ARMADO

Se detalla el procedimiento a usarse para el diseño a flexión en vigas de hormigón armado, y el desarrollo matemático para determinar la ecuación que permitirá calcular el acero de refuerzo requerido.

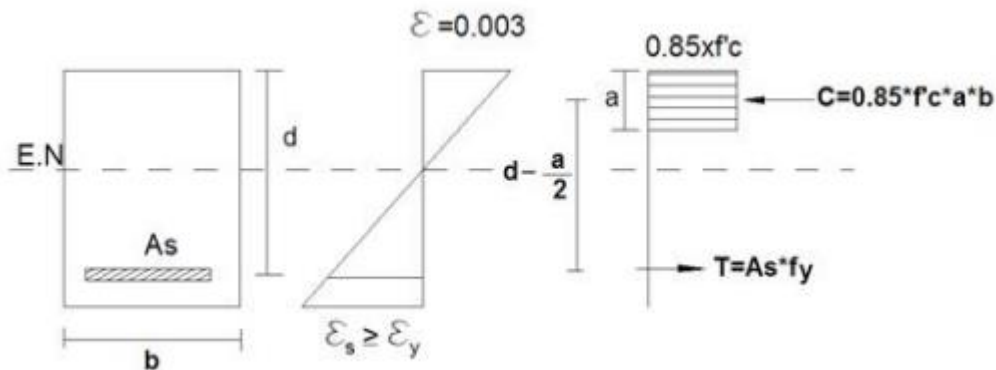


Imagen 28: Esfuerzos y deformaciones en la viga

Fuente: Guía práctica para el diseño de Hormigón armado de conformidad con la NEC2015

$$C = T$$

$$Mn = T(d - a/2)$$

$$Mn = \phi * d^2 * f'c * \frac{fy * \rho}{f'c} * \left(1 - \frac{0.59 * \rho * fy}{f'c}\right) \text{ Ecuación 38}$$

La cuantía del acero es

$$\rho = \frac{A_s}{b*d} \text{ Ecuación 39}$$

El valor del acero mínimo longitudinal requerido para flexión se encuentra en la norma NEC-SE-HM 4.2.5.

$$A_{s_{min}} = \frac{1.4}{f_y} * b * d \text{ Ecuación 40}$$

$$A_{s_{min}} = \frac{\sqrt{f'c}}{4*f_y} * b * d \text{ Ecuación 41}$$

Se elige el mayor de los dos y con esto tenemos:

$$\text{Relacion minima de acero} = \frac{A_{s_{min}}}{A_s} > 1 \text{ Ecuación 42}$$

6.1.6 DESARROLLO DE GANCHOS ESTÁNDAR EN TRACCIÓN

La longitud de desarrollo para barras corrugadas de tracción que terminen en un gancho estándar l_{dh} se debe calcular de la siguiente manera.

$$l_{dh} = \frac{0.24*\Psi_e*f_y}{\lambda*\sqrt{f'c}} * db \text{ Ecuación 43}$$

Con Ψ_e igual a 0.75 para concreto con agregados livianos. Para otros casos, Ψ_e y λ deben tomarse igual a 1. (ACI, 1978)

6.1.7 DESARROLLO DE BARRAS CORRUGADAS Y DE ALAMBRES CORRUGADOS A TRACCIÓN

La longitud de desarrollo para barras corrugadas y alambre corrugado en tracción, l_d , debe determinarse a partir de:

$$l_d = \frac{f_y*\Psi_t*\Psi_e*\Psi_s}{1.1\lambda*\sqrt{f'c}*(\frac{cb+ktr}{db})} * db \text{ Ecuación 44}$$

En donde el termino $(cb+ktr/db)$ no debe tomarse mayor a 2.5 y en el comité 408 indicaron que para barras corrugadas N° 19 y menores, así como también para alambres corrugados, las longitudes de desarrollo podían reducirse en un 20 por ciento usando $\Psi_s=0.8$.

El usuario puede construir fácilmente expresiones simples y útiles. Por ejemplo, en todas las estructuras con concreto de peso normal $\lambda=1.0$, refuerzo sin revestimiento $\Psi_e=1.0$, barras N°22 o mayores localizadas en la parte inferior de la sección $\Psi_t=1.0$. (ACI, 1978)

6.1.8 DEFLEXIONES EN LAS VIGAS.

Las deflexiones sobre vigas de acero generalmente se limitan a ciertos valores máximos por lo siguiente (McCORMAC, 2016):

- Deflexiones excesivas dañan materiales unidos.
- La apariencia de la estructura se ve afectada
- Las deformaciones excesivas no generan confianza en los usuarios de la estructura
- Diferentes vigas, soportan la misma carga, y tienen las mismas deflexiones

Las especificaciones AASHTO 2004, fijan las deflexiones de las vigas y trabes de acero por efecto de cargas vivas e impacto Longitud del claro/1000 (para cargas vehiculares o peatonales) como máxima permisible.

La deflexión en el centro del claro de una viga simple con carga uniformemente repartida se calcula como:

$$\text{deflexion admisible} = \frac{\text{longitud del claro}}{1000} \text{ Ecuación 45}$$

6.1.9 WX MODULO DE LA SECCIÓN EN LA FLEXIÓN

El módulo de la sección es una característica geométrica de la sección transversal de la viga que determina su resistencia a la flexión. (Stiopin, 1979)

Los valores para las secciones más simples son:

- Rectángulo

$$Wx = \frac{bh^2}{6} \text{ Ecuación 46}$$

Círculo

$$Wx = 0.1D^3 \text{ Ecuación 47}$$

- Anillo

$$Wx = 0.1D^3(1 - c^4) \text{ Ecuación 48}$$

$$c = \frac{d}{D} \text{ Ecuación 49}$$

Para calcular la sección de una viga se obtiene mediante la relación

$$Wx = \frac{M_{flector}}{\sigma} \text{ Ecuación 50}$$

6.1.10 DISEÑO DE LAS BARANDAS LATERALES

Tipos de barandas

- Parapetos continuos de hormigón armado
- Postes y barandales de hormigón
- Postes y barandales de acero estructural.

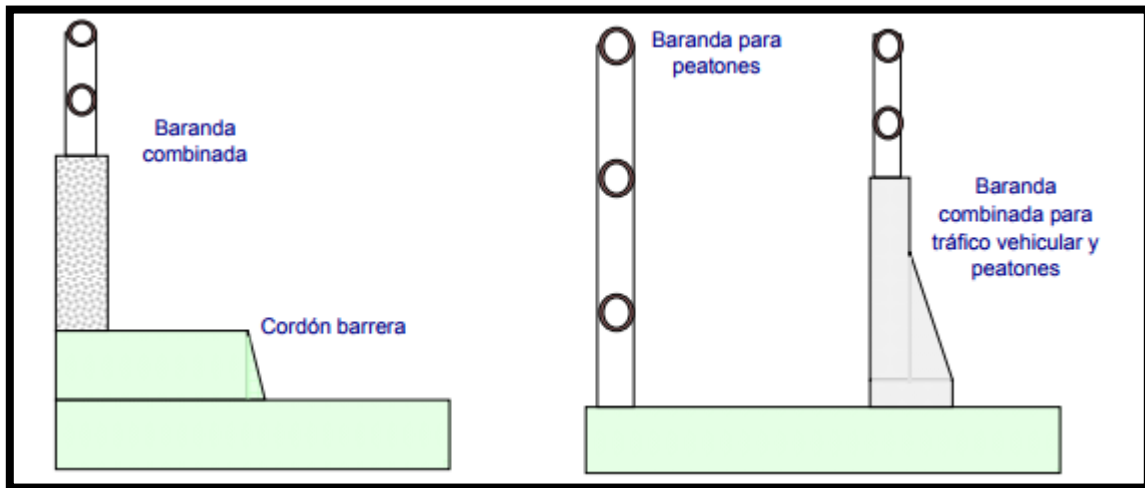


Imagen 29: Esquema general del tipo de barandas a elegirse para el proyecto

Fuente: tesis de "nuevas metodologías para el diseño de puentes aplicado al pórtico de acero con columnas inclinadas del puente gualo"

Según: la tesis de maestría para la Universidad Central del Ecuador denominada "Nuevas metodologías para el diseño de puentes aplicado al pórtico de acero con columnas inclinadas del puente gualo" se puede extraer:

Art. 13.8.1 Geometría

La mínima altura de las barandas para peatones deberá ser de 1067 mm, medidos a partir de la cara superior de la superficie.

Una baranda para peatones que está compuesta de elementos horizontales y/o verticales. La abertura libre entre los elementos deberá ser tal que no permita el paso de una esfera de 150 mm de diámetro.

Si se utilizan tanto elementos horizontales como verticales, la abertura de 150 mm se aplicará en los 685 mm inferiores y la separación en la parte superior deberá impedir el paso de una esfera de 200 mm de diámetro.

Art. 13.8.2 Sobrecarga de diseño

Para las barandas peatonales se deberá tomar una sobrecarga de diseño $w = 0,73 \text{ N/mm}$ ($0,075 \text{ t/m}$), transversal y verticalmente, actuando de forma simultánea. Además, cada elemento longitudinal deberá estar diseñado para una carga concentrada de 890 N, la cual deberá actuar simultáneamente con las cargas previamente indicadas en cualquier punto y en cualquier dirección en la parte superior del elemento longitudinal. (Vinueza Moreno, 2015)

Los postes de las barandas peatonales se deberán diseñar para una carga concentrada de diseño aplicada transversalmente en el centro de gravedad del elemento longitudinal superior.

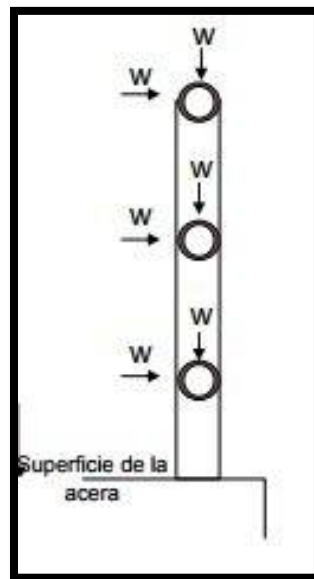


Imagen 30: Esquema general de cargas sobre barandas

Fuente: tesis de "nuevas metodologías para el diseño de puentes aplicado al pórtico de acero con columnas inclinadas del puente gualo"

6.1.11 ARRIOSTRAMIENTOS.

La función de los arriostramientos en nuestra estructura es rigidizar ante las fuerzas sísmicas y viento y hacerla una estructura más segura, estos serán colocados uniendo los arcos principales desde el paño #2 y alternadamente, los arriostramientos en cruz serán calculados como una columna.

El pre dimensionamiento de los arriostramientos de dará por el método de "Gráficos para el predimensionado de estructuras" de Dr. Argimiro Castillo Gandica.

Columnas de Acero

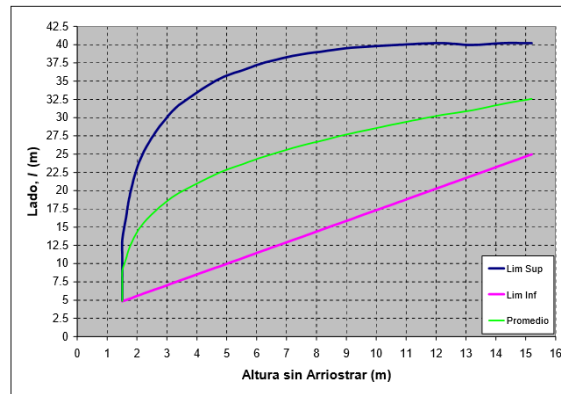


Imagen 31: Predimensionamiento de columnas en acero

Fuente: "Gráficos para el predimensionado de estructuras" de Dr. Argimiro Castillo Gandica.

6.1.11.1 RESTRICCIONES EN LOS EXTREMOS Y LONGITUD EFECTIVA DE UNA COLUMNA

La restricción en los extremos y su efecto en la capacidad de carga de una columna es en verdad un concepto muy importante.

En las especificaciones de acero la longitud efectiva de una columna se denomina KL , en donde K es el factor de longitud efectiva. Es el número por el que debe multiplicarse la longitud de la columna para obtener su longitud efectiva. (McCORMAC, 2016)

| Tabla 5.1 Valores aproximados del factor de longitud efectiva, K . | | | | | | | |
|--|------|------|-----|-----|------|-----|--|
| Las líneas punteadas muestran la forma pandeada de la columna | (a) | (b) | (c) | (d) | (e) | (f) | |
| | | | | | | | |
| Valor K teórico | 0.5 | 0.7 | 1.0 | 1.0 | 2.0 | 2.0 | |
| Valores recomendados de diseño cuando las condiciones reales son aproximadas | 0.65 | 0.80 | 1.2 | 1.0 | 2.10 | 2.0 | |
| Símbolos para las condiciones de extremo | | | | | | | <p>Rotación y traslación impedidas</p> <p>Rotación libre y traslación impedida</p> <p>Rotación impedida y traslación libre</p> <p>Rotación y traslación libres</p> |

Imagen 32: factor k para la longitud efectiva

Fuente: "McCormac, Diseño de estructuras de acero quinta edición".

6.1.11.2 RESISTENCIA A COMPRESIÓN.

La AISC proporciona una ecuación para obtener su resistencia nominal P_n . La resistencia que es:

$$P_n = F_{cr} * A_g \quad \text{Ecuación 51}$$

$$\phi_c P_n = \phi_c * F_{cr} * A_g \quad \text{Ecuación 52 Resistencia a la compresión LRFD } (\phi_c=0.90)$$

$$\frac{P_n}{\Omega_c} = \frac{F_{cr} * A_g}{\Omega_c} \quad \text{Ecuación 53 Resistencia a la compresión ASD } (\Omega_c=1.67)$$

Para determinar F_{cr}

- Si $\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ Ecuación 54

$$F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] * F_y \quad \text{Ecuación 55}$$

Donde

F_e = Esfuerzo de pandeo crítico elástico

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad \text{Ecuación 56}$$

6.1.11.3 RESISTENCIA A FLEXIÓN

- Longitud entre puntos que están o arriostrados contra desplazamientos laterales de compresión de ala o arriostrado contra giro de la sección (ANSI, 2005)

$$L_p = 1.76 * r * \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{Ecuación 57}$$

- Longitud límite sin arriostramiento lateral para el estado límite de pandeo flexo-torsional inelástico. (ANSI, 2005)

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7F_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x h_o}\right)^2 + 6.76 * \left(\frac{0.7F_y}{E}\right)^2}} \quad \text{Ecuación 58}$$

$$r_{ts} = \sqrt{\frac{I \times h_o}{2 S_x}} \quad \text{Ecuación 59}$$

- Longitud entre los puntos que ya estén arriostrados contra el desplazamiento lateral del ala comprimida o atiesados contra el giro de la sección transversal.(ANSI, 2005)

$$L_b \text{ max} = 0.086 * r * \frac{E}{F_y} \quad \text{Ecuación 60}$$

$C_b=1$ Coeficiente de forma del diagrama de momento.

$J_c=$ Constante torsional.

$M_p=$ Momento nominal resistente por fluencia.

$$M_p = F_y * Z \quad \text{Ecuación 61}$$

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \quad \text{Ecuación 62}$$

6.1.12 PERFILES ESTRUCTURALES PARA DIMENSIONAMIENTO DE LA ESTRUCTURA

A continuación, se muestra el catálogo de donde se eligieron los perfiles estructurales para el dimensionamiento del presente proyecto (DIPAC, 2007):



DIPAC[®]
PRODUCTOS DE ACERO



TUBO ESTRUCTURAL CUADRADO

Especificaciones Generales

| | |
|----------------------|---------------------|
| Norma | ASTM A-500 |
| Recubrimiento | Negro o galvanizado |
| Largo normal | 6 mts. |
| Otros largos | Previa Consulta |
| Dimensiones | Desde 20mm a 100mm |
| Espesor | Desde 2,0mm a 3,0mm |



| DIMENSIONES | | | AREA | EJES X-Xe Y-Y | | |
|-------------|---------|-------|-----------------|-----------------|-----------------|------|
| A | ESPESOR | PESO | AREA | I | W | I |
| mm | mm | Kg/m | cm ² | cm ⁴ | cm ³ | cm |
| 20 | 1,2 | 0,72 | 0,90 | 0,53 | 0,53 | 0,77 |
| 20 | 1,5 | 0,88 | 1,05 | 0,58 | 0,58 | 0,74 |
| 20 | 2,0 | 1,15 | 1,34 | 0,69 | 0,69 | 0,72 |
| 25 | 1,2 | 0,90 | 1,14 | 1,08 | 0,87 | 0,97 |
| 25 | 1,5 | 1,12 | 1,35 | 1,21 | 0,97 | 0,95 |
| 25 | 2,0 | 1,47 | 1,74 | 1,48 | 1,18 | 0,92 |
| 30 | 1,2 | 1,09 | 1,38 | 1,91 | 1,28 | 1,18 |
| 30 | 1,5 | 1,35 | 1,65 | 2,19 | 1,46 | 1,15 |
| 30 | 2,0 | 1,78 | 2,14 | 2,71 | 1,81 | 1,13 |
| 40 | 1,2 | 1,47 | 1,80 | 4,38 | 2,19 | 1,25 |
| 40 | 1,5 | 1,82 | 2,25 | 5,48 | 2,74 | 1,56 |
| 40 | 2,0 | 2,41 | 2,94 | 6,93 | 3,46 | 1,54 |
| 40 | 3,0 | 3,54 | 4,44 | 10,20 | 5,10 | 1,52 |
| 50 | 1,5 | 2,29 | 2,85 | 11,06 | 4,42 | 1,97 |
| 50 | 2,0 | 3,03 | 3,74 | 14,13 | 5,65 | 1,94 |
| 50 | 3,0 | 4,48 | 5,61 | 21,20 | 8,48 | 1,91 |
| 60 | 2,0 | 3,65 | 3,74 | 21,25 | 7,09 | 2,39 |
| 60 | 3,0 | 5,42 | 6,61 | 35,06 | 11,69 | 2,34 |
| 75 | 2,0 | 4,52 | 5,74 | 50,47 | 13,46 | 2,97 |
| 75 | 3,0 | 6,71 | 8,41 | 71,54 | 19,08 | 2,92 |
| 75 | 4,0 | 8,59 | 10,95 | 89,98 | 24,00 | 2,87 |
| 100 | 2,0 | 6,17 | 7,74 | 122,99 | 24,60 | 3,99 |
| 100 | 3,0 | 9,17 | 11,41 | 176,95 | 35,39 | 3,94 |
| 100 | 4,0 | 12,13 | 14,95 | 226,09 | 45,22 | 3,89 |
| 100 | 5,0 | 14,40 | 18,36 | 270,57 | 54,11 | 3,84 |

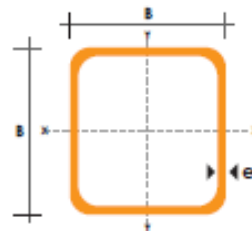


Tabla 41: tubo estructural cuadrado

Fuente: Catalogo Dipac



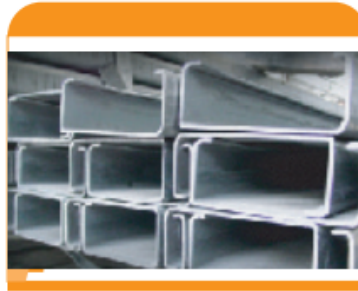
DIPAC[®]
PRODUCTOS DE ACERO



**PERFILES ESTRUCTURALES
CORREAS "G"**

Especificaciones Generales

- Norma** INEN 1 623: 2000
- Otras calidades** Previa consulta
- Largo normal** 6mts
- Otros largos** Previa consulta
- Espesores** Desde 1.5mm hasta 12mm
- Acabado** Natural
- Otro acabado** Previa consulta



CORREAS "G"

| DIMENSIONES | | | | PESOS | | | PROPIEDADES | | | | | |
|-------------|-----|----|-----|---------|--------|-----------------|-----------------|-----------------|-------|-----------------|-----------------|------|
| A | B | C | e | 6metros | 1metro | SECCION | EJE X-X | | | EJE Y-Y | | |
| mm | mm | mm | mm | Kg | Kg | cm ² | I | W | I | I | W | I |
| | | | | | | | cm ⁴ | cm ³ | cm | cm ⁴ | cm ³ | cm |
| 60 | 30 | 10 | 1.5 | 9.19 | 1.53 | 1.95 | 11.02 | 3.67 | 2.38 | 2.43 | 1.25 | 1.12 |
| 60 | 30 | 10 | 2 | 11.94 | 1.99 | 2.54 | 13.98 | 4.66 | 2.35 | 3.01 | 2.85 | 1.09 |
| 60 | 30 | 10 | 3 | 16.98 | 2.83 | 3.61 | 18.9 | 6.3 | 2.29 | 3.87 | 3.69 | 1.04 |
| 80 | 40 | 15 | 1.5 | 13.18 | 2.20 | 2.80 | 27.43 | 6.86 | 3.13 | 6.39 | 2.53 | 1.51 |
| 80 | 40 | 15 | 2 | 16.68 | 2.78 | 3.54 | 35.30 | 8.81 | 3.16 | 8.07 | 3.18 | 1.51 |
| 80 | 40 | 15 | 3 | 24.06 | 4.01 | 5.11 | 49.00 | 12.30 | 3.10 | 10.80 | 4.27 | 1.46 |
| 100 | 50 | 15 | 2 | 20.40 | 3.40 | 4.34 | 69.20 | 13.80 | 4.00 | 15.00 | 4.57 | 1.86 |
| 100 | 50 | 15 | 3 | 29.70 | 4.95 | 6.31 | 97.80 | 19.60 | 3.94 | 20.50 | 6.25 | 1.80 |
| 100 | 50 | 20 | 4 | 40.26 | 6.71 | 8.55 | 126.70 | 25.34 | 3.85 | 28.50 | 9.05 | 1.83 |
| 100 | 50 | 25 | 5 | 51.12 | 8.52 | 10.86 | 152.51 | 30.50 | 3.75 | 36.52 | 12.09 | 1.83 |
| 125 | 50 | 15 | 2 | 22.80 | 3.80 | 4.84 | 116.00 | 18.60 | 4.91 | 16.20 | 4.69 | 1.83 |
| 125 | 50 | 15 | 3 | 33.24 | 5.54 | 7.06 | 165.00 | 26.50 | 4.84 | 22.20 | 6.43 | 1.77 |
| 125 | 50 | 20 | 4 | 44.99 | 7.49 | 9.55 | 217.00 | 34.70 | 4.77 | 30.90 | 9.32 | 1.80 |
| 125 | 50 | 25 | 5 | 57.00 | 9.50 | 12.11 | 264.32 | 42.29 | 4.67 | 39.88 | 12.46 | 1.82 |
| 125 | 50 | 30 | 6 | 70.78 | 11.78 | 14.73 | 307.13 | 49.14 | 4.56 | 48.69 | 15.81 | 1.81 |
| 150 | 50 | 15 | 2 | 25.14 | 4.14 | 5.34 | 179.00 | 23.80 | 5.79 | 17.10 | 4.78 | 1.79 |
| 150 | 50 | 15 | 3 | 36.78 | 6.13 | 7.81 | 255.00 | 34.00 | 5.72 | 23.50 | 6.56 | 1.73 |
| 150 | 50 | 20 | 4 | 49.68 | 8.28 | 10.50 | 337.00 | 44.90 | 5.65 | 32.90 | 9.52 | 1.77 |
| 150 | 75 | 25 | 5 | 74.70 | 12.45 | 15.86 | 545.36 | 72.71 | 5.86 | 117.22 | 24.17 | 2.72 |
| 150 | 75 | 30 | 6 | 93.42 | 15.57 | 19.23 | 641.40 | 85.52 | 5.77 | 114.47 | 30.57 | 2.74 |
| 175 | 50 | 15 | 2 | 27.48 | 4.58 | 5.84 | 258.00 | 29.40 | 6.64 | 17.90 | 4.85 | 1.75 |
| 175 | 50 | 15 | 3 | 40.32 | 6.72 | 8.56 | 369.00 | 42.20 | 6.57 | 24.60 | 6.66 | 1.70 |
| 175 | 75 | 25 | 4 | 65.40 | 10.9 | 13.90 | 653.00 | 74.60 | 6.84 | 105.00 | 20.90 | 2.75 |
| 175 | 75 | 25 | 5 | 80.58 | 13.43 | 17.11 | 785.95 | 89.82 | 6.78 | 123.88 | 24.63 | 2.69 |
| 175 | 75 | 30 | 6 | 100.74 | 16.79 | 20.73 | 929.39 | 106.22 | 6.70 | 152.84 | 31.19 | 2.72 |
| 200 | 50 | 15 | 2 | 29.94 | 4.99 | 6.36 | 356.00 | 35.60 | 7.56 | 18.60 | 4.85 | 1.72 |
| 200 | 50 | 15 | 3 | 43.86 | 7.31 | 9.31 | 507.00 | 50.70 | 7.45 | 25.10 | 6.57 | 1.65 |
| 200 | 75 | 25 | 4 | 70.20 | 11.70 | 14.90 | 895.00 | 89.50 | 7.64 | 110.00 | 21.30 | 2.71 |
| 200 | 75 | 25 | 5 | 86.52 | 14.42 | 18.37 | 1080.00 | 108.00 | 7.67 | 129.62 | 25.02 | 2.66 |
| 200 | 75 | 30 | 6 | 108.00 | 18.00 | 22.23 | 1282.17 | 128.21 | 7.59 | 160.15 | 31.73 | 2.68 |
| 250 | 75 | 25 | 4 | 79.80 | 13.30 | 16.90 | 1520.00 | 122.00 | 9.48 | 118.00 | 21.70 | 2.64 |
| 250 | 100 | 25 | 5 | 109.98 | 18.33 | 23.36 | 2219.24 | 177.54 | 9.75 | 285.26 | 39.24 | 3.49 |
| 250 | 100 | 30 | 6 | 135.48 | 22.58 | 28.23 | 2647.38 | 219.79 | 9.68 | 383.54 | 55.58 | 3.69 |
| 300 | 100 | 30 | 4 | 100.80 | 16.80 | 21.30 | 2860.00 | 191.00 | 11.60 | 274.00 | 38.30 | 3.58 |
| 300 | 100 | 35 | 5 | 126.60 | 21.10 | 26.90 | 3560.00 | 237.00 | 11.50 | 351.00 | 49.90 | 3.62 |
| 300 | 100 | 35 | 6 | 154.74 | 25.79 | 31.80 | 4170.00 | 278.00 | 11.40 | 404.00 | 57.40 | 3.56 |

También en galvanizado e inoxidable



Tabla 42: correas G

Fuente: Catalogo Dipac



DIPAC[®]
PRODUCTOS DE ACERO

TUBO POSTE

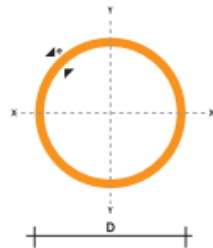
TUBO POSTE
Cerramientos, Estructuras y Funiculares

Especificaciones Generales

- Norma: ASTM A-500
- Recubrimiento: Galvanizado
- Largo normal: 6 mts.
- Otros largos: Previa Consulta
- Dimensiones: Desde 1/2" a 4"
- Espesor: Desde 1.8mm a 2.0mm



| DIMENSIONES | | | | PROPIEDADES | | | |
|-------------------|---------|------|-----------------|-----------------|-----------------|-------|------|
| DIAMETRO EXTERIOR | ESPESOR | PESO | AREA | I | W | I | |
| D | e | P | A | I | W | I | |
| Pulg. | mm | Kg/m | cm ² | cm ³ | cm ³ | cm | |
| 1" | 25.40 | 1.80 | 1.09 | 1.34 | 0.93 | 0.73 | 0.83 |
| 1" | 25.40 | 2.00 | 1.21 | 1.47 | 1.01 | 0.79 | 0.83 |
| 1 1/4" | 31.75 | 1.80 | 1.37 | 1.69 | 1.90 | 1.20 | 1.06 |
| 1 1/4" | 31.75 | 2.00 | 1.52 | 1.87 | 2.07 | 1.30 | 1.05 |
| 1 1/2" | 38.10 | 1.80 | 1.65 | 2.05 | 3.38 | 1.78 | 1.28 |
| 1 1/2" | 38.10 | 2.00 | 1.84 | 2.27 | 3.70 | 1.94 | 1.28 |
| 1 3/4" | 44.45 | 1.80 | 1.98 | 2.41 | 5.48 | 2.47 | 1.51 |
| 1 3/4" | 44.45 | 2.00 | 2.20 | 2.67 | 6.01 | 2.70 | 1.50 |
| 1 7/8" | 47.63 | 1.80 | 2.11 | 2.59 | 6.80 | 2.86 | 1.62 |
| 1 7/8" | 47.63 | 2.00 | 2.34 | 2.87 | 7.46 | 3.13 | 1.61 |
| 2" | 50.80 | 1.80 | 2.22 | 2.77 | 8.32 | 3.27 | 1.73 |
| 2" | 50.80 | 2.00 | 2.48 | 3.07 | 9.13 | 3.59 | 1.73 |
| 2 3/8" | 60.33 | 2.00 | 2.92 | 3.67 | 15.58 | 5.17 | 2.06 |
| 2 1/2" | 63.50 | 2.00 | 3.09 | 3.86 | 18.27 | 5.75 | 2.17 |
| 2 7/8" | 73.03 | 2.00 | 3.56 | 4.46 | 28.14 | 7.71 | 2.51 |
| 3" | 88.90 | 2.00 | 4.35 | 5.46 | 51.54 | 11.60 | 3.07 |
| 4" | 114.30 | 2.00 | 5.67 | 7.06 | 111.23 | 19.46 | 3.97 |



NOMENCLATURA

- A= Área de la selección transversal del tubo, cm²
- I= Momento de inercia de la sección, cm⁴
- W= Módulo resistente de la sección, cm³
- i= Radio de giro de la sección cm

Tabla 43: poste estructural

Fuente: Catalogo Dipac

6.1.13 TENSION DEL ACERO

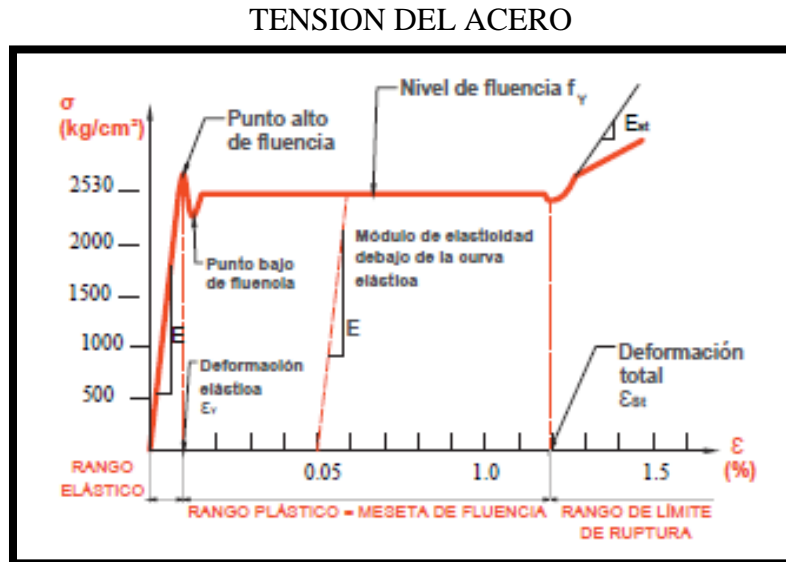


Imagen 33: Fluencia del acero

Fuente: Elección del tipo de Acero para estructuras validada por el Imca.

6.1.14 CONEXIONES ATORNILLADAS

6.1.14.1 SEPARACIÓN MÍNIMA

Los tornillos deben colocarse a una distancia suficiente entre sí para permitir su instalación eficiente y prevenir fallas por tensión en los miembros entre sujetadores. La especificación J3.3 del AISC estipula la distancia mínima de centro a centro no debe ser mayor a $2 \frac{2}{3}$ diámetros (preferiblemente 3 diámetros). Al usarse separaciones mayores a $3d$ no se tiene resistencia adicional al aplastamiento. (McCORMAC, 2016)

6.1.14.2 SEPARACIÓN AL BORDE

Los tornillos nunca se colocan muy cerca de los bordes de un miembro por dos razones: el punzonamiento de los agujeros muy cercanos a los bordes puede ocasionar que el acero opuesto al agujero se abombe o agriete; y, a los extremos de los miembros existe el peligro de que el sujetador desgarré el metal. En práctica común se coloca el sujetador a una distancia mínima del borde de la placa igual a 1.5 o 2.0 veces el diámetro del mismo. La especificación AISC estipula la distancia entre el centro de un agujero y el borde de la parte conectada una distancia según la Tabla 44



| Diámetro del tornillo (mm) | Distancia mínima al borde (mm) |
|----------------------------|--------------------------------|
| 16 | 22 |
| 20 | 26 |
| 22 | 28 |
| 24 | 30 |
| 27 | 34 |
| 30 | 38 |
| 36 | 46 |
| Mayores de 36 | 1.25d |

Tabla 44. Distancia mínima al borde del centro del agujero estándar al borde de la parte conectada, mm

Fuente: Diseño de estructuras de acero, McCormac

6.1.14.3 SEPARACIÓN MÁXIMA Y DISTANCIAS AL BORDE

La distancia al borde, máxima permisible, dada por el AISC es de 12 veces el espesor de la parte conectada (pero no más de 150mm.); además, la separación máxima centro a centro de tornillos es de 24 veces el espesor de la placa más delgada (no más de 305mm.) para miembros pintados o no expuestos a corrosión, mientras que para miembros no pintados sometido a corrosión la máxima es de 14 veces el espesor de la placa más delgada (no más de 180mm.)(ANSI, 2005)

- Conexiones tipo aplastamiento: cargas que pasan por el centro de gravedad de las conexiones

Las conexiones tipo aplastamiento son aquellas cuyas cargas por transmitirse con mayores que la resistencia a la fricción generada al apretar los tornillos, por ende se presenta un pequeño deslizamiento entre los miembros conectados (quedando tornillos sometidos a corte y aplastamiento).

- Resistencia al cortante

La resistencia de diseño LRFD de un tornillo en cortante simple es igual a ϕ veces la resistencia nominal a córtate del tornillo, multiplicada por el área de su sección transversal. La resistencia admisible ASD es igual a su resistencia nominal al cortante dividida entre Ω y multiplicada por el área de la sección transversal (según las especificaciones LRFD, ϕ es de 0.75 para tornillos de alta resistencia y el valor de Ω es de 2.00 según ASD).

- Resistencia al aplastamiento

Basada en la resistencia de las partes conectadas y del arreglo del tornillo. Su cálculo, depende de la separación entre los tornillos y de su distancia a los bordes, de la resistencia F_u especificada a tensión de las partes conectadas y de sus espesores.

Para el cálculo de la resistencia nominal al aplastamiento de tornillos que se usa en conexiones, independientemente de la dirección de la carga se expresa a continuación:

- Cuando la deformación alrededor de los agujeros de tornillo es una consideración de diseño (deformación menor o igual a 0.25 pulg.)

$$R_n = 1.2l_c t F_u \leq 2.4dt F_u \text{ Ecuación 63}$$

- Resistencia al cortante de los tornillos

$$R_n = F_u * \text{Area del tornillo} \quad \text{Ecuación 64}$$

Además:

$$\text{número de tornillos requeridos} = \frac{P_u}{\phi R_n} \text{ Ecuación 65}$$

6.1.15 CONEXIONES SOLDADAS

6.1.15.1 SOLDADURA DE FILETE

La soldadura de filete tiene una sección transversal aproximadamente triangular. Se debe tener cuidado al rellenar las dimensiones de la garganta de una manera adecuada (Bowles, 1997).

En la mayoría de los casos, se hacen iguales las dos patas de la soldadura, pero esto no es necesario, y se pueden usar patas desiguales. Si se usan patas iguales para la soldadura de filete, las dimensiones en la garganta representan el área mínima para cortante se calcula como:

$$T = D * \text{Cos } 45^\circ \text{ Ecuación 66}$$

Donde

T= dimensión en la garganta

D= Dimensión nominal de la pata

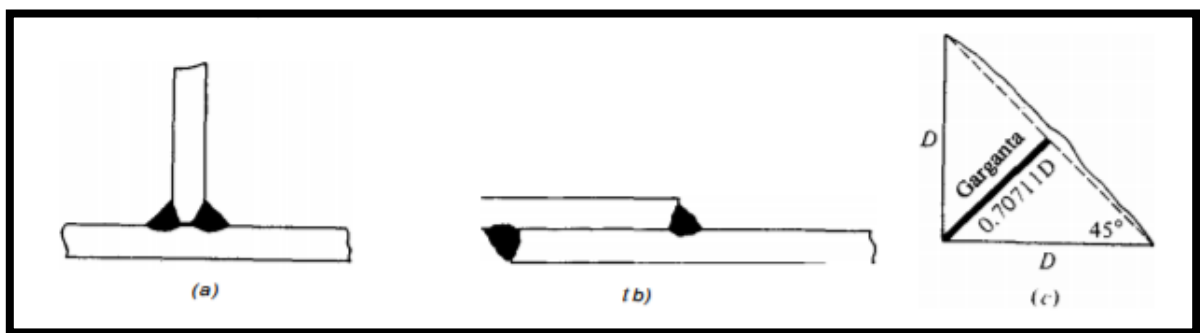


Imagen 34: a) Soldadura de filete para junta te. b) Soldadura de filete para junta traslapada. C) Dimensión en la garganta para área mínima de cortante.

Fuente: Diseño de Acero Estructural por Joseph Bowles

6.1.15.2 TAMAÑO MÍNIMO DE LA SOLDADURA.

Las soldaduras deben tener un tamaño mínimo, basado en el espesor del metal base. Esto se hace para asegurar un calentamiento y enfriamiento adecuado del área de soldadura, de manera que la soldadura y el metal base no se cristalicen y tiendan a agrietarse o reventarse debido a la insuficiente fusión de la soldadura con el metal base.

6.1.15.3 TAMAÑO MÁXIMO DE LA SOLDADURA

El tamaño máximo de la soldadura de fileta a lo largo de los bordes de las partes conectadas es:

| Parte | | AISC y AASHTO |
|------------------|------------|--|
| pie lb seg, pulg | SI, mm | |
| $t \leq 1/4$ | $t \leq 6$ | Usese $D =$ espesor t de la parte |
| $t \gg 1/4$ | $t > 6$ | Usese $D = t - 1/16$ pulg, o $t - 1$ mm" |

Tabla 45: Valor D para cálculo de la garganta

Fuente Diseño de Acero Estructural por Joseph Bowles

6.1.16 DIMENSIONAMIENTO DE MUROS DE RETENCIÓN

Al diseñar muros de retención, se debe suponer algunas de las dimensiones, lo que se llama dimensionamiento, que permite revisar las secciones de prueba por estabilidad. Si las revisiones por estabilidad dan resultados no deseados, las secciones cambian, y vuelven a revisarse. La Imagen 35 muestra las proporciones generales de varias componentes de muros de retención usados para las revisiones iniciales.

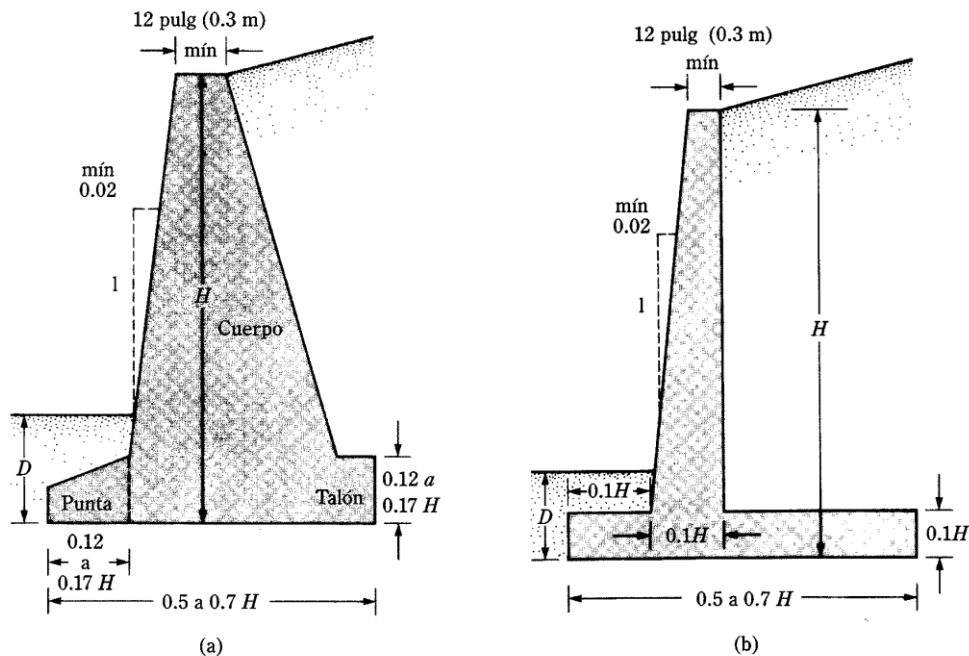


Imagen 35: Dimensiones aproximadas para varias componentes de muros de retención para revisiones iniciales de estabilidad

(a) muro de gravedad (b) muro en voladizo [Nota: la dimensión mínima D es de 0.6m]

Fuente: M. Braja

6.1.16.1 PRESION ACTIVA DE TIERRA DE COULOMB

En 1776, Coulomb propuso una teoría para calcular la presión lateral de la tierra sobre un muro de retención con relleno de suelo granular, tomando en cuenta la fricción del muro.

Para aplicar la teoría de la presión activa de Coulomb, considérese un muro de retención con su espalda inclinada un ángulo β respecto a la horizontal, como muestra la Imagen 36. El relleno es un suelo granular que se inclina un ángulo α con la horizontal y δ es el ángulo de fricción entre el suelo y el muro (es decir, el ángulo de fricción del muro).

Bajo presión activa, el muro se moverá dejándose de la masa del suelo (hacia la izquierda de la Imagen 36). Coulomb supuso que, en tal caso, la superficie de falla en el suelo sería un plano (por ejemplo BC1, BC2, ...) entonces para hallar la fuerza activa (Bowles, 1997)

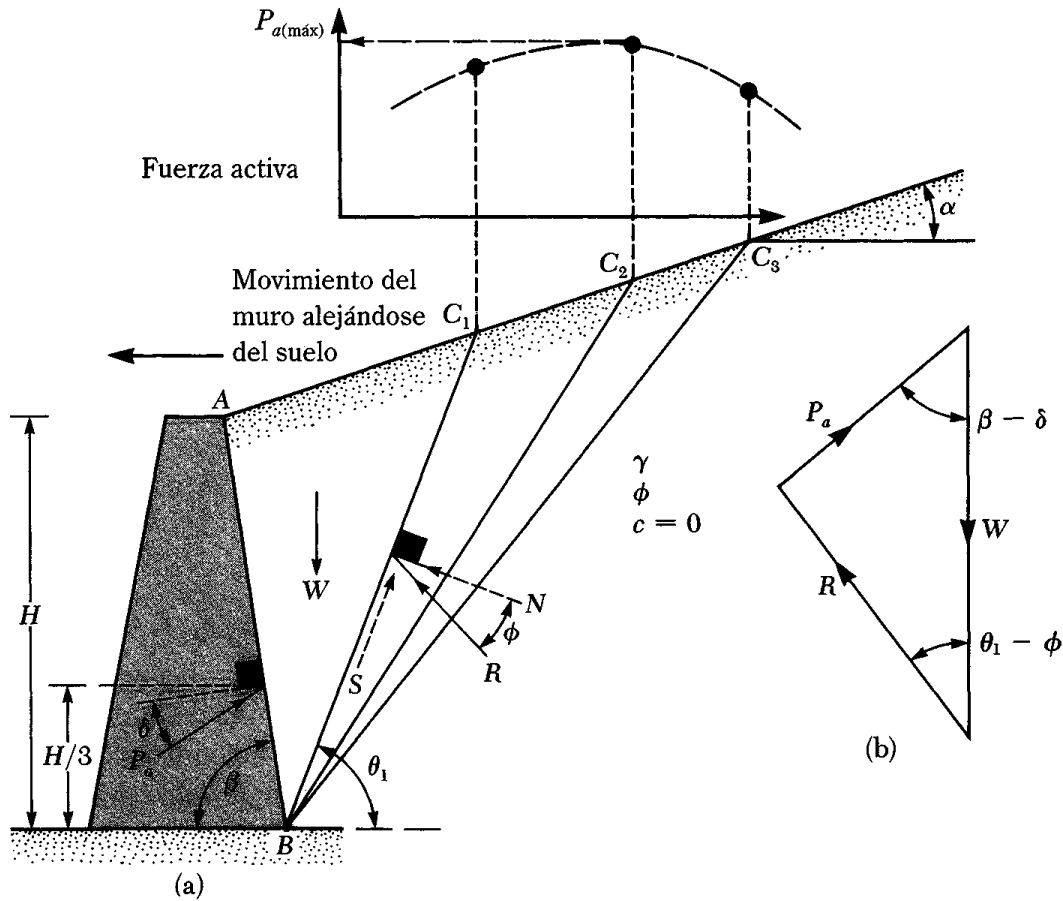


Imagen 36: Presión activa de Coulomb

Fuente: M. Braja Das

Las fuerzas que actúan sobre esta cuña ABC_1 (por unidad de longitud en ángulo recto a la sección transversal mostrada), son las siguientes:

1. el peso W de la cuña
2. La resultante, R de las fuerzas normales y cortantes resistentes a lo largo de la superficie BC_1 . La fuerza R estará inclinada en un ángulo ϕ respecto a la normal a la superficie BC_1 .
3. La fuerza activa pro longitud unitaria del muro, P_a . La fuerza P_a estará inclinada en un ángulo δ respecto a la normal al respaldo del muro.

Para fines de equilibrio, un triángulo de fuerzas se dibuja como muestra la Imagen 36 note que θ_1 es el ángulo que BC_1 forma con la horizontal. Como la magnitud de W así como las direcciones de las tres fuerzas son conocidas, el valor de P_a ahora es determinado. Similarmente, las fuerzas activas de otras cuñas de prueba, tales como las ABC_2 , ABC_3 ... se determinan (Bowles, 1997). El valor máximo de P_a , así calculado es la fuerza activa de Coulomb ($P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2$ Ecuación 67), donde:



$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 \quad \text{Ecuación 67}$$

Donde

H : altura del muro

K_a : Coeficiente de presión activa de Coulomb

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\beta + \phi)}{\text{sen}^2 \beta \text{sen}(\beta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi - \alpha)}{\text{sen}(\beta - \delta) \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad \text{Ecuación 68}$$

6.1.16.2 PRESIÓN ACTIVA DE TIERRA PARA CONDICIONES SÍSMICAS

La teoría de la presión activa de Coulomb se extiende para tomar en cuenta las fuerzas generadas por un sismo. La Imagen 37 muestra una condición de presión activa con un relleno granular ($c = 0$) (Bowles, 1997). Note que las fuerzas que actúan sobre la cuña de falla del suelo en la Imagen 37, son esencialmente las mismas que las mostradas en la Imagen 36, con la adición de $k_h W$ y $k_v W$ en las direcciones horizontal y vertical, respectivamente; k_h y k_v pueden definirse como

$$k_h = \frac{\text{componente horizontal de la aceleración del sismo}}{\text{aceleración debida a la gravedad, } g} \quad \text{Ecuación 69}$$

$$k_v = \frac{\text{componente vertical de la aceleración del sismo}}{\text{aceleración debida a la gravedad, } g} \quad \text{Ecuación 70}$$

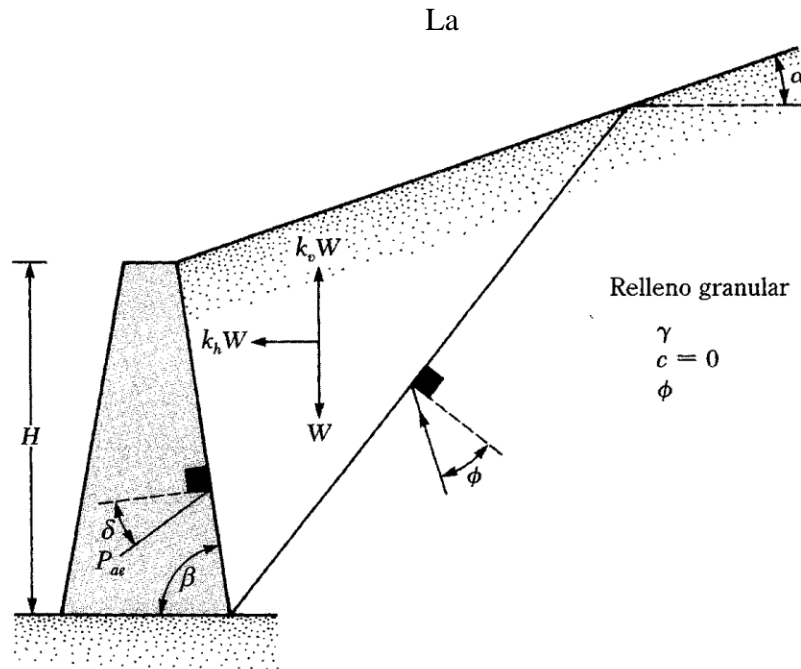


Imagen 37: obtención de la $P_{at} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - k_v) K_{at}$ Ecuación 71

Fuente: Braja M. Das ()

$$P_{at} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - k_v) K_{at} \quad \text{Ecuación 71}$$

Donde:

K_{at} : Coeficiente de presión activa de la tierra

$$K_{at} = \frac{\text{sen}^2(\phi + \beta - \theta')}{\cos \theta' \text{sen}^2 \beta \text{sen}(\beta - \theta' - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi - \theta' - \alpha)}{\text{sen}(\beta - \delta - \theta') \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad \text{Ecuación 72}$$

$$\theta' = \tan^{-1} \left[\frac{k_h}{1 - k_v} \right] \quad \text{Ecuación 73}$$

6.1.16.3 REVISIONES DE LA ESTABILIDAD

Para revisar la estabilidad de un muro de retención, son necesarios los siguientes pasos:

1. Revisión por volteo respecto a la punta
2. Revisión por falla de deslizamiento a lo largo de la base
3. Revisión por falla de capacidad de carga de la base
4. Revisión por asentamiento
5. Revisión por estabilidad de conjunto

En el presente proyecto se contempla solamente la revisión por volteo y deslizamiento así como la falla por capacidad de carga.

Revisión por volteo

La Imagen 38 muestra las fuerzas que actúan sobre un muro de voladizo y uno de gravedad, con base en la suposición de que la presión activa de Rankine actúa a lo largo de un plano vertical AB dibujado por el talón. LA PRESIÓN PASIVA DE Rankine: recuerde que su magnitud es

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \gamma_2 D^2 + 2c_2 \sqrt{K_p} D \quad \text{Ecuación 74}$$

Donde:

γ_2 : peso específico del suelo en frente del talón y bajo la losa de base

$$K_p = \tan^2(45 + \phi_2/2) \quad \text{Ecuación 75}$$

c_2, ϕ_2 : cohesión y ángulo de fricción del suelo, respectivamente

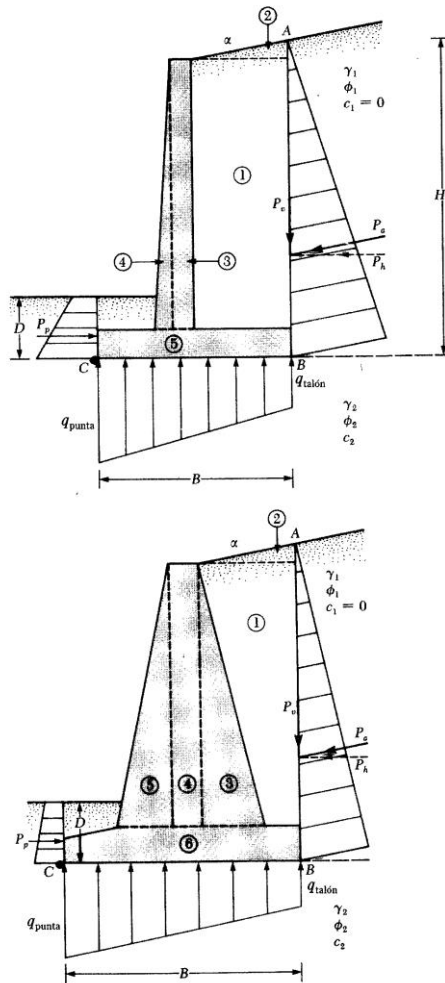


Imagen 38 fuerzas que actúan sobre un muro en voladizo

Fuente: Braja M. Das ((Bowles, 1997))

El factor de seguridad contra volteo respecto a la punta, es decir, respecto al punto C en la Imagen 38, se expresa como

$$FS_{(volteo)} = \frac{\sum M_R}{\sum M_o} \text{ Ecuación 76}$$

$$FS_{(deslizamiento)} = \frac{(\sum V)\tan(k_1\phi_2) + Bk_2c_2 + P_p}{P_a\cos\alpha} \text{ Ecuación 77}$$

$$\text{Sea: } k_1 = k_2 = \frac{2}{3}$$

Donde:

$\sum M_o$: suma de los momentos de las fuerzas que tienden a voltear al muro respecto al punto C

$\sum M_R$: suma de los momentos de las fuerzas que tienden a resistir el volteo respecto al punto C

El valor usual mínimo deseable para el factor de seguridad con respecto al volteo es 2 o 3.

Revisión por deslizamiento a lo largo de la base

El factor de seguridad contra deslizamiento se expresa por la ecuación

$$FS_{(\text{deslizamiento})} = \frac{\sum F_{R'}}{\sum F_d} \quad \text{Ecuación 78}$$

Donde

$\sum F_{R'}$: suma de las fuerzas horizontales resistentes

$\sum F_d$: suma de las fuerzas horizontales de empuje

$$s = \sigma \tan \delta + c_a \quad \text{Ecuación 79}$$

Donde

δ : ángulo de fricción entre el suelo y la losa de base

c_a : adhesión entre el suelo y la losa de base

$$R' = \sum V \tan \delta + B_{ca} \quad \text{Ecuación 80}$$

La Imagen 39 muestra que la fuerza pasiva P_p es también una fuerza resistente horizontal. Por consiguiente:

$$\sum F_{R'} = \sum V \tan \delta + B_{ca} + P_p \quad \text{Ecuación 81}$$

La única fuerza horizontal que tenderá a generar un deslizamiento es la componente horizontal de la fuerza activa P_a , por lo que

$$\sum F_d = P_a \cos \alpha \quad \text{Ecuación 82}$$

En general se requiere un factor de 1.5 contra deslizamiento

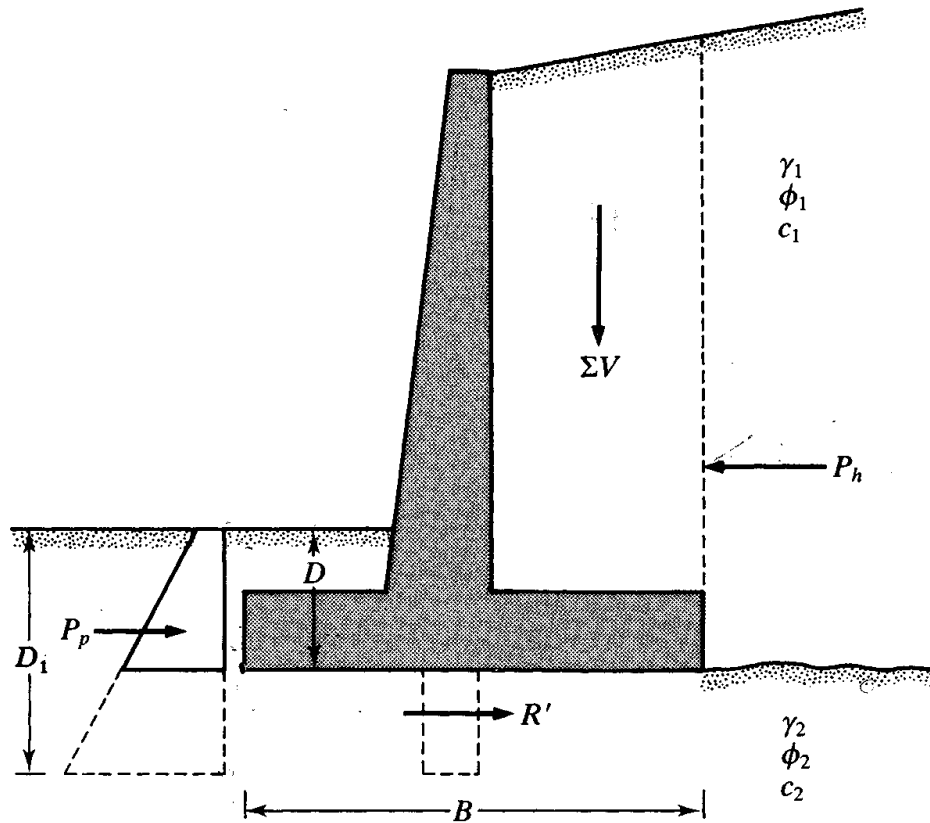


Imagen 39 Revisión por deslizamiento a lo largo de la base

Fuente: Braja M. Das.

Revisión de la falla por capacidad de apoyo

La presión vertical, tal como es transmitida al suelo por la losa de base del muro de retención, debe revisarse contra la capacidad de carga última del suelo. La naturaleza de la variación de la presión vertical transmitida por la losa de base al suelo se muestra en la Imagen 40. Note que q_{punta} y $q_{talón}$ son las presiones máxima y mínima que ocurren en los extremos de las secciones de la punta y del talón, respectivamente. Las magnitudes q_{punta} y $q_{talón}$ se determinan de la siguiente manera.

La suma de las fuerzas verticales que actúan sobre la losa de base es $\sum V$ y la fuerza horizontal es $P_a \cos \alpha$. Sea R la fuerza resultante, o

$$\vec{R} = \sum \vec{V} + \overline{P_a \cos \alpha} \quad \text{Ecuación 83}$$

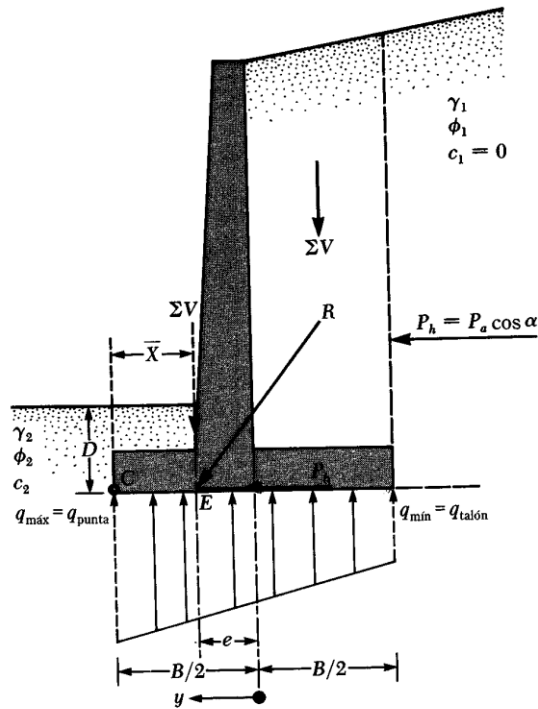


Imagen 40 Revisión de falla por capacidad de carga

Fuente: Braja M. Das.

El momento neto de esas fuerzas respecto al punto C en la imagen 34.

$$M_{neto} = \sum M_R - \sum M_O \quad \text{Ecuación 84}$$

Considere que la línea de acción de la resultante, R, cruza la losa de base en E, como se muestra en la imagen 34. La distancia CE es entonces.

$$CE = \frac{M_{neto}}{\sum V} \quad \text{Ecuación 85}$$

Por consiguiente, la excentricidad de la resultante, R, se expresa como:

$$e = \frac{B}{2} - CE \quad \text{Ecuación 86}$$

La distribución de presiones bajo la losa de base se determina usando los principios de la mecánica de materiales.

$$q = \frac{\sum V}{A} \pm \frac{M_{neto} y}{I} \quad \text{Ecuación 87}$$

Donde

M_{neto} = momento = $(\sum V)e$

I = momento de inercia por unidad de longitud de la sección base = $\frac{1}{2}(1)(B^2)$

Para las presiones máxima y mínima, el valor de y y la ecuación es de $B/2$.

Sustituyendo los valores anteriores se obtiene.

$$q_{max} = q_{punta} = \frac{\Sigma V}{B} + \frac{e(\Sigma V)\frac{B}{2}}{\frac{1}{12}B^3} = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B}\right) \quad \text{Ecuación 88}$$

Similarmente

$$q_{min} = q_{talon} = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B}\right) \quad \text{Ecuación 89}$$

Note que ΣV incluye el peso del suelo, y que, cuando el valor de la excentricidad, e , es mayor que $B/6$, q_{min} resulta negativa. Entonces se tendrá algún esfuerzo de tensión en el extremo de la sección del talón; el esfuerzo no es deseable por que la resistencia a tensión del suelo es muy pequeña. Si el análisis de un diseño muestra que $e > B/6$, el diseño debe rehacerse y determinar nuevas dimensiones

donde $q_{max} = q_{punta} < \text{capacidad portante del suelo } (q_u)$

6.2 DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA

6.2.1 ANCHO DEL PUENTE

Teniendo en cuenta el ancho de una persona normal de 0.60m el ancho efectivo será de 4.00m garantizando así que estas fluyan cómodamente.

6.2.2 DISEÑO DE TABLERO

El tablero es de madera tratada la cual soportara carga viva y muerta realizando un cálculo a flexión y a corte.

6.2.2.1 CLASIFICACIÓN DE LA MADERA PARA ESTRUCTURAS

| Grupo | Nombre común | Nombre científico |
|-------|--------------------|--------------------------|
| A | Caimitillo | Chrisophyllum cainito |
| | Guayacán pechiche | Minquartia guianensis |
| B | Chanul | Humiriastrum procerum |
| | Moral fino | Chlorophora tinctora |
| | Eucalipto globulus | Eucalipto globulus |
| | Pituca | Clarisia racemosa |
| C | Fernansánchez | Triplaris guayaquilensis |
| | Mascarey | Hieronyma chocoensis |
| | Sande | Brosimum utile |

Tabla 46: Clasificación de madera para estructuras

Fuente: libro PADT-REFORT

6.2.2.2 CLASIFICACIÓN DE LA MADERA POR DENSIDAD Y DUREZA

| Grupo | Densidad (gr/cm ³) | Dureza |
|-------|--------------------------------|--------|
| A | 0.90 - 0.71 | ALTA |
| B | 0.70 - 0.71 | MEDIA |
| C | 0.55 - 0.40 | BAJA |

Tabla 47: Clasificación de la madera por densidad y dureza

Fuente: NEVI-12_VOLUMEN3-MADERAS PARA ESTRUCTURAS

6.2.2.3 ESFUERZOS ADMISIBLES

El Manual de Diseño de la JUNAC constan tres grupos para madera estructural “A”, “B” y “C”. Nuevas especies de madera cuyas densidades básicas se conozcan, se pueden incluir en uno de los grupos estructurales que corresponda (Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2014a).

| ESFUERZOS ADMISIBLES ⁴ (MPa) | | | | | |
|---|---------|-------------------|---------------------|--------------------------|----------------|
| Grupo | Flexión | Tracción paralela | Compresión paralela | Compresión perpendicular | Corte paralelo |
| | f_m | f_t | f_c | $f_{c\perp}$ | f_v |
| A | 21 | 14.5 | 14.5 | 4 | 1.5 |
| B | 15 | 10.5 | 11 | 2.8 | 1.2 |
| C | 10 | 7.5 | 8 | 1.5 | 0.8 |

Tabla 48: Esfuerzos admisibles para estructuras de madera

Fuente: NEC-ESTRUCTURAS DE MADERA

6.2.2.4 MÓDULO DE ELASTICIDAD

| MÓDULO DE ELASTICIDAD ⁵ (MPa) | | |
|--|----------------------|----------------|
| Grupo | $E_{min} (E_{0.05})$ | $E_{promedio}$ |
| A | 9500 | 13000 |
| B | 7500 | 10000 |
| C | 5500 | 9000 |

*Tabla 49: Módulo de elasticidad para estructuras de madera
Fuente: NEC-ESTRUCTURAS DE MADERA*

6.2.2.5 DESCRIPCIÓN DE LA MADERA A UTILIZAR

Nombre Científico

Clarisia racemosa Ruiz & Pav.

Sinónimos: Clarisia nitida (Allemão) J.F. Macbr., Soaresia nitida Allemão, Sorocea nitida (Allemão) Warb.

Nombres Comunes: pituca, moral bobo, bobo, moral basto, sota, na fuka y sandi.

Usos: La madera se usa en construcciones, como vigas, soleras, columnas, cerchas, pisos, muebles, revestimientos y parquet; así como larguero en la construcción de barcos, puentes y viviendas. (Lozano Bermúdez & Pineda Lancheros, 2015)

El fruto es alimento de aves y mamíferos silvestres y el látex es usado medicinalmente (De la Torre et al. 2008).

Distribución geográfica dentro de Ecuador: Árbol nativo de la Costa, Andes y Amazonía, se distribuye de 0 a 1500 msnm. en las provincias de Esmeraldas, Los Ríos, Morona Santiago, Napo, Pastaza, Pichincha, Sucumbíos y Zamora Chinchi (Jorgensen y León 1999).



Imagen 41: Madera a utilizar en el proyecto

Fuente: Chinchero, M.; Iglesias, J. y Yaguana, C.

6.2.2.6 PROPIEDADES FÍSICAS

| PROPIEDADES FÍSICAS | | |
|--------------------------------|-------------------|----------------------------|
| Densidad (gr/cm ³) | Seca al aire | |
| | 0.55 - 0.70 | |
| Contracción (%) | Volumétrica Total | Relación Tangencial/Radial |
| | 7.5 - 10.5 | 2.1 |

Tabla 50: Propiedades físicas de la madera a usarse en el proyecto

Fuente: Ministerio del Ambiente (Lozano Bermúdez & Pineda Lancheros, 2015)

6.2.2.7 PROPIEDADES MECÁNICAS

| SOLICITACIÓN | ESFUERZO ADMISIBLE kg/cm ² |
|-------------------|---------------------------------------|
| Compresión | |
| paralela | 73.89 |
| perpendicular | 23.59 |
| Tracción | |
| paralela | 82.98 |
| perpendicular | 5.38 |
| Corte | 6.28 |
| Flexión | 78.27 |

Tabla 51: Propiedades mecánicas de la madera a usarse en el proyecto

Fuente: Alejandro Josué Espinosa Stead y Andrés Fernando Salazar Murillo

6.2.2.8 CÁLCULO DEL TABLERO

6.2.2.8.1 CARGA MUERTA

Datos

$$\text{Peso específico } (\rho) = 700 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$\text{longitud del tablon } (L) = 4.40\text{m}$$

$$\text{Ancho del tablon } (A) = 0.20\text{m}$$

$$\text{Espesor del tablon } (e) = 0.07\text{m}$$



Cálculos

$$D = \rho * A * e$$

$$D = 700 \frac{kg}{m^3} * 0.20m * 0.07m$$

$$D = 9.8 \frac{kg}{m}$$

6.2.2.8.2 CARGA VIVA

$$L = Cv * A$$

$$L = 418.03 \frac{kg}{m^2} * 0.20m$$

$$L = 83.606 \frac{kg}{m}$$

6.2.2.8.3 COMBINACIONES DE CARGA

$$q = 1.2D + 1.6L + 0.5\max(Lr, SoR)$$

$$q = (1.2 * 9.8 \frac{kg}{m}) + (1.6 * 83.606 \frac{kg}{m}) + 0.5\max(0)$$

$$q = 145.530 \frac{kg}{m}$$

6.2.2.8.4 MOMENTO MÁXIMO

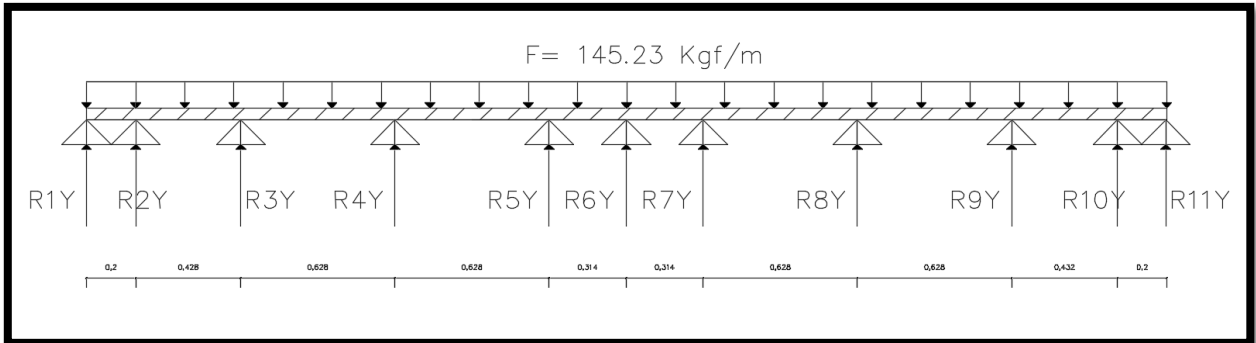


Imagen 42: Momento máximo – Diseño de tablero

Fuente: Tesista Héctor Calle

Estos valores se calcularan con la ayuda del software Sap 2000.

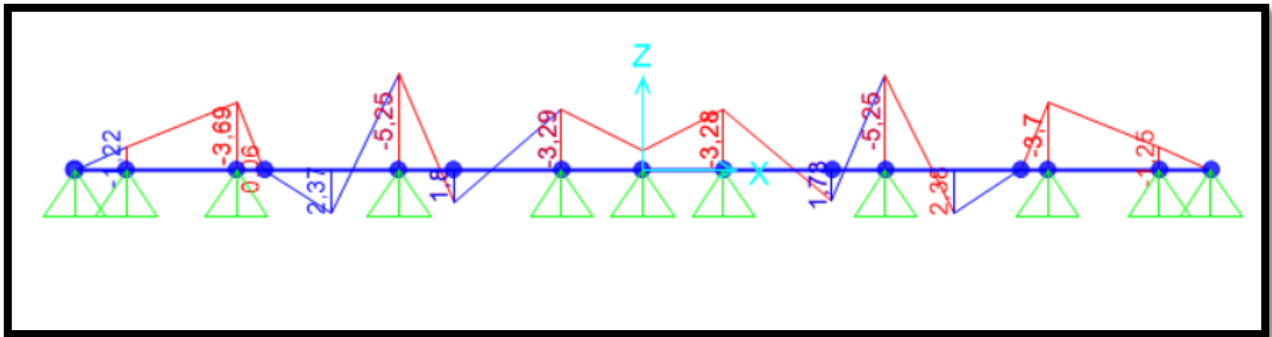


Imagen 43: Diagrama de Momentos en la madera

Fuente: Sap 2000

Momento Maximo = $5.25 \text{ kg} * m$

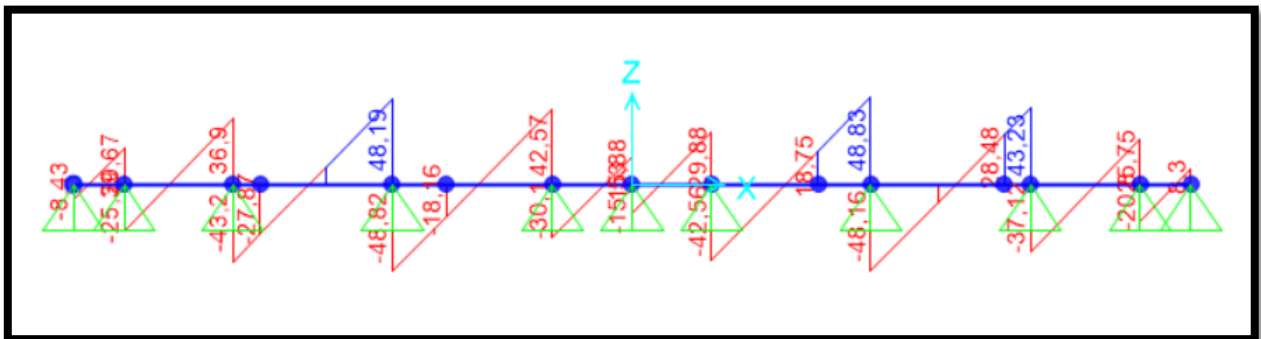


Imagen 44: Diagrama de Cortante en la madera

Fuente: Sap 2000

Cortante Maxima = 48.83 kg

6.2.2.8.5 MODULO DE RESISTENCIA (S)

$$S = \frac{A \cdot e^2}{6} \text{ Ecuación 90}$$

$$S = \frac{0.20m \cdot (0.07m)^2}{6}$$

$$S = 1.6333 \cdot 10^{-4} m^3$$

6.2.2.8.6 TENSIÓN MÁXIMA (Σ MAX)

$$\sigma_{Max} = \frac{\text{Momento Max}}{S} \text{ Ecuación 91}$$

$$\sigma_{Max} = \frac{5.25 \text{ kg} \cdot m}{1.6333 \cdot 10^{-4} m^3}$$

$$\sigma_{Max} = 32143.51 \frac{kg}{m^2}$$

$$\sigma_{Max} = 3.21 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\sigma_{Material} = 78.27 \frac{kg}{cm^2}$$

Factor de seguridad = 0.90

$\sigma_{Admisible} = \sigma_{Material} \cdot \text{Factor de seguridad}$

$$\sigma_{Material} = 78.27 \frac{kg}{cm^2} \cdot 0.90 = 70.443 \frac{kg}{cm^2}$$

$\sigma_{Admisible} > \sigma_{Max}$ CUMPLE

6.2.2.8.7 CÁLCULO DE LA CORTANTE

Calculo con el software Etabs

$$V = 48.83 \text{ kg}$$

6.2.2.8.8 CORTANTE MÁXIMA

$$V_{max} = \frac{3V}{2A}$$

$$V_{max} = \frac{3 * 48.83 \text{ kg}}{2 * (0.20 \text{ m} * 0.07 \text{ m}) * 10000}$$

$$V_{max} = 0.523 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$V_{Material} = 6.28 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Factor de seguridad} = 0.90$$

$$V_{Admisible} = V_{Material} * \text{Factor de seguridad}$$

$$V_{Admisible} = 6.28 * 0.90 = 5.652 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\underline{V_{Admisible} > V_{Max}} \quad \text{CUMPLE}$$

6.3 CALCULO DE VIGAS DE TERCER ORDEN

Son once vigas longitudinales que van ubicadas en R1Y, R2Y, R3Y, R4Y, R5Y, R6Y, R7Y, R8Y, R9Y, R10Y Y R11Y respectivamente indicados en el Imagen 42, en las cuales van ir empernada la madera sirviendo como apoyos para ellas soportando las reacciones que las cargas provoquen en esta, estas mismas serán apoyadas en unas vigas de segundo orden que se encuentran transversalmente.

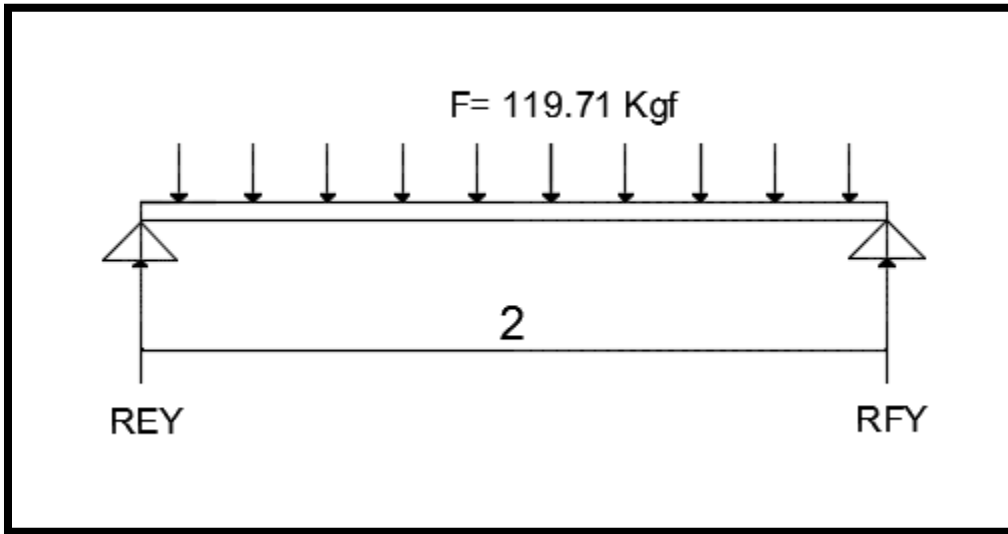


Imagen 45: Viga de tercer orden

Fuente: Tesista Héctor Calle

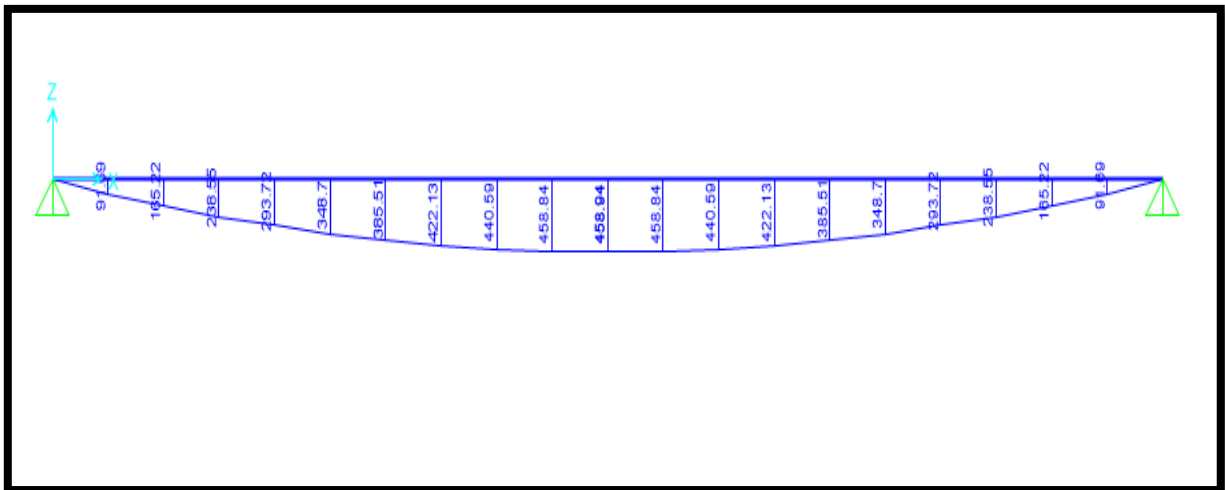


Imagen 46: Diagrama de momentos de la viga de tercer orden

Fuente: software Sap 2000

Momento Máximo= 458.94 Kg*m

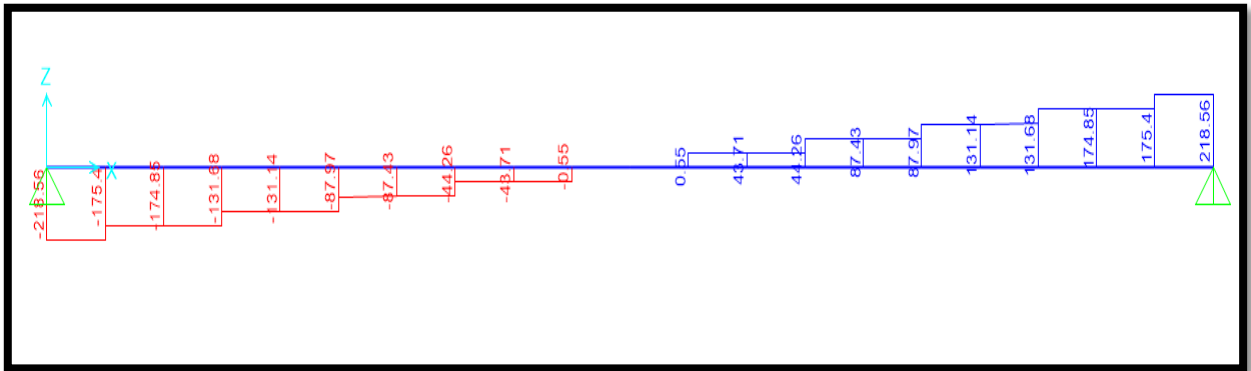


Imagen 47: Diagrama de cortante de la viga de tercer orden

Fuente: software Sap 2000

Cortante Máximo= 218.56 Kg

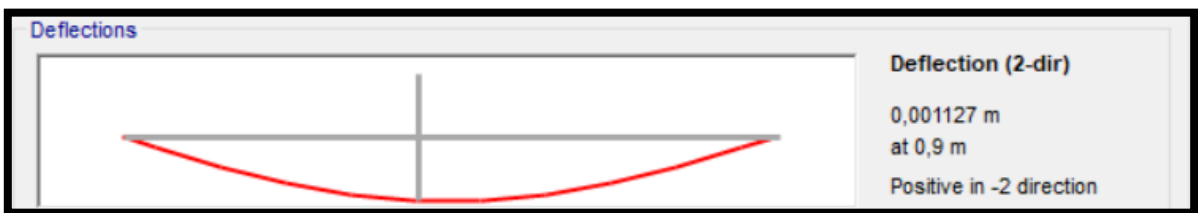


Imagen 48: Deflexión máxima en viga de tercer orden

Fuente: software Sap 2000

PREDIMENSIONAMIENTO CON LA FORMULA DEL MODULO DE LA SECCION EN LA FLEXION.

$$W_x = 20.15 \text{ cm}^3 \quad W_x = \frac{M_{flexor}}{\sigma} \text{ Ecuación 50}$$

x catalogo= 15.81 se arma una caja con dos vigas G

W material > W requerido cumple

Tenemos una sección

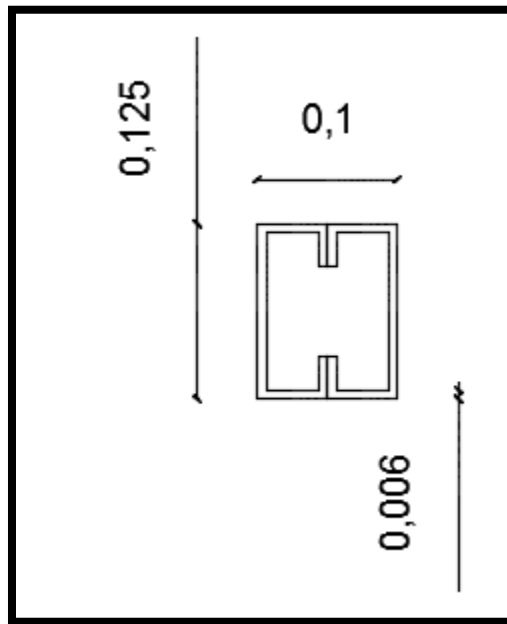


Imagen 49: Sección calculada para vigas de tercer orden

Fuente: Tesista Héctor Calle

Comprobación a cortante

$$V_n = 11471.81 \text{ kg} \quad \phi_b V_n = 0.6 * F_y * A_w * C_v \quad \text{Ecuación 34}$$

$$V_u \leq \phi V_n \text{ CUMPLE}$$

Comprobación a deformación máxima

$$\text{Deformación máxima} = 0.001127 \text{ m}$$

$$\text{Deformación admisible} = 0.002 > \text{deformación máxima} \quad \text{deflexion admisible} = \frac{\text{longitud del claro}}{1000} \text{ Ecuación 45 CUMPLE}$$

6.4 CALCULO DE VIGAS DE SEGUNDO ORDEN

Son tres vigas transversales que soportan las reacciones producidas por las vigas de tercer orden, en estas vigas también van emperrados los tubos de los pasamanos, tienen una longitud de 4.40 y serán diseñados como cajas armadas por dos perfiles G.

Vigas de los extremos

Cortante Maximo= 1424.49kg

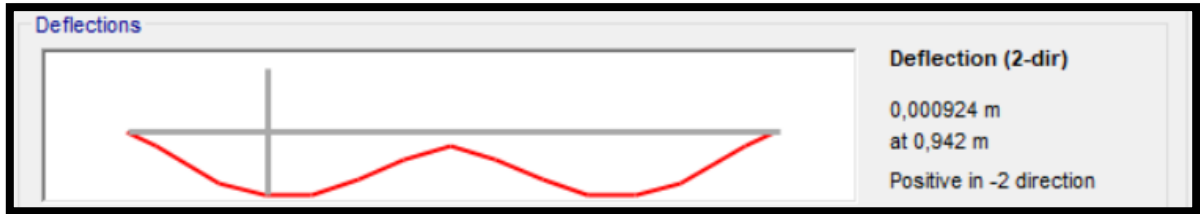


Imagen 53: Deflexión Máxima en viga de segundo orden

Fuente: software Sap2000

PREDIMENSIONAMIENTO CON LA FORMULA DEL MODULO DE LA SECCION EN LA FLEXION.

$$W_x = 31.52 \text{ cm}^3 \quad W_x = \frac{M_{\text{flexor}}}{\sigma} \text{ Ecuación 50}$$

W_x catalogo= 15.81 se arma una caja con dos vigas G

$W_{\text{material}} > W_{\text{requerido}}$ cumple

Tenemos una sección

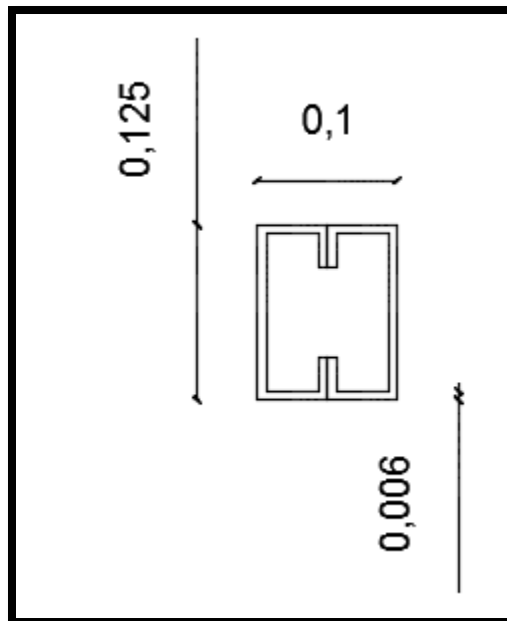


Imagen 54: sección calculada para viga de segundo orden

Fuente: Héctor Calle

Comprobación a cortante

$$V_n = 11471.81 \text{ kg} \quad \text{Ecuación 37}$$

$$V_u \leq \emptyset V_n \text{ CUMPLE}$$

Comprobación a deformación máxima

$$\text{Deformación máxima} = 0.00094 \text{ m}$$

$$\text{Deformación admisible} = 0.002 > \text{deformación máxima} \quad \text{deflexion admisible} = \frac{\text{longitud del claro}}{1000} \text{ Ecuación 45 CUMPLE}$$

6.5 CALCULO DE VIGAS DE LOS APOYOS

Son las vigas que se encuentran en los apoyos es en la cual se van apoyar la mitad de la estructura se formaran cajas con dos vigas C.

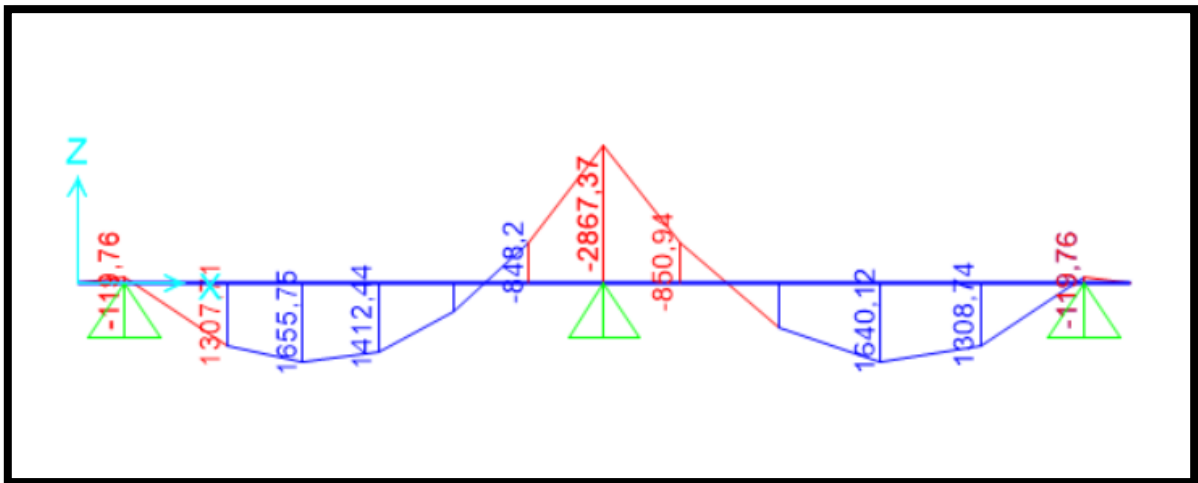


Imagen 55: Diagrama de Momentos Viga en los apoyos

Fuente: software Sap2000

$$\text{Momento Maximo} = 2867.37 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

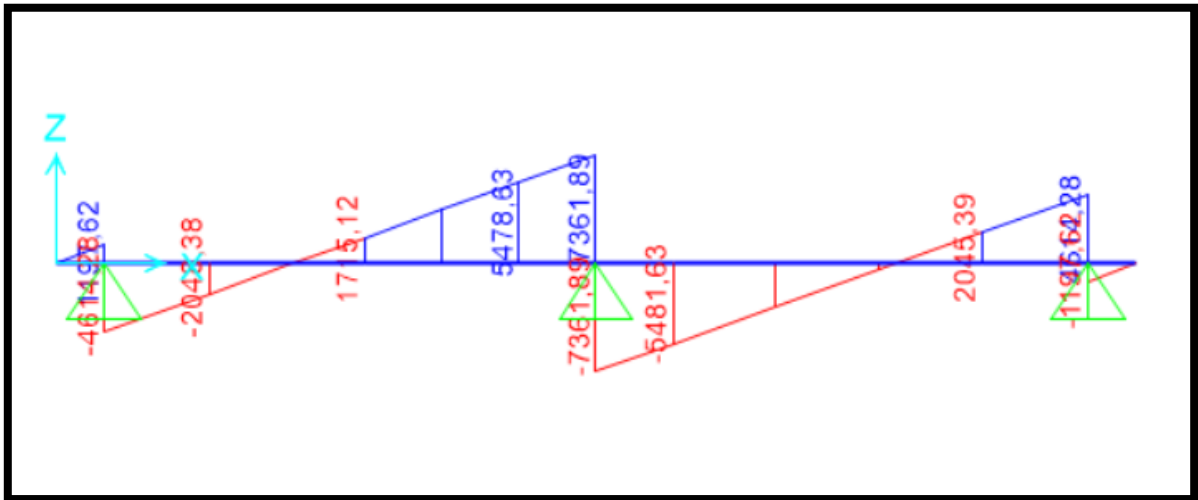


Imagen 56: Diagrama de Cortante
Fuente: software Sap2000

Cortante Maximo= 7361.89kg

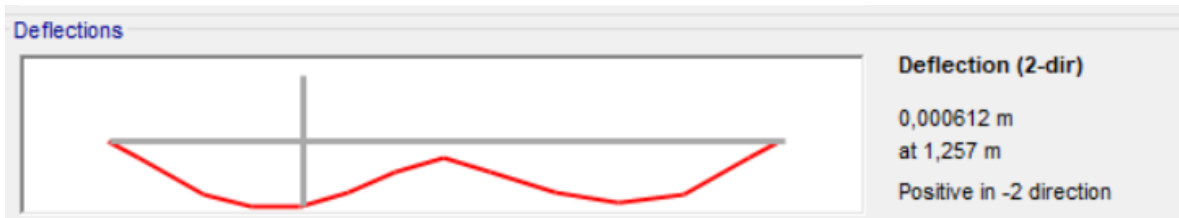


Imagen 57: Deflexión Máxima en viga de segundo orden
Fuente: software Sap2000

PREDIMENSIONAMIENTO CON LA FORMULA DEL MODULO DE LA SECCION EN LA FLEXION.

$$W_x = 114.69 \text{ cm}^3 \quad W_x = \frac{M_{flector}}{\sigma} \text{ Ecuación 50}$$

W_x catalogo= 62.28 se arma una caja con dos vigas C

W material > W requerido cumple

Tenemos una sección

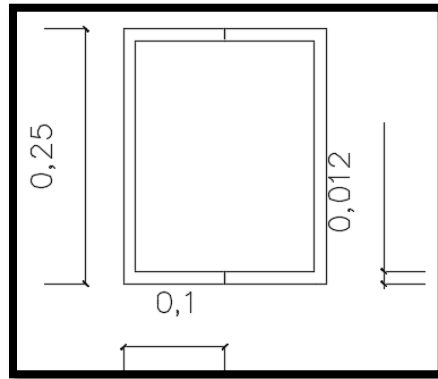


Imagen 58: sección calculada para viga en los apoyos.

Fuente: Héctor Calle

Comprobación a cortante

$$\emptyset V_n = 45887.23 \text{ Kgf} \quad \emptyset b V_n = 0.6 * F_y * A_w * C_v \quad \text{Ecuación 34}$$

$$V_u \leq \emptyset V_n \text{ CUMPLE}$$

Comprobación a deformación máxima

$$\text{Deformación máxima} = 0.000612 \text{ m}$$

$$\text{Deformación admisible} = 0.002 > \text{deformación máxima} \quad \text{deflexion admisible} =$$

$$\frac{\text{longitud del claro}}{1000} \text{ Ecuación 45 CUMPLE}$$

6.6 CALCULO DE LOS ARRIOSTRAMIENTOS

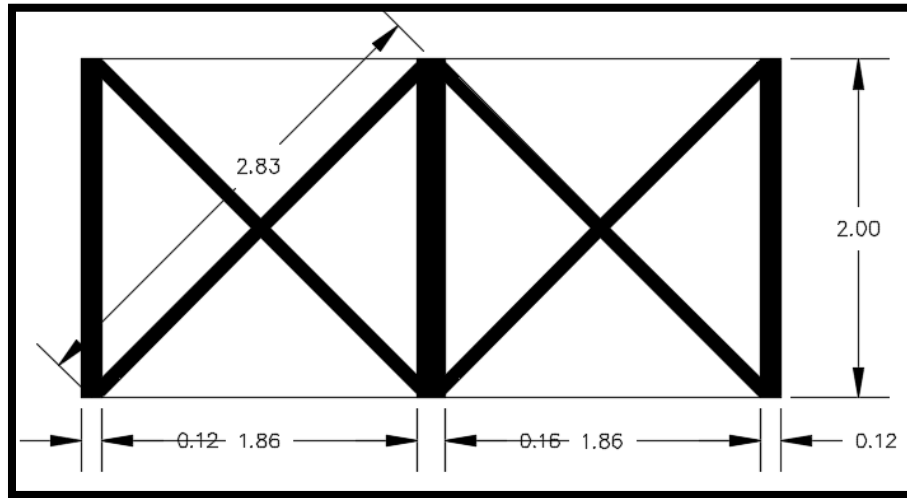


Imagen 59: Arriostramientos entre arcos principales

Fuente: Tesista Héctor Calle.

Predimensionamiento arriostramientos paño #2:

- Longitud= 2.83m

Sección = esta entre 7 y 18 la que tomaremos el mínimo que es 100x100x3mm
Imagen29

Datos:

- Área (A)= 11.41 cm^2
- Inercia (I)= 176.95 cm^4
- Modulo resistente (S)= 35.39 cm^3
- Radio de giro (r) = 3.94 cm
- Constante torsional (J)= 300 cm^4
- Módulo de sección plástico (Z)= 43.70 cm^3
- KL=L
- Modulo de elasticidad (E)= $2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
- Fy Acero A36= $2500 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
- P= 10127 kgf
- M= 22.01 kg*m

Calculo a la Resistencia a la Compresión

Calculo del esfuerzo de pandeo elástico (Fe)

- $F_e = 4013.38 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$ Ecuación 56

Calculo de Fcr

$$71.86 > 136.50 \text{ Si } \frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{Ecuación 54}$$

Calculo del esfuerzo por pandeo

$$F_{cr} = 1926.24 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] * F_y \quad \text{Ecuación 55}$$

Resistencia a la compresión LRFD

- $\phi_c P_n = 19780.55 \text{ kgf} > 10127 \text{ kgf}$ $\phi_c P_n = \phi_c * F_{cr} * A_g$ Ecuación 52
Resistencia a la compresión LRFD ($\phi_c=0.90$) CUMPLE

Resistencia a la compresión ASD

- $\frac{P_n}{\Omega_c} = 13160.71 \text{ kgf} > 101277 \text{ kgf}$ $\frac{P_n}{\Omega_c} = \frac{F_{cr} * A_g}{\Omega_c}$ Ecuación 53
Resistencia a la compresión ASD ($\Omega_c=1.67$) CUMPLE

Calculo a la Resistencia a la Flexión

Calculo de longitudes

- $L_p = 200.87 \text{ cm}$ $L_p = 1.76 * r * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ Ecuación 57

- $r_{ts} = 4.92 \text{ cm}$ $L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x h_o}\right)^2 + 6.76 * \left(\frac{0.7 F_y}{E}\right)^2}}$

Ecuación 58

$$r_{ts} = \sqrt{\frac{I * h_o}{2 S_x}} \quad \text{Ecuación 59}$$

$$L_r = 152.34 \text{ m} \quad L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x h_o}\right)^2 + 6.76 * \left(\frac{0.7 F_y}{E}\right)^2}} \quad \text{Ecuación 58}$$

$$r_{ts} = \sqrt{\frac{I * h_o}{2 S_x}} \quad \text{Ecuación 59}$$

Predimensionamiento arriostramientos paño #4:

- $P = 9584 \text{ kgf}$
- $M = 1678 \text{ kg*m}$

Cumple las dimensiones del paño #2

Predimensionamiento arriostramientos paño #6:

- $P = 9536 \text{ kgf}$
- $M = 8445 \text{ kg*m}$

Cumple las dimensiones del paño #2

Sección de los arriostramientos.

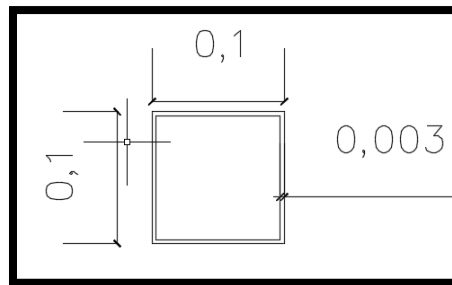


Imagen 60: Sección de los arriostramientos
Fuente: Tesista Héctor Calle.

6.7 CONEXIONES EMPERNADAS

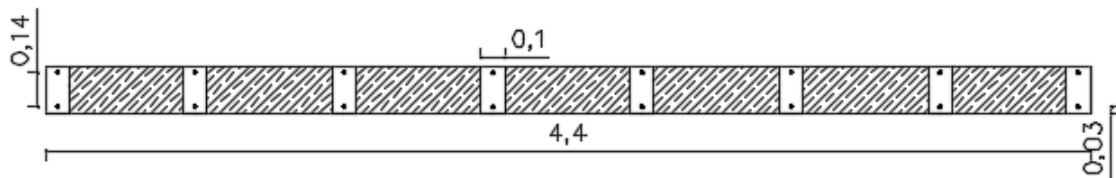


Imagen 61: vista en planta de las uniones empernadas entre la madera y la placa soldada a la viga de tercer orden

Fuente: Tesista Héctor Calle.

Se ocupó pernos de $\frac{1}{2}$ " pulgadas para unir la madera con una placa soldada a la viga de tercer orden.

Propiedades Placa

- Acero A36
- $F_y = 36 \frac{klb}{pulg^2}$
- $F_u = 58 \frac{klb}{pulg^2}$

Fuerza que actúa = 119.71 kgf

Calculo

- Distancia centro a centro de los tornillos= 14cm
- Distancia al borde= 3cm
- $L_c=1.66''$
- Resistencia al aplastamiento 1 tornillo = $57.77 \text{Klb} > 34.8 \text{klb}$ $R_n = 1.2I_{ct}F_u \leq 2.4dtF_u$ Ecuación 63
- Resistencia a la cortante 1 tornillo= 11.38klb $R_n = F_u * \text{Area del tornillo}$ Ecuación 64
- $R_n \text{ LRFD} = 8.54 \text{klb}$
- $R_n \text{ ASD} = 5.6 \text{klb}$
- Numero de pernos=0.05 pernos *número de tornillos requeridos* $= \frac{P_u}{\phi R_n}$ Ecuación 65 pero constructivamente necesitamos 2 pernos.
- **PERNOS DE ANCLAJE**

Estos pernos se ocuparon para unir la súper estructura con la sub estructura uniendo tres elementos caja metálica de 250x200x12mm, neopreno y muro de contención.

6.8 CONEXIONES SOLDADAS

En nuestra estructura utilizaremos la suelda simplemente como unión no hay fuerzas que intenten traccionar así dejaremos especificado el valor de la garganta a utilizar

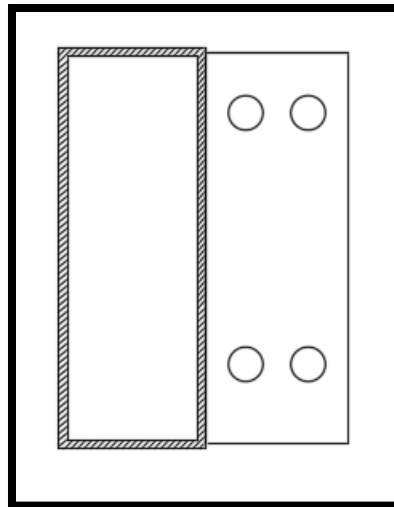


Imagen 62: conexión soldada entre placa y perfil de viga de tercer orden

Fuente: Tesista Héctor Calle

Unión entre la viga de tercer orden y la placa

Datos:

- $e = 6\text{mm}$
 - $T = 5\text{mm}$ $T = D * \text{Cos } 45^\circ$ Ecuación 66
- Unión entre la viga de tercer orden y las vigas de segundo orden

Datos

- $e = 6\text{mm}$
 - $T = 5\text{mm}$ $T = D * \text{Cos } 45^\circ$ Ecuación 66
- Unión entre la viga de segundo orden y los arcos principales

Datos:

- $e = 8\text{mm}$
- $T = 6.5\text{mm}$ $T = D * \text{Cos } 45^\circ$ Ecuación 66

6.9 CALCULO DEL ARCO TRIARTICULADO

6.9.1 PERFIL TOPOGRAFICO.

Gracias al levantamiento topográfico conseguimos el perfil transversal en donde de donde se va a empatar considerando crecida máxima, altura de seguridad 1.5 de la crecida máxima, rellenos en la via para tener un terreno nivelado.

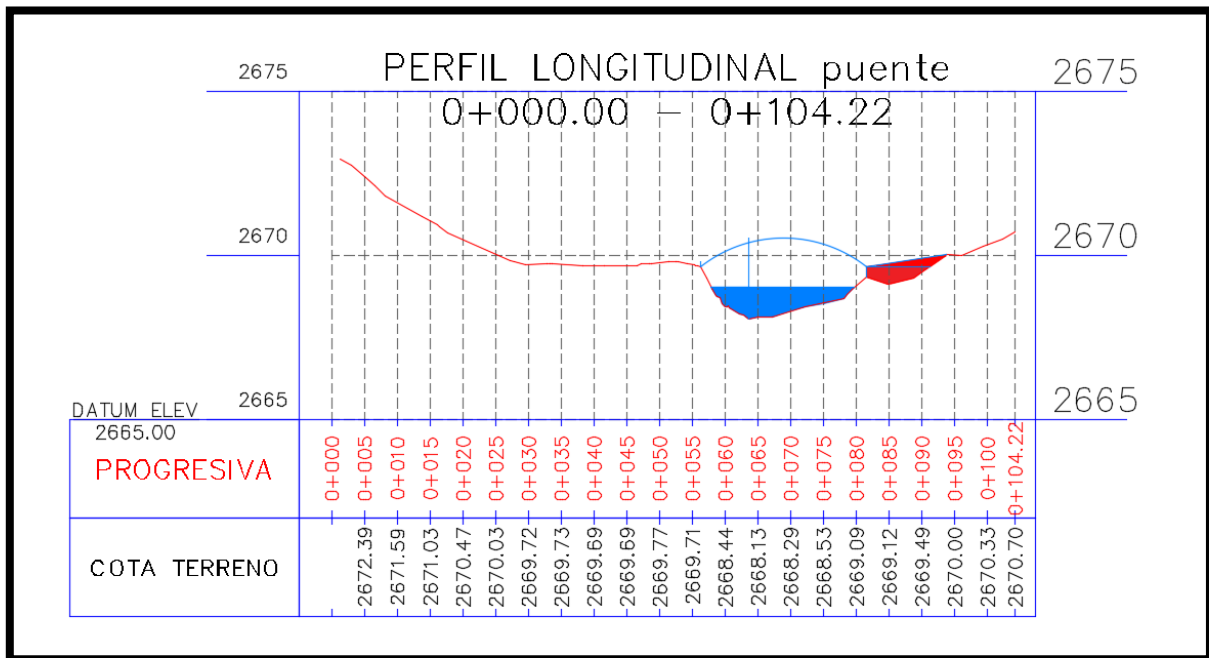


Imagen 63: Perfil topográfico de la zona de implementación del proyecto

Fuente: Tesista Héctor Calle

6.9.2 DIMENSIONES DEL ARCO

- Longitudinal= 25.3m

- Altura máxima= 0.882

6.9.3 ECUACIÓN DE LA PARÁBOLA

$$(x - h)^2 = -4p * (y - k)$$

$$(0 - 12.65)^2 = -4p * (0 - 0.882)$$

$$p = 45.357$$

$$x^2 - 25.3x + 160.0225 = -181.428y + 160.0194$$

$$y = \frac{x^2 - 25.3x}{181.428}$$

Coordenadas

| X | Y |
|-------|-------|
| 0 | 0 |
| 2 | 0.256 |
| 4 | 0.469 |
| 6 | 0.638 |
| 8 | 0.763 |
| 10 | 0.843 |
| 12.65 | 0.882 |
| 15.3 | 0.843 |
| 17.3 | 0.763 |
| 19.3 | 0.638 |
| 21.3 | 0.469 |
| 23.3 | 0.256 |
| 25.3 | 0 |

Tabla

Fuente: Tesista Héctor Calle.

6.10 DISEÑO DEFINITIVO

6.10.1 FUERZAS ACTUANTES

6.10.1.1 CARGA VIVA

$$Cv = 418.03\text{kg}$$

6.10.1.2 CARGA DE VIENTO

a. Velocidad instantánea= 21m/s alturas hasta 10m sección 6.2.2.1

b. Velocidad corregida del viento

Altura (m)=5m Categoría= B por lo tanto en la tabla#28 tenemos



σ

$$V_b = 21 * 0.86 = 18.06 \quad V_b = V \cdot \sigma \quad \text{Ecuación 23}$$

c. Cálculo de la presión del viento

Barlovento

$$P = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_b^2 \cdot c_e \cdot c_f \quad \text{Ecuación 24}$$

6.10.1.3 CARGA DE SISMO

a. Zona sísmica y valor del factor de zona Z

Zona sísmica II Caracterización del peligro Sísmico= Alto Tabla #32

Factor Z = 0.25 Cuenca, Azuay Tabla#33

b. Tipos de perfiles de suelo para diseño sísmico

- Tipo de perfil de suelo= D Tabla #34

- Fa= 1.4 Tabla#35

- Fd= 1.45 Tabla#36

- Fs= 1.06 Tabla#37

c. Espectro elástico Horizontal de diseño en aceleraciones.

-

- $\eta = 2.48$: Provincias de la Sierra

d. coeficiente de importancia

- Coeficiente I= 1.0 Tabla #39

e. Configuración estructural

- $\emptyset_p = 1$ ya que no contempla ninguna de las irregularidades de la tabla #40

- $\emptyset_e = 1$ ya que no contempla ninguna de las irregularidades de la tabla #42

f. Carga sísmica reactiva

W=D

- $\text{Peso de la madera} = 9.8 \frac{kg}{m} * 4.40m * 127 = 5471.93kg$

- $Vigas\ 3^a\ orden = 1365.19kg$

- $Vigas\ 2^a\ orden = 1308.48kg$

- $Vigas\ en\ arco = 829.85g$

$$D = 8975.451$$

g. Determinación del periodo de vibración T

- Ct= 0.073 Tabla #44

- $\alpha = 0.75$ Tabla #44

- $h_n = 1.882$
 $T = 0.073^*$

$$0 < T < T_c$$

$$S_a(T_a) = 2.48 * 0.25 * 1.4 = 0.868$$

h. Factor de reducción sísmica

R=8 Tabla #45

i. Cortante Basal

- $V = \frac{1.0 * 0.868}{8 * 1 * 1} * 8975.45 = 983.83 \text{ kg}$

Esta fuerza será la que actúen la base del puente.

6.11 MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA EN SAP2000

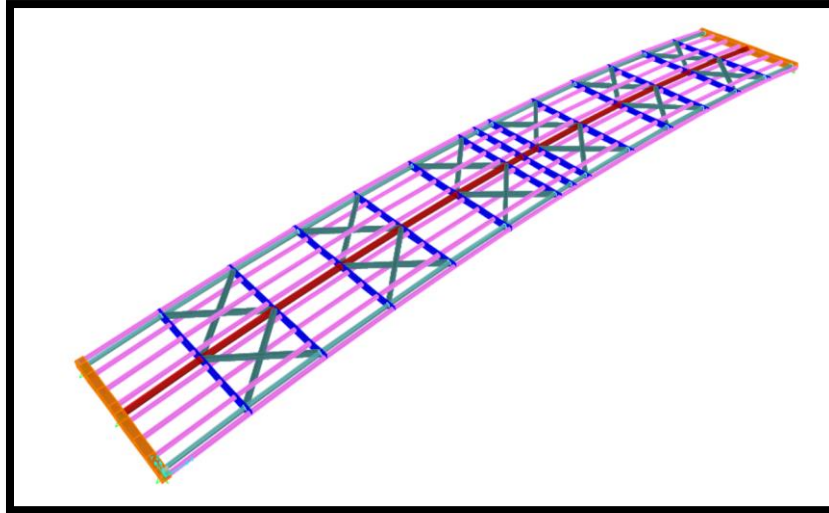


Imagen 64: Modelación en Sap 2000 de la superestructura

Fuente: Sap 2000

6.11.1 COMPROBACIÓN DE LAS SECCIONES EN SAP 2000

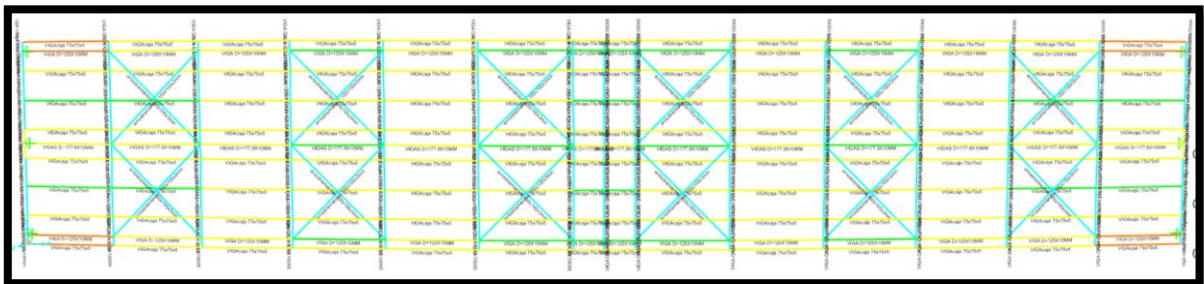


Imagen 65: Comprobación de las secciones en Sap 2000

Fuente: Sap 2000

6.12 CALCULO DE BARANDAS LATERALES

Aplicamos las fuerzas indicadas anteriormente para barandas peatonales, se procede al cálculo para encontrar las secciones óptimas y dimensionar cada elemento.

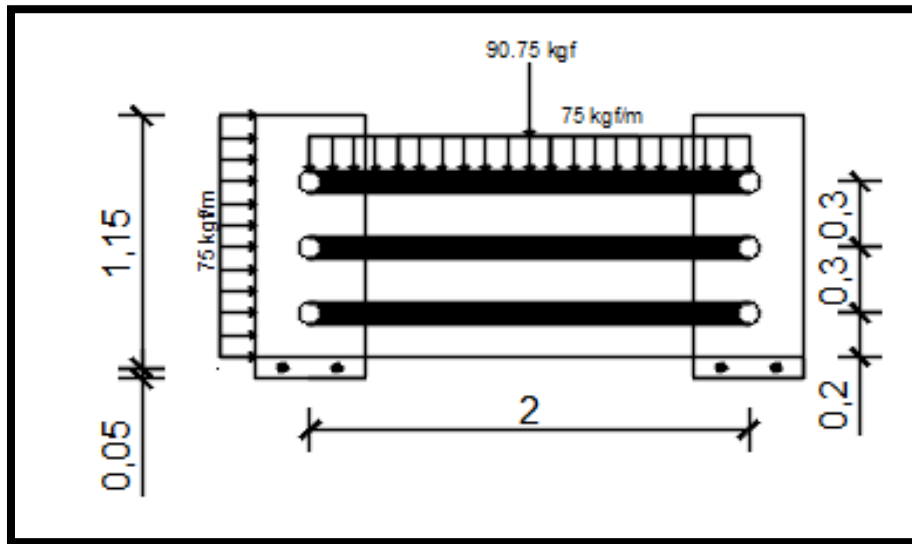


Imagen 66: Esquema general, cálculo de barandas

Fuente: Tesista Héctor Calle

6.12.1 CALCULO DE TUBO ESTRUCTURAL CUADRADO

Momento Máximo

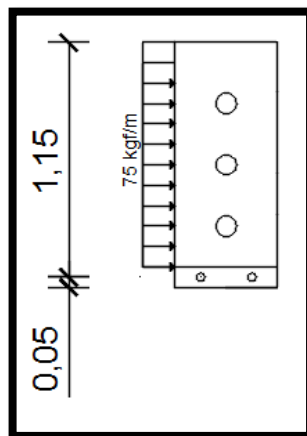


Imagen 67: Esquema general, cálculo de tubo estructural

Fuente: Tesista Héctor Calle

$$\text{Momento max} = \frac{qL^2}{2} \text{ Ecuación 92}$$

$$q = 75 \text{ kg/m} * 1.6 = 120 \text{ kg*m}$$

$$\text{Momento max} = \frac{120 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * (1.15\text{m})^2}{2}$$

$$\text{Momento max} = 79.35 \text{ kg} * \text{m}$$

W requerido

$$cm^3 W_x = M \text{ flector} \sigma \text{ Ecuación 50}$$

El perfil es de 50mmX50mmX2mm según Tabla 41: tubo estructural cuadrado

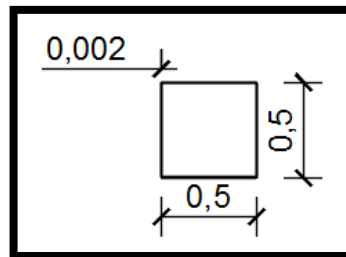


Imagen 68: Sección de perfil seleccionado para baranda
Fuente: Héctor Calle

Calculo de cortante

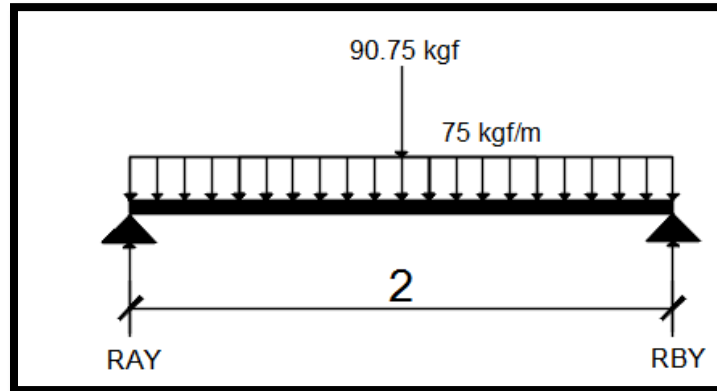


Imagen 69: esquema general para el cálculo cortante
Fuente: Tesista Héctor Calle

$$\sum F_Y = 0$$

$$RAY + RBY = \left(75 \frac{kg}{m} * 2m\right) + (90.75kg)$$

$$\sum M_A = 0$$

$$\left(75 \frac{kg}{m} * 2m\right) * 1m + (90.75kg * 1m) - (RBY * 2m) = 0$$

$$RAY = RBY = 120.375 Kg \text{ CORTANTE ACTUANTE.}$$

6.13 CALCULO DE PASAMANOS

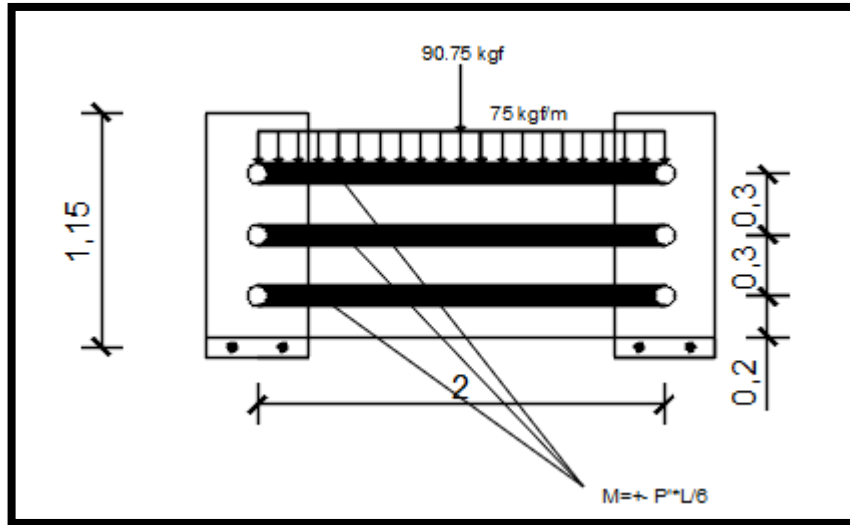


Imagen 70: Esquema general, cálculo de pasamanos
Fuente: Tesista Héctor Calle

Calculo de momento de los pasamanos (método del Ing. Eduardo Torres en Diseño de puentes Interpretación del código AASHTO).

$$M = \pm \frac{P' * L}{6}$$

P' = Carga entre unión y poste

$$P' = \frac{\left(75 \frac{kg}{m} * 2m\right) + 90.75Kg}{3} = 80.25 Kg$$

$$M = \pm \frac{80.25 Kg * 2m}{6} = 26.75 kg * m$$

$$M_{Diseño} = \frac{M}{1.50} = \frac{26.75 kg * m}{1.50} = 17.83 kg * m$$

Tubo de hierro galvanizado

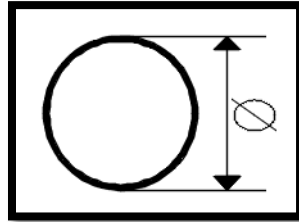


Imagen 71: Sección de perfil seleccionado para pasamanos
Fuente: Tesista Héctor Calle

$$P' = \frac{\left(75 \frac{kg}{m} * 2m\right) + 90.75Kg + 5.94}{3} = 82.23 Kg$$

$$M = \pm \frac{82.23 Kg * 2m}{6} = 27.41 kg * m$$

$$M_{Diseño} = \frac{M}{1.50} = \frac{27.41 kg * m}{1.50} = 18.27 kg * m$$

$$Z_{necesario} = \frac{1827kg * m}{834.9 \frac{kg}{cm^2}}$$

$$Z_{necesario} = 2.18 cm^3$$

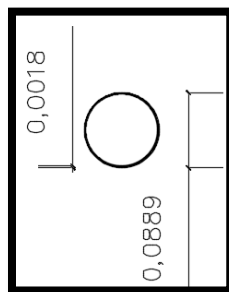


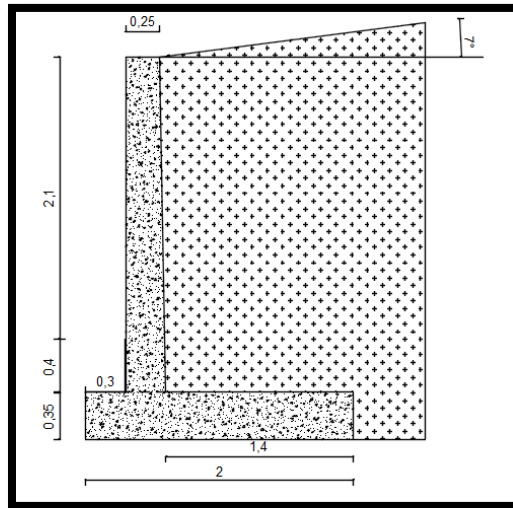
Imagen 72: sección de pasamanos
Fuente: Tesista Héctor Calle

CAPÍTULO 7: CÁLCULO DE LA SUB ESTRUCTURA.

7.1 CALCULO DE LOS MUROS DE RETENCION.

7.1.1 PREDIMENSIONAMIENTO DEL MURO DE RETENCION

Según la Imagen 19 del capítulo 5, y respetando los valores de socavación, creciente máxima y nivel freático las dimensiones del muro son:



*Imagen 73: Muro de retención
Fuente: Tesista Héctor Calle*

GEOMETRIA DEL MURO

- Altura del cuerpo= 2.50m
- Espesor del cuerpo superior= 25cm
- Espesor del cuerpo inferior= 30cm
- Espesor del pie= 35cm
- Talón= 1.40m
- Punta= 30cm
- D= 40cm
- Altura de relleno=2.50m
- Angulo de inclinación del relleno= 7°

7.2 APLICACIÓN DE CARGAS

- Carga uniforme= $418.03 \frac{kg}{m^2}$



- Carga vertical muerta= $130 \frac{Tn}{m}$
- Carga vertical de excentricidad= 12.5cm

7.3 PROPIEDADES DE RELLENO

- Angulo de conicidad de la pared (α)= 0.020 rad
- Angulo de inclinación del relleno (β)= 0.122 rad
- Angulo de fricción (ϕ)= 0.628
- Fricción del suelo de la pared (δ)= 0.314rad
- Angulo sísmico= 0.123rad Ecuación 49
- Longitud del pie= 2m
- Altura para la estabilidad= 2.85m Ecuación 41
- Teoría de la presión de la tierra = Coulomb Active
- Densidad Húmeda de la Tierra = $2491 \frac{kg}{m^3}$ Ecuación 16
- Densidad saturada del suelo= $2738 \frac{kg}{m^3}$ Ecuación 15
- Coeficiente Activo K_a = 0.26 Ecuación 44
- Coeficiente Sísmico Activo K_{at} = 0.35 Ecuación 48

7.4 CALCULO DE PRESION ACTIVA

7.4.1 CALCULO POR ESTABILIDAD (NO SISMICO)

- Fuerza Activa (P_a)= $3.0 \frac{Tn}{m}$ Ecuación 43
- Componente Horizontal de Fuerza Activa (P_{ah})= $2.8 \frac{Tn}{m}$
- Componente Vertical de Fuerza Activa (P_{av})= $1.0 \frac{Tn}{m}$
- Fuerza de Agua= $1.2 \frac{Tn}{m}$ Ecuación 45

7.4.2 CALCULO POR DISEÑO (NO SISMICO)

- Fuerza Activa (P_a)= $2.0 \frac{Tn}{m}$ Ecuación 43
- Componente Horizontal de Fuerza Activa (P_{ah})= $1.9 \frac{Tn}{m}$

- Componente Vertical de Fuerza Activa (P_{av})= $0.7 \frac{Tn}{m}$
- Fuerza de Agua= $0.7 \frac{Tn}{m}$

Ecuación 45

7.4.3 CALCULO POR ESTABILIDAD (SISMICO)

- Fuerza Sísmica (P_{at})= $3.6 \frac{Tn}{m}$
- Componente Horizontal de Fuerza Activa (P_{aeh})= $3.4 \frac{Tn}{m}$
- Componente Vertical de Fuerza Activa (P_{aev})= $1.2 \frac{Tn}{m}$

Ecuación 48

7.4.4 CALCULO POR DISEÑO (SISMICO)

- Fuerza Sísmica (P_{at})= $2.4 \frac{Tn}{m}$
- Componente Horizontal de Fuerza Activa (P_{aeh})= $2.3 \frac{Tn}{m}$
- Componente Vertical de Fuerza Activa (P_{aev})= $0.8 \frac{Tn}{m}$

Ecuación 48

7.5 CALCULO DE VUELCO

7.5.1 FUERZAS DE VUELCO

7.5.1.1 MOMENTOS HORIZONTALES

- Momento por Relleno= $2.9 \frac{Tn*m}{m}$
- Momento por Agua= $2.9 \frac{Tn*m}{m}$
- Momento por carga uniforme= $0.5 \frac{Tn*m}{m}$
- Resultante Horizontal= $4.3 \frac{Tn}{m}$
- Momento de Vuelco= $4.0 \frac{Tn}{m}$
- Brazo Horizontal Resultante= 0.93m

7.5.1.2 MOMENTOS VERTICALES

- Momento por peso del cuerpo = $0.7 \frac{Tn*m}{m}$
- Momento por peso de la base = $1.7 \frac{Tn*m}{m}$



- Momento por peso del recubrimiento del cuerpo $0.045 \frac{Tn*m}{m}$
- Momento por peso de la cuña del cuerpo $0.1 \frac{Tn*m}{m}$
- Momento por peso del relleno $11.9 \frac{Tn*m}{m}$
- Momento por peso del agua $0.6 \frac{Tn*m}{m}$
- Momento provocado por la presión del relleno vertical $Pav = 2 \frac{Tn*m}{m}$
- Momento provocado por la carga transmitida de la superestructura $= 0.6 \frac{Tn*m}{m}$
- Momento provocado por la carga móvil $= 0.8 \frac{Tn*m}{m}$
- Momento provocado por el empuje del agua $= -3.4 \frac{Tn*m}{m}$
- Resultante las fuerzas vertical $= 12.8 \frac{Tn}{m}$
- Sumatoria de momentos $= 14.9 \frac{Tn*m}{m}$
- Resultante del Brazo de palanca Vertical $= 1.16$
- Relación de vuelco $= 3.59 > 1.50$ **CUMPLE** Ecuación 50

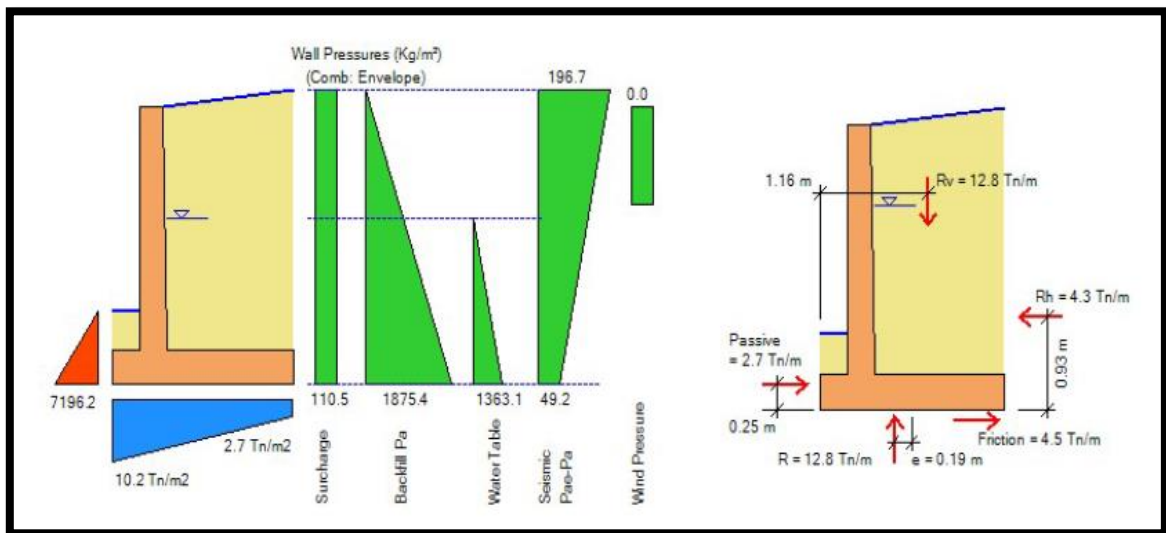


Imagen 74: Fuerzas en el muro

Fuente: Tesista Héctor Calle (ASDIP Retain 3.4.6)

- Excentricidad $= 0.19m$ está en el tercio de la base CUMPLE
- Longitud de la base $= 2m$



- Presión máxima = $10.2 \frac{Tn}{m^2}$ Ecuación 62
- Presión mínima = $2.7 \frac{Tn}{m^2}$ Ecuación 63

7.5.2 CALCULO AL DESLIZAMIENTO

- Coeficiente pasivo (kp) = $3.85 \frac{Tn}{m^2}$ Ecuación 49
- Profundidad pasiva (Dd) = 0.75m
- Presión pasiva = $7.20 \frac{Tn}{m}$
- Fuerza pasiva = $2.7 \frac{Tn}{m}$
- Fuerza de fricción = $4.5 \frac{Tn}{m}$
- Relación de deslizamiento = $1.66 > 1.5$ CUMPLE Ecuación 52

7.6 DISEÑO DEL CUERPO DEL MURO

- Momento por Relleno = $2.6 \frac{Tn*m}{m}$
- Momento por el agua = $0.7 \frac{Tn*m}{m}$
- Momento por carga distribuida = $0.6 \frac{Tn*m}{m}$
- Momento por Relleno Sísmico = $0.5 \frac{Tn*m}{m}$
- Cortante Máxima = $2.9 \frac{Tn}{m}$
- Cortante en la sección crítica = $4.6 \frac{Tn}{m}$
- Resistencia a la cortante = $13.5 \frac{Tn}{m} > 4.6 \frac{Tn}{m}$ CUMPLE Ecuación 37
- Máximo momento = $4.4 \frac{Tn*m}{m}$

USAMOS LA VARILLA DE 12mm CADA 15cm

- $A_s = 7.53 \frac{cm^2}{m}$



- Cuantía $p=0.0034$ Ecuación 39
- Momento resistente= $6.2 \frac{Tn*m}{m} > 4.4 \frac{Tn*m}{m}$ CUMPLE Ecuación 38
- Desarrollo de ganchos= 15cm Ecuación 43
- Longitud de gancho en pie del pie= 27.4cm > 15cm CUMPLE
- Área mínima de Acero= $7.00 \frac{cm^2}{m}$ Ecuación 41
- relación mínima de área de acero= $0.93 > 1$ CUMPLE Ecuación 42

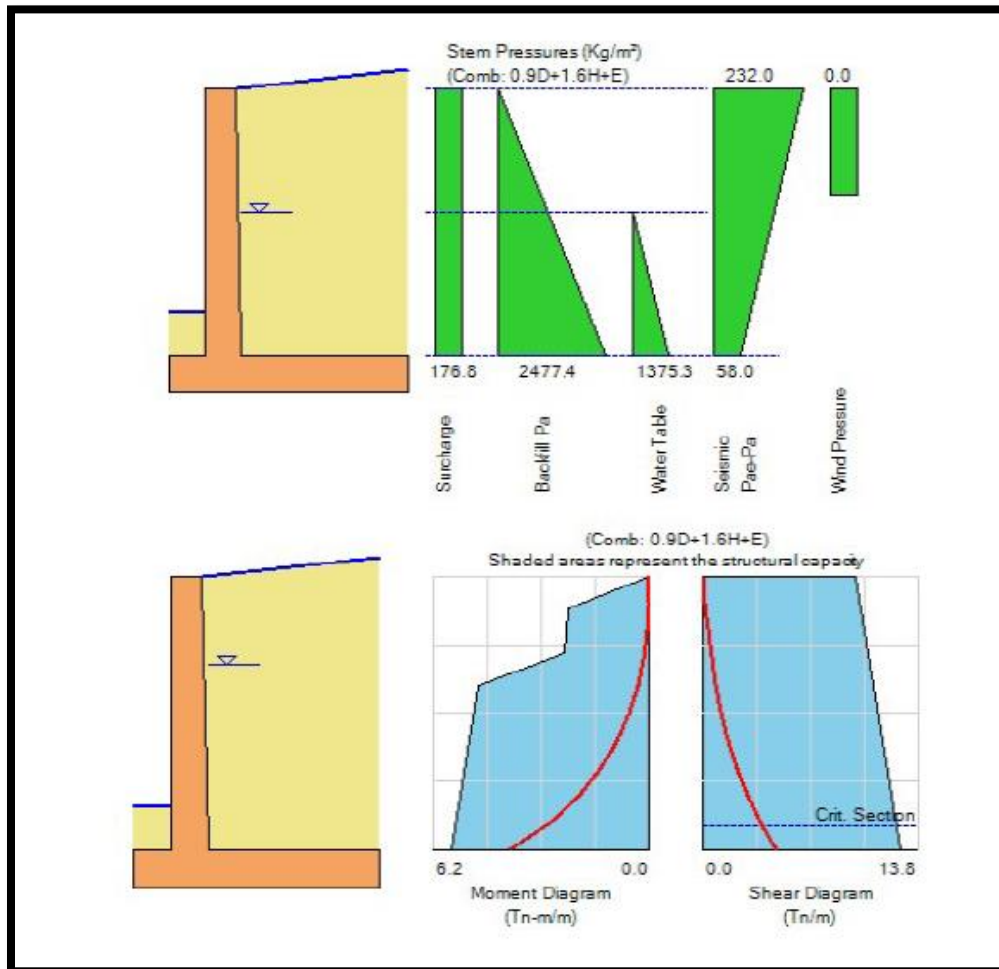


Imagen 75: Diseño del cuerpo del muro

Fuente: Tesista Héctor Calle (ASDIP Retain 3.4.6)

7.7 DISEÑO DEL TALON DEL MURO

- Momento por presión del agua= $0.5 \frac{Tn*m}{m}$



- Momento por peso del concreto= $1.2 \frac{Tn*m}{m}$
- Momento por Relleno del suelo= $8.9 \frac{Tn*m}{m}$
- Momento por carga distribuida= $0.6 \frac{Tn*m}{m}$
- Cortante Máxima $V_u = 15.8 \frac{Tn}{m}$
- Resistencia a la cortante = $16.7 \frac{Tn}{m} > 15.8 \frac{Tn}{m}$ CUMPLE Ecuación 37
- Momento Máximo $M_u = 11.2 \frac{Tn*m}{m}$

USAMOS LA VARILLA DE 16mm CADA 17cm

- $A_s = 11.84 \frac{cm^2}{m}$
- Cuantía $\rho = 0.0044$ Ecuación 39
- Momento resistente= $11.7 \frac{Tn*m}{m} > 11.2 \frac{Tn*m}{m}$ CUMPLE Ecuación 38
- Factor de cobertura Mínimo= 2.5
- Desarrollo de barra corrugada= 39.8cm Ecuación 44
- Desarrollo de ganchos= 22.9cm Ecuación 43
- Dev. Longitud a lado del talón= 53cm > 22.9cm CUMPLE
- Dev. Longitud a lado en lado del pie= 133cm > 22.9cm CUMPLE
- Área mínima de Acero= $9.0 \frac{cm^2}{m}$
- relación mínima de área de acero= $0.76 > 1$ CUMPLE Ecuación 42

7.8 DISEÑO DEL PIE DEL MURO

- Momento por Fuerza de carga= $0.6 \frac{Tn*m}{m}$
- Momento por presión del agua= $0.5 \frac{Tn*m}{m}$
- Momento por peso del concreto= $0.3 \frac{Tn*m}{m}$
- Momento por Relleno del suelo= $0.1 \frac{Tn*m}{m}$
- Cortante Máxima $Vu= 3.7 \frac{Tn}{m}$
- Cortante en la sección critica= $0.4 \frac{Tn}{m}$
- Resistencia a la cortante = $16.5 \frac{Tn}{m} > 0.4 \frac{Tn}{m}$ CUMPLE Ecuación 37
- Momento Máximo $Mu= 0.6 \frac{Tn*m}{m}$

USAMOS LA VARILLA DE 12mm CADA 20cm

- $As=5.65 \frac{cm^2}{m}$
- Cuantía $\rho=0.0021$ Ecuación 39
- Momento resistente= $5.6 \frac{Tn*m}{m} > 0.6 \frac{Tn*m}{m}$ CUMPLE Ecuación 38
- Factor de cobertura Mínimo= 2.5



- Desarrollo de barra corrugada= 30.00cm Ecuación 44
- Desarrollo de ganchos= 17.1cm Ecuación 43
- Dev. Longitud a lado del talón= 162.4cm > 30cm CUMPLE
- Dev. Longitud a lado en lado del pie= 22.4cm > 17.1cm CUMPLE
- Área mínima de Acero= $0.7 \frac{cm^2}{m}$

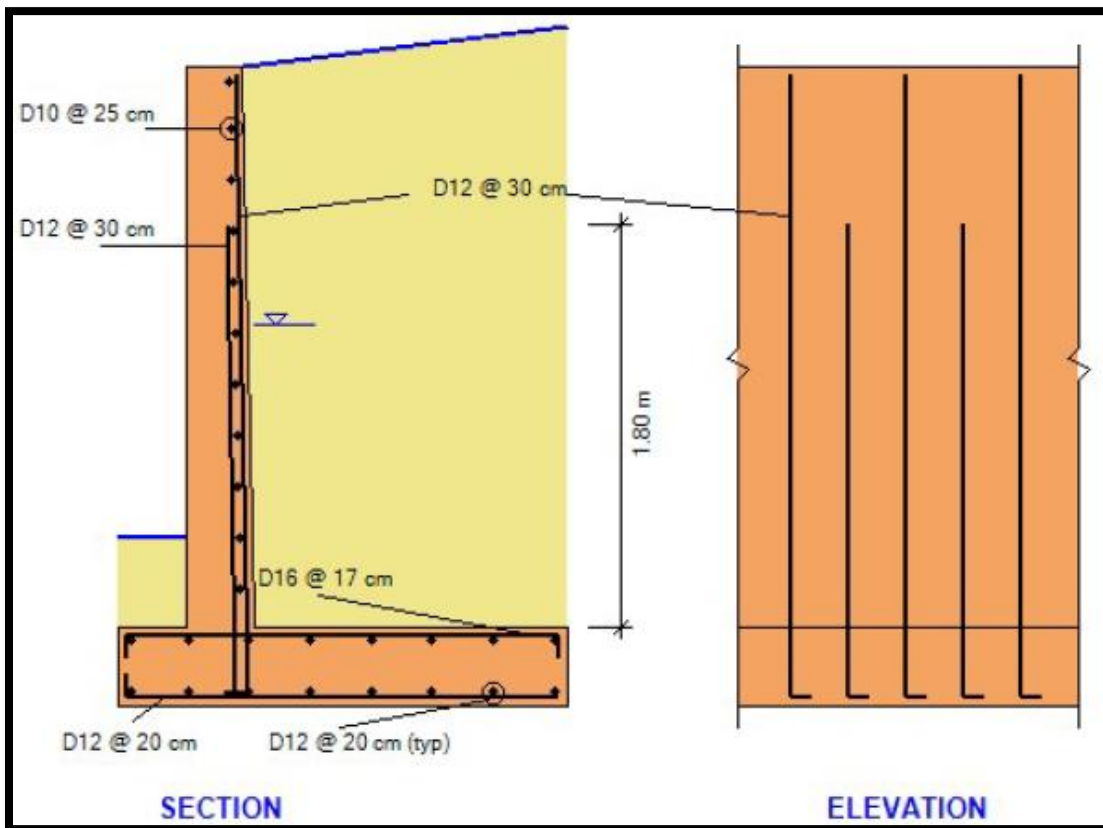


Imagen 76: Diseño del pie del muro
Fuente: Tesista Héctor Calle (ASDIP Retain 3.4.6)

7.9 DISEÑO DE APOYOS.

Apoyos Elastoméricos.

Es de un material conocido como neopreno, mediante sus deformaciones permiten desplazamientos o giros de la superestructura. (Cunalata & Eduardo, 2013)

La placa de Neopreno debe estar perfectamente anclada se lo hará con pernos dos de cada extremos de 3 pulgadas.

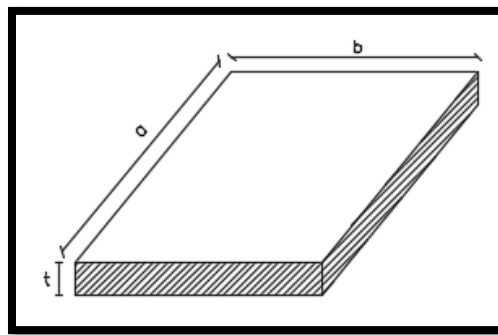


Imagen 77: Forma de Neopreno

Fuente: Diseño de Puentes; Ingeniero Eduardo Torres

Dimensiones

- a=4.40m
- b=0.25m
- t=0.05m Impuesto

Tensión admisible del Neopreno

σ Admisible de neopreno carga muerta = 38 kg/cm²

σ Admisible de neopreno carga muerta + carga viva = 56 kg/cm²

Calculo de tensiones generadas

$$\sigma_1 = \frac{R_{cm}}{a * b} = \frac{1744.25}{440 * 25} = 0.16 \frac{kg}{cm^2} < \frac{38kg}{cm^2} \quad CUMPLE$$

$$\sigma_2 = \frac{R_{cm} + R_{cv}}{a * b} = \frac{1744.25 + 6435.21}{440 * 25} = 0.74 \frac{kg}{cm^2} < \frac{56kg}{cm^2} \quad CUMPLE$$



UNIVERSIDAD
CATÓLICA DE CUENCA
COMUNIDAD EDUCATIVA AL SERVICIO DEL PUEBLO

RESULTADOS

- Se conocen cada una de las características del suelo sobre el cual se asentará el proyecto
- Por modelación informática en el campo hidráulico se realizó la determinación del lugar óptimo de implementación del proyecto y otras consideraciones para el dimensionamiento del puente
- Al ocupar normativa para la realización del diseño como la AASHTO, NEC, ACI, entre otras, se asegura eficacia y eficiencia en la estructura
- El proyecto detalla cada uno de los elementos estructurales que forman parte del puente peatonal, comprobando en cada caso que sean eficientes y con el correcto dimensionamiento
- En el diseño de la superestructura, la herramienta computacional SAP 2000 corroboró el predimensionamiento realizado con anterioridad.
- En el diseño de la subestructura, se realizó el análisis de cada uno de los estados por los que el muro podría fallar, garantizando de esta manera seguridad para los usuarios
- Los planos estructurales, detallan de manera precisa en resumen el resultado de cada uno de los elementos que constituyen el diseño. Brindando al GAD las orientaciones básicas para la construcción del mismo
- Luego de realizado el diseño se pueden entregar el mismo a la parte interesada, para una construcción rápida y precisa.
- Una vez construido el proyecto es necesario aclarar que con un buen mantenimiento se logra que su vida útil sea máxima.
- El diseño final se encuentra realizado técnicamente para ser funcional ante los requerimientos que se necesitan, además se encuentra dimensionado de manera que sea visualmente aceptado y con materiales existentes en el mercado.

CONCLUSIONES

- La construcción de un Puente peatonal sobre el río Machángara que une a las comunidades de Checa y Chiquintad contribuirá a las parroquias al desarrollo económico, social y cultural, al brindarles una nueva vía de comunicación.
- Los puentes peatonales en general, representan estructuras económicas para la unión de zonas separadas por ríos lo que mejora la calidad de vía de los beneficiarios.
- La modelación hidráulica realizada previa al diseño estructural es de vital importancia, ya que con esto se pueden determinar longitudes básicas para el dimensionamiento de puente y otras consideraciones.
- El método LRFD para el diseño nos proporciona un conjunto de factores que previenen eventualidades que puedan suceder sobre las estructuras metálicas a lo largo de su vida útil.
- Se cumplió con todos los objetivos mediante la aplicación de normativas como Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transportes (AASHTO), el American Concrete Institute (ACI) y además del Código Ecuatoriano de la Construcción (CEC) y la Norma Ecuatoriana de Vialidad y Transporte (NEVI)
- Los elementos de madera se encuentran unidos a los perfiles metálicos mediante pernos, los mismos que colaboran a que ambos materiales trabajen como uno solo además de facilitar el montaje de la estructura.
- Es el acero A36 el que se utilizará para todos los elementos metálicos del diseño
- El cálculo de rigidizadores en la superestructura colabora al aumento de la rigidez del alma de la viga.
- Se realizaron las debidas revisiones al desplazamiento y volcamiento para la subestructura, según las consideraciones dadas por el libro de Principios de ingeniería de Cimentaciones de Braja Das.
- La herramienta computacional SAP2000 se utilizó para corroborar los resultados obtenidos mediante cálculo manual.

RECOMENDACIONES

- Al momento de utilizar normativas como la AASHTO, ACI o NEC es necesario interpretar con un buen criterio la aplicación de las mismas
- Adicional al diseño se podría realizar un tratamiento superficial sobre las estructuras metálicas para evitar el daño a la corrosión.
- Anterior a la ejecución del proyecto es necesario realizar un reconocimiento a lugar de implantación del mismo además de su respectivo replanteo.
- Al ejecutar el proyecto se debe tener en cuenta, transporte y disponibilidad de materiales en el mercado. Además, de la calidad y resistencia indicada en los planos.
- Luego de ejecutada la construcción se debe considerar un estudio para el mantenimiento de los elementos constitutivos del puente.
- Al GAD Parroquial de Chiquintad, quien será el encargado de ejecutar la construcción del diseño, se le recomienda garantizar la supervisión técnica durante la misma, de esta manera cumplir a cabalidad las dimensiones, especificaciones y requerimientos indicados en los planos.
- Para futuros proyectos, continuar aplicando criterios de ingeniería para los diseños, planificaciones y ejecuciones de obras similares; de esta manera, se solucionará con satisfacción las necesidades de las comunidades que necesitan este tipo de proyectos.

BIBLIOGRAFÍA

- AASHTO. (2004). AASHTO LRFD bridge design specifications. Washington DC: American Association of State Highway Transportation Officials.
- ACI. (1978). *ACI 116R-78, Cement and Concrete Terminology*. Detroit, Michigan.
- ANSI, B. (2005). AISC 360-05-specification for structural steel buildings. *Chicago AISC*.
- Bowles, J. (1997). *Diseño de acero estructural*. Editorial Limusa.
- Chiquintad, G. P. (2018). GAD PARROQUIAL CHIQUINTAD. Retrieved from <http://chiquintad.gob.ec/la-parroquia/datos-generales/>
- CHOW VEN TE. (1994). *HIDROLOGIA APLICADA/Ven Te Chow, David R. Maidment, Larry W. Mays; tr. Juan G. Saldarriaga*.
- Cunalata, T., & Eduardo, M. (2013). Diseño de puentes. Interpretación del código AASHTO. Abya-Yala/UPS.
- DIPAC, A. (2007). Catálogo de Acero. *Quito: Diservicios*.
- Earth, G. (2018). Ubicación Chiquintad. Retrieved from https://earth.google.com/web/@-2.8132693,-79.0025345,2687.12274447a,1055.11661327d,35y,0h,45t,0r/data=Cl4aXBJWCiQweDkxY2QxNjBINzlkNTkyNjE6MHg0M2EyNDY1ODUyOWM3OWUZ_LmyVZOBBsAhJqd2hinAU8AqHFBhcnF1ZSBDZW50cmFsIGRIIENoaXF1aW50YWQYAiABKAI
- Lozano Bermúdez, D. J., & Pineda Lancheros, Y. M. (2015). Descripción anatómica y no anatómica de la madera de cuatro especies procedentes del Bajo Calima, Buenaventura.
- McCORMAC, J. (2016). *Diseño de estructuras de acero*. Alfaomega Grupo Editor.
- Norma Ecuatoriana de la Construcción, N. (2014a). Norma Ecuatoriana de la Construcción, 31.
- Norma Ecuatoriana de la Construcción, N. (2014b). Norma Ecuatoriana de la Construcción. *Recuperado El, 31*.
- Stiopin, P. A. (1979). *Resistencia de materiales*. Mir.
- Villavicencio Riera, V. E., & Chávez Ochoa, L. M. (2011). Estudio arqueológico de las cuencas media y baja del río Machángara.
- Vinueza Moreno, J. M. (2015). Nuevas metodologías para el diseño de puentes aplicado al pórtico de acero con columnas inclinadas del Puente Gualo. Quito: UCE.

ANEXOS

ANEXO 1 Resultados del cálculo de muro en función al programa computacional ASDIP

ANEXO 2 Plano topográficos implementación del proyecto

ANEXO 3 Plano estructurales del muro

ANEXO 4 Plano estructural superestructura – detalles constructivos

ASDIP Retain 3.4.6 CANTILEVER RETAINING WALL DESIGN www.asdipsoft.com

| GEOMETRY | | | APPLIED LOADS | | |
|----------------------------|------|-----|---|-------|-------------------|
| Conc. Stem Height | 2.50 | m | Uniform Surcharge | 418.0 | Kg/m ² |
| Stem Thickness Top | 25.0 | cm | Strip Pressure | 0.0 | Kg/m ² |
| Stem Thickness Bot | 30.0 | cm | <i>Strip 0.0 m deep, 0.0 m wide @ 0.0 m from Stem</i> | | |
| Footing Thickness | 35.0 | cm | Stem Vertical (Dead) | 1.3 | Tn/m |
| Toe Length | 0.30 | m | Stem Vertical (Live) | 0.0 | Tn/m |
| Heel Length | 1.40 | m | Vertical Load Eccentricity | 12.5 | cm |
| Soil Cover @ Toe | 0.40 | m | Wind Load on Stem | 0.0 | Kg/m ² |
| Backfill Height | 2.50 | m | Wind Height from Top | 0.00 | m |
| Backfill Slope Angle | 7.0 | deg | | | |

BACKFILL PROPERTIES

Wall taper $\alpha = a \tan(\text{taper} / H) = a \tan((30.0 - 25.0) / 100 / 2.50) = 0.020 \text{ rad}$
 Backfill slope $\beta = \text{slope} * \pi / 180 = 7.0 * 3.14 / 180 = 0.122 \text{ rad}$
 Internal friction $\phi = \text{Int. friction} * \pi / 180 = 36.0 * 3.14 / 180 = 0.628 \text{ rad}$
 Wall-soil friction $\delta = \phi / 2 = 0.628 / 2 = 0.314 \text{ rad}$
 Seismic angle $\theta = a \tan(kh / (1 - kv)) = a \tan(0.11 / (1 - 0.11)) = 0.123 \text{ rad}$
 Footing length $ftg = \text{toe} + \text{stem} + \text{heel} = 0.30 + 30.0 / 100 + 1.40 = 2.00 \text{ m}$
 Height for Stability $H_s = \text{wedge} + \text{backfill} + \text{footing} = 0.18 + 2.50 + 35.0 / 100 = 3.03 \text{ m}$
 Earth pressure theory = **Coulomb Active** Moist density = **2491 Kg/m³** Saturated density = **2738 Kg/m³**

$$\text{Active coefficient } ka = \frac{\cos^2(\phi + \alpha)}{\cos^2 \alpha * \cos(\delta + \alpha) * [1 + (\frac{\sin(\phi + \delta) * \sin(\phi - \beta)}{\cos(\delta + \alpha) * \cos(\beta - \alpha)})^{1/2}]^2} = 0.26$$

Active pressure $pa = ka * \gamma = 0.26 * 2491.0 = 655.6 \text{ Kg/m}^2/\text{m of height}$

- For stability analysis (non-seismic)

Active force $Pa = ka * \gamma * H_s^2 / 2 = 0.26 * 2491.0 * 3.03^2 / 2 = 3.0 \text{ Tn/m}$
 $Pa_h = Pa * \cos(\delta + \alpha) = 3.0 * \cos(0.314 + 0.020) = 2.8 \text{ Tn/m}$
 $Pa_v = Pa * \sin(\delta + \alpha) = 3.0 * \sin(0.314 + 0.020) = 1.0 \text{ Tn/m}$
 Water force $P_w = (ka * (\gamma_s - \gamma_w - \gamma) + \gamma_w) * (\text{Water table})^2 / 2$
 $P_w = (0.26 * (2738.0 - 1000.0 - 2491.0) + 1000.0) * 1.70^2 / 2 = 1.2 \text{ Tn/m}$

- For stem design (non-seismic)

Active force $Pa = ka * \gamma * H^2 / 2 = 0.26 * 2491.0 * 2.50^2 / 2 = 2.0 \text{ Tn/m}$
 $Pa_h = Pa * \cos(\delta + \alpha) = 2.0 * \cos(0.314 + 0.020) = 1.9 \text{ Tn/m}$
 $Pa_v = Pa * \sin(\delta + \alpha) = 2.0 * \sin(0.314 + 0.020) = 0.7 \text{ Tn/m}$
 Water force $P_w = (ka * (\gamma_s - \gamma_w - \gamma) + \gamma_w) * (\text{Water table} - Ftg)^2 / 2$
 $P_w = (0.26 * (2738.0 - 1000.0 - 2491.0) + 1000.0) * (1.70 - 35.0 / 100)^2 / 2 = 0.7 \text{ Tn/m}$

Hor. seismic coeff. $k_h = 0.11$ Ver. seismic coeff. $k_v = 0.11$

$$\text{Active seismic coeff. } k_{ae} = \frac{\cos^2(\phi - \alpha - \theta)}{\cos\theta * \cos^2\alpha * \cos(\delta + \alpha + \theta) * [1 + (\frac{\sin(\phi + \delta) * \sin(\phi - \beta - \theta)}{\cos(\delta + \alpha + \theta) * \cos(\beta - \alpha)})^{1/2}]^2} = 0.35$$

- For stability analysis (seismic)

$$\text{Seismic force } P_{ae} = k_{ae} * \gamma * H_s^2 / 2 * (1 - k_v) = 0.35 * 2491.0 * 3.03^2 / 2 * (1 - 0.1) = 3.6 \text{ Tn/m}$$

$$P_{aeh} = P_{ae} * \cos(\delta + \alpha) = 3.6 * \cos(0.314 + 0.020) = 3.4 \text{ Tn/m}$$

$$P_{aev} = P_{ae} * \sin(\delta + \alpha) = 3.6 * \sin(0.314 + 0.020) = 1.2 \text{ Tn/m}$$

$$\text{Water force } P_{we} = k_h * (\gamma_s - \gamma) * (\text{water})^2 / 2$$

$$P_{we} = 0.11 * (2738.0 - 2491.0) * (1.70)^2 / 2 = 0.0 \text{ Tn/m}$$

- For stem design (seismic)

$$\text{Seismic force } P_{ae} = k_{ae} * \gamma * H^2 / 2 = 0.35 * 2491.0 * 2.50^2 / 2 = 2.4 \text{ Tn/m}$$

$$P_{aeh} = P_{ae} * \cos(\delta + \alpha) = 2.4 * \cos(0.314 + 0.020) = 2.3 \text{ Tn/m}$$

$$P_{aev} = P_{ae} * \sin(\delta + \alpha) = 2.4 * \sin(0.314 + 0.020) = 0.8 \text{ Tn/m}$$

$$\text{Water force } P_{we} = k_h * (\gamma_s - \gamma) * (\text{water table} - \text{ftg})^2 / 2$$

$$P_{we} = 0.11 * (2738.0 - 2491.0) * (1.70 - 35.0 / 100)^2 / 2 = 0.0 \text{ Tn/m}$$

OVERTURNING CALCULATIONS (Comb. D+H+W)

- Overturning Forces

$$\text{Backfill} = \text{Lat factor} * P_{ah} = 1.0 * 2.8 = 2.8 \text{ Tn/m}$$

$$\text{Arm} = H_s / 3 = 3.03 / 3 = 1.01 \text{ m}$$

$$\text{Moment} = 2.8 * 1.01 = 2.9 \text{ Tn-m/m}$$

$$\text{Water table} = \text{Lat factor} * P_w = 1.0 * 1.2 = 1.2 \text{ Tn/m}$$

$$\text{Arm} = \text{Water table} / 3 = 1.70 / 3 = 0.57 \text{ m}$$

$$\text{Moment} = 1.2 * 0.57 = 0.7 \text{ Tn-m/m}$$

$$\text{Surcharge} = \text{Lat factor} * k_a * \text{Surcharge} * H_s = 1.0 * 0.26 * 418.0 * 3.03 = 0.3 \text{ Tn/m}$$

$$\text{Arm} = H_s / 2 = 3.03 / 2 = 1.51 \text{ m}$$

$$\text{Moment} = 0.3 * 1.51 = 0.5 \text{ Tn-m/m}$$

$$\text{Strip load} = \sum \text{Lat factor} * 2 * Q / n * [\beta - \sin\beta * \cos(2\alpha)] = 0.0 \text{ Tn/m}$$

$$\text{Arm} = 1.25 \text{ m}$$

$$\text{Moment} = 0.0 * 1.25 = 0.0 \text{ Tn-m/m}$$

$$\text{Wind load} = \text{WL factor} * \text{Pressure} * \text{Wind height} = 1.0 * 0.0 * 0.00 = 0.0 \text{ Tn/m}$$

$$\text{Arm} = \text{Ftg} + \text{Stem} - \text{Wind height} / 2 = 35.0 / 100 + 2.50 - 0.00 / 2 = 2.85 \text{ m}$$

$$\text{Moment} = 0.0 * 2.85 = 0.0 \text{ Tn-m/m}$$

$$\text{Backfill seismic} = \text{EQ factor} * (P_{aeh} - P_{ah}) = 0.0 * (3.4 - 2.8) = 0.0 \text{ Tn/m}$$

$$\text{Arm} = 0.6 * H_s = 0.6 * 3.03 = 1.82 \text{ m}$$

$$\text{Moment} = 0.0 * 1.82 = 0.0 \text{ Tn-m/m}$$

$$\text{Water seismic} = \text{EQ factor} * P_{we} = 0.0 * 0.0 = 0.0 \text{ Tn/m}$$

$$\text{Arm} = \text{Water table} / 3 = 1.70 / 3 = 0.57 \text{ m}$$

$$\text{Moment} = 0.0 * 0.57 = 0.0 \text{ Tn-m/m}$$

Wall selfweight seismic effect not considered in calculations

$$\text{Wall seismic} = 0 \text{ Tn}$$

$$\text{Moment} = 0 \text{ Tn-m/m}$$

$$\text{Hor. resultant } R_h = 2.8 + 1.2 + 0.3 + 0.0 + 0.0 + 0.0 + 0.0 + 0.0 = 4.3 \text{ Tn/m}$$

$$\text{Overturning moment } OTM = 2.9 + 0.7 + 0.5 + 0.0 + 0.0 + 0.0 + 0.0 + 0.0 = 4.0 \text{ Tn-m/m}$$

$$\text{Arm of hor. resultant} = OTM / R_h = 4.0 / 4.3 = 0.93 \text{ m}$$

- Resisting Forces

$$\text{Stem weight } W_{\text{Stem}} = DL \text{ factor} * \text{Thickness} * \text{Height} * \gamma_c = 1.0 * 25.0 / 100 * 2.50 * 2.41 = 1.5 \text{ Tn/m}$$

$$\text{Arm} = \text{Toe} + \text{Thickness} / 2 = 0.30 + 25.0 / 100 / 2 = 0.43 \text{ m} \quad \text{Moment} = 1.5 * 0.43 = 0.6 \text{ Tn-m/m}$$

$$\text{Stem taper } W_{\text{Taper}} = DL \text{ factor} * \Delta \text{Thick} * \text{Height} / 2 * \gamma_c = 1.0 * (30.0 - 25.0) / 100 * 2.50 / 2 * 2.41 = 0.2 \text{ Tn/m}$$

$$\text{Arm} = \text{Toe} + \text{Thick} + \Delta \text{Thick} * 2 / 3 = 0.30 + 25.0 / 100 - (30.0 - 25.0) / 100 * 2 / 3 = 0.57 \text{ m}$$

$$\text{Moment} = 0.2 * 0.57 = 0.1 \text{ Tn-m/m}$$

$$\text{CMU stem at top} = 0.0 \text{ Tn/m}$$

$$\text{Arm} = \text{Toe} + \text{Thickness} / 2 = 0.30 + 0.0 / 100 / 2 = 0.00 \text{ m}$$

$$\text{Moment} = 0.0 * 0.00 = 0.0 \text{ Tn-m/m}$$

$$\text{Ftg. weight } W_{\text{Ftg}} = DL \text{ factor} * \text{Length} * \text{Thickness} * \gamma_c = 1.0 * 2.00 * 35.0 / 100 * 2.41 = 1.7 \text{ Tn/m}$$

$$\text{Arm} = \text{Length} / 2 = 2.00 / 2 = 1.00 \text{ m} \quad \text{Moment} = 1.7 * 1.00 = 1.7 \text{ Tn-m/m}$$

$$\text{Key weight } W_{\text{Key}} = DL \text{ factor} * \text{Depth} * \text{Thickness} * \gamma_c = 1.0 * 0.00 / 100 * 0.0 / 100 * 2.41 = 0.0 \text{ Tn/m}$$

$$\text{Arm} = \text{Toe} + \text{Thickness} / 2 = 0.30 + 0.0 / 100 / 2 = 0.30 \text{ m} \quad \text{Moment} = 0.0 * 0.30 = 0.0 \text{ Tn-m/m}$$

$$\text{Soil cover} = DL \text{ factor} * \text{Toe} * \text{Soil cover} * \gamma = 1.0 * 0.30 * 0.40 * 2491.0 = 0.3 \text{ Tn/m}$$

$$\text{Arm} = \text{Toe} / 2 = 0.30 / 2 = 0.15 \text{ m} \quad \text{Moment} = 0.3 * 0.15 = 0.0 \text{ Tn-m/m}$$

$$\text{Stem wedge} = DL \text{ factor} * \Delta \text{Thick} * \text{Height} / 2 * \gamma = 1.0 * (30.0 - 25.0) / 100 * 2.50 / 2 * 2491.0 = 0.2 \text{ Tn/m}$$

$$\text{Arm} = \text{Toe} + \text{Thick} - \Delta \text{Thick} / 3 = 0.30 + 30.0 / 100 - (30.0 - 25.0) / 100 / 3 = 0.58 \text{ m}$$

$$\text{Moment} = 0.2 * 0.58 = 0.1 \text{ Tn-m/m}$$

$$\text{Backfill weight} = DL \text{ factor} * \text{Heel} * \text{Height} * \gamma = 1.0 * 1.40 * 2.50 * 2491.0 = 8.7 \text{ Tn/m}$$

$$\text{Arm} = \text{Ftg} - \text{Heel} / 2 = 2.00 - 1.40 / 2 = 1.30 \text{ m} \quad \text{Moment} = 8.7 * 1.30 = 11.3 \text{ Tn-m/m}$$

$$\text{Backfill slope} = DL \text{ factor} * (\text{Heel} + \Delta \text{Thick}) * \text{Wedge} / 2 * \gamma =$$

$$= 1.0 * (1.4 + (30.0 - 25.0) / 100) * 0.18 / 2 * 2491.0 = 0.3 \text{ Tn/m}$$

$$\text{Arm} = \text{ftg} - (\text{Heel} + \Delta \text{Thick}) / 3 = 2.00 - (1.40 + (30.0 - 25.0) / 100) / 3 = 1.52 \text{ m}$$

$$\text{Moment} = 0.3 * 1.52 = 0.5 \text{ Tn-m/m}$$

$$\text{Water} = DL \text{ factor} * \text{Heel} * (\text{Water} - \text{Ftg}) * (\gamma_s - \gamma) = 1.0 * 1.40 * (1.70 - 35.0 / 100) * (2738.0 - 2491.0) = 0.5 \text{ Tn/m}$$

$$\text{Arm} = \text{Ftg} - \text{Heel} / 2 = 2.00 - 1.40 / 2 = 1.30 \text{ m} \quad \text{Moment} = 0.5 * 1.30 = 0.6 \text{ Tn-m/m}$$

$$\text{Seismic } P_{ae} - P_{av} = EQ \text{ factor} * (P_{ae} - P_{av}) = 0.0 * (1.2 - 1.0) = 0.0 \text{ Tn/m}$$

$$\text{Arm} = \text{Footing length} = 2.00 \text{ m} \quad \text{Moment} = 0.0 * 2.00 = 0.0 \text{ Tn-m/m}$$

$$\text{Backfill } P_{av} = Lat \text{ factor} * P_{av} = 1.0 * 1.0 = 1.0 \text{ Tn/m}$$

$$\text{Arm} = \text{Footing length} = 2.00 \text{ m} \quad \text{Moment} = 1.0 * 2.00 = 2.0 \text{ Tn-m/m}$$

$$\text{Concentrated} = DL \text{ factor} * \text{Ver load} + LL \text{ factor} * \text{Ver load} = 1.0 * 1.3 + 0.0 * 0.0 = 1.3 \text{ Tn/m}$$

$$\text{Arm} = \text{Toe} + \text{Stem} - \text{Ecc} = 0.30 + (25.0 - 12.5) / 100 = 0.43 \text{ m}$$

$$\text{Moment} = 1.3 * 0.43 = 0.6 \text{ Tn-m/m}$$

Surcharge = $Srch\ factor * (Heel + \Delta Thick) * Surcharge = 1.0 * (1.4 + (30.0 - 25.0) / 100) * 418.0 = 0.6\ Tn/m$

Arm = $ftg - (Heel + \Delta Thick) / 2 = 2.00 - (1.40 + (30.0 - 25.0) / 100) / 2 = 1.28\ m$

Moment = $0.6 * 1.28 = 0.8\ Tn-m/m$

Strip = $Strip\ factor * Surcharge * Heel = 1.0 * 0.0 * 1.40 = 0.0\ Tn/m$

Arm = $Footing - Heel / 2 = 2.00 - 1.40 / 2 = 1.30\ m$ Moment = $0.0 * 1.30 = 0.0\ Tn-m/m$

Buoyancy = $DL\ factor * \gamma_w * Water\ table * Ftg = 1.0 * 1000.0 * 1.70 * 2.00 = -3.4\ Tn/m$

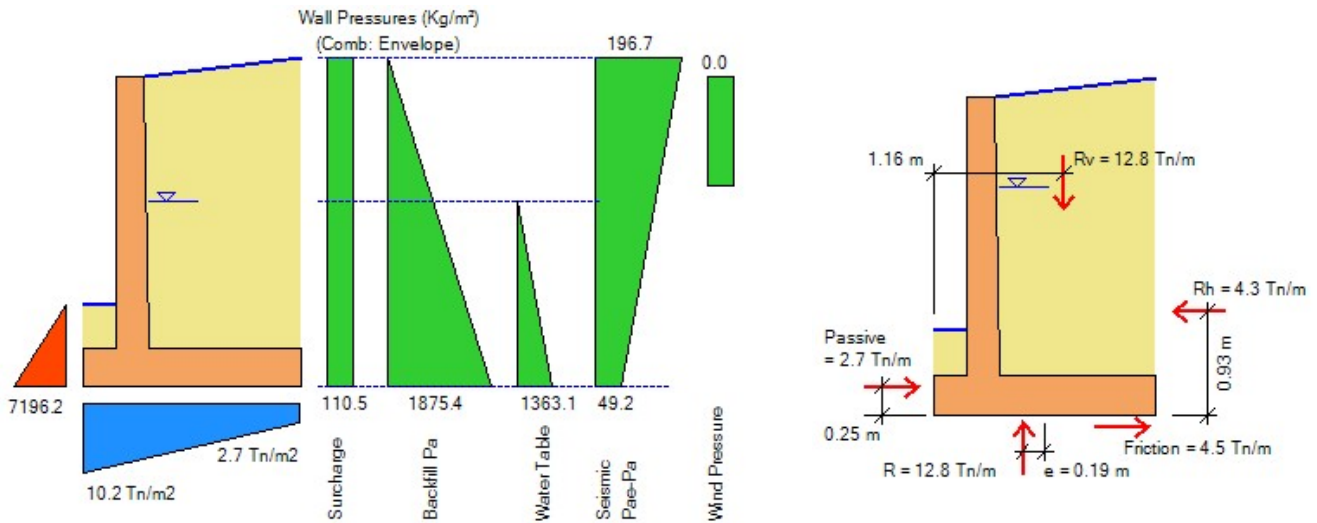
Arm = $Footing / 2 = 2.00 / 2 = 1.00\ m$ Moment = $-3.4 * 1.00 = -3.4\ Tn-m/m$

Ver. resultant $R_v = \Sigma\ Vertical\ forces = 12.8\ Tn/m$

Resisting moment $RM = \Sigma\ Moments = 14.9\ Tn-m/m$

Arm of ver. resultant = $RM / R_v = 14.9 / 12.8 = 1.16\ m$

Overturing ratio = $RM / OTM = 14.9 / 4.0 = 3.69 > 1.50\ OK$



SOIL BEARING PRESSURES (Comb. D+H+0.7E)

Eccentricity = $\frac{Ftg}{2} - \frac{RM - OTM}{R_v} = \frac{2.00}{2} - \frac{15.1 - 4.7}{12.9} = 0.19\ m$

Bearing length = $Min (Ftg, 3 * (Ftg / 2 - Ecc)) = Min (2.00, 3 * (2.00 / 2 - 0.19)) = 2.00\ m$

Toe bearing = $\frac{R_v}{Ftg} + \frac{6 * R_v * Ecc}{Ftg^2} = \frac{12.9}{2.00} + \frac{6 * 12.9 * 0.19}{2.00^2} = 10.2\ Tn/m^2 < 16.0\ Tn/m^2\ OK$

Heel bearing = $\frac{R_v}{Ftg} - \frac{6 * R_v * Ecc}{Ftg^2} = \frac{12.9}{2.00} - \frac{6 * 12.9 * 0.19}{2.00^2} = 2.7\ Tn/m^2$

SLIDING CALCULATIONS (Comb. D+H+W)

Passive coefficient $k_p = 1 / k_a = 1 / 0.26 = 3.85 \text{ Tn/m}^2$

Passive depth $D_p = \text{Soil cover} + F_{tg} + \text{Key} - \text{Neglect depth} = 0.40 + (35.0 + 0.0) / 100 - 0.00 = 0.75 \text{ m}$

Passive pressure top = $k_p * \gamma * \text{Neglect depth} = 3.85 * 2491.0 * 0.00 = 0.00 \text{ Tn/m}^2$

Passive pressure bot = $k_p * \gamma * (D_p + \text{Neglect depth}) = 3.85 * 2491.0 * (0.75 + 0.00) = 7.20 \text{ Tn/m}^2$

Passive force = $(\text{Pressure top} + \text{Pressure bot}) / 2 * D_p = (0.00 + 7.20) / 2 * 0.75 = 2.7 \text{ Tn/m}$

Friction force = $\text{Max}(0, R_v * \text{Friction coeff.}) = \text{Max}(0, 12.8 * 0.35) = 4.5 \text{ Tn/m}$

Sliding ratio = $(\text{Passive} + \text{Friction}) / R_h = (2.7 + 4.5) / 4.3 = 1.66 > 1.50 \text{ OK}$

STEM DESIGN (Comb. 0.9D+1.6H+E)

Backfill = $\text{Lat factor} * P_{ah} = 1.6 * 1.9 = 3.1 \text{ Tn/m}$

Arm = $H_b / 3 = 2.50 / 3 = 0.83 \text{ m}$ Moment = $3.1 * 0.83 = 2.6 \text{ Tn-m/m}$

Water table = $\text{Lat factor} * P_w = 1.6 * 0.7 = 1.2 \text{ Tn/m}$

Arm = $(\text{Water table} - F_{tg}) / 3 = (1.70 - 35.0 / 100) / 3 = 0.45 \text{ m}$ Moment = $1.2 * 0.45 = 0.7 \text{ Tn-m/m}$

Surcharge = $\text{Lat factor} * k_a * \text{Surcharge} * H_b = 1.6 * 0.26 * 418.0 * 2.50 = 0.4 \text{ Tn/m}$

Arm = $H_b / 2 = 2.50 / 2 = 1.25 \text{ m}$ Moment = $0.4 * 1.25 = 0.6 \text{ Tn-m/m}$

Strip load = $\Sigma \text{Lat factor} * 2 * Q / n * [\beta - \text{Sin } \beta * \text{Cos}(2\alpha)] = 0.0 \text{ Tn/m}$

Arm = 1.25 m Moment = $0.0 * 1.25 = 0.0 \text{ Tn-m/m}$

Wind load = $WL \text{ factor} * \text{Pressure} * \text{Wind height} = 0.0 * 0.0 * 0.00 = 0.0 \text{ Tn/m}$

Arm = $\text{Stem} - \text{Wind height} / 2 = 2.50 - 0.00 / 2 = 2.50 \text{ m}$ Moment = $0.0 * 2.50 = 0.0 \text{ Tn-m/m}$

Backfill seismic = $EQ \text{ factor} * (P_{aeh} - P_{ah}) = 1.0 * (2.3 - 1.9) = 0.4 \text{ Tn/m}$

Arm = $0.6 * H_b = 0.6 * 2.50 = 1.50 \text{ m}$ Moment = $0.4 * 1.50 = 0.5 \text{ Tn-m/m}$

Water seismic = $EQ \text{ factor} * P_{we} = 1.0 * 0.0 = 0.0 \text{ Tn/m}$

Arm = $(\text{Water table} - F_{tg}) / 3 = (1.70 - 35.0 / 100) / 3 = 0.45 \text{ m}$ Moment = $0.0 * 0.45 = 0.0 \text{ Tn-m/m}$

Max. shear = $3.1 + 1.2 + 0.4 + 0.0 + 0.0 + 0.4 + 0.0 = 5.1 \text{ Tn/m}$

Shear at critical section = $\text{Max shear} - \text{Max shear} / H_b * d = 5.1 - 5.1 / 2.50 * 22.0 / 100 = 4.6 \text{ Tn/m}$

Max. moment = $2.6 + 0.7 + 0.6 + 0.0 + 0.0 + 0.5 + 0.0 = 4.4 \text{ Tn-m/m}$

Shear strength $\phi V_n = \phi * 0.53 * (f_c)^{1/2} / 10 * d$

$\phi V_n = 0.75 * 0.53 * (240)^{1/2} / 10 * 22.0 = 13.5 \text{ Tn/m} > 4.6 \text{ Tn/m} \text{ OK}$

ACI Eq. (11-3)

Use D12 @ 15.0 cm $A_s = 7.53 \text{ cm}^2/\text{m}$ $\rho = A_s / b d = 7.53 / (100 * 22.4) = 0.0034$

Bending strength $\phi M_n = \phi * d^2 * f_c * q * (1 - 0.59 * q)$

$\phi M_n = 0.90 * 22.4^2 * 240.0 * 0.059 * (1 - 0.59 * 0.059) = 6.2 \text{ Tn-m/m} > 4.4 \text{ Tn-m/m} \text{ OK}$

ACI 10.2.7

Hooked $L_{dh} = 0.075 * f_y / (f_c)^{1/2} * d_b * 0.7 \Phi = 0.075 * 4218.4 / (240.0)^{1/2} * 1.20 * 0.7 * 0.71 = 15.0 \text{ cm}$

ACI 12.5

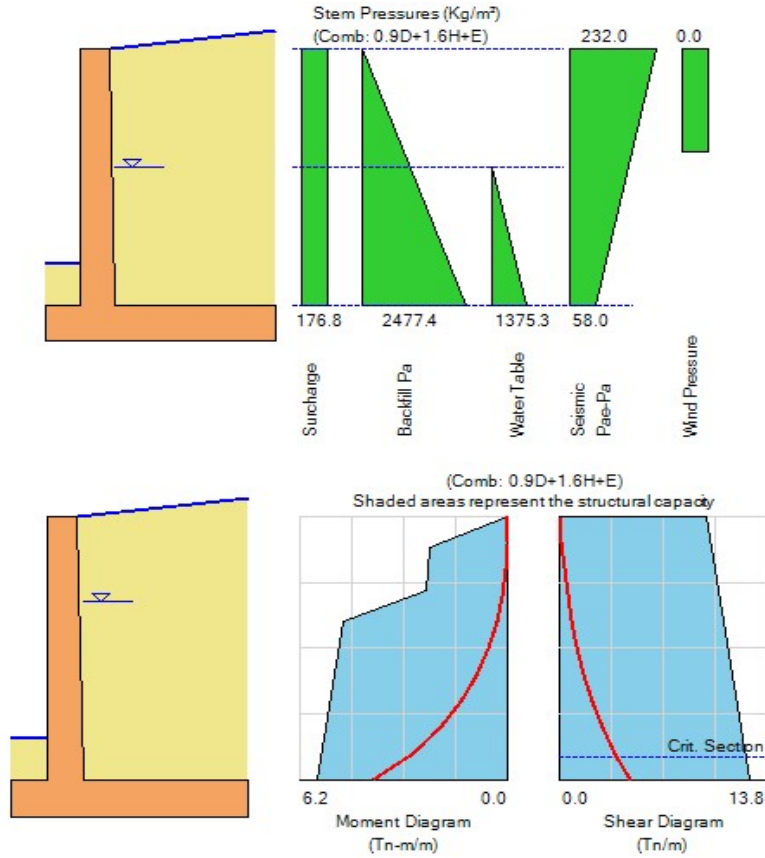
Dev. length at footing = $F_{tg} - \text{Cover} = 35.0 - 7.6 = 27.4 \text{ cm} > 15.0 \text{ cm} \text{ OK}$

$A_s \text{ min} = \text{Min}(\text{Max}((14 / f_y, 0.8 * \sqrt{f_c} / f_y) * b * d), 1.33 * A_s \text{ req})$

ACI 10.5

$= \text{Min}(\text{Max}((14 / 4218, 0.8 * (240.0)^{1/2} / 4218) * 100 * 22.4, 1.33 * 5.2) = 7.0 \text{ cm}^2/\text{m}$

Min. steel area ratio = $A_s \text{ min} / A_s = 7.00 / 7.53 = 0.93 < 1.0 \text{ OK}$



HEEL DESIGN (Comb. 1.4D)

Bearing force = 0.0 Tn/m (Neglect bearing pressure for heel design)

$$\text{Arm} = (\text{Bearing1} * \text{Heel}^2 / 2 + (\text{Bearing2} - \text{Bearing1}) * \text{Heel}^2 / 6) / \text{Force}$$

$$= (10.6 * 1.40^2 / 2 + (7.3 - 10.6) * 1.40^2 / 6) / 0.0 = 0.74 \text{ m}$$

$$\text{Moment} = 0.0 * 0.74 = 0.0 \text{ Tn-m/m}$$

$$\text{Concrete weight} = \text{DL factor} * \text{Thick} * \text{Heel} * \gamma_c = 1.4 * 35.0 / 100 * 1.40 * 2.41 = 1.6 \text{ Tn/m}$$

$$\text{Arm} = \text{Heel} / 2 = 1.40 / 2 = 0.70 \text{ m} \quad \text{Moment} = 1.6 * 0.70 = 1.2 \text{ Tn-m/m}$$

$$\text{Backfill weight} = \text{DL factor} * \text{Heel} * \text{Height} * \gamma = 1.4 * 1.40 * 2.50 * 2491.0 = 12.2 \text{ Tn/m}$$

$$\text{Arm} = \text{Heel} / 2 = 1.40 / 2 = 0.70 \text{ m} \quad \text{Moment} = 12.2 * 0.70 = 8.5 \text{ Tn-m/m}$$

$$\text{Backfill slope} = \text{DL factor} * (\text{Heel} + \Delta \text{Thick}) * \text{Wedge} / 2 * \gamma =$$

$$= 1.4 * (1.4 + (30.0 - 25.0) / 100) * 0.18 / 2 * 2491.0 = 0.5 \text{ Tn/m}$$

$$\text{Arm} = \text{Heel} * 2 / 3 = 1.40 * 2 / 3 = 0.93 \text{ m} \quad \text{Moment} = 0.5 * 0.93 = 0.4 \text{ Tn-m/m}$$

$$\text{Water} = \text{DL factor} * \text{Heel} * \text{Water table} * (\gamma_s - \gamma) = 1.4 * 1.40 * 1.70 * (2738.0 - 2491.0) = 0.7 \text{ Tn/m}$$

$$\text{Arm} = \text{Heel} / 2 = 1.40 / 2 = 0.70 \text{ m} \quad \text{Moment} = 0.7 * 0.70 = 0.5 \text{ Tn-m/m}$$

$$\text{Surcharge} = \text{Srch factor} * (\text{Heel} + \Delta \text{Thick}) * \text{Surcharge} = 1.4 * (1.4 + (30.0 - 25.0) / 100) * 418.0 = 0.8 \text{ Tn/m}$$

$$\text{Arm} = \text{Heel} / 2 = 1.40 / 2 = 0.70 \text{ m}$$

$$\text{Moment} = 0.8 * 0.70 = 0.6 \text{ Tn-m/m}$$

$$\text{Strip} = \text{Strip factor} * \text{Surcharge} * \text{Width} = 1.4 * 0.0 * 0.00 = 0.0 \text{ Tn/m}$$

$$\text{Arm} = \text{Distance} - \Delta \text{Stem} + \text{Width} / 2 = 0.00 - (30.0 - 25.0) / 100 + 0.00 / 2 = 0.70 \text{ m}$$

$$\text{Moment} = 0.0 * 0.70 = 0.0 \text{ Tn-m/m}$$

$$\text{Max. Shear } V_u = -0.0 + 1.6 + 12.2 + 0.5 + 0.7 + 0.8 + 0.0 = 15.8 \text{ Tn/m}$$

$$\text{Max. Moment } M_u = -0.0 + 1.2 + 8.5 + 0.4 + 0.5 + 0.6 + 0.0 = 11.2 \text{ Tn-m}$$

$$\text{Shear strength } \phi V_n = \phi * 0.53 * (f_c)^{1/2} / 10 * d$$

ACI Eq. (11-3)

$$\phi V_n = 0.75 * 0.53 * (240)^{1/2} / 10 * 27.2 = 16.7 \text{ Tn/m} > V_u = 15.8 \text{ Tn/m} \text{ OK}$$

$$\text{Use D16 @ 17.0 cm} \quad A_s = 11.84 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \rho = A_s / b d = 11.84 / (100 * 27.2) = 0.0044$$

$$\text{Bending strength } \phi M_n = \phi * d^2 * f_c * q * (1 - 0.59 * q)$$

ACI 10.2.7

$$\phi M_n = 0.90 * 27.2^2 * 240.0 * 0.077 * (1 - 0.59 * 0.077) = 11.7 \text{ Tn-m/m} > M_u = 11.2 \text{ Tn-m/m} \text{ OK}$$

$$\text{Cover factor} = \text{Min} (2.5, (\text{Cover} + db / 2, \text{Spacing} / 2) / db) = \text{Min} (2.5, (7.0 + 1.60 / 2, 17.0 / 2) / 1.60) = 2.5$$

$$\text{Straight } L_d = f_y / 3.5 / (f_c)^{1/2} * \text{Size} * \text{Location} / \text{Cover} * db$$

ACI Eq. (12-1)

$$= 4218.4 / 3.5 / (240)^{1/2} * 0.8 * 1.0 / 2.5 * 1.60 * 0.96 = 39.8 \text{ cm}$$

$$\text{Hooked } L_{dh} = 0.075 * f_y / (f_c)^{1/2} * db * 0.7 \geq 0.075 * 4218.4 / (240.0)^{1/2} * 1.60 * 0.7 * 0.96 = 22.9 \text{ cm} \text{ ACI 12.5}$$

$$\text{Dev. length at toe side} = \text{Ftg} - \text{Heel} - \text{Cover} = (2.00 - 1.40) * 100 - 7.0 = 53.0 \text{ cm} > 22.9 \text{ cm} \text{ OK}$$

$$\text{Dev. length at heel side} = \text{Heel} - \text{Cover} = 1.40 * 100 - 7.0 = 133.0 \text{ cm} > 22.9 \text{ cm} \text{ OK}$$

$$A_s \text{ min} = \text{Min} (\text{Max} ((14 / f_y, 0.8 * \sqrt{f_c} / f_y) * b * d), 1.33 * A_s \text{ req})$$

ACI 10.5

$$= \text{Min} (\text{Max} ((14 / 4218, 0.8 * (240.0)^{1/2} / 4218) * 100 * 27.2, 1.33 * 7.1) = 9.0 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Min. steel area ratio} = A_s \text{ min} / A_s = 9.03 / 11.84 = 0.76 < 1.0 \text{ OK}$$

TOE DESIGN (Comb. 1.2D+1.6(L+H))

$$\text{Bearing force} = (\text{Bearing1} + \text{Bearing2}) / 2 * \text{Toe} = (13.2 + 11.6) / 2 * 0.30 = 3.7 \text{ Tn/m}$$

$$\text{Arm} = (\text{Bearing1} * \text{Toe}^2 / 2 + (\text{Bearing2} - \text{Bearing1}) * \text{Toe}^2 / 3) / \text{Force}$$

$$= (11.6 * 0.30^2 / 2 + (13.2 - 11.6) * 0.30^2 / 3) / 3.7 = 0.15 \text{ m}$$

$$\text{Moment} = 3.7 * 0.15 = 0.6 \text{ Tn-m/m}$$

$$\text{Water Buoyancy} = \text{DL factor} * \gamma_w * \text{Water table} * \text{Toe} = 1.2 * 1000.0 * 1.70 * 0.30 = 0.6 \text{ Tn/m}$$

$$\text{Arm} = \text{Toe} / 2 = 0.30 / 2 = 0.15 \text{ m}$$

$$\text{Moment} = 0.6 * 0.15 = 0.1 \text{ Tn-m/m}$$

$$\text{Concrete weight} = \text{DL factor} * \text{Thick} * \text{Toe} * \gamma_c = 1.2 * 35.0 / 100 * 0.30 * 2.41 = 0.3 \text{ Tn/m}$$

$$\text{Arm} = \text{Toe} / 2 = 0.30 / 2 = 0.15 \text{ m}$$

$$\text{Moment} = 0.3 * 0.15 = 0.0 \text{ Tn-m/m}$$

$$\text{Soil cover} = \text{DL factor} * \text{Toe} * \text{Height} * \gamma = 1.2 * 0.30 * 0.27 * 2491.0 = 0.4 \text{ Tn/m}$$

$$\text{Arm} = \text{Toe} / 2 = 0.30 / 2 = 0.15 \text{ m}$$

$$\text{Moment} = 0.4 * 0.15 = 0.1 \text{ Tn-m/m}$$

$$\text{Max. Shear } V_u = 3.7 + 0.6 - 0.3 - 0.4 = 3.7 \text{ Tn/m}$$

$$\text{Shear at crit. section } V_u = \text{Max shear} * (\text{Toe} - d) / \text{Toe} = 3.7 * (0.30 - 26.8 / 100) / 0.30 = 0.4 \text{ Tn/m}$$

$$\text{Max. Moment } M_u = 0.6 + 0.1 - 0.0 - 0.1 = 0.6 \text{ Tn-m}$$

$$\text{Shear strength } \phi V_n = \phi * 0.53 * (f_c)^{1/2} / 10 * d$$

ACI Eq. (11-3)

$$\phi V_n = 0.75 * 0.53 * (240)^{1/2} / 10 * 26.8 = 16.5 \text{ Tn/m} > V_u = 0.4 \text{ Tn/m} \text{ OK}$$

$$\text{Use D12 @ 20.0 cm} \quad A_s = 5.65 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \rho = A_s / b d = 5.65 / (100 * 26.8) = 0.0021$$

$$\text{Bending strength } \phi M_n = \phi * d^2 * f_c * q * (1 - 0.59 * q)$$

ACI 10.2.7

$$\phi M_n = 0.90 * 26.8^2 * 240.0 * 0.037 * (1 - 0.59 * 0.037) = 5.6 \text{ Tn-m/m} > M_u = 0.6 \text{ Tn-m/m} \text{ OK}$$

Cover factor = $\text{Min}(2.5, (\text{Cover} + db / 2, \text{Spacing} / 2) / db) = \text{Min}(2.5, (7.6 + 1.20 / 2, 20.0 / 2) / 1.20) = 2.5$

Straight $L_d = fy / 3.5 / (fc)^{1/2} * \text{Size} * \text{Location} / \text{Cover} * db$

ACI Eq. (12-1)

$$= 4218.4 / 3.5 / (240)^{1/2} * 0.8 * 1.0 / 2.5 * 1.20 * 0.10 = 30.0 \text{ cm}$$

Hooked $L_{dh} = 0.075 * fy / (fc)^{1/2} * db * 0.7 \Phi 0.075 * 4218.4 / (240.0)^{1/2} * 1.20 * 0.7 * 0.10 = 17.1 \text{ cm}$

ACI 12.5

Dev. length at heel side = $F_{tg} - \text{Toe} - \text{Cover} = (2.00 - 0.30) * 100 - 7.6 = 162.4 \text{ cm} > 30.0 \text{ cm} \text{ OK}$

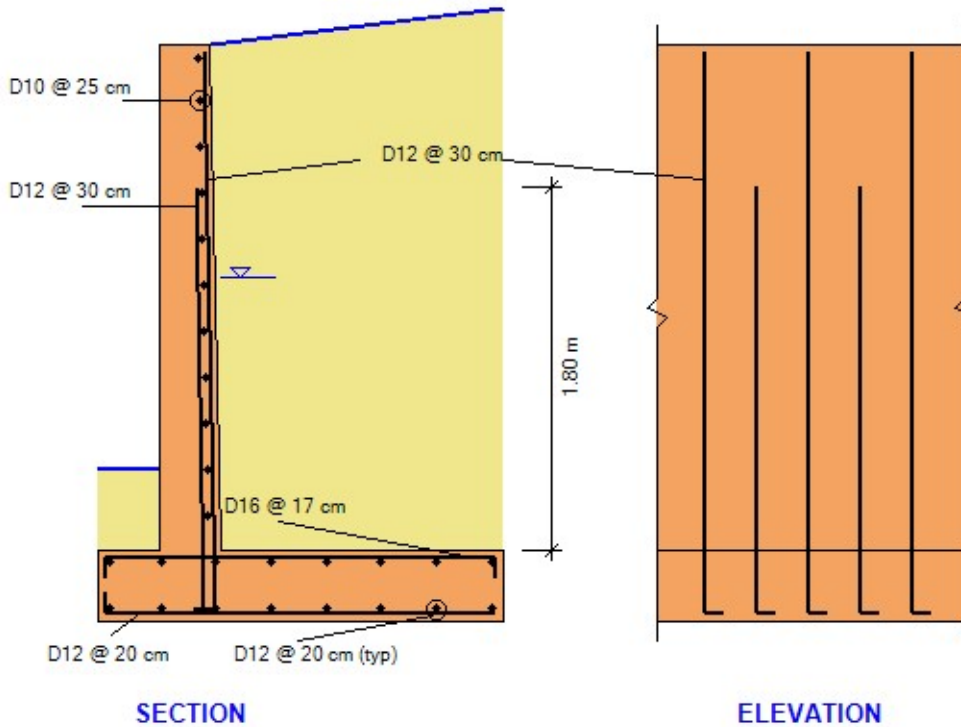
Dev. length at toe side = $\text{Toe} - \text{Cover} = 0.30 * 100 - 7.6 = 22.4 \text{ cm} > 17.1 \text{ cm} \text{ OK}$

$As_{min} = \text{Min}(\text{Max}((14 / fy, 0.8 * \sqrt{fc} / fy) * b * d), 1.33 * As_{req})$

ACI 10.5

$$= \text{Min}(\text{Max}(14 / 4218.0.8 * (240.0)^{1/2} / 4218) * 100 * 26.8, 1.33 * 0.6) = 0.7 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Min. steel



SECTION

ELEVATION

SHEAR KEY DESIGN (Comb. 0.9D+1.6H+E)

Shear key depth = 0.0 cm

Shear key thickness = 0.0 cm

Passive force = $Lat \text{ factor} * (\text{Passive1} + \text{Passive2}) / 2 * \text{Key} = 1.6 * (7.2 + 7.2) / 2 * 0.0 / 100 = 0.0 \text{ Tn/m}$

Shear at crit. section $V_u = \text{Max shear} * (\text{Key} - d) / \text{Key} = 0.0 * (0.0 - 0.1) / 0.0 = 0.0 \text{ Tn/m}$

Arm = $(\text{Passive1} * \text{Key}^2 / 2 + (\text{Passive2} - \text{Passive1}) * \text{Key}^2 / 3) / \text{Force}$

$$= (7.2 * 0.00^2 / 2 + (7.2 - 7.2) * 0.00^2 / 3) / 0.0 = 0.00 \text{ m}$$

Max. moment $M_u = 0.0 * 0.00 = 0.0 \text{ Tn-m/m}$

Shear strength $\phi V_n = \phi * 0.53 * (fc)^{1/2} / 10 * d$

ACI Eq. (11-3)

$$\phi V_n = 0.75 * 0.53 * (240)^{1/2} / 10 * 0.1 = 0.1 \text{ Tn/m} > V_u = 0.0 \text{ Tn/m} \text{ OK}$$

Use D12 @ 30.5 cm $As = 3.70 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \rho = As / b d = 3.70 / (100 * 0.1) = 0.3702$

Bending strength $\phi M_n = \phi * d^2 * fc * q * (1 - 0.59 * q)$

ACI 10.2.7

$$\phi M_n = 0.90 * 0.1^2 * 240.0 * 6.506 * (1 - 0.59 * 6.506) = 0.1 \text{ Tn-m/m} > M_u = 0.0 \text{ Tn-m/m} \text{ OK}$$

DESIGN CODES

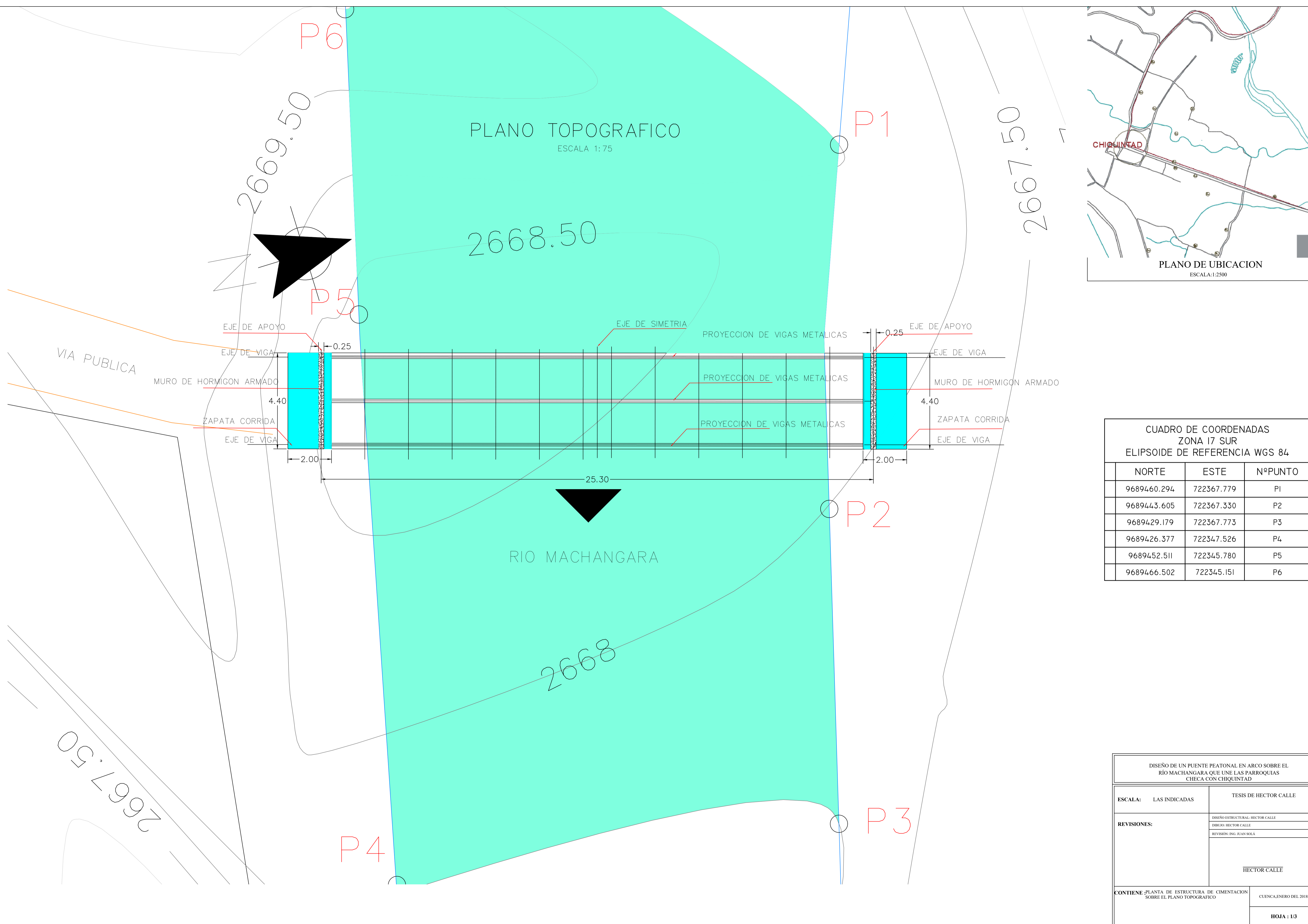
| | |
|-------------------------|------------|
| General Analysis | IBC-12 |
| Concrete Design | ACI 318-11 |
| Masonry Design | MSJC-11 |
| Load Combinations | ASCE 7-05 |

MATERIALS

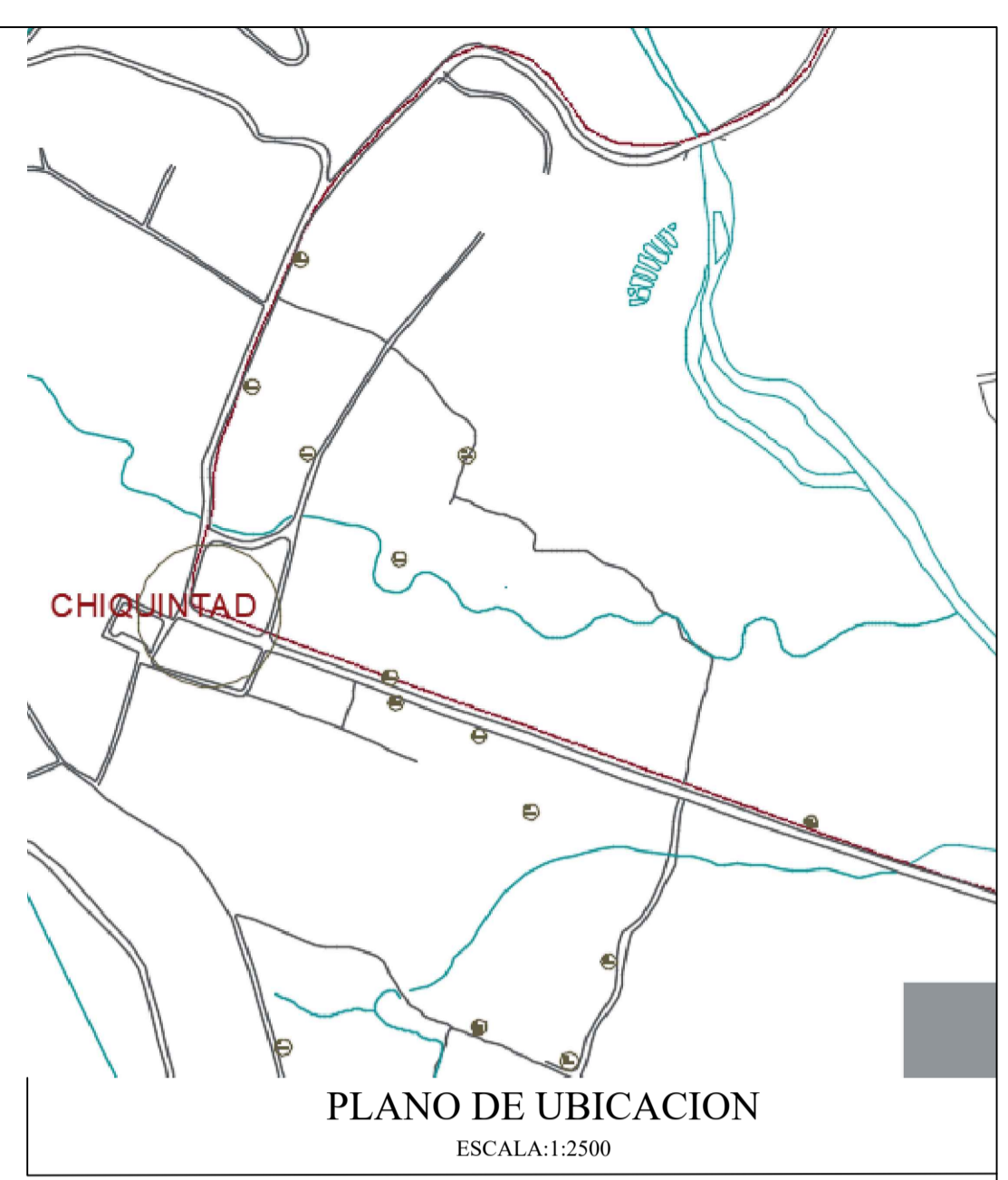
| | Stem | Footing | |
|-------------------|--------|---------|--------------------|
| Concrete f'c | 240.0 | 240.0 | Kg/cm ² |
| Rebars fy | 4218.4 | 4218.4 | Kg/cm ² |
| Masonry f'm | 70.0 | | Kg/cm ² |

LOAD COMBINATIONS (ASCE 7)

| STABILITY | STRENGTH |
|--------------|------------------|
| ① D+H+W | ① 1.4D |
| ② D+L+H+W | ② 1.2D+1.6(L+H) |
| ③ D+H+0.7E | ③ 1.2D+0.8W |
| ④ D+L+H+0.7E | ④ 1.2D+L+1.6W |
| | ⑤ 1.2D+L+E |
| | ⑥ 0.9D+1.6H+1.6W |
| | ⑦ 0.9D+1.6H+E |



PLANO TOPOGRAFICO
ESCALA 1:75

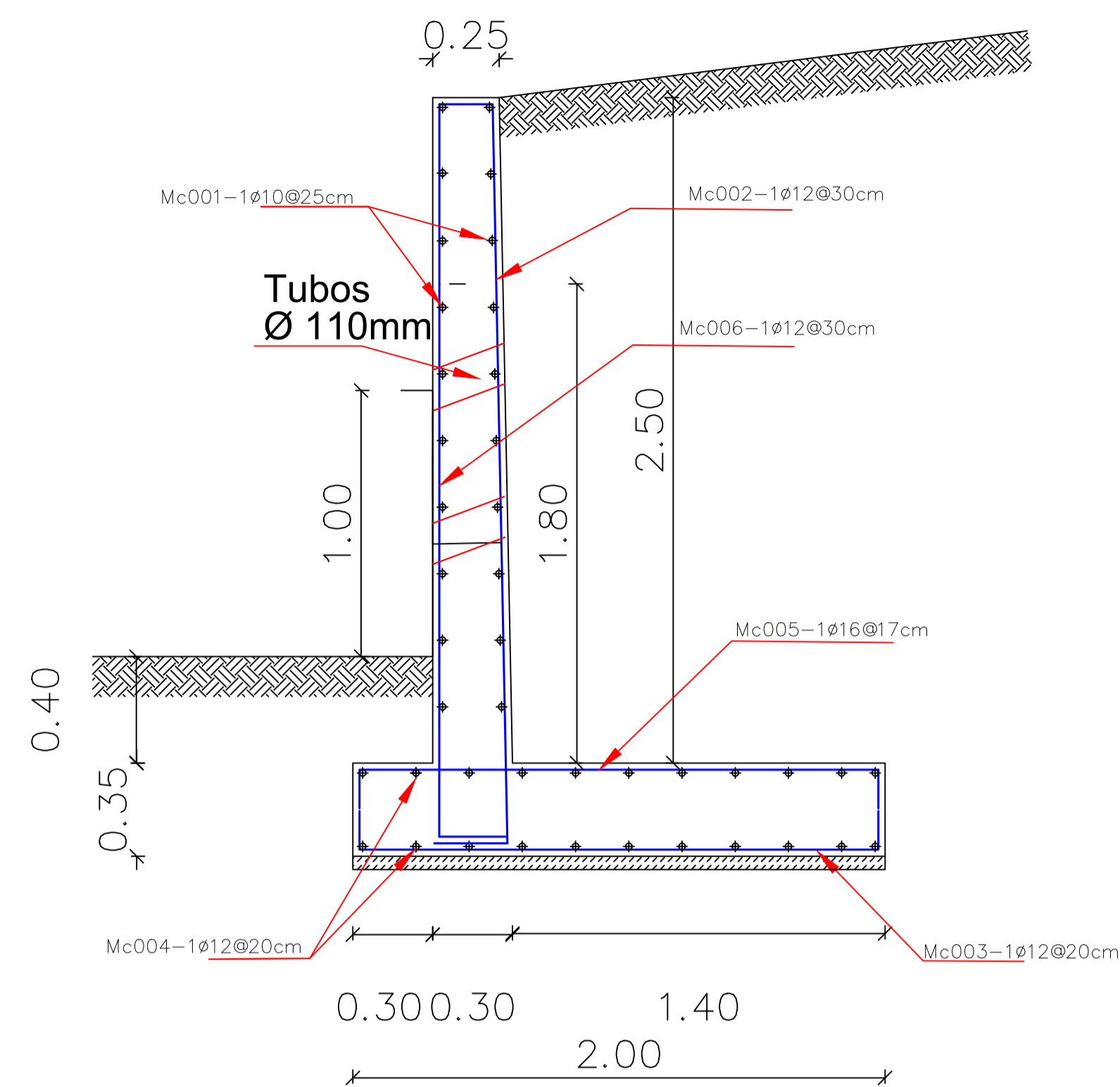


PLANO DE UBICACION
ESCALA: 1:2500

CUADRO DE COORDENADAS
ZONA 17 SUR
ELIPSOIDE DE REFERENCIA WGS 84

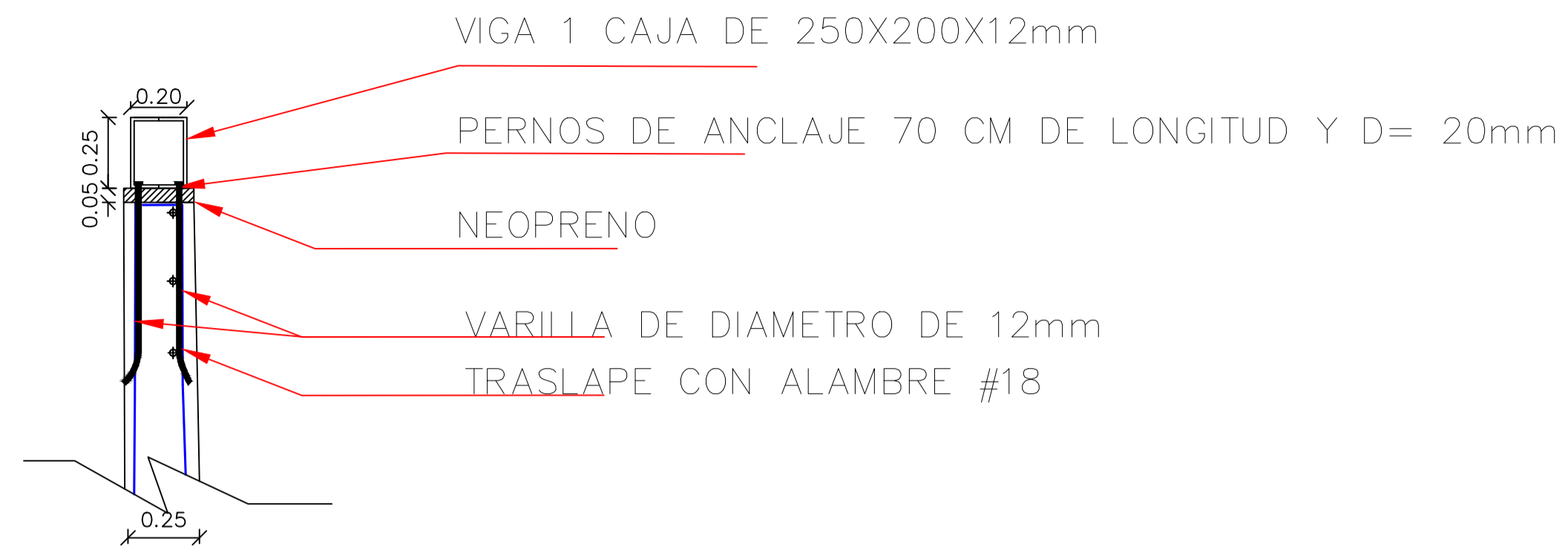
| NORTE | ESTE | NºPUNTO |
|-------------|------------|---------|
| 9689460.294 | 722367.779 | P1 |
| 9689443.605 | 722367.330 | P2 |
| 9689429.179 | 722367.773 | P3 |
| 9689426.377 | 722347.526 | P4 |
| 9689452.511 | 722345.780 | P5 |
| 9689466.502 | 722345.151 | P6 |

| | |
|--|---------------------------------|
| DISEÑO DE UN PUENTE PEATONAL EN ARCO SOBRE EL RIO MACHANGARA QUE UNE LAS PARROQUIAS CHECA CON CHIQUINTAD | |
| ESCALA: LAS INDICADAS | TESIS DE HECTOR CALLE |
| REVISIONES: | DISEÑO ESTRUCTURAL HECTOR CALLE |
| | DIBUJO HECTOR CALLE |
| | REVISIÓN: ING. JUAN SOLÁ |
| HECTOR CALLE | |
| CONTIENE: PLANTA DE ESTRUCTURA DE CIMENTACION SOBRE EL PLANO TOPOGRAFICO | CUENCAENERO DEL 2018 |
| HOJA : 1/3 | |



MURO DE CONTENCIÓN

ESCALA :1:20



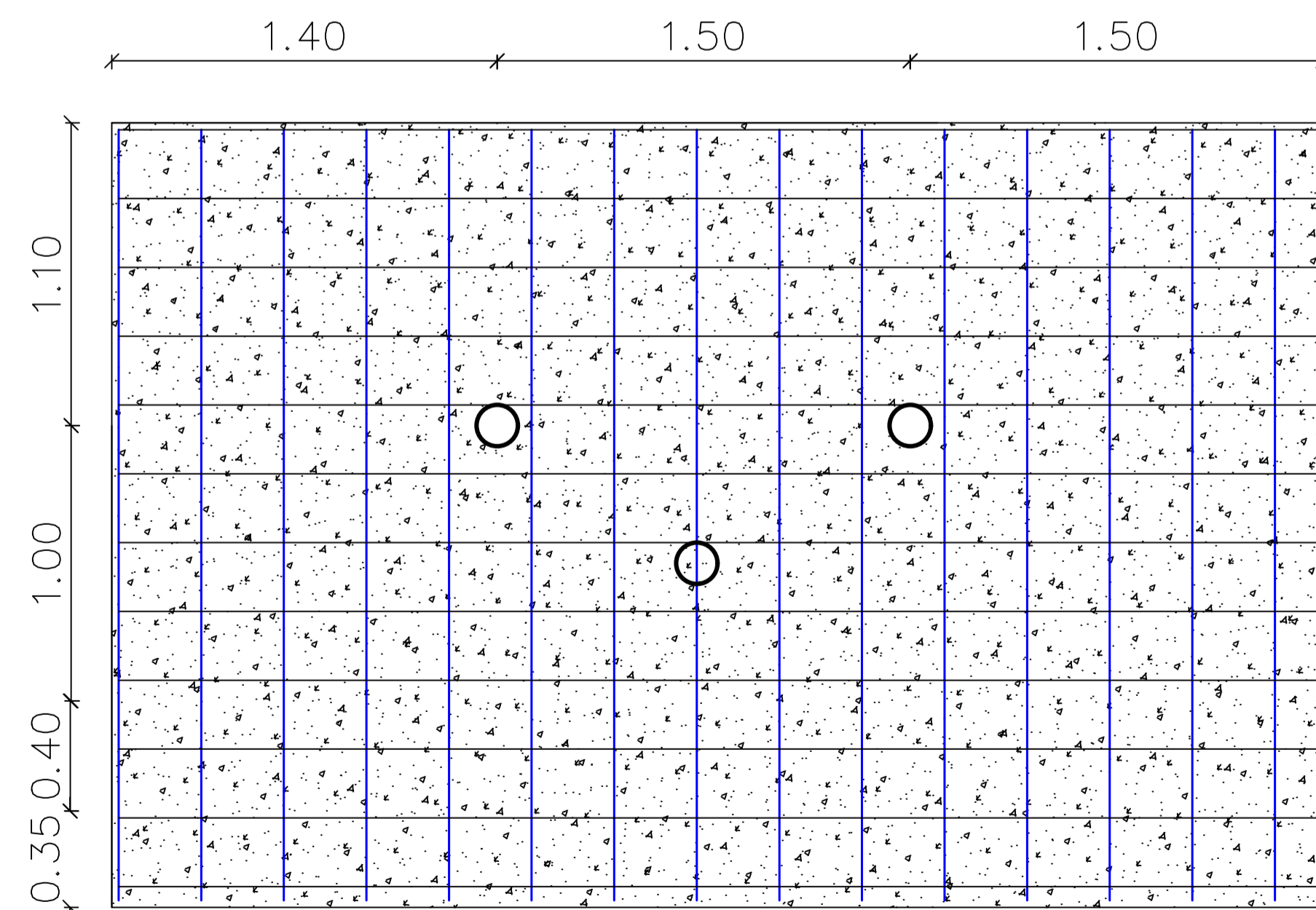
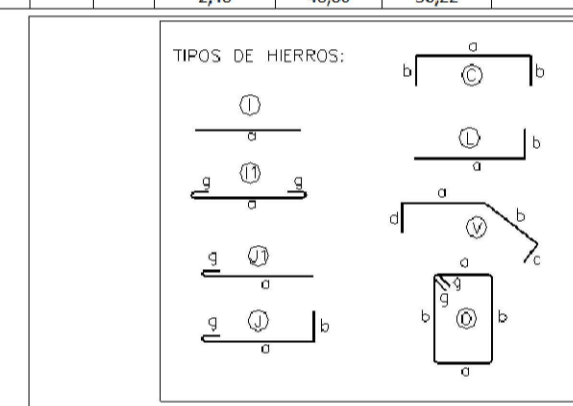
DETALLE DE UNION DE MURO

ESCALA :1:20



PLANO DE UBICACION
ESCALA:1:2500

| MC | Ø (mm.) | No. | TIPO | DIMENSIONES | | | | | LONGITUD DE CORTE | LONGITUD D TOTAL | PESO (Kg.) | OBSERVACIONES |
|---------------------------------------|---------------------|-----------|-------------|-------------|------|---|---|---|-------------------|------------------|------------|---------------|
| | | | | a | b | c | d | e | | | | |
| MUROS DE CONTENCIÓN CADA METRO LINEAL | | | | | | | | | | | | |
| 001 | 10 | 17 | I | 4,35 | | | | | 4,35 | 73,95 | 45,993 | |
| 002 | 12 | 15 | C | 2,85 | 0,15 | | | | 3,15 | 40,95 | 36,36 | |
| 003 | 12 | 22 | C | 1,95 | 0,15 | | | | 2,25 | 49,50 | 43,95 | |
| 004 | 12 | 22 | I | 4,35 | | | | | 4,35 | 95,70 | 84,96 | |
| 005 | 16 | 26 | C | 1,95 | 0,15 | | | | 2,25 | 58,50 | 92,33 | |
| 006 | 12 | 17 | C | 2,10 | 0,15 | | | | 2,40 | 40,80 | 36,22 | |
| Ø (mm.) | LONGITUD TOTAL (m.) | W/m (Kg.) | W.tot (Kg.) | | | | | | | | | |
| 0 | | 0,395 | | | | | | | | | | |
| 10 | 73,95 | 0,817 | 45,63 | | | | | | | | | |
| 12 | 226,95 | 0,888 | 201,53 | | | | | | | | | |
| 14 | | 1,208 | | | | | | | | | | |
| 16 | 58,50 | 1,578 | 92,31 | | | | | | | | | |
| 18 | | 1,998 | | | | | | | | | | |
| 20 | | 2,466 | | | | | | | | | | |
| 22 | | 2,984 | | | | | | | | | | |
| 25 | | 3,853 | | | | | | | | | | |
| 28 | | 4,834 | | | | | | | | | | |
| 30 | | 5,549 | | | | | | | | | | |
| 32 | | 6,313 | | | | | | | | | | |
| 40 | | 9,887 | | | | | | | | | | |
| TOTAL | | | 339,47 | | | | | | | | | |



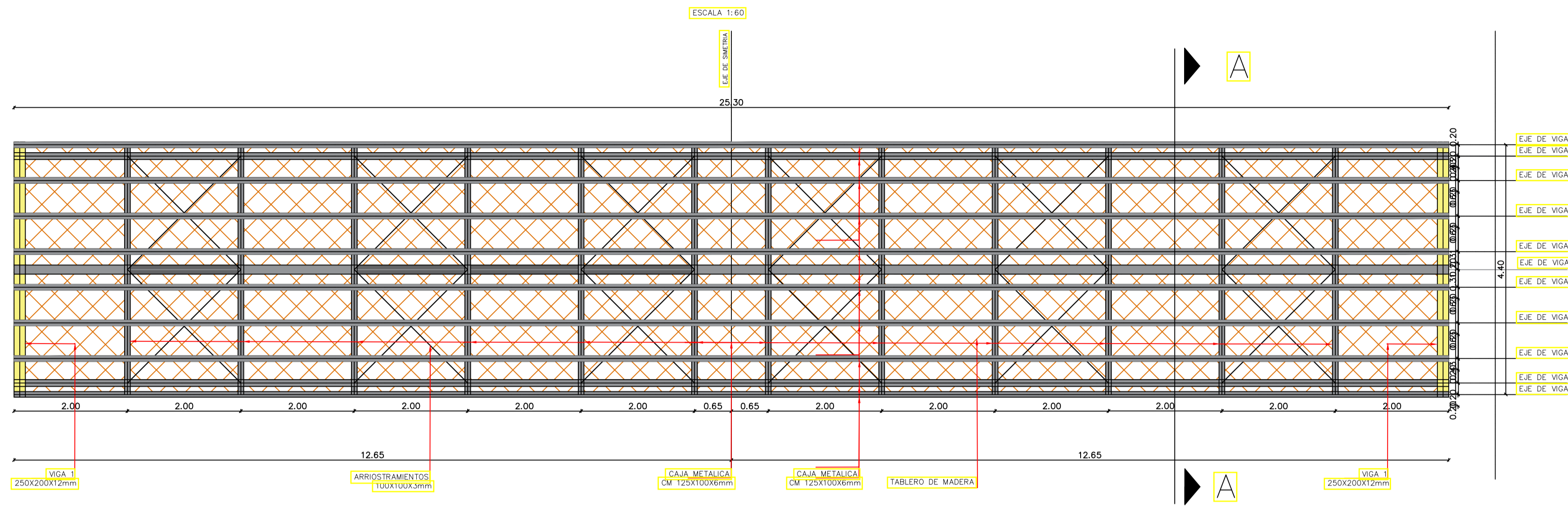
DETALLE DE PANTALLA DE MURO DE CONTENCIÓN

ESCALA :1:20

- ESPECIFICACIONES:**
- Recubrimiento superficie libre: 2.5 cm.
 - Hormigón f'c=240 kgf/cm².
 - Acero de refuerzo fy=4200 kgf/cm².
 - Arena y Grava de 3/4"
 - El material debe ser compactado en capas de no más de 30cm acabadas.
 - Mechinal tubo de 110mm
 - Pernos de Anclaje de 70cm de longitud y de diametro 20mm
 - Traslape con alambre de amarre #18

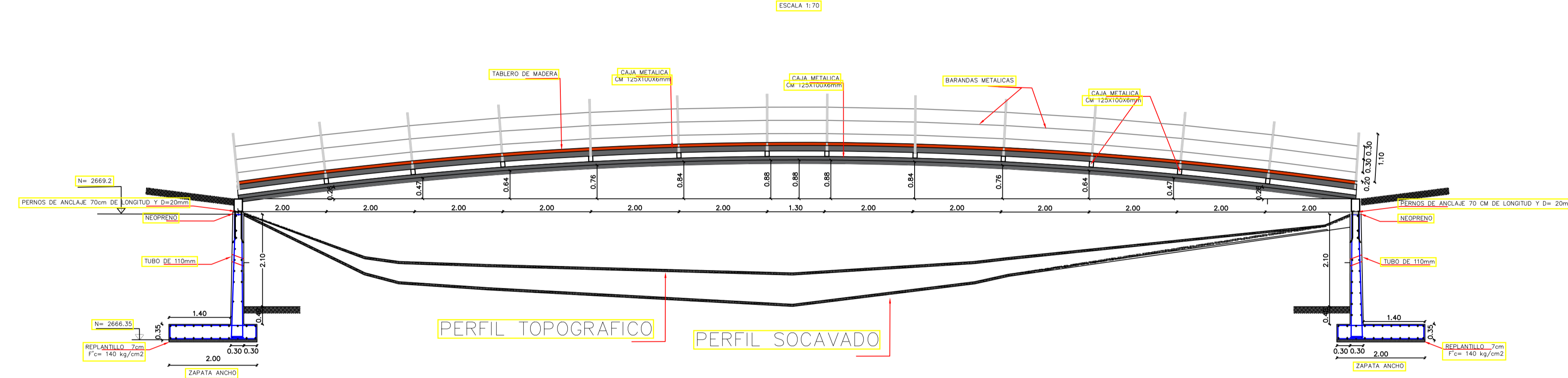
| | |
|--|--|
| DISEÑO DE UN PUENTE PEATONAL EN ARCO SOBRE EL RIO MACHANGARA QUE UNE LAS PARROQUIAS CHECA CON CHIQUINTAD | |
| ESCALA: LAS INDICADAS | TESIS DE HECTOR CALLE |
| REVISIONES: | DISEÑO ESTRUCTURAL: HECTOR CALLE DIBUJO: HECTOR CALLE REVISIÓN: ING. JUAN SOLÁ |
| HECTOR CALLE | |
| CONTIENE: MURO DE CONTENCIÓN; DETALLE DE PANTALLA; PLANILLA DE HIERROS; RESUMEN DE PERFILES ESTRUCTURALES; DETALLE DE UNION DE MURO Y ESPECIFICACIONES | CUENCA, ENERO DEL 2018 |
| HOJA : 2/3 | |

PLANTA ESTRUCTURAL PUENTE



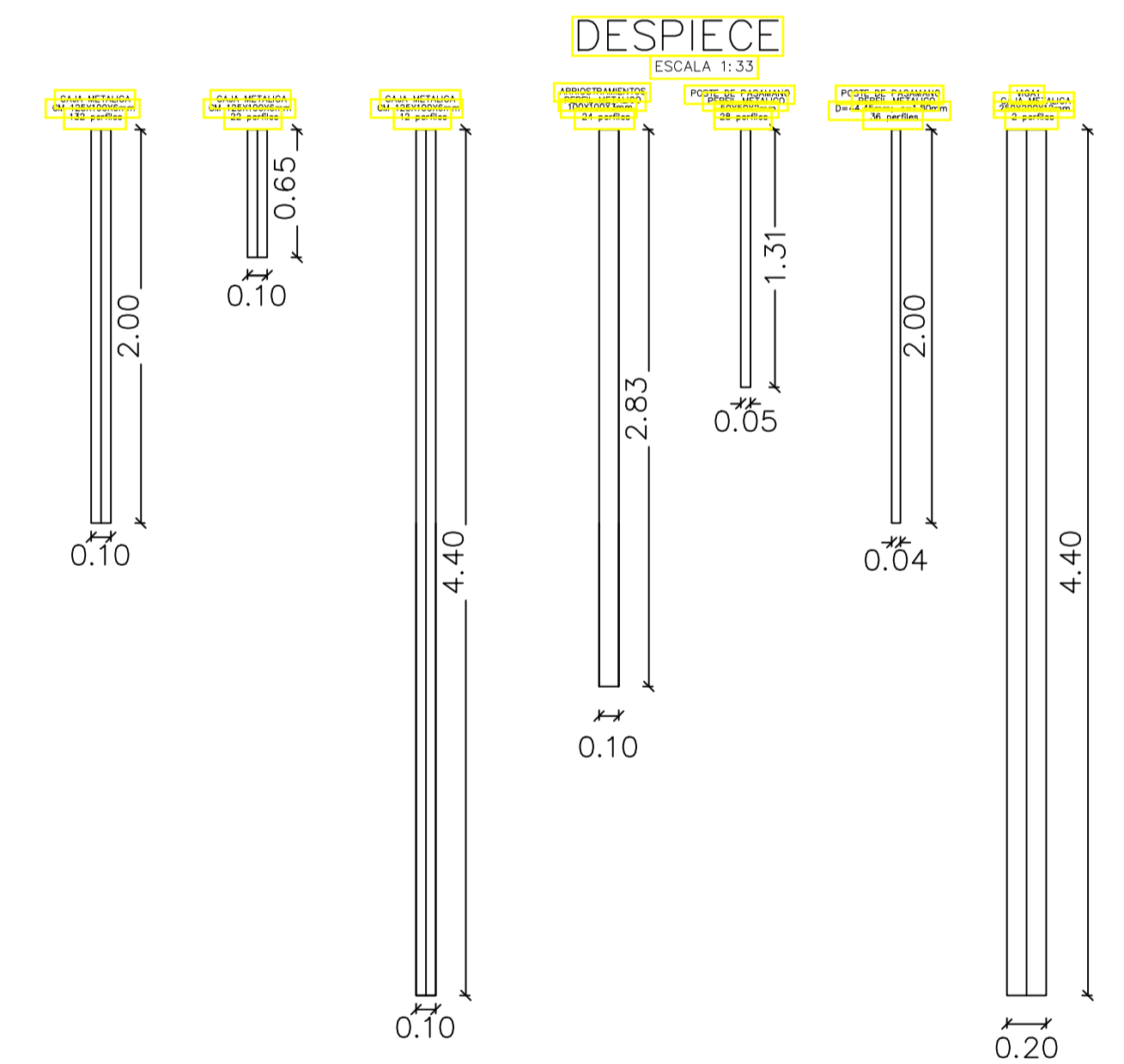
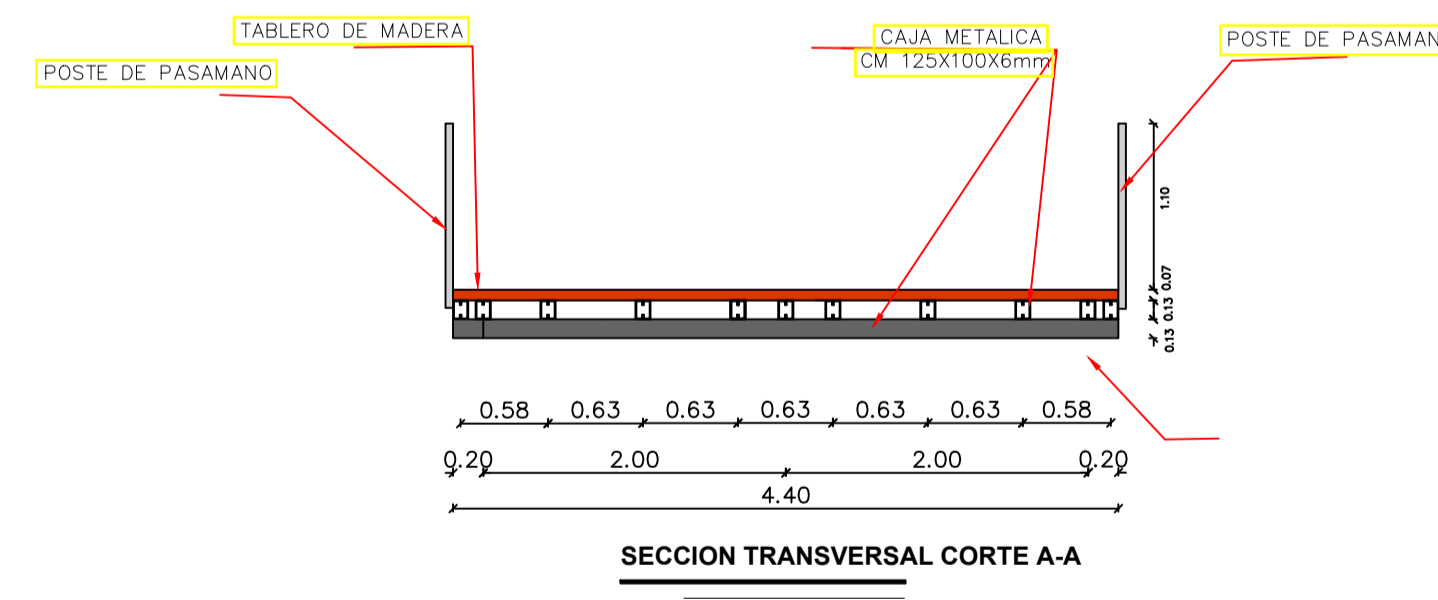
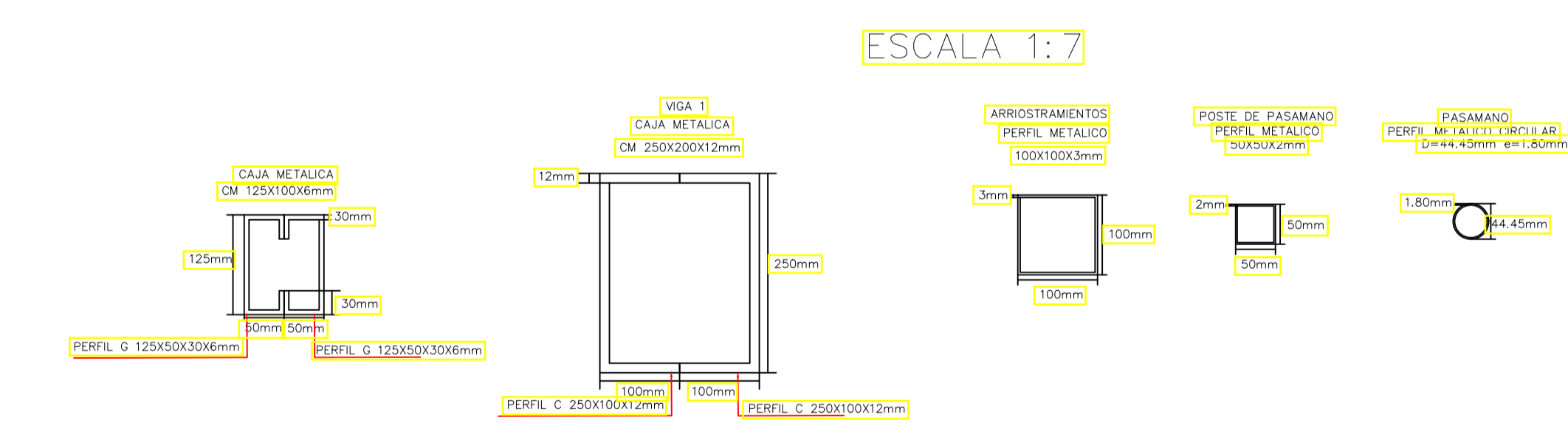
PLANO DE UBICACION
ESCALA: 1:2500

ESTRUCTURA SECCION LONGITUDINAL



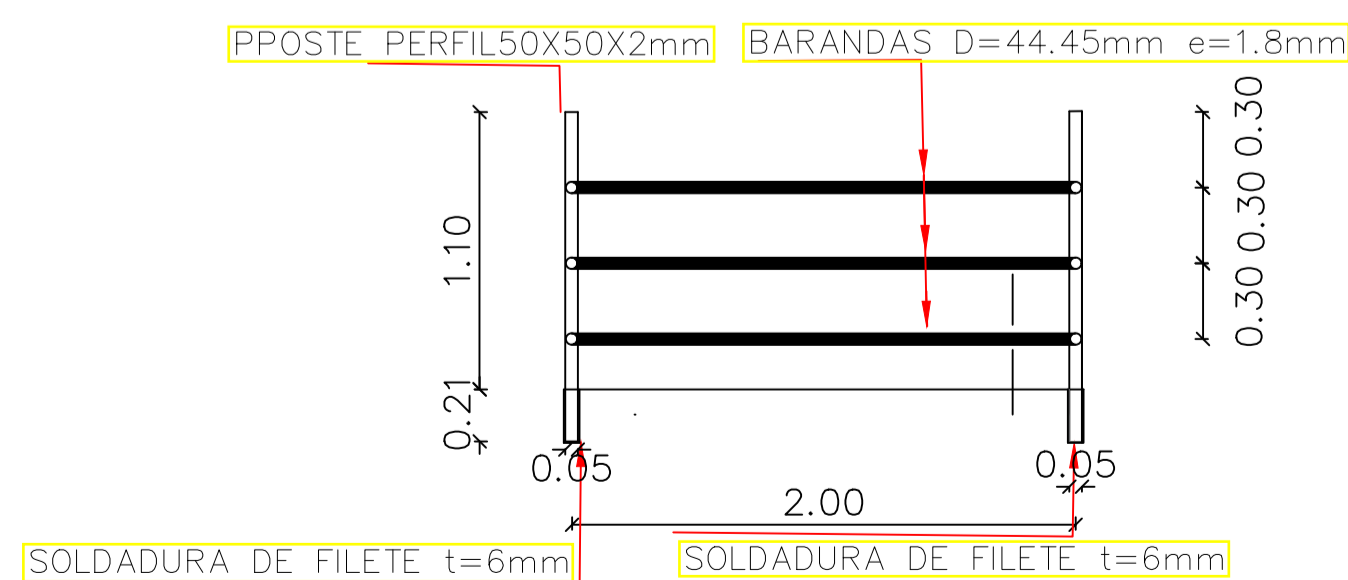
| RESUMEN TOTAL DE PERFILES | | | | | | |
|---------------------------|------------------|----------------------|--------------------|--------------------|-------------------------|-----------------|
| NOMBRE | PERFIL (mm) | Wx(cm ³) | longitud total (m) | Peso Unitario (Kg) | AREA (cm ²) | Peso total (kg) |
| CAJA METALICA | Caja 125x100x6 | 31.62 | 331.1 | 23.56 | 29.46 | 7800.716 |
| VIGA1 | Caja 250x200x12 | 121.44 | 8.8 | 79.82 | 98.54 | 702.416 |
| ARRIOSTRAMIENTOS | perfil 100x100x3 | 35.39 | 67.92 | 9.17 | 11.41 | 622.48 |
| POSTE DE PASAMANOS | perfil 50x50x2 | 5.65 | 36.68 | 3.03 | 3.74 | 0 |
| BARANDAS | D= 44,45 e=1,8mm | 2.47 | 151.8 | 1.98 | 2.41 | 0 |
| TOTAL | | | | | | 9125.612 |

PERFILES ESTRUCTURALES



ESPECIFICACIONES:

- Resistencia a la fluencia de los perfiles metalicos $f_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$
- Replantillo $f'c = 140 \text{ kg/cm}^2$
- Suelo compactado al 90%
- Concreto colocada directamente en el suelo (Replantillo) 7cm
- Las juntas colocadas cumplirán con la Norma AWS
- Normas utilizadas:
- Nec 2015
- AASHTO
- ACI 360-11



BARANDAS LATERALES

ESCALA: 1:30

| | |
|---|--|
| DISEÑO DE UN PUENTE PEATONAL EN ARCO SOBRE EL RIO MACHANGARA QUE UNE LAS PARROQUIAS CHECA CON CHIQUINTAD | |
| ESCALA: LAS INDICADAS | TESIS DE HECTOR CALLE |
| REVISIONES: | DISEÑO ESTRUCTURAL: HECTOR CALLE DIBUJO: HECTOR CALLE REVISIÓN: ING. JUAN SOLÁ |
| HECTOR CALLE | |
| CONTIENE: PLANTA ESTRUCTURAL DEL PUENTE, ESTRUCTURA SECCION LONGITUDINAL, RESUMEN DE MATERIALES, SECCION TRANSVERSAL DEL TABLERO, DISEÑO DE BARRANDAS | CUENCA ENERO DEL 2018 |
| HOJA: 3/3 | |