# UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO

# ABAD DEL CUSCO

## FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIA CIVIL

## ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

**“DISEÑO PARA EL MEJORAMIENTO EN LA TRANSITABILIDAD, PROPUESTA ESTRUCTURAL EN EL PUENTE PACHAR, OLLANTAYTAMBO – CUSCO, 2019”**


**Tesis presentado por:**

Bach. Duran Laurel, Angel Alberto

Bach. Huamán Pauccar, Ronal

Para optar al Título Profesional de INGENIERO CIVIL

**Asesor:**

Ing. José Felipe Azpilcueta Carbonell


**CUSCO-PERÚ**

**2022**

## DEDICATORIA

Dedicamos principalmente este trabajo a Dios, por habernos dado la vida y permitirnos el haber llegado hasta este momento tan importante de nuestra formación profesional.

A nuestros padres, hermanos y familiares por ser el pilar más importante y por demostrarnos siempre su cariño y apoyo incondicional.

Bach. Duran Laurel, Angel Alberto

Bach. Huamán Pauccar, Ronal

## AGRADECIMIENTO

En primer lugar damos infinitamente gracias a Dios, por habernos dado fuerza y valor para culminar esta etapa de nuestras vidas.

Agradecemos también la confianza y el apoyo brindado por parte de nuestros padres, que sin duda alguna en el trayecto de nuestras vidas nos han demostrado su amor, corrigiendo nuestras faltas y celebrando nuestros triunfos, a los docentes y administrativos de la escuela Profesional de Ingeniería Civil y autoridades en pleno de la Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco.

A nuestro asesor, por su valiosa guía y asesoramiento para la elaboración y culminación de nuestra tesis.

Los Tesistas.

## RESUMEN

La presente tesis consiste en el "DISEÑO PARA EL MEJORAMIENTO EN LA TRANSITABILIDAD, PROPUESTA ESTRUCTURAL EN EL PUENTE PACHAR, OLLANTAYTAMBO-CUSCO, 2019", el cual contempla el diseño de un puente tipo Arco Tablero Superior con luz de 60 m sobre el rio Vilcanota y un tramo contiguo de puente tipo Viga Losa de 13m. de Luz, con un galibo de 7m en la margen izquierda conectado a una rampa diseñado a partir de paneles prefabricados de 1.50mx 1.50mx 0.14 m tensionados interiormente con material polimérico. Asegurando de esta forma que cumpla con la demanda de tránsito vehicular y peatonal, es de mencionar que este puente unirá la vía nacional Ollantaytambo-Urubamba con la vía regional Hurocondo-Pachar.

Para la obtención de datos del campo se procedió el levantamiento topográfico con el fin de realizar la ubicación correcta de puente y su posterior diseño geométrico, esta información también se utilizó para la ubicación de los estudios de Sondeo Geofísico, ubicación de calicatas y planificación de muestreo insitu de SPT, así mismo la obtención de una muestra alterada de roca fija en la margen derecha para la extracción de corazones diamantados en laboratorio.

El planteamiento estructural del puente arco tablero superior cuenta con una geometría de arco ideal debido a que presenta la relación de flecha-Luz aproximadamente a 1/6 ($f/L \approx 1/6$), esta geometría cumple en cubrir la demanda sísmica adoptando un comportamiento sismorresistente, también cuenta con estribos anclados a roca fija mediante Dowells en el estribo derecho y pilotes en el estribo central e izquierdo, evitando de esta forma una posible socavación en la cimentación.

**Palabras clave:** Transitabilidad, Propuesta Estructural, Puente

## ABSTRACT

This thesis consists of the "Design for the improvement of passability, Structural proposal in the Pachar bridge, Ollantaytambo-Cusco, 2019", which includes the design of a 60 m span Superior Tablero Arch bridge over the Vilcanota River and an additional 13m-long light girder-type bridge section with a 7m gauge on the left bank connected to a ramp designed from prefabricated 1.50m x 1.50m x 0.14m panels tensioned internally with polymeric material. Ensuring in this way to meet the demand for vehicular and pedestrian traffic, it is worth mentioning that this bridge will link the Ollantaytambo-Urubamba national highway with the Hurocondo-Pachar regional highway.

To obtain field data, the topographical survey was carried out to be able to carry out the correct location of the bridge and its subsequent geometric design, this information was also used for the location of the Geophysical Probe studies, location of pits and planning of the SPT institute museum. , as well as obtaining a sample of altered rock on the right bank for the extraction of diamond cores in the laboratory.

The structural design of the upper table arch bridge contains an ideal arch geometry due to the deflection-span ratio of approximately 1/6 (f/L≈1/6), this geometry meets the seismic demand by adopting a behavior seismic resistant, it also has stirrups anchored to the rock fixed by means of pins in the right stirrup and pilots in the central and left stirrup, thus avoiding a possible excavation in the foundation.

**Keywords:** Walkability, Structural Proposal, Bridge

# INDICE GENERAL

DEDICATORIA ..... i
AGRADECIMIENTO ..... ii
RESUMEN ..... iii
ABSTRACT ..... iv
INDICE GENERAL ..... v
INDICE DE TABLAS ..... xi
INDICE DE FIGURAS ..... xv
CAPÍTULO I INTRODUCCIÓN ..... 1
1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA ..... 2
1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA ..... 3
1.2.1. PROBLEMA GENERAL ..... 3
1.2.2. PROBLEMA ESPECIFICO ..... 4
1.3. OBJETIVO DEL PROYECTO ..... 6
1.3.1. OBJETIVO GENERAL ..... 6
1.3.2. OBJETIVO ESPECIFICO ..... 6
1.4. JUSTIFICACION DEL PROYECTO ..... 8
1.5. DELIMITACION DEL PROYECTO ..... 10
1.5.1. ALCANCES ..... 10
1.5.2. LIMITACIONES ..... 10
1.6. IMPORTANCIA DEL PROYECTO ..... 11
CAPITULO II MARCO TEÓRICO ..... 14
2.1. DEFINICIÓN DE PUENTES EN ARCO ..... 14
2.2. PARTES DE UN PUENTE EN ARCO ..... 14
2.2.1. SUPERESTRUCTURA ..... 15

2.2.2. SUBESTRUCTURA ..... 15
2.2.3. DISPOSITIVOS DE APOYO ..... 17
2.3. CLASIFICACIÓN DE PUENTES EN ARCO ..... 17
2.3.1. ARCO CON TABLERO SUPERIOR ..... 18
2.3.2. ARCOS CON TABLERO INTERMEDIO E INFERIOR ..... 25
2.4. SELECCIÓN DE LA TIPOLOGÍA DE PUENTE ..... 30
2.4.1. CRITERIOS TOMADOS PARA LA ELECCIÓN DEL PUENTE ..... 30
2.4.2. PUENTE EN ARCO DE CONCRETO TABLERO SUPERIOR ..... 34
2.5. MATERIALES ..... 35
2.6. CÓDIGOS QUE RIGEN EL DISEÑO DE PUENTES ..... 36
2.7. METODOLOGÍA AASHTO-LRFD ..... 37
2.7.1. FILOSOFÍA DEL DISEÑO ..... 37
2.7.2. ESTADOS LÍMITES Y COMBINACIÓN DE ACCIONES ..... 38
2.7.3. FACTORES Y COMBINACIÓN DE CARGA ..... 42
CAPÍTULO III PARÁMETROS Y ELEMENTOS BÁSICOS DE DISEÑO ..... 52
3.1. ESTUDIO TOPOGRÁFICO ..... 52
3.1.1. OBJETIVOS. ..... 52
3.1.2. UBICACIÓN Y DESCRIPCIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO. ..... 53
3.1.3. METODOLOGÍA DE TRABAJO ..... 53
3.2. ESTUDIO DE HIDROLOGÍA E HIDRÁULICA ..... 57
3.2.1. INTRODUCCIÓN ..... 57
3.2.2. INFORMACIÓN BÁSICA ..... 59
3.2.3. DESCRIPCIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO ..... 66
3.2.4. PERIODO DE RETORNO ..... 68
3.2.5. HIDROLOGÍA ..... 70

3.2.6. DETERMINACIÓN DE CAUDAL DE DISEÑO – PUENTE PACHAR ..... 88
3.2.7. DISEÑO HIDRÁULICO ..... 92
3.2.8. ESTIMACION DE LA PROFUNDIDAD DE SOCAVACION ..... 94
3.3. ESTUDIO GEOLÓGICO Y GEOTÉCNICO ..... 95
3.3.1. GEOMORFOLOGÍA ..... 95
3.3.2. ESTRATIGRAFÍA ..... 98
3.3.3. GEOTECNIA ..... 108
3.4. ESTUDIO SÍSMICO ..... 129
3.4.1. UBICACIÓN DEL PUENTE ..... 129
3.4.2. EFECTOS DE SITIO ..... 130
3.4.3. CARACTERIZACION DE LA AMENAZA SISMICA ..... 132
3.4.4. MAPA DE ISOACELERACIONES ..... 137
3.5. ESTUDIO DE TRAFICO ..... 140
3.5.1. CONTEO VEHICULAR ..... 140
3.5.2. CALCULO DE IMDA ..... 141
3.6. ESTUDIO DE TRAZO Y DISEÑO VIAL DE LOS ACCESOS ..... 142
3.6.1. CALZADA ..... 142
3.6.2. VELOCIDAD DE DISEÑO ..... 143
3.6.3. RADIOS DE GIRO ..... 145
3.6.4. PENDIENTE HORIZONTAL Y VERTICAL ..... 147
3.6.5. BOMBEO DE LA CALZADA ..... 147
CAPITULO IV DISEÑO ESTRUCTURAL ..... 150
4.1. CONSIDERACIONES GENERALES ..... 150
4.1.1. CARACTERÍSTICAS Y RESTRICCIONES SOBRE LA ESTRUCTURA ..... 150
4.1.2. FILOSOFÍA DE DISEÑO ..... 151

4.1.3. CRITERIOS BÁSICOS DE DISEÑO ..... 151
4.1.4. NORMAS UTILIZADAS PARA EL DISEÑO ..... 151
4.1.5.PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS MATERIALES ..... 152
4.1.6. CUANTIFICACIÓN DE TIPOS DE CARGAS ACTUANTES ..... 155
4.1.7. FACTORES DE CARGA Y COMBINACIONES ..... 162
4.2. PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES ..... 164
4.2.1. PREDIMENSIONAMIENTO DE LA SUPERESTRUCTURA ..... 164
4.2.2.PREDIMENSIONAMIENTO DE LAS PILAS ..... 165
4.2.3. PREDIMENSIONAMIENTO DEL ARCO ..... 166
4.2.4. PREDIMENSIONAMIENTO DE LOS ESTRIBOS ..... 170
4.2.5. PREDIMENSIONAMIENTO DE PILOTES ..... 171
4.3. DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA ..... 173
4.3.1. DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA ..... 173
4.3.2.DISEÑO DE LAS PILAS ..... 266
4.3.3. DISEÑO DEL ARCO ..... 275
4.4. DISEÑO DE LOS ESTRIBOS ..... 293
4.4.1. DISEÑO DE ESTRIBO IZQUIERDO ..... 294
4.4.2. DISEÑO DE ESTRIBO CENTRAL ..... 306
4.4.3. DISEÑO DE ESTRIBO DERECHO ..... 318
4.5. DISEÑO DE DISPOSITIVOS DE APOYO ..... 327
4.5.1. GENERALIDADES ..... 327
4.5.2. DISEÑO DE LOS NEOPRENOS ..... 328
4.6. DISEÑO DE ENCOFRADOS ..... 333
4.6.1. PROPIEDADES MECANICAS DE LOS MATERIALES ..... 335
4.6.2.PARAMETROS DE DISEÑO ..... 335

4.6.3. ANALISIS Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA ..... 339
4.6.4. ASIGNACIÓN DE CARGAS: ..... 340
4.6.5. REVISION DEL COEFICIENTE DE PANDEO: ..... 340
4.6.6.DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES ..... 341
4.7. ETAPAS CONSTRUCTIVAS ..... 341
4.8. DEFENSA RIBEREÑA ..... 344
4.8.1. PROPIEDADES MECANICAS DE LOS MATERIALES ..... 344
4.8.2. DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN ..... 345
CAPITULO V PRESUPUESTO Y PROGRAMACIÓN ..... 348
5.1. METRADO ..... 348
5.2. PRESUPUESTO ..... 349
5.3. PROGRAMACIÓN ..... 350
5.4. CRONOGRAMA ..... 352
CAPITULO VI CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES ..... 354
6.1. CONCLUSIONES ..... 354
6.2. RECOMENDACIONES ..... 358
REFERENCIAS ..... 359
ANEXO ..... 362
ANEXO A: DOCUMENTOS DE AUTORIZACIÓN ..... 363
ANEXO B: ESTUDIO GEOLÓGICO Y GEOTÉCNICO ..... 363
ESTUDIO GEOFÍSICO ..... 363
ESTUDIO DE SPT ..... 363
ENSAYO DE CORAZONES DIAMANTADOS ..... 363
ANEXO C: CONTEO VEHICULAR ..... 363
ANEXO D: ESTUDIO HIDROLÓGICO ..... 363

MEMORIA DE CÁLCULO HIDROLÓGICO..... 363
ANEXO E: DISEÑO ESTRUCTURAL..... 363
MEMORIA DE CÁLCULO DEL PUENTE ..... 363
ANEXO F: PRESUPUESTO Y PROGRAMACIÓN ..... 363
METRADO ..... 363
PRESUPUESTO ..... 363
ANÁLISIS DE COSTOS UNITARIOS ..... 363
RELACIÓN DE INSUMOS ..... 363
DESAGRADADO DE GASTOS..... 363
CRONOGRAMAS..... 363
ANEXO G: PLANOS..... 363
GEOLOGÍA Y GEOTECNIA ..... 363
HIDROLOGÍA E HIDRÁULICA ..... 363
ESTRUCTURAS ..... 363

# ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Variación de tiempo con respecto a la ruta Pachar-Huarocondo ..... 8

Tabla 2 Población Referencial y cálculo de Tasa de crecimiento ..... 11

Tabla 3 Población Potencial..... 12

Tabla 4 Población Objetiva..... 12

Tabla 5 Puente de Arco (Carretera) ..... 20

Tabla 6 Puente tablero intermedio ..... 25

Tabla 7 Puente arco - tablero inferior ..... 26

Tabla 8 Material versus Rango de Luz ..... 30

Tabla 9 Tipo de Puente versus Costo..... 33

Tabla 10 Especificaciones técnicas del acero Corrugado ..... 36

Tabla 11 Factor de ductilidad ..... 45

Tabla 12 Factor de Redundancia..... 46

Tabla 13 Factor de Importancia ..... 47

Tabla 14 Combinación y factores de carga..... 49

Tabla 15 Factores de carga para cargas Permanentes ..... 50

Tabla 16 Factor de Carga, para Cargas permanentes debido a deformaciones sobreimpuestas) ɣp ..... 50

Tabla 17 Puntos topográficos en el puente Pachar ..... 55

Tabla 18 Estaciones Pluviométricas ..... 60

Tabla 19 Precipitación Total Mesual (mm): 1999-2010..... 62

Tabla 20 Hidrograma de Precipitación mensual - Estación Quillabamba ..... 63

Tabla 21 Coeficiente de Rugosidad para el fondo del cauce ..... 65

Tabla 22 Valores de Periodo de Retorno en función al riesgo ..... 69

Tabla 23 Riesgo admisible y Vida Útil de diversas tipas de Estructuras..... 70

Tabla 24 Precipitaciones máximas mensuales de las estaciones Sicuani-Kayra y Machupichu .. 71

Tabla 25 Valores de Kn para la prueba de datos dudosos ..... 73

Tabla 26 Datos para I-D-T E. Sicuani ..... 82

Tabla 27 Datos para I-D-T, E. Kayra..... 84

Tabla 28 Datos para I-D-T, E. Machupicchu..... 86

Tabla 29 Parámetros de la cuenca, con punto de control en Pachar ..... 89

Tabla 30 Caudal máximo (m3/s) ..... 91

Tabla 31 Se muestra Volumen de Perdida (mm) ..... 92

Tabla 32 Tirante máximo para un caudal de 1195m3/s, T=140años. ..... 94

Tabla 33 Tabla de Ensayos Realizados..... 108

Tabla 34 Resistencia a la compresión de corazones diamantinos. ..... 109

Tabla 35 Resultados obtenidos, Datos-Línea 01 (Margen derecha) ..... 116

Tabla 36 Resultados obtenidos, Datos Línea 02 (Margen Izquierda)..... 117

Tabla 37 Datos generales - ESTRIBO DERECHO ..... 121

Tabla 38 Propiedades mecánicas del suelo - ESTRIBO DERECHO ..... 121

Tabla 39 Capacidad Admisibles de la roca – ESTRIBO DERECHO ..... 122

Tabla 40 Asentamiento en la Roca – ESTRIBO DERECHO..... 122

Tabla 41 Datos generales - ESTRIBO CENTRAL CON PILOTE ..... 124

Tabla 42 Propiedades mecánicas del suelo - ESTRIBO CENTRAL CON PILOTES ..... 124

Tabla 43 Capacidad admisibles - ESTRIBO CENTRAL CON PILOTES..... 124

Tabla 44 Asentamiento - ESTRIBO CENTRAL CON PILOTES ..... 125

Tabla 45 Datos generales - ESTRIBO CENTRAL SIN PILOTES ..... 125

Tabla 46 Propiedades mecánicas del suelo - ESTRIBO CENTRAL SIN PILOTES ..... 126

Tabla 47 Capacidad admisible - ESTRIBO CENTRAL SIN PILOTES ..... 126

Tabla 48 Asentamiento - ESTRIBO CENTRAL SIN PILOTES ..... 126

Tabla 49 Datos generales - ESTRIBO IZQUIERDO CON PILOTES ..... 127
Tabla 50 Propiedades mecánicas del suelo - ESTRIBO IZQUIERDO CON PILOTES ..... 127
Tabla 51 Capacidad admisible - ESTRIBO IZQUIERDO CON PILOTES ..... 128
Tabla 52 Asentamiento - ESTRIBO IZQUIERDO CON PILOTES ..... 128
Tabla 53 Clase de sitio ..... 130
Tabla 54 Valores de factor de sitio Fpga ..... 131
Tabla 55 Valores de factor se sitio Fa ..... 131
Tabla 56 Valores de factor de sitio Fv ..... 132
Tabla 57 Zona sísmica y categoría de diseño sísmico (SDC) ..... 134
Tabla 58 Factor de modificación de respuesta R ..... 135
Tabla 59 Factor de modificación de respuesta R, para unión ..... 136
Tabla 60 Selección de método de análisis sísmico ..... 136
Tabla 61 Resultado de conteo vehicular ..... 140
Tabla 62 Factores de corrección estacional ..... 141
Tabla 63 Cálculo de IMDA ..... 141
Tabla 64 Trafico para 2020 por tipo de vehículos ..... 142
Tabla 65 Rango de velocidad de diseño en función a la clasificación-orografía ..... 144
Tabla 66 Datos básicos de los vehículos de tipo M ..... 145
Tabla 67 Ómnibus de tres ejes (B3-1) Radios mínimos/Radios máximos ..... 146
Tabla 68 Pendientes máximas (%) ..... 147
Tabla 69 Bombeo según tipo de Superficie ..... 149
Tabla 70 Peso unitario de materiales ..... 155
Tabla 71 Altura equivalente para la sobrecarga (ES) ..... 157
Tabla 72 Combinación de carga y factores de carga ..... 163
Tabla 73 Factores de carga para cargas permanentes ..... 163

Tabla 74 Combinación de estado de límite para cargas permanentes y transitorias ..... 164
Tabla 75 Geometría del Arco L=60m. ..... 169
Tabla 76 Momento ultimo para el diseño ..... 179
Tabla 77: Resumen de momentos por Servicio. ..... 186
Tabla 78 Cargas Pu-Mu ..... 274
Tabla 79 Cargas mayoradas por SERVICIO I ..... 278
Tabla 80 Periodos Modal y frecuencias ..... 281
Tabla 81 Valores de Pu-Mu ..... 285
Tabla 82 Valores Pu-Mu por esbeltez ..... 287
Tabla 83 Valores Pu-Mu en pilotes ..... 303
Tabla 84 Resumen de Cargas en Base de Pantalla ..... 307
Tabla 85 Resumen de Momentos en la Pantalla ..... 309
Tabla 86 Distribución de acero en encepado de Estribo Central ..... 314
Tabla 87 Valores Pu-Mu ..... 317
Tabla 88 Resumen de momentos en la base de la pantalla ..... 320
Tabla 89 Factor de Pandeo en modelo estructural de encofrado ..... 340
Tabla 90 Resumen de Metrado para partidas principales ..... 348
Tabla 91 Cuadro resumen de Presupuesto ..... 349
Tabla 92 Incidencia de Tipo de Costo ..... 350

# ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Puente actual de estructura metálica tipo arco tablero inferior ..... 3
Figura 2 Árbol de problemas (Causa – Efecto) ..... 5
Figura 3 Árbol de Objetivos (Medios y Fines) ..... 7
Figura 4 Tres rutas principales de Pachar a Cusco ..... 8
Figura 5 En la izquierda cimentación superficial, Derecha cimentación Profunda. ..... 17
Figura 6 Puente en Arco Tablero Superior de concreto (Huaccaychaca) ..... 23
Figura 7 Puente arco tablero superior Metálico ..... 24
Figura 8 Puente arco tablero superior ..... 24
Figura 9 Arriostramiento del puente en arco ..... 27
Figura 10 Puente arco metálico (Urubamba) ..... 28
Figura 11 Puente arco metálico tablero inferior ..... 29
Figura 12 Tipo de Puente versus Proceso constructivo ..... 32
Figura 13 Probabilidad de falla real ..... 42
Figura 14 Probabilidad de falla de acuerdo a la filosofía de diseño LRFD ..... 43
Figura 15 Rio afluente Huarocondo(hunmayo) ..... 54
Figura 16 Obtención de la Topografía de la zona de interés ..... 56
Figura 17 Propuesta estructural del puente Pachar y Puente existente ..... 58
Figura 18 Información cartográfica ..... 59
Figura 19 Registro de Caudales del rio Vilcanota 2010-2011 - EGEMSA ..... 61
Figura 20 Visita a Campo para ver alternativas del trazo geométrico del Puente Pachar ..... 66
Figura 21 Recorrido del rio Vilcanota hasta nuestro objetivo Pachar ..... 67
Figura 22 Frecuencia de ajuste de la frecuencia de observación diaria ..... 73
Figura 23 Precipitación máxima para estación Sicuani ..... 79
Figura 24 Precipitación máxima para estación Kayra ..... 79

Figura 25 Precipitación máxima para estación Machupichu ..... 80

Figura 26 Determinación de la intensidad máxima E. Sicuani ..... 81

Figura 27 Grafica de I-D-T, E. Sicuani ..... 82

Figura 28 Determinación de la intensidad máxima, E. Kayra ..... 83

Figura 29 Gráfica de I-D-T, E. Kayra ..... 84

Figura 30 Determinación de intensidad máxima, E. Machupicchu ..... 85

Figura 31 Gráfica de I-D-T, E. Machupicchu ..... 86

Figura 32 Delimitación de cuenca con punto de control en Pachar ..... 88

Figura 33 Gráfico de Patrón de Tormenta (Hietograma) ..... 90

Figura 34 Modelo de cuenca en el software HEC-HMS ..... 90

Figura 35 Grafica del pico de caudal (m3/s) ..... 91

Figura 36 Cauce natural en el eje del puente Propuesto ..... 93

Figura 37 Cause ideal para simplificar el cálculo del tirante ..... 93

Figura 38 Sección final, Qmax=1195m3/s, para un periodo de retorno T=140años ..... 94

Figura 39 Columna litologica de la formacion Ollantaytambo (Cambrico) ..... 100

Figura 40 Columna litologica del Grupo Mito ..... 103

Figura 41 Izquierda: C-01 margen izquierda, derecha: C-02 Margen derecha ..... 110

Figura 42 C-01, Ensayo de SPT, Diagrama número de golpes punta ..... 110

Figura 43 C-02, Ensayo de SPT, Diagrama Numero de Golpes Punta ..... 111

Figura 44 Mapa de isolíneas de conductividad eléctrica correspondiente al acuífero libre de las cuencas Barranquita-Knutzen ..... 113

Figura 45 Modelo del equipo que se ha utilizado para el estudio Prospección Geofísico ..... 114

Figura 46 Línea 01, Ensayo de Prospección Geofísico en la margen derecha ..... 115

Figura 47 Línea 01 y 02, Ensayo de Prospección geofísico margen derecha e izquierda ..... 115

Figura 48 Línea 02, Ensayo de Prospección Geofísico, Margen Izquierda ..... 116

Figura 49 Interpretación: composición homogénea de grava y roca (margen derecha) ..... 117

Figura 50 Interpretación, Composición homogénea de Grava y Roca (Margen Izquierda)..... 118
Figura 51 Simulación de Presiones en la roca - ESTRIBO DERECHO ..... 122
Figura 52 Bulbo de presiones - ESTRIBO DERECHO..... 123
Figura 53 Bulbo de presiones - ESTRIBO CENTRAL CON PILOTES..... 125
Figura 54 Bulbo de presiones - ESTRIBO CENTRAL SIN PILOTES..... 127
Figura 55 Bulbo de presiones - ESTRIBO IZQUIERDO CON PILOTES ..... 128
Figura 56 Espectro de aceleraciones de diseño para 5% de amortiguamiento ..... 132
Figura 57 Mapa de isoaceleraciones espectrales, para periodo estructural 0.0s (PGA) ..... 137
Figura 58 Mapa de isocaeleraciones espectrales, para periodo estructural 0.2s (SS)..... 138
Figura 59 Mapa de isoaceleraciones espectrales, para periodo estructural 1.0s (S1)..... 139
Figura 60 Gráfico del conteo vehicular semanal ..... 140
Figura 61 Giro mínimo para Ómnibus de tres ejes (B3-1) Trayectoria 90° ..... 146
Figura 62 Precipitación media mensual Pachar-Perú ..... 148
Figura 63 Camión de diseño (HL-93K)..... 158
Figura 64 Tándem de diseño (HL-93M)..... 158
Figura 65 Camión Especial (HL-93S) ..... 159
Figura 66 Espectro de diseño - AASHTO LRFD 2014..... 162
Figura 67 Plataforma para el vano izquierda de L=13m..... 165
Figura 68 Plataforma para el puente de L=60m..... 165
Figura 69 Pila con su viga cabezal sobre el Arco ..... 166
Figura 70 Elementos del arco ..... 166
Figura 71 Gráfico del arco..... 167
Figura 72 Izquierda, Estribo izquierdo; Derecha, Estribo central ..... 170
Figura 73 Estribo derecho..... 171
Figura 74 Cimiento de Estribo izquierdo..... 172

Figura 75 Cimiento del estribo central..... 172
Figura 76 Cimiento del estribo derecho..... 173
Figura 77 Carga de las barandas (RA)..... 173
Figura 78 Carga del asfalto (DW)..... 174
Figura 79 Carga peatonal (PL)..... 174
Figura 80 Dimensiones del Tablero..... 175
Figura 81 Carga por peso propio y carga de la baranda sobre la losa. ..... 175
Figura 82 Momento máximo en la losa. ..... 176
Figura 83 Carga del pavimento sobre la losa..... 176
Figura 84 Momento máximo del pavimento..... 177
Figura 85 Carga del Tándem sobre la losa..... 177
Figura 86 Momento máximo de tándem..... 178
Figura 87 Acero negativo en la losa. ..... 179
Figura 88 Acero de positivo en la losa..... 182
Figura 89 Calculo de Acero positivo principal..... 189
Figura 90 Armado de losa..... 191
Figura 91 Momentos de flexión viga interior ..... 192
Figura 92 Eje neutro en la viga..... 193
Figura 93 Cálculo de acero principal viga interior ..... 195
Figura 94 Cálculo de acero principal..... 199
Figura 95 Revisión de fisuración por distribución de armadura (viga interior) ..... 201
Figura 96 Revisión de fisuración por distribución de armadura..... 203
Figura 97 Carga de fatiga..... 204
Figura 98 Distribución de Carga muerta más carga puntual de Diafragmas. ..... 207
Figura 99 Fuerza cortante por carga muerta y vigas diafragma..... 208

Figura 100 Superficie de rodadura (DW) ..... 208
Figura 101 Camión de diseño (HL-93K) ..... 209
Figura 102 Tandem (HL-93M) ..... 209
Figura 103 Carga de carril y fuerza cortante ..... 210
Figura 104 Espaciamiento máximo del refuerzo transversal y acero principal en viga interior 214
Figura 105 Geometría de la viga Exterior mas cargas y diagrama de reacciones. ..... 215
Figura 106 Carga viva ..... 217
Figura 107 Cálculo de $g_{ext}$ que se distribuye a la viga exterior ..... 218
Figura 108 Diagrama de cuerpo libre para un carril cargado ..... 219
Figura 109 Diagrama de cuerpo libre para dos carriles cargados ..... 220
Figura 110 Diagrama de cuerpo por Carga muerta de viga exterior ..... 224
Figura 111 Diagrama de cuerpo libre de la superficie de rodadura (DW) ..... 224
Figura 112 Diagrama de cuerpo libre para Camión de diseño (HL-93K) ..... 225
Figura 113 Diagrama de cuerpo libre para Tandem (HL-93M) ..... 225
Figura 114 Diagrama de cuerpo libre de Carga de carril ..... 226
Figura 115 Diagrama de cuerpo libre de Factor de distribución en la Viga interior ..... 226
Figura 116 Diagrama de cuerpo libre para un carril cargado ..... 228
Figura 117 Diagrama de cuerpo libre para Dos carriles cargados + viga-losa con diafragma ... 228
Figura 118 Distribución de acero por cortante ..... 232
Figura 119 Distribución de acero por Momento ..... 232
Figura 120 Diagrama de cuerpo libre por peso propio del Diafragma. ..... 233
Figura 121 Momento por peso propio de Diafragma ..... 233
Figura 122 Cortante por peso Propio de Diafragma ..... 234
Figura 123 Diagrama de cuerpo libre por peso de asfalto ..... 234
Figura 124 Diagrama de cuerpo libre de Posición de las cargas equivalentes sobre la Diafragma ..... 236

Figura 125 Diagrama de momentos de cargas equivalentes ..... 236
Figura 126 Espaciamiento máximo del refuerzo transversal ..... 241
Figura 127 Distribución de acero por momento ..... 241
Figura 128 Geometría y carga peatonal y de la baranda en la acera ..... 242
Figura 129 Armado de acero en acera ..... 245
Figura 130 Dimensiones y cargas ..... 245
Figura 131 Carga por peso de Asfalto (DW) ..... 246
Figura 132 Carga por peso de Baranda (RA) ..... 246
Figura 133 Cara por peso Peatonal (PL) ..... 246
Figura 134 Deformación calculada por SERVICIO I. ..... 247
Figura 135 Deformaciones por peso propio ..... 248
Figura 136 Deformaciones por peso de la Baranda (RA) ..... 248
Figura 137 Deformaciones por peso del asfalto de la rodadura (DW) ..... 249
Figura 138 Diagrama de momento para DC ..... 250
Figura 139 Diagrama de fuerza cortante para DC ..... 250
Figura 140 Diagrama de Momento para RA ..... 250
Figura 141 Diagrama de fuerza cortante para RA ..... 251
Figura 142 Diagrama de Momento para DW ..... 251
Figura 143 Diagrama de momento para PL ..... 252
Figura 144 Diagrama de fuerza cortante para PL ..... 252
Figura 145 Diagrama de Momento Envolvente de la Carga Viva ..... 253
Figura 146 Diagrama de fuerza cortante envolvente de Carga Viva ..... 253
Figura 147 Distribución de acero en losa ..... 254
Figura 148 Diagrama de Momento envolvente por RESISTENCIA I ..... 254
Figura 149 Diagrama de Envolvente por cortante para RESISTENCIA I ..... 255

Figura 150 Diagrama de Momento para RESISTENCIA I ..... 260
Figura 151 Diagrama por Cortante de RESISTENCIA I..... 261
Figura 152 Acero longitudinal y acero por corte en viga Exterior e Interior ..... 263
Figura 153 Distribución de acero Transversal en viga Diafragma ..... 265
Figura 154 Acero Longitudinal de la viga Diafragma..... 265
Figura 155 Distribución de acero en la columna típica de la Pila ..... 273
Figura 156 Diagrama de interacción para la columna de la Pila ..... 274
Figura 157 Distribución de Acero en columnas y viga Cabezal..... 275
Figura 158 Abaco para determinar el Coeficiente de pandeo..... 276
Figura 159 Secciones del Arco en el arranque y la Clave ..... 276
Figura 160 Asignación de Cargas Actuantes..... 279
Figura 161 Asignación de cargas por RESISTENCIA I..... 280
Figura 162 Coeficiente de pandeo por RESISTENCIA I ..... 280
Figura 163 Diagramas Momentos máximos..... 282
Figura 164 Diagrama fuerzas cortantes máximas..... 283
Figura 165 Diagrama de interacción Pu-Mu..... 285
Figura 166 Diagrama de Interacción por Esbeltez..... 287
Figura 167 Valores Pu-Mu en la Clave..... 289
Figura 168 Diagrama de Pu-Mu en la clave ..... 290
Figura 169 Distribución de acero en arco..... 293
Figura 170 Diseño de Encepado ..... 298
Figura 171 Diagrama de interacción Pu-Mu para pilotes ..... 303
Figura 172 Diagrama de cuerpo libre de fuerza actuante en Cimiento..... 312
Figura 173 Diagrama interacción Pu-Mu ..... 317
Figura 174 Cimiento de estribo derecho sobre Roca..... 323

Figura 175 Dimensiones de Neopreno. ..... 333
Figura 176 Perfil armado para encofrado ..... 336
Figura 177 Perfil W6x9 ..... 336
Figura 178 Asignación de cargas en el modelo estructural de encofrado..... 340
Figura 179 FASE 01. Pilote central ..... 342
Figura 180 FASE 02. Encepado de pilote central + pilote izquierdo + cimiento derecho. ..... 342
Figura 181 FASE 03. Muro pantalla de los estribos izquierda, derecha, y central..... 342
Figura 182 FASE 04. Arco +pilas+ rampa ..... 343
Figura 183 FASE 05. Superestructura + baranda ..... 343
Figura 184 Geometría de Muro de contención. ..... 345
Figura 185 Estabilidad del Muro de contención. ..... 346
Figura 186 Presión de en Muro Pantalla. ..... 346
Figura 187 Presión en la Zapata..... 347
Figura 188 Armado de acero en Pantalla y Zapata. ..... 347
Figura 189 Programación Gantt con su respectiva ruta Crítica. ..... 351
Figura 190 Programación 4D, software SYNCHRO 4D Pro ..... 352
Figura 191 Cronograma Valorizado de Obra..... 353
Figura 192 Cronograma de Adquisición de Materiales ..... 353

# CAPÍTULO I

# INTRODUCCIÓN

Los puentes son estructuras esenciales construidos para salvar obstáculos como ríos, lagos e incluso atravesar zonas pobladas, son el eje para el desarrollo de la región debido a que implica intercambio comercial como en la agricultura, turismo, acceso a la explotación de los recursos naturales, etc.

Uno de los motivos del desarrollo de la presente tesis es aportar con el "DISEÑO PARA EL MEJORAMIENTO EN LA TRANSITABILIDAD, PROPUESTA ESTRUCTURAL EN EL PUENTE PACHAR, OLLANTAYTAMBO – CUSCO, 2019", que tiene la finalidad de contribuir a la solución de uno de los problemas que hoy se presenta en la comunidad de Pachar; asimismo la influencia a nivel de la Región de Cusco, esta propuesta mejorara la transpirabilidad vehicular y peatonal por ende dinamizara el turismo, también hará mejora en el transporte de productos cultivados en la Comunidad de Pachar hacia los mercados locales, por ser un punto de paso estratégico hacia la ciudad de Cusco, el Valle Sagrado y la provincia de La Convención.

La propuesta estructural consiste en el diseño de un puente tipo Arco Tablero Superior con una luz de 60 m sobre el rio Vilcanota y un tramo contiguo de puente tipo Viga Losa de 13m de Luz con un galibo de 7m en la margen izquierda conectado a una rampa diseñado a partir de paneles prefabricados de 1.50mx 1.50mx 0.14 m tensionados interiormente con material polimérico. Asegurando de esta forma que cumpla con la demanda de tránsito vehicular y peatonal, es de mencionar que este puente unirá la vía nacional Ollantaytambo-Urubamba con la vía regional Hurocondo-Pachar.

## 1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Estudiar una propuesta estructural sismorresistente para el mejoramiento en la transitabilidad vehicular y peatonal adaptado a las condiciones orográficas del punto de estudio.

La población de la localidad de Pachar se encuentra limitado por un único acceso que se encuentra en riesgo de colapso debido la fatiga de elementos estructurales del puente existente, conforme el estudio de evaluación realizado por PLAN COPESCO, limitando el desarrollo económico y comercial.

La vía férrea Pachar – Urubamba genera un paso a nivel que se encuentra muy cercano al puente existente, no contando con la señalética ni los radios de curvatura señalados en DG-2018 del ministerio de transporte y comunicaciones (MTC).

¿Cuál es la tipología de puente que se adapte a la orografía de la zona de estudio?

¿Cuál es la incidencia de la transitabilidad vehicular en las rutas alternas hacia la ciudad de Cusco a partir del punto de estudio, una vez contada con la propuesta estructural?

¿Qué medidas de seguridad se debe tomar para el diseño de cimentación de los estribos y su respectiva protección? Si, según las conclusiones de los estudios realizados por ANA e INDECI de la máxima avenida en el año 2010, que la falla de la mayoría de los puentes fue por socavación de estribos y falta de tirante de aire.

¿Como se realizará la compensación del desnivel existentes entre la margen derecha e izquierda?, si aunado a ello en la margen izquierda se encuentra la vía férrea Pachar – Urubamba y una vía carrozable de acceso a la estación de Pachar.

**DIAGNÓSTICO**. Al momento existe un puente arco tablero inferior metálico, con flecha de 2.50m y una luz de 30m teniendo una relación de flecha/luz de 1/12, que se encuentra fuera del rango óptimo de la relación flecha/luz (1/6), debido a esta relación el arco tiene mayores esfuerzos a compresión en el antifunicular y diagonales, siendo una de las causas principales de la presencia de fatigas en los elementos estructurales, debido a esta circunstancia el tránsito vehicular fue restringido vehículos medianos y pesados estando operativo para el paso de autos y peatones, es de mencionar que el puente existente es un **único acceso** a la comunidad de Pachar.

**Figura 1**

*Puente actual de estructura metálica tipo arco tablero inferior*




*Nota*. De un solo carril, parte de los elementos estructurales presentan fatiga.

## 1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

### 1.2.1. PROBLEMA GENERAL

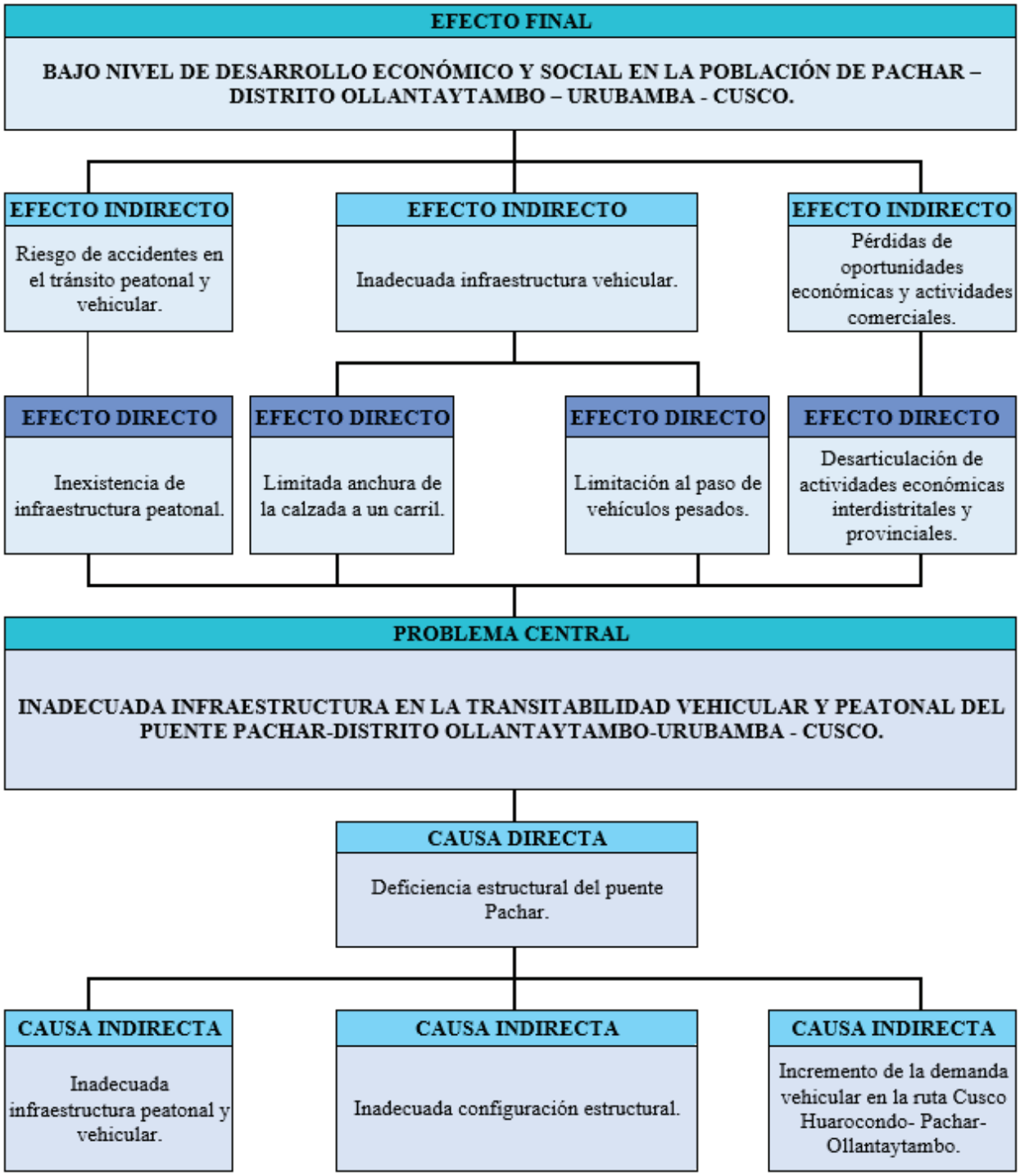
¿Cuál es la propuesta estructural para el mejoramiento en la transitabilidad vehicular y peatonal en el puente Pachar que cuente con un diseño geométrico, una estructura sismorresistente que los estribos estén seguros ante una posible socavación y tenga un tirante de aire por encima del Nivel de Aguas Máximas Extraordinarias (NAME)?

### 1.2.2. PROBLEMA ESPECIFICO

- ✓ ¿Cuál es la tipología de puente que mejor se adapte para el puente Pachar?
- ✓ ¿Cuál será la solución para salvar el paso a desnivel entre las vías carrozables, así como la vía férrea?
- ✓ ¿Cuál es el tipo de cimentación de los estribos que mantenga la estabilidad del puente ante una posible socavación?
- ✓ ¿Cuál es el trazo geométrico que cumpla con los parámetros contenidos en DG-2018 del ministerio de transporte y comunicaciones (MTC)?
- ✓ ¿Qué tipo de defensa ribereña requerirá el rio afluente proveniente de la quebrada de Huarocondo (Hatunmayu)?

**Figura 2**

*Árbol de problemas (Causa – Efecto)*



## 1.3. OBJETIVO DEL PROYECTO

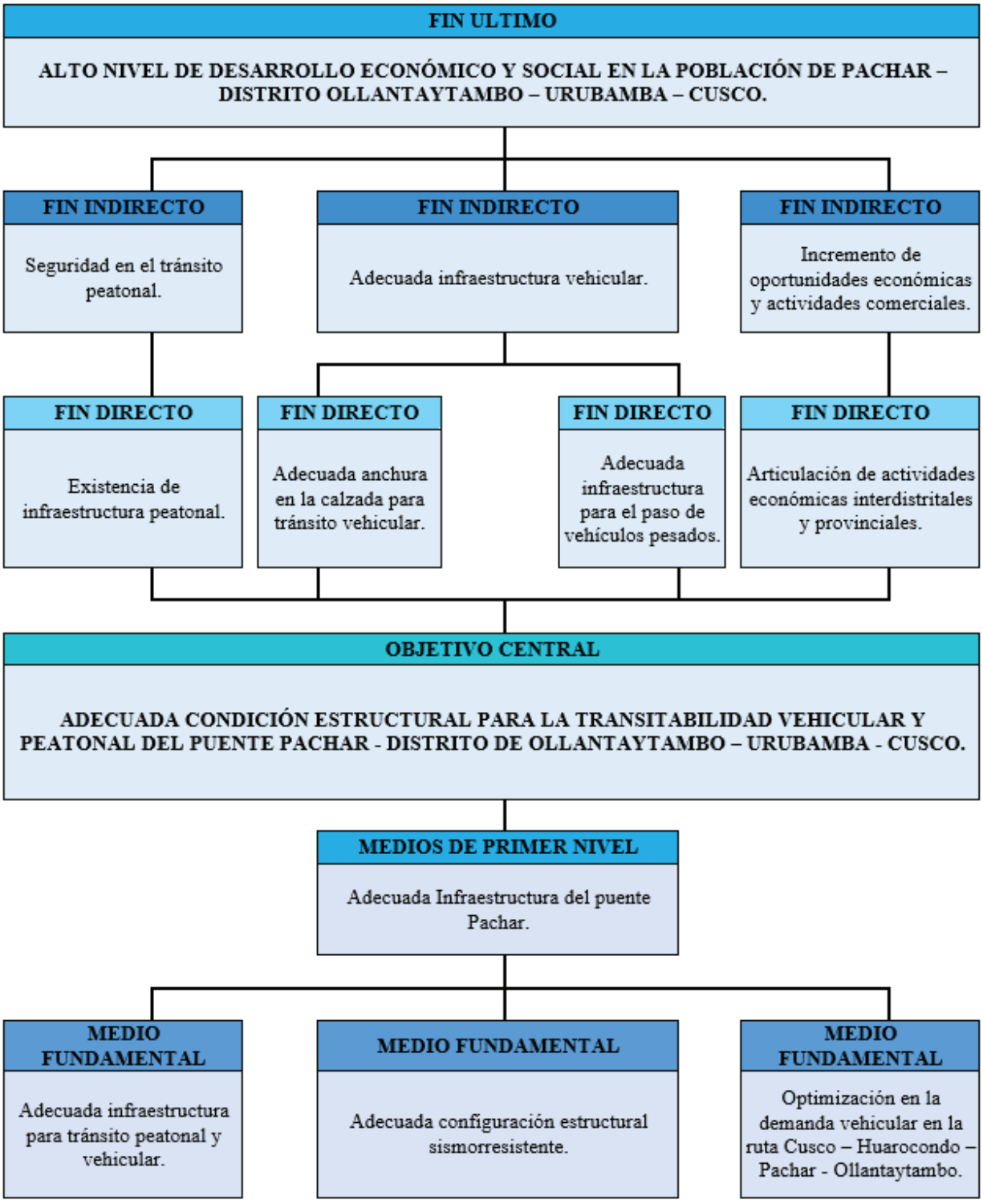
### 1.3.1. OBJETIVO GENERAL

Diseñar una propuesta estructural para el mejoramiento en la transitabilidad vehicular y peatonal que cumpla con un diseño sismorresistente con una adecuada fijación de cimiento de los estribos, que cuente con una altura mínima de galibo para el paso de vehículos y trenes asimismo cumpla con la demanda de tránsito vehicular.

### 1.3.2. OBJETIVO ESPECIFICO

- ✓ Diseñar una tipología de puente que este adaptado a la orografía de la localidad de Pachar.
- ✓ Diseñar un paso a desnivel entre las vías carrozables, así como la vía férrea.
- ✓ Diseñar un tipo de cimentación de los estribos que mantenga la estabilidad del puente ante una posible socavación.
- ✓ Realizar un diseño geométrico que cumpla con los parámetros contenidos en DG-2018 del Ministerio de Transporte y Comunicaciones (MTC).
- ✓ Diseñar una defensa ribereña para el rio afluente proveniente de la quebrada de Huarocondo (Hatunmayu).

**Figura 3**
*Árbol de Objetivos (Medios y Fines)*



## 1.4. JUSTIFICACIÓN DEL PROYECTO

Debido a que la localidad de Pachar se encuentra limitado a un único acceso vehicular y peatonal que además se encuentra en riesgo de colapso, impide el desarrollo económico y comercial con las poblaciones aledañas y la ciudad de Cusco, por lo que urge la necesidad de contar con una propuesta estructural de un puente para mejorar la transitabilidad vehicular y peatonal; asimismo, solucionar la interferencia de paso a nivel entre la vía férrea y el acceso vehicular hacia la localidad de Pachar.

Esta propuesta estructural pondrá en funcionamiento la infraestructura vial Huarocondo – Pachar que actualmente se encuentra asfaltada, entrando en servicio con la capacidad de deseño concebida; en consecuencia, se tendrá una ruta alterna de acceso a la ciudad de Cusco con menor distancia y menor tiempo de viaje.

**Tabla 1**

*Variación de tiempo con respecto a la ruta Pachar-Huarocondo*

| ITEM | RUTA | DISTANCIA (KM) | DURACIÓN (hr) | VARIACIÓN (Hr) |
|---|---|---|---|---|
| 01 | CUSCO-PISAC-URUBAMBA-PACHAR | 98.8 | 02:29 | 00:59 |
| 02 | CUSCO-POROY-URUBAMBA-PACHAR | 84.6 | 02:15 | 00:45 |
| **03** | **CUSCO-POROY-HUAROCONDO-PACHAR** | **60.9** | **01:30** | |

*Nota***.** Distancia y duración tomadas del Trazo de rutas en Google Maps

**Figura 4**

*Tres rutas principales de Pachar a Cusco.*



Ruta 01: Cusco-Calca-Urubamba-Pachar



Ruta 02: Cusco-Chinchero-Urubamba-Pachar



Ruta 03: Cusco-Anta-Huarocondo-Pachar

*Fuente*: Imágenes y rutas trazadas en Google Maps.

A partir del punto de estudio la **Ruta 03: Cusco-Anta-Huarocondo-Pachar** se puede apreciar que es la más corta frente a las otras y reduce el tiempo de viaje hasta 45min.

Estos son los motivos para el planteamiento del proyecto Tesis Intitulado "DISEÑO PARA EL MEJORAMIENTO EN LA TRANSITABILIDAD, PROPUESTA ESTRUCTURAL EN EL PUENTE PACHAR, OLLANTAYTAMBO – CUSCO, 2019", que tiene la finalidad de contribuir a la solución de uno de los problemas que hoy se presenta en la comunidad de Pachar; asimismo la influencia a nivel de la Región de Cusco, esta propuesta mejorara la transitabilidad vehicular y peatonal por ende dinamizara el turismo, también hará mejora en el transporte de productos cultivados en la Comunidad de Pachar hacia los mercados locales, por ser un punto de paso estratégico hacia el Valle Sagrado y la provincia de La Convención.

## 1.5. DELIMITACIÓN DEL PROYECTO

### 1.5.1. ALCANCES

El proyecto de tesis consiste en el diseño de un puente tipo Arco Tablero Superior con una luz de 60 m sobre el rio Vilcanota y un tramo contiguo adicional de sobrepaso vehicular y ferroviario de 13m de Luz con un galibo de 7m en la margen izquierda conectado a una rampa diseñado a partir de paneles prefabricados de 1.50mx 1.50mx 0.14 m tensionados interiormente con material polimérico y relleno selecto compactado al 95%.

### 1.5.2. LIMITACIONES

- Permisos para realizar los estudios de Ingeniería.
- Limitación económica para el alquiler de equipo para el ensayo de Diamantina insitu.

- Libre disponibilidad de terreno para mejor alternativa de solución.
- Falta de información para el diseño de esta tipología de Puentes.
- Falta de información meteorológica de caudales máximos por parte de SENAMHI
- Acceso de software especializado.
- Acceso a las normas actuales de AASTHO.

## 1.6. IMPORTANCIA DEL PROYECTO

**SOCIAL**. Con esta infraestructura la comunidad de Pachar se ha determinado las poblaciones beneficiarias conforme se presentan en las siguientes tablas:

**Tabla 2**
*Población Referencial y cálculo de Tasa de crecimiento*

| POBLACION DE LAS PROVINCIAS DEL CUSCO, ANTA, URUBAMBA, OLLANTAYTAMBO Y LA CONVENCIÓN | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Caracteristicas de la Población | 2007 | 2017 | 2022 | Tasa de Crecimiento |
| | Habitantes | Habitantes | Habitantes | |
| Anta | 54828 | 61353 | 85278 | 6.81% |
| Cusco | 108798 | 478494 | 665088 | |
| La convencion | 160552 | 162769 | 226243 | |
| Urubamba | 56685 | 33209 | 46159 | |
| Total Poblacion | 380863 | 735825 | 1022769 | |

Fuente. (INEI, 2017)

**Tabla 3**
*Población Potencial*

| POBLACION POTENCIAL | | | |
|---|---|---|---|
| | 2007 | 2017 | 2022 |
| Anta | 54828 | 61353 | 85278 |
| Chinchero | 9422 | 11651 | 16194 |
| Machupicchu | 5286 | 5614 | 7803 |
| Maras | 6258 | 6668 | 9268 |
| Ollantaytambo | 9851 | 11381 | 15819 |
| La Convencion (menos el Distrito de Ocobamba) | 160552 | 162769 | 226243 |
| TOTAL | 246197 | 259436 | 360606 |

Fuente. (INEI, 2017)

**Tabla 4**
*Población Objetiva*

| POBLACION OBJETIVA | | | |
|---|---|---|---|
| | 2007 | 2017 | 2022 |
| Maras | 6258 | 6668 | 9268 |
| Ollantaytambo | 9851 | 11381 | 15819 |
| TOTAL | 16,109 | 18,049 | 25,087 |

Fuente. (INEI, 2017)

**ECONÓMICO**. Dinamizara en el ámbito del comercio dado que su actividad principal es la agricultura, también habrá incremento en el turismo debido a que cuenta con restos arqueológicos.

**POLÍTICO**. En este ámbito le permitirá estrechar relaciones y convenios con otras entidades estatales y privadas, generando un desarrollo sostenible.

**TECNÓLOGICO**. El planteamiento de la propuesta estructural nos permite recurrir a uso de la metodología BrIM (Bridge Information Modeling).

**ACADÉMICO**. El presente trabajo de investigación contribuirá al material bibliográfico de la metodología de cálculo de puentes especiales, así mismo servirá como guía para el diseño de futuros puentes similares.

# CAPITULO II

# MARCO TEÓRICO

## 2.1. DEFINICIÓN DE PUENTES EN ARCO

El puente en arco se compone mediante dos elementos fundamentales. El arco, que es el elemento principal resistente, y su forma se determinada como el antifunicular de la carga permanente del puente; en segundo lugar, el tablero del puente, cuya geometría se acopla a les exigencias impuestas por la rasante de la carretera o ferrocarril y que su función resistente juega un papel secundario. Entre ellos se dispone de pilares que transfieren la carga del tablero hacia el arco, que es la que transmite hacia la cimentación. (Bisús, 2010)

La geometría del arco determina la fuerza necesaria que lo solicita, para que, bajo la acción de una carga permanente, sea casi exclusivamente compresión y que introduce una fuerte componente inclinada en el suelo de fundación.

Si el arco se encuentre muy abierto, aumenta la componente horizontal y aparecen flectores positivos y negativos a lo largo de toda la directriz. La importancia de estos esfuerzos depende de la cuantía de corrimiento y la relación flecha/ luz =f/L, que acción va a constituir uno de los parámetros importantes de puente en arco (Manterola, 2006)

## 2.2. PARTES DE UN PUENTE EN ARCO

Toda estructura de puente independientemente del material utilizado, el sistema estructural adoptado consta de las siguientes partes.

- Superestructura

- Subestructura
- Cimentación
- Pilotes
- Dispositivos de apoyo
- Elementos de accesorios

### 2.2.1. SUPERESTRUCTURA

**LOSA**. Es el sistema estructural que está formado por el tablero y la estructura portante, siendo el tablero el elemento donde son aplicadas directamente las cargas móviles de los vehículos y sus efectos son trasmitidos a la estructura portante. (Chen & Duan, 2000)

**PILARES**. Son los apoyos intermedios que están conformados por una, dos o múltiples columnas, para nuestro objetivo está conformado por dos columnas. A la ves estos elementos estructurales pueden estar apoyados directamente al suelo o en este caso es sobre el arco. (Chen & Duan, 2000)

**ARCO**. Un arco a veces se define como un miembro estructural curvo que abarca una abertura y sirve como soporte para las cargar sobre la abertura, el arco verdadero o perfecto, teóricamente es uno en el que solo una fuerza de compresión actúa en los centroides de cada elemento del arco (Chen & Duan, 2000)

### 2.2.2. SUBESTRUCTURA

Se encuentra compuesta por una serie de elementos en las cuales se aplican cargas provenientes de la superestructura y que a su vez transmiten hacia la cimentación.

**ESTRIBOS**. Son los apoyos extremos de la superestructura, las que transmiten cargas del apoyo hacia la cimentación, sirviendo también para contener el relleno.

**PILOTES**. Son elementos estructurales que están hechos de acero, concreto o madera. Se utilizan para construir cimentaciones con pilotes, que son profundas o superficiales (Das, 2012).

En la actualidad su uso es muy común debido a que existe equipos especializados para este tipo de trabajos lo que implica una reducción de costo en el proceso constructivo.

**DOWELS**. Son pasadores o varillas de acero corrugado que sirve para anclar a superficies duras como puede ser a una roca. (Ministerio de Transporte y Comunicacion - MTC, 2018)

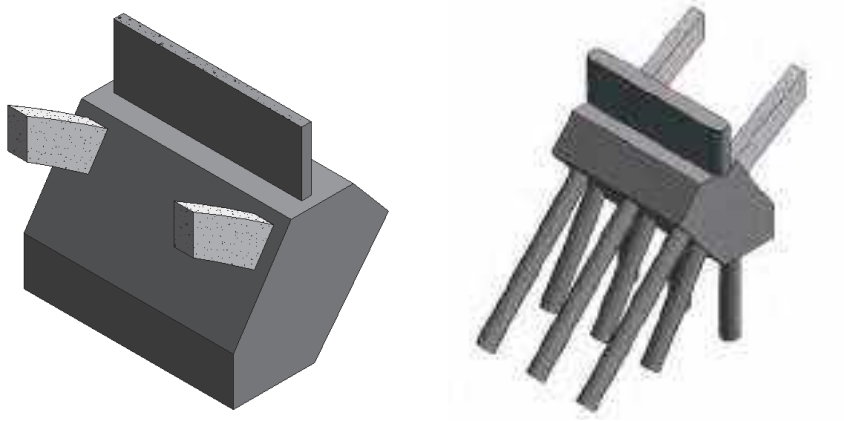
**CIMENTACIÓN**. Conjunto de elementos estructurales que permiten transmitir las cargas actuantes provenientes de la estructura hacia el suelo. En un puente existen básicamente dos tipos de cimentación (Das, 2012).

**SUPERFICIALES**. Cuando existe un buen suelo de cimentación (suelos granulares, roca), se hace uso de zapatas.

**PROFUNDAS**. Estos elementos se plantean generalmente donde el suelo es blando o Cuando el estrato resistente del suelo de cimentación se encuentra muy alejado de la superficie el cual sugiere el uso de pilotes y cajones de cimentación, como se muestra en la figura5. (Das, 2012),

**Figura 5**

*En la izquierda cimentación superficial, Derecha cimentación Profunda.*



Nota. Imagen tomada del modelo estructural BrIM (Puente Pachar)

### 2.2.3. DISPOSITIVOS DE APOYO

Son dispositivos que se encuentran ubicados entre la superestructura y la subestructura de un puente que tienen la función de transmitir cargas y posibilitar los desplazamientos y rotaciones.

## 2.3. CLASIFICACIÓN DE PUENTES EN ARCO

Los puentes tipo arco se apoyan en los extremos de la luz que presentan una geometría en forma de antifunicular determinada por la acción de la carga permanente. Esta tipología de puente transmite su peso propio y sobrecargas hacia los apoyos extremos mediante la compresión de los antifuniculares.

Con atención de la geomorfología, los puentes en arco se pueden clasificar conforme la vinculación y ubicación relativa del tablero con respecto al arco.

**Arco con tablero superior**. - la transmisión de la acción de las cargas del tablero hacia el arco se realiza por mediante los pilares.

**Arco con tablero intermedio. -** es una combinación de pilares que están sujetas a compresión y péndolas sujetas a la tensión. Debido a que parte de la superestructura está suspendida y el resto apoyada sobre los pilares.

**Arco con tablero inferior. -** a través de las péndolas o tirantes sujetas solo a tensión, debido a que el tablero se encuentra suspendida.

### 2.3.1. ARCO CON TABLERO SUPERIOR

Son varios los criterios y parámetros a controlar la variación de esta tipología de puentes.

**Material.** - Acero, concreto armado, construcción mixta para el arco y las pilas.

**Articulaciones.** - Arco bi-empotrado, arco biarticulado y arco tri-articulado.

**Sección transversal del Arco.** – Sección tipo cajón, de una o varias células. Sección rectangular maciza, secciones tubulares, celosías, etc. Que pueden ser variables desde el arranque hacia la clave del arco.

**Sección del tablero.** – Secciones tipo cajón, losa maciza, losa maciza pretensada, losa aligerada, vigas "T" o doble "T", sección mixta, tec.

**Relación arco Tablero.** – Pilares, tímpanos, etc.

**Distribución de rigideces entre arco y tablero.** Arco rígido-tablero flexible, arco flexible-tablero rígido.

**Directriz en planta del arco.** – Arco plano y espacial.

#### 2.3.1.1. PUENTES DE CONCRETO ARMADO CON TABLERO SUPERIOR

**Articulaciones.** En términos generales esta tipología de puentes arco con tablero superior generalmente se diseñan bi-empotrados en los extremos, debido al que las

articulaciones son elementos muy costosos y son de dudosa conservación. Deben evitarse siempre que se encuentre dentro de la posibilidad, debido a que introducen una gran deformabilidad en el arco y son obligatorias siempre que la cimentación genere grandes giros, siendo una situación difícil debido a que la cimentación siempre se plante en terrenos de buena resistencia (López, 1999)

La bi-articulación fue empleado, en puentes tan importantes como el puente Hokawazu de 170m de luz en Japón (1978) y también en el puente Pingonea de 210m de luz en Austra (1967).

El arco tri-articulado, no es construida hoy en día debido a su gran deformabilidad. Las articulaciones convierten el arco en un sistema isostático y por tanto facilitaría en calculo en circunstancias de cálculo limitadas. Los puentes Le Veudre y Boutiron en Vichy, Francia; fueron diseñados y construidos como tri-articulados por ingeniero Eugene Freyssinet, por motivos de gran deformación se tuvo que bloquear la articulación de la clave durante la puesta en marcha. (Manterola, 2006)

**Puentes arco Clásicos.** En la Tabla 5. se ha establecido las características más importantes de que se puede denominar puentes en arco clásicos debido a que se han construido desde los años 30 del siglo XX y que se siguen construyendo en la actualidad si sufrir cambios significativos. El ingeniero Javier Manterola presenta un cuadro de resumen de diversos puentes en arco, resaltando los parámetros mecánicos fundamentales como la relación flecha/Luz (f/L), relación de la altura de la sección en el arranque y luz (Ea/L), y finalmente la relación altura de la sección de la clave y la luz (Ec/L).

**Tabla 5**

*Puente de Arco (Carretera)*

| E | L | f/L | Ec/L | Ea/L | |
|---|---|---|---|---|---|
| Krk I (1980) | 390 | 1/6,5 | 1/60 | 1/60 | A.V.A |
| Parramata (1964) | 304,79 | 1/7,46 | 1/71 | 1/43,5 | Cimbrado |
| Foz Iguazu (1965) | 290 | 1/5,47 | 1/90 | 1/60 | Cimbrado |
| Bloukrans (1983) | 272 | ¼,4 | 1/75 | 1/48 | A.V.A |
| Arrabida (1963) | 270 | 1/5,19 | 1/90 | 1/60 | Cimbrado |
| Sando (1943) | 264 | 1/6,6 | 1/91 | 1/52,8 | Cimbrado |
| Chateaubriand (1991) | 261 | 1/8,1 | 1/62 | | A.V.A |
| Shibenik (1966) | 246,1 | 1/8 | 1/84,0 | 1/66,6 | A.V.A |
| Krk II (1980) | 244 | 1/5,14 | 1/61 | 1/61 | A.V.A |
| Fiumarella (1961) | 231 | 1/3,5 | 1/115 | 1/35 | Cimbrado |
| Martin Gil (1942) | 200,00 | 1/3,35 | | | Cimbrado |
| Regenta (1996) | 194 | 1/3,8 | 1/80 | 1/46 | A.V.A y D. |
| Plougastel (1930) | 3x186 | 1/6,5 | 1/37,9 | | Cimbrano |
| Traneberg (1934) | 181 | 1/6,8 | 1/61 | 1/36,2 | Cimbrado |
| Valle Grosse Muhl (1991) | 170 | 1/3,43 | 1/68 | 1/56 | A.V.A |
| Hokawazu (1974) * | 170 | 1/6,4 | 1/70 | 1/56 | A.V.A y D. |
| Neckarburg | 154 | 1/3,1 | 1/51 | 1/51 | A.V.A |
| Podalsko | 150,8 | 1/3,5 | 1/56 | 1/32 | |
| Puddelford | 150,1 | 1/6 | 1/108 | 1/61 | |
| La Guaira (1952) | 150 | 1/4,75 | 1/50 | 1/50 | A.V.A |
| Argentobel (1987) | 143 | 1/4,8 | 1/55 | 1/34 | Girado |
| Berna | 150 | 1/46 | 1/46 | 1/30 | |

*Nota*. A.V.A.: Avance en voladizo arco, A.V.A.D.: Avance en voladizo arco y dintel, Ec: espesor en la clave, Ea: espesor en el arranque, L: Luz del arco, f: Flecha en clave. Fuente. (Manterola, 2006).

**ESTOS PUENTES SE CARACTERIZAN POR:**

**Condiciones de borde**. Generalmente son arcos bi-empotrados, teniendo en cuenta que las configuraciones bi-articuladas y tri-articuladas en la actualidad ya no se emplean para nada.

**Directriz y flechas de arco**. La directriz del arco, debe seguir la curva antifunicular de las cargas permanentes sobre la estructura de puente (arco + tablero + pilares), resultando una curva parabólica cuadrada. En principio la flecha utilizada debería ser la mayor posible, para reducir los esfuerzos generados sobre el concreto armado y las

cargas sobre la cimentación, para mantener dentro de los límites aceptables en deformaciones y esfuerzos transferidos al suelo de cimentación. (Galante & Astiz, 2017)

El arco es el resultado de la relación entre la Flecha y la Luz, por lo que en un puente arco con tablero superior, al aumentar o disminuir la flecha incide directamente en el aumento o disminución de la luz del puente. La relación entre la flecha y la luz se encuentra entre las relaciones de 1/3 a 1/12, dependiendo de la experiencia del proyectista y los problemas que derivan de las propiedades del suelo de fundación.

**Arco**. En nuestro entorno, el arco es generalmente es una viga rectangular de sección variable, pero también existen puentes en arco de sección cajón, de una, dos o tres células. Estas secciones por lo general son livianas y tienen una gran capacidad de eliminar las tracciones producidas por las flexiones debidas a la sobrecarga.

**TABLERO**. El tablero se encuentra apoyada al arco a través los pilares, que acompaña en su deformación. Cuanto mayor es la luz del puente, mayor es la inercia del arco siendo la que predomina, por lo que recibe todo el efecto generado por las cargas disimétricas y en el tablero se dispone el efecto de las cargas directas y la de flexión que se produce en los soportes, debido a las flechas del arco.

**RELACIÓN ARCO-TABLERO**. La relación entre el arco y el tablero es por medio de los pilares verticales. El tablero continuo se encuentra apoyada sobre los pilares, que se disponen empotradas en el arco y la vez son los que transmiten las cargas permanentes y sobrecargas hacia los cimientos, y se dispone una junta en el tablero sobre los pilares extremos. (Galante D. , 2009)

Cuando el arco y el tablero son empotrados entre sí en la clave, las deformaciones del tablero y la del arco se igualan.

**Arcos con dirección no convencional**

Se distingue un problema relativo entre la luz del arco y la separación de los pilares que sostienen el tablero. En una configuración de arco clásico la disposición de pilares se encuentra en un orden de 8 a 10, sobre el antifunicular de las cargas permanentes, generando de esta manera luces pequeñas en la configuración del tablero. Tenemos dos opciones para realizar en el acceso de un viaducto: mantener la separación de las columnas del arco, o variar el ritmo, pasando a una luz mayor. Se establece, que este último caso genera una configuración de transmisión entre ambos tramos del dintel, que se resuelve colocando una gran pila de separación. La configuración descrita fue la más usada durante la época del concreto armado. En la actualidad se impone el concepto de que el viaducto de acceso pasa de una margen a otra con la misma cadencia, apoyándose en una en el suelo y la otra sobre el arco.

**Arcos delgados – Tableros gruesos**

El arco de esta tipología de puentes sigue el antifunicular de carga permanente que se encuentra reducida a su mínima expresión. El área planteada debe ser lo suficiente para poder transportar las cargas axiales del arco, teniendo en cuenta que el tablero tiene toda la rigidez de la estructura.

En estas condiciones bajo la acción de la carga permanente, el comportamiento del puente es normal. Bajo la acción de sobrecargas no simétricas, el tablero resuelve el papel central y convertir en antifunicular la parte de carga que va a transmitir al arco y las flexiones las debe resistir el.

La aplicación de esta tipología de puentes ha sido muy escasa debido a la falta de inercia del arco, impide eliminar los encofrados hasta que el vaciado de concreto y endurecido el tablero.

**Figura 6**

*Puente en Arco Tablero Superior de concreto (Huaccaychaca)*



*Nota.* Doble carril, luz es de 75m del arco principal, cuatro pilas cada una con dos columnas, flecha es de aproximadamente de 11.50m

### 2.3.1.2. PUENTES METÁLICOS CON TABLERO SUPERIOR

Este tipo de puentes se presentan conforme dos modalidades, estructura en celosía o en sección cerrada, ya sea cajón rectangular o tubos. La estructura en celosía sigue la tradición del puente metálico del siglo XIX y a la fecha ha prolongado su vida, principalmente en USA y Japón. Entre ellos se encuentra el récord mundial de puente arco, el New River Gorge (USA) de 518.5m longitud del vano, 22m de anchura (1997), 924m de longitud del tablero y una relación flecha/luz de 1/4.8, se trata de un puente arco biarticulado, construido en avance en voladizo atirantado, y un dintel, también en celosía de 5.5m de canto que discurre sobre los pilares, separados entre sí 42.5m. (Manterola, 2006)

**Figura 7**

*Puente arco tablero superior Metálico*



*Nota*. Arco Bi-articulado. Fuente: (Wikipedia, 2022)

Dentro de los puentes de sección cajón tenemos el puente en arco, bi-empotrado, de Queenston-Lewiston de 305m longitud del vano, 35m de anchura (1997), 486m de longitud del tablero y una relación flecha/luz de 1/5.2, se trata de un puente arco biempotrado.

**Figura 8**

*Puente arco tablero superior*



*Nota.* Puente Bi-empotrado, Fuente: (Wikipedia, 2022)

Adicional a lo mencionado se puede indicar que la configuración espacial del puente en arco con tablero superior no es usual. La excentricidad de la carga exterior se recoge con toda facilidad dando rigidez a torsión, estableciendo como es más frecuente,

dos arcos paralelos adecuadamente dispuestos bajo el dintel, los cuales se reparte entre si ese efecto. (Manterola, 2006)

### 2.3.2. ARCOS CON TABLERO INTERMEDIO E INFERIOR

La morfología de este tipo de puente, responde a que evitar las relaciones flecha/luz sean muy pequeñas que convierten el puente muy vulnerable ante los asientos de los apoyos y las deformaciones impuestas por el cambio de temperatura, fluencia y retracción. En la clasificación de esta tipología de puentes se hará uso del apartado anterior y los dividiremos en arcos de concreto, arcos metálicos y Mixtos.

#### 2.3.2.1. ARCOS DE CONCRETO ARMADO CON TABLERO INTERMEDIO E INFERIOR

Así como existe una reactualización de esta tipología cuando se utiliza el acero, en concreto armado se ha quedado anclado en las formidables realizaciones de primera mitad del Siglo XX.

**Tabla 6**

*Puente tablero intermedio*

| | L(m) | f/L | $e_c$/L | $e_a$/L | b/L | D | N°s ep | Juntas Tablero |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Novi Sad (1961) | 235 | 1/6.5 | 1/47 | 1/66 | 1/94-1/50 | 16.5 | 23 | En el centro |
| Das Antas | 186 | 1/6.5 | 1/62 | 1/37.2 | 1/124 | 8.7 | 29 | |
| La Roche – Guyon (1935) | 161 | 1/7 | 1/60 | 1/111 | 1/115-1/53 | 9.4 | 20 | En la reunión con el arco |
| Canada – Treeguier (1954) | 153 | 1/5.8 | 1/66 | 1/43 | 1/72-1/43 | 12.3 | 23 | En el centro |
| Castelmoron (1933) | 143 | 1/6.4 | 1/119 | 1/102 | 1/143 | 7.0 | 12 | En extremo tramo principal |
| V. sobre el Ródano (Ferrocarril-vía doble) | 124 | 1/5 | 1/97 | 1/55 | 1/56 | 10.7 | 25 | A cuartos de la luz |
| P. DjurÓ (Estocolmo) (1962) | 185 | 1/5.5 | | | | | | |

L: Luz.
F: Flecha.
$e_c$: Canto clave.
$e_a$: Canto arranques.
b: Ancho arco.
d: Separación entre arcos.
N° sep: Numero de divisiones del arco por las péndolas o puntuales.

*Nota.* Parámetro importante de las relaciones de Flecha, Espesor en el arranque y Espesor en la clave con respecto a su Luz. Fuente: (Manterola, 2006).

- **RELACIÓN FLECHA LUZ. –** En un puente arco con tablero intermedio o inferior, la flecha y la luz son valores independientes, por lo que establecer su relación depende de la eficiencia resistente y el diseño. Las relaciones f/L oscilan en casi todos los casos es alrededor de 1/6.
- **DIMENSIÓN DEL ARCO. –** La sección del arco, es reflejo de la cantidad de la carga axial de transporte. La inercia vertical se encuentra sujeta la relación con el tablero. Si gran parte de la inercia se encuentra en el tablero de arco se convierte en un elemento tipo membrana con mínima flexión. La inercia horizontal y la rigidez torsional se enfrentan con el pandeo y las acciones del viento.

La esbeltez de este tipo de puentes varía alrededor de L/40 a L/60, que son valores mayores correspondientes a la de un puente arco con tablero superior.

**Tabla 7**

*Puente arco - tablero inferior*

| | L (m) | F/L | ec/L | ea/L | n° sep | D | ancho arco |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| TISA | 154 | 1/6.53 | 1/225 | 1/210 | 15 | 8.7 | 1.2 |
| COUDETTE | 111.28 | 1/6.75 | 1/89 | 1/80 | 13 | 8.25 | 1.1 |
| ANGERMANALVEN | 90.7 | 1/5.7 | 1/90 | 1/90 | 15 | 6.0 | 0.8 |
| HAGEN | 93.2 | 1/6.5 | 1/55 | 1/42 | 13 | 12.9 | 2.2 clave 1.2 arr. |
| | 74 | 1/5.75 | 1/31 | 1/37 | 13 | 14.3 | 1.4 |
| PEDRIDO | 75 | 1/5.8 | 1/43 | 1/68 | 19 | 7 | 1.2 |
| SALADO | 80 | 1/5.3 | 1/52 | 1/52 | 11 | | |
| S.BERNARDINO | 74 | 1/ 4.8 | 1/28 | 1/28 | 17 | 5.5 | 0.9 |
| TUNEZ | 92 | 1/5.9 | 1/35 | 1/35 | 23 | 6.9 | 0.9 |
| TWENTLE | 67 | | 1/41 | 1/32.5 | 11 | | 0.9 |
| ALCANTARILLA | 64 | 1/7.8 | 1/64 | 1/64 | 13 | | 2x1.5 |

L: Luz
F: flecha
ec: Canto clave
ea: Canto arranques

*Nota.* En la tabla se presenta los parámetros principales del arco. Fuente**:** (Manterola, 2006)

- **ARRIOSTRAMIENTO TRANSVERSAL. –** Se ha visto que los problemas de pandeo es su plano son controlados por la inercia del tablero y por esa razón el espesor del arco puede tomar valores dentro de un determinado limite.

El pandeo fuera del plano es resuelta, normalmente por la dispersión de un arriostramiento transversal dispuesta entre los arcos, también está controlado por la componente transversal que producen las péndolas cuando el arco se empieza a salir del plano.

En el punto donde el arco y tablero se unen, se dispone un arriostramiento más importante que recoge las fuerzas transversales de viento y las transporta al tablero.

En caso de que los puentes son muy anchos, el arriostramiento entre arcos resulta visualmente excesivo, porque en este caso es conveniente eliminar el arrostramiento superior, por lo que es necesario estudiar el pandeo del arco fuera del plano, así como asegurar la rigidez de la misma.

**Figura 9**

*Arriostramiento del puente en arco*



*Nota.* Modelo de puente en midas civil con las riostras, Fuente: (MIDAS LA, 2022)

- **JUNTAS DE DILATACIÓN. –** La junta de dilatación para un puente arco tablero intermedio, es situarla sobre la riostra transversal que se dispone en el punto de contacto entre el arco y tablero. En un puente con tablero inferior, no se disponen juntas intermedias, debido a que el arco y el tablero se mueven en conjunto y es el conjunto que se desplaza respecto a los estribos.

### 2.3.2.2. ARCOS ESPECIALES

Durante muchos años la disposición de los arcos en forma paralela fue la más frecuente y casi única. Sin embargo, en tiempos modernos se adoptan por otras disposiciones, situados en los bordes del tablero que se tumban hacia adentro o hacia afuera. Hay casos en que se dispone un solo arco en el eje del puente o también se encuentra situado en un solo lado, o también se inclina de un lado hacia otro (Manterola, 2006)

**Figura 10**

*Puente arco metálico (Urubamba)*



*Nota.* Luz de 75m, el tablero está suspendido por cables

### 2.3.2.3. ARCOS METÁLICOS CON TABLERO INTERMEDIO E INFERIOR

El puente en arco de estructura metálica, se ha ido produciendo sin interrupción desde las realizaciones del siglo pasado y principios de presente siglo.

El puente arco con tablero intermedio se puede plantear cuando se tiene un buen suelo de cimentación, el arco se apoya en la cimentación planteada, en caso que de que la cimentación sea mala, el empuje del arco se compensa en parte por el semiarco posterior y en parte se conduce al dintel. Este tipo de puentes se caracteriza por una relación flecha /luz de 1/4.7, una relación c/L que varía entre 1/67 y 1/134 y dintel elemental formado por dos vigas doble T.

El puente arco metálico con tablero inferior, ha tenido un mayor desarrollo, tanto en cantidad como en diversidad y todo ello debido a la independencia de las características geotécnicas del terreno. (Manterola, 2006)

**Figura 11**

*Puente arco metálico tablero inferior*



Fuente. (Wikipedia, 2022)

## 2.4. SELECCIÓN DE LA TIPOLOGÍA DE PUENTE

### 2.4.1. CRITERIOS TOMADOS PARA LA ELECCIÓN DEL PUENTE

#### 2.4.1.1. POR EL MATERIAL DE SUPERESTRUCTURA

Se puede apreciar que la tipología del puente para una luz de 60 metros, se encuentra enmarcado por cinco tipos, las cuales se resaltan en el cuadro mostrado a continuación:

**Tabla 8**

*Material versus Rango de Luz*

| | Material | Rango luz (m) |
|---|---|---|
| Losa | C° Armado | 0 - 12 |
| | C°Preesforzado | 10 - 40 |
| Vigas | C° Armado | 12 - 18 |
| | C° Preesforzado | 25 - 325 |
| | Acero | 30 - 300 |
| Reticulado | Acero | 50 - 600 |
| Atirantado | Concreto | 50 - 500 |
| | Acero | 100 - 1000 |
| Colgante | Acero | 300 - 2000 |
| Arco | C° Armado | 80 - 390 |
| | Acero | 130 - 400 |
| | Acero reticulado | 30 - 300 |

Fuente. (Guevara, 2014)

#### 2.4.1.2. POR LA FORMA DE LA SUPERESTRUCTURA

La forma de la superestructura puede comprender como: Losa Maciza, Losa aligerada, Viga Cajón, Vigas T, Vigas I y Sección Compuesta, Arco, Atirantado, Colgante, Pórtico, Reticulado.

La relación de tipos de acuerdo a la forma de la superestructura, se relaciona con el tipo de material por lo que recurrimos al criterio anterior para la elección.

### 2.4.1.3. POR EL TRAZO GEOMÉTRICO

De acuerdo al trazo geométrico se puede definir: Recto, Esviado, Curvo; Conforme el trabajo en gabinete de proceso de datos del levantamiento topográfico se considera un tipo de **Puente Recto.**

### 2.4.1.4. POR LA VIDA ÚTIL

De acuerdo al trazo geométrico planteado se tiene: Provisionales, Definitivos; Lo que pretende la presente investigación de acuerdo a la vida útil esperado es un **Puente definitivo.**

### 2.4.1.5. POR EL TIPO DE APOYO

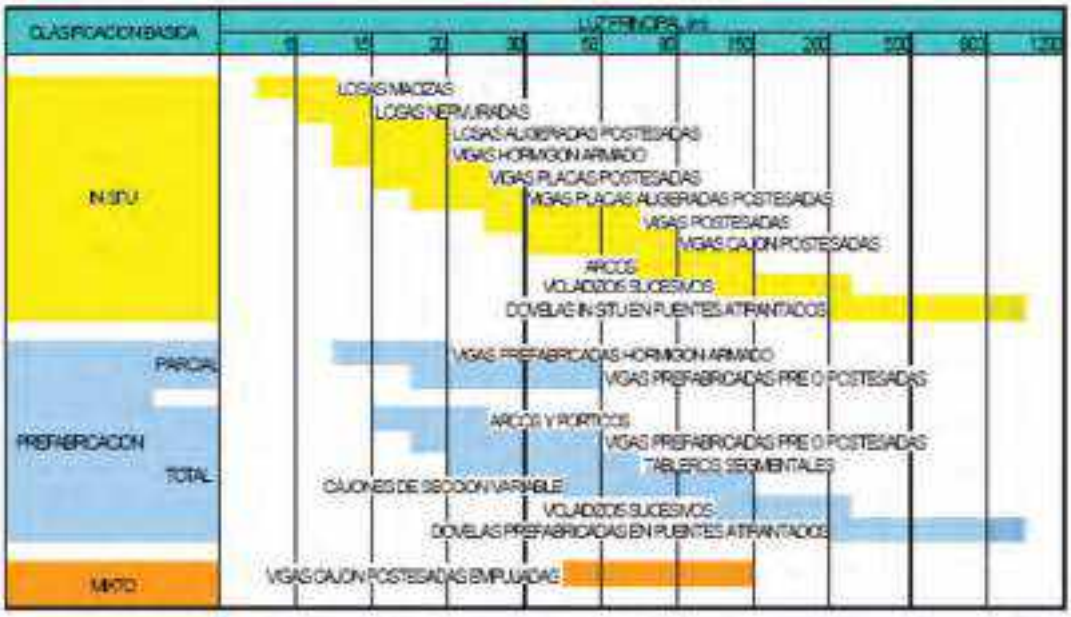
Conforme el tipo de apoyo del tablero se tiene los siguientes tipos: Isostático, Simplemente apoyado, Cantiléver, Continuo, Pórtico. De acuerdo al tipo de apoyo establecido por el tablero se considera como un **Puente Simplemente Apoyado.**

### 2.4.1.6. POR EL TIPO DE PROCESO CONSTRUCTIVO

Existe la posibilidad de realizar una correlación del tipo de sistema constructivo con la luz principal que se tiene que salvar, para dicho objetivo se presenta el siguiente cuadro:

**Figura 12**

*Tipo de Puente versus Proceso constructivo*




Fuente. (Guevara, 2014)

De acuerdo al tipo de proceso constructivo, se considera como un **Puente con sistema constructivo Insitu**.

### 2.4.1.7. POR EL TIPO DE CIMENTACIÓN

De acuerdo al tipo de cimentación se tiene los siguientes tipos: Superficial, Profundo.

Esto es determinado conforme el estudio de suelos realizado, teniendo que el estribo derecho requiere una cimentación superficial, en cambio el estribo central e izquierdo requiere una cimentación profunda, por lo que para cumplir el presente criterio se considera como un **Puente con Cimentación Profunda.**

### 2.4.1.8. POR EL COSTE DEL TIPO DE PUENTE

En el siguiente cuadro se presenta la relación de costo aproximado de los tipos de puente y la luz del vano central.

**Tabla 9**

*Tipo de Puente versus Costo*

| ENTIDAD | LUZ(m) | COSTOS POR TIPO DE PUENTE ($/M) | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | Concreto Armado | Concreto Postensado | ESTRUCTURA METALICA | | |
| | | | | Vigas | Reticulado | Colgante |
| CISMID | 15 | | | 15,400 | | |
| | 30 | | | 10099 | | |
| | 40 | | | 9830 | | |
| | 60 | | | | 14,920 | |
| MTC | < 30 m. | 6000 | | | | |
| | 30 a 60 m. | | 8000 | | 10000 | |
| | 60 a 100 m. | | | | 150003 | |
| | > de 100 m. | | | | | 25000 |

Fuente. (Guevara, 2014)

Del cuadro anterior, se puede indicar que el costo de **Concreto Armado** es la opción más económica para la construcción de un puente.

### 2.4.1.9. ELECCIÓN DEL TIPO DE PUENTE

Conforme los criterios desarrollados anteriormente, se consideran las siguientes alternativas: Puente reticulado, Vigas pretensadas, Puente Viga losa – Postensado, Puente en Arco. Respecto a la función estructural se puede decir que los tipos seleccionados que cumplen en cubrir la luz planteada. Respecto al costo podemos diferenciar dos etapas: la Construcción y el mantenimiento.

El costo durante la etapa de construcción en concreto armado en más económico que las otras alternativas, teniendo en cuenta que los puentes de acero tienen un costo muy

elevado en la etapa de operación y mantenimiento, asimismo los trabajos de Postensado requieren la instalación de equipos para realizar dicho trabajo, el cual encarece el costo de la obra, por otro lado debido a que requerimos cubrir una luz de 60 metros si verificamos la opción de pretensado, este trabajo requiere ser realizado en una planta concretera que cuente con equipos y encofrados del tipo de viga a utilizar y esto solo es el inicio del problema debido a que en el momento de transporte de dicha viga requeriríamos una carretera que sea tangente en la mayor parte del tramo o solo tenga radios de curvatura mayores o iguales a 60 metros, pero esto no es posible debido a que contamos con una carretera de cusco hacia Pachar que tiene radios de curvatura de 20 metros lo impide esta opción. Tomando en cuenta el aspecto económico, la forma de tablero, el proceso constructivo y la vida útil del puente, siendo incidentes en la decisión de elegir la cuarta alternativa el cual se describe en el siguiente ítem.

### 2.4.2. PUENTE EN ARCO DE CONCRETO TABLERO SUPERIOR

**Condiciones de borde**. Se plantea un puente Arco con tablero superior bi-empotrado en los extremos, debido a que en el estribo derecho se encuentra con una cimentación sobre una roca fija, donde se adaptará una cimentación especial que tiene como función la distribución optima de esfuerzos del arco; de mismo modo en el estribo izquierdo se encuentra un suelo granular mal graduado (GP) que mediante sistema de Pilotes se encuentra a una profundidad de 15m para alcanzar a roca fija.

**Directriz y flechas de arco.** La flecha interior, es medida desde la base de los arranques empotrados en la cimentación hasta la cara inferior (Intrados) de las secciones centrales de los arcos parabólicos es de 10.50 metros, haciendo que la directriz del arco,

siga una curva antifunicular, con una relación Flecha/Luz de 1/6, siendo la más ideal para esta tipología de puentes.

**ARCO**. Es la estructura principal de este proyecto, que cumple con la función de soportar la distribución del peso propio del tablero, pilares intermedios y del paso vehicular pesado, consiste en un arco con desarrollo del antifunicular mediante una viga rectangular de concreto armado de ancho constante y peralte de sección variable hacia la clave del arco. (Galante D. , 2009)

**TABLERO**. El tablero se encuentra apoyada al arco a través los pilares, que será conformada por una losa maciza de concreto armado de calzada, de 0.20m de espesor y 0.325 en el centro de la calzada, 7.20m de ancho efectivo para el tránsito vehicular. Esta losa tiene un recubrimiento de pavimento asfaltico con 2.5% de pendiente del centro hacia las marcas viales.

## 2.5. MATERIALES

Para la construcción de puentes carrozables y peatonales en nuestro entorno, los materiales que se utilizan son básicamente el concreto y el acero, teniendo en cuenta que el acero nos proporciona tres formas de uso, a manera de varillas en puentes de concreto armado, de acero estructural para puentes reticulados y barras o torones para el caso de puentes atirantados y colgantes.

**CONCRETO**. El concreto a utilizar en puentes es de 280 kg/cm2 de resistencia cilíndrica como mínimo, para todos los elementos de la superestructura así mismo el tipo de cemento a utilizar será Tipo I. (TNP 334.009 2016) .

**ACERO**. Las varillas de refuerzo también conocidas como barras corrugadas, son usadas como refuerzo de elementos de concreto armado, debido a su alta adherencia con el concreto por contar formas de corrugado, que están ceñida a la siguiente normativa.

- NTP 341.031. Grado 60. Norma Técnica Peruana - Barras de acero al carbono, corrugadas, para refuerzo de concreto armado.
- ASTM A615/A615M Grado 60. Standard Specification for Deformed and Plain Carbon-Steel Bars for Concrete Reinforcement.
- Norma Técnica de Edificaciones – E060. Concreto armado.

**Tabla 10**

*Especificaciones técnicas del acero Corrugado*

| Designación de la barra corrugada | Peso métrico nominal kg/m | Dimensiones nominales | | | Dimensiones resaltes (mm) | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | Diámetro mm | Área sección nominal | Perímetro nominal mm | Espaciamiento promedio máximo | Altura promedio mínimo | Separación (GAP) 12% del perímetro nominal máxima |
| 6 mm | 0.220 | 6.0 | 28 | 18.8 | 4.2 | 0.24 | 2.35 |
| 8 mm | 0.395 | 8.0 | 50 | 25.1 | 5.6 | 0.32 | 3.14 |
| 3/8" | 0.560 | 9.5 | 71 | 29.9 | 6.7 | 0.38 | 3.60 |
| 12 mm | 0.888 | 12.0 | 113 | 37.7 | 8.4 | 0.48 | 4.71 |
| 1/2" | 0.994 | 12.7 | 129 | 39.9 | 8.8 | 0.51 | 4.90 |
| 5/8" | 1.552 | 15.9 | 199 | 49.9 | 11.1 | 0.71 | 6.1 |
| 3/4" | 2.235 | 19.1 | 284 | 59.8 | 13.3 | 0.97 | 7.3 |
| 1" | 3.973 | 25.4 | 510 | 79.8 | 17.8 | 1.27 | 9.7 |
| 1 3/8" | 7.907 | 35.8 | 1006 | 112.5 | 25.1 | 1.80 | 13.7 |

Fuente. (SIDERPERU, 2019)

## 2.6. CÓDIGOS QUE RIGEN EL DISEÑO DE PUENTES

El diseño estructural de los puentes, está basado en las partes aplicables de las Normas Técnicas y Reglamentos para Diseño siguientes:

- Manual de Diseño de Puentes 2018 (MTC)

- AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SAPECIFICATIONS Seventh Edition, 2014.
- Instituto americano del concreto (ACI) 318-05.
- Especificaciones del American Institute of Steel Construcction (AISC) Aplicables al diseño de puentes en acero.
- Diseño Geométrico DG-2018 (MTC)
- Reglamento nacional de Edificación 2020

## 2.7. METODOLOGÍA AASHTO-LRFD

### 2.7.1. FILOSOFÍA DEL DISEÑO

Los puentes deben ser diseñados considerando los estados límites a fin de cumplir con los objetivos de constructibilidad, seguridad y serviciabilidad, adicionalmente también se debe considerar la relación de aspectos de inspeccionabilidad, economía y estética.

Se puede adicionar que los aspectos que determinan una filosofía de diseño, también pueden ser, la vida útil de servicio de la estructura, el nivel de mantenimiento a considerar con la finalidad de preservar la resistencia original de la estructura, formas de evitar la falla frágil, la redundancia que tiene la finalidad de representar en forma precisa los efectos de fuerzas aplicadas sobre la estructura.

La seguridad pública es principal responsabilidad de ingeniero proyectista, y este aspecto es, en el que establece y controla la seguridad e integridad de la estructura del puente durante el proceso de diseño.

### 2.7.2. ESTADOS LÍMITES Y COMBINACIÓN DE ACCIONES

En el código AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN, se establece el diseño por medio de Estados Limites, con la finalidad de proveer una estructura capaz de soportar con seguridad las cargas de diseño para una vida útil especificada. El término de estado limite, es utilizada para definir la condición o circunstancia que podría causar que la estructura o parte de ella deje de cumplir total o parcialmente la función para la que originalmente fue diseñada . (AASHTO, 2014)

#### 2.7.2.1. ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA

Tiene la finalidad de garantizar que el puente proyectado se encuentre provisto con la suficiente resistencia y estabilidad, tanto local como global en presencia de cargas permanentes y cargas vivas. Para que, de esta forma, la estructura sea capaz de soportar las combinaciones de carga consideradas significativas, según las acciones que pueda experimentar en el proceso de diseño.

Si la resistencia de cualquier miembro de la estructura del puente es excedida, esto incluye las conexiones y empalmes, se considera que la resistencia del puente fue excedida, siendo lo anterior la razón del estado límite de resistencia.

**Resistencia I**.- Son las combinaciones básicas que representa el uso vehicular normal del puente, sin acción del viento.

**Resistencia II.-** Son las combinaciones de cargas que representa el uso del puente a partir de vehículos de diseño especiales especificados por el propietario, incluye los vehículos de circulación restringida, o ambos, sin acción del viento.

**Resistencia III.-**Son las combinaciones de cargas que representa el puente expuesto a vientos de velocidades superiores a 90 Km/h

**Resistencia IV.-** Son las combinaciones de cargas que representa el uso del puente con vehículos normales con una acción del viento de 90 Km/h.

### 2.7.2.2. ESTADOS LIMITES CORRESPONDIENTE A EVENTOS EXTREMOS

Se consideran los estados de limites correspondientes a eventos extremos con la finalidad de garantizar la supervivencia estructural de un puente durante una inundación, un sismo de alta magnitud, cuando es colisionado por una embarcación, un vehículo o un flujo de hielo; o cuando se encuentra sometido a condiciones severas de socavación.

Las dispersiones están referidas a las circunstancias que son consideradas como ocurrencias únicas, y cuyo periodo de retorno es significativamente mayor a la vida útil de diseño del puente.

**Evento Extremo I**.- Es la combinación de cargas que incluye la acción sísmica.

**Evento Extremo I**.- Es la combinación que incluye la carga de hielo, colisión de embarcaciones y vehículos, inundaciones y ciertos eventos hidráulicos extraordinarios. Estos eventos se consideran con carga viva reducida y diferente a la que forma parte de la carga de colisión de vehículos, adicionalmente es de considerar que en los casos de inundaciones no deben ser combinados con las cargas de explosión, carga de colisión de embarcaciones, carga de colisión vehicular o carga de hielo.

### 2.7.2.3. ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

Para cumplir los criterios de estado límite de servicio se debe verificar que el comportamiento esperado de los componentes estructurales de puente satisfaga para la condición se servicio normal.

La norma AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN, establece que en el estado límite de servicio, se debe considerar la restricción de las tensiones, las deformaciones y el agrietamiento bajo la condición de servicio regular, esto implica que excluye la presencia de vehículos que cuentan con permiso especial de carga y vientos que superan los 90 Km/h y adicionalmente los envetes extremos.

**Servicio I**.- Es la combinación de cargas que representa la operación normal del puente sometido a una acción de viento de 90 Km/h, donde se debe considerar todas las cargas con sus valores nominales. Esta condición de servicio se encuentra también relacionada con el control de deflexiones en estructuras metálicas enterradas, el revestimiento de túneles y tuberías termoplásticas, que realizan el control del agrietamiento de estructuras de concreto armado, adicionalmente se emplea para el análisis de tensiones de vigas de concreto segmentales. Otra opción adicional que nos brinda esta combinación de cargas es para la verificación de la estabilidad de taludes.

**Servicio II**.- Es la combinación de cargas que se utiliza para el control de cedencia en estructuras de acero y el deslizamiento que provoca la carga viva vehicular en las conexiones de deslizamiento crítico.

**Servicio III**.- Es la combinación de carga que se utiliza para el análisis longitudinal asociando los esfuerzos la superestructura de concreto pre-esforzado, cuyo objetivo es controlar la fisuración y validar las tensiones principales en las almas de las vigas de concreto que son construidas en forma segmental.

**Servicio IV**.- Es la combinación de cargas relaciona en forma exclusiva con la validación de esfuerzos en columnas de concreto pre-esfordado, siendo el objetivo principal controlar el proceso de fisuración.

### 2.7.2.4. ESTADO LÍMITE DE FATIGA Y FRACTURA

El objetivo del presente estado de límite es de limitar el incremento de fisuras bajo la presencia de cargas repetitivas, con el fin de impedir la fractura en el transcurso de la vida útil del puente.

En el estado límite de fatiga se considera la restricción impuesta para el control de crecimiento de grietas y de esta forma evitar el colapso temprano del puente, esto es posible lograr realizando un paso repetitivo de un único camión de diseño durante una cantidad de ciclos que asocian un rango esperado de esfuerzos. (AASHTO, 2014)

Para el estado límite de fractura se considera en forma conjunta los requisitos de la tenacidad de los materiales conforme especifica en AASHTO Material Specifications.

**Fatiga I**.- Es la combinación que se relaciona con la carga de fatiga que incluye una repetición infinita durante la vida útil del puente.

**Fatiga I**.- Es la combinación de carga de fatiga y fractura que incluye una repetición finita durante la vida útil del puente.

### 2.7.3. FACTORES Y COMBINACIÓN DE CARGA

En el código de diseño AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN, se establece que los miembros estructurales y conexiones deben de satisfacer la condición en cada uno de los estados límites, así mismo esta condición constituye la base fundamental de la metodología del Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD).

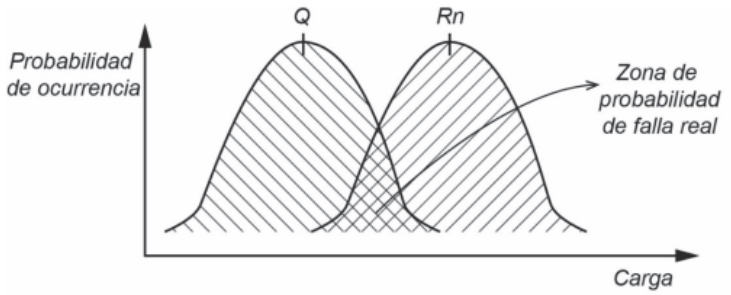
$$Q \leq \phi Rn$$

De la expresión mostrada, el miembro izquierdo es el resultado de las distintas cargas o solicitaciones denominadas cargas ultimas (Q). En el lado derecho de la expresión se refleja la resistencia nominal (Rn) del miembro en análisis, basado en las propiedades del material empleado, las características de la sección y en función de la solicitud que esta requiera (flexión, corte, flexo compresión, etc.,), que a la vez es reducida por un factor de minoración de resistencia ($\phi$).

La superposición entre el comportamiento probabilístico de la curva normal de una determinada carga y el comportamiento probabilístico de una determinada resistencia, podemos encontrar una zona de probabilidad de falla real del miembro analizado, que corresponde con el área en cuadricula en la siguiente grafica.

**Figura 13**

*Probabilidad de falla real*

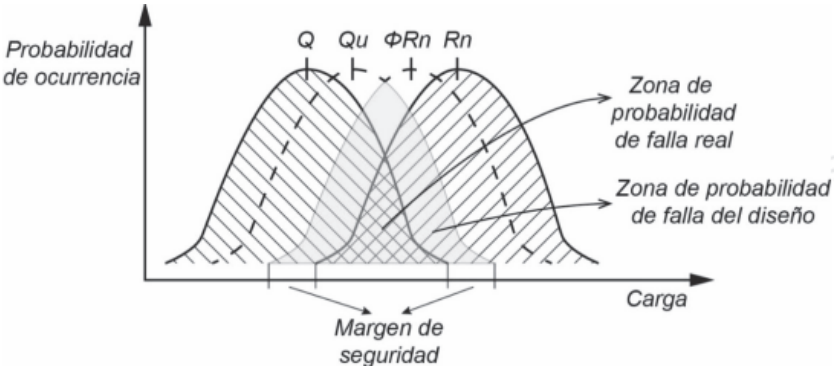



Fuente. (AASHTO, 2014)

La filosofía de diseño LRFD especifica mayorar las cargas o solicitaciones actuantes y minorar la resistencia de acuerdo a la naturaleza de las cargas actuantes, logrando que el diseño cubra una mayor probabilidad de falla del elemento. Lo anterior no significa que en el diseño realizado exista la probabilidad de una falla mayor, siendo lo contrario, en este diseño logra que el elemento se encuentre por fuera del área sombreada, por lo que disminuye la posibilidad en una condición real, que el elemento analizado se encuentre en la zona de probabilidad de falla real, ofreciendo de esta manera un mayor margen de seguridad, este enunciado se resume en el siguiente gráfico:

**Figura 14**

*Probabilidad de falla de acuerdo a la filosofía de diseño LRFD*




Fuente. (AASHTO, 2014)

La Resistencia nominal (Rn), así como el factor de minoración (ϕ) se definen en el código AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN, esto implica la dependencia del tipo de material empleado (acero, concreto, madera, etc.), el tipo de miembro analizado (viga, columna, pilar, muro, etc.), y también la naturaleza de solicitación (flexión, corte, torción, etc.).

Por tanto, el cálculo de carga ultima es:

$$Q = \sum \eta_i \gamma_i Q_i$$

Donde:

$\eta_i$: Modificador de carga

$\gamma_i$: Factor de carga

$Q_i$: Solicitación

**Modificador de Carga ($\eta_i$).** Es conveniente mayorar o minorar las cargas actuantes, en función del tipo de estabilidad estructural que estamos analizando. Es decir, que para aquellos casos en el que el efecto de la carga actuante favorece la estabilidad de miembro, se debe aplicar un modificador de carga mínimo; de lo contrario, si dicha carga genera la inestabilidad del miembro, la filosofía LRFD nos guía a que debemos mayorar la carga, por lo que aplicamos un modificador máximo. Por tanto:

Para cargas en la cuales un valor máximo de $\gamma_i$ es apropiado:

$$\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I \geq 0.95$$

Para cargas en la cuales un valor mínimo de $\gamma_i$ es apropiado:

$$\eta_i = \frac{1}{\eta_D \eta_R \eta_I} < 0.95$$

Siendo:

$\eta_D$: Factor relacionado a la ductilidad

$\eta_R$: Factor relacionado a la Redundancia

$\eta_I$: Factor relacionado a la importancia operativa

**Factor relacionado a la ductilidad $\eta_D$.** En el dimensionamiento del sistema estructural de un puente, se debe y asegurar el desarrollo de las deformaciones inelásticas significativas que sean visibles antes de alcanzar la falla, esto para la combinación de los estados límites de resistencia y eventos extremos. Se puede indicar que el comportamiento dúctil de un miembro estructural advierte sobre la inminente ocurrencia de una falla debido a las grandes deformaciones inelásticas. Es de destacar que la norma AASHTO nos sugiere utilizar los dispositivos disipadores de energía con el fin de sustituir los sistemas sismorresistentes dúctiles convencionales. El factor de estados límites de resistencia se adopta a partir de la siguiente tabla:

**Tabla 11**

*Factor de ductilidad*

| Factor $\eta_D$ | Estado Limite | Tipo de elemento |
|---|---|---|
| $\geq 1.05$ | Resistencia | Elementos y conexiones no dúctiles |
| $= 1$ | Resistencia | Diseños y detalles convencionales |
| $\geq 0.95$ | Resistencia | Elementos y conexiones con ductilidad mayor a la requerida |
| $= 1$ | Servicio<br>Fatiga<br>Eventos Extremos | |

Fuente. (AASHTO, 2014)

Para todos los demás tipos de elementos y conexiones:

$$\eta_D = 1$$

**Factor relacionado a la Redundancia $\eta_R$.** La redundancia de un puente es "la capacidad de un puente para soportar cargas después de los daños o de la falla de uno o más de sus miembros estructurales" (AASHTO, 2014)

La norma AASHTO nos indica que si debemos usar estructuras continuas con múltiples recorridos de carga, a menos que existan motivos justificados para evitarlas.

La redundancia de un miembro estructural sometida a la combinación de cargas y estados límites, se basa en la contribución del miembro a la seguridad del puente.

Para los estados límites de resistencia:

**Tabla 12**

*Factor de Redundancia*

| Factor $\eta_i$ | Estado Limite | Tipo de elemento |
|---|---|---|
| $\geq 1.05$ | Resistencia | Elementos no redundantes |
| $= 1$ | Resistencia | Para niveles normales de redundancia |
| $\geq 0.95$ | Resistencia | Para niveles excepcionales de redundancia |
| $= 1$ | Servicio<br>Fatiga<br>Eventos Extremos | |

Fuente. (AASHTO, 2014)

Para todos los demás tipos de elementos:

$$\eta_R = 1$$

**Factor relacionado a la importancia operativa $\eta_I$.** El propietario puede especificar el nivel de importancia operativa de puente, de cualquier conexión o miembro estructural del mismo. Esta clasificación está basada en aspectos sociales, de supervivencia y/o requisitos de seguridad o defensa. Este factor es aplicado exclusivamente a los estados límites de resistencia y eventos extremos. Para los estados límites de resistencia:

**Tabla 13**

*Factor de Importancia*

| Factor $\eta_i$ | Estado Limite | Tipo de elemento |
|---|---|---|
| $\geq 1.05$ | Resistencia | Puentes de importancia |
| $= 1$ | Resistencia | Puentes típicos |
| $\geq 0.95$ | Resistencia | Puentes relativamente menos importantes |
| $= 1$ | Servicio<br>Fatiga<br>Eventos Extremos | |

Fuente. (AASHTO, 2014)

Para todos los demás tipos de puentes:

$$\eta_I = 1$$

**Factor de Carga ($\gamma_i$).** Conforme establece la filosofía de diseño LRFD, se deben de aplicar factores a las diferentes cargas que forman parte de las combinaciones de diseño, teniendo en cuenta que estos factores deben ser seleccionados para producir una solicitación mayorada más desfavorable durante el proceso de diseño del miembro. En la tabla mostrada a continuación, se presentan las combinaciones de carga para cada estado limite conforme a lo establecido por la AASHTO LRFD, así como, los factores de carga respectivos. Las acciones se dividen en dos grandes grupos:

**Cargas permanentes:**

- **DC:** Peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales.
- **DD:** Fricción negativa (Downdrag).

- **DW:** peso propio de la superficie de rodadura e instalaciones de servicios públicos.
- **EH:** Empuje horizontal del suelo.
- **EV:** Presión vertical del peso propio del suelo de relleno.
- **ES:** Sobrecarga de suelo.
- **EL:** Cargas debidas a tensiones residuales por construcción.
- **PS:** Fuerzas secundarias del postensado.
- **CR:** Efectos debido a la fluencia lenta
- **SH:** Efectos debido a la retracción

**Cargas transitorias:**

- **LL:** carga vehicular.
- **IM:** Incremento por carga vehicular dinámica.
- **CE:** Fuerza centrífuga de los vehículos.
- **BR:** Fuerza de frenado de los vehículos.
- **PL:** Carga Viva peatonal.
- **LS:** Sobrecarga de la carga viva.
- **VA:** Carga de agua y presión de corriente de agua.
- **WS:** Viento sobre la estructura.
- **WL:** Viento sobre la carga viva.
- **FR:** Fricción.
- **TU:** Efectos debido a la temperatura uniforme.
- **TG:** Efectos debido a la gradiente de temperatura.

- **SE:** Efectos de fuerza debido al asentamiento.
- **EQ:** Efecto sísmico.
- **Bl:** Carga de explosivos.
- **IC:** Carga de hielo.
- **CT:** Fuerza de colisión de un vehículo.
- **CV:** Fuerza de colisión de una embarcación.

En la tabla 14 se especifican adicionalmente los siguientes factores de carga:

**Tabla 14**

*Combinación y factores de carga*

| Combinación de cargas / Estado limite | DC DD DW EH EV ES EL | IL OM CE BR PL LS | WA | WS | WL | FR | TU CR SH | TG | SE | Usar solo uno por vez | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | | | | | EQ | IC | CT | CV |
| Resistencia I | $\gamma_p$ | 1.75 | 1.00 | – | – | 1.00 | 0.50/1.20 | $\gamma TG$ | $\gamma SE$ | – | – | – | – |
| Resistencia II | $\gamma_p$ | 1.35 | 1.00 | – | – | 1.00 | 0.50/1.20 | $\gamma TG$ | $\gamma SE$ | – | – | – | – |
| Resistencia III | $\gamma_p$ | – | 1.00 | 1.40 | – | 1.00 | 0.50/1.20 | $\gamma TG$ | $\gamma SE$ | – | – | – | – |
| Resistencia IV - Solo EH, EV, ES, DW, DC | $\gamma_p$ 1.5 | – | 1.00 | – | – | 1.00 | 0.50/1.20 | – | – | – | – | – | – |
| Resistencia V | $\gamma_p$ | 1.35 | 1.00 | 0.40 | 1.00 | 1.00 | 0.50/1.20 | $\gamma TG$ | $\gamma SE$ | – | – | – | – |
| Evento Extremo I | $\gamma_p$ | $\gamma EQ$ | 1.00 | – | – | 1.00 | – | – | – | 1.00 | – | – | – |
| Evento Extremo II | $\gamma_p$ | 0.50 | 1.00 | – | – | 1.00 | – | – | – | – | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| Servicio I | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.30 | 1.00 | 1.00 | 1.00/1.20 | $\gamma TG$ | $\gamma SE$ | – | – | – | – |
| Servicio II | 1.00 | 1.35 | 1.00 | – | – | 1.00 | 1.00/1.20 | – | – | – | – | – | – |
| Servicio III | 1.00 | 0.80 | 1.00 | – | – | 1.00 | 1.00/1.20 | $\gamma TG$ | $\gamma SE$ | – | – | – | – |
| Servicio IV | 1.00 | – | 1.00 | 0.70 | – | 1.00 | 1.00/1.20 | – | 1.00 | – | – | – | – |
| Fatiga – Solo LL, IM, CE | – | 0.75 | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – | – |

Fuente. (AASHTO, 2014)

**Tabla 15**

*Factores de carga para cargas Permanentes*

| Tipo de Carga, Fundación y Método Usado para calcular Fricción Negativa (Downdrag) | | Factor de Carga | |
|---|---|---|---|
| | | Máximo | Mínimo |
| DC: Elementos y Accesorios | | 1.25 | 0.9 |
| DC: Solo resistencia IV | | 1.50 | 0.9 |
| DD: Downdrag | Pilotes, Método Tomlinson α | 1.4 | 0.25 |
| | Pilotes, Método λ | 1.05 | 0.30 |
| | Ejes perforados, Método O'Neill and Reese (1999) | 1.25 | 0.35 |
| DW: Superficie de rodamiento e instalaciones para Servicios | | 1.50 | 0.65 |
| EH: Presión horizontal del Terreno | | | |
| • Activa | | 1.50 | 0.9 |
| • En reposo | | 1.35 | 0.9 |
| • AEP para muros anclados | | 1.35 | N/A |
| EL: Tensiones Residuales en Construcción | | 1.00 | |
| EV: Presión vertical del Terreno | | | |
| • Estabilidad global | | 1.00 | N/A |
| • Muros de Sostenimiento y Estribos | | 1.35 | 1.00 |
| • Estructura Rígida Enterrada | | 1.30 | 0.90 |
| • Marcos Rígidos | | 1.35 | 0.90 |
| • Estructuras Flexibles Enterradas | | | |
| o Alcantarillas Cajón Metálicas y de Placas Estructurales con Corrugaciones Profundas | | 1.5 | 0.9 |
| o Alcantarillas termoplásticas | | 1.3 | 0.9 |
| o Todas las demás | | 1.95 | 0.9 |
| ES: Sobrecarga de suelo | | 1.50 | 0.75 |

Fuente. (AASHTO, 2014)

**Tabla 16**

*Factor de Carga, para Cargas permanentes debido a deformaciones sobreimpuestas) ɣp*

| Componente del Puente | PS | CR, SH |
|---|---|---|
| Superestructuras – Segmentadas<br>Subestructuras de concreto soportando superestructuras segmentadas (Ver 3.12.4, 3.12.5) | 1.0 | Ver $\gamma_p$ para DC, Tabla 3.4.1 - 2 |
| Superestructuras de concreto – no segmentadas | 1.0 | |
| Subestructuras soportando superestructuras no segmentadas | | |
| • Usando $I_g$ | 0.5 | |
| • Usando $I_{efectivo}$ | 1.0 | |
| Subestructuras de acero | 1.0 | |

Fuente. (AASHTO, 2014)

- $\gamma_P$: Factor de carga permanente máximo o mínimo.
- $\gamma_{TG}$: Factor de carga por gradiente de temperatura.
- $\gamma_{SE}$: Factor de carga por asentamiento.

- $\gamma_{EQ}$: Factor de carga viva, aplicado simultáneamente con la carga sísmica, este factor debe ser determinado según especificaciones del proyecto.

Los factores de carga por asentamiento, $\gamma_{SE}$, se deben de considerar en función de las características específicas de cada proyecto. Si no existe información específica, $\gamma_{SE}$ se puede tomar como 1. Las combinaciones de carga que incluyan asentamientos se deben aplicar sin considerar el asentamiento.

# CAPÍTULO III

# PARÁMETROS Y ELEMENTOS BÁSICOS DE DISEÑO

## 3.1. ESTUDIO TOPOGRÁFICO

### 3.1.1. OBJETIVOS.

El objetivo primordial del estudio topográfico es la representación fehaciente de todos los elementos existentes de un determinado lugar de terreno (casas, buzones, sardineles vía férrea, energía eléctrica, etc.), con el propósito de:

- Elaboración de planos topográficos a escalas normativas.
- Proporcionar información precisa para los trabajos de diseño y mejoramiento de la transitabilidad, así como realizar estudios para la construcción del Puente Pachar.
- Proporcionar información necesaria para la elaboración de los estudios hidráulicos, geológicos, de canteras, fuentes de aguas, estudio de suelos e impacto ambiental.
- Con los datos topográficos es posible la definición precisa de la ubicación y dimensiones de elementos estructurales.
- Se ha establecido puntos de referencia para trabajos de replanteo durante el proceso de construcción.

Para cumplir con el objetivo primordial, es indispensable cumplir con los objetivos secundarios como:

- Obtención de Benchs Marks (BM), bancos de Nivel o Puntos de control que durante la ejecución del proyecto sirvan para realizar trabajos de replanteo, así como niveles de corte y relleno.

- Obtención de puntos que enlacen los Benchs Marks, con las cuales se forman las poligonales cerradas o abiertas, conforme a la necesidad del proyecto.
- Obtención de los puntos de relleno, los cuales serán tomados a partir de los puntos de enlace, en de mencionar que estos puntos deberán ser los necesarios para representar de la mejor manera posible los elementos existentes en la zona de trabajo.

### 3.1.2. UBICACIÓN Y DESCRIPCIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO.

La zona de estudio se encuentra ubicada en el Distrito de Ollantaytambo, en las riberas de rio Vilcanota, Provincia de Urubamba, Departamento de Cusco.

### 3.1.3. METODOLOGÍA DE TRABAJO

#### 3.1.3.1. TRABAJO DE CAMPO.

El trabajo topográfico inicio con la recopilación y evaluación de la información topográfica existente, como Fichas del IGN para ubicación de puntos geodésicos cercanos de primer orden, Cartas Nacionales, así como la vista satelital a partir del Google earth. En el proceso se realiza el desplazamiento de la cuadrilla de topografía a la zona a realizar el estudio. Se realizó el reconocimiento insitu de la zona de estudio, así como la verificación del área de trabajo y su respectiva delimitación. Se realiza la monumentación dos puntos control GPS -01 y GPS – 02, estos puntos también son considerados como BMs.

Seguidamente se estableció una poligonal primaria donde se encuentran incluidos los puntos de control GPS -01 y GPS – 02. Para realizar el levantamiento detallado se estableció una poligonal secundaria, que algunos vértices coinciden con la poligonal primaria, con lo cual se garantiza el correcto traslado de los puntos.

Para el trabajo de campo realizado se ha empleado una Estación Total Topcon AT-B4 Laser, debidamente calibrado que tiene una precisión de 2 segundos en la medición de ángulos verticales y horizontales y 1mm de la toma de distancias, 03 prismas, 04 equipos de radiocomunicación.

**Figura 15**

*Rio afluente Huarocondo(hunmayo)*



*Nota.* Img. Izquierda, es la vista de margen Izquierda. Img. Derecha, es margen derecha.

### 3.1.3.2. TRABAJO GABINETE.

El trabajo de gabinete fue realizado con el programa AutoCAD Civil 3D versión estudiantil que cuenta con una licencia valida de uso de 3 años, para realizar el procesamiento de curvas de nivel, teniendo en cuenta que los puntos de recolectados del levantamiento tipográfico están en coordenadas UTM.

### 3.1.3.3. CÁLCULOS SUSTENTATORIOS

Se presenta los puntos UTM recolectados en campo:

**Tabla 17**

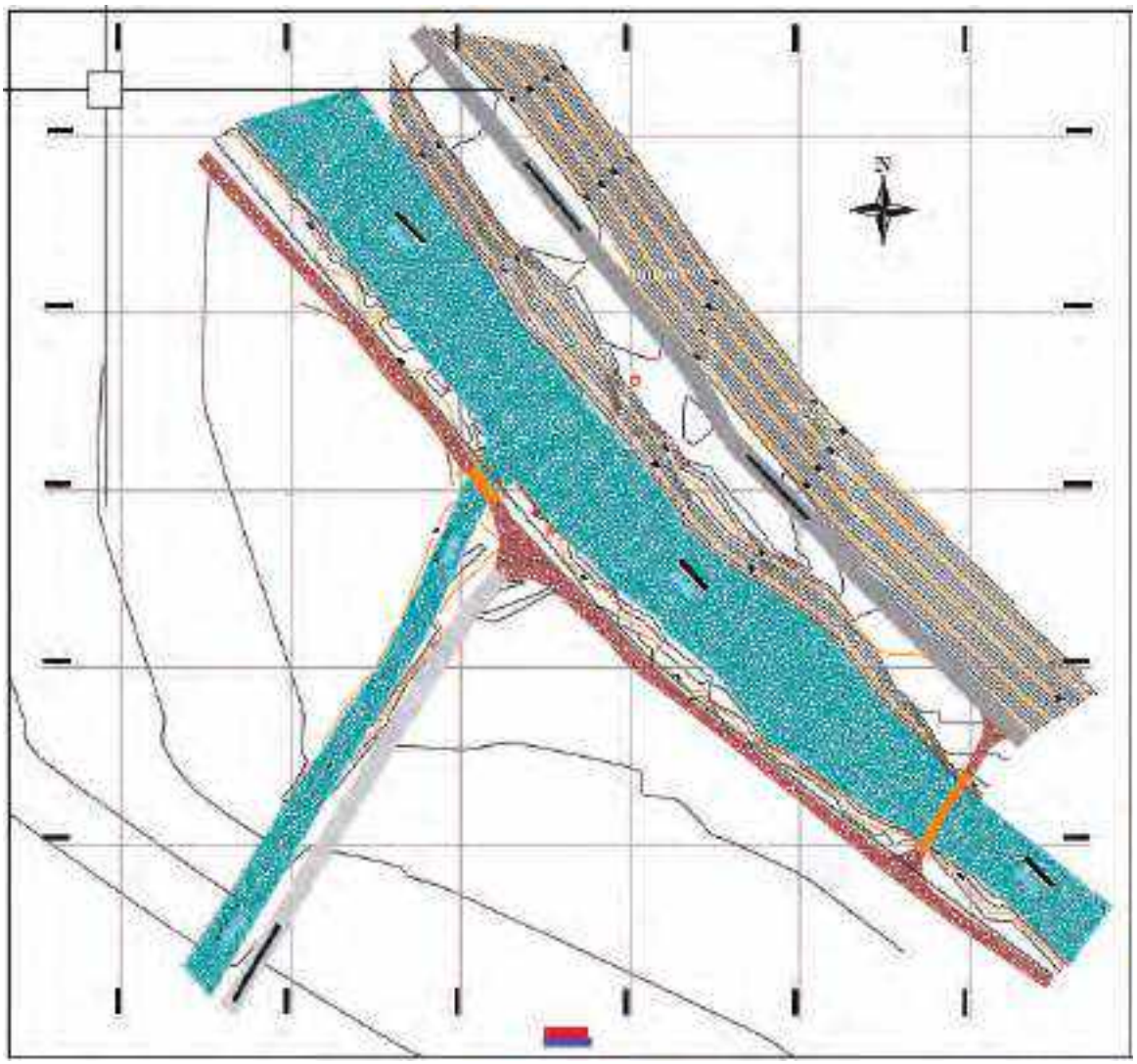
*Puntos topográficos en el puente Pachar*

| PUNTO | NORTE | ESTE | ELEVACIÓN | DESCRIPCIÓN | PUNTO | NORTE | ESTE | ELEVACIÓN | DESCRIPCIÓN |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 8531056.54 | 801467.09 | 2837.795 | PANEL | 41 | 8530945.25 | 801492.52 | 2818.322 | PIST BOR |
| 2 | 8531149.11 | 801340.23 | 2816.635 | PIST | 42 | 8530950.89 | 801507.95 | 2817.32 | PIST BOR |
| 3 | 8531152.97 | 801344.17 | 2816.593 | PIST | 43 | 8530935.56 | 801521.33 | 2816.714 | PIST |
| 4 | 8531140.70 | 801331.04 | 2816.402 | BOR | 44 | 8530934.02 | 801519.69 | 2816.895 | POS |
| 5 | 8531123.22 | 801342.70 | 2817.28 | BOR | 45 | 8530932.68 | 801512.63 | 2817.353 | POS |
| 6 | 8531116.91 | 801367.43 | 2817.863 | PIST | 46 | 8530933.23 | 801511.27 | 2817.445 | POS |
| 7 | 8531111.94 | 801363.73 | 2817.859 | CAS | 47 | 8530923.74 | 801525.58 | 2816.357 | POS |
| 8 | 8531120.72 | 801371.62 | 2817.884 | PIST | 48 | 8530920.16 | 801521.92 | 2816.365 | POS |
| 9 | 8531124.84 | 801376.33 | 2818.057 | BOR | 49 | 8530924.81 | 801531.88 | 2816.14 | POS |
| 10 | 8531100.64 | 801375.59 | 2818.468 | POS | 50 | 8530911.86 | 801545.99 | 2815.486 | POS |
| 11 | 8531091.71 | 801366.22 | 2818.64 | BOR | 51 | 8530906.23 | 801545.32 | 2815.016 | POS |
| 12 | 8531093.23 | 801381.08 | 2818.615 | CAS | 52 | 8530783.37 | 801611.76 | 2807.448 | NMA |
| 13 | 8531080.79 | 801373.21 | 2818.729 | BOR | 53 | 8530782.50 | 801610.97 | 2808.487 | R |
| 14 | 8531076.15 | 801381.72 | 2818.872 | CAS | 54 | 8530781.71 | 801608.18 | 2810.613 | BOR |
| 15 | 8531053.75 | 801405.51 | 2819.077 | CAS | 55 | 8530778.59 | 801604.82 | 2811.502 | FERR |
| 16 | 8531058.47 | 801411.13 | 2819.021 | CER | 56 | 8530803.55 | 801591.21 | 2807.625 | NMA |
| 17 | 8531050.78 | 801402.94 | 2818.567 | BOR | 57 | 8530802.37 | 801589.28 | 2809.294 | R |
| 18 | 8531036.36 | 801414.59 | 2818.683 | BOR | 58 | 8530799.66 | 801587.46 | 2811.081 | R |
| 19 | 8531048.80 | 801425.28 | 2819.093 | PIST | 59 | 8530795.86 | 801580.87 | 2811.598 | FERR |
| 20 | 8531052.59 | 801429.33 | 2819.083 | PIST | 60 | 8530810.55 | 801582.32 | 2807.364 | NMA |
| 21 | 8531056.52 | 801428.94 | 2819.301 | BOR | 61 | 8530799.03 | 801576.60 | 2811.661 | FERR |
| 22 | 8531027.52 | 801421.25 | 2818.025 | BOR | 62 | 8530817.92 | 801572.93 | 2807.374 | NMA |
| 23 | 8531021.81 | 801417.34 | 2815.044 | BOR | 63 | 8530825.64 | 801561.38 | 2807.351 | NMA |
| 24 | 8531024.97 | 801424.01 | 2818.712 | BOR | 64 | 8530820.28 | 801564.07 | 2810.081 | R |
| 25 | 8531014.82 | 801427.00 | 2818.972 | BOR | 65 | 8530816.46 | 801561.49 | 2811.784 | R |
| 26 | 8531011.78 | 801433.32 | 2818.851 | CALC | 66 | 8530812.76 | 801557.50 | 2811.626 | R |
| 27 | 8530998.28 | 801438.88 | 2818.726 | BOR | 67 | 8530827.77 | 801551.60 | 2811.816 | PUEN |
| 28 | 8531008.84 | 801453.24 | 2818.969 | POS | 68 | 8530829.80 | 801548.33 | 2811.68 | PUEN |
| 29 | 8531011.63 | 801456.58 | 2818.889 | PIST | 69 | 8530832.14 | 801530.91 | 2811.561 | PUEN |
| 30 | 8531015.32 | 801460.87 | 2818.871 | PIST | 70 | 8530834.36 | 801534.45 | 2811.581 | BOR |
| 31 | 8531015.10 | 801463.23 | 2819.162 | BOR | 71 | 8530836.56 | 801535.29 | 2809.8 | BOR |
| 32 | 8530987.87 | 801448.82 | 2818.243 | BOR | 72 | 8530840.43 | 801537.17 | 2807.272 | NMA |
| 33 | 8530980.57 | 801453.36 | 2818.021 | BOR | 73 | 8530847.34 | 801523.91 | 2807.304 | NMA |
| 34 | 8530978.90 | 801462.61 | 2817.979 | BOR | 74 | 8530844.65 | 801523.07 | 2808.656 | R |
| 35 | 8530989.26 | 801468.91 | 2818.346 | PIST | 75 | 8530843.59 | 801515.59 | 2811.586 | BOR |
| 36 | 8530978.40 | 801478.36 | 2817.968 | BOR | 76 | 8530845.98 | 801514.69 | 2811.554 | BOR |
| 37 | 8530978.32 | 801478.39 | 2817.974 | BOR | 77 | 8530849.82 | 801517.09 | 2809.286 | R |
| 38 | 8530975.87 | 801486.65 | 2818.129 | BOR | 78 | 8530844.97 | 801513.83 | 2811.593 | FERR |
| 39 | 8530981.20 | 801489.69 | 2818.126 | BOR | 79 | 8530847.72 | 801514.31 | 2811.561 | BOR |
| 40 | 8530955.51 | 801477.66 | 2817.366 | PIST BOR | 80 | 8530852.33 | 801517.75 | 2807.328 | NMA |

*Nota.* Puntos recolectados en campo para procesamiento en gabinete mediante el uso de software Civil 3D.

**Figura 16**

*Obtención de la Topografía de la zona de interés*




*Nota.* Se tiene el plano topográfico a detalle dende se aprecia la confluencia del Rio Huarocondo hacia el Rio Vilcanota.

## 3.2. ESTUDIO DE HIDROLOGÍA E HIDRÁULICA

### 3.2.1. INTRODUCCIÓN

#### 3.2.1.1. GENERALIDADES

El propósito del estudio hidrológico, es determinarla extensión de los eventos extremos, que predice la probabilidad de ocurrencia establecida sobre las crecidas de los caudales que discurren por el cauce de la cuenca en estudio, desarrollando estos estudios a partir de modelos empíricos, los cuales se establecen a través de la generación de caudales máximos. La estadística y la hidrología, se pueden utilizar para analizar los datos de a partir de los registros meteorológicos de las estaciones cercanas a las cuencas que influyen en el estudio, los cuales son evaluados para determinar la consistencia y grado de confiabilidad de los registros. Con los datos evaluados previamente se proceden a determinar parámetros importantes como es la escorrentía, el tiempo de concentración e intensidades máximas generadas, parámetros requeridos para generar caudales máximos probables que servirá para elaborar el diseño del puente Pachar.

El propósito de las investigaciones hidrológicas es determinar el caudal de máxima avenida en las cuencas que influyen, su tirante y superficie hidráulica, la capacidad de socavación en el lecho y de erosión en las márgenes, con la finalidad de entregar recomendaciones de parámetros para definir la longitud de las estructuras componentes del puente, su altura del gálibo sobre el lecho, así como profundidad de socavación en el cauce para el diseño de defensa ribereña si fuera el caso.

### 3.2.1.2. UBICACIÓN

El puente Pachar Proyectado se encuentra ubicado sobre el Rio Vilcanota Uniendo los Distritos de Huarocondo y Ollantaytambo entre las Provincias de Anta y Urubamba respectivamente. El trazado del acceso, inicia a 90m de la orilla de la margen izquierda de rio Vilcanota que se desarrolla sobre la vía actual una rampa para pasar sobre un primer galibo proyectado sobre la vía férrea donde inicia el puente de 60m de longitud conectándose con la vía Urubamba – Ollantaytambo.

**Figura 17**

*Propuesta estructural del puente Pachar y Puente existente*




Fuente. (Google earth, 2022)

### 3.2.2. INFORMACIÓN BÁSICA

#### 3.2.2.1. INFORMACIÓN CARTOGRÁFICA

Para obtener más información sobre el área de estudio se ha recurrido a las siguientes cartas nacionales del Instituto Geográfico Nacional – IGN a escala 1/100,000, los cuales se describe a continuación:

En base a la cartografía se ha delimitado la cuenca hasta interceptar al puente Pachar a Proyectar, para mejorar la precisión, se ha complementado con la información recopilada, la visita de campo y la vista satelital mediando es uso del programa Google Earth.

**Figura 18**

*Información cartográfica*

| Denominación | Hoja | Datum Sistema Geodésico (WGS) 1984 |
|---|---|---|
| Calca | 27-s | UTM ZONA 19 |
| Cotabamba | 28-r | |
| Cusco | 28-s | |
| Ocongate | 28-t | |
| Corani-Marcapata | 28-u | |
| Livitaca | 29-s | |
| Sicuani | 29-t | |
| Nuñoa | 29-u | |
| Yauri | 30-t | |
| Ayaviri | 30-u | |

*Nota.* La cuenca de nuestro interés cubre gran parte la zona 19L, y una pequeña fracción de la Zona 18L. Fuente: (Carlotto, Gil, Cárdenas, & Chávez, 1996)

### 3.2.2.2. INFORMACIÓN PLUVIOMÉTRICA

Los datos pluviométricos analizados para el presente estudio se encuentran conformadas por los registros de Precipitación máxima en 24 horas, de estaciones las cuales están administradas por el Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología - SENAMHI.

**Tabla 18**

*Estaciones Pluviométricas*

| Precipitacion Maxima 24 Horas de las Estaciones (mm) | | | |
|---|---|---|---|
| Año | Sicuani | Granja Kayra | Machupicchu |
| | 3564 msnm | 3219msnm | 2459msnm |

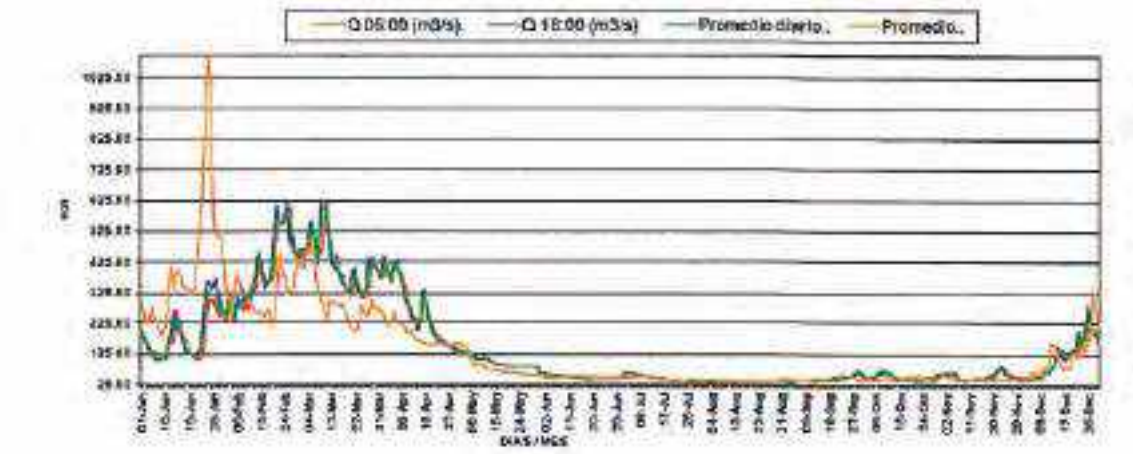
*Nota.* Cuadro estaciones Pluviométricas de la zona de estudio

### 3.2.2.3. INFORMACIÓN HIDROMÉTRICA

La estación meteorológica de control Km. 105 se encuentra ubicado a la entrada de la central hidroeléctrica de Machu Picchu, la cual es responsable EGEMSA y que inició en 1958, que está ubicada en un tramo tangente y estable del rio, es del tipo limnimetro y realizan dos lecturas diarias. Cuadro Estación Hidrométrica- descarga media mensual ($m^3$/seg). Conforme los registros de caudal máximo promedio diario a la fecha del 2011 es de 1100 $m^3$/seg ocurrido en el mes de enero 2010 y el caudal mínimo 31.32 $m^3$/seg.

**Figura 19**

*Registro de Caudales del rio Vilcanota 2010-2011 - EGEMSA*




*Nota.* Caudales pico en (m3/s), **Fuente**: (EGEMSA, 2012)

### 3.2.2.4. HIDROGRAFÍA

El área de la cuenca en estudio se encuentra ubicada en la cuenca del rio Vilcanota que pertenece al sistema Hidrográfico de Amazonas.

El origen del rio Vilcanota se encuentra ubicada a una altitud de 5320 msnm, en el abra de La Raya perteneciente al nevado Cunuruna (Provincia de Canchis), que se encuentra ubicado al este de la Cordillera los Andes, cuyo cause principal cuenta con una pendiente promedio de 0.8 %, con una longitud aproximada de 409 Km, desde aguas arriba hasta la confluencia con el rio Yanatile, alcanzando una extensión de 12,900 $Km^2$.

La cuenca del rio Vilcanota se desarrolla en dirección SE-NO presentando una forma alargada. La cuenca presenta una forma más ancha en la parte superior debido a que está formada por varias llanuras que contienen lagunas que al converger forman el rio Vilcanota, en el curso medio presenta una forma alargada y estrecha.

Geomorfológicamente, el rio Vilcanota, presenta rasgos que tienen diferencias altitudinales a partir de los 4600-3500 msnm, lo que presenta un paisaje de la región Puna, con áreas de montañas a más de 6000 msnm presentado glaciares y lagunas de regular tamaño.

Los principales sistemas de drenaje están constituidos por el rio Hercca, formando un estuario de la laguna Languilayo, que aguas abajo se denomina Alto Vilcanota, un afluente con un régimen torrentoso que viene a ser el rio Salcca.

A partir de los 3500 y 2800 msnm, existe un valle ancho variable entre laderas de pendiente muy pronunciada entre las cotas de 2800 y 1600, que presenta laderas de fuerte pendiente a través de un cause estrecho con un régimen turbulento.

### 3.2.2.5. PRECIPITACIÓN TOTAL MENSUAL

La mayor precipitación registrada durante el periodo de noviembre a abril, alcanzando un promedio mensual de 96.1 mm, teniendo como máxima precipitación registrada en febrero de 1999 con un valor de 538.0 mm.

Las precipitaciones mensuales mínimas se dan durante el periodo de mayo a setiembre.

**Tabla 19**
*Precipitación Total Mesual (mm): 1999-2010*

| AÑO | ENE | FEB | MAR | ABR | MAY | JUN | JUL | AGO | SET | OCT | NOV | DIC | Pluvial m.m. |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| PROM. | 186.1 | 212.8 | 177.1 | 101.0 | 29.0 | 19.7 | 27.1 | 31.9 | 33.7 | 105.8 | 84.5 | 145.0 | 1153.7 |
| MAX. | 315.4 | 538.0 | 283.9 | 271.3 | 60.4 | 56.3 | 69.3 | 113.5 | 71.6 | 168.2 | 209.9 | 219.9 | 1519.6 |
| MIN. | 0.0 | 94.7 | 70.9 | 45.3 | 7.6 | 1.8 | 1.4 | 0.0 | 12.6 | 47.5 | 21.6 | 85.0 | 954.6 |

Fuente. (EGEMSA, 2012)

**Tabla 20**

*Hidrograma de Precipitación mensual - Estación Quillabamba*




Fuente. (EGEMSA, 2012)

Verificándose que las lluvias típicas se presentan a partir del mes de noviembre pasando por los tres meses de verano y culminado en el mes de abril, presentando la mayor precipitación durante los meses de enero y febrero.

### 3.2.2.6. CLIMA

El clima varía entre templado y cálido en todas las estaciones del año, con una temperatura que oscilan entre los 4° y 21° y una altitud de 2825 msnm, las estaciones se dividen en invierno y verano, cuyas precipitaciones de mayor intensidad se presentan en esta última.

### 3.2.2.7. SUBCUENCAS

La definición del sistema aluvial de las cuencas participantes en este estudio ayuda a determinar el caudal hidrológico para identificar el puente propuesto, así como las estructuras protectoras si es necesario.

**Cuencas Principales.** La zona de influencia la cuenca en estudio desde su naciente hasta su intersección con el puente proyectado se han seleccionado 2 subcuencas.

**Coeficiente de Rugosidad.** De acuerdo a Cowan (1956), el coeficiente de rugosidad (n), depende de 6 factores conforme la siguiente formula:

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) * m_5$$

Donde:

$n_0$: Valor básico correspondiente al material que compone el perímetro mojado en un canal recto.

$n_1$: Corrección por irregularidades en la superficie de la sección mojada.

$n_2$: Corrección por variantes en la forma y tamaño de la sección transversal.

$n_3$: Corrección por obstrucciones.

$n_0$: Factor de corrección por vegetación y condiciones de flujo.

$n_0$: Corrección por cantidad de meandros.

**Tabla 21**

*Coeficiente de Rugosidad para el fondo del cauce*

| DESCRIPCION | | | | Margen izquierda | cauce principal | Margen derecha |
|---|---|---|---|---|---|---|
| $n_b$ | Superficie del canal | Tierra | 0.020 | | | |
| | | Roca | 0.025 | 0.025 | | |
| | | Grava fina | 0.024 | | | |
| | | Grava gruesa | 0.028 | | 0.028 | 0.028 |
| $n_1$ | Irregularidad | suave | 0.000 | 0.000 | | |
| | | menor | 0.005 | | | 0.005 |
| | | moderada | 0.010 | | 0.010 | |
| | | severa | 0.020 | | | |
| $n_2$ | Variación de la sección | Gradual | 0.000 | | | |
| | | Ocasional | 0.005 | 0.005 | 0.005 | 0.005 |
| | | Frecuente | 0.010-0.015 | | | |
| $n_3$ | Efecto de la obstrucción | Despreciable | 0.000 | 0.000 | | 0.000 |
| | | Menor | 0.010-0.015 | | 0.010 | |
| | | Apreciable | 0.020-0.030 | | | |
| | | Severo | 0.040-0.060 | | | |
| $n_4$ | Vegetación | Bajo | 0.005-0.010 | 0.005 | 0.005 | 0.007 |
| | | medio | 0.010-0.025 | | | |
| | | alto | 0.025-0.050 | | | |
| | | muy alto | | | | |
| $m_5$ | Intensidad de meandros | Menor | 1 | | | |
| | | Apreciable | 1,15 | 1.15 | 1.15 | 1.15 |
| | | Severo | 1,3 | | | |
| Valores de coeficientes de rugosidad | | | | 0,040 | 0,067 | 0,052 |

Fuente. (Chow, Maidment, & Mays, 1994)

Según Ven te Chow, los factores que afectan la rugosidad de Manning, son el material de lecho de cause, irregularidades, variaciones del canal, depósitos y socavaciones en la sección del cauce, tamaño y forma del cauce. Conforme lo verificado en campo se ha observado la presencia de gravas dispersas sobre el lecho y aplicando la fórmula de Cowan, se adoptaron los siguientes valores:

Cause principal, n= 0.067

Terraza y llanura de inundación en la margen izquierda, n=0.052

Talud en roca en la margen derecha, n=0.040

### 3.2.3. DESCRIPCIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO

El puente propuesto está ubicado sobre el rio Vilcanota, caracterizado por presentar una sección estrecha, encajonando flancos abruptos, observándose en la margen derecha del rio Vilcanota que presenta taludes empinado y en la margen derecha taludes extendidos.

#### 3.2.3.1. EVALUACIÓN DE CAMPO

En la visita a campo, se realizó en forma conjunta con el presidente de la comisión de aprobación del temario de tesis, con la finalidad de determinar aspectos, detalles que puedan dar alcances para definir la geometría del diseño adoptado.

**Figura 20**
*Visita a Campo para ver alternativas del trazo geométrico del Puente Pachar*



*Nota.* Visita realizada el 04 de marzo del 2020.

El actual puente de Pachar sobre el rio Vilcanota ubicada a la salida de la Comunidad de Pacha, es un puente provisional de arco tablero inferior de 35m de luz, que tiene unos estribos de concreto ciclópeo, es de mencionar que aguas arriba del puente existente un tramo tangente con pendiente suave, con arrastre predominante de material fino.

**Figura 21**

*Recorrido del rio Vilcanota hasta nuestro objetivo Pachar*




Fuente. (Google Earth, 2022)

Los pobladores de la comunidad de Pachar, indican que en avenidas máximas del rio Vilcanota el tirante de agua casi alcanza el nivel de tablero del puente provisional existente, debido a que los estribos reducen el cauce del rio, poniendo en riesgo su estabilidad y el tránsito vehicular.

En la ubicación del puente proyectado, la sección transversal del cauce nos muestra en la margen izquierda un talud tendido con relleno de sedimentos granulares y en la margen derecha un talud más pronunciado con presencia de afloramiento rocoso. La corriente activa serpenteada del rio Vilcanota tiene un ancho variable entre 60.0 a 70.0m delimitados por una terraza de depósitos aluviales en la margen izquierda y roca en la margen derecha. El trazo del acceso se inicia a 80 m perpendicular a la vía férrea y se desarrolla una rampa para formar un puente simplemente apoyado de 15m de luz sobre la

vía férrea, pasado ello inicia el puente Pachar proyectado de 60.0 m de luz conectándose con la vía Urubamba – Ollantaytambo.

#### 3.2.3.2. GEODINÁMICA EXTERNA

La cuenca del rio Vilcanota se caracteriza por una alta actividad geodinámica externa, que a partir de la cuenca alta debido principalmente a la erosión de las riberas del cauce resulta la inestabilidad de taludes y como consecuencia de ello, los derrumbes, deslizamientos; estos eventos ocurren en el periodo de lluvias.

El fenómeno de geodinámica externa se presenta cuando la velocidad del curso de agua impacta sobre suelos poco compactos y/o rocas débiles y fracturadas de las riberas ocasionando la desestabilización de taludes, consecuencia de ello los derrumbes y/o deslizamiento generando un peligro en las poblaciones aledañas.

### 3.2.4. PERIODO DE RETORNO

Para la determinación del periodo de retorno del diseño, "… es necesario considerar la relación entre la probabilidad de excedencia de un evento, la vida útil de la estructura y el riesgo de falla admisible, dependiente este ultimo de factores económicos, sociales, técnicos y otros… (Ministerio de Transporte y Comunicacion - MTC, 2008)

Teniendo en cuenta lo señalado, la probabilidad de riesgo y falla se denomina conforme la siguiente expresión:

$$R = 1 - (1 - \frac{1}{T})^n$$

Donde:

R: riesgo de falla admisible

T: Periodo de retorno

n: vida útil de la obra

la siguiente tabla se presenta los valores de T para diferentes riesgos permisibles R y para la vida útil n de la obra.

**Tabla 22**

*Valores de Periodo de Retorno en función al riesgo*

| VALORES DE PERIODO DE RETORNO T (Años) | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| RIESGO ADMISIBLE | VIDA UTIL DE LAS OBRAS (n años) | | | | | | | | | | | |
| R | 1 | 2 | 3 | 5 | 10 | 20 | 25 | 50 | 100 | 200 | 500 | 1000 |
| 0.01 | 100 | 199.5 | 299 | 498 | 995.5 | 1990 | 2488 | 4975 | 9950 | 19900 | 49750 | 99500 |
| 0.02 | 50 | 99.5 | 149 | 248 | 495.5 | 990.5 | 1238 | 2475 | 4950 | 9900 | 24750 | 49499 |
| 0.05 | 20 | 39.5 | 59.0 | 98.0 | 195.5 | 390.4 | 487.9 | 975.3 | 1950 | 3900 | 9748 | 19496 |
| 0.10 | 10 | 19.5 | 29.0 | 48.0 | 95.4 | 190.3 | 237.8 | 475.1 | 949.6 | 1899 | 4746 | 9492 |
| 0.20 | 5 | 9.5 | 14.0 | 22.9 | 45.3 | 90.1 | 112.5 | 224.6 | 448.6 | 896.8 | 2241 | 4482 |
| 0.25 | 4 | 7.5 | 10.9 | 17.9 | 35.3 | 70.0 | 87.4 | 174.3 | 348.1 | 695.7 | 1739 | 3477 |
| 0.50 | 2 | 3.4 | 4.8 | 7.7 | 14.9 | 29.4 | 36.6 | 72.6 | 144.8 | 289.0 | 721.8 | 1443 |
| 0.75 | 1.3 | 2 | 2.7 | 4.1 | 7.7 | 14.9 | 18.5 | 36.6 | 72.6 | 144.8 | 361.2 | 721.8 |
| 0.99 | 1.0 | 1.1 | 1.3 | 1.7 | 2.7 | 4.9 | 5.9 | 11.4 | 22.2 | 43.9 | 109.1 | 217.6 |
| 1.00 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |

*Nota.* A partir del periodo de retorno y riesgo admisible se hace el cálculo de la vida útil de las estructuras

El siguiente cuadro presenta periodos de retorno aconsejables según el tipo de obra de drenaje.

**Tabla 23**

*Riesgo admisible y Vida Útil de diversas tipas de Estructuras*

| VALORES MAXIMOS RECOMENDADOS DE RIESGO ADMISIBLE DE OBRAS DE DRENAJE | | |
|---|---|---|
| TIPO DE OBRA | RIESGO ADMISIBLE (**) R (%) | VIDA UTIL CONSIDERADO (n, en años) |
| Puentes (*) | 25 | 40 |
| Alcantarillas de paso de quebradas importantes y badenes | 30 | 25 |
| Alcantarillas de paso quebradas menores y descarga de agua de cunetas | 35 | 15 |
| Drenaje de la plataforma (a nivel Longitudinal) | 40 | 15 |
| Subdrenes | 40 | 15 |
| Defensas Ribereñas | 25 | 40 |

(*) - Para obtencion de la luz y nivel de aguas maximas extraordinarias.
- Se recomienda un periodo de retorno T de 500 años para el calculo de socavacion.

Fuente. (Ministerio de Transporte y Comunicacion - MTC, 2008)

Respecto a la determinación de la altura de socavación conforme lo indicado en el Manual de Diseño de Puentes… título 1-2 Estudios de Hidrología e Hidráulica (elaborado por el Ministerio de Transportes y Comunicaciones), indica que se debe garantizar un estándar hidráulico mayor para el diseño de la cimentación del puente, recomendando considerar lo planteado por Laursen (1999) que recomienda verificar la profundidad de socavación para un periodo de 500 años

### 3.2.5. HIDROLOGÍA

Para estimar el caudal de diseño, se ha efectuado el análisis de frecuencias de los máximos eventos hidrológicos (registros de precipitación máxima en 24 horas) y se obtuvo la mejor distribución consistente a los registros históricos.

### 3.2.5.1. PRECIPITACIÓN MÁXIMA DE DISEÑO

Con la obtención del registro de precipitaciones máximas en 24 horas, se procedió con el cálculo de las alturas de precipitación extrema probable que corresponde a diferentes periodos de retorno, que es la base para la estimación de caudales máximos para el diseño de puente. Debido a la extensión de la cuenca aunado a las características geomorfológicas y condiciones climáticas, se ha sectorizado las estaciones pluviométricas por subcuencas.

Para el análisis pluviométrica ha sido considerada las Estaciones de Sicuani, Kayra y Machupicchu, que se encuentran dentro de la cuenca en estudio cuyo registro de datos pluviométricos tienen procedencia del Servicio Nacional de Meteorología e hidrología SENAMHI.

**Tabla 24**

*Precipitaciones máximas mensuales de las estaciones Sicuani-Kayra y Machupichu*

| Precipitacion Maxima 24 Horas de las Estaciones (mm) | | | |
|---|---|---|---|
| Año | Sicuani | Granja Kayra | Machupicchu |
| | 3564 msnm | 3219msnm | 2459msnm |
| n | 46 | 49 | 8 |
| Promedio | 32.0 | 33.4 | 50.6 |
| Pmax | 46.2 | 51.6 | 57.8 |
| Pmin | 10 | 19.3 | 39.8 |
| Desv. Estandar | 10.41 | 12.51 | 7.04 |
| Varianza | 108.43 | 156.49 | 49.61 |
| coef. Varianza | 0.33 | 0.37 | 0.14 |
| Coef. De sesgo | 0.97 | 1.99 | 0.66 |
| Coef. De Curtosis | 5.69 | 11.19 | 4.86 |

Fuente. (EGEMSA, 2012)

### 3.2.5.1.1. ANÁLISIS DUDOSOS

Previo al procedimiento estadístico de la información, se lleva a cabo la verificación y análisis de datos cuestionables, para identificar los datos que se alejan significativamente de la tendencia de la información restante de la muestra.

A fin de detectar los datos dudosos, se realizaron cálculos de los umbrales superiores e inferiores para cada uno de las series de precipitaciones máximas de las estaciones analizadas, conforme las siguientes ecuaciones de frecuencia.

$$y_H = \bar{y} + K_n s_y$$

$$y_L = \bar{y} - K_n s_y$$

Donde:

$y_H$: Umbral superior para datos dudosos en unidades logarítmicas.

$y_L$: Umbral inferior para datos dudoso en unidades logarítmicas.

$\bar{y}$: Promedio de los logaritmos de las precipitaciones máximas.

$K_n$: Desviación estándar de los logaritmos de las precipitaciones máximas.

$s_y$: Valor tabulado para una muestra de tamaño n. (Chow, Maidment, & Mays, 1994)

**Tabla 25**

*Valores de Kn para la prueba de datos dudosos*

| n | $K_n$ | n | $K_n$ | n | $K_n$ | n | $K_n$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 10 | 2.036 | 24 | 2.467 | 38 | 2.661 | 60 | 2.837 |
| 11 | 2.088 | 25 | 2.486 | 39 | 2.671 | 65 | 2.866 |
| 12 | 2.134 | 26 | 2.502 | 40 | 2.682 | 70 | 2.893 |
| 13 | 2.175 | 27 | 2.519 | 41 | 2.692 | 75 | 2.917 |
| 14 | 2.213 | 28 | 2.534 | 42 | 2.700 | 80 | 2.940 |
| 15 | 2.247 | 29 | 2.549 | 43 | 2.710 | 85 | 2.961 |
| 16 | 2.279 | 30 | 2.563 | 44 | 2.719 | 90 | 2.981 |
| 17 | 2.309 | 31 | 2.577 | 45 | 2.727 | 95 | 3.000 |
| 18 | 2.335 | 32 | 2.591 | 46 | 2.736 | 100 | 3.017 |
| 19 | 2.361 | 33 | 2.604 | 47 | 2.744 | 110 | 3.049 |
| 20 | 2.385 | 34 | 2.616 | 48 | 2.753 | 120 | 3.078 |
| 21 | 2.408 | 35 | 2.628 | 49 | 2.760 | 130 | 3.104 |
| 22 | 2.429 | 36 | 2.639 | 50 | 2.768 | 140 | 3.129 |
| 23 | 2.448 | 37 | 2.650 | 55 | 2.804 | | |

Fuente. (Chow, Maidment, & Mays, 1994)

Según la guía de prácticas hidrológicas de la Organización Meteorológica Mundial – OMM, se recomienda multiplicar los datos pluviométricos por un factor de ajuste de la frecuencia de observación diaria. Asumiendo que el caso de nuestras estaciones, son aquellas que se registran una vez al día, las precipitaciones deberán multiplicarse por un factor de 1.13, según la tabla siguiente.

**Figura 22**

*Frecuencia de ajuste de la frecuencia de observación diaria*

| Numero de observaciones / día | 1 | 2 | 3 - 4 | 5 - 8 | 9 - 24 | >24 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Factor de ajuste | 1.13 | 1.04 | 1.03 | 1.02 | 1.01 | 1.00 |

Fuente. Guía de prácticas hidrológicas

### 3.2.5.1.2. ANÁLISIS DE FRECUENCIA

Para el análisis de frecuencias se considera la aplicación de distribución de frecuencias a la serie de precipitaciones máximas. Durante el análisis a realizar se han seleccionado las distribuciones más recomendadas para la obtención de caudales máximos, siendo estas:

- Función de distribución normal
- Función de distribución log- normal
- Función de distribución de Log – Pearson Tipo III
- Función de distribución de Gumbel

**Función de distribución normal.** La distribución normal se manifiesta a partir del teorema del límite central, que es una distribución simétrica de la Campana de Gauss.

La presente distribución se define:

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi\sigma}} \exp^{-\frac{1}{2}(\frac{x-\mu}{\sigma})^2}$$

Donde:

f(x): densidad de probabilidad

x: variable aleatoria

La principal limitación de la distribución normal en la descripción de variables hidrológicas es, por un lado, que esta varia a lo largo de un rango continuo, mientras que las variables hidrológicas son no negativas y, por otro lado, la simetría alrededor de la medida mientras que la información hidrológica tiende a ser asimétrica. (Chow, Maidment, & Mays, 1994)

### 3.2.5.1.3. FUNCIÓN DE DISTRIBUCIÓN NORMAL

La distribución Log normal es una extensión de la distribución Normal, dentro del cual los valores logarítmicos son considerados como una secuencia normalmente distribuida.

$$f(x) = \frac{1}{x\sigma\sqrt{2\pi}} \exp^{-\frac{1}{2}(\frac{x-\mu_y}{\sigma_y})^2}$$

Donde:

f(x): densidad de probabilidad

x: variable aleatoria

$\sigma_y$: desviación estándar de logaritmos naturales de x

$\mu_y$: media de logaritmos naturales de x

e: base de logaritmos naturales

Si la variable aleatoria $Y = \log X$ esta normalmente distribuida, entonces se dice que X esta distribuida en forma lognormal. Chow (1954) llego a la conclusión de que esta

distribución se aplica a variables hidrológicas formadas como productos de otras variables debido a que si:

$$X = X_1 X_2 X_3 \dots X_n,$$

entonces $y = \log X = \sum_{i=1}^{n} \log \widehat{X_i} = \sum_{i=1}^{n} Y_i$.

### 3.2.5.1.4. FUNCIÓN DE DISTRIBUCIÓN LOG- NORMAL

La presente distribución ha sido una de las más aplicadas en la hidrología, debido a que la mayor parte de las variables hidrológicas son sesgadas.

$$f(x) = \frac{1}{(a < B)\left(\frac{x}{a}\right)(B-1)e^{\frac{-(\ln 8x - y)}{a}}}$$

Siendo:

A: parámetro de escala

B: parámetro de forma

Y: límite inferior de la distribución

### 3.2.5.1.5. FUNCIÓN DE DISTRIBUCIÓN DE LOG – PEARSON TIPO III

Si $\log X$ sigue una distribución Pearson tipo III, entonces se dice que X sigue una distribución log-Pearson tipo III. Esta es la distribución estándar para el análisis de frecuencias de crecientes máximas anuales, cuando $\log X$ es simetrico alrededor de su media, la distribución log-Pearson tipo III se reduce a la distribución lognormal. La localización del límite $\epsilon$ en la distribución log-Pearson tipo III depende de la asimetría de

la información. Si esta tiene asimetría positiva, entonces $\log X \geq \epsilon$ y $\epsilon$ es límite inferior, mientras que, si la información tiene asimetría negativa, $\log X \leq \epsilon$ y $\epsilon$ es un límite superior. La transformación log reduce la asimetría de la información transformada y puede producir información transformada con asimetría negativa utilizando información original con asimetría positiva. En este caso, la aplicación de la distribución log-Pearson tipo III impondría un límite superior artificial a la información. Dependiendo de los valores de los parámetros, la distribución log-Pearson tipo III puede asumir muchas formas diferentes. (Chow, Maidment, & Mays, 1994)

### 3.2.5.1.6. FUNCIÓN DE DISTRIBUCIÓN DE GUMBEL

La presente distribución se deriva de distribuciones del tipo exponencial que convergen hacia una función exponencial a medida que la variable aleatoria (x) incrementa. Siendo la densidad de la probabilidad:

$$f(x) = \alpha e^{[-\alpha(x-\beta)-e^{-\alpha(x-\beta)}]}$$

Siendo:

a y b: parámetros de la función.

$\alpha, \beta$: parámetros para muestras muy grandes, como:

$$\alpha = \frac{1.2825}{S}$$

$$\beta = x - 0.45\ S$$

Y para muestra pequeñas:

$$\alpha = \frac{\sigma_y}{S}$$

$$\beta = x - \frac{\mu_y}{\alpha}$$

### 3.2.5.1.7. PRUEBA DE BONDAD DE AJUSTE

Se realiza la prueba de bondad de ajuste de Kolmogorov- Smirnov con la finalidad de encontrar la distribución de frecuencias que tenga mejor ajuste a los datos históricos de precipitación. La prueba de bondad de ajuste de Kolmogorov- Smirnov, toma en cuenta la desviación de la función de distribución de probabilidades de la muestra P(x) de la función de probabilidades teóricas.

$$D_n = \max\left(P(x) - P_0(x)\right)$$

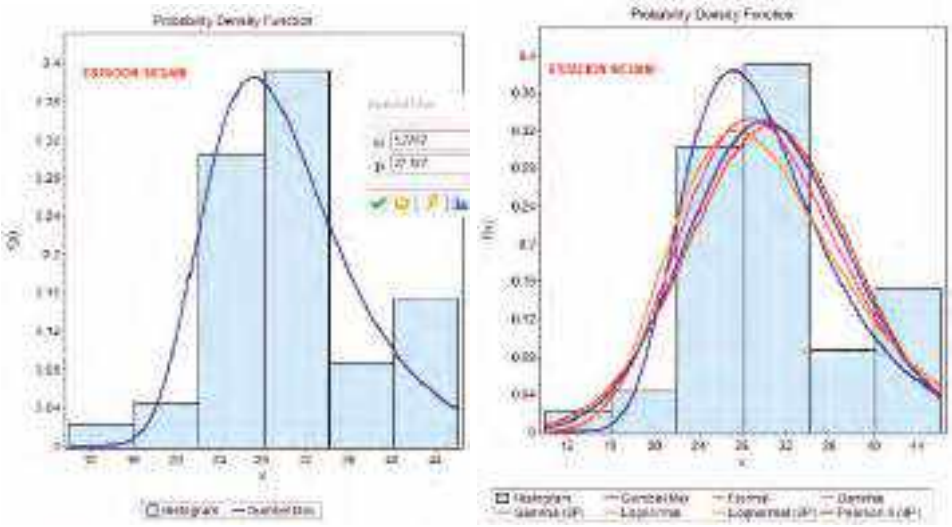
Se debe tener en cuenta que el valor D calculado con la expresión anterior sea menor que el valor tabulado $D_{crit}$ conforme el nivel de probabilidad requerido, en el cual se encuentra en función de a y n, pues depende del nivel significancia y el número de datos.

Finalmente, para la aplicación de cada una de las funciones de distribución a los datos de los registros de las estaciones en estudio, los resultados indicaron que los valores de ajuste para las estaciones son de diferente distribución.

De las tres estaciones estudiados se tiene con el ajuste de Kolmogórov-Smirnov las siguientes distribuciones:

**Figura 23**

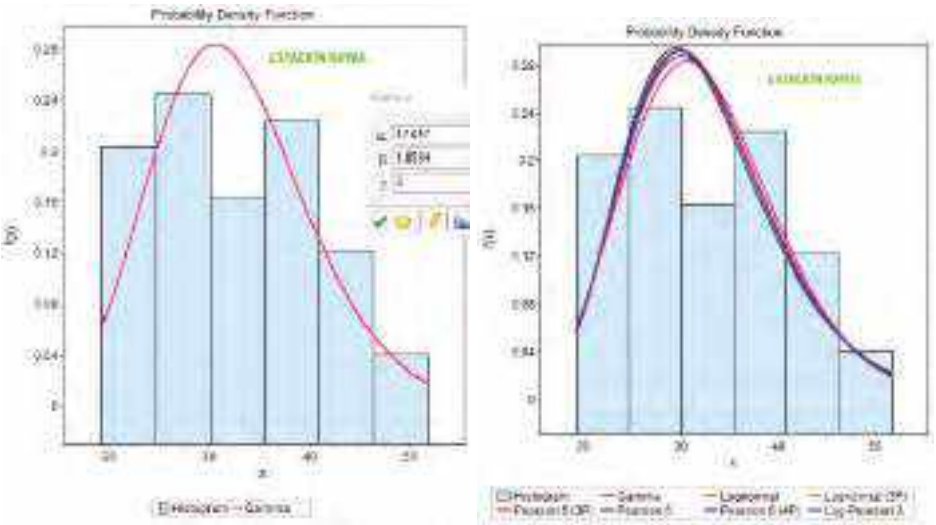
*Precipitación máxima para estación Sicuani*



$$P_{140\text{años}} = 55.70\text{mm}, \qquad P_{10\text{años}} = 40.17\text{mm}$$

**Figura 24**

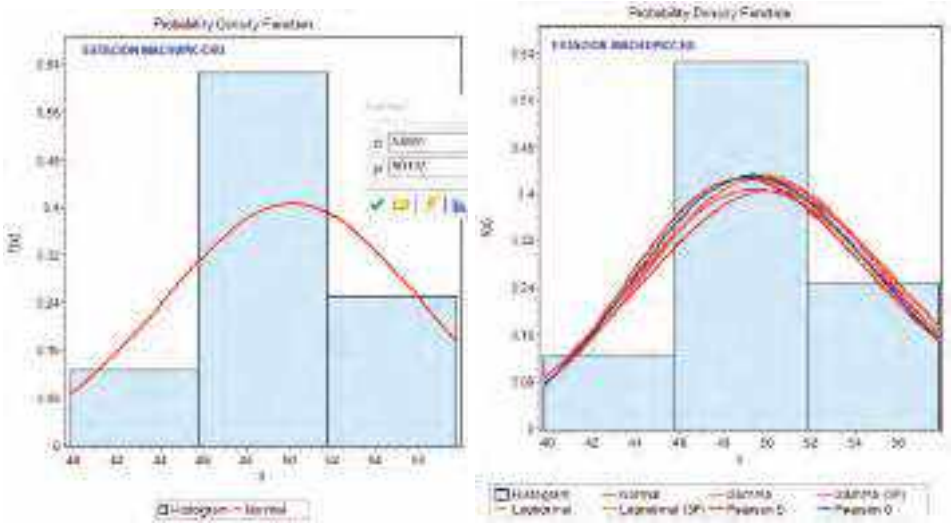
*Precipitación máxima para estación Kayra*



$$P_{140\text{años}} = 53.57\text{mm}, \qquad P_{10\text{años}} = 42.63\text{mm}$$

**Figura 25**

*Precipitación máxima para estación Machupichu*



$$P_{140años} = 64.59mm, \qquad P_{10años} = 57.70mm$$

### 3.2.5.2. INTENSIDAD DE DISEÑO

Para la obtención de la Intensidad de Diseño se han utilizado los valores extremos de lluvias de alta intensidad y corta duración que dependen de la localización geográfica.

El estudio de las estaciones ubicadas en la cuenca en estudio, no cuentan con registros pluviograficos que permitan obtener intensidades máximas. Sin embargo, se pueden realizar los cálculos correspondientes a partir de lluvias máximas en base al modelo de Federich Bell, el cual permite calcular la lluvia máxima en función del periodo de retorno, duración de la tormenta en minutos y precipitación máxima en una hora de duración y periodo de retorno de 10 años.

$$P_t^T = (0.21\log_e T + 0.52)(0.54t^{0.25})P_{60}^{10}$$

Siendo:

t: duración en minutos

T: periodo de retorno en años

$P_t^T$: precipitación caída en t minutos con periodo de retorno en T años.

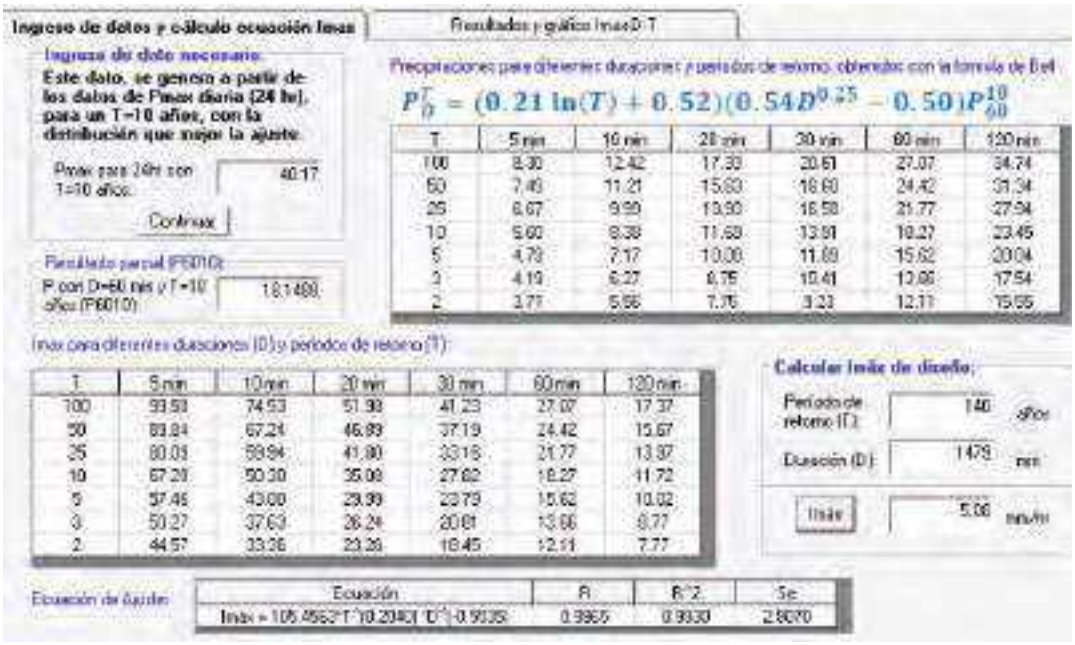
$P_{60}^{10}$: precipitación caída en 60 minutos con periodo de retorno de 10 años.

**Estación Sicuani**

$$P_{10años} = 40.17mm$$

**Figura 26**

*Determinación de la intensidad máxima E. Sicuani*




*Nota.* Cálculo de la ecuación Imáx a partir de Pmáx diarios utilizando el criterio de Federich Bell para la estación Sicuani.

**Tabla 26**

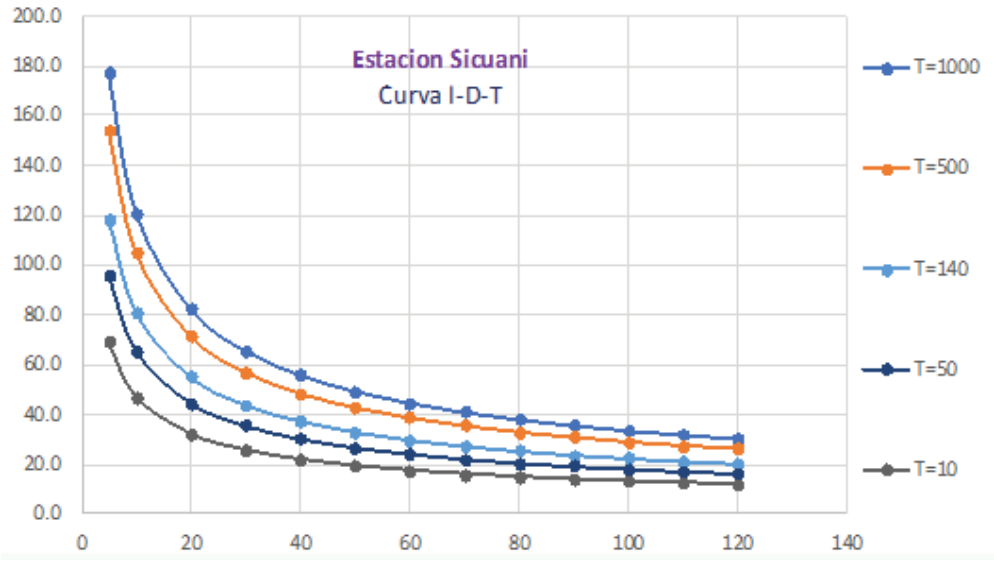
*Datos para I-D-T E. Sicuani*

| VALORES DE INTENSIDAD MAXIMA PARA DIFERENTES DURACION-PERIODOS (Imax) | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Duracion D (min) | PERIODO DE RETORNO T (años) | | | | | | | | | | |
| | 1 | 5 | 10 | 25 | 50 | 100 | 140 | 200 | 300 | 500 | 1000 |
| 5 | 43.3 | 60.1 | 69.2 | 83.4 | 96.1 | 110.7 | 118.6 | 127.5 | 138.5 | 153.7 | 177.1 |
| 10 | 29.5 | 40.9 | 47.2 | 56.9 | 65.5 | 75.4 | 80.8 | 86.9 | 94.4 | 104.8 | 120.7 |
| 20 | 20.1 | 27.9 | 32.1 | 38.7 | 44.6 | 51.4 | 55.1 | 59.2 | 64.3 | 71.4 | 82.2 |
| 30 | 16.1 | 22.3 | 25.7 | 31.0 | 35.7 | 41.1 | 44.0 | 47.3 | 51.4 | 57.0 | 65.7 |
| 40 | 13.7 | 19.0 | 21.9 | 26.4 | 30.4 | 35.0 | 37.5 | 40.3 | 43.8 | 48.6 | 56.0 |
| 50 | 12.1 | 16.8 | 19.4 | 23.3 | 26.9 | 31.0 | 33.2 | 35.7 | 38.7 | 43.0 | 49.5 |
| 60 | 10.9 | 15.2 | 17.5 | 21.1 | 24.3 | 28.0 | 30.0 | 32.2 | 35.0 | 38.9 | 44.8 |
| 70 | 10.0 | 13.9 | 16.1 | 19.4 | 22.3 | 25.7 | 27.5 | 29.6 | 32.1 | 35.7 | 41.1 |
| 80 | 9.3 | 13.0 | 14.9 | 18.0 | 20.7 | 23.9 | 25.6 | 27.5 | 29.9 | 33.1 | 38.2 |
| 90 | 8.7 | 12.1 | 14.0 | 16.8 | 19.4 | 22.4 | 23.9 | 25.8 | 28.0 | 31.0 | 35.8 |
| 100 | 8.2 | 11.4 | 13.2 | 15.9 | 18.3 | 21.1 | 22.6 | 24.3 | 26.4 | 29.3 | 33.7 |
| 110 | 7.8 | 10.9 | 12.5 | 15.1 | 17.4 | 20.0 | 21.4 | 23.0 | 25.0 | 27.8 | 32.0 |
| 120 | 7.5 | 10.3 | 11.9 | 14.4 | 16.6 | 19.1 | 20.4 | 22.0 | 23.9 | 26.5 | 30.5 |

*Nota*. Tabla de construcción de IDT para la estación Sicuani.

**Figura 27**

*Grafica de I-D-T, E. Sicuani*




*Nota.* Curva IDT para diferentes periodos de la estación Sicuani.

$D := 1479 \ min$

$T := 140 \quad años$

$$I_{max_E.sicuani} := 105.4563 \cdot \frac{T^{0.2040}}{D^{0.5535}} = 5.09 \quad \frac{mm}{hr}$$

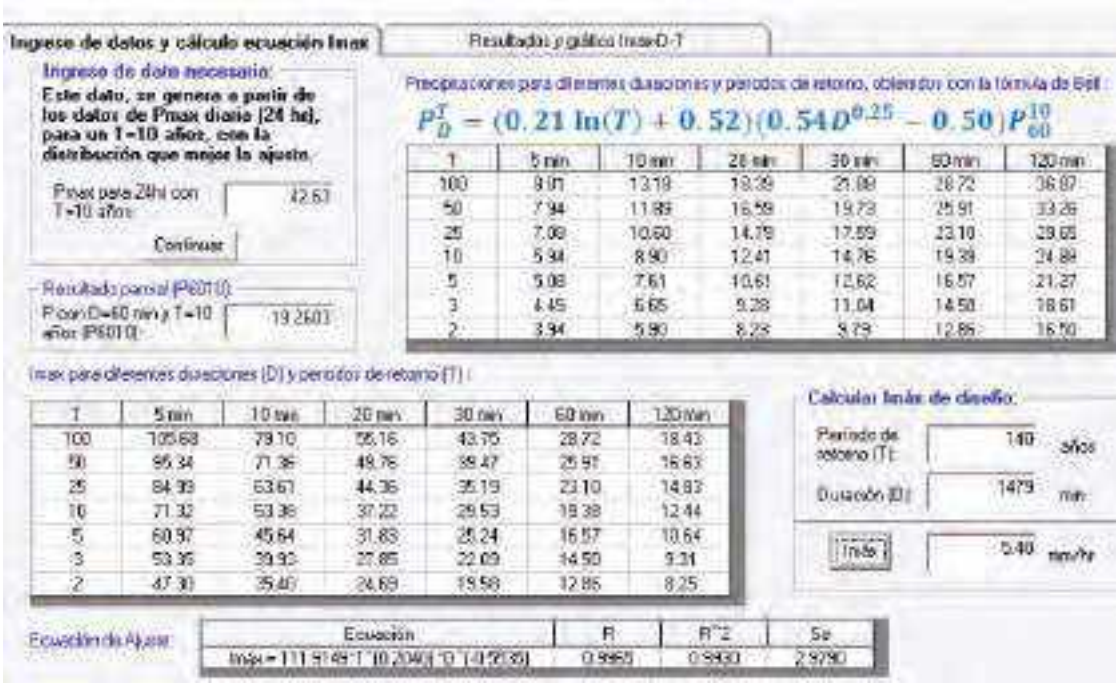
$I_{max_E.sicuani} = 5 \ \frac{mm}{hr}$ => Intensidad maxima para la estacion Sicuani

**Estación Granja Kayra:**

$$P_{10años} = 42.63mm$$

**Figura 28**

*Determinación de la intensidad máxima, E. Kayra*




*Nota.* Cálculo de la ecuación Imáx a partir de Pmáx diarios utilizando el criterio de Federich Bell para la estación de Kayra.

**Tabla 27**

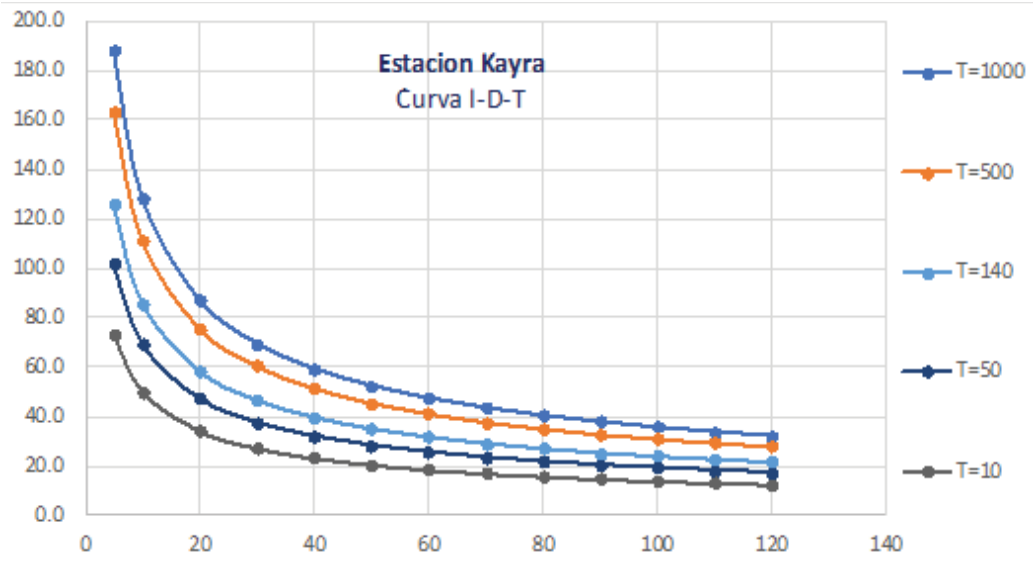
*Datos para I-D-T, E. Kayra*

| VALORES DE INTENSIDAD MAXIMA PARA DIFERENTES DURACION-PERIODOS (Imax) | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Duracion D (min) | PERIODO DE RETORNO T (años) | | | | | | | | | | |
| | 1 | 5 | 10 | 25 | 50 | 100 | 140 | 200 | 300 | 500 | 1000 |
| 5 | 45.9 | 63.8 | 73.5 | 88.5 | 102.0 | 117.5 | 125.8 | 135.3 | 147.0 | 163.2 | 187.9 |
| 10 | 31.3 | 43.4 | 50.0 | 60.3 | 69.5 | 80.1 | 85.7 | 92.2 | 100.2 | 111.2 | 128.1 |
| 20 | 21.3 | 29.6 | 34.1 | 41.1 | 47.4 | 54.5 | 58.4 | 62.8 | 68.2 | 75.7 | 87.3 |
| 30 | 17.0 | 23.7 | 27.2 | 32.8 | 37.8 | 43.6 | 46.7 | 50.2 | 54.5 | 60.5 | 69.7 |
| 40 | 14.5 | 20.2 | 23.2 | 28.0 | 32.3 | 37.2 | 39.8 | 42.8 | 46.5 | 51.6 | 59.4 |
| 50 | 12.8 | 17.8 | 20.5 | 24.8 | 28.5 | 32.8 | 35.2 | 37.8 | 41.1 | 45.6 | 52.5 |
| 60 | 11.6 | 16.1 | 18.6 | 22.4 | 25.8 | 29.7 | 31.8 | 34.2 | 37.2 | 41.2 | 47.5 |
| 70 | 10.7 | 14.8 | 17.0 | 20.5 | 23.7 | 27.3 | 29.2 | 31.4 | 34.1 | 37.9 | 43.6 |
| 80 | 9.9 | 13.7 | 15.8 | 19.1 | 22.0 | 25.3 | 27.1 | 29.2 | 31.7 | 35.2 | 40.5 |
| 90 | 9.3 | 12.9 | 14.8 | 17.9 | 20.6 | 23.7 | 25.4 | 27.3 | 29.7 | 32.9 | 38.0 |
| 100 | 8.7 | 12.1 | 14.0 | 16.9 | 19.4 | 22.4 | 24.0 | 25.8 | 28.0 | 31.1 | 35.8 |
| 110 | 8.3 | 11.5 | 13.3 | 16.0 | 18.4 | 21.2 | 22.7 | 24.5 | 26.6 | 29.5 | 34.0 |
| 120 | 7.9 | 11.0 | 12.6 | 15.2 | 17.6 | 20.2 | 21.7 | 23.3 | 25.3 | 28.1 | 32.4 |

*Nota.* Tabla de construcción de IDT para la estación Kayra.

**Figura 29**

*Gráfica de I-D-T, E. Kayra*




*Nota.* Curva IDT para diferentes periodos de la estación Kayra.

$D := 1479 \ min$

$T := 140 \quad años$

$I_{max_E.kayra} := 111.9149 \cdot \frac{T^{0.2040}}{D^{0.5535}} = 5.4 \ \frac{mm}{hr}$

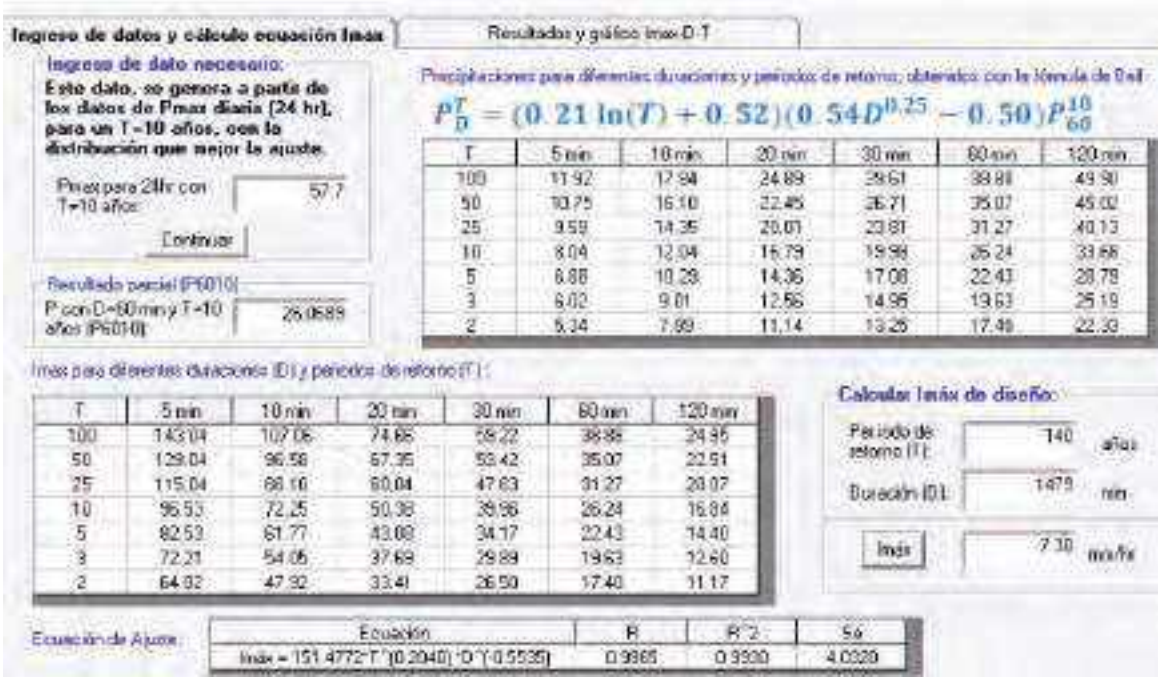
$I_{max_E.kayra} = 5 \ \frac{mm}{hr}$ => Intensidad maxima para la estacion Kayra

**Estación Machupicchu:**

$$P_{10años} = 57.70mm$$

**Figura 30**

*Determinación de intensidad máxima, E. Machupicchu*




*Nota.* Cálculo de la ecuación Imáx a partir de Pmáx diarios utilizando el criterio de Federich Bell para la estación de Machupichu.

**Tabla 28**

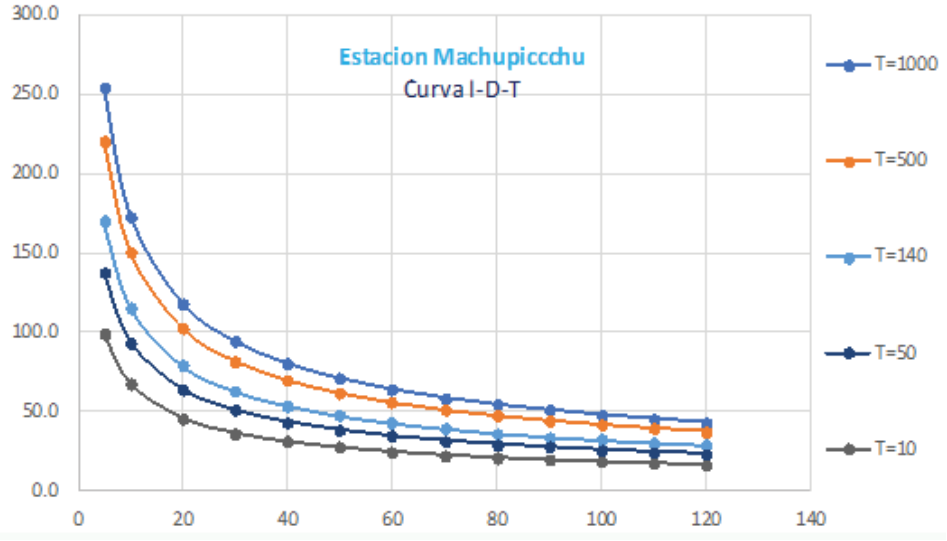
*Datos para I-D-T, E. Machupicchu*

| VALORES DE INTENSIDAD MAXIMA PARA DIFERENTES DURACION-PERIODOS (Imax) | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Duracion | PERIODO DE RETORNO T (años) | | | | | | | | | | |
| D (min) | 1 | 5 | 10 | 25 | 50 | 100 | 140 | 200 | 300 | 500 | 1000 |
| 5 | 62.2 | 86.3 | 99.4 | 119.9 | 138.1 | 159.0 | 170.3 | 183.2 | 199.0 | 220.8 | 254.4 |
| 10 | 42.3 | 58.8 | 67.7 | 81.7 | 94.1 | 108.4 | 116.1 | 124.8 | 135.6 | 150.5 | 173.3 |
| 20 | 28.9 | 40.1 | 46.2 | 55.6 | 64.1 | 73.8 | 79.1 | 85.0 | 92.4 | 102.5 | 118.1 |
| 30 | 23.1 | 32.0 | 36.9 | 44.5 | 51.2 | 59.0 | 63.2 | 67.9 | 73.8 | 81.9 | 94.4 |
| 40 | 19.7 | 27.3 | 31.4 | 37.9 | 43.7 | 50.3 | 53.9 | 57.9 | 62.9 | 69.9 | 80.5 |
| 50 | 17.4 | 24.1 | 27.8 | 33.5 | 38.6 | 44.5 | 47.6 | 51.2 | 55.6 | 61.7 | 71.1 |
| 60 | 15.7 | 21.8 | 25.1 | 30.3 | 34.9 | 40.2 | 43.0 | 46.3 | 50.3 | 55.8 | 64.3 |
| 70 | 14.4 | 20.0 | 23.1 | 27.8 | 32.0 | 36.9 | 39.5 | 42.5 | 46.2 | 51.2 | 59.0 |
| 80 | 13.4 | 18.6 | 21.4 | 25.8 | 29.8 | 34.3 | 36.7 | 39.5 | 42.9 | 47.6 | 54.8 |
| 90 | 12.6 | 17.4 | 20.1 | 24.2 | 27.9 | 32.1 | 34.4 | 37.0 | 40.2 | 44.6 | 51.4 |
| 100 | 11.8 | 16.4 | 18.9 | 22.8 | 26.3 | 30.3 | 32.4 | 34.9 | 37.9 | 42.1 | 48.5 |
| 110 | 11.2 | 15.6 | 18.0 | 21.7 | 24.9 | 28.7 | 30.8 | 33.1 | 36.0 | 39.9 | 46.0 |
| 120 | 10.7 | 14.9 | 17.1 | 20.6 | 23.8 | 27.4 | 29.3 | 31.5 | 34.3 | 38.0 | 43.8 |

*Nota.* Tabla de construcción de IDT para la estación Machupicchu.

**Figura 31**

*Gráfica de I-D-T, E. Machupicchu*




*Nota.* Curva IDT para diferentes periodos de la estación Machupicchu.

$D := 1479 \ min$

$T := 140 \ años$

$I_{max_E.machupicchu} := 151.4772 \cdot \frac{T^{0.2040}}{D^{0.5535}} = 7.3 \ \frac{mm}{hr}$

$I_{max_E.machupicchu} = 7 \ \frac{mm}{hr}$ =>Intensidad maxima para la estacion Machupicchu

### 3.2.5.3. TIEMPO DE CONCENTRACIÓN

Para realizar el cálculo del tiempo de concentración crítico, se utilizaron las fórmulas de Kirpich, U.S. Corp of Engineers y U.S. Hathaway.

**Formnula de Kirpich**

$$T_c = 0.000325 \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}}$$

Siendo:

L= longitud del cauce (Km.)

S= Pendiente de la Cuenca (m/m.)

**Formula de U.S. Corps of Engineers**

$$T_c = 0.3 \frac{L^{0.76}}{S^{0.19}}$$

Siendo:

L= longitud del cauce (Km.)

S= Pendiente de la Cuenca (m/m.)

**Formula de U.S. Hathaway**

$$T_c = 0.286 \frac{L^{0.467}}{S^{0.234}}$$

Siendo:

L= longitud del cauce (Km.)

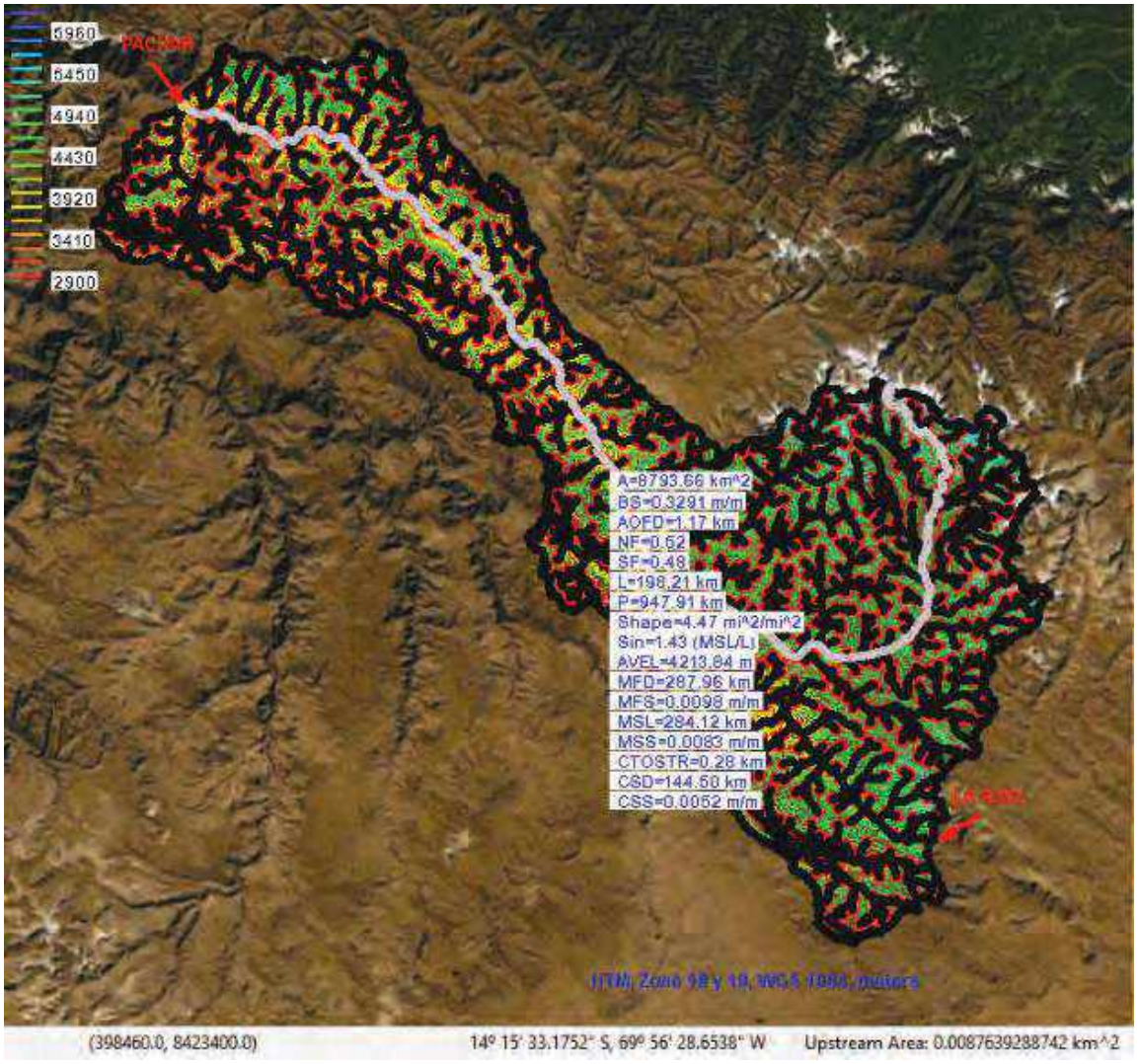
S= Pendiente de la Cuenca (m/m.)

### 3.2.6. DETERMINACIÓN DE CAUDAL DE DISEÑO – PUENTE PACHAR

**DELIMITACION DE CUENCA**. - Para la delimitación de la cuenca se ha utilizado el software WMS v.11, dado que es bastante versátil para dicho objetivo, lo más importante de este software nos permite calcular los parámetros de la cuenca, como se tiene en la siguiente figura:

**Figura 32**

*Delimitación de cuenca con punto de control en Pachar*




*Nota.* Cuenca de Estudio que inicia en La Raya y termina en la Localidad de Pachar.

**Tabla 29**

*Parámetros de la cuenca, con punto de control en Pachar*

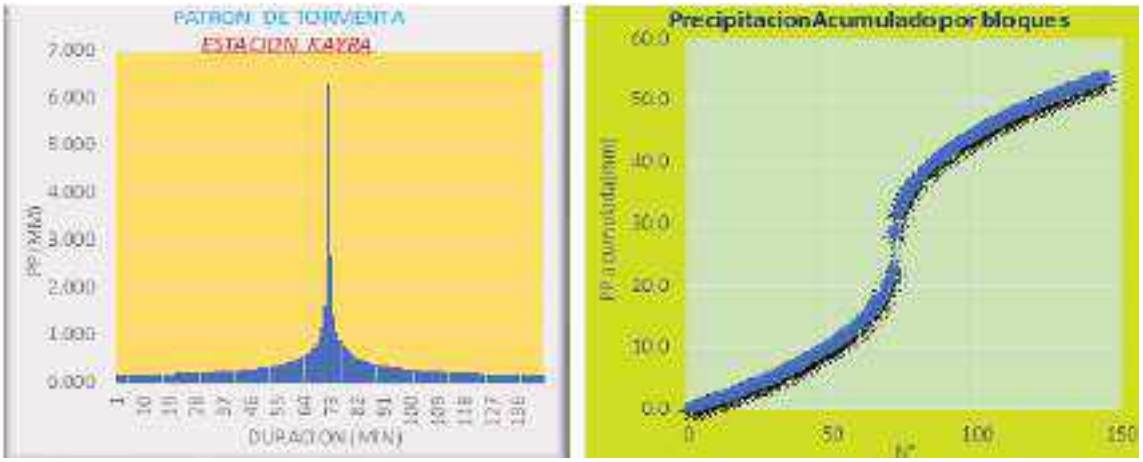
| PARAMETROS DE CUENCA | | | |
|---|---|---|---|
| Descripción | Simbolo | Unidad | CUENCA VILCANOTA |
| Area de cuenca | A | km2 | **8793.660** |
| Pendiente media de la cuenca | BS | m/m | **0.329** |
| Distancia media del flujo superficial en la cuenca | AOFD | km | 1.170 |
| Porcentaje de cuenca cuyo aspecto se dirige al Norte | NF | % | 0.520 |
| Porcentaje de cuenca cuyo aspecto se dirige al Sur | SF | % | 0.480 |
| Longitud de la cuenca | L | km | 198.210 |
| Perimetro de la cuenca | P | km | **947.910** |
| Factor de forma de cuenca | Forma | | 4.470 |
| Factor de sinuocidad de la cuenca | Sin | | 1.430 |
| Elevacion media de la cuenca | AVEL | m.s.n.m | **4213.840** |
| Distancia maxima de caudal de la cuenca, incluye tanto tierra flujo de canal | MFD | km | 287.960 |
| Pendiente del MFD | MFS | m/m | 0.0098 |
| Longitud de rio principal | MSL | km | **284.120** |
| Pendiente del rio principal | MSS | m/m | 0.0083 |
| Distancia desde el centroide de la cuenca hasta el punto más cercano asociado con el MFD | CTOSTR | km | 0.280 |
| Distancia desde el centroide de la cuenca hasta un punto de la corriente que forma parte del MFD | CSD | km | 144.500 |
| Pendiente de la CSD | CSS | m/m | 0.0052 |

*Nota.* Descripción de los parámetros básicos y los datos obtenidos a partir de la cuenca de estudio.

**PATRÓN DE TORMENTA**. Este patrón de tormenta se construye a partir de la ecuación de I-D-T, básicamente para nuestro objetivo se ha considera los datos de la estación Kayra debido a que en la tesis de maestría del ingeniero Edwin Astete, ha realizado un análisis minucioso los datos de la estación kayra.

**Figura 33**

*Gráfico de Patrón de Tormenta (Hietograma)*




Con estos datos podemos calcular el caudal máximo, para ello nos apoyaremos en el software HEC-HMS v.4.1, este software requiere datos del Hietograma, asimismo también los parámetros de cuenca, anteriormente calculado.

**Figura 34**

*Modelo de cuenca en el software HEC-HMS*

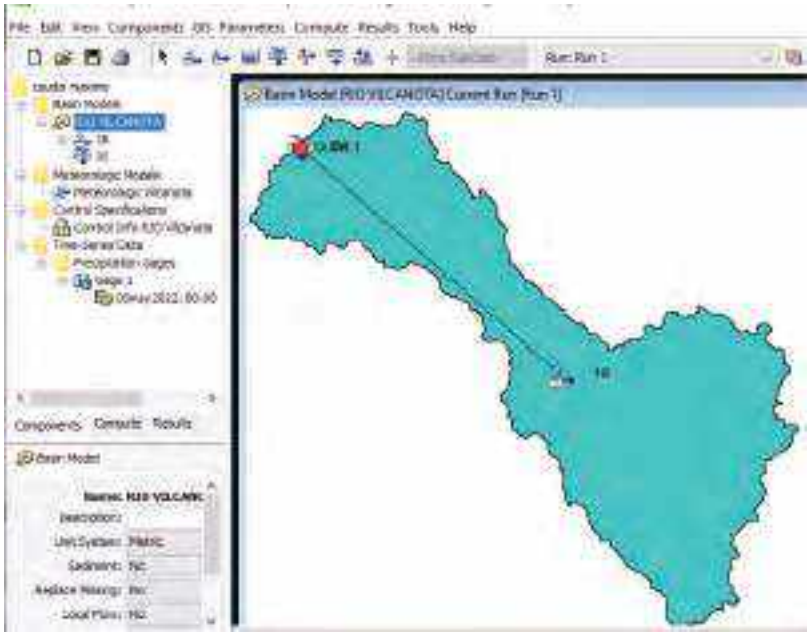


**Figura 35**

*Grafica del pico de caudal (m3/s)*

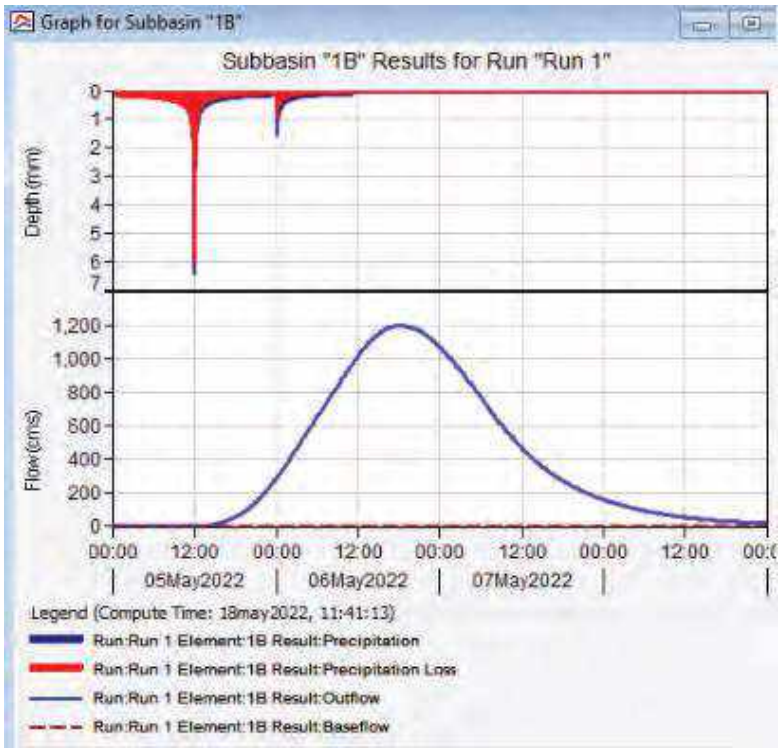
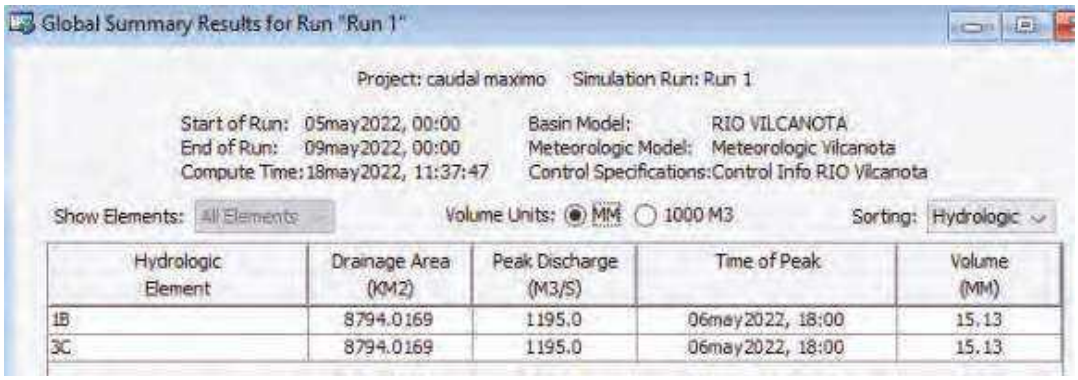



**Tabla 30**

*Caudal máximo (m3/s*)




| Hydrologic Element | Drainage Area (KM2) | Peak Discharge (M3/S) | Time of Peak | Volume (MM) |
|---|---|---|---|---|
| 1B | 8794.0169 | 1195.0 | 06may2022, 18:00 | 15.13 |
| 3C | 8794.0169 | 1195.0 | 06may2022, 18:00 | 15.13 |

$$Q_{max} = 1195 \text{ m3/s}$$

**Tabla 31**

*Se muestra Volumen de Perdida (mm)*

Summary Results for Subbasin "1B"

Project: caudal maximo Simulation Run: Run 1
Subbasin: 1B

| | | | |
|---|---|---|---|
| Start of Run: | 05may2022, 00:00 | Basin Model: | RIO VILCANOTA |
| End of Run: | 09may2022, 00:00 | Meteorologic Model: | Meteorologic Vilcanota |
| Compute Time: | 18may2022, 11:41:13 | Control Specifications: | Control Info RIO Vilcanota |

Volume Units: (•) MM ( ) 1000 M3

Computed Results

| | | | |
|---|---|---|---|
| Peak Discharge: | 1195.0 (M3/S) | Date/Time of Peak Discharge: | 06may2022, 18:00 |
| Precipitation Volume: | 70.76 (MM) | Direct Runoff Volume: | 15.13 (MM) |
| Loss Volume: | 55.56 (MM) | Baseflow Volume: | 0.00 (MM) |
| Excess Volume: | 15.20 (MM) | Discharge Volume: | 15.13 (MM) |

## 3.2.7. DISEÑO HIDRÁULICO

Se ha realizado el modelamiento hidráulico del cauce del rio Vilcanota con la finalidad de obtener parámetros hidráulicos.

**MODELAMIENTO HIDRÁULICO**. Para realizar el análisis hidráulico Se ha recurrido a la información proporcionada por el levantamiento topográfico en el punto de interés, iniciando con la obtención de sección transversal para seguidamente obtener el coeficiente de rugosidad de acuerdo a las condiciones de la zona, esta sección natural se ha idealizado a una forma trapezoidal para la facilidad de los cálculos; así mismo el estudio topográfico ha proporcionado la diferencia de cotas con el cual se pudo obtener la pendiente del tramo de interés, con el caudal máximo de 1195 m3/seg se procede a calcular el tirante máximo para el periodo de retorno de 140 años, para un patrón de tormenta establecido de la estación de Kayra.

**Resultados del modelamiento**. La obtención de los resultados a partir del modelamiento hidráulico en secciones cercanas al proyecto:

**Figura 36**

*Cauce natural en el eje del puente Propuesto*

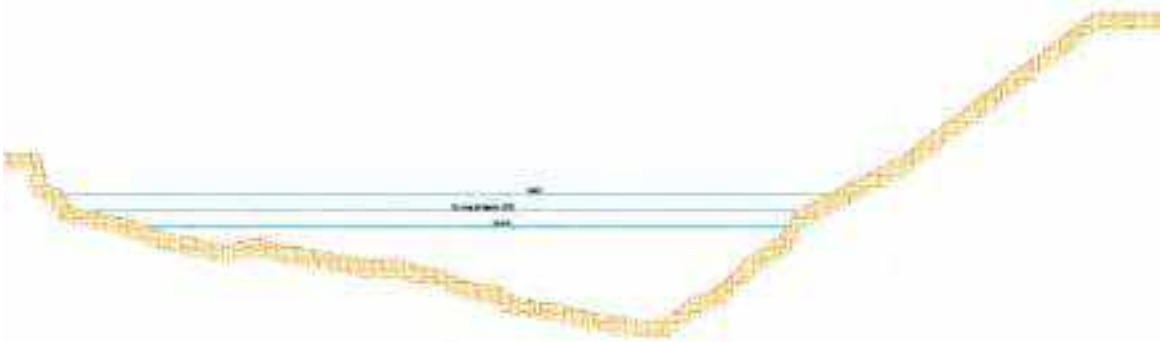


**Figura 37**

*Cause ideal para simplificar el cálculo del tirante*

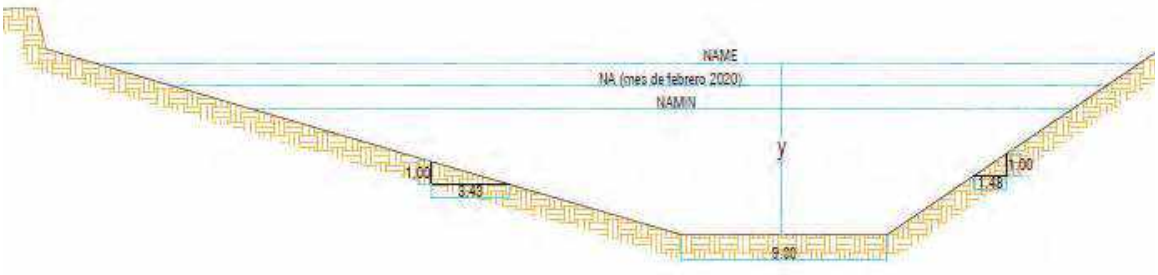


**Tabla 32**

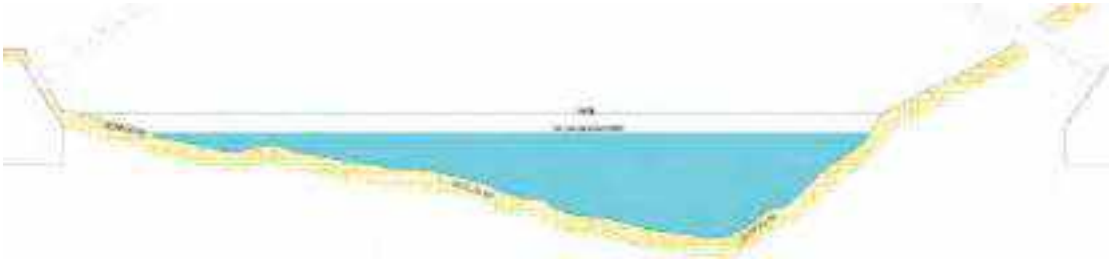
*Tirante máximo para un caudal de 1195m3/s, T=140años.*




Tirante Maximo $y_{max} \approx 7m$

**Figura 38**

*Sección final, Qmax=1195m3/s, para un periodo de retorno T=140años*



## 3.2.8. ESTIMACION DE LA PROFUNDIDAD DE SOCAVACION

Para el presente caso no es necesario el cálculo de socavación debido a que la estructura cuenta con cimentación profunda (Pilotes), es de mencionar que los pilotes se encuentran apoyados sobre roca dura.

## 3.3. ESTUDIO GEOLÓGICO Y GEOTÉCNICO

### 3.3.1. GEOMORFOLOGÍA

En este apartado se han identificado las unidades geomorfológicas regionales que incluyen las unidades locales, las que serán descritas conforme su morfología, litología y tectónica

#### 3.3.1.1. DESCRIPCIÓN DE LAS UNIDADES GEOMORFOLÓGICAS

En la recopilación de la información para el presente estudio se han reconocido tres unidades geomorfológicas regionales: Las Altiplanas, la Cordillera Oriental y la Zona Subandina. Es de mencionar que el río Vilcanota-Urubamba forma parte de sectores el límite Cordillera Oriental-Altiplanicies.

##### 3.3.1.1.1. ALTIPLANICIES

Esta unidad corresponde a un área relativamente plana con altitudes que varían entre 4,200 y 4,300 msnm, que corresponde a cumbres que se alinean entre 4,200 y 4,400 msnm. Las Altiplanicies se desarrollan mejor hacia el sur de la zona de estudio (cuadrángulos de Cotabambas y Cusco), mientras en los Cuadrángulos de Urubamba y Calca sen el borde norte que limita con la Cordillera Oriental. Absolutamente el límite irregular y realiza en diversas formas geológicas. (Carlotto, Gil, Cárdenas, & Chávez, 1996)

En el estudio realizado se distinguen las siguientes formas geológicas: la Depresión de Anta, la Pampa de Maras, las Montañas de Cusco y la Depresión de Limatambo. En algunos casos, las geoformas pueden estar separadas, por fallas NO-SE.

**MESETA DE CHINCHAYPUJIO.** Forma el borde Norte de la meseta y que se encuentra en la parte más meridional de los Cuadrángulos. Cuenta con un relieve suave e interrumpido por una superficie erosionada que queda a una altura de 4,200 y 4,300 msnm. Esta superficie de erosión es la denominada Superficie Puna descrita por Bowman (1916) y Mac Laughlin (1924). La erosión que ha formado esta geoforma, ha surgido sobre los conglomerados de la Formación Anta y rocas ígneas que cubren dicha formación. En los bordes este y oeste de esta unidad se encuentran areniscas y lutitas del Grupo San Jerónimo y rocas intrusivas del Batolito Andahuaylas-Yauri, respectivamente.

Esta superficie está fragmentada debido a la erosión principalmente glacial y fluvial. (Carlotto, Gil, Cárdenas, & Chávez, 1996)

**DEPRESIÓN DE ANTA.** Es una depresión que se extiende en dirección ONO-ESE, con una longitud aproximada de 30 km. Esta depresión es ampliada en la parte central, hasta los 10 km de ancho mientras se estrecha hacia los extremos. Es una zona bastante plana ubicada entre los 3,300 y 3,400 msnm. El material de relleno consiste principalmente fluvio-lacustre del Pleistoceno medio al Holoceno (Cabrera, 1988). Estas secuencias se ven afectadas por algunas fallas que se reactivan durante las fases tectónicas del cuaternario. Actualmente, constituye una zona de pastizales y tierras agrícolas. Esta depresión atraviesa el río Cachimayo de sureste a norte y el río Pitumayo de NO a SE, los que se unen para formar el río Huarocondo, que fluye al norte y desemboca en el río Urubamba. Esta unidad limita al sur con la Meseta de Chinchaypujio, al NE con la Pampa de Piuray-Maras, al NO con las faldas de las Montañas de Huayanay a través de una falla EO y al Oeste con la depresión de Limatambo.

La superficie llana de la depresión se interrumpe por unas lomas intermedias, de las que destacan los cerros de Catañiray, San Juan y Tambocancha. El cerro Catañiray está conformada por afloramientos de lutitas y yesos del Grupo Yuncaypata y el cuerpo volcánico Shoshonítico, mientras que los cerros de San Juan consisten en conglomerados de la Formación Anta. La loma de Tambocancha están formadas por rocas de la Formación Puquín, conglomerados de la Formación Anta y por algunos cuerpos intrusivos. (Carlotto, Gil, Cárdenas, & Chávez, 1996)

**VALLE DE VILCANOTA URUBAMBA.** En área de estudio, considerado como un valle interandino, que se puede dividir en dos partes: la primera que va de San Salvador a Pachar, donde forma el límite entre las Altiplanicies y la Cordillera Oriental; mientras tanto, la segunda linia que va de Pachar a Machu Picchu, que corta la Cordillera Oriental separando la Cadena de Huayanay-Paljay de la Cadena Verónica-Bonanta.

En el primer tramo, el valle presenta una dirección SEE a NOO. El inicio del valle se encuentra en el cuadrángulo a una altitud de 3,000 msnm, con amplias terrazas, como las de Pisac, Lamay, Arín, Huarán, Huayllabamba y Yucay; mientras que en el segundo tramo aparece a una altitud de 2,262 msnm.

El primer tramo corresponde a un amplio valle fluvial que, en determinadas zonas supera los 1,000 m, mostrando una evolución madura cuyo cauce forma canales escalonados. Las pendientes cambian de suaves a empinadas. En el borde se observan importantes conos aluviales, como los Arrollos Pumahuanca, Chicón, Calca, etc.

Desde la localidad de Chilca hasta Santa Teresa (Cuadrángulo de Santa Teresa) se desarrolla el Cañón de Urubamba, a través del cual el río atraviesa las rocas resistentes de

la Formación Ollantaytambo y el Batolito de Machu Picchu. Aquí, las paredes del valle son empinadas y altas.

Los principales afluentes del río Urubamba son los ríos Jochoc, Huaynapata, Carmen, Patacancha en su parte septentrional, mientras que la parte meridional lo constituyen los ríos Pahuayoc, Huarocondo, Silque y Cusichaca, las cuales presentan sistemas de drenaje subparalelos. Los afluentes de estas cuencas secundarias, presentan un drenaje dendrítico (Carlotto, Gil, Cárdenas, & Chávez, 1996).

### 3.3.2. ESTRATIGRAFÍA

En el área de estudio existe el afloramiento de rocas que van desde el periodo Cámbrico hasta el Cuaternario. Las columnas estratigráficas identificadas de la mayoría de las unidades estratigráficas se han tomado como referencia trabajos publicados (Carlotto, Gil, Cárdenas, & Chávez, 1996, pág. 29).

#### 3.3.2.1. PALEOZOICO INFERIOR

El Paleozoico inferior fue examinado por Heim, (1948); Egeler & De Booy (1957,1961); Fricker (1960), sin embargo, es Marocco (1977) quién realiza el trabajo más completo que proporciona una descripción clara del Paleozoico inferior de las montañas del Vilcabamba, aunado a un plano geológico a escala 1:500,000. Los trabajos mencionados anteriormente nos han servido de base para el estudio estratigráfico del Paleozoico inferior (Carlotto, Gil, Cárdenas, & Chávez, 1996, pág. 29).

### 3.3.2.1.1. FORMACIÓN OLLANTAYTAMBO

El conjunto de rocas metamórficas que se atribuyen al Cámbrico por su posición estratigráfica, a la que denomina como Serie Ollantaytambo. En el Cuadrángulo de Urubamba, la unidad se desarrolla al pie de las ruinas incas de Ollantaytambo y continua su extensión hacia el norte cerca del Abra Málaga. Luego continua hacia el este, cerca al valle del río Patacancha, al oeste hasta el nevado Bonanta. El extremo inferior aflora sobre la Formación San José (Arenigiano-Llanvirniano) que se observa en Sisllajasa y quebrada de Silque. Debido a que no se tiene evidencias de afloramientos Proterozoicos, la Formación Ollantaytambo (azoica) es la unidad más antigua de los cuadrángulos. Esta es la base de la Formación Verónica y a la Formación San José del Ordoviciano, por lo que se adscribe a la edad del Cámbrico. La parte inferior consta de 50 a 100 metros de incisiones y conglomerados, seguida de areniscas de cuarcitas cubiertas por 150 a 200 metros de andesitas oscuras (ignimbritas), que aparecen al pie de las ruinas de Ollantaytambo, donde se aprecia la disyunción en láminas plegadas. En la parte superior vienen lutitas verdes intercaladas con bancos de cuarcitas y niveles cineríticos verdes, con un espesor alrededor de 700 a 800 metros. Todas estas rocas están afectadas por la esquistosidad eoherciniana, con superficies volcánicas que se mueven es forma piroclástica y el espesor de la protuberancia de unos 1,000 metros (Carlotto, Gil, Cárdenas, & Chávez, 1996, pág. 30).

**Figura 39**

*Columna litologica de la formacion Ollantaytambo (Cambrico)*




Fuente. (Carlotto, Gil, Cárdenas, & Chávez, 1996, pág. 33).

### 3.3.2.1.2. ORDOVÍCICO

Heim (1948), Egeler y De Booy (1961), Von Braun (1967), mencionan la existencia del Paleozoico inferior y medio, fosilífero, siendo Marocco (1977, 1978) quien identifico tres unidades litoestratigráficas dentro del Ordoviciano: que es la Unidad Base (Formación Verónica), Arenigiano-Llanvirniano (Formación San José) y el Caradociano (Formación Sandia), que en forma conjunta sobrepasan los 3,000 metros de espesor. Sin embargo, las notas de campo y reseñas bibliográficas, permiten considerar a la Formación Zapla parezca un Ordoviciano terminal (Ashgiliano) (Carlotto, Gil, Cárdenas, & Chávez, 1996, pág. 35).

**FORMACIÓN VERÓNICA: Ordovícico basal.** Esta unidad ha sido identificada en el Cuadrángulo de Urubamba, donde sobreyace levemente con la Formación Ollantaytambo.

Esta formación aparece en el nevado Verónica, de donde toma su nombre y continua hacia el este, pasando por la carretera Ollantaytambo-Abra de Málaga, incluso cerca a la quebrada Patacancha. Al oeste del nevado Verónica, se halla cortada por el Batolito de Machu Picchu. Esta unidad no se reconoce en ninguna otra parte de los cuadrángulos en estudio, ya sea por el intenso fallamiento, o porque el frente superior del metamorfismo herciniano alcanza al Ordoviciano (Marocco, 1978)

La Formación Verónica consta de 480 m de conglomerados, que consiste exclusivamente en conglomerado de cuarcita bien redondeados con una matriz arenosa. Los cantos rodados, cuyo diámetro mayor es de 15 cm muestran un aumento de la longitud tectónica, paralelo a la esquistosidad que afecta a los conglomerados. Esta formación muestra 3 secuencias. La primera secuencia inicia con una combinación por intercalaciones de conglomerados estratificados granulares en crecimiento. La segunda secuencia es también incrementa y se conglomera exclusivamente. La tercera secuencia de capas está en declive y termina con una amalgama de conglomerados y cuarcitas blancas verdosas. La interpretación de los medios sedimentarios, es difícil debido al metamorfismo que afectó estas rocas. Sin embargo, las secuencias descritas anteriormente parecen estar relacionadas con depósitos aluviales, con movimientos epirogénicos Finicambrianos u ordovicianos, y ser precursor de la formación de la cuenca marina subsidente del Paleozóico inferior" (Marocco, 1977 y 1978). Esta unidad es completamente azoica, pero debido a su posición estratigráfica, bajo la Formación San José del Arenigiano-

Llanvirniano, se le atribuye al Ordoviciano basal (Carlotto, Gil, Cárdenas, & Chávez, 1996, pág. 35).

**FORMACIÓN SAN JOSÉ: Arenigiano-Llanvirniano.** Cubre la Formación Verónica con claras diferencias. En el Cuadrángulo de Urubamba, aflora en el Abra de Málaga, se extiende hacia el este hasta el río Patacancha y al oeste por la carretera Ollantaytambo-Quillabamba. Al norte del abra, en el sector de Panticalla y el cerro Silhuacocha, contacta con la Formación Sandia (Caradociano). La unidad también existe en los arrollos de Silque, Tintipata, Huayllabambay se extiende hacia el sur del nevado Huayanay hasta el norte de Limatambo. También aparece en el sector de Lares, extendiéndose hacia el Cuadrángulo de Calca (Carlotto, Gil, Cárdenas, & Chávez, 1996, pág. 38)

En el Cuadrángulo de Calca, estas rocas aparecen en el norte y sur de Amparaes que forman parte del Anticlinorio de Colquepata, extendiéndose hasta el borde SE del Cuadrángulo de Calca. Otro afloramiento considerable se encuentra al SO y NE de Tres Cruces. Esta formación aparece por la influencia de fallas inversas, las que son cortadas por el cuerpo intrusivo de Apocoñohuay (Carlotto, Gil, Cárdenas, & Chávez, 1996, pág. 38).

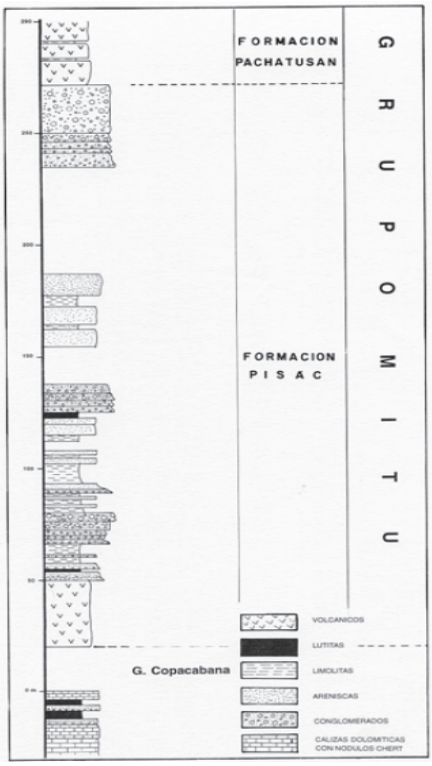
### 3.3.2.2. PALEOZOICO SUPERIOR

El Paleozoico superior tiene una mayor inconsistencia angular sobre el Paleozoico inferior. Esta discrepancia se encuentra al norte de Limatambo, donde se encontraron calizas del Grupo Copacabana que se hallan sobre la Formación San José.

**GRUPO MITU: Pérmico superior-Triásico inferior.** El Grupo Mitu (Mc Laughlin, 1924) sobreyace al Grupo Copacabana. Aflora ampliamente en la porción nor-oriental del Cuadrángulo de Urubamba, y en el extremo occidental del Cuadrángulo de Calca. En el Cuadrángulo de Calca, aparecen a lo largo del Anticlinal del Vilcanota, desde la localidad de San Salvador hasta Calca y en el Cuadrángulo de Urubamba aparece entre Arín y Patacancha, donde desaparece repentinamente en contacto con un accidente N-S. En el Grupo Mitu se distingue entre dos unidades litoestratigráficas que se pueden distinguir entre San Salvador y Lamay,mientras que desde Calca hasta el valle de Patacancha, se presentan principalmente y casi exclusivamente como paquetes volcánicos de gran espesor (Carlotto, Gil, Cárdenas, & Chávez, 1996, pág. 60).

**Figura 40**

*Columna litologica del Grupo Mito*




Fuente. (Carlotto, Gil, Cárdenas, & Chávez, 1996, pág. 63)

**FORMACIÓN PISAC.** La Formación Pisac Gabelman & Jordan (1964), se encuentra aflorando en al Anticlinal de Vilcanota, que se divide sobre el Grupo Copacabana, por intermedio de una capar volcánica. Posteriormente se tienen secuencias granulares crecientes de brechas y conglomerados, mezclados con areniscas y limolítas rojas. Los conglomerados contienen clastcicos calizos con fusulinas, volcánicos y cuarcitas, estas secuencias se interpretan como conos aluviales, y estan relacionadas a una tectónica sinsedimentaria intra Mitu (Carlotto et al., 1988). Raudamente aflora en Yanahuara, en el inicio de la Formación Pachatusan y en las cercanías de la quebrada de Patacancha (Carlotto, Gil, Cárdenas, & Chávez, 1996, págs. 60,61).

**FORMACIÓN PACHATUSAN.** La Formación Pachatusan (Gregory, 1916) está formada por brechas, aglomerados y corrientes volcánicas de basaltos, riolitas e ignimbritas. Estas rocas igneas se intercalan con rocas sedimentarias, las cuales se caracterizan por su color rojo violáceo *concho de vino* que permite su rápida identificación en el campo.

Las rocas ígneas, las tobas, lapilli y flujos de lava de color rojo purpura, comúnmente se describen como andesitas, ignimbritas y basaltos.

Los afloramientos volcánicos de esta formación son muy amplios en la parte oriental del Cuadrángulo de Urubamba y en la parte norte del Anticlinal de Vilcanota.

La base de esta unidad se ubica en el Anticlinal de Vilcanota, entre el sur de San Salvador y Pillahuara, cubierta por una gruesa franja de conglomerados que sobresale hacia el afloramiento y representada por riolitas con textura fluida (NE de Pisac). Las andesitas parecen se la mayor parte de la formación asociada con tobas y brechas. Los agujeros

llenos de zeolita son comunes en volcanes. Se observaron niveles de espilíticos al norte de Vichos, ignimbritas al NE del Anticlinal de Vilcanota y norte de Urubamba. La Formación Pachatusan se caracteriza por conglomerados de conos aluviales y areniscas cuarzosas fluviales intercalados en rocas ígneas (Carlotto, Gil, Cárdenas, & Chávez, 1996, págs. 61,62)

### 3.3.2.3. MESOZOICO

Carlotto y colaboradores constituyeron la clase media de la región Cusco entre 1989 y 1995. Anteriormente sólo se conocían las formaciones Huancané y Yuncaypata, pero de manera general (Kalafatovich, 1957; Marocco, 1978).

**GRUPO YUNCAYPATA: Albiano-Maestrichtiano.** La unidad se ha definido previamente como la Formación Yuncaypata (Kalafatovich, 1957) y no proporciona una columna completa ya que consta de varios niveles de despegue. Toma su nombre de la localidad de Yuncaypata ubicada a 5 km al norte de Cusco. Posteriormente, Carlotto et al., (1991) lo elevan al rango de grupo. El Grupo Yuncaypata se forma en la parte sur de los cuadrángulos de Calca y Urubamba. Este grupo se divide en varias secuencias estratigráficas . (Carlotto, Gil, Cárdenas, & Chávez, 1996, pág. 72)

**FORMACIÓN MARAS.** Cubre simétricamente la Formación Paucarbamba. Sin embargo, esta unidad no ha sido observada en su totalidad ya que la presencia de yesos le ha permitido actuar como nivel de despegue. Estas secuencias ocurren en la Pampa de MarasPiuray, en el área de Cachijata (sur de Ollantaytambo) y al norte de la zona LimatamboZurite (Cuadrángulo de Urubamba). También aflora en la meseta de Saqsayhuamán (norte de Cusco) y la zona de Patabamba-Raranniyoc (Cuadrángulo de

Calca). En estos tamos los afloramientos se presentan de forma irregular, es decir una mezcla de yesos, lutitas y escasamente calizas, producto de deformaciones diapíricas. Para propósitos de cartografía, se ha tomado como Formación Maras, a todos los afloramientos irregulares de yesos y lutitas que se encuentran dentro del Grupo Yuncaypata, incluso los yesos que han sufrido removilizaciones debido a influencias tectonicas. Es por esta razón, esta unidad aparece en el mapa geológico del Cuadrángulo de Urubamba con secuencias interrumpidas irregularmente.

La Formación Maras este compuesto principalmente por yesos, intercaladas con lutitas rojas y más escasamente lutitas verdes y algunas capas de calizas de espesores delgados (3 a 7 metros). Las lutitas serían de origen marino poco profundo, los yesos y las calizas indicarían máximos transgresivos (Carlotto, 1992). Es difícil realizar el cálculo de esta unidad, pero se puede estimar entre 100 y 200 metros, aunque en algunos lugares pueden superar los 400 metros debido a efectos diapíricos y tectónicos. La edad media Albiana de la Formación Maras se basa en la posición estratigráfica y correlaciones; debido a que infrayace a las calizas de la Formación Ayavacas del Albiano superior-Turoniano (Carlotto, Gil, Cárdenas, & Chávez, 1996, págs. 77,78).

### 3.3.2.4. CENOZOICO CUATERNARIO HOLOCENO

**DEPÓSITOS GLACIARIOS.** En la zona de estudio los depósitos glaciares (morrenas), se encuentran al pie de la cadena de nevados observados en la Cordillera Oriental.

Kalafatovich (1956) describe la glaciación del pleistoceno en el norte de Urubamba a partir de un estudio de las quebradas Yucay, Chicón, Pumahuanca y Yanahuara, que se definen como quebradas de glaciación por la gran importancia

fisiológica, debido a que han sido moldeados por la acción erosiva de los antiguos glaciares pleistocenos, dejando huellas en las rocas locales y en el moldeado topográfico de dichas quebradas. los glaciares colgantes de la zona cordillerana de Urubamba, tienen su límite mínimo en altitudes que oscilan entre 4,700 a 4,800 metros. Todos ellos encerrados en pequeños circos glaciarios alargados (Carlotto, Gil, Cárdenas, & Chávez, 1996, pág. 104).

**DEPOSITO ALUVIALES.** De los estudios realizados dentro de estos depósitos, se han considerado los conos tanto aluviales como los de deyección. Estos conos están asociados principalmente a los estuarios que bordean las quebradas adyacentes al valle del río Vilcanota-Urubamba, de los ríos Lucumayo, Ocobamba y Lares (Cuadrángulo de Urubamba) y los ríos Paucartambo, Yanatili y Kosñipata (Cuadrángulo de Calca), que son producto de un cambio repentino de pendiente. Dentro de los conos en estudio resaltan las quebradas de Pumahuanca, Chicón, Yanahuara, Calca y Hualancay; los que están conformados por grandes bloques de granitos, cuarcitas, rocas ígneas, etc., rodeado por una matriz areno-arcillosa (Carlotto, Gil, Cárdenas, & Chávez, 1996, pág. 104).

**DEPÓSITOS FLUVIALES.** Estos depósitos han sido identificados en el fondo de los valles particularmente de rio Vilcanota-Urubamba, de los ríos Lucumayo, Ocobamba y Lares (Cuadrángulo de Urubamba) y en los ríos Paucartambo y Yanatili. (Cuadrángulo de Calca), donde están formado por bancos de gravas y arenas, que a la vez forman una o varias terrazas. (Carlotto, Gil, Cárdenas, & Chávez, 1996)

### 3.3.3. GEOTECNIA

#### 3.3.3.1. TRABAJOS DE CAMPO

Los trabajos de campo realizados para la identificación de las propiedades mecánicas subsuelo objeto del proyecto, consistieron en la ejecución de los siguientes ensayos y trabajos de campo:

**Tabla 33**
*Tabla de Ensayos Realizados*

| TIPO DE ENSAYO | TOTAL |
|---|---|
| CALICATAS | 2 |
| SONDEO GEOFISICO | 2 |
| CORAZONES DIAMANTADOS | 6 |
| SPT | 2 |

Los ensayos mencionados se llevaron a cabo con la maquinaria y personal especializado del laboratorio GEOTEST, bajo el control y supervisión de Ingeniero Abelardo Abarca, siguiendo estrictamente las normas y procedimientos normalizados.

En los anexos adjuntos al presente estudio geotécnico se presenta la situación en planta de cada uno de los trabajos desarrollados, y los resultados de los ensayos obtenidos. Asimismo, se adjunta un apartado de reportaje fotográfico de los trabajos realizados.

#### 3.3.3.2. CORAZONES DIAMANTINOS A ROTACIÓN

Se han realizado la extracción de un total de 6 corazones diamantados con diámetro de 2”, para los estudios en la margen derecha, En el siguiente cuadro se muestran el resumen de resultados de la resistencia de corazones diamantados.

**Tabla 34**

*Resistencia a la compresión de corazones diamantinos.*

| Item. | Descripción | L | D | RELACIÓN | Resistencia | Resistencia |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | alto cm | Diam cm | L/D | kgf | (kg/cm²) |
| 1 | M-01 | 10.00 | 5.50 | 1.82 | 21580.00 | 908.78 |
| 2 | M-02 | 10.00 | 5.50 | 1.82 | 20990.00 | 883.93 |
| 3 | M-03 | 10.00 | 5.50 | 1.82 | 17300.00 | 728.54 |
| 4 | M-04 | 10.00 | 5.50 | 1.82 | 18520.00 | 779.91 |
| 5 | M-05 | 10.00 | 5.50 | 1.82 | 18680.00 | 786.65 |
| 6 | M-06 | 10.00 | 5.50 | 1.82 | 19260.00 | 811.08 |

### 3.3.3.3. ENSAYO DE PENETRACIÓN STANDART - SPT

Con el fin de determinación parámetros de Resistencia Mecánica; in situ, de la estructura proyectada. Un ensayo de Penetración Estándar o SPT (del inglés Standard Penetration Test), es una prueba de penetración dinámica que se utiliza para un reconocimiento geotécnico. Este ensayo es el más utilizado en la realización de sondeos geotécnicos, y se realiza al final de la perforación. Consiste en medir el número de golpes que necesitan para introducir una cuchara una cuchara (cilíndrica y hueca) muy fuerte (diámetro exterior de 51 mm e interior de 35 mm, lo que supone una relación de áreas superior a 100), que permite tomar una muestra naturalmente alterada, en su interior. El peso del bloque está normalizado con 63'5 Kg, así como la altura de caída libre de 76.2cm.

Después de alcanzar la profundidad a la que se ha de realizar la prueba, sin avanzar la entubación y limpio el fondo del sondeo, se desciende el muestreador SPT montado en una varilla se baja hasta apoyar suavemente en el fondo. Realizada esta operación, se eleva repetidamente la masa con una frecuencia constante, dejándola caer sobre la parte superior del enlace. El número de golpes necesarios para hincar la cuchara hacia adelante se calcula y se registra durante los primeros 15 centímetros.

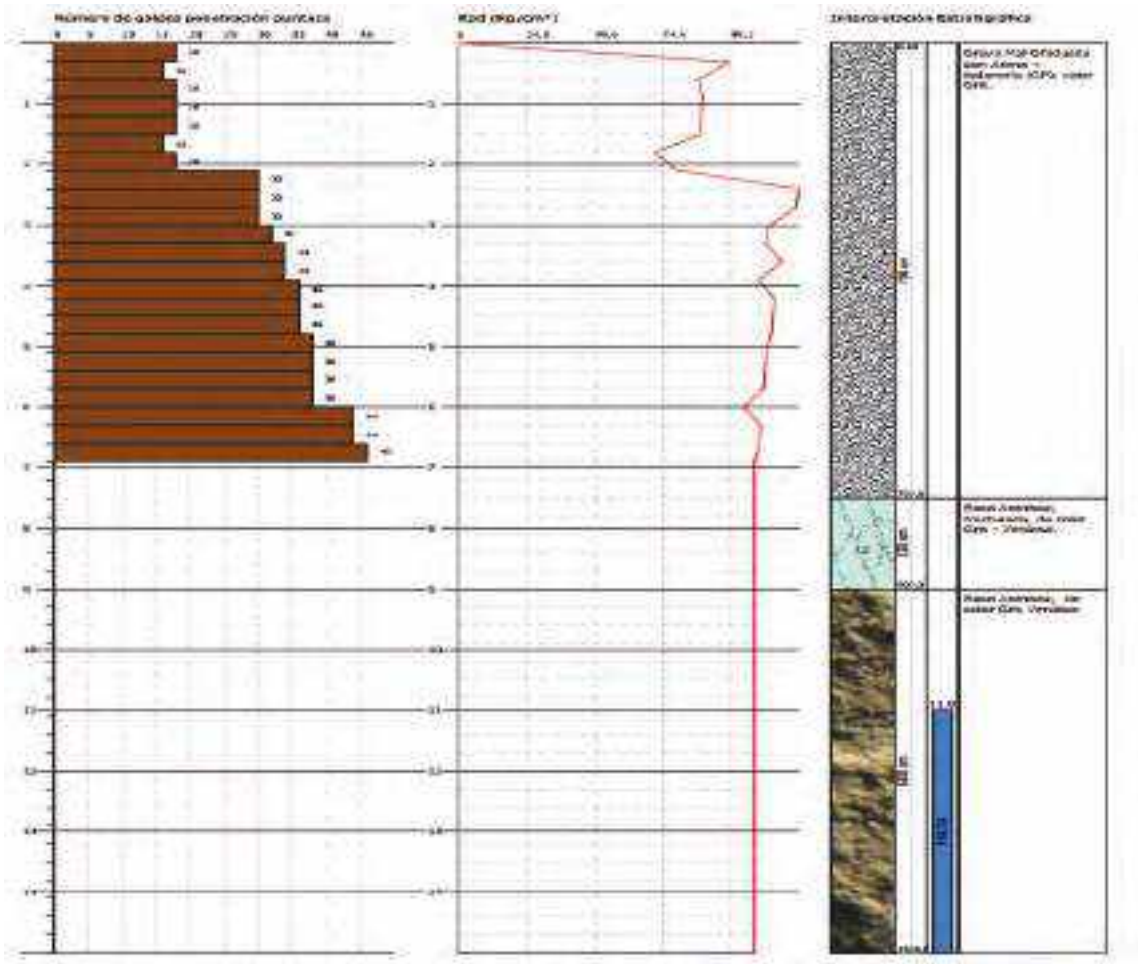
**Figura 41**

*Izquierda: C-01 margen izquierda, derecha: C-02 Margen derecha*



**Figura 42**

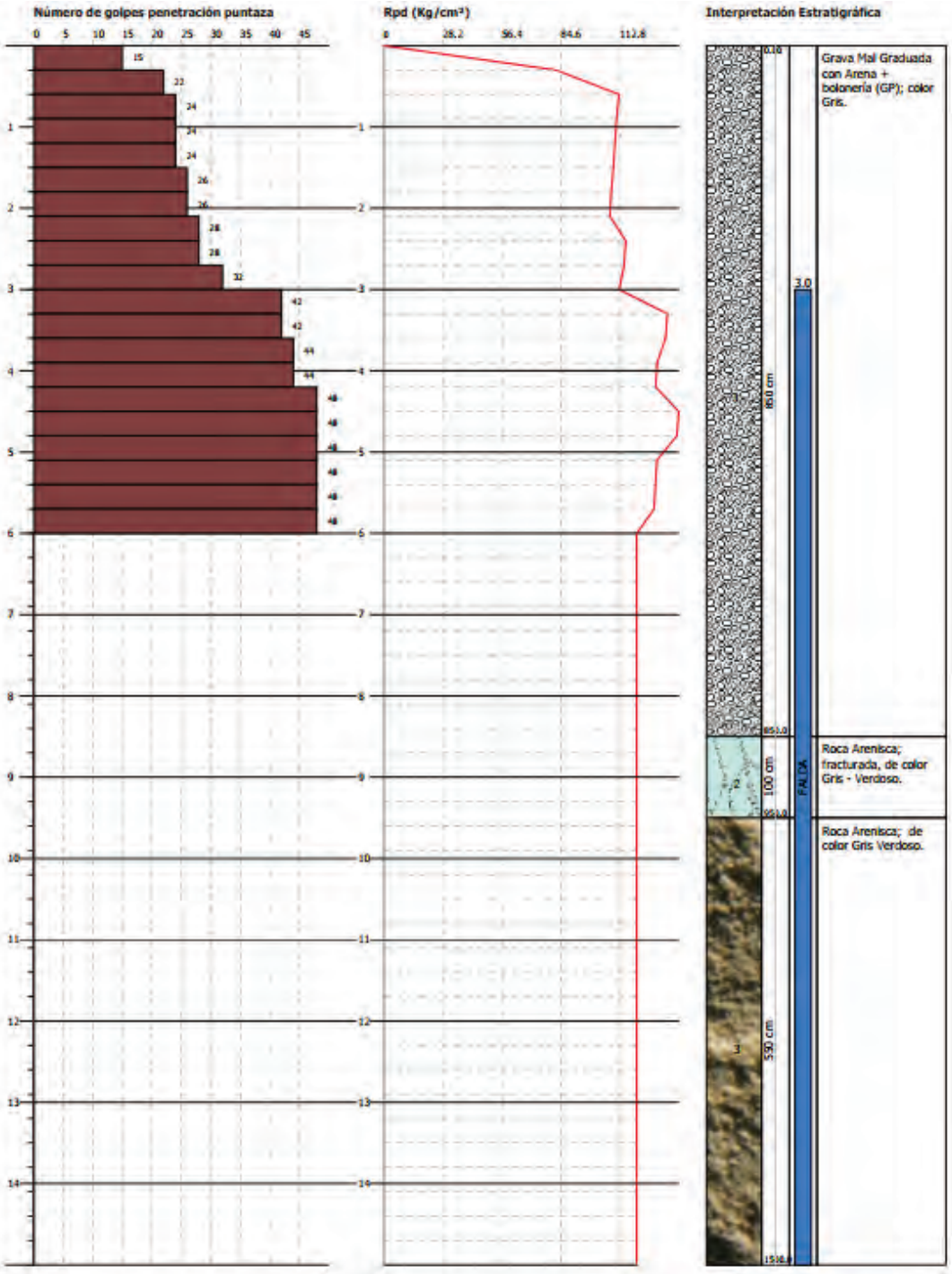
*C-01, Ensayo de SPT, Diagrama número de golpes punta*



*Nota.* Resultados de los ensayos realizados insitu, C-01, Margen Derecha.

**Figura 43**

*C-02, Ensayo de SPT, Diagrama Numero de Golpes Punta*




*Nota.* Resultados de los ensayos realizados insitu, C-02, Margen izquierda.

### 3.3.3.4. PROSPECCIÓN GEOFÍSICA

El presente apartado de Prospección Geofísica involucra una exploración subterránea directa a través del estudio principalmente para conocer las características de los geo materiales que conforman el subsuelo en el área de estudio; cuyo contenido se describe a continuación:

**Fundamentos del Ensayo SP con Equipo ADMT Multi-frecuencia.** Los potenciales estáticos espontáneos de la tierra, generalmente son causadas por la separación de la carga en la arcilla u otros minerales, la presencia de interfaces semipermeables que impiden la difusión de iones desde los poros o el flujo natural de un fluido conductor (agua salada) a través de las rocas. Los cambios en SP se pueden medir en campo y en los pozos para determinar las variaciones de la concentración iónica de los fluidos intersticiales de las rocas.

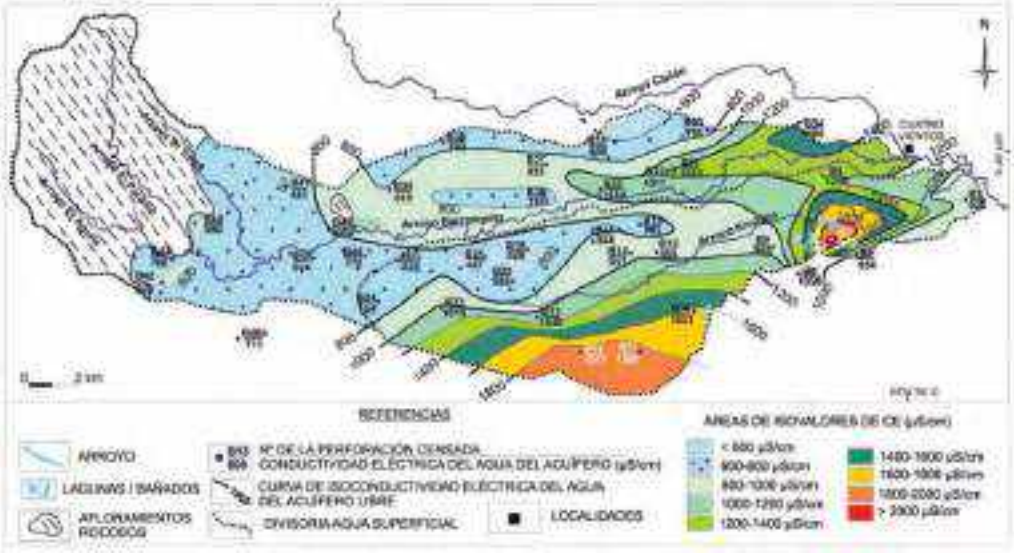
Este presente método consiste en determinar directamente la diferencia de potencial de una serie de estaciones respecto de un punto fijo de referencia. Las estaciones están distribuidas uniformemente en toda la zona de estudio.

Cuando la zona de estudio tiene una extensión grande se sitúan varias estaciones base, que se relacionan directamente por medio de observaciones cuidadosas y repetidas. Estas bases se deben ubicar lejos de zonas de parásitos industriales de poca amplitud y cambios bruscos de topografía. Las conexiones de tierra utilizada son electrodos de sulfato de cobre no polares fundidos. Los resultados de las medidas de Potencial espontáneo se representan en forma de mapa de equipotenciales. Y con el análisis del mapa se localiza los cuerpos productores de la Polarización espontanea.

Imagen: Mapa de isolíneas de conductividad eléctrica correspondiente al acuífero libre de las cuencas Barranquita-Knutzen (Guialiano & Blarasin, 2014)

**Figura 44**

*Mapa de isolíneas de conductividad eléctrica correspondiente al acuífero libre de las cuencas Barranquita-Knutzen*




Fuente. (Guialiano & Blarasin, 2014)

**Equipo e instrumentos utilizados** (Guialiano & Blarasin, 2014)

Para realizar los ensayos SP, se utilizó el equipo de exploración geofísica ADTM-C desarrollado por Shanghai Aidu Energy Technology Company. Este Kilt tiene las siguientes características:

- Puede almacenar datos de medición de 30 curvas de "Perfil de dos polos", medición de "Sonido bipolar" y "Perfil anual".
- Rango de medición: 0.001mV ~ 2550mV (transferencia automática de rango).
- Resolución: 0.001mV.

- Precisión de medición: ± 2% ± 3 LSB.
- Impedancia de entrada: ≥10MΩ.
- Temperatura de trabajo: -10 ℃ ~ + 50 ℃.
- Humedad de trabajo: 95%.

Para determinar la ubicación de aguas subterráneas, utilizamos parámetros relativos como la variación de resistividad producida por diferentes sustancias geológicas. El principio es similar al de la sonda de prospección ambiental, pero aumenta la velocidad más de 10 veces. ADMT: utiliza 25Hz, 67Hz y 170Hz como frecuencias clave. Verifica y analiza la anomalía geológica que necesitamos, midiendo el cambio de parámetros relativos como resistividad generada por una estructura diferente, para esta manera estimar la naturaleza de la formación geológica subterránea (agua) y las condiciones minerales como la ubicación, la profundidad enterrada, la forma y el volumen, etc. después de hacer la interpretación hasta la anomalía.

**Figura 45**

*Modelo del equipo que se ha utilizado para el estudio Prospección Geofísico*



**Datos de Campo.** El trabajo de levantamiento del campo consiste en la medición de una secuencia de las diferencias de potencial entre los puntos de observación. Dando un cierto valor condicional al potencial en el punto inicial, por los valores medidos de ΔU, se calcula el potencial en todos los restantes y se obtiene un cuadro de distribución de potencial a lo largo de los diversos perfiles y en toda la zona del levantamiento (Guialiano & Blarasin, 2014)

**Figura 46**

*Línea 01, Ensayo de Prospección Geofísico en la margen derecha*



**Figura 47**

*Línea 01 y 02, Ensayo de Prospección geofísico margen derecha e izquierda*

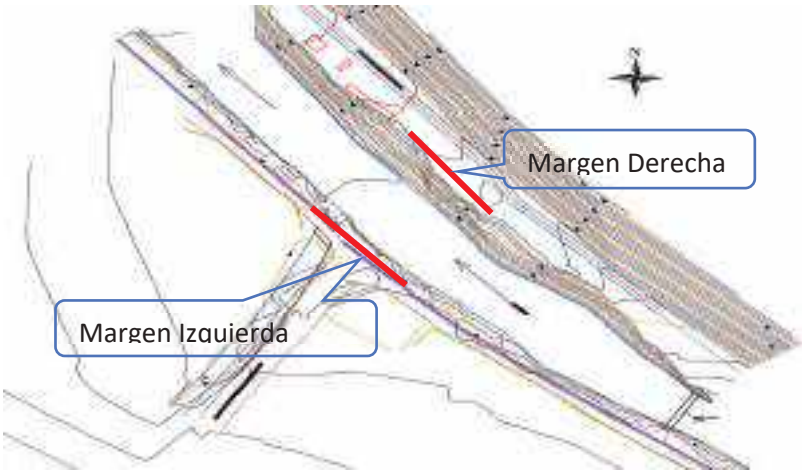


**Figura 48**

*Línea 02, Ensayo de Prospección Geofísico, Margen Izquierda*



**Procesamiento de datos**. Es la etapa donde se extrae los datos del equipo para luego graficarlos e identificar patrones predominantes ese modo identificamos los diferentes materiales que existieran en el sitio.

**Tabla 35**

*Resultados obtenidos, Datos-Línea 01 (Margen derecha)*

| DIST. (m) | FRECUENCIA | | |
|---|---|---|---|
| | 170Hz | 67Hz | 25Hz |
| 1 | 0.491 | 4.391 | 0.953 |
| 2 | 1.095 | 10.25 | 2.665 |
| 3 | 1.691 | 12.767 | 3.361 |
| 4 | 2.008 | 14.766 | 3.421 |
| 5 | 2.392 | 16.999 | 4.121 |
| 6 | 1.972 | 18.367 | 4.712 |
| 7 | 2.04 | 19.382 | 4.804 |
| 8 | 2.769 | 20.439 | 4.832 |
| 9 | 2.88 | 22.394 | 5.074 |
| 10 | 2.872 | 23.487 | 5.427 |
| 11 | 1.921 | 21.376 | 4.935 |
| 12 | 3.896 | 24.77 | 5.645 |
| 13 | 3.412 | 28.203 | 6.602 |
| 14 | 3.873 | 32.663 | 7.477 |
| 15 | 5.522 | 32.899 | 8.231 |

**Figura 49**

*Interpretación: composición homogénea de grava y roca (margen derecha)*

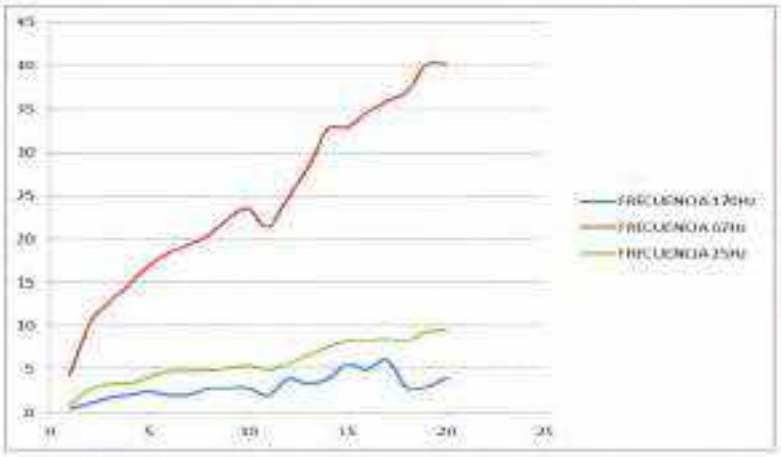


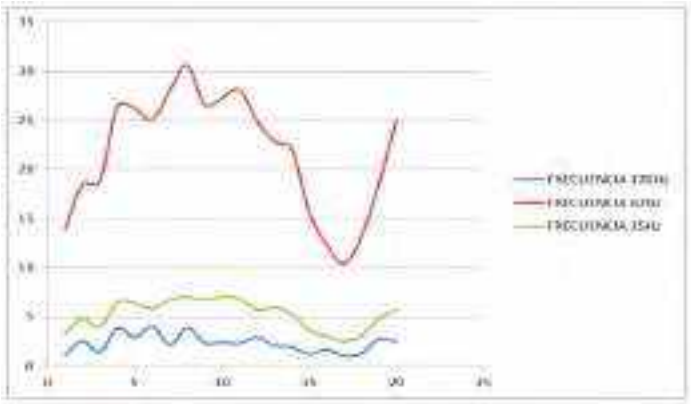
**Tabla 36**

*Resultados obtenidos, Datos Línea 02 (Margen Izquierda)*

| DIST. (m) | FRECUENCIA | | |
|---|---|---|---|
| | 170Hz | 67Hz | 25Hz |
| 1 | 1.128 | 13.923 | 3.236 |
| 2 | 2.532 | 18.485 | 4.778 |
| 3 | 1.403 | 18.772 | 4.009 |
| 4 | 3.822 | 26.44 | 6.475 |
| 5 | 2.899 | 26.23 | 6.369 |
| 6 | 4.047 | 25.047 | 5.83 |
| 7 | 2.137 | 28.016 | 6.711 |
| 8 | 3.872 | 30.594 | 7.036 |
| 9 | 2.348 | 26.628 | 6.715 |
| 10 | 2.374 | 27.258 | 7.024 |
| 11 | 2.297 | 28.11 | 6.849 |
| 12 | 2.922 | 24.974 | 5.754 |
| 13 | 2.055 | 22.833 | 5.933 |
| 14 | 1.932 | 22.088 | 5.288 |
| 15 | 1.199 | 15.619 | 3.613 |

**Figura 50**

*Interpretación, Composición homogénea de Grava y Roca (Margen Izquierda)*



### 3.3.3.5. ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN

**CONSIDERACIONES GEOTÉCNICAS PREVIAS.** A partir de las prospecciones geofísicas compatibilizadas con los sondeos de SPT realizados, se puede determinar que la margen izquierda está formada por materiales coluviales y aluviales de un espesor aproximado de 11 metros, mientras que en la margen derecha está formado por un macizo rocoso perteneciente a la formación del Grupo Mitu.

En consecuencia y debido a que la estructura será de tipo arco, con estribos y pilas apoyadas sobre el arco, caracterizaremos para cada margen cada una de estas cimentaciones desde el punto de vista de tipología de cimentación, dándose posteriormente para cada uno de ellas la capacidad portante admisible en función de los resultados obtenidos tanto en pruebas de campo como los de laboratorio.

**TIPOLOGÍAS DE CIMENTACIÓN**. Como se ha indicado anteriormente, se recomiendan aquí para cada margen la tipología de cimentación par de los estribos y pilas.

**MARGEN IZQUIERDO**

**Estribo Izquierdo.** En esta zona se han detectado mediante la prospección geofísica y sondeos mediante extracción de muestras (SPT) detectando materiales de origen coluvial y aluvial formados por gravas y arenas con indicios de limos y con presencia de canto rodado, siendo el espesor detectado de 11 metros. Por debajo de este manto coluvial y aluvial subyace un macizo rocoso perteneciente a la formación del Grupo Mitu.

Para este estribo debido a la socavación que puede presentar el manto coluvial y aluvial se puede sugerir una cimentación profunda mediante pilotes que serán apoyadas en el macizo rocoso.

**Cimentación profunda a base de pilotes.** Esta propuesta, es claro que no se considera necesario desde el punto de vista de tensiones admisibles, constituye una medida para la socavación que podría producir ambos ríos.

Respecto a su longitud, de acuerdo a la prospección de geofísica y sondeo de SPT la longitud de pilote a utilizar es de 11 metros para un debido anclaje y estar apoyado sobre un macizo rocoso, esta condición mejora ampliamente la eficiencia de los pilotes.

**MARGEN DERECHO**

**Estribo derecho.** Este estribo se encuentra situado en la margen derecha, con la coronación de un talud de 10 metros de altura, con un ángulo de 60° aproximadamente, respecto a la horizontal y cuyo pie discurre al rio.

En los sondeos realizados se ha identificado un primer nivel de materiales de relleno cuaternarios de 1 metro de espesor y bajo el subyace un macizo rocoso perteneciente a la formación del Grupo Mitu.

Este substrato rocoso en la zona de sondeo y la línea 1 de prospección geofísica presenta una superficie muy homogénea no presentando una meteorización que advierta una variación. En consecuencia, para este estribo y dado que nos situamos próximos al talud de substrato rocos puede estudiarse una solución siendo la cimentación superficial mediante zapata encima del substrato rocoso.

**Cimentación superficial.** La cimentación superficial mediante zapatas, debido a que se encuentra la presencia de un substrato rocoso que no presenta alteraciones, siendo esta la que se estudiara desde el punto de vista de la mecánica de suelos.

Asimismo, se debe considerar la proximidad de un talud y por lo tanto el cálculo de la capacidad portante del terreno se tendrá en consideración esta situación.

En esta cimentación se debe sustentarse en dicho substrato, superándose completamente el nivel superficial de rellenos y materiales cuaternarios que muestran un orden de 1 metro.

Debido a que el terreo de fundación está constituida por roca, proporcionado una tensión admisible de 816.48 Kg/cm2, se recomienda realizar el apoyo de la estructura manto rocoso de la margen derecha mediante una cimentación directa, ya que esta tensión admisible se encuentra muy por encima de la tención máxima aplicada, según la especialidad de estructuras.

### 3.3.3.5.1. CÁLCULO DE CAPACIDAD PORTANTE Y ASIENTOS

Tomando en cuenta las recomendaciones planteadas anteriormente, se pasa a realizar el cálculo de los parámetros resistentes de los diferentes terrenos existentes, considerando tanto cimentaciones superficiales y profundas respectivamente.

**CIMENTACIÓN SUPERFICIAL EN EL MACIZO ROCOSO.** En este caso la cimentación descansaría sobre el macizo rocoso, teniendo en cuenta que será una cimentación superficial.

**Tabla 37**

*Datos generales - ESTRIBO DERECHO*

| Item. | Descripción | L | D | RELACIÓN | Resistencia | Resistencia |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | alto cm | Diam cm | L/D | kgf | (kg/cm²) |
| 1 | M-01 | 10.00 | 5.50 | 1.82 | 21580.00 | 908.78 |
| 2 | M-02 | 10.00 | 5.50 | 1.82 | 20990.00 | 883.93 |
| 3 | M-03 | 10.00 | 5.50 | 1.82 | 17300.00 | 728.54 |
| 4 | M-04 | 10.00 | 5.50 | 1.82 | 18520.00 | 779.91 |
| 5 | M-05 | 10.00 | 5.50 | 1.82 | 18680.00 | 786.65 |
| 6 | M-06 | 10.00 | 5.50 | 1.82 | 19260.00 | 811.08 |

*Nota.* Promedio resistencia de roca 816.48 kg/cm2

**Tabla 38**

*Propiedades mecánicas del suelo - ESTRIBO DERECHO*

| DH (m) | Gam (Kg/m³) | Gams (Kg/m³) | Fi (°) | Fi Corr. (°) | c (Kg/cm²) | c Corr. (Kg/cm²) | cu (Kg/cm²) | Ey (Kg/cm²) | Ed (Kg/cm²) | Ni | Cv (cmq/s) | Cs |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 2.0 | 1880.0 | 1940.0 | 32.84 | 23.39 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 500.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 1.5 | 2180.0 | 2200.0 | 37.99 | 27.62 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 1000.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 6.0 | 2300.0 | 2400.0 | 40.36 | 29.66 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 1000.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |

**Tabla 39**

*Capacidad Admisibles de la roca – ESTRIBO DERECHO*

| CARGA ÚLTIMA SEGÚN MEYERHOF (1963) (Condición drenada) | | |
|---|---|---|
| Factor Nq | 17.71 | |
| Factor Nc | 29.34 | |
| Factor Ng | 14.79 | |
| Factor Sc | 2.54 | |
| Factor Dc | 1.53 | |
| Factor Sq | 1.77 | |
| Factor Dq | 1.26 | |
| Factor Sg | 1.77 | |
| Factor Dg | 1.26 | |
| Presión última | 46.97 | Kg/cm² |
| **Presión admisible** | **18.12** | **Kg/cm²** |

**Tabla 40**

*Asentamiento en la Roca – ESTRIBO DERECHO*

| ASIENTOS ELÁSTICOS | | |
|---|---|---|
| Coeficiente de influencia I1 | 0.28 | |
| Coeficiente de influencia I2 | 0.01 | |
| Coeficiente de influencia Is | 0.26 | |
| Asiento al centro de la cimentación | 7.7 | mm |
| Asiento al borde | 3.6 | mm |

**Figura 51**

*Simulación de Presiones en la roca - ESTRIBO DERECHO*

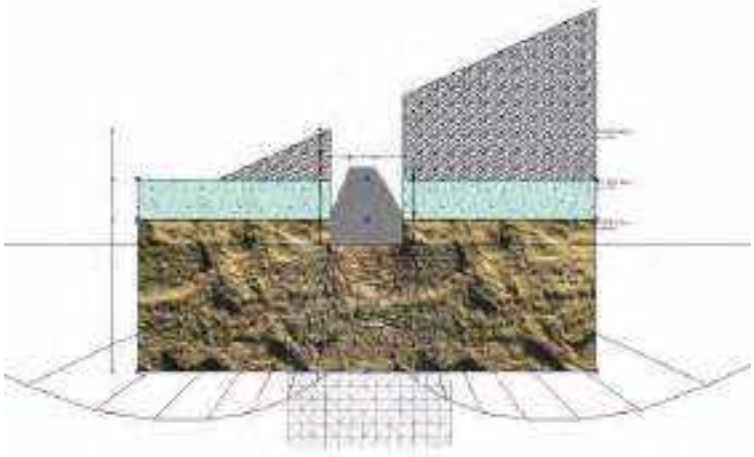
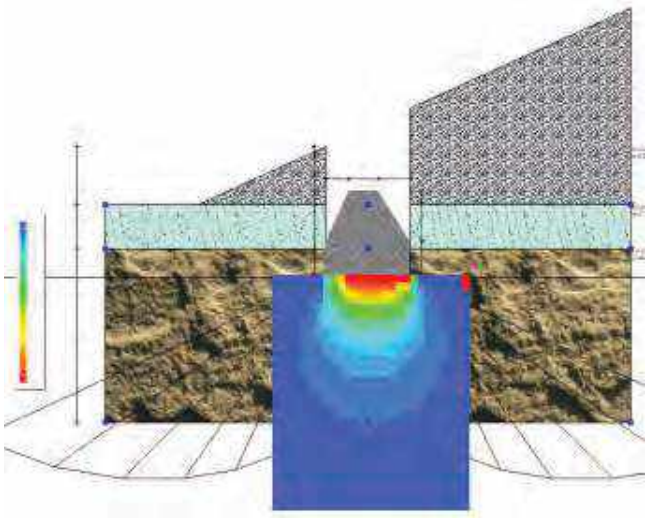


**Figura 52**

*Bulbo de presiones - ESTRIBO DERECHO*



**CIMENTACIÓN PROFUNDA MEDIANTE PILOTES.** Esta solución de cimentación es la que se propone para el estribo izquierdo del arco y también para el estribo del puente aunado a la rampa.

En este caso debido a que los pilotes trabajaran anclados al macizo rocoso se sitúa prácticamente con una eficiencia del grupo de pilotes mayor al 80% en una primera estimación, asimismo esta estimación se encuentra sujeta a la distribución de estos en el encepado. Respecto a los asientos, en principio el grupo de pilotes no dará lugar a asientos elevados, por lo que se encontrarán dentro de lo permisible.

Para el cálculo de la capacidad de carga de los pilotes, en el presente documento se facilitan los valores de resistencia en el fuste para el estrato aluvial y coluvial, también se ha considerado para los diferentes tipos de inyección.

**Tabla 41**

*Datos generales - ESTRIBO CENTRAL CON PILOTE*

**ESTRIBO IZQUIERDO PILOTES ANCHO 1 M.**

**2.1.2. Prof. Encaje: 6.00 m.**

**DATOS GENERALES**

| | |
|---|---|
| Ancho cimentación | 1.0 m |
| Largo cimentación | 1.0 m |
| Profundidad plano de cimentación | 6.0 m |
| Altura de encaje | 6.0 m |
| Inclinación plano de cimentación | 0.0° |
| Inclinación talud | 0.0° |
| Factor de seguridad (Fc) | 3.0 |
| Factor de seguridad (Fq) | 2.5 |
| Factor de seguridad (Fg) | 3.0 |
| Aceleración máxima horizontal | 0.0 |
| Asientos después de T años | 0.0 |
| Profundidad nivel freático | 0.1 |

**Tabla 42**

*Propiedades mecánicas del suelo - ESTRIBO CENTRAL CON PILOTES*

| DH (m) | Gam (Kg/m³) | Gams (Kg/m³) | Fi (°) | Fi Corr. (°) | c (Kg/cm²) | c Corr. (Kg/cm²) | cu (Kg/cm²) | Ey (Kg/cm²) | Ed (Kg/cm²) | Ni | Cv (cmq/s) | Cs |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 2.0 | 1890.0 | 1950.0 | 33.04 | 23.55 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 500.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 1.0 | 2130.0 | 2200.0 | 36.29 | 26.2 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 1000.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 6.0 | 2300.0 | 2400.0 | 40.36 | 29.66 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 1000.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |

**Tabla 43**

*Capacidad admisibles - ESTRIBO CENTRAL CON PILOTES*

**CARGA ÚLTIMA SEGÚN MEYERHOF (1963) (Condición drenada)**

| | |
|---|---|
| Factor Nq | 17.71 |
| Factor Nc | 29.34 |
| Factor Ng | 14.79 |
| Factor Sc | 1.59 |
| Factor Dc | 3.06 |
| Factor Sq | 1.3 |
| Factor Dq | 2.03 |
| Factor Sg | 1.3 |
| Factor Dg | 2.03 |
| Presión última | 37.21 Kg/cm² |
| **Presión admisible** | **14.7 Kg/cm²** |

**Tabla 44**

*Asentamiento - ESTRIBO CENTRAL CON PILOTES*

| ASIENTOS ELÁSTICOS | | |
|---|---|---|
| Coeficiente de influencia I1 | 0.5 | |
| Coeficiente de influencia I2 | 0.02 | |
| Coeficiente de influencia Is | 0.45 | |
| Asiento al centro de la cimentación | 0.38 | mm |
| Asiento al borde | 0.17 | mm |

**Figura 53**

*Bulbo de presiones - ESTRIBO CENTRAL CON PILOTES*

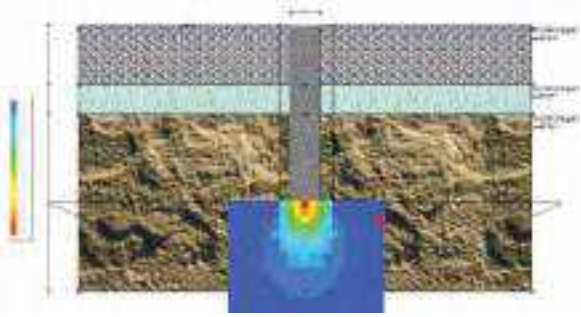


**Tabla 45**

*Datos generales - ESTRIBO CENTRAL SIN PILOTES*

**ESTRIBO IZQUIERDO.**

**2.1.3. Prof. Encaje: 6.00 m.**

| DATOS GENERALES | |
|---|---|
| Ancho cimentación | 3.0 m |
| Largo cimentación | 3.0 m |
| Profundidad plano de cimentación | 6.0 m |
| Altura de encaje | 6.0 m |
| Inclinación plano de cimentación | 0.0° |
| Inclinación talud | 0.0° |
| Factor de seguridad (Fc) | 3.0 |
| Factor de seguridad (Fq) | 2.5 |
| Factor de seguridad (Fg) | 3.0 |
| Aceleración máxima horizontal | 0.0 |
| Asientos después de Taños | 0.0 |
| Profundidad nivel freático | 3.0 |

**Tabla 46**

*Propiedades mecánicas del suelo - ESTRIBO CENTRAL SIN PILOTES*

| DH (m) | Gam (Kg/m³) | Gams (Kg/m³) | Fi (°) | Fi Corr. (°) | c (Kg/cm²) | c Corr. (Kg/cm²) | cu (Kg/cm²) | Ey (Kg/cm²) | Ed (Kg/cm²) | Ni | Cv (cmq/s) | Cs |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 8.5 | 1890.0 | 1950.0 | 33.04 | 23.55 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 500.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 1.0 | 2130.0 | 2200.0 | 36.29 | 26.2 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 1000.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 6.0 | 2300.0 | 2400.0 | 40.36 | 29.66 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 1000.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |

**Tabla 47**

*Capacidad admisible - ESTRIBO CENTRAL SIN PILOTES*

**CARGA ÚLTIMA SEGÚN MEYERHOF (1963) (Condición drenada)**

| | | |
|---|---|---|
| Factor Nq | 9.17 | |
| Factor Nc | 18.74 | |
| Factor Ng | 5.3 | |
| Factor Sc | 2.27 | |
| Factor Dc | 1.61 | |
| Factor Sq | 1.64 | |
| Factor Dq | 1.31 | |
| Factor Sg | 1.64 | |
| Factor Dg | 1.31 | |
| Presión última | 18.15 | Kg/cm² |
| **Presión admisible** | **7.16** | **Kg/cm²** |

**Tabla 48**

*Asentamiento - ESTRIBO CENTRAL SIN PILOTES*

**ASIENTOS ELÁSTICOS**

| | | |
|---|---|---|
| Coeficiente de influencia I1 | 0.28 | |
| Coeficiente de influencia I2 | 0.01 | |
| Coeficiente de influencia Is | 0.26 | |
| Asiento al centro de la cimentación | 14.62 | mm |
| Asiento al borde | 6.83 | mm |

**Figura 54**

*Bulbo de presiones - ESTRIBO CENTRAL SIN PILOTES*

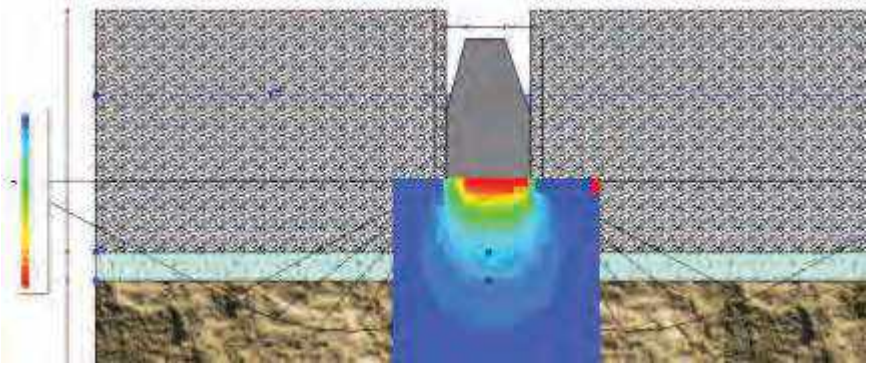


**Tabla 49**

*Datos generales - ESTRIBO IZQUIERDO CON PILOTES*

**ESTRIBO IZQUIERDO PILOTES ANCHO 0.5 M.**

**2.1.4. Prof. Encaje: 4.40 m.**

**DATOS GENERALES**

| | |
|---|---|
| Ancho cimentación | 0.5 m |
| Largo cimentación | 1.0 m |
| Profundidad plano de cimentación | 4.4 m |
| Altura de encaje | 4.4 m |
| Inclinación plano de cimentación | 0.0° |
| Inclinación talud | 0.0° |
| Factor de seguridad (Fc) | 3.0 |
| Factor de seguridad (Fq) | 2.5 |
| Factor de seguridad (Fg) | 3.0 |
| Aceleración máxima horizontal | 0.0 |
| Asientos después de T años | 0.0 |
| Profundidad nivel freático | 0.1 |

**Tabla 50**

*Propiedades mecánicas del suelo - ESTRIBO IZQUIERDO CON PILOTES*

| DH (m) | Gam (Kg/m³) | Gams (Kg/m³) | Fi (°) | Fi Corr. (°) | c (Kg/cm²) | c Corr. (Kg/cm²) | cu (Kg/cm²) | Ey (Kg/cm²) | Ed (Kg/cm²) | Ni | Cv (cmq/s) | Cs |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 2.0 | 1890.0 | 1950.0 | 33.04 | 23.55 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 500.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 1.0 | 2130.0 | 2200.0 | 36.29 | 26.2 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 1000.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 6.0 | 2300.0 | 2400.0 | 40.36 | 29.66 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 1000.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |

**Tabla 51**

*Capacidad admisible - ESTRIBO IZQUIERDO CON PILOTES*

| CARGA ÚLTIMA SEGÚN MEYERHOF (1963) (Condición drenada) | | |
|---|---|---|
| Factor Nq | 17.71 | |
| Factor Nc | 29.34 | |
| Factor Ng | 14.79 | |
| Factor Sc | 1.3 | |
| Factor Dc | 4.03 | |
| Factor Sq | 1.15 | |
| Factor Dq | 2.51 | |
| Factor Sg | 1.15 | |
| Factor Dg | 2.51 | |
| Presión última | 27.83 | Kg/cm² |
| **Presión admisible** | **11.03** | **Kg/cm²** |

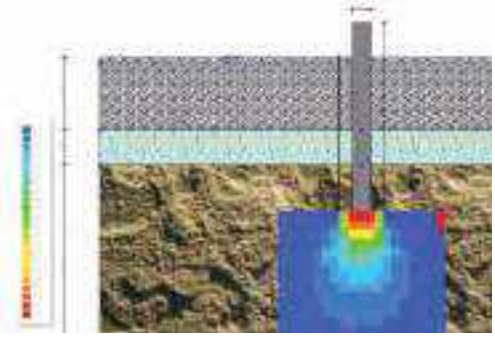
**Tabla 52**

*Asentamiento - ESTRIBO IZQUIERDO CON PILOTES*

| ASIENTOS ELÁSTICOS | | |
|---|---|---|
| Coeficiente de influencia I1 | 0.64 | |
| Coeficiente de influencia I2 | 0.03 | |
| Coeficiente de influencia Is | 0.55 | |
| Asiento al centro de la cimentación | 0.34 | mm |
| Asiento al borde | 0.14 | mm |

**Figura 55**

*Bulbo de presiones - ESTRIBO IZQUIERDO CON PILOTES*



## 3.4. ESTUDIO SÍSMICO

Los puentes deben diseñarse para que tengan una baja probabilidad de colapso, pero se admite que puedan sufrir daño significativo e interrupción del servicio cuando se sometan a movimientos sísmicos del terreno que tengan el siete por ciento (7%) de probabilidad de ser excedidos en 75 años, equivalente aproximadamente a mil años de periodo de retorno promedio (AASHTO, 2014, Seccion 3).

### 3.4.1. UBICACIÓN DEL PUENTE

La tesis intitulada: "DISEÑO PARA EL MEJORAMIENTO EN LA TRANSITABILIDAD, PROPUESTA ESTRUCTURAL EN EL PUENTE PACHAR, OLLANTAYTAMBO-CUSCO"; para efectos de caracterización de la zona, así mismo también parametrizar los datos para el cálculo de los elementos estructurales, el objetivo en estudio está ubicada en la siguiente coordenada:

DEPARTAMENTO : CUSCO

PROVINCIA : URUBAMBA

DISTRITO : OLLANTAYTAMBO

LOCALIDAD : CC.PP. DE PACHAR

LATITUD : -13.2833

LONGITUD : -72.2333

ELEVACION : 2810 msnm.

### 3.4.2. EFECTOS DE SITIO

Según el ítem. 3.3, Estudio geotécnico se ha visto que la cimentación se realizara sobre roca en los cimientos planteados, además se ha presentado tablas de velocidades de onda corta, este dato nos permitirá identificar la clase de sitio del suelo; según la tabla siguiente corresponde a clase de sitio tipo **B**, teniendo como perfil del suelo estrato de roca.

**Tabla 53**

*Clase de sitio*

| CLASE DE SITIO | TIPO DE SUELO Y PERFIL |
|---|---|
| A | Roca dura con medida de velocidad de onda de corte, Vs>5000 ft/s |
| B | Roca con 2500 ft/s <Vs<5000 ft/s |
| C | Suelo muy denso y roca suelto 1200 ft/s <Vs<2500 ft/s, o con cualquiera N>50 golpes/ft o Su>2.0 ksf |
| D | Suelo rigido con 600 ft/s<Vs<1200 ft/s, o con cualquiera 15<N<50 golpes/ft, o 1.0<Su<2.0 ksf |
| E | Perfil de suelo con Vs<600 ft/s o con cualquiera N<15 golpes/ft o Sv<1.0 ksf, o cualquier perfil con mas de 10 ft de arcilla blanda definida como suelo con PI>20, w>40% y Su<0.5 ksf |
| F | Suelos que requieren evaluaciones especificas de sitio, tales como:<br>*)Turbas o arcillas altamente organicas (H>10ft de turba o arcilla altamente organica donde H=espesor de suelo)<br>*)Arcilla de alta plasticidad (H>25 ft con PI>75)<br>*)Estratos de arcillas de buen espesor, blandas o semirrigidas (H>120 ft) |

Excepciones: Cuando las propiedades del suelo no son conocidas con suficiente detalle para determinar la clase de sitio, se emprendera una investigacion de sitio suficiente para definir su clase. Las clases de sitio E o F no seran supuestas a no ser que la entidad determine la clase de sitio E o F o estas sean establecidas por datos geotecnicos.

donde:

Vs: promedio d ela velocidad de onda de corte para perfiles de suelo superiores a los 100ft
N: promedio d ela cantidad de golpes (golpes/ft) de la prueba SPT (ASTM D1586) para perfiles de suelo superiores a 100ft
Su: promedio de resistencia al corte no drenada en ksf (ASTM D2165 o ASTM D2850) para perfiles de suelo superiores a 100ft
PI: indice plastico (ASTM D4318)
w: contenido de humedad (ASTM D2216)

Fuente. (AASHTO, 2014)

### 3.4.2.1. FACTOR DE SITIO

Para determinar los factores de sitio $F_{pga}, F_a, F_v$, se presentarán las siguientes tablas en la cual se interpolará para cada uno de los factores de sitio teniendo como datos iniciales a clase de sitio (B), PGA=0.30g, SS=0.72g para periodo estructural 0.2s, S1=0.19g para periodo estructural de 1.0s. para la obtención de los datos PGA, SS, y S1, se obtienen de Mapa de Isoaceleraciones para suelo tipo B publicado por MTC.

**Tabla 54**

*Valores de factor de sitio Fpga*

| CLASE DE SITIO | Coeficiente de aceleracion pico del terreno (PGA) | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | PGA<0.10 | PGA=0.20 | PGA=0.30 | PGA=0.40 | PGA>0.50 |
| A | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 0.8 |
| B | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| C | 1.2 | 1.2 | 1.1 | 1 | 1 |
| D | 1.6 | 1.4 | 1.2 | 1.1 | 1 |
| E | 2.5 | 1.7 | 1.2 | 0.9 | 0.9 |
| F | * | * | * | * | * |

De la tabla 3.10.3.2-1 Para clase de sitio tipo B y PGA=0.30g, se obtiene $F_{pga} = 1$

**Tabla 55**

*Valores de factor se sitio Fa*

| CLASE DE SITIO | Coeficiente de aceleracion espectral en periodo 0.2s (Ss) | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | Ss<0.25 | Ss=0.50 | Ss=0.75 | Ss=1.00 | Ss>1.25 |
| A | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 0.8 |
| B | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| C | 1.2 | 1.2 | 1.1 | 1 | 1 |
| D | 1.6 | 1.4 | 1.2 | 1.1 | 1 |
| E | 2.5 | 1.7 | 1.2 | 0.9 | 0.9 |
| F | * | * | * | * | * |

De la tabla 3.10.3.2-2 para clase de sitio tipo B y SS=0.72g, se obtiene $F_a = 1$

**Tabla 56**

*Valores de factor de sitio Fv*

| CLASE DE SITIO | Coeficiente de aceleracion espectral en periodo 1.0s (S1) | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | S1 <0.1 | S1 =0.2 | S1 =0.3 | S1 =0.4 | S1 >0.5 |
| A | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 0.8 |
| B | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| C | 1.7 | 1.6 | 1.5 | 1.4 | 1.3 |
| D | 2.4 | 2 | 1.8 | 1.6 | 1.5 |
| E | 3.5 | 3.2 | 2.8 | 2.4 | 2.4 |
| F | * | * | * | * | * |

Fuente. (AASHTO, 2014)

De la tabla 53 para clase de sitio tipo B y S1=0.19g se obtiene $F_v = 1$

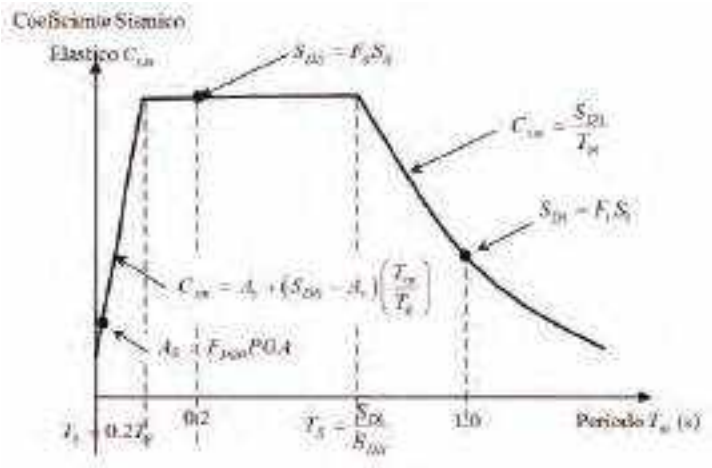
## 3.4.3. CARACTERIZACIÓN DE LA AMENAZA SÍSMICA

### 3.4.3.1. ESPECTRO DE DISEÑO

La AASHTO recomienda utilizar el espectro de diseño con 5% de amortiguamiento como se muestra en la siguiente figura.

**Figura 56**

*Espectro de aceleraciones de diseño para 5% de amortiguamiento*




Fuente. (Ministerio deTransporte y Comunicacion - MTC, 2018)

### 3.4.3.2. COEFICIENTE ELÁSTICO DE RESPUESTA SISMICA

| | |
|---|---|
| LUGAR | : CUSCO |
| Zona sismica | $z := 2$ |
| Clase de sitio | : B |
| | $PGA := 0.30\,g$ |
| | $S_s := 0.72\,g$ |
| | $S_1 := 0.19\,g$ |
| | $F_{pga} := 1.00$ |
| | $F_a := 1.00$ |
| | $F_v := 1.00$ |

$$A_s := PGA \cdot F_{pga} = 0.3$$

$$S_{DS} := S_s \cdot F_a = 0.72$$

$$S_{D1} := S_1 \cdot F_v = 0.19$$

$$T_s := \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 0.26$$

$$T_0 := 0.2 \cdot T_s = 0.05$$

### 3.4.3.3. CLASIFICACION OPERACIONAL

Para fines de diseño sísmico de los puentes es necesario clasificar el Puente en una de las categorías según su importancia, como son: Puentes críticos, Puentes esenciales, u otros puentes (Ministerio deTransporte y Comunicacion - MTC, 2018).

**PUENTES ESENCIALES**. Son aquellos puentes que como mínimo después del sismo de diseño deberían quedar operativos para vehículos de emergencia, para un periodo de diseño de 1000 años.

**PUENTES CRITICOS**. Son aquellos puentes que deberían quedar operativo para todo tipo de vehículos después de un sismo de diseño, para un periodo de retorno de 2500 años.

**OTROS PUENTES**. MTC. Definen son todo el puente que no son críticos ni esenciales.

Básicamente el Puente Pachar es una de los tres Puentes importantes de valle sagrado esto da la necesidad de clasificar como **PUENTE ESENCIAL**.

### 3.4.3.4. ZONA DE DESEMPEÑO SISMICO

Todo puente debe asignarse a una de las cuatro zonas de desempeño sísmico de acuerdo a la siguiente tabla.

**Tabla 57**

*Zona sísmica y categoría de diseño sísmico (SDC)*

| Coeficiente de aceleracion SD1 | Zona sismica | Categoria de Diseño Sismico (SDC) |
|---|---|---|
| SD1≤ 0.15 | 1 | A |
| 0.15 ≤ SD1< 0.30 | 2 | B |
| 0.30 ≤ SD1< 0.50 | 3 | C |
| 0.50<SD1 | 4 | D |

Según las tablas 3.5-1. Y 3.10.6-1 para SD1=0.19, calculada anteriormente corresponde a la **ZONA 2** y a la **CATEGORIA DE DISEÑO SISMICO B**.

### 3.4.3.5. FACTORES DE MODIFICACION

La aplicación de los factores de modificación de respuesta debe ser concordante con las tablas 5.10.11 y 5.13.4.6 del AASHTO LRFD 2014. A excepciones de lo especificado en el AASHTO LRFD, las solicitaciones sísmicas de diseño para las subestructuras y las uniones entre partes de estructuras listadas en la tabla 3.10.7.1-2, se deberán determinar dividiendo las solicitaciones obtenidas mediante un análisis elástico por el correspondiente factor de modificación de respuesta R, como se especifica las tablas 3.10.7.1-1 y 2. Si se utiliza un método de análisis inelástico de tiempo historia, el factor de modificación de respuesta R, se debe tomar igual a 1.0 para toda la subestructura y toda la unión.

**Tabla 58**

*Factor de modificación de respuesta R*

| SUBESTRUCTURA | CATEGORIA DE OPERACION | | |
|---|---|---|---|
| | CRITICA | ESENCIAL | OTHER |
| Muros de dimensiones largos | 1.5 | 1.5 | 2 |
| Pilas de concreto reforzado | | | |
| *) solo pilotes verticales | 1.5 | 2 | 3 |
| *) con baterias de pilotes | 1.5 | 1.5 | 2 |
| Una sola Columna | 1.5 | 2 | 3 |
| Acero o acero compuesta y pilas de concreto | | | |
| *) solo pilotes verticales | 1.5 | 3.5 | 5 |
| *) con baterias de pilotes | 1.5 | 2 | 3 |
| Pilas de Multiples Columnas | 1.5 | 3.5 | 5 |

**Tabla 59**

*Factor de modificación de respuesta R, para unión*

| Unión | Todas las categorías |
|---|---|
| Superestructura - Estribo | 0,8 |
| Juntas de expansión dentro de un tramo de la superestructura | 0,8 |
| Columnas, pilares o caballetes de pilotes - Viga cabecera o superestructura | 1,0 |
| Columnas o pilares - Fundaciones | 1,0 |

### 3.4.3.6. MÉTODO DE DISEÑO SÍSMICO

La selección del método de diseño para puentes depende de la clasificación operacional del puente, zona sísmica, y la regularidad del mismo.

El puente Pachar estará conformado por múltiples vanos, la superestructura del arco está conformada de 6 vanos monolíticas, y un vano en la parte izquierda del puente, este puente regular y su esviaje es de cero grados. Con estas condiciones ingresamos a la siguiente tabla 4.7.4.3.1-1.

**Tabla 60**

*Selección de método de análisis sísmico*

| Zona Sismica | Puentes de un solo tramo | Puentes de Multiples Tramos | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | Otros Puentes | | Puentes Esenciales | | Puentes Criticos | |
| | | Regular | Irregular | Regular | Irregular | Regular | Irregular |
| 1 | No se Requiere Analisis Sismico | * | * | * | * | * | * |
| 2 | | SM/UL | SM | SM/UL | MM | MM | MM |
| 3 | | SM/UL | MM | MM | MM | MM | TH |
| 4 | | SM/UL | MM | MM | MM | TH | TH |

Donde: * : No requiere analsis sismico
UL : Metodo elastico de carga uniforme
SM : Metodo elastico Unimodal
MM : Metodo Elastico Multimodal
TH : Metodo Tiempo-Historia

De la tabla para la zona 2, Puente Esencial, y regular, se determina que el método a usar en este puente es: MM: **METODO ELASTICO MULTIMODAL**

### 3.4.4. MAPA DE ISOACELERACIONES

**Figura 57**

*Mapa de isoaceleraciones espectrales, para periodo estructural 0.0s (PGA)*




Fuente. (Ministerio deTransporte y Comunicacion - MTC, 2018)

**Figura 58**

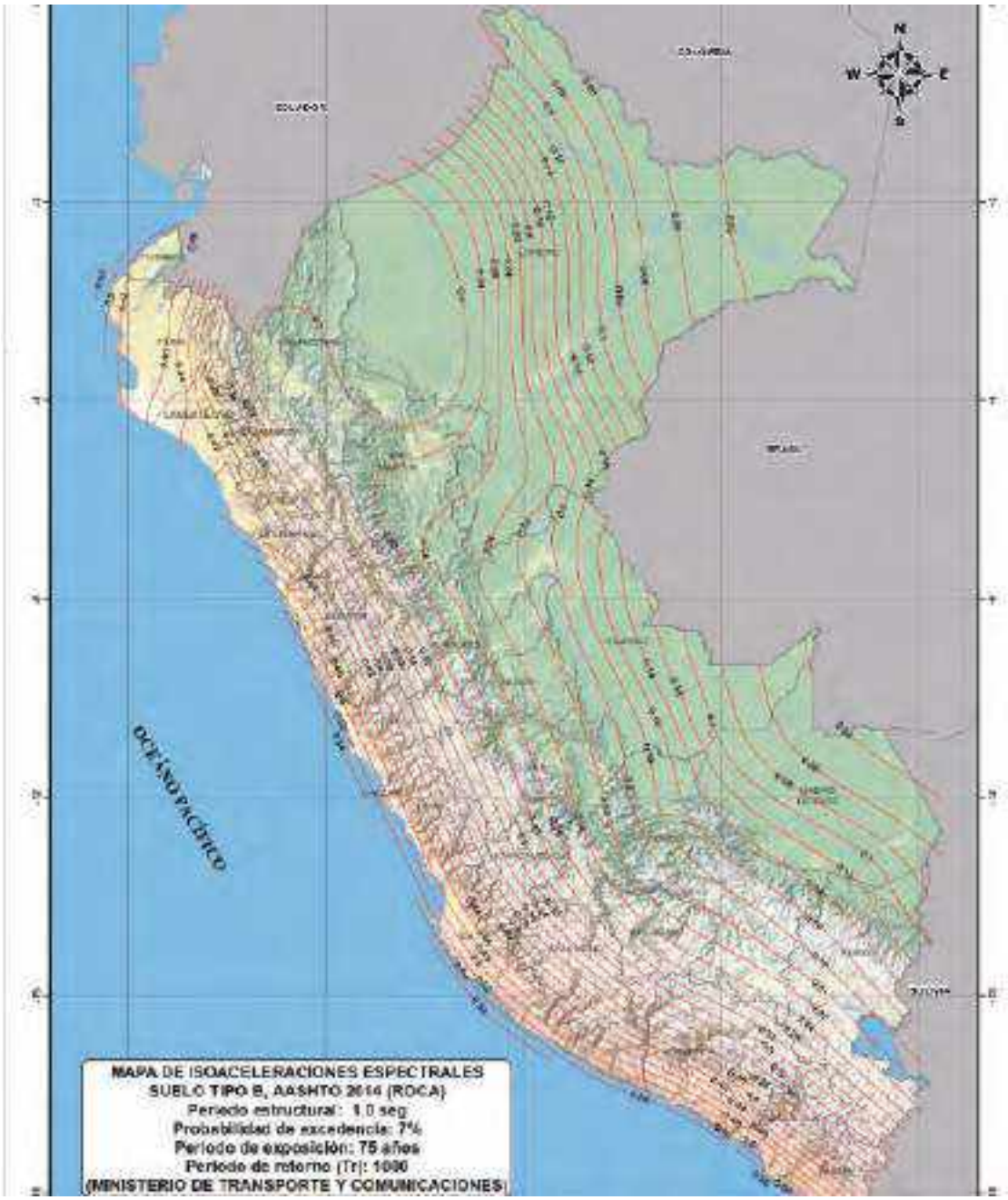
*Mapa de isocaeleraciones espectrales, para periodo estructural 0.2s (SS)*




Fuente. (Ministerio deTransporte y Comunicacion - MTC, 2018)

**Figura 59**

*Mapa de isoaceleraciones espectrales, para periodo estructural 1.0s (S1)*




Fuente. (Ministerio deTransporte y Comunicacion - MTC, 2018)

## 3.5. ESTUDIO DE TRÁFICO

El estudio de tráfico es necesario para determinar las características geométricas y estructurales del puente. Para lo cual se cuantificará, clasificar y determinar la demanda vehicular actual y proyectada (Ministerio deTransporte y Comunicacion - MTC, 2018).

### 3.5.1. CONTEO VEHICULAR

Para realizar el conteo vehicular se ha programado para el mes febrero de 2020, obteniéndose los siguientes resultados:

**Tabla 61**

*Resultado de conteo vehicular*

| Resultados de los conteo de tráfico: | | | Mes: | febrero | Año: | 2020 | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Tipo de Vehículo | Lunes | Martes | Miércoles | Jueves | Viernes | Sábado | Domingo |
| Automovil + Station Wagon | 3212 | 2511 | 2875 | 2348 | 3784 | 2077 | 2793 |
| Camioneta (Pikup/Panel) | 1855 | 1446 | 1634 | 1363 | 2176 | 1203 | 1604 |
| C.Rural | 1051 | 823 | 930 | 770 | 1235 | 682 | 913 |
| Micro | 1345 | 1047 | 1201 | 987 | 1578 | 868 | 1170 |
| Bus 2E | 540 | 416 | 464 | 394 | 625 | 350 | 455 |
| Bus 3E | 94 | 71 | 73 | 64 | 105 | 61 | 73 |
| Camión 2E | 256 | 198 | 215 | 188 | 295 | 171 | 215 |
| Camión 3E | 75 | 50 | 51 | 47 | 81 | 45 | 51 |
| TOTAL | 8428 | 6562 | 7443 | 6161 | 9879 | 5457 | 7274 |

**Figura 60**

*Gráfico del conteo vehicular semanal*



Según el conteo vehicular realizado se puede observar también que casi el 60% de los vehículos pasan por Ollantaytambo-Pachar-Urubamba, el 40% toma como desvio Ollantaytambo-Pachar-Huarocondo.

### 3.5.2. CÁLCULO DE IMDA

**Tabla 62**

*Factores de corrección estacional*

**ii) Determinar los factores de corrección estacional de una estación de peaje cercano al camino**

| | | |
|---|---|---|
| F.C.E. Vehículos ligeros: | 0.984824 | Ver 1.1 FC |
| F.C.E. Vehículos pesados: | 1.023437 | Ver 1.1 FC |

**iii) Aplicar la siguiente fórmula, para un conteo de 7 días**

$$IMD_A = IMD_S * FC \qquad IMD_S = \frac{(\sum Vi)}{7}$$

**Donde:**

| | |
|---|---|
| $IMD_S$ = | Índice Medio Diario Semanal de la Muestra Vehícular Tomada |
| IMDA = | Índice Medio Anual |
| Vi = | Volumen Vehícular diario de cada uno de los días de conteo |
| FC = | Factores de Corrección Estacional |

**Tabla 63**

*Cálculo de IMDA*

| Tipo de Vehículo | Tráfico Vehicular en dos Sentidos por Día | | | | | | | TOTAL | $IMD_S$ | FC | $IMD_a$ | Distribución (%) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | Lunes | Martes | Miércoles | Jueves | Viernes | Sábado | Domingo | | | | | |
| Automovil + Station Wagon | 3212 | 2511 | 2875 | 2348 | 3784 | 2077 | 2793 | 19600 | 2800 | 0.985 | 2758 | 38.2 |
| Camioneta (Pikup/Panel) | 1855 | 1446 | 1634 | 1363 | 2176 | 1203 | 1604 | 11281 | 1612 | 0.985 | 1588 | 22.0 |
| C.Rural | 1051 | 823 | 930 | 770 | 1235 | 682 | 913 | 6404 | 915 | 0.985 | 901 | 12.5 |
| Micro | 1345 | 1047 | 1201 | 987 | 1578 | 868 | 1170 | 8196 | 1171 | 0.985 | 1154 | 16.0 |
| Bus 2E | 540 | 416 | 464 | 394 | 625 | 350 | 455 | 3244 | 463 | 0.985 | 457 | 6.3 |
| Bus 3E | 94 | 71 | 73 | 64 | 105 | 61 | 73 | 541 | 77 | 0.985 | 77 | 1.1 |
| Camión 2E | 256 | 198 | 215 | 188 | 295 | 171 | 215 | 1538 | 220 | 1.023 | 225 | 3.1 |
| Camión 3E | 75 | 50 | 51 | 47 | 81 | 45 | 51 | 400 | 57 | 1.023 | 59 | 0.8 |
| TOTAL | 8428 | 6562 | 7443 | 6161 | 9879 | 5457 | 7274 | 51204 | 7315 | | 7219 | 100.0 |

De la tabla 63. El IMDs=7315, y IMDa=7219

**Tabla 64**

*Trafico para 2020 por tipo de vehículos*

**2.1 Demanda Actual**

Tráfico Actual por Tipo de Vehículo

| Tipo de Vehículo | IMD | Distribución (%) |
|---|---|---|
| Automovil + Station Wagon | 2758 | 38.2 |
| Camioneta (Pikup/Panel) | 1588 | 22.0 |
| C.Rural | 901 | 12.5 |
| Micro | 1154 | 16.0 |
| Bus 2E | 457 | 6.3 |
| Bus 3E | 77 | 1.1 |
| Camión 2E | 225 | 3.1 |
| Camión 3E | 59 | 0.8 |
| IMD | 7219 | 100 |

## 3.6. ESTUDIO DE TRAZO Y DISEÑO VIAL DE LOS ACCESOS

Este estudio permite plantear de mejor forma las características básicas o esenciales del puente de cada alternativa. El puente Pachar conecta a la vía Ollantaytambo-Urubamba en 90° para tal se respetará los radios de giro mínimos, el desnivel es entre la margen derecha e izquierda es de aproximadamente de 11m de altura el cual se planteará una rampa en la margen izquierda respetando las pendientes verticales máximas y mínimas, los accesos se realizarán respetando los radios mínimos de giro.

### 3.6.1. CALZADA

la clasificación de las carreteras se encuentra en función a la demanda (IMDa), de acuerdo al conteo vehicular el 40% del total de volumen de vehículos pasan por Pachar-Huarocondo, y el 70% por Ollantaytambo-Pachar Urubamba.

IMDa=7219

40%IMDa=2888 =>Ollantaytambo-Pachar-Huarocondo

60%IMDA=4331 =>Ollantaytambo-Pachar-Urubamba

Según el **ítem 101.03 Carreteras de Primera clase**, son con IMDa entre 4000 y 2001 veh/dia, con una calzada de **dos carriles de 3.30m** de ancho como mínimo. Puede tener cruces o pasos vehiculares a nivel y en zonas urbanas es recomendable que se cuente con puentes peatonales o en su defecto con dispositivos de seguridad vial, que permitan velocidades de operación, con mayor seguridad (Ministerio de Transporte y Comunicacion - MTC, 2018), DG.

**La superficie de rodadura de estas carreteras debe ser pavimentada**.

### 3.6.2. VELOCIDAD DE DISEÑO

Este parámetro se encuentra en función a la clasificación por demanda y orografía de la de la carretera a diseñarse, a cada tramo homogéneo se le puede asignar la velocidad de diseño en el rango que se indica en la siguiente tabla.

**Tabla 65**

*Rango de velocidad de diseño en función a la clasificación-orografía*

| CLASIFICACIÓN | OROGRAFÍA | VELOCIDAD DE DISEÑO DE UN TRAMO HOMOGÉNEO VTR (km/h) | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 30 | 40 | 50 | 60 | 70 | 80 | 90 | 100 | 110 | 120 | 130 |
| Autopista de primera clase | Plano | | | | | | ■ | ■ | ■ | ■ | ■ | ■ |
| | Ondulado | ■ | ■ | ■ | ■ | ■ | ■ | ■ | ■ | ■ | ■ | |
| | Accidentado | | | | | ■ | ■ | ■ | ■ | | | |
| | Escarpado | ■ | ■ | ■ | ■ | ■ | ■ | | | | | ■ |
| Autopista de segunda clase | Plano | | | | ■ | ■ | ■ | ■ | ■ | ■ | ■ | |
| | Ondulado | ■ | ■ | ■ | ■ | ■ | ■ | ■ | ■ | | | ■ |
| | Accidentado | | | | ■ | ■ | ■ | ■ | ■ | | | |
| | Escarpado | ■ | ■ | ■ | ■ | ■ | ■ | | ■ | ■ | ■ | ■ |
| Carretera de primera clase | Plano | | | | ■ | ■ | ■ | ■ | ■ | | | |
| | Ondulado | ■ | ■ | ■ | ■ | ■ | ■ | ■ | | ■ | ■ | ■ |
| | Accidentado | | | ■ | ■ | ■ | ■ | | | | | |
| | Escarpado | ■ | ■ | ■ | ■ | ■ | | | ■ | ■ | ■ | ■ |
| Carretera de segunda clase | Plano | | | | ■ | ■ | ■ | ■ | ■ | | | |
| | Ondulado | ■ | ■ | ■ | ■ | ■ | ■ | | ■ | ■ | ■ | ■ |
| | Accidentado | | | ■ | ■ | ■ | | | | | | |
| | Escarpado | ■ | ■ | ■ | ■ | | | | ■ | ■ | ■ | ■ |
| Carretera de tercera clase | Plano | | ■ | ■ | ■ | ■ | ■ | ■ | | | | |
| | Ondulado | | ■ | ■ | ■ | ■ | ■ | ■ | ■ | ■ | ■ | ■ |
| | Accidentado | ■ | ■ | ■ | | | | | | | | |
| | Escarpado | ■ | | | | | | | ■ | ■ | ■ | ■ |

Fuente. (Ministerio de Transporte y Comunicacion - MTC, 2018, DG)

Según la tabla 65., para la clasificación de **Carretearas de Primera clase** y **orografía plana**, cabe resaltar, como parte de la variable, es un acceso a la población de Pachar, lo que implica el paso peatonal considerable, además su proyección de crecimiento de IMDa futura, llegue a clasificarlo como autopista de segunda clase, teniendo en cuenta todos estos aspectos la velocidad de diseño es la siguiente:

$$v_{diseño} = 60 km/h$$

### 3.6.3. RADIOS DE GIRO

En la siguiente tabla se muestra tipos y características de los vehículos de tipo **M**, utilizados para el dimensionamiento de carreteras según reglamento nacional de vehículos.

**Tabla 66**

*Datos básicos de los vehículos de tipo M*

| Tipo de vehiculo | Alto Total | Ancho Total | Vuelo lateral | Ancho ejes | Largo total | Vuelo delantero | Separación ejes | Vuelo trasero | Radio min. rueda exterior |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Vehículo ligero (VL) | 1.30 | 2.10 | 0.15 | 1.80 | 5.80 | 0.90 | 3.40 | 1.50 | 7.30 |
| Ómnibus de dos ejes (B2) | 4.10 | 2.60 | 0.00 | 2.60 | 13.20 | 2.30 | 8.25 | 2.65 | 12.80 |
| Ómnibus de tres ejes (B3-1) | 4.10 | 2.60 | 0.00 | 2.60 | 14.00 | 2.40 | 7.55 | 4.05 | 13.70 |
| Ómnibus de cuatro ejes (B4-1) | 4.10 | 2.60 | 0.00 | 2.60 | 15.00 | 3.20 | 7.75 | 4.05 | 13.70 |
| Ómnibus articulado (BA-1) | 4.10 | 2.60 | 0.00 | 2.60 | 18.30 | 2.60 | 6.70 / 1.90 /4.00 | 3.10 | 12.80 |
| Semirremolque simple (T2S1) | 4.10 | 2.60 | 0.00 | 2.60 | 20.50 | 1.20 | 6.00 /12.50 | 0.80 | 13.70 |
| Remolque simple (C2R1) | 4.10 | 2.60 | 0.00 | 2.60 | 23.00 | 1.20 | 10.30 / 0.80 / 2.15 / 7.75 | 0.80 | 12.80 |
| Semirremolque doble (T3S2S2) | 4.10 | 2.60 | 0.00 | 2.60 | 23.00 | 1.20 | 5.40 / 6.80 /1.40 / 6.80 | 1.40 | 13.70 |
| Semirremolque remolque (T3S2S1S2) | 4.10 | 2.60 | 0.00 | 2.60 | 23.00 | 1.20 | 5.45 / 5.70 /1.40 / 2.15 / 5.70 | 1.40 | 13.70 |
| Semirremolque simple (T3S3) | 4.10 | 2.60 | 0.00 | 2.60 | 20.50 | 1.20 | 5.40 / 11.90 | 2.00 | 1 |

Fuente: (Ministerio de Transporte y Comunicacion - MTC, 2018, DG)

Según el conteo vehicular se ha podido apreciar vehículos de tipo ómnibus de tres ejes (B3-1), el cual se considerará como referencia para determinar el radio de giro mínimo. En la siguiente tabla se muestra el Angulo de la trayectoria y el radio mínimo.

**Tabla 67**

*Ómnibus de tres ejes (B3-1) Radios mínimos/Radios máximos*

| Ángulo trayectoria | R máx. Exterior Vehículo (E) | R mín. interior Rueda (J) | Ángulo máximo dirección |
|---|---|---|---|
| 30° | 14.66 m | 10.80 m | 19.1° |
| 60° | 14.95 m | 9.67 m | 27.2° |
| 90° | 15.07 m | 9.20 m | 30.7° |
| 120° | 15.12 m | 9.00 m | 32.2° |
| 150° | 15.14 m | 8.91 m | 32.9° |
| 180° | 15.15 m | 8.87 m | 33.2° |

Fuente. (Ministerio de Transporte y Comunicacion - MTC, 2018, DG)

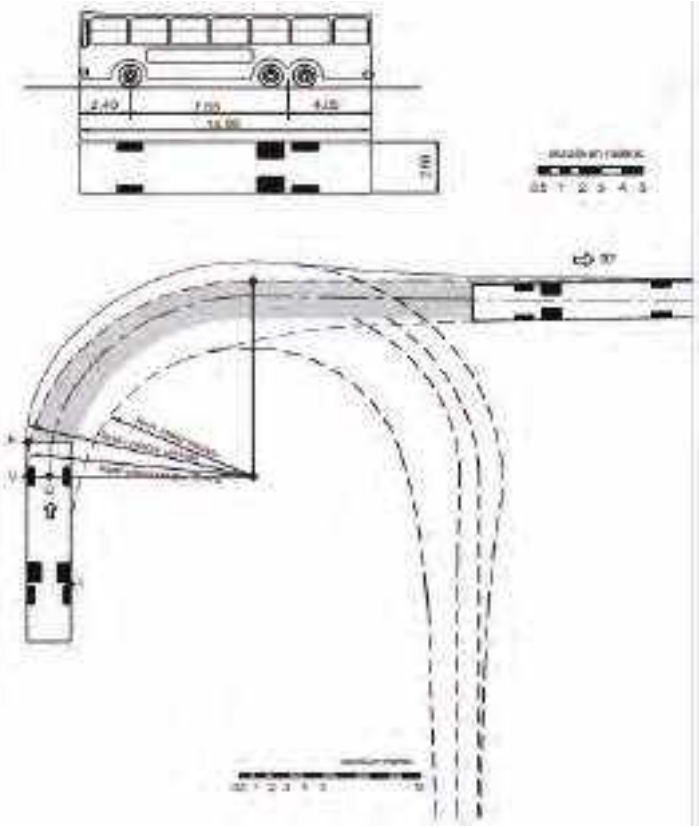
Para un Angulo de trayectoria de 90 grados corresponde un:

Radio máximo Exterior = 15.07m

Radio mínimo Interior = 9.20m

**Figura 61**

*Giro mínimo para Ómnibus de tres ejes (B3-1) Trayectoria 90°*



Fuente. (Ministerio de Transporte y Comunicacion - MTC, 2018, DG)

### 3.6.4. PENDIENTE HORIZONTAL Y VERTICAL

Según el ítem. 303.03.02 de DG-2018-MTC, considera que es conveniente determinar las pendientes máximas que están indicadas en la siguiente tabla 68:

**Tabla 68**

*Pendientes máximas (%)*

| Demanda | Autopistas | | | | | | | | Carretera | | | | Carretera | | | | Carretera | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Vehículos/día | > 6.000 | | | | 6.000 - 4001 | | | | 4.000-1.001 | | | | 2.000-400 | | | | < 400 | | | |
| Características | Primera clase | | | | Segunda clase | | | | Primera clase | | | | Segunda clase | | | | Tercera clase | | | |
| Tipo de orografía | 1 | 2 | 3 | 4 | 1 | 2 | 3 | 4 | 1 | 2 | 3 | 4 | 1 | 2 | 3 | 4 | 1 | 2 | 3 | 4 |
| Velocidad de diseño: 30 km/h | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 10.00 | 10.00 |
| 40 km/h | | | | | | | | | | | | | | | | 9.00 | 8.00 | 9.00 | 10.00 | |
| 50 km/h | | | | | | | | | | | 7.00 | 7.00 | | | 8.00 | 9.00 | 8.00 | 9.00 | 9.00 | |
| 60 km/h | | | | | 6.00 | 6.00 | 7.00 | 7.00 | 6.00 | 6.00 | 7.00 | 7.00 | 6.00 | 7.00 | 8.00 | 8.00 | 8.00 | 8.00 | | |
| 70 km/h | | | 5.00 | 5.00 | 6.00 | 6.00 | 6.00 | 7.00 | 6.00 | 6.00 | 7.00 | 7.00 | 6.00 | 6.00 | 7.00 | | 7.00 | 7.00 | | |
| 80 km/h | 5.00 | 5.00 | 5.00 | 5.00 | 5.00 | 5.00 | 6.00 | 6.00 | 6.00 | 6.00 | 6.00 | | 6.00 | 6.00 | | | 7.00 | 7.00 | | |
| 90 km/h | 4.50 | 4.50 | 5.00 | | 5.00 | 5.00 | 6.00 | | 5.00 | 5.00 | | | 6.00 | | | | 6.00 | 6.00 | | |
| 100 km/h | 4.50 | 4.50 | 4.50 | | 5.00 | 5.00 | 6.00 | | 5.00 | | | | 6.00 | | | | | | | |
| 110 km/h | 4.00 | 4.00 | | | 4.00 | | | | | | | | | | | | | | | |
| 120 km/h | 4.00 | 4.00 | | | 4.00 | | | | | | | | | | | | | | | |
| 130 km/h | 3.50 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

Fuente. (Ministerio de Transporte y Comunicacion - MTC, 2018, DG)

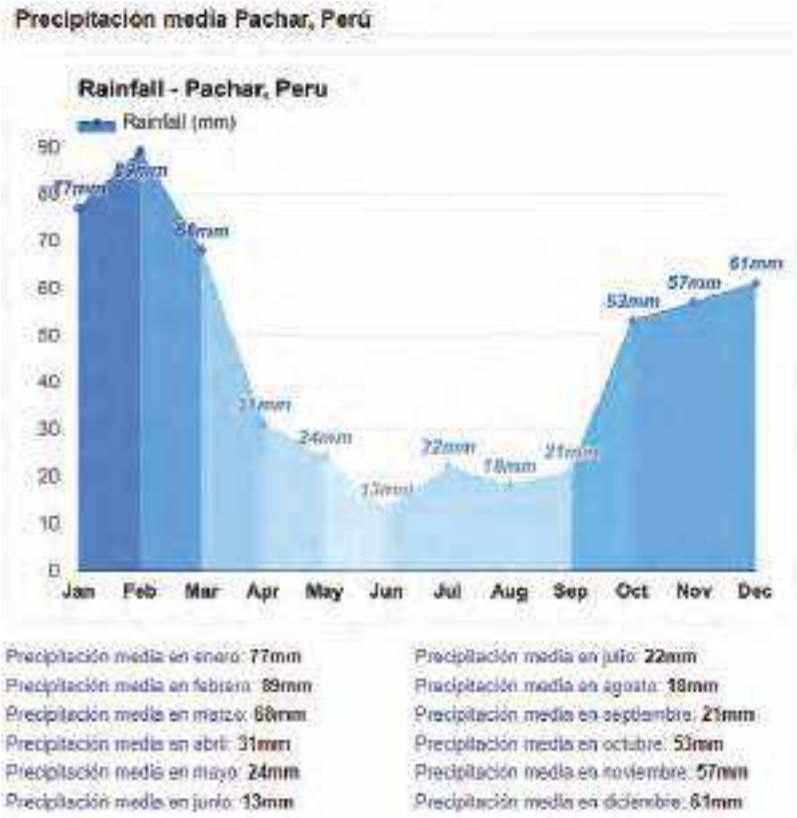
Para una **carretera de primera clase** y una **velocidad de diseño de 60 km/m**, se tendría un rango de pendientes de 6 – 7%, también en el ítem 303.03.03-DG-2018-MTC menciona para pendientes máximas excepcionales, que puede incrementarse hasta en 2%, teniendo un rango de pendientes excepcionales de 6% hasta 9% como máximo.

### 3.6.5. BOMBEO DE LA CALZADA

Este factor depende del tipo de superficie de rodadura y de los niveles de precipitación de la zona. Para la zona de Pachar se tiene el siguiente cuadro de precipitaciones máximas y mínimas:

**Figura 62**

*Precipitación media mensual Pachar-Perú*




Fuente. (Weather Atlas. (2022), Prevision Meteorologica y clima mensual Pachar, Perú. Consultado el 15 de mayo de 2022. https://www.weather-atlas.com/es/peru/pachar-clima)

Según el ítem. 304.05 de DG-2018-MTC, se tiene la siguiente tabla:

**Tabla 69**

*Bombeo según tipo de Superficie*

| Tipo de Superficie | Bombeo (%) | |
|---|---|---|
| | Precipitación <500 mm/año | Precipitación >500 mm/año |
| Pavimento asfáltico y/o concreto Portland | 2.0 | 2.5 |
| Tratamiento superficial | 2.5 | 2.5-3.0 |
| Afirmado | 3.0-3.5 | 3.0-4.0 |

Fuente. (Ministerio de Transporte y Comunicacion - MTC, 2018,DG)

Para **pavimento asfáltico** y con una **precipitación menor a 500 mm/año**, se tiene el siguiente bombeo para nuestra calzada.

$$\text{Bombeo}_{\text{Calzada}} = 2\%$$

# CAPITULO IV

# DISEÑO ESTRUCTURAL

## 4.1. CONSIDERACIONES GENERALES

### 4.1.1. CARACTERÍSTICAS Y RESTRICCIONES SOBRE LA ESTRUCTURA

Como se ha visto en los estudios de topografía, diseño geométrico y selección de tipo de puente se ha optado por un puente en arco de tablero superior porque el desnivel que existe entre las márgenes ayuda a la configuración geométrica del arco, además configura con el medio de la zona.

El puente en arco con tablero superior tiene y comprende de 6 vanos continuas, los cuales están apoyados en 5 pilas que está conformado por un pórtico de dos columnas, y estos elementos están apoyados a la vez sobre los arcos.

La cimentación de la margen derecha esta sobre roca firme anclado mediante dowells, y en la margen izquierda debido a que la presencia de la roca se encuentra a mediana profundidad se ha planteado alcanzar a la roca con pilotes, estos estarán confinados mediante encepados, así unir con el estribo.

La rampa tiene una longitud de desarrollo de 115m para una altura de 8m, lo que hace una pendiente de 7%, visto en el estudio de diseño geométrico.

### 4.1.2. FILOSOFÍA DE DISEÑO

El arco se ha diseñado considerando las condiciones de serviciabilidad para el control de su estabilidad y presiones transmitidas a las cimentaciones en el que se apoya; sus efectos de pandeo han sido revisado obteniéndose su factor de pandeo.

Para el diseño de los elementos estructurales se ha considerado para el estado de la RESISTENCIA, teniendo en consideración el comportamiento elástico y no elástico de los materiales. Los efectos de las fuerzas son calculados en base al análisis elástico.

### 4.1.3. CRITERIOS BÁSICOS DE DISEÑO

Para su modelamiento del puente se ha considerado la geometría que se acondiciona a la topografía de la zona, así como al diseño geométrico de la vía.

El puente presenta forma regular lo que ayuda a la estructura un mejor comportamiento frente a los eventos sísmicos, no tiene inclinaciones longitudinales ni esviajes.

Para determinar la demanda-capacidad está en función a la categoría de diseño sísmico SDC=B, también se considera para el diseño de la plataforma de la superestructura un factor de reducción de R=1, y para la subestructura R=3.5. estos parámetros fueron analizados en el ítem 3.4. Estudio sísmico.

### 4.1.4. NORMAS UTILIZADAS PARA EL DISEÑO

Para este proyecto de tesis se ha tomado en cuenta los códigos de diseño vigentes a la fecha:

- AASHTO LRFD 2014.

- AASHTO Guide Specification for LRFD Seismic Bridge Design 2nd edition 2011.
- Manual de Puentes MTC 2018.
- Manual de Carreteras – Diseño Geométrico DG-2018.
- Reglamento Nacional de Edificaciones 2019 (E-030, E-031, E060, E-090).
- ACI 318-05.

### 4.1.5. PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS MATERIALES

#### 4.1.5.1. CONCRETO

El concreto tendrá las siguientes resistencias

$\gamma_c = 2400 \frac{kgf}{m^3}$ Densidad del concreto armado kg/m3.

$\mu = 0.2$ Módulo de poisson Asumido.

$E_c = 0.043 \gamma_c^{1.5} \sqrt{f'c}, en\ MPa$ Módulo de elasticidad del concreto en MPa, y resistencia del concreto f'c en Mpa

PARA CIMIENTOS

$f_{c1} = 210 \frac{kgf}{cm^2}$ $E_{c1} = 0.043 \cdot \left(\gamma_c \cdot \frac{m^3}{kgf}\right)^{1.5} \cdot \sqrt{\frac{1}{10.2} \cdot \left(f_{c1} \cdot \frac{cm^2}{kgf}\right)} \cdot 10.2 \frac{kgf}{cm^2} = 233988.79 \frac{kgf}{cm^2}$

PARA SUPERESTRUCTURA, ESTRIBOS, PILAS, Y PILOTES

$f_{c2} := 280 \frac{kgf}{cm^2}$ $E_{c2} := 0.043 \cdot \left(\gamma_c \cdot \frac{m^3}{kgf}\right)^{1.5} \cdot \sqrt[2]{\frac{1}{10.2} \cdot \left(f_{c2} \cdot \frac{cm^2}{kgf}\right)} \cdot 10.2 \frac{kgf}{cm^2} = 270186.98 \frac{kgf}{cm^2}$

PARA EL ARCO

$f_{c3} := 300 \frac{kgf}{cm^2}$ $E_{c3} := 0.043 \cdot \left(\gamma_c \cdot \frac{m^3}{kgf}\right)^{1.5} \cdot \sqrt[2]{\frac{1}{10.2} \cdot \left(f_{c3} \cdot \frac{cm^2}{kgf}\right)} \cdot 10.2 \frac{kgf}{cm^2} = 279670.1 \frac{kgf}{cm^2}$

### 4.1.5.2. ACERO DE REFUERZO

El acero de refuerzo es según las especificaciones del código ASTM-A615 Gr-60, cuyo esfuerzo de fluencia es la siguiente:

$F_y := 4200 \frac{kgf}{cm^2}$ Esfuerzo de fluencia del acero corrugado Gr-60

$E_s := 2.1 \cdot 10^6 \frac{kgf}{cm^2}$ Módulo de elasticidad del acero corrugado Gr-60

### 4.1.5.3. ACERO ESTRUCTURAL

El acero estructural de cumplir con la norma ASTM-A588 Gr-50, donde su esfuerzo de fluencia es la siguiente:

$F_{y50} := 3520 \frac{kgf}{cm^2}$ Esfuerzo de fluencia del acero estructural Gr-50

$F_{u50} := 4930 \frac{kgf}{cm^2}$ Esfuerzo de fluencia último del acero estructural Gr-50

### 4.1.5.4. SUELO

* Para más detalle ver **ANEXO B** (Estudio Geológico y Geotécnico)

MARGEN DERECHA

$\phi_{roca} := 40.36\ deg$ Angulo de fricción interna

$\gamma_{roca} := 2.30\ \frac{tonnef}{m^3}$ Peso especifico

$\gamma_{sat_roca} := 2.40\ \frac{tonnef}{m^3}$ Peso específico saturado

$V_{onda} := 309.08\ \frac{m}{s}$ velocidad de la onda

$\mu := 0.35$ módulo de poisson

$\sigma_{adm_roca} := 18.12\ \frac{kgf}{cm^2}$ Capacidad portante referencial

MARGEN IZQUIERDA

$\phi_{roca} := 40.36\ deg$ Angulo de fricción interna

$\gamma_{roca} := 2.30\ \frac{tonnef}{m^3}$ Peso especifico

$\gamma_{sat_roca} := 2.40\ \frac{tonnef}{m^3}$ Peso específico saturado

$V_{onda} := 148.60\ \frac{m}{s}$ velocidad de la onda

$\mu := 0.35$ módulo de poisson

$\sigma_{adm_suelo} := 7.16 \frac{kgf}{cm^2}$ Capacidad portante del suelo referencial

$\sigma_{adm_pilote01m} := 14.70 \frac{kgf}{cm^2}$ Capacidad portante en pilote D=1m referencial

$\sigma_{adm_pilote00.5m} := 11.03 \frac{kgf}{cm^2}$ Capacidad portante en pilote D=0.5m referencial

### 4.1.6. CUANTIFICACIÓN DE TIPOS DE CARGAS ACTUANTES

**CARGAS PERMANENTES:**

**PESO PROPIO (DC).** Está calculado en función a la siguiente tabla.

**Tabla 70**

*Peso unitario de materiales*

tabla 3.5.1-1 Pesos unitarios de materiales

| MATERIALES | PESOS UNITARIOS (kg/m3) |
|---|---|
| Acero | 7850 |
| Agua fresca | 1000 |
| Agua salada | 1020 |
| Albañilena de piedra | 2700 |
| Aleaciones de aluminio | 2800 |
| Arcilla blanda | 1600 |
| Arena, limo o grava no compactada | 1600 |
| Arena, limo o grava compactada | 1900 |
| Concreto simple | |
| Liviano | 1760 |
| De arena Liviana | 1920 |
| Peso normal con f'c≤350kg/cm2 | 2320 |
| Peso normal con 350≤f'c≤1050kg/cm2 | 2240+0.23f'c |
| Concreto armado (C3.5.1 AASHTO) | Peso concreto simple+80kg/cm2 |
| Grava, macadan o balasto compactados | 2240 |
| Hierro fundido | 7200 |
| Madera dura | 960 |
| Madera blanda | 800 |
| Relleno de ceniza | 960 |
| Superficies de Rodamiento bituminosas | 2240 |
| **Material** | **Peso por unidad de longitud (kg/m)** |
| Rieles de transito, durmientes y fijadores de via | 300 |

Fuente. (AASHTO, 2014, Seccion 3)

**PESO PROPIO DEL ASFALTO (DW**). Espesor de asfalto es de 5cm y peso específico de 2250kg/cm2

$$e_{asfalto} := 0.05\ m$$

$$\gamma_{asfalto} := 2250\ \frac{kgf}{m^3}$$

$$q_{asfalto} := \gamma_{asfalto} \cdot e_{asfalto} = 112.5\ \frac{kgf}{m^2}$$

**PESO DE LA BARANDA (RA).** Se considera una baranda de tipo New Jersey

$$q_{baranda} := 295\ \frac{kgf}{m}$$

**PESO DE LA ACERA (SW).** De espesor de 20cm

$$e_{acera} := 0.20\ m$$

$$\gamma_c := 2400\ \frac{kgf}{m^3}$$

$$q_{acera} := \gamma_c \cdot e_{acera} = 480\ \frac{kgf}{m^2}$$

**EMPUJE HORIZONTAL DEL SUELO (EH).** Los efectos del empuje del suelo están en función a los siguientes factores: tipo y densidad del suelo, contenido de agua, grado de compactación, ubicación del nivel freático, interacción suelo-estructura, efectos sísmicos, pendiente del relleno e inclinación del muro, para lo cual se empleará la siguiente relación para determinar las fuerzas.

$p=k\gamma Z$

p: empuje lateral de suelo (kg/cm2)

k: coeficiente de empuje lateral

$\gamma$: peso unitario del suelo (kg/m3)

Z: profundidad del suelo debajo de la superficie (m)

**SOBRECARGA UNIFORME SOBRE EL RELLENO – LOSA DE APROXIMACION (ES).** en esta situación se debe considerar una sobrecarga viva, como consecuencia de las cargas vehiculares actuando sobre la superficie del relleno.

la altura del suelo equivalente para la carga vehicular se considerará según la tabla del AASHTO.

**Tabla 71**

*Altura equivalente para la sobrecarga (ES)*

| Altura del estribo (m) | $h_{eq}$ (m) |
|---|---|
| 1.5 | 1.2 |
| 3.0 | 0.9 |
| ≥6.0 | 0.6 |

Fuente. (AASHTO, 2014)

**CARGAS TRANSITORIAS**

**INCREMENTO POR CARGA VEHICULAR DINAMICA (IM).** Para los efectos estáticos de camión o tándem de diseño, se debe aumentar el porcentaje por efectos dinámicos indicado en la siguiente tabla.

$IM = 33\%$ Porcentaje de incremento de carga

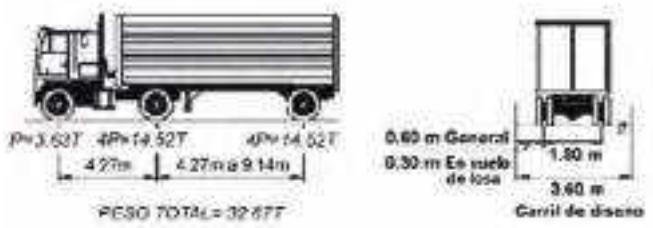
**SOBRECARGA VEHICULAR (LL).**

CAMION DE DISEÑO + CARGA DE CARRIL (HL-93K)

Solo el camión será afectado por el porcentaje de carga dinámica (IM=33%)

**Figura 63**

*Camión de diseño (HL-93K)*




**TANDEN DE DISEÑO + CARGA DE CARRIL (HL-93M)**

Consistirá en un conjunto de dos ejes, cada uno 11.34T, espaciado de 1.20m

**Figura 64**

*Tándem de diseño (HL-93M)*

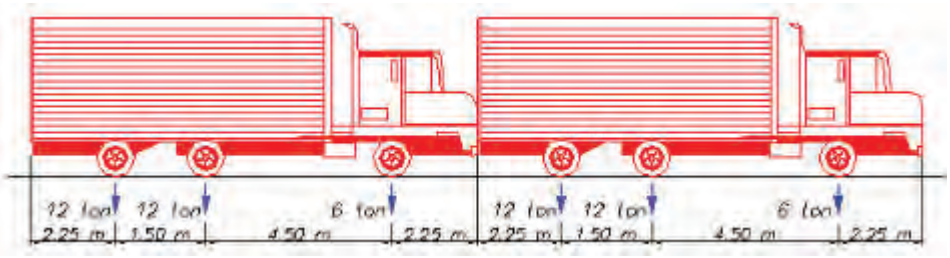



**ESPECIAL (HL-93S)**

Para conseguir momentos máximos negativos en los apoyos interiores, solo es aplicable en puentes que tienen más de un tramo.

**Figura 65**

*Camión Especial (HL-93S)*




**FUERZA DE FRENADO (BR).** Consideramos toda la longitud del puente, L=60m, y se tomara el mayor de los siguientes valores

$FPM := 1.00$ Factor de múltiple presencia (para este caso dos carriles)

$q_{carril} := 0.97 \frac{tonnef}{m}$ Carga de carril de diseño

$N_{carril} = 2$ Número de carriles

$L_{arco} = 60\ m$

25% del camión de diseño

$BR_1 := 0.25 \cdot (3.63\ tonnef + 14.52\ tonnef + 14.52\ tonnef) = 8.17\ tonnef$

25% del tandem de diseño

$BR_2 := 0.25 \cdot (11.34\ tonnef + 11.34\ tonnef) = 5.67\ tonnef$

5% del camión de diseño

$BR_3 := 0.05 \cdot (3.63\ tonnef + 14.52\ tonnef + 14.52\ tonnef + L_{arco} \cdot q_{carril}) = 4.54\ tonnef$

5% del tandem de diseño

$$BR_4 := 0.05 \cdot (11.34\ tonnef + 11.34\ tonnef) = 1.13\ tonnef$$

$$BR_{max} := \max(BR_1, BR_2, BR_3, BR_4) = 8.17\ tonnef$$

fuerza de frenado:

$$BR := BR_{max} \cdot FPM \cdot N_{vert} = 16.34\ tonnef$$

**CARGA PEATONAL (PL).** Según el código AASHTO se debe considerar lo siguiente:

$$q_{peatonal} := 366\ \frac{kgf}{m^2}$$

**CARGA DEL VIENTO (WS).**

PRESION HORIZONTAL.

$q_{Dbarlovento} = 445\ \text{kg/m}, \quad q_{Dsotavento} = 223\ \text{kg/m}$

PRESION VERTICAL. La fuerza que se considerara es hacia arriba uniformemente distribuida por unidad de longitud del puente por una magnitud de 100kgf/m2, y este valor será multiplicado por el ancho del tablero.

$A_{calzada} = 9.2\ m$ Ancho de la calzada del tablero

$P_{DV} := 100\ \frac{kgf}{m^2}$ Presión vertical básica

$q_{DV} := P_{DV} \cdot A_{calzada} = 920 \ \frac{kgf}{m}$ CARGA DE DISEÑO DE LA PRESION VERTICAL a Acalzada/4

**SISMO (EQ).** De las mapas y tablas mostrados anteriormente se obtiene los siguientes datos:

| | | |
|---|---|---|
| LUGAR = | CUSCO | |
| ZONA = | 2 | |
| Tipo de Suelo = | B | |
| PGA = | 0.30 | mapa |
| Ss = | 0.72 | mapa |
| S1 = | 0.19 | mapa |
| Fpga = | 1.00 | tabla |
| Fa = | 1.00 | tabla |
| Fv = | 1.00 | tabla |
| R = | 1.0 | |
| As = | 0.300 | g |
| $SD_S$ = | 0.720 | g |
| SD1= | 0.190 | g |
| Ts = | 0.264 | s |
| To = | 0.053 | s |

$A_s := PGA \cdot F_{PGA} = 0.3$

$S_{DS} := S_s \cdot F_a = 0.72$

$S_{D1} := S_1 \cdot F_v = 0.19$

$T_s := \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 0.26$

$T_0 := 0.2 \cdot T_s = 0.05$

**Figura 66**

*Espectro de diseño - AASHTO LRFD 2014*




## 4.1.7. FACTORES DE CARGA Y COMBINACIONES

Para las combinaciones aplicables de los efectos de la fuerza extrema factorizada, se considerará los factores de mayoración de la siguiente tabla 3.4.1-1 AASHTO, para cada estado limites siguientes.

**Tabla 72**

*Combinación de carga y factores de carga*

| Combinación de cargas<br>Estado Limite | DC<br>DD<br>DW<br>EH<br>EV<br>ES | LL<br>IM<br>CE<br>BR<br>PL<br>LS | WA | WS | WL | FR | TU<br>CR<br>SH | TG | Usar solamente uno de los indicados en estas columnas en cada combinación<br>SE | EQ | IC | CT | CV |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| RESISTENCIA I | γp | 1.75 | 1.00 | | | 1.00 | 0.50/1.20 | γTG | γSE | | | | |
| RESISTENCIA II | γp | 1.35 | 1.00 | | | 1.00 | 0.50/1.20 | γTG | γSE | | | | |
| RESISTENCIA III | γp | | 1.00 | 1.40 | | 1.00 | 0.50/1.20 | γTG | γSE | | | | |
| RESISTENCIA IV<br>Sólo EH, EV, ES, DW, DC | γp<br>1.5 | | 1.00 | | | 1.00 | 0.50/1.20 | | | | | | |
| RESISTENCIA V | γp | 1.35 | 1.00 | 0.40 | 0.40 | 1.00 | 0.50/1.20 | γTG | γSE | | | | |
| EVENTO EXTREMO I | γp | γEQ | 1.00 | | | 1.00 | | | | 1.00 | | | |
| EVENTO EXTREMO II | γp | 0.50 | 1.00 | | | 1.00 | | | | | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| SERVICIO I | γp | 1.00 | 1.00 | 0.30 | 0.30 | 1.00 | 1.00/1.20 | γTG | γSE | | | | |
| SERVICIO II | γp | 1.30 | 1.00 | | | 1.00 | 1.00/1.20 | | | | | | |
| SERVICIO III | γp | 0.80 | 1.00 | | | 1.00 | 1.00/1.20 | γTG | γSE | | | | |
| FATIGA<br>Solo LL, IM, CE | | 0.75 | | | | | | | | | | | |

Fuente. (Ministerio de Transporte y Comunicación - MTC, 2018, manual de puentes)

**Tabla 73**

*Factores de carga para cargas permanentes*

| Tipo de Carga, Tipo de Fundaciones, y Métodos Usados para Fuerza de Arrastre Hacia Abajo (Downdrag) | Factor de Carga | |
|---|---|---|
| | Máximo | Mínimo |
| **DC:** Componentes y Auxiliares | 1.25 | 0.90 |
| **DC**: Resistencia IV Solamente | 1.50 | 0.90 |
| **DD: Downdrag** Pilotes, α Método de Tomlinson | 1.40 | 0.25 |
| Pilotes, λ Método | 1.05 | 0.30 |
| Pilotes Perforados, (Drilled Shaft) Método de O'Neil and Reese (1999) | 1.25 | 0.35 |
| **DW: Superficie** de rodadura y accesorios | 1.50 | 0.65 |
| **EH:** Presión Horizontal de la tierra | | |
| • Activa | 1.50 | 0.90 |
| • En reposo | 1.35 | 0.90 |
| • AEP Para paredes ancladas | 1.35 | N/A |
| **EL:** Esfuerzos residuales acumulados resultantes del proceso constructivo, (Locked- in construction Stresses.) | 1.00 | 1.00 |
| **EV:** Presión vertical de la tierra | | |
| • Estabilidad global | 1.00 | N/A |
| • Muros y estribos de retención | 1.35 | 1.00 |
| • Estructura rígida enterrada. | 1.30 | 0.90 |
| • Pórticos rígidos | 1.35 | 0.90 |
| • Estructuras flexible enterradas | | |
| ○ Alcantarillas cajón metálicas, placas estructurales con corrugaciones y alcantarillas de fibra de vidrio | 1.50 | 0.90 |
| ○ Alcantarillas termoplásticas | 1.30 | 0.90 |
| ○ Entre otros. | 1.95 | 0.90 |
| **ES:** Carga superficial(Sobrecarga) en el terreno | 1.50 | 0.75 |

Fuente. (Ministerio deTransporte y Comunicacion - MTC, 2018, manual de Puentes)

Finalmente utilizaremos la combinación de la siguiente tabla 71.

**Tabla 74**

*Combinación de estado de límite para cargas permanentes y transitorias*

| N° | LOAD COMBINATION LIMIT STATE | PERMANENT LOADS | | | | | TRANSIENT LOADS | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 1 | 2 | 4 | 5 | 6 | 11 | 14 | 16 | 16 | 18 | 24 | 26 | 26 | 27 | 28 |
| | | DC | DW | EH | EV | ES | LL | BR | PL | LS | WS | EQ | BL | IC | CT | CV |
| 1 | Strength I -usual (Unless Noted) | 1.25 | 1.5 | 1.5 | 1.35 | 1.5 | 1.75 | 1.75 | 1.75 | 1.75 | | | | | | |
| 2 | Strength I -rarely (Unless Noted) | 0.9 | 0.9 | 0.9 | 1 | 0.75 | 1.75 | 1.75 | 1.75 | 1.75 | | | | | | |
| 3 | Strength II max | 1.25 | 1.5 | 1.5 | 1.35 | 1.5 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | | | | | | |
| 4 | Strength II min | 0.9 | 0.9 | 0.9 | 1 | 0.75 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | | | | | | |
| 5 | Strength III max | 1.25 | 1.5 | 1.5 | 1.35 | 1.5 | 0 | | | | 1.4 | | | | | |
| 6 | Strength III min | 0.9 | 0.9 | 0.9 | 1 | 0.75 | 0 | | | | 1.4 | | | | | |
| 7 | Strength IV max | 1.5 | 1.5 | 1.5 | 1.35 | 1.5 | 0 | | | | | | | | | |
| 8 | Strength IV min | 0.9 | 0.9 | 0.9 | 1 | 0.75 | 0 | | | | | | | | | |
| 9 | Strength V max | 1.25 | 1.5 | 1.5 | 1.35 | 1.5 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 0.4 | | | | | |
| 10 | Strength V min | 0.9 | 0.9 | 0.9 | 1 | 0.75 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 0.4 | | | | | |
| 11 | Extreme Event I max | 1.25 | 1.5 | 1.5 | 1.35 | 1.5 | 0 | | | | | 1 | | | | |
| 12 | Extreme Event I min | 0.9 | 0.9 | 0.9 | 1 | 0.75 | 0 | | | | | 1 | | | | |
| 13 | Extreme Event II max | 1.25 | 1.5 | 1.5 | 1.35 | 1.5 | 0.5 | 0.5 | 0.5 | 0.5 | | | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 14 | Extreme Event II min | 0.9 | 0.9 | 0.9 | 1 | 0.75 | 0.5 | 0.5 | 0.5 | 0.5 | | | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 15 | Service I | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 0.3 | | | | | |
| 16 | Service II | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1.3 | 1.3 | 1.3 | 1.3 | | | | | | |
| 17 | Service III | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 0.8 | | | | | | |
| 18 | Service IV | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | | | | | 0.7 | | | | | |
| 19 | Fatigue I (only LL, IM, CE) | | | | | | 1.5 | 0 | 0 | 0 | | | | | | |
| 20 | Fatigue II (only LL, IM, CE) | | | | | | 1.75 | 0 | 0 | 0 | | | | | | |

## 4.2. PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

El pre-dimensionamiento es sustancial ya que en esta etapa se evalúa las dimensiones adecuadas y coherentes que debe componer cada elemento de la estructura,

### 4.2.1. PREDIMENSIONAMIENTO DE LA SUPERESTRUCTURA

A detalles se muestra en el **ANEXO E** (memoria de cálculo del puente)

**Figura 67**

*Plataforma para el vano izquierda de L=13m*

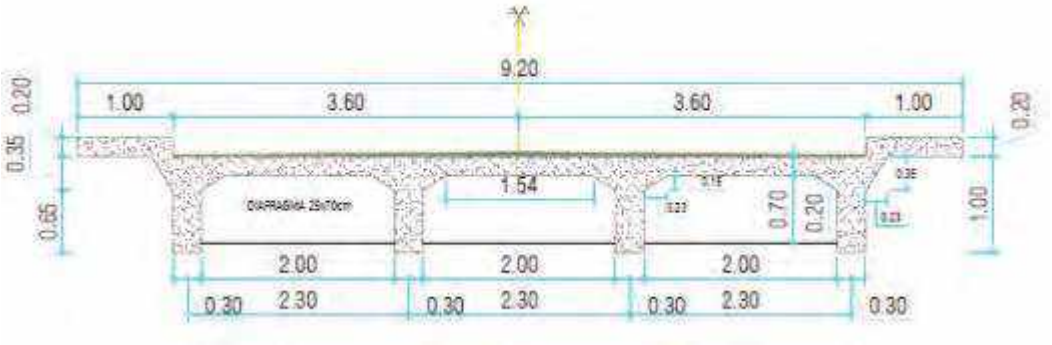
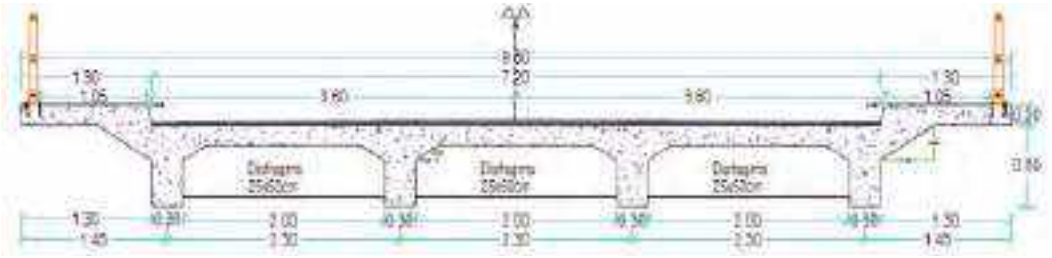



**Figura 68**

*Plataforma para el puente de L=60m*

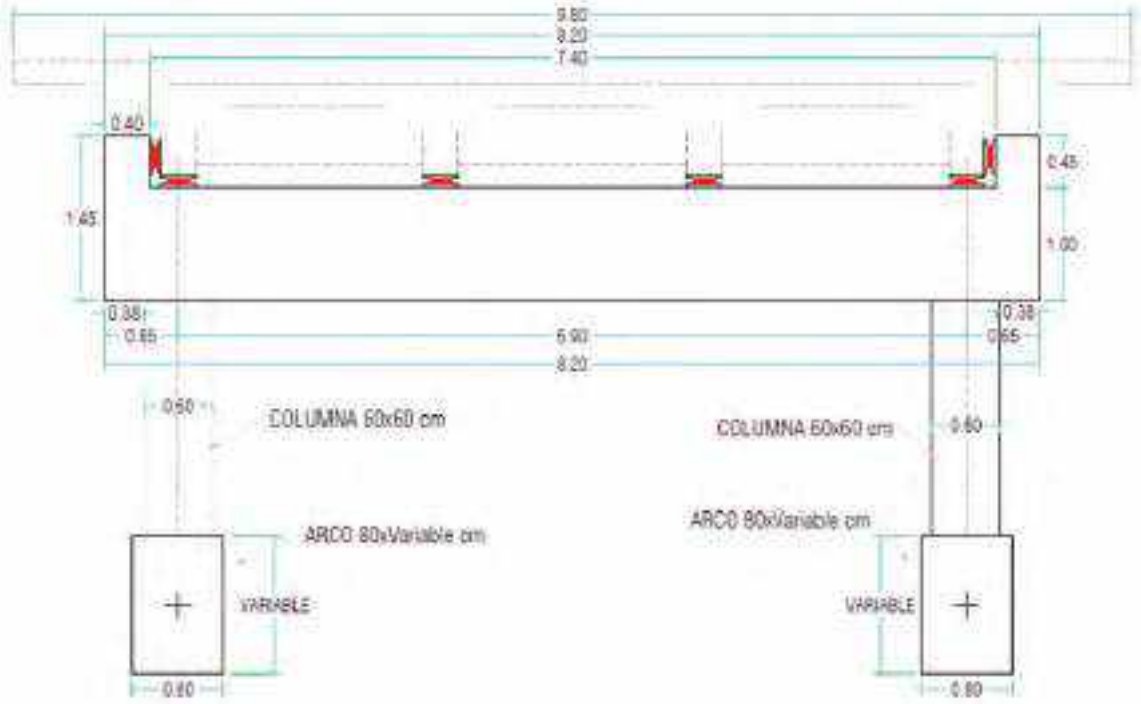


## 4.2.2. PREDIMENSIONAMIENTO DE LAS PILAS

A detalles se muestra en el **ANEXO E** (memoria de cálculo del puente

**Figura 69**

*Pila con su viga cabezal sobre el Arco*

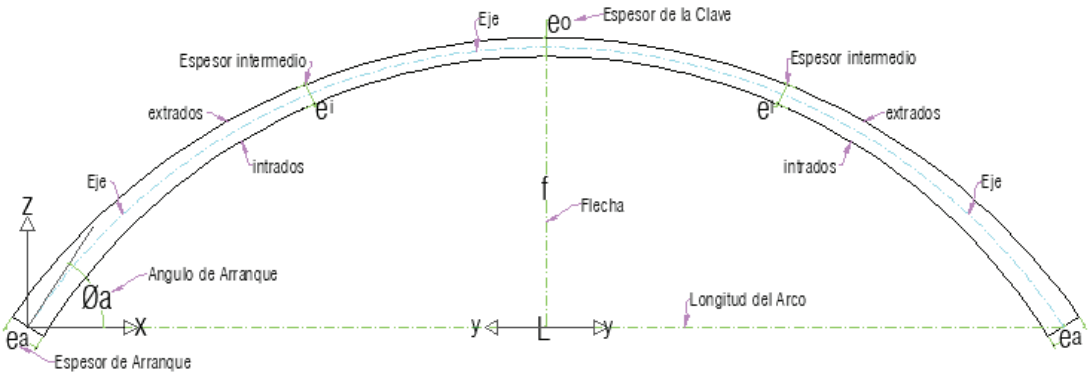



## 4.2.3. PREDIMENSIONAMIENTO DEL ARCO

A detalles se muestra en el **ANEXO E** (memoria de cálculo del puente)

**Figura 70**

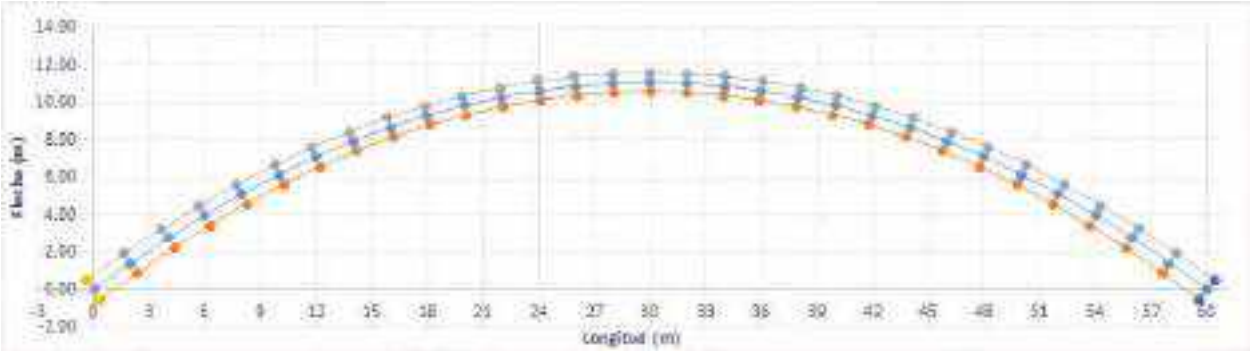
*Elementos del arco*



| PARAMETROS GEOMETRICO DEL ARCO | | | |
|---|---|---|---|
| longitud | L = | 60.00 | m |
| flecha | f = | 11.09 | m |
| ancho de arranque | ba = | 0.80 | m |
| altura de corona | ho=eo = | 1.00 | m |
| altura en arranque | ha=ea = | 1.30 | m |
| angulo en arranque | Øa = | 36.48 | ° |
| momento de arranque corona | Io = | 0.067 | m^4 |
| momento de inercia arranque | Ia = | 0.146 | m^4 |
| constante del arco | Xa = | 0.57 | |
| | ea/eo = | 1.30 | |
| | f/L = | 0.18 | |

**Figura 71**

*Gráfico del arco*




*ECUACION DEL EJE DEL ARCO*

$$Z = 4 * f * \left(1 - \frac{x}{L}\right) * \frac{x}{L}$$

*ECUACION DE EXTRADOS*

$$x'' = x - \frac{e}{2} * \sin \emptyset$$

$$z'' = z + \frac{e}{2} * \cos \emptyset$$

*ECUACION DE INTRADOS*

$$x' = x + \frac{e}{2} * \sin \emptyset$$

$$z' = z - \frac{e}{2} * \cos \emptyset$$

*PENDIENTE DEL ARCO*

$$m = \tan \emptyset = \frac{4f}{L} * (1 - \frac{2x}{L})$$

*ANGULO FORMADO EL EJE DEL ARCO Y HORIZONTAL*

$$\emptyset = \tan^{-1}[\frac{4f}{L} * (1 - \frac{2x}{L})]$$

*MOMENTO DE INERCIA EN FUNCION DE LA SECCION*

$$I = \frac{b * e^3}{12}$$

*MOMENTO DE INERCIA DE LA SECCION*

$$I = \frac{I_0}{\cos\emptyset\,[1 - (1-k) * \frac{2Z}{L}]}$$

*CONSTANTE DEL ARCO CONSTANTE DEL ARCO*

$$k = \frac{I_0}{I_a * \cos\emptyset_a} \qquad k = [\frac{e_0}{e_a}]^3 * \frac{1}{\cos\emptyset_a}$$

*ESPESOR DEL ARCO*

$$e = \frac{e_0}{[\cos\emptyset\,[1 - (1-k) * \frac{2Z}{L}]]^{1/3}}$$

**Tabla 75**

*Geometría del Arco L=60m.*

| EJE | | GEOMETRIA DEL ARCO L=60m | | | | | | INTRADOS | | EXTRADOS | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| x (m) | Z (m) | y (m) | abs(y) | Ø° | abs(Ø°) | e (m) | I (m^4) | x' (m) | Z' (m) | x" (m) | Z" (m) |
| 0 | 0.00 | 30 | 30.00 | 36.48 | 36.48 | 1.30 | 0.1465 | 0.39 | -0.52 | -0.39 | 0.52 |
| 2 | 1.43 | 28 | 28.00 | 34.61 | 34.61 | 1.27 | 0.1361 | 2.36 | 0.91 | 1.64 | 1.95 |
| 4 | 2.76 | 26 | 26.00 | 32.65 | 32.65 | 1.24 | 0.1269 | 4.33 | 2.24 | 3.67 | 3.28 |
| 6 | 3.99 | 24 | 24.00 | 30.60 | 30.60 | 1.21 | 0.1186 | 6.31 | 3.47 | 5.69 | 4.51 |
| 8 | 5.13 | 22 | 22.00 | 28.47 | 28.47 | 1.19 | 0.1112 | 8.28 | 4.60 | 7.72 | 5.65 |
| 10 | 6.16 | 20 | 20.00 | 26.24 | 26.24 | 1.16 | 0.1046 | 10.26 | 5.64 | 9.74 | 6.68 |
| 12 | 7.10 | 18 | 18.00 | 23.92 | 23.92 | 1.14 | 0.0986 | 12.23 | 6.58 | 11.77 | 7.62 |
| 14 | 7.94 | 16 | 16.00 | 21.52 | 21.52 | 1.12 | 0.0932 | 14.21 | 7.42 | 13.79 | 8.46 |
| 16 | 8.67 | 14 | 14.00 | 19.04 | 19.04 | 1.10 | 0.0884 | 16.18 | 8.16 | 15.82 | 9.19 |
| 18 | 9.32 | 12 | 12.00 | 16.47 | 16.47 | 1.08 | 0.0841 | 18.15 | 8.80 | 17.85 | 9.83 |
| 20 | 9.86 | 10 | 10.00 | 13.84 | 13.84 | 1.06 | 0.0803 | 20.13 | 9.34 | 19.87 | 10.37 |
| 22 | 10.30 | 8 | 8.00 | 11.15 | 11.15 | 1.05 | 0.0768 | 22.10 | 9.79 | 21.90 | 10.82 |
| 24 | 10.65 | 6 | 6.00 | 8.41 | 8.41 | 1.03 | 0.0738 | 24.08 | 10.13 | 23.92 | 11.16 |
| 26 | 10.89 | 4 | 4.00 | 5.63 | 5.63 | 1.02 | 0.0711 | 26.05 | 10.38 | 25.95 | 11.40 |
| 28 | 11.04 | 2 | 2.00 | 2.82 | 2.82 | 1.01 | 0.0687 | 28.02 | 10.54 | 27.98 | 11.55 |
| 30 | 11.09 | 0 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 0.0667 | 30.00 | 10.59 | 30.00 | 11.59 |
| 32 | 11.04 | 2 | 2.00 | -2.82 | 2.82 | 1.01 | 0.0687 | 31.98 | 10.54 | 32.02 | 11.55 |
| 34 | 10.89 | 4 | 4.00 | -5.63 | 5.63 | 1.02 | 0.0711 | 33.95 | 10.38 | 34.05 | 11.40 |
| 36 | 10.65 | 6 | 6.00 | -8.41 | 8.41 | 1.03 | 0.0738 | 35.92 | 10.13 | 36.08 | 11.16 |
| 38 | 10.30 | 8 | 8.00 | -11.15 | 11.15 | 1.05 | 0.0768 | 37.90 | 9.79 | 38.10 | 10.82 |
| 40 | 9.86 | 10 | 10.00 | -13.84 | 13.84 | 1.06 | 0.0803 | 39.87 | 9.34 | 40.13 | 10.37 |
| 42 | 9.32 | 12 | 12.00 | -16.47 | 16.47 | 1.08 | 0.0841 | 41.85 | 8.80 | 42.15 | 9.83 |
| 44 | 8.67 | 14 | 14.00 | -19.04 | 19.04 | 1.10 | 0.0884 | 43.82 | 8.16 | 44.18 | 9.19 |
| 46 | 7.94 | 16 | 16.00 | -21.52 | 21.52 | 1.12 | 0.0932 | 45.79 | 7.42 | 46.21 | 8.46 |
| 48 | 7.10 | 18 | 18.00 | -23.92 | 23.92 | 1.14 | 0.0986 | 47.77 | 6.58 | 48.23 | 7.62 |
| 50 | 6.16 | 20 | 20.00 | -26.24 | 26.24 | 1.16 | 0.1046 | 49.74 | 5.64 | 50.26 | 6.68 |
| 52 | 5.13 | 22 | 22.00 | -28.47 | 28.47 | 1.19 | 0.1112 | 51.72 | 4.60 | 52.28 | 5.65 |
| 54 | 3.99 | 24 | 24.00 | -30.60 | 30.60 | 1.21 | 0.1186 | 53.69 | 3.47 | 54.31 | 4.51 |
| 56 | 2.76 | 26 | 26.00 | -32.65 | 32.65 | 1.24 | 0.1269 | 55.67 | 2.24 | 56.33 | 3.28 |
| 58 | 1.43 | 28 | 28.00 | -34.61 | 34.61 | 1.27 | 0.1361 | 57.64 | 0.91 | 58.36 | 1.95 |
| 60 | 0.00 | 30 | 30.00 | -36.48 | 36.48 | 1.30 | 0.1465 | 59.61 | -0.52 | 60.39 | 0.52 |

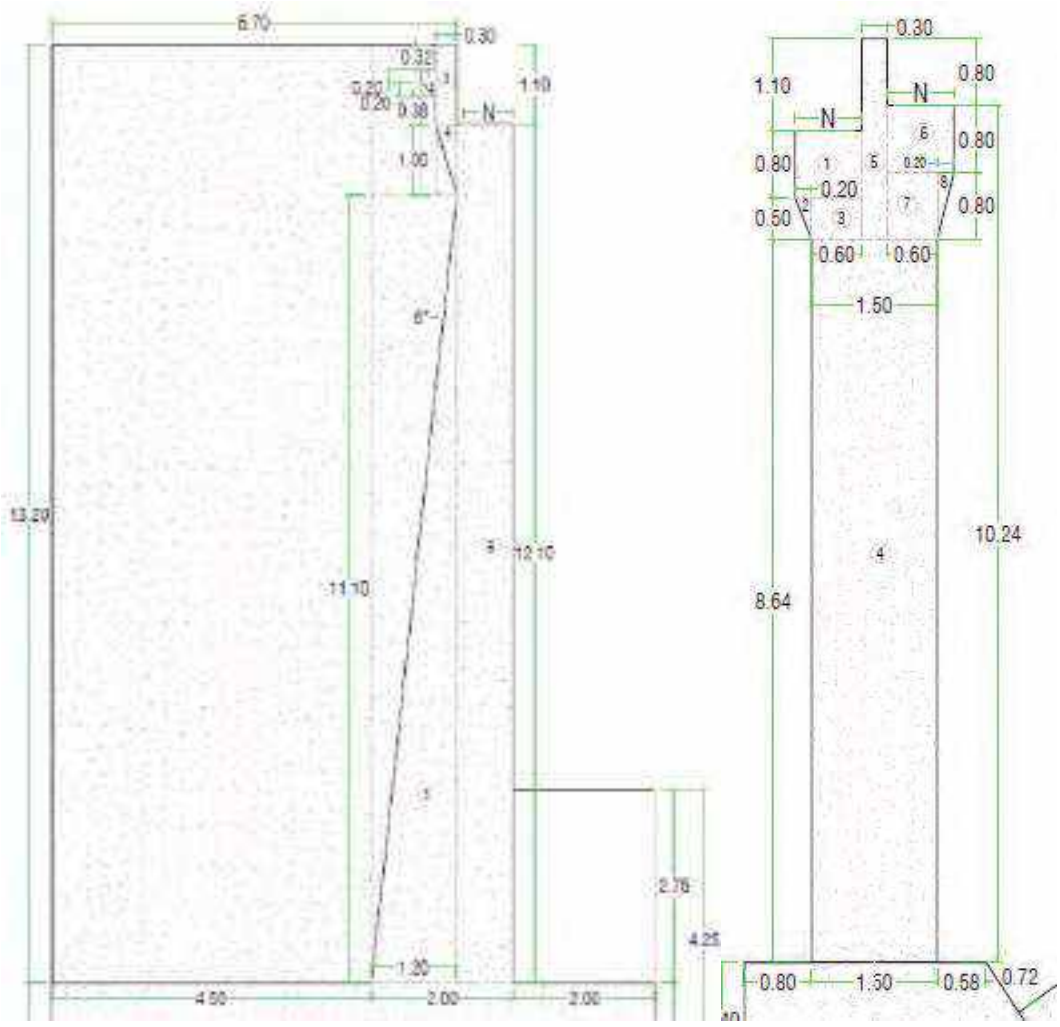
Nota: Se presenta las coordenadas del antifunicular asimismo los intrados y lo extrados

### 4.2.4. PREDIMENSIONAMIENTO DE LOS ESTRIBOS

A detalles se muestra en el **ANEXO E** (memoria de cálculo del puente)

**Figura 72**

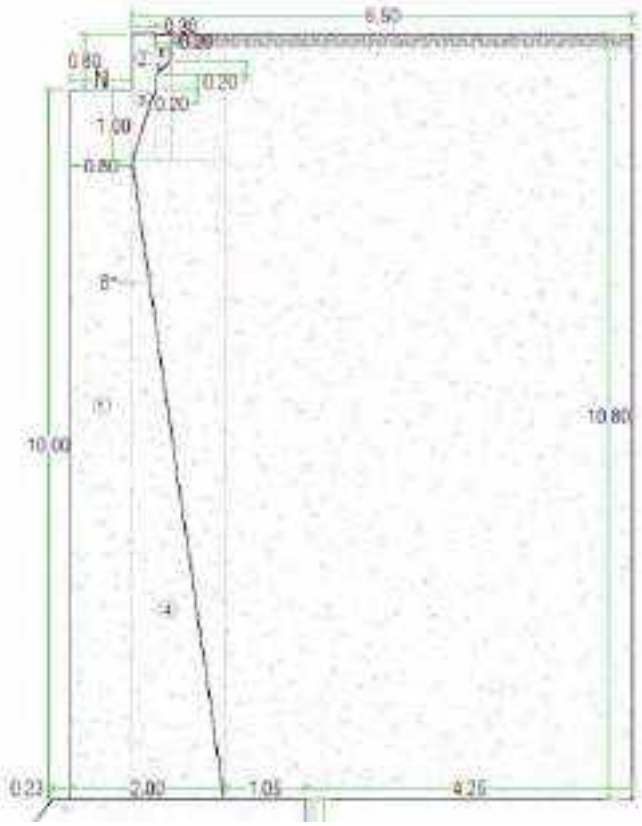
*Izquierda, Estribo izquierdo; Derecha, Estribo central*




*Nota.* Predimencionamiento del estribo izquierdo y central

**Figura 73**

*Estribo derecho*



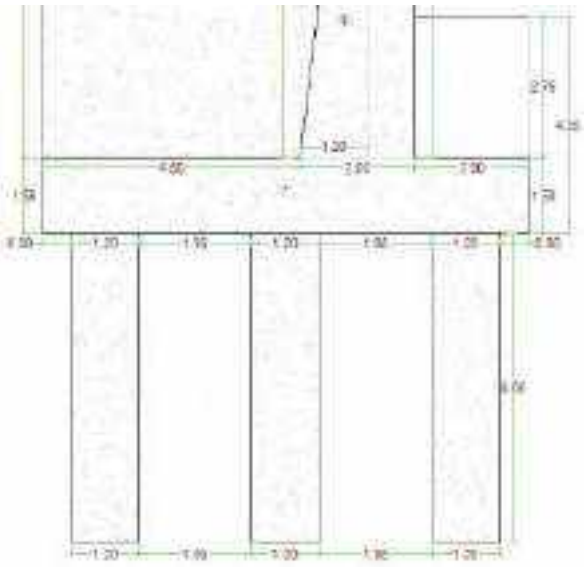

*Nota.* Predimencionamiento del estribo izquierdo y central

### 4.2.5. PREDIMENSIONAMIENTO DE PILOTES

A detalles se muestra en el **ANEXO E** (memoria de cálculo del puente)

**Figura 74**

*Cimiento de Estribo izquierdo*



*Nota.* Predimencionamiento de pilotes en el estribo izquierdo.

**Figura 75**

*Cimiento del estribo central*

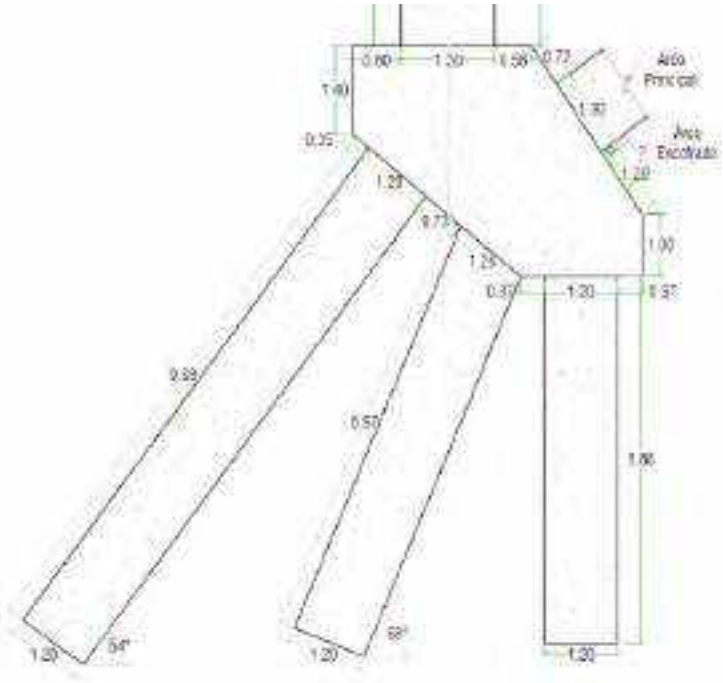
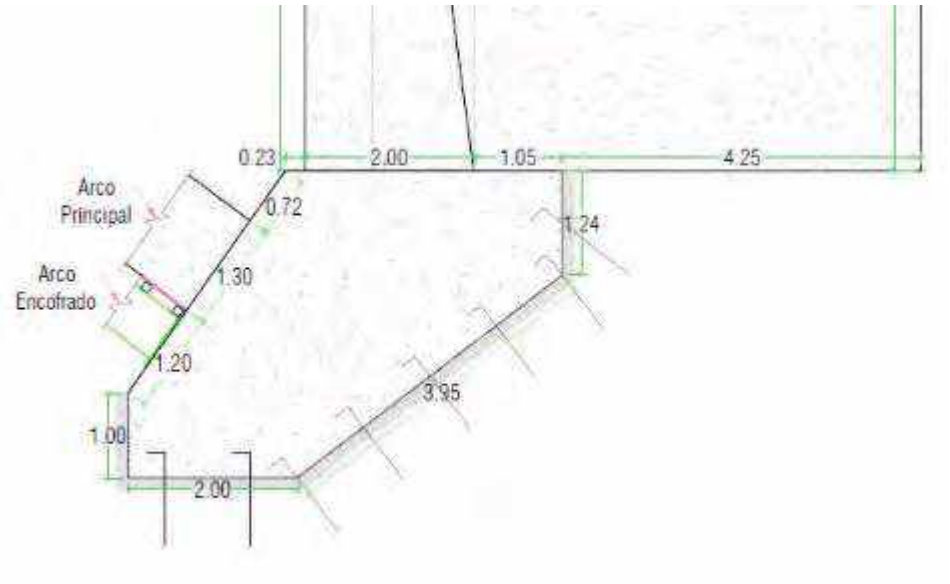


**Figura 76**

*Cimiento del estribo derecho*




*Nota.* Predimencionamiento del cimiento del estribo derecho.

## 4.3. DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA

A detalles se muestra en el **ANEXO E** (memoria de cálculo del puente)

### 4.3.1. DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA

**Figura 77**

*Carga de las barandas (RA).*

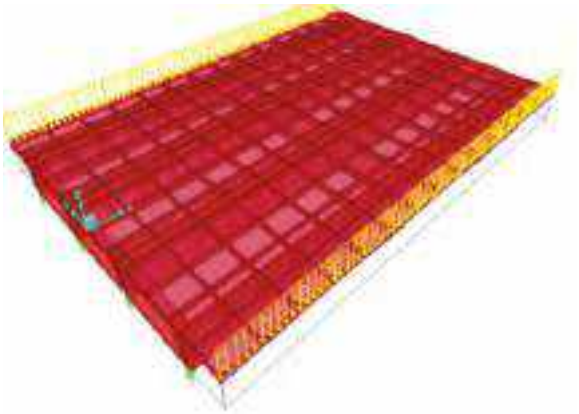


**Figura 78**
*Carga del asfalto (DW).*

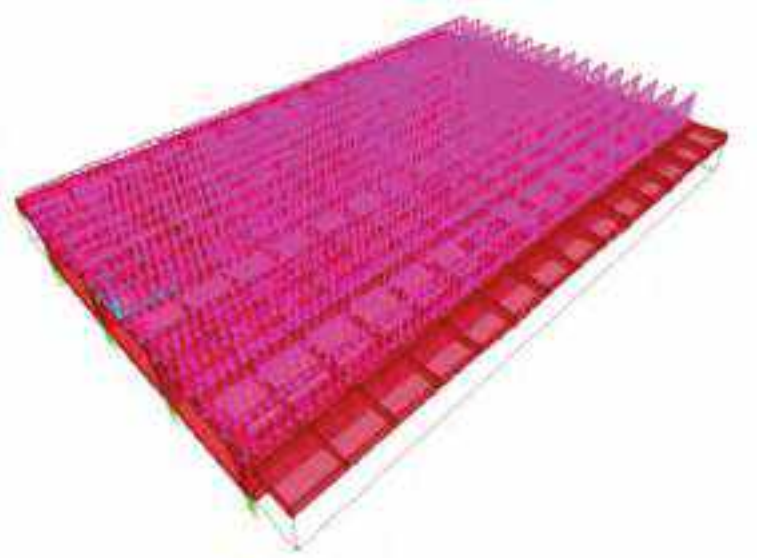
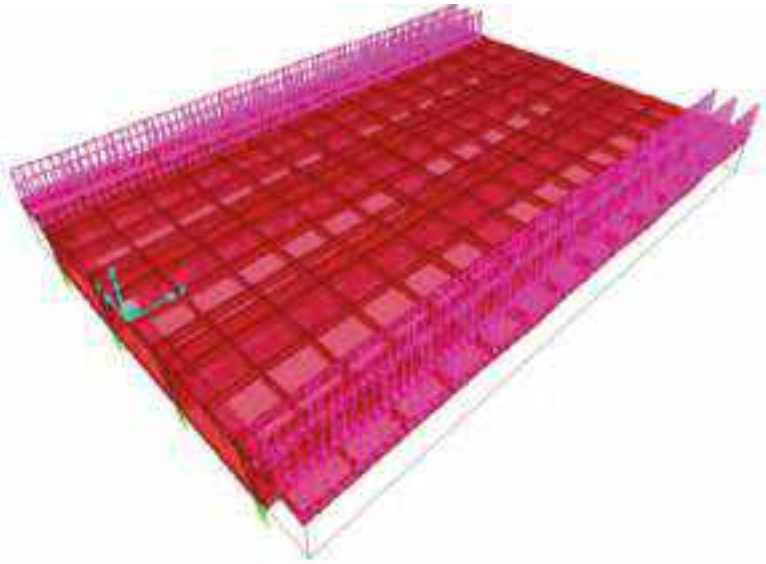


**Figura 79**
*Carga peatonal (PL).*

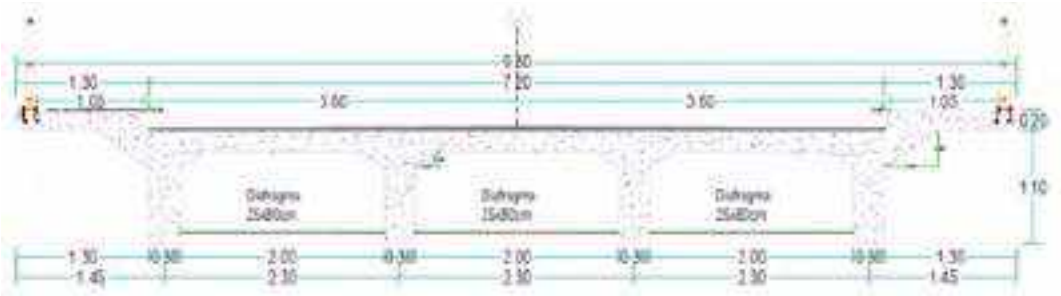


### 4.3.1.1. PARA VANO DE L=13M

#### 4.3.1.1.1. DIMENSIONES

**Figura 80**

*Dimensiones del Tablero.*




#### 4.3.1.1.2. DISEÑO DE LA LOSA

i) DC: Peso de la losa + baranda

$b_{losa} := 100\ cm$ $t_{losa} := 20\ cm$ $\gamma_c := 2400\ \frac{kgf}{m^3}$ $w_{baranda} := 295\ \frac{kgf}{m}$

$w_{losa} := b_{losa} \cdot t_{losa} \cdot \gamma_c = 480\ \frac{kgf}{m}$

$P_{baranda} := w_{baranda} \cdot b_{losa} = 295\ kgf$

**Figura 81**

*Carga por peso propio y carga de la baranda sobre la losa.*

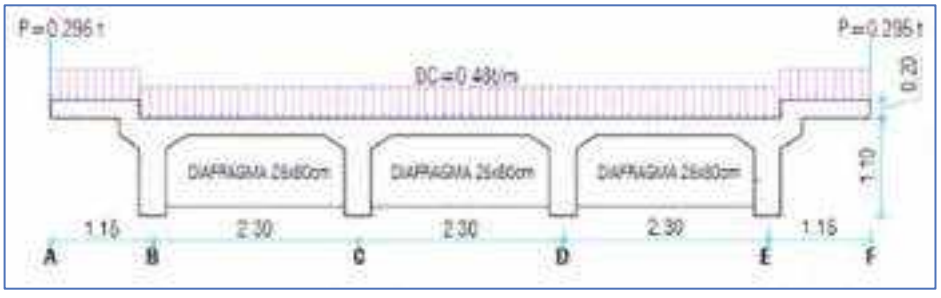
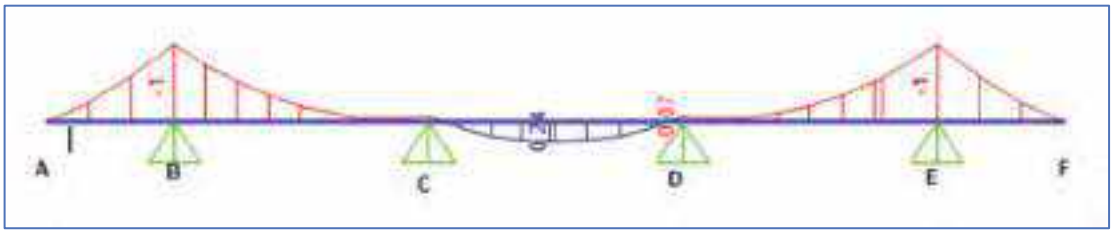


**Figura 82**

*Momento máximo en la losa.*




$M_{DC_Bara1} := -1\ tonnef \cdot m$

$M_{DC_Bara2} := 0.24\ tonnef \cdot m$

ii) DW: Peso del Asfalto

$e_{asf} := 5\ cm$ $\quad b_{losa} = 100\ cm$ $\quad \gamma_{asf_2pulg} := 2250\ \frac{kgf}{m^3}$

$w_{asf} := e_{asf} \cdot b_{losa} \cdot \gamma_{asf_2pulg} = 112.5\ \frac{kgf}{m}$

**Figura 83**

*Carga del pavimento sobre la losa.*

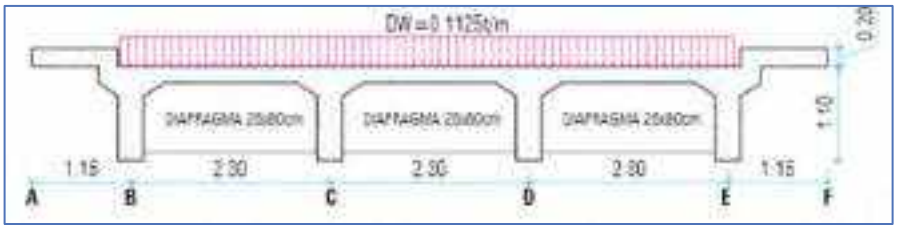
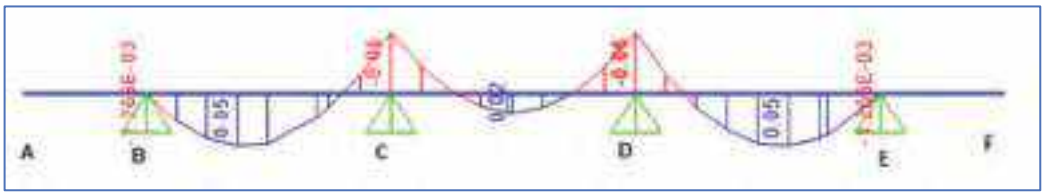


**Figura 84**

*Momento máximo del pavimento.*




$M_{DW1} := -0.06 \ tonnef \cdot m$

$M_{DW2} := 0.05 \ tonnef \cdot m$

iii) LL+IM: Carga viva + carga dinámica

Consideramos el tándem del camión el cual es el más pesado P=7.26 toneladas

**Figura 85**

*Carga del Tándem sobre la losa.*

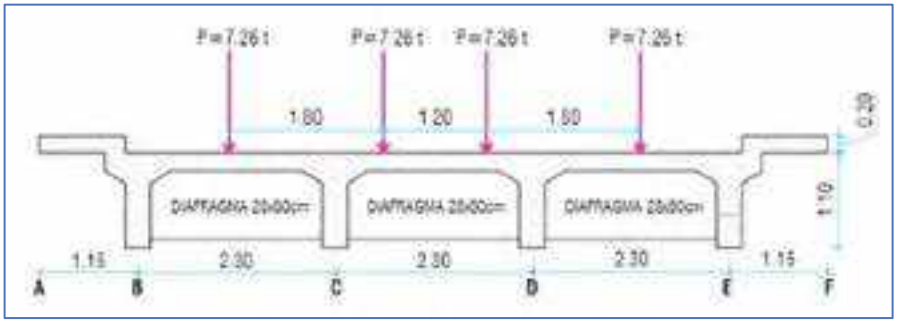
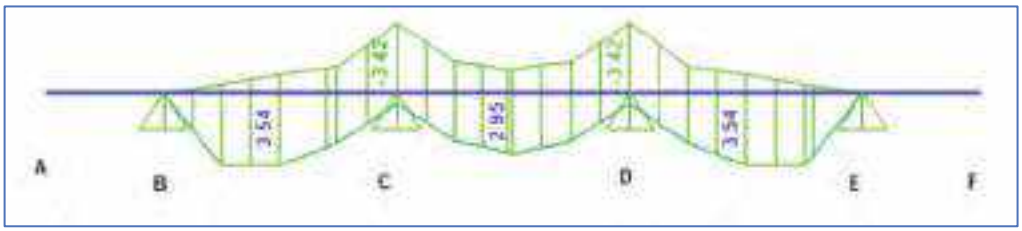


**Figura 86**

*Momento máximo de tándem.*




$M_{LL1} := -3.42\ tonnef \cdot m$

$M_{LL2} := 3.54\ tonnef \cdot m$

**MOMENTO NEGATIVO**: Ancho de la franja en que se distribuye

$S := 2.30\ m \qquad IM := 33\%$

$E_{LL1} := 1.22 + 0.25 \cdot \frac{S}{m} = 1.8$

$M_{LL_IM1} := M_{LL1} \cdot \frac{(1+IM)}{E_{LL1}} = -2.53\ tonnef \cdot m$

**MOMENTO POSITIVO**: Ancho de la franja en que se distribuye

$E_{LL2} := 0.66 + 0.55 \cdot \frac{S}{m} = 1.93$

$M_{LL_IM2} := M_{LL2} \cdot \frac{(1+IM)}{E_{LL2}} = 2.45\ tonnef \cdot m$

**iv) MOMENTO ULTIMO PARA EL DISEÑO**

$\eta_D := 1 \qquad \eta_R := 1 \qquad \eta_I := 1$

$\eta := \eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I = 1$

$$M_{u_neg} := \eta \cdot (1.25 \cdot M_{DC_Bara1} + 1.50 \cdot M_{DW1} + 1.75 \cdot M_{LL_IM1}) = -5.77 \ tonnef \cdot m$$

$$M_{u_pos} := \eta \cdot (1.25 \cdot M_{DC_Bara2} + 1.50 \cdot M_{DW2} + 1.75 \cdot M_{LL_IM2}) = 4.66 \ tonnef \cdot m$$

**Tabla 76**
*Momento ultimo para el diseño*

| Carga | Tipo | M(+) t.m | M(-) t.m | γ (Str I) |
|---|---|---|---|---|
| Losa + Baranda | DC | 0.24 | -1 | 1.25 |
| Asfalto | DW | 0.05 | -0.06 | 1.5 |
| Carga Viva | LL+IM | 2.45 | -2.53 | 1.75 |
| | | **4.66** | **-5.77** | |

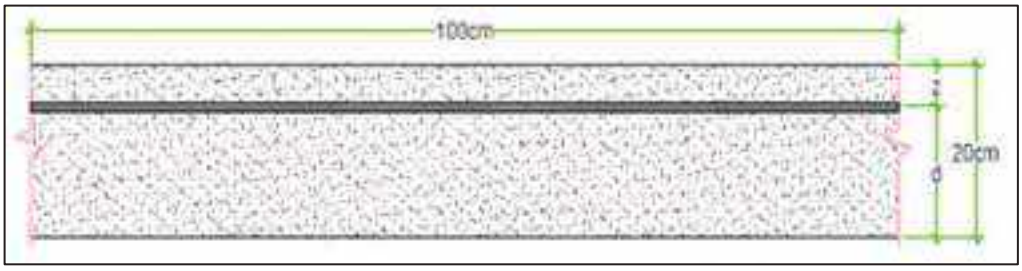
### 4.3.1.1.3. CALCULO DE ACERO NEGATIVO (LOSA)

**Cálculo de Acero.**

$h := 20 \ cm$ $b := 100 \ cm$ $r := 5 \ cm$ $f'_c := 280 \ \frac{kgf}{cm^2}$ $\phi := 0.9$ $\beta_1 := 0.85$

$M_u := 5.77 \ tonnef \cdot m$ $\phi_{varilla} := \frac{5}{8} \ in$ $f_y := 4200 \ \frac{kgf}{cm^2}$ $A_{\phi var} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{\ 2} = 1.98 \ cm^2$

**Figura 87**
*Acero negativo en la losa.*



$$z := r + \frac{\phi_{varilla}}{2} = 5.79\ cm \qquad d := h - r - \frac{\phi_{varilla}}{2} = 14.21\ cm$$

$$\Delta_s := 0.85 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot b \cdot d \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_u}{0.85 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}}\right) = 11.58\ cm^2$$

$$a := d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_u}{0.85 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot b}} = 2.04\ cm \qquad c := \frac{a}{\beta_1} = 2.4\ cm$$

$$\phi 1 := \left\| \begin{array}{l} \text{if } 0.65 + 0.15 \cdot \left(\frac{d}{c} - 1\right) \le 0.9 \\ \quad \left\| \phi 1 \leftarrow 0.65 + 0.15 \cdot \left(\frac{d}{c} - 1\right) \right. \\ \text{else} \\ \quad \left\| \phi 1 \leftarrow 0.9 \right. \end{array} \right. = 0.9$$

$$N_{varillas1} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^2 \cdot N_{varillas1} = \Delta_s \xrightarrow{solve,\, N_{varillas1}} \frac{37.736667769385700364 \cdot cm^2}{in^2} = 6$$

$$s := \frac{A_{\phi var}}{\Delta_s}\, m = 0.17\ m$$

**Acero Máximo**

el código AASHTO LRFD elimina este limite

**Acero Mínimo**

la cantidad de acero calculado debe ser capaz de resistir el menor valor de $M_{cr}$ y $1.33\ M_u$

a) cálculo de $M_{cr}$

$f_r := 2.01 \cdot \sqrt[2]{f_c \cdot \frac{cm^2}{kgf}} \frac{kgf}{cm^2} = 33.63 \frac{kgf}{cm^2}$ ==>modulo de roptura de concreto

$S := \frac{b \cdot h^2}{6} = 6666.67\ cm^3$ ==>modulo de seccion

$M_{cr} := 1.1 \cdot f_r \cdot S = 2.47\ tonnef \cdot m$

b) cálculo de $1.33\ M_u$

$1.33 M_u := 1.33 \cdot M_u = 7.67\ tonnef \cdot m$

c) El Menor Momento min (Mcr,1.33Mu)

$M_{min} := min(M_{cr}, M_u) = 2.47\ tonnef \cdot m$

$M_f :=$ if $M_{min} \le M_u$ → $M_f \leftarrow$ "Δs Calculado Satisface"; else → $M_f \leftarrow$ "Calcular nuevo Δs con Mmin" = "Δs Calculado Satisface"

**1Φ5/8" @ 0.17 m**

## 4.3.1.1.4. CALCULO DE ACERO POSITIVO (LOSA)

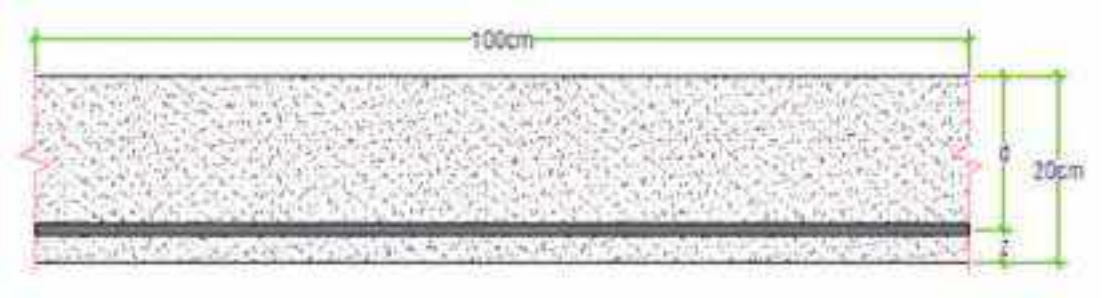
Cálculo de Acero

$h := 20\ cm$ $b := 100\ cm$ $r := 3\ cm$ $f_c := 280 \frac{kgf}{cm^2}$ $\phi := 0.9$ $\beta_1 := 0.85$

$M_u := 4.66\ tonnef \cdot m$ $\phi_{varilla} := \frac{5}{8}\ in$ $f_y := 4200 \frac{kgf}{cm^2}$ $A_{\phi var} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^2 = 1.98\ cm^2$

**Figura 88**

*Acero de positivo en la losa.*




$$r := r + \frac{\phi_{varilla}}{2} = 3.79\ cm \qquad d := h - r - \frac{\phi_{varilla}}{2} = 16.21\ cm$$

$$\Delta_s := 0.85 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot b \cdot d \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_u}{0.85 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}}\right) = 7.95\ cm^2$$

$$a := d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_u}{0.85 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot b}} = 1.4\ cm \qquad c := \frac{a}{\beta_1} = 1.65\ cm$$

$$\phi 1 := \left\| \begin{array}{l} \text{if } 0.65 + 0.15 \cdot \left(\frac{d}{c} - 1\right) \le 0.9 \\ \quad \left\| \phi 1 \leftarrow 0.65 + 0.15 \cdot \left(\frac{d}{c} - 1\right) \right. \\ \text{else} \\ \quad \left\| \phi 1 \leftarrow 0.9 \right. \end{array} \right. = 0.9$$

$$N_{varillas2} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^2 \cdot N_{varillas2} = \Delta_s \xrightarrow{solve,\, N_{varillas2}} \frac{25.916808427289330459 \cdot cm^2}{in^2} = 4$$

$$S := \frac{A_{\phi var}}{\Delta_s}\, m = 0.25\ m$$

**Acero Máximo**

el código AASHTO LRFD elimina este limite

(art. 5.6.3.3)

**Acero Mínimo**

la cantidad de acero calculado debe ser capaz de resistir el menor valor de $M_{cr}$ y $1.33\ M_u$

a) cálculo de $M_{cr}$

$f_r := 2.01 \cdot \sqrt[2]{f'_c \cdot \frac{cm^2}{kgf}}\ \frac{kgf}{cm^2} = 33.63\ \frac{kgf}{cm^2}$ ==>modulo de roptura de concreto

$S := \frac{b \cdot h^2}{6} = 6666.67\ cm^3$ ==>modulo de seccion

$M_{cr} := 1.1 \cdot f_r \cdot S = 2.47\ tonnef \cdot m$

b) cálculo de $1.33\ M_u$

$1.33 M_u := 1.33 \cdot M_u = 6.2\ tonnef \cdot m$

c) El Menor Momento min (Mcr,1.33Mu)

$M_f :=$ if $M_{min} \le M_u$ ="Δs Calculado Satisface"
$M_f \leftarrow$ "Δs Calculado Satisface"
else
$M_f \leftarrow$ "Calcular nuevo Δs con Mmin"

**1 ø 5/8" @ 0.25 m**

CALCULO DE ACERO DE TEMPERATURA (LOSA)

**Cálculo de Área de Acero de temperatura**

$h = 0.2\ m$ $b_w := 9.20\ m$ $t_{losa} := 0.20\ m$ $\phi_{varilla} := \frac{3}{8}\ in$ $A_{\phi var} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^2 = 0.71\ cm^2$

$$\Delta_{s_temp1} := \frac{0.18 \cdot b_w \cdot h}{2 \cdot (b_w + h)} \cdot \frac{cm}{m} = 1.76\ \frac{cm^2}{m}$$

$$\Delta_{s_temp} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } 2.33\ \frac{cm^2}{m} \le \Delta_{s_temp1} \le 12.70\ \frac{cm^2}{m} \\ \quad \Delta_{s_temp} \leftarrow \Delta_{s_temp1} \\ \text{if } \Delta_{s_temp1} \le 2.33\ \frac{cm^2}{m} \\ \quad 2.33\ \frac{cm^2}{m} \\ \text{if } \Delta_{s_temp1} \ge 12.70\ \frac{cm^2}{m} \\ \quad 12.70\ \frac{cm^2}{m} \end{array} \right| = 2.33\ \frac{cm^2}{m}$$

**Espaciamiento de acero por temperatura**

$$s_{temp1} := \frac{A_{\phi var}}{\Delta_{s_temp}} = 0.31\ m$$

$s_{max1} := 3 \cdot t_{losa} = 0.6\ m$

$s_{max2} := 0.45\ m$

$s_{temperatura} := min\left(s_{temp1}, s_{max1}, s_{max2}\right) = 0.31\ m$

**1 ø 3/8" @ 0.30 m**

## 4.3.1.1.5. CÁLCULO DE ACERO DE DISTRIBUCIÓN (LOSA)

Cálculo del porcentaje de área de acero para la armadura en la dirección secundaria

$s' := 2\ m$ ==>distancia entre las caras de las vigas

$\Delta_{s_pos} := 7.87\ cm^2$ ==> area de acero positivo

$\phi_{varilla} := \frac{1}{2}\ in$ $A_{\phi var} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^2 = 1.27\ cm^2$

$$Porcentaje := \left\| \begin{array}{l} \text{if } \frac{121}{\sqrt[2]{s' \cdot \frac{1}{m}}} \le 67 \\ \quad Porcentaje \leftarrow \frac{121}{\sqrt[2]{s' \cdot \frac{1}{m}}} \\ \text{if } \frac{121}{\sqrt[2]{s' \cdot \frac{1}{m}}} \ge 67 \\ \quad 67 \end{array} \right\| = 67$$

$\Delta_{s_distribucion} := Porcentaje\% \cdot \Delta_{s_pos} = 5.27\ cm^2$

Espaciamiento de acero de distribución en la dirección secundaria

$s_{distribucion} := \frac{A_{\phi var}}{\Delta_{s_distribucion}} \cdot m = 0.24\ m$

**1 Φ 1/2" @ 0.24 m**

### 4.3.1.1.6. REVISIÓN DE FISURACION POR DISTRIBUCIÓN DE ARMADURA (LOSA)

$\eta_D := 1$ $\eta_R := 1$ $\eta_I := 1$

$\eta := \eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I = 1$

$M_{DC_Bara1} = -1\ tonnef \cdot m$ $M_{DW1} = -0.06\ tonnef \cdot m$ $M_{LL_IM1} = -2.53\ tonnef \cdot m$

$M_{DC_Bara2} = 0.24\ tonnef \cdot m$ $M_{DW2} = 0.05\ tonnef \cdot m$ $M_{LL_IM2} = 2.45\ tonnef \cdot m$

$M_{u_neg} := \eta \cdot (1 \cdot M_{DC_Bara1} + 1 \cdot M_{DW1} + 1 \cdot M_{LL_IM1}) = -3.59\ tonnef \cdot m$

$M_{u_pos} := \eta \cdot (1\ M_{DC_Bara2} + 1 \cdot M_{DW2} + 1 \cdot M_{LL_IM2}) = 2.74\ tonnef \cdot m$

*Tabla 77: Resumen de momentos por Servicio.*

| GRUPO POR SERVICIO | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Carga | Tipo | M(+) t.m | M(-) t.m | γ (Ser I) |
| Losa + Baranda | DC | 0.24 | -1 | 1 |
| Asfalto | DW | 0.05 | -0.06 | 1 |
| Carga Viva | LL+IM | 2.45 | -2.53 | 1 |
| *SERVICIO I* | | **2.74** | **-3.59** | |

#### 4.3.1.1.6.1. ACERO NEGATIVO PRINCIPAL - (fisuración) (LOSA)

Ubicación del eje neutro

$h_f := 0.20\ m$ $b_f := 0.15\ m$ $r_f := 5\ cm$ $\phi_{varillaf} := \frac{5}{8}\ in$ $f'_c := 280\ \frac{kgf}{cm^2}$ $E_s := 2040000\ \frac{kgf}{cm^2}$

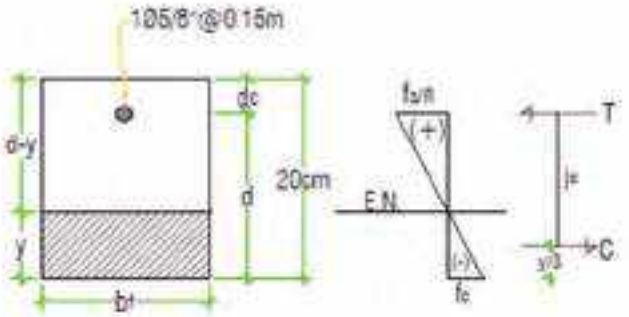
$M_{u_neg} := -3.59\ tonnef \cdot m$ $\gamma_e := 0.75$ $A_{\phi var} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varillaf}^2 = 1.98\ cm^2$ $f_y := 4200\ \frac{kgf}{cm^2}$

$$M_s := \left| M_{u_neg} \cdot b_f \cdot \frac{1}{m} \right| = 0.54\ tonnef \cdot m$$

$$E_c := 15300 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{cm^2}{kgf}}\ \frac{kgf}{cm^2} = 256017.97\ \frac{kgf}{cm^2}$$

$$n_f := \frac{E_s}{E_c} = 8 \quad ==>\text{Relacion Modular}$$




$d_c := r_f + \frac{\phi_{varillaf}}{2} = 5.79\ cm$

$d := h_f - d_c = 14.21\ cm$

$\Delta_{st} := n_f \cdot A_{\phi var} = 15.77\ cm^2$

*momentos respecto del ejej neutro para determinar "**y**"*

$$Y := b_f \cdot y \cdot \frac{y}{2} = A_{st} \cdot (d - y) \xrightarrow{solve,\,y} \begin{bmatrix} \frac{13.333333333333333 \cdot (16.804197868599863721 \cdot cn}{} \\ \frac{-13.333333333333333 \cdot (16.804197868599863721 \cdot c}{} \end{bmatrix} \ldots$$

$$Y = \begin{bmatrix} 4.51 \\ -6.62 \end{bmatrix} cm \qquad Y_1 := Y_{1,1} = 4.51\ cm \qquad Y_2 := Y_{2,1} = -6.62\ cm$$

$$y_1 := \max(Y) = 4.51\ cm$$

**Esfuerzo del acero bajo cargas de servicio**

$$j_d := d - \frac{y_1}{3} = 12.7\ cm \qquad \frac{M_s}{j_d \cdot A_{\phi var}} = 2144.39\ \frac{kgf}{cm^2} \qquad 0.6 \cdot f_y = 2520\ \frac{kgf}{cm^2}$$

$$f_{ss} := \left| \begin{array}{l} \textbf{if } \frac{M_s}{j_d \cdot A_{\phi var}} \le 0.6 \cdot f_y \\ \quad f_{ss} \leftarrow \frac{M_s}{j_d \cdot A_{\phi var}} \\ \textbf{else} \\ \quad f_{ss} \leftarrow 0.6 \cdot f_y \end{array} \right| = 2144.39\ \frac{kgf}{cm^2}$$

**Separacion Maxima de la armadura**

$$\beta_s := 1 + \frac{d_c}{0.7 \cdot (h_f - d_c)} = 1.58$$

$$s_{max_f} := \frac{125000 \cdot \gamma_e}{\beta_s \cdot f_{ss} \cdot \frac{cm^2}{kgf}} \cdot cm - 2 \cdot d_c = 16.04\ cm$$

$$s_{max_} := \left| \begin{array}{l} \textbf{if } b_f \le s_{max_f} \\ \quad s_{max_} \leftarrow \text{"OK, ESPACIAMIENTO ADECUADO"} \\ \textbf{else} \\ \quad s_{max_} \leftarrow \text{"REDUCIR ESPACIAMIENTO"} \end{array} \right| = \text{"OK, ESPACIAMIENTO ADECUADO"}$$

**1 ø 5/8" @ 0.15 m**

### 4.3.1.1.6.2. ACERO POSITIVO PRINCIPAL - (fisuración) (LOSA)

Ubicación del eje neutro{

$h_f := 0.20\ m$ $b_f := 0.20\ m$ $r_f := 3\ cm$ $\phi_{varilla} := \frac{5}{8}\ in$ $f'_c := 280\ \frac{kgf}{cm^2}$ $E_s := 2040000\ \frac{kgf}{cm^2}$

$M_{u_pos} = 2.74\ tonnef \cdot m$ $\gamma_e := 0.75$ $A_{\phi var} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{\ 2} = 1.98\ cm^2$ $f_y := 4200\ \frac{kgf}{cm^2}$

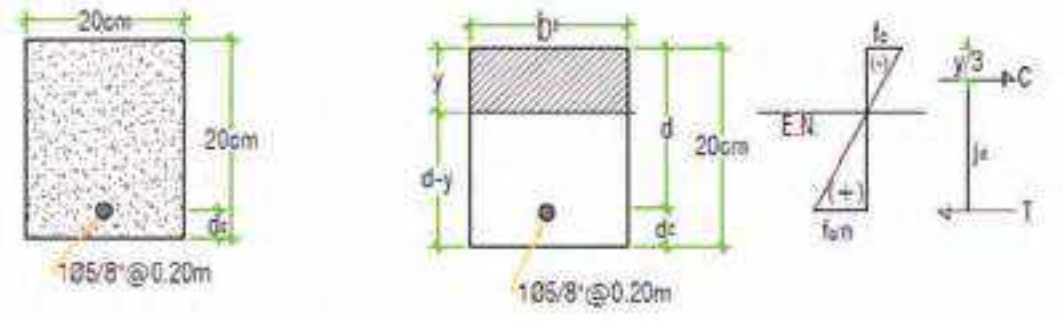
$$M_s := \left| M_{u_neg} \cdot b_f \cdot \frac{1}{m} \right| = 0.72\ tonnef \cdot m$$

$$E_c := 15300 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{cm^2}{kgf}}\ \frac{kgf}{cm^2} = 256017.97\ \frac{kgf}{cm^2}$$

$n_1 := \frac{E_s}{E_c} = 8$ ==>Relacion Modular

**Figura 89**

*Calculo de Acero positivo principal*




$d_c := r_f + \frac{\phi_{varilla}}{2} = 3.79\ cm$

$d := h_f - d_c = 16.21\ cm$

$A_{st} := n_1 \cdot A_{\phi var} = 15.77\ cm^2$

*momentos respecto del eje neutro para determinar "y"*

$$Y := b_f \cdot y \cdot \frac{y}{2} = \Delta_{st} \cdot (d - y) \xrightarrow{solve, y} \begin{bmatrix} \frac{10.0 \cdot (25.559926718451061228 \cdot cm^3 \cdot m + 62.18621859434\epsilon}{m} \\ \frac{-10.0 \cdot (25.559926718451061228 \cdot cm^3 \cdot m + 62.18621859434}{m} \end{bmatrix} \ldots$$

$$Y = \begin{bmatrix} 4.33 \\ -5.91 \end{bmatrix} cm \qquad Y_1 := Y_{1,1} = 4.33\ cm \qquad Y_2 := Y_{2,1} = -5.91\ cm$$

$$y_1 := \max(Y) = 4.33\ cm$$

**Esfuerzo del acero bajo cargas de servicio**

$$j_d := d - \frac{y_1}{3} = 14.76\ cm \qquad \frac{M_s}{j_d \cdot A_{\phi var}} = 2459.83\ \frac{kgf}{cm^2} \qquad 0.6 \cdot f_y = 2520\ \frac{kgf}{cm^2}$$

$$f_{ss} := \left\| \begin{array}{l} \textbf{if } \frac{M_s}{j_d \cdot A_{\phi var}} \le 0.6 \cdot f_y \\ \quad f_{ss} \leftarrow \frac{M_s}{j_d \cdot A_{\phi var}} \\ \textbf{else} \\ \quad f_{ss} \leftarrow 0.6 \cdot f_y \end{array} \right\| = 2459.83\ \frac{kgf}{cm^2}$$

Separación Máxima de la armadura

$$\beta_s := 1 + \frac{d_c}{0.7 \cdot (h_f - d_c)} = 1.33$$

$$s_{max_f} := \frac{125000 \cdot \gamma_e}{\beta_s \cdot f_{ss} \cdot \frac{cm^2}{kgf}} \cdot cm - 2 \cdot d_c = 20.97\ cm$$

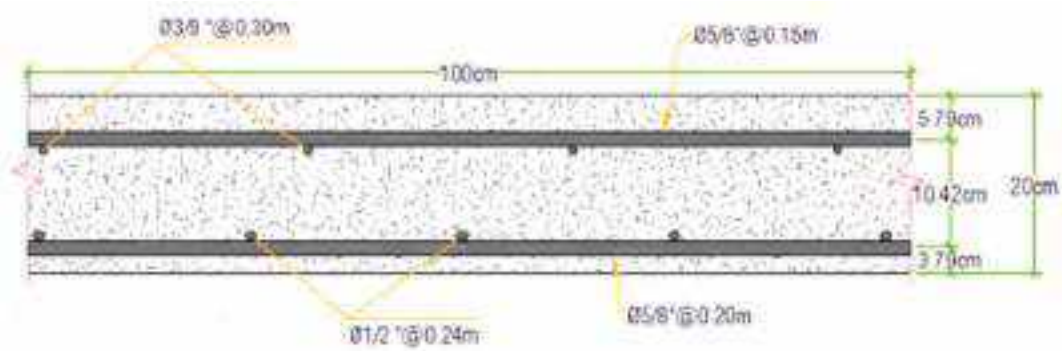
$$s_{max_} := \left\| \begin{array}{l} \textbf{if } b_f \le s_{max_f} \\ \quad s_{max_} \leftarrow \text{"OK, Espaciamiento Adecuado"} \\ \textbf{else} \\ \quad s_{max_} \leftarrow \text{"Reducir Espaciamiento O Aumentar } \phi\text{var"} \end{array} \right\| = \text{"OK, Espaciamiento Adecuado"}$$

**1 ø 5/8" @ 0.20 m**

finalmente, el armado de la losa es de la siguiente forma:

**Figura 90**

*Armado de losa*



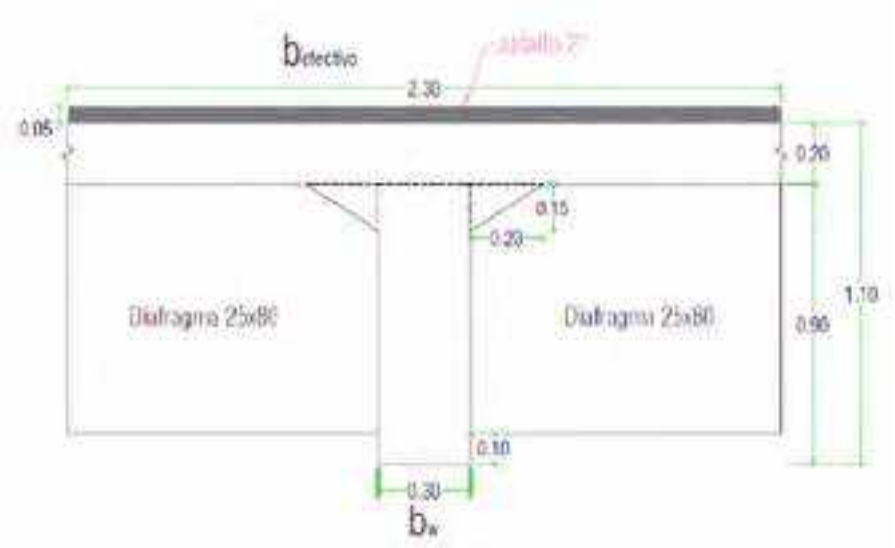

### 4.3.1.1.7. DISEÑO DE LA VIGA INTERIOR

#### 4.3.1.1.7.1. MOMENTOS DE FLEXION (VIGA INTERIOR)

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| $h := 1.10\ m$ | $b_{efectivo} := 2.30\ m$ | $b_{diaf} := 0.25\ m$ | $r := 4\ cm$ | $\gamma_c = 2400\ \frac{kgf}{m^3}$ |
| $t_{losa} := 0.20\ m$ | $x_{cartel} := 0.23\ m$ | $h_{diaf} := 0.80\ m$ | | $\gamma_{asfalto} = 2250\ \frac{kgf}{m^3}$ |
| $b_w := 0.30\ m$ | $y_{cartel} := 0.15\ m$ | $e_{asfalto} := 5\ cm$ | | $s_{vigas} := 2.30\ m$ |

**Figura 91**

*Momentos de flexión viga interior*




**Carga muerta (DC)**

cargas distribuidas

$$w_{losa} := t_{losa} \cdot b_{efectivo} \cdot \gamma_c = 1104 \ \frac{kgf}{m}$$

$$w_{viga} := \left(h - t_{losa}\right) \cdot b_w \cdot \gamma_c = 648 \ \frac{kgf}{m}$$

$$w_{cartel} := 2 \cdot \left(\frac{x_{cartel} \cdot y_{cartel}}{2}\right) \cdot \gamma_c = 82.8 \ \frac{kgf}{m}$$

$$w_{DC} := w_{losa} + w_{viga} + w_{cartel} = 1.83 \ \frac{tonnef}{m}$$

$$M_{DC1} := \frac{w_{DC} \cdot L_{ponton}^2}{8} = 38.76 \ tonnef \cdot m$$

cargas puntuales

$$P_{diaf} := \left(h - t_{losa} - 0.1 \ m\right) \cdot \left(b_{efectivo} - b_w\right) \cdot b_{diaf} \cdot \gamma_c = 0.96 \ tonnef$$

$$M_{DC2} := \frac{P_{diaf} \cdot L_{ponton}}{4} = 3.12 \ tonnef \cdot m$$

$$M_{DC_v_int} := M_{DC1} + M_{DC2} = 41.88 \ tonnef \cdot m$$

**Carga de superficie de rodadura (DW)**

$$w_{asfalto} := e_{asfalto} \cdot b_{efectivo} \cdot \gamma_{asfalto} = 0.26 \ \frac{tonnef}{m}$$

$$M_{DW_y_int} := \frac{w_{asfalto} \cdot L_{ponton}^{2}}{8} = 5.47 \ tonnef \cdot m$$

**Carga viva + efectos de la carga dinamica (LL+IM)**

temenos de la tabla A2.1, Apendice A2.2 Momento Maximos (Rodriguez Serquen, 2020, Puentes, pag. 39)

$$M_{LL_IM} := 111.24 \ tonnef \cdot m$$

**Caso de un carril cargado**

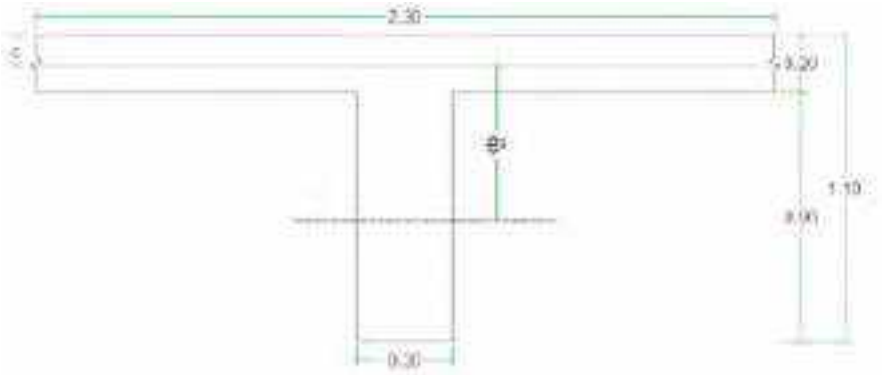
seccion de la viga interior

$$f'_{c_280} := 280 \ \frac{kgf}{cm^2} \qquad E_{viga} := 15300 \cdot \sqrt{f'_{c_280} \cdot \frac{cm^2}{kgf}} \cdot \frac{kgf}{cm^2} = 256017.97 \ \frac{kgf}{cm^2}$$

$$E_{losa} := 15300 \cdot \sqrt{f'_{c_280} \cdot \frac{cm^2}{kgf}} \cdot \frac{kgf}{cm^2} = 256017.97 \ \frac{kgf}{cm^2}$$

**Figura 92**

*Eje neutro en la viga*



$$n := \frac{E_{viga}}{E_{losa}} = 1$$

$$I_{viga} := \frac{b_w \cdot (h - t_{losa})^3}{12} = 1822500\ cm^4$$

$$A_{viga} := b_w \cdot (h - t_{losa}) = 2700\ cm^2$$

$$e_g := \frac{t_{losa}}{2} + \frac{h - t_{losa}}{2} = 55\ cm$$

$$K_g := n \cdot (I_{viga} + A_{viga} \cdot e_g^2) = 9990000\ cm^4$$

$$\left(\frac{K_g}{L_{ponton} \cdot t_{losa}^3}\right)^{0.1} = 1$$

$$g_{M_1carril} := 0.06 + \left(\frac{s_{vigas}}{4.3} \cdot \frac{1}{m}\right)^{0.4} \cdot \left(\frac{s_{vigas}}{L_{ponton}}\right)^{0.3} \cdot \left(\frac{K_g}{L_{ponton} \cdot t_{losa}^3}\right)^{0.1} = 0.52$$

**Caso de dos carriles cargado**

$$g_{M_2carriles} := 0.075 + \left(\frac{s_{vigas}}{2.9} \cdot \frac{1}{m}\right)^{0.6} \cdot \left(\frac{s_{vigas}}{L_{ponton}}\right)^{0.2} \cdot \left(\frac{K_g}{L_{ponton} \cdot t_{losa}^3}\right)^{0.1} = 0.69$$

$$g_{M_V.int} := \max\left(g_{M_1carril}, g_{M_2carriles}\right) = 0.69$$

$$M_{LL_IM_v_int} := g_{M_V.int} \cdot M_{LL_IM} = 76.52\ tonnef \cdot m$$

**RESUMEN DE MOMENTOS MAXIMOS POR CARGAS - VIGA INTERIOR**

| Carga | Tipo | M(+) t.m | γ | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | | Resist I | Serv I | Fatiga |
| Losa + Baranda | DC | 41.88 | 1.25 | 1 | 0 |
| Asfalto | DW | 5.47 | 1.5 | 1 | 0 |
| Carga Viva | LL+IM | 76.52 | 1.75 | 1 | 1.5 |
| Mu | | | **194.47** | **123.87** | **114.78** |

$\eta_D := 1$ $\eta_R := 1$ $\eta_I := 1$

$\eta := \eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I = 1$

$M_{DC_v_int} = 41.88\ tonnef \cdot m$ $M_{DW_v_int} = 5.47\ tonnef \cdot m$ $M_{LL_IM_v_int} = 76.52\ tonnef \cdot m$

$M_{u_resistencia} := \eta \cdot (1.25 \cdot M_{DC_v_int} + 1.5 \cdot M_{DW_v_int} + 1.75 \cdot M_{LL_IM_v_int}) = 194.47\ tonnef \cdot m$

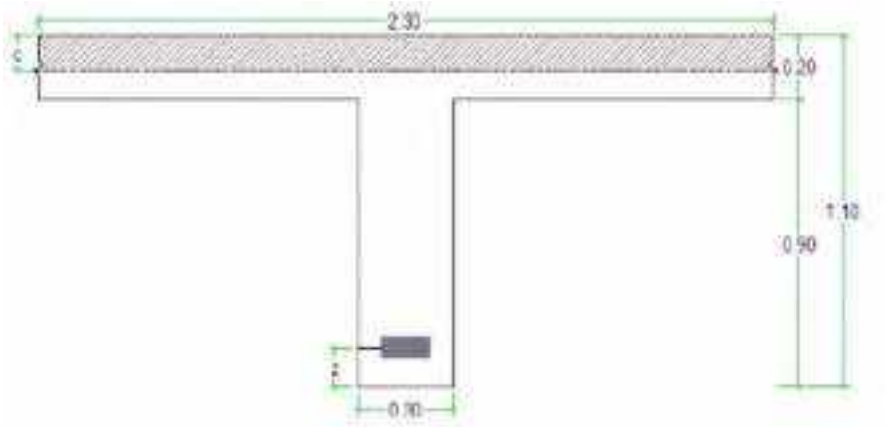
$M_{u_servicio} := \eta \cdot (1 \cdot M_{DC_v_int} + 1 \cdot M_{DW_v_int} + 1 \cdot M_{LL_IM_v_int}) = 123.87\ tonnef \cdot m$

$M_{u_fatiga} := \eta \cdot (0 \cdot M_{DC_v_int} + 0 \cdot M_{DW_v_int} + 1.5 \cdot M_{LL_IM_v_int}) = 114.79\ tonnef \cdot m$

### 4.3.1.1.7.2. CÁLCULO DE ACERO PRINCIPAL (VIGA INTERIOR)

**Figura 93**

*Cálculo de acero principal viga interior*




**Determinamos si la viga trabaja como Tee o como Viga Rectangular**

$b_{efectivo} = 2.3\ m$

$c_1 := t_{losa} = 0.2\ m$

$a_1 := \beta_1 \cdot c_1 = 0.17\ m$

$d_1 := 0.85 \cdot h = 0.94\ m$

$$\Delta_{s_preliminar} := \frac{M_{u_resistencia}}{\phi \cdot f_y \cdot \left(d_1 - \frac{a_1}{2}\right)} = 60.53\ cm^2$$

$$a_2 := \frac{\Delta_{s_preliminar} \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_{c_280} \cdot b_{efectivo}} = 4.64\ cm$$

$$c_2 := \frac{a_2}{\beta_1} = 5.46\ cm$$

```
if c2 < t_losa
    "Diseñar Como VIGA RECTANGULAR"
else
    "Diseñar como VIGA TEE"
```
= "Diseñar Como VIGA RECTANGULAR"

**Cálculo Preliminar de $\Delta_s$ con d tentativo**

$\phi_{varilla} := 1\ in$ $\phi_{estribo} := \frac{1}{2}\ in$ $N_{capas_varillas} := 4$ $A_{\phi var} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^2 = 5.07\ cm^2$

$$\Delta_s := 0.85 \cdot \frac{f'_{c_280}}{f_y} \cdot b_w \cdot d_1 \cdot \left(1 - \sqrt[2]{1 - \frac{2 \cdot M_{u_resistencia}}{0.85 \cdot \phi \cdot f'_{c_280} \cdot b_w \cdot d_1^2}}\right) = 70.78\ cm^2$$

$$N_{varillas3} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{vanilla}^2 \cdot N_{varillas3} = \Delta_s \xrightarrow{solve,\ N_{varillas3}} \frac{90.12470230685381 9842 \cdot cm^2}{in^2} = 14$$

$$s_{var_var} := \frac{b_w - 2 \cdot r - 2 \cdot \phi_{estribo} - \frac{N_{varillas3} \cdot \phi_{varilla}}{N_{capas_varillas}}}{\frac{N_{varillas3}}{N_{capas_varillas}} - 1} = 4.25\ cm$$ ==>espaciamiento entre varillas

**Recalculo de $\Delta_s$ con d modificado**

$$z := r + \phi_{estribo} + \frac{N_{capas_varillas}}{2} \cdot \phi_{varilla} + \frac{\phi_{varilla}}{2} = 11.62\ cm$$

$$d := h - z = 98.38\ cm$$

$$\Delta_s := 0.85 \cdot \frac{f_{c_280}}{f_y} \cdot b_w \cdot d \cdot \left(1 - \sqrt[2]{1 - \frac{2 \cdot M_{u_resistencia}}{0.85 \cdot \phi \cdot f_{c_280} \cdot b_w \cdot d^2}}\right) = 64.88\ cm^2$$

$$a := d - \sqrt[2]{d^2 - \frac{2 \cdot M_{u_resistencia}}{0.85 \cdot \phi \cdot f_{c_280} \cdot b_w}} = 38.16\ cm \qquad c := \frac{a}{\beta_1} = 44.9\ cm$$

$$N_{varillas4} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{\ 2} \cdot N_{varillas4} = \Delta_s \xrightarrow{solve,\ N_{varillas4}} \frac{82.60400567574554484 5 \cdot cm^2}{in^2} = 13$$

$$\phi 1 := \left\| \begin{array}{l} \textbf{if } 0.65 + 0.15 \cdot \left(\frac{d}{c} - 1\right) \leq 0.9 \\ \quad \left\| \phi 1 \leftarrow 0.65 + 0.15 \cdot \left(\frac{d}{c} - 1\right) \right. \\ \textbf{else} \\ \quad \left\| \phi 1 \leftarrow 0.9 \right. \end{array} \right\| = 0.83$$

**Acero Máximo**

el código AASHTO LRFD elimina este limite

**Acero Mínimo**

la cantidad de acero calculado debe ser capaz de resistir el menor valor de $M_{cr}$ y $1.33\ M_u$

a) cálculo de $M_{cr}$

$f_r := 2.01 \cdot \sqrt[2]{f_c \cdot \frac{cm^2}{kgf}} \frac{kgf}{cm^2} = 33.63 \frac{kgf}{cm^2}$ ==>modulo de roptura de concreto

$S := \frac{b_w \cdot h^2}{6} = 60500\ cm^3$ ==>modulo de seccion

$M_{cr} := 1.1 \cdot f_r \cdot S = 22.38\ tonnef \cdot m$

b) cálculo de $1.33\ M_u$

$1.33 M_u := 1.33 \cdot M_{u_resistencia} = 258.64\ tonnef \cdot m$

c) El Menor Momento min (Mcr,1.33Mu)

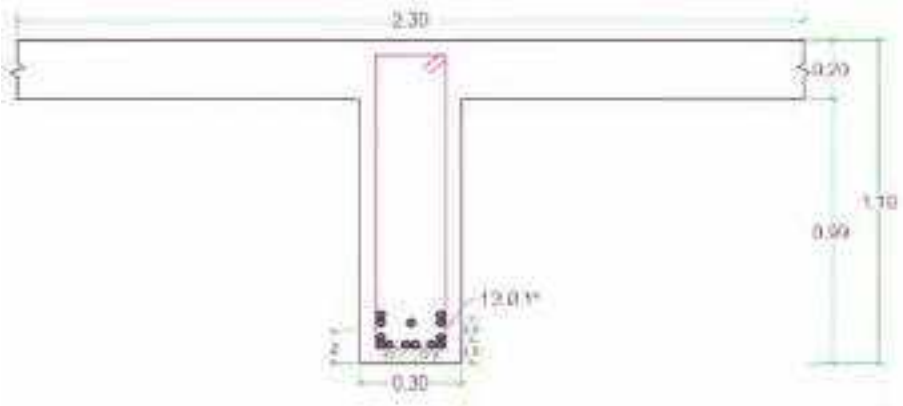
$M_{min} := min\left(M_{cr}, M_u\right) = 22.38\ tonnef \cdot m$

```
M_i := if M_min ≤ M_u_resistencia
         M_i ← "Δs Calculado Satisface"
       else
         M_i ← "Calcular nuevo Δs con Mmin"
```
= "Δs Calculado Satisface"

13 Φ 1" $N_{varillas4} = 13$ , $\phi_{varilla} = 1\ in$ , $N_{capas_varillas} = 4$ , $\phi_{estribo} = 0.5\ in$

**Figura 94**

*Cálculo de acero principal*




### 4.3.1.1.7.3. CALCULO DE ACERO DE TEMPERATURA (VIGA INTERIOR)

**Cálculo de Acero de temperatura**

$h = 1.1\ m$ $b_w := 0.30\ m$ $t_{losa} := 0.20\ m$ $\phi_{varilla} := \frac{1}{2}\ in$ $A_{\phi var} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{\ 2} = 1.27\ cm^2$

$$\Delta_{s_temp1} := \frac{0.18 \cdot b_w \cdot h}{2 \cdot (b_w + h)} \cdot \frac{cm}{m} = 2.12\ \frac{cm^2}{m}$$

$$\Delta_{s_temp} := \left| \begin{array}{l} \text{if } 2.33\ \frac{cm^2}{m} \le \Delta_{s_temp1} \le 12.70\ \frac{cm^2}{m} \\ \quad \Delta_{s_temp} \leftarrow \Delta_{s_temp1} \\ \text{if } \Delta_{s_temp1} \le 2.33\ \frac{cm^2}{m} \\ \quad 2.33\ \frac{cm^2}{m} \\ \text{if } \Delta_{s_temp1} \ge 12.70\ \frac{cm^2}{m} \\ \quad 12.70\ \frac{cm^2}{m} \end{array} \right| = 2.33\ \frac{cm^2}{m}$$

Espaciamiento de acero por temperatura

$$l_{temp} := h - 2 \cdot z - t_{losa} = 0.67\ m \qquad ==>\text{espacio libre en una cara}$$

$$\Delta_{s_temperatura} := l_{temp} \cdot \Delta_{s_temp} = 1.56\ cm^2$$

$$N_{var_x_cara} := \frac{\Delta_{s_temperatura}}{A_{\phi var}} + 1 = 2 \qquad ==>\text{cantidad de varillas por cara}$$

$$s_{max0} := \frac{l_{temp}}{N_{var_x_cara}} = 0.3\ m$$

$$s_{max1} := 3 \cdot b_w = 0.9\ m$$

$$s_{max2} := 0.45\ m$$

$$s_{temperatura} := min\left(s_{max0}, s_{max1}, s_{max2}\right) = 0.3\ m$$

**2 Φ 1/2" @ 0.30 m** *EN CADA CARA*

### 4.3.1.1.7.4. REVISIÓN DE FISURACIÓN POR DISTRIBUCIÓN DE ARMADURA (VIGA INTERIOR)

Ubicación del eje neutro

$h = 1.1\ m$ $\quad t_{losa} = 0.2\ m$ $\quad f'_{c_280} := 280\ \frac{kgf}{cm^2}$ $\quad f_y := 4200\ \frac{kgf}{cm^2}$

$b_{efectivo} := 2.3\ m$ $\quad b_w = 0.3\ m$ $\quad E_c := 15300 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{cm^2}{kgf}}\ \frac{kgf}{cm^2} = 256017.97\ \frac{kgf}{cm^2}$

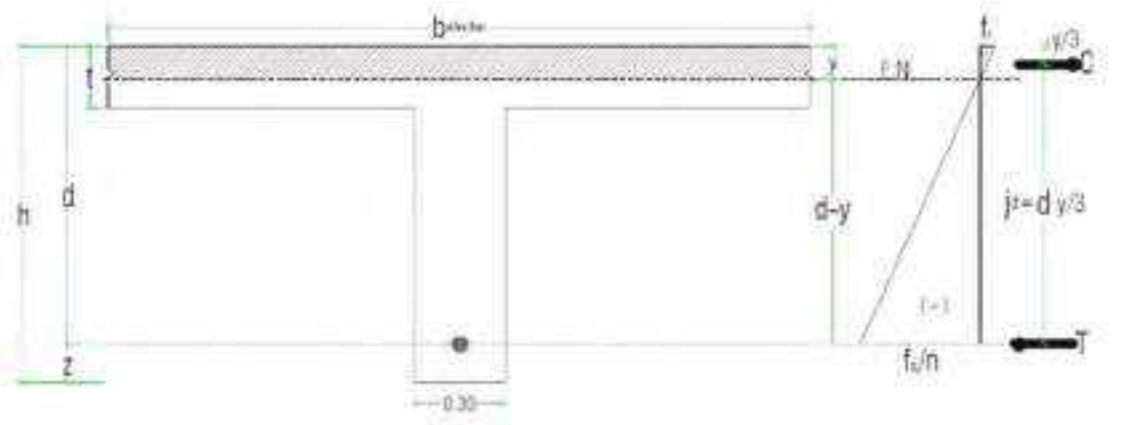
$r := 5\ cm$ $\quad \phi_{varillaf} := 1\ in$ $\quad \phi_{estribo} := \frac{1}{2}\ in$ $\quad E_s := 2040000\ \frac{kgf}{cm^2}$

$M_{u_servicio} = 123.87\ tonnef \cdot m$ $\quad \gamma_e := 0.75$ $\quad A_{\phi var} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varillaf}^{\ 2} = 5.07\ cm^2$

$n_1 := \frac{E_s}{E_c} = 8$ $\quad ==>$ Relacion Modular

**Figura 95**

*Revisión de fisuración por distribución de armadura (viga interior)*



$$d'_c := r + \phi_{estribo} + \frac{\phi_{varilla}}{2} = 7.54\ cm$$

$$d' := h - d_c = 102.46\ cm$$

$$\Delta_{st} := n_1 \cdot \Delta_s = 516.95\ cm^2$$

momentos respecto del eje neutro para determinar "y"

$$Y := b_{efectivo} \cdot y \cdot \frac{y}{2} = \Delta_{st} \cdot (d' - y) \xrightarrow{solve,\,y} \begin{bmatrix} \frac{0.8695652173913043 \cdot (60912.005973246379633 \cdot cm^3 \cdot ...}{...} \\ \frac{-0.8695652173913043 \cdot (60912.005973246379633 \cdot cm^3 \cdot ...}{...} \end{bmatrix}$$

$$Y = \begin{bmatrix} 19.33 \\ -23.83 \end{bmatrix} cm \qquad Y_1 := Y_{1,1} = 19.33\ cm \qquad Y_2 := Y_{2,1} = -23.83\ cm$$

$$y_1 := \max(Y) = 19.33\ cm$$

Esfuerzo del acero bajo cargas de servicio

$$j_d := d - \frac{y_1}{3} = 96.02\ cm \qquad \frac{M_{u_servicio}}{j_d \cdot \Delta_s} = 1988.54\ \frac{kgf}{cm^2} \qquad 0.6 \cdot f_y = 2520\ \frac{kgf}{cm^2}$$

$$f_{ss} := \left| \begin{array}{l} \textbf{if } \frac{M_{u_servicio}}{j_d \cdot \Delta_s} \le 0.6 \cdot f_y \\ \quad f_{ss} \leftarrow \frac{M_{u_servicio}}{j_d \cdot \Delta_s} \\ \textbf{else} \\ \quad f_{ss} \leftarrow 0.6 \cdot f_y \end{array} \right| = 1988.54\ \frac{kgf}{cm^2}$$

Separación Máxima de la armadura

$$\beta_s := 1 + \frac{d_c}{0.7 \cdot (h - d_c)} = 1.11$$

$$s_{max_f} := \frac{125000 \cdot \gamma_s}{\beta_s \cdot f_{ss} \cdot \frac{cm^2}{kgf}} \cdot cm - 2 \cdot d_c = 27.58\ cm$$

$s_{max_} :=$ if $2\ in \le s_{max_f}$ → $s_{max_} \leftarrow$ "OK. Espaciamiento Adecuado"; else → $s_{max_} \leftarrow$ "Reducir Espaciamiento O Aumentar ϕvar"

= "OK. Espaciamiento Adecuado"

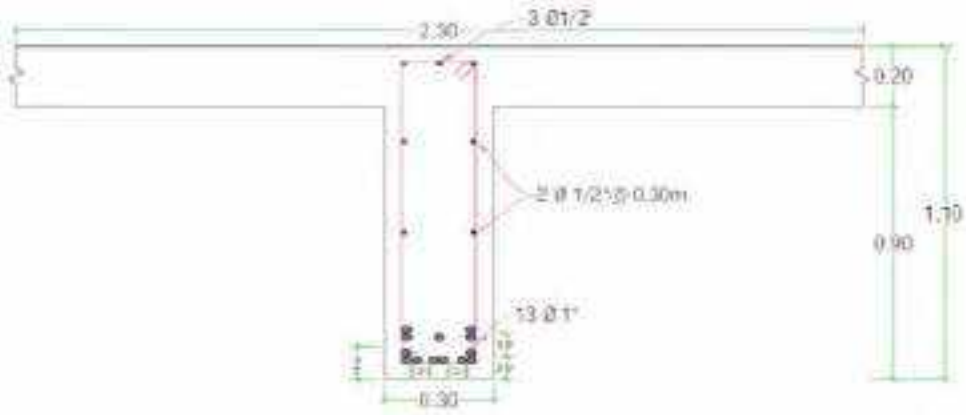
**13Φ1"**

Finalmente,

El armado queda de la siguiente forma:

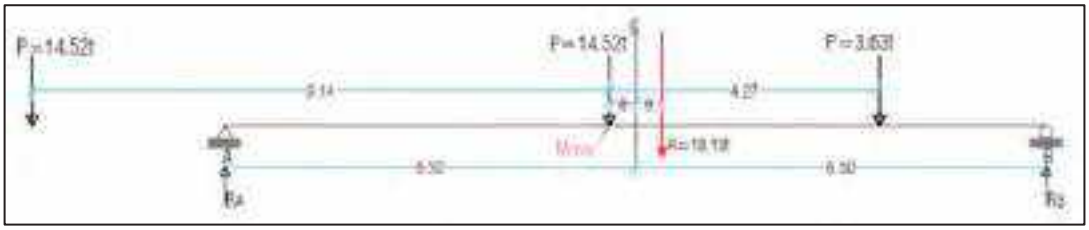
**Figura 96**

*Revisión de fisuración por distribución de armadura*



### 4.3.1.1.7.5. REVISIÓN DE FATIGA (VIGA INTERIOR)

**Figura 97**
*Carga de fatiga*




$L_{ponton} = 13\ m \qquad P = 3.63\ tonnef \qquad R = 18.15\ tonnef \qquad e_{ejes} = 4.27\ m \qquad IM = 15\%$

$$e = \frac{P \cdot e_{ejes}}{2 \cdot R} = 0.427\ m$$

$$R_B = \frac{R}{L_{ponton}} \cdot \left( \frac{L_{ponton}}{2} + e \right) = 9.67\ tonnef$$

$$R_A = R - R_B = 8.48\ tonnef$$

$$M_{LL_max} = R_A \cdot \left( \frac{L_{ponton}}{2} - e \right) = 51.49\ tonnef \cdot m$$

$$M_{LL_IM_max} = 1.15 \cdot M_{LL_max} = 59.22\ tonnef \cdot m$$

Considerando la distribución g

$m_{fatiga} = 1.2 \qquad \eta_D = 1 \qquad \eta_R = 1 \qquad \eta_I = 1$

$$g_{fatiga} = \frac{0.470}{m_{fatiga}} = 0.39$$

$$M_{LL_IM} = g_{fatiga} \cdot M_{LL_IM_max} = 23.19\ tonnef \cdot m$$

Cálculo de momento de fatiga

$$\eta := \eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I = 1$$

$$M_{fatiga} := \eta \cdot (1.75 \cdot M_{LL_IM}) = 40.59\ tonnef \cdot m$$

Sección fisurada

$$M_{DC_v_int} = 41.88\ tonnef \cdot m \qquad M_{DW_v_int} = 5.47\ tonnef \cdot m \qquad S = 60500\ cm^3$$

$$f_{traccion} := 0.80 \cdot \sqrt[2]{f_{c_280} \cdot \frac{cm^2}{kgf}}\ \frac{kgf}{cm^2} = 13.39\ \frac{kgf}{cm^2}$$

$$M_{u_fatiga} := M_{DC_v_int} + M_{DW_v_int} + M_{fatiga} = 87.93\ tonnef \cdot m$$

$$f_{fatiga} := \frac{M_{u_fatiga}}{S} = 145.35\ \frac{kgf}{cm^2}$$

if $f_{fatiga} \geq f_{traccion}$ "USAR LA SECCION AGRIETADA"
else "USAR LA SECCION NO AGRIETADA"
= "USAR LA SECCION AGRIETADA"

VERIFICACIÓN DE ESFUERZOS

$$\#_{var} := 13 \qquad \phi_{varilla} := 1\ in \qquad j_d = 0.96\ m \qquad A_{\phi var} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{\ 2} = 5.07\ cm^2$$

Esfuerzo debido a la carga viva

$$\Delta_{s_fatiga} := \#_{var} \cdot A_{\phi var} = 65.87\ cm^2$$

$$f_{LL} := \frac{M_{fatiga}}{\Delta_{s_fatiga} \cdot j_d} = 641.72\ \frac{kgf}{cm^2}$$

Esfuerzo debido a la carga viva

$$f_{DC_DW} := \frac{M_{DC_v_int} + M_{DW_v_int}}{\Delta_{s_fatiga} \cdot j_d} = 748.58 \ \frac{kgf}{cm^2}$$

Rango máximo de esfuerzo

*) el esfuerzo mínimo es debido a la carga permanente

$$f_{min} := 0 + f_{DC_DW} = 748.58 \ \frac{kgf}{cm^2}$$

**) el esfuerzo máximo es debido a la combinación de carga viva + carga permanente

$$f_{max} := f_{LL} + f_{DC_DW} = 1390.3 \ \frac{kgf}{cm^2}$$

***) rango máximo de esfuerzos

$$f := f_{max} - f_{min} = 641.72 \ \frac{kgf}{cm^2}$$

****) rango limite

$$f_{limite} := 1828 \ \frac{kgf}{cm^2} - 0.36 \cdot f_{min} = 1558.51 \ \frac{kgf}{cm^2}$$

if $f_{limite} > f_{LL}$
    "OK, CUMPLE LOS ESFUERZOS"
else
    "NO CUMPLE LOS ESFUERZOS"
= "OK, CUMPLE LOS ESFUERZOS"

### 4.3.1.1.7.6. DISEÑO POR CORTE (Viga Interior)

$h = 1.1\ m \qquad d = 1.02\ m \qquad a = 0.38\ m$

Cálculo De Peralte Efectivo Por Corte

$$d_{v1} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } d - \frac{a}{2} \geq \max(0.9 \cdot d, 0.72 \cdot h) \\ \quad d - \frac{a}{2} \\ \text{else} \\ \quad \max(0.9 \cdot d, 0.72 \cdot h) \end{array} \right\| = 0.92\ m$$

$$d_v := 0.125\ m + d_{v1} = 1.05\ m$$

CARGA MUERTA (DC)

**Figura 98**

*Distribución de Carga muerta más carga puntual de Diafragmas.*

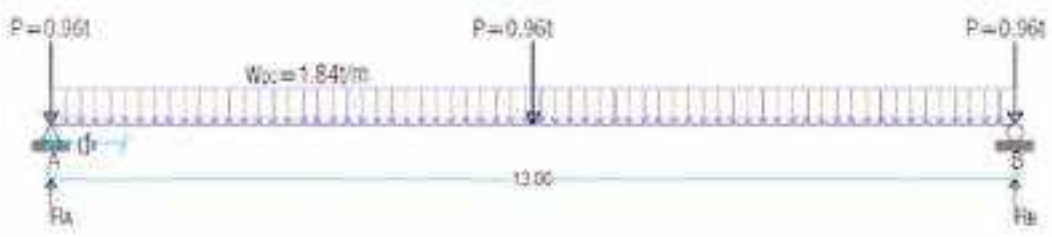


**Figura 99**

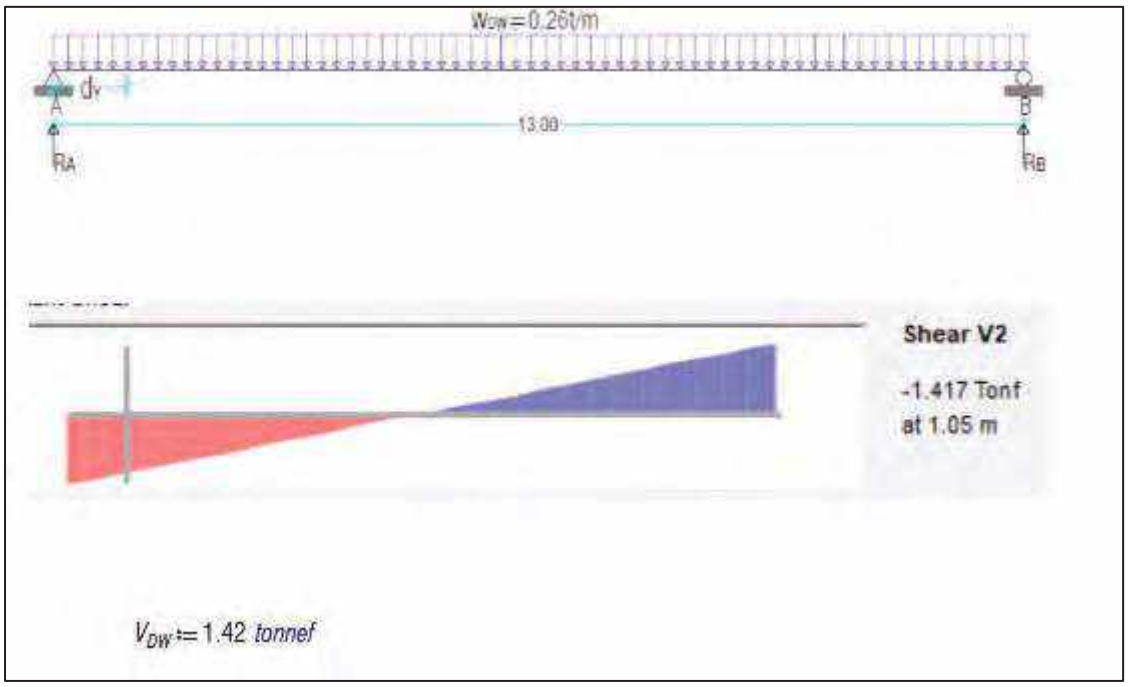
*Fuerza cortante por carga muerta y vigas diafragma.*




$V_{DC} := 10.51\ tonnef$

**Figura 100**

*Superficie de rodadura (DW)*




CARGA VIVA (LL)

**Figura 101**

*Camión de diseño (HL-93K)*

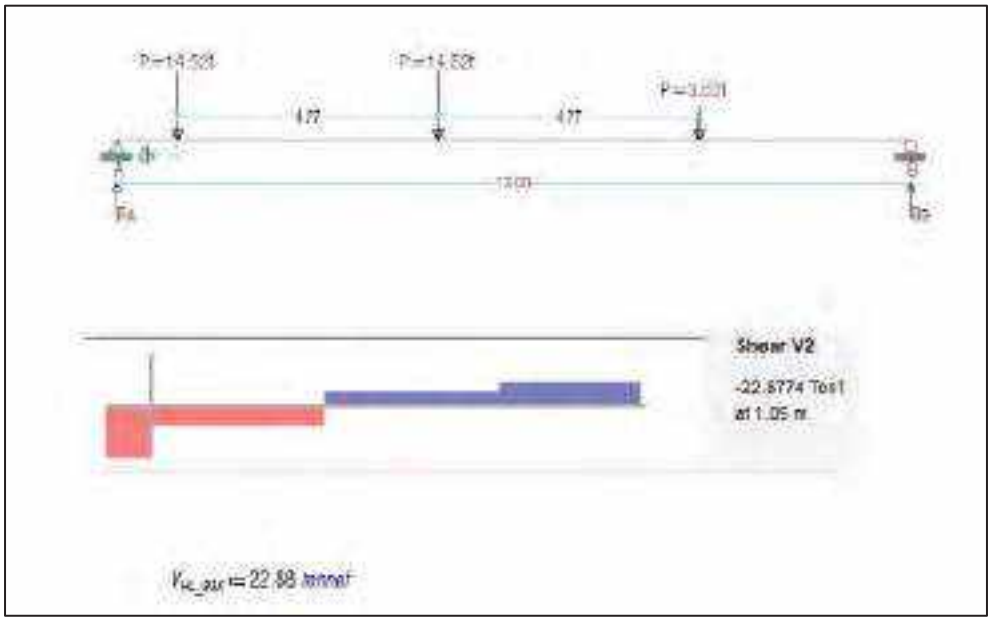



**Figura 102**

*Tandem (HL-93M)*

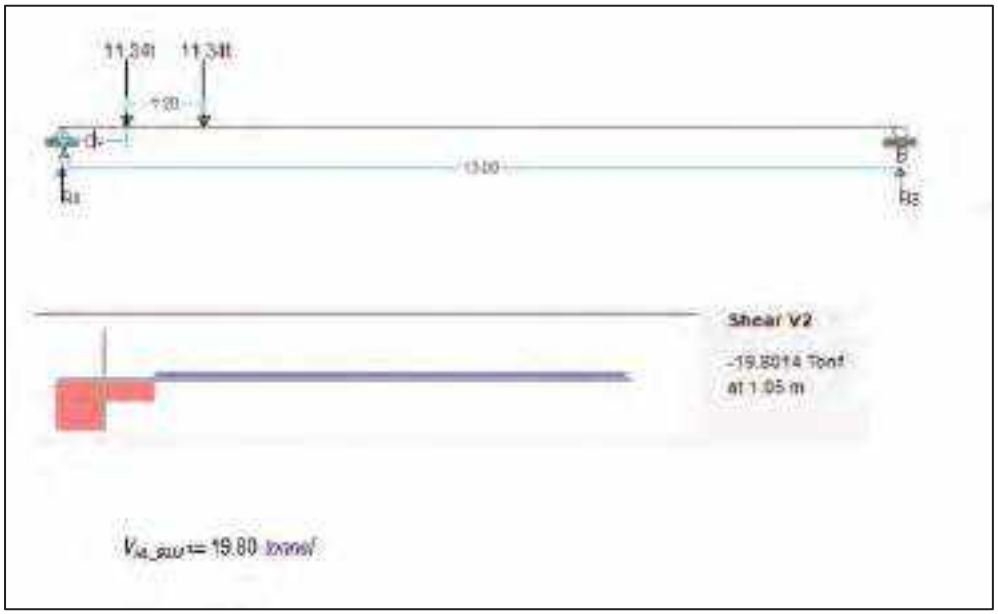
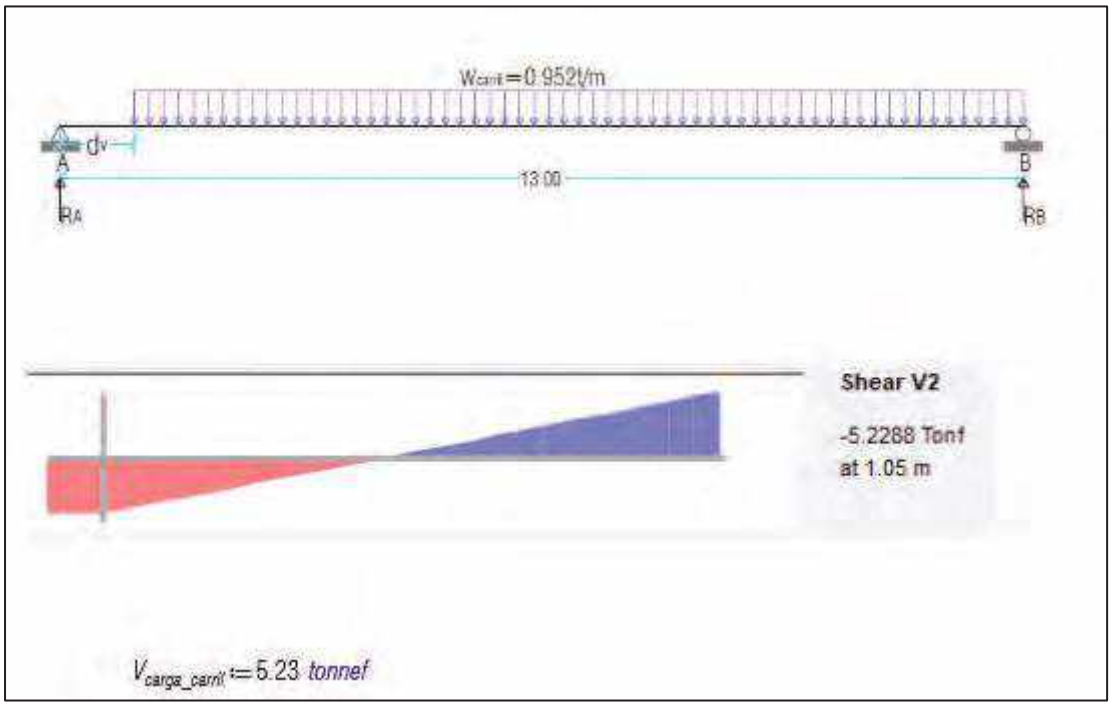


**Figura 103**

*Carga de carril y fuerza cortante*




$$V_{LL_INT_1} := 1.33 \cdot \max\left(V_{HL_93K}, V_{HL_93M}\right) + V_{carga_carril} = 36.66\ tonnef$$

FACTOR DE DISTRIBUCION EN VIGA INTERIOR

$$s_{vigas} = 2.3\ m$$

*) caso de un carril cargado

$$g_{V1} := 0.36 + \frac{s_{vigas}}{7.6} \cdot \frac{1}{m} = 0.66$$

*) caso de dos carriles cargados

$$g_{v2} := 0.2 + \frac{S_{vigas}}{3.6} \cdot \frac{1}{m} - \left(\frac{S_{vigas}}{10.7} \cdot \frac{1}{m}\right)^2 = 0.79$$

$$g_{V_V.int} := \max\left(g_{v1}, g_{v2}\right) = 0.79$$

$$V_{LL_IM} := g_{V_V.int} \cdot V_{LL_IM_1} = 28.27 \ tonnef$$

Para el diseño por estado Limite de Resistencia I

$$\eta_D := 1 \qquad \eta_R := 1 \qquad \eta_I := 1$$

$$\eta := \eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I = 1$$

$$V_{u_V.int} := \eta \cdot \left(1.25 \cdot V_{DC} + 1.50 \cdot V_{DW} + 1.75 \cdot V_{LL_IM}\right) = 64.74 \ tonnef$$

DISEÑO DE ESTRIBO EN LA SECCION CRTICA

*) cortante actuante

$$V_{u_V.int} = 64.74 \ tonnef$$

*) cortante resitente

$$V_r = \Phi \, V_n$$

*) tomar el menor valor cortante

$$Vn1 = Vc + Vs + Vp$$

$$Vn2 = 0.25 * fc * b * d + Vp$$

$$Vn = \min\left[Vn1 \ , \ Vn2\right]$$

CORTANTE NOMINAL RESISTENTE DEL CONCRETO

$b_w = 0.3\ m \qquad d = 1.02\ m \qquad f'_{c_280} = 280\ \frac{kgf}{cm^2}$

$$V_c := 0.53 \cdot \sqrt[2]{f'_{c_280} \cdot \frac{cm^2}{kgf}} \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{1}{cm^2} \cdot kgf = 27.26\ tonnef$$

CORTANTE NOMINAL RESISTENTE DEL ACERO

$\phi_{estribo} := \frac{1}{2}\ in \qquad A_{\phi var_estribo} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{estribo}^{\ 2} = 1.27\ cm^2$

$s_{estribo} := 0.15\ m$ ==>Espaciamiento asumido de estribos

$N_{ramas_estribo} := 2$ ==>Asumiendo 2 ramas de Estribo

$$V_s := \frac{N_{ramas_estribo} \cdot A_{\phi var_estribo} \cdot f_y \cdot d}{s_{estribo}} = 72.68\ tonnef$$

CORTANTE NOMINAL DE LA FUERZA DE PRETENSADO (Vp=0)

$V_p := 0\ tonnef$

$V_{n1} := V_c + V_s + V_p = 99.94\ tonnef$

$V_{n2} := 0.25 \cdot f'_{c_280} \cdot b_w \cdot d + V_p = 215.17\ tonnef$

$V_{n_V.int} := min\left(V_{n1}, V_{n2}\right) = 99.94\ tonnef$

CORTANTE RESITENTE TOTAL

$V_r := \phi \cdot V_{n_V.int} = 89.95\ tonnef$

if $V_{u_V.int} < V_r$
    "OK, CUMPLE POR CORTE"
else
    "NO CUMPLE, mejorar el espaciamiento "

= "OK, CUMPLE POR CORTE"

$factor := \frac{V_r}{V_{u_V.int}} = 1.4$

REFUERZO TRANSVERSAL MINIMO

$\lambda := 1$ ==>para concreto normal

$$\Delta_{v_min} := 0.27 \cdot \lambda \cdot \sqrt[2]{f'_{c_280} \cdot \frac{cm^2}{kgf}} \cdot \frac{b_w \cdot s_{estribo}}{f_y \cdot \frac{cm^2}{kgf}} = 0.48\ cm^2$$

if $\Delta_{v_min} \le N_{ramas_estribo} \cdot A_{\phi var_estribo}$
  "OK, CUMPLE CON REF. TRANSV. MINIMO"
else
  "NO, CUMPLE, aumentar ramas de estribo"
= "OK, CUMPLE CON REF. TRANSV. MINIMO"

ESPACIAMIENTO MAXIMO DEL REFUERZO TRANSVERSAL

$$V_{u_cal} := \frac{V_{u_V.int} - \phi \cdot V_p}{\phi \cdot b_w \cdot d} = 23.4\ \frac{kgf}{cm^2}$$

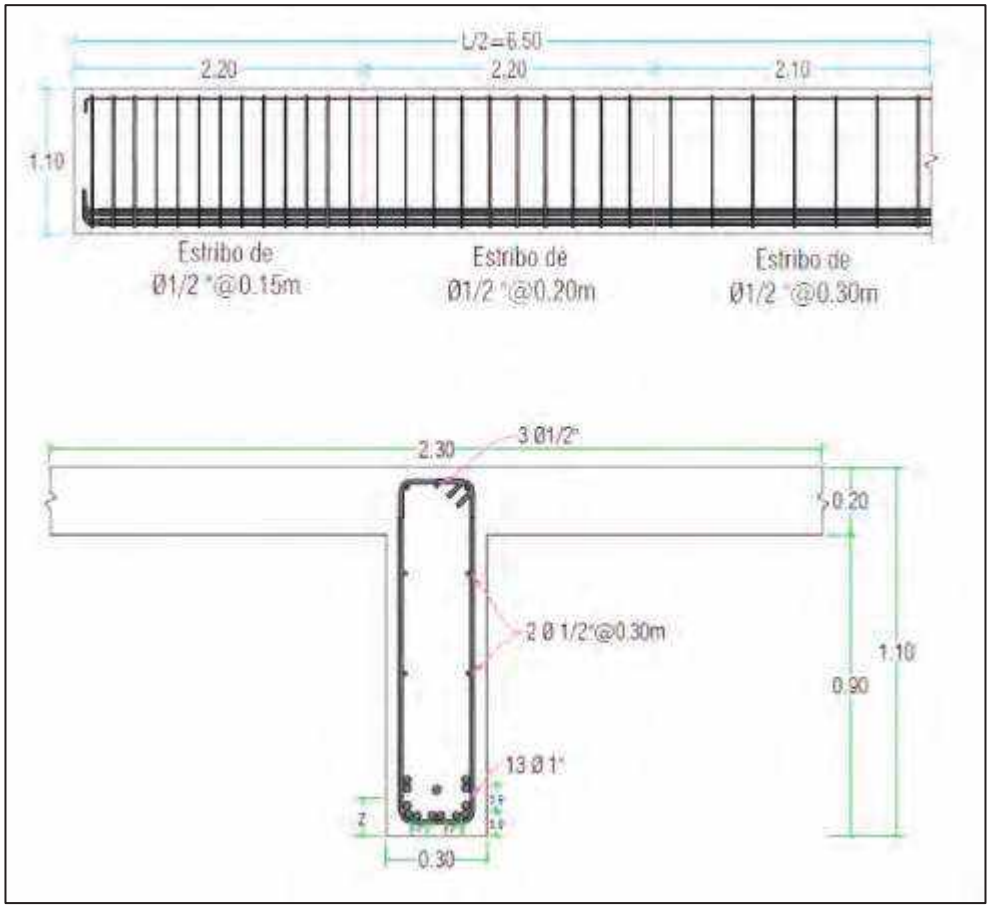
$s_{estr_max} :=$ if $V_{u_cal} < 0.125 \cdot f'_{c_280}$
  if $0.8 \cdot d < 0.60\ m$
    $0.8 \cdot d$
  else
    $0.60\ m$
if $V_{u_cal} \ge 0.125 \cdot f'_{c_280}$
  if $0.4 \cdot d \le 0.30\ m$
    $0.4 \cdot d$
  else
    $0.30\ m$
$= 0.6\ m$

if $s_{estribo} < s_{estr_max}$
  "OK, El Espaciamiento es adecuado"
else
  "NO CUMPLE el espaciamiento"
= "OK, El Espaciamiento es adecuado"

$\Phi$ 1/2" @ $s_{estribo} = 0.15\ m$

**Figura 104**

*Espaciamiento máximo del refuerzo transversal y acero principal en viga interior*




### 4.3.1.1.8. DISEÑO DE LA VIGA EXTERIOR

#### 4.3.1.1.8.1. MOMENTOS DE FLEXION (VIGA EXTERIOR)

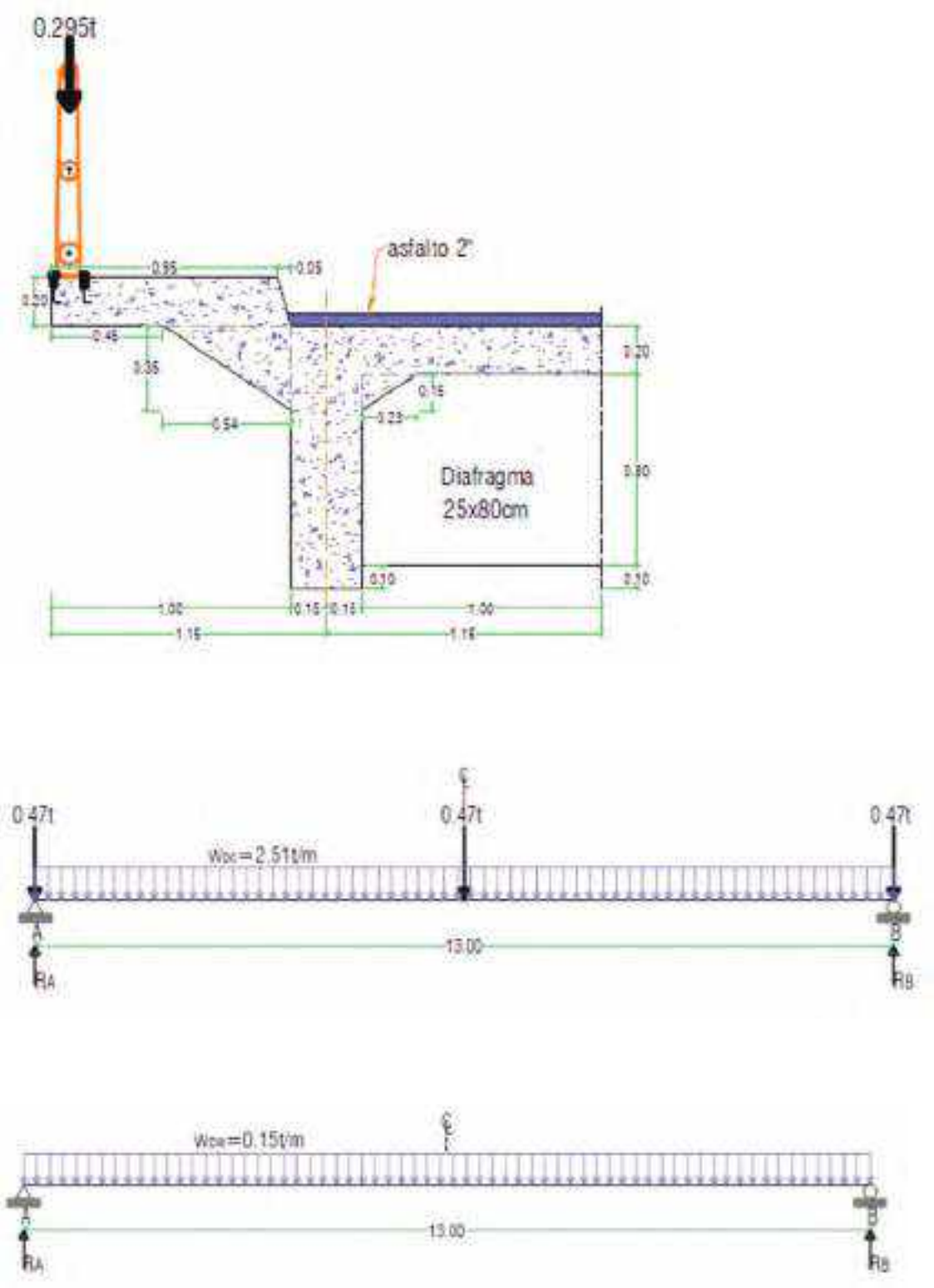
$t_{losa} = 0.2\ m$ $b_w = 0.3\ m$ $h = 1.1\ m$ $L_{pontón} = 13\ m$ $\gamma_c = 2400\ \frac{kgf}{m^3}$ $b_{diafragma} = 0.25\ m$

$x_{11} := 0.23\ m$ $x_{22} := 0.54\ m$ $y_{diafragma} := 0.10\ m$ $L_{voladizo} := 1\ m$ $A_{baranda} := 2028.75\ cm^2$

$y_{11} := 0.15\ m$ $y_{22} := 0.35\ m$ $x_{diafragma} := 1\ m$ $h_{diafragma} := h - t_{losa} - y_{diafragma} = 0.8\ m$

**Figura 105**

*Geometría de la viga Exterior más cargas y diagrama de reacciones.*



CARGA MUERTA (DC)

*) Cargas distribuidas

$$w_{losa} := \left(L_{volado} \cdot t_{losa} + \left(x_{diafragma} + b_w\right) \cdot t_{losa}\right) \cdot \gamma_c = 1.1 \ \frac{tonnef}{m}$$

$$w_{viga} := b_w \cdot \left(h - t_{losa}\right) \cdot \gamma_c = 0.65 \ \frac{tonnef}{m}$$

$$w_{carteles} := \left(\frac{x_{11} \cdot y_{11}}{2} + \frac{x_{22} \cdot y_{22}}{2}\right) \cdot \gamma_c = 0.27 \ \frac{tonnef}{m}$$

$$w_{baranda} := A_{baranda} \cdot \gamma_c = 0.49 \ \frac{tonnef}{m}$$

$$W_{DC1} := w_{losa} + w_{viga} + w_{carteles} + w_{baranda} = 2.51 \ \frac{tonnef}{m}$$

$$M_{DC1} := \frac{W_{DC1} \cdot L_{ponton}^{\ 2}}{8} = 52.96 \ tonnef \cdot m$$

**) Cargas puntuales

$$P_{diafragma} := \left(\left(h - t_{losa} - y_{diafragma}\right) \cdot x_{diafragma} - \frac{x_{11} \cdot y_{11}}{2}\right) \cdot b_{diafragma} \cdot \gamma_c = 0.47 \ tonnef$$

$$M_{DC2} := \frac{P_{diafragma} \cdot L_{ponton}}{4} = 1.53 \ tonnef \cdot m$$

$$M_{DC_vext} := M_{DC1} + M_{DC2} = 54.49 \ tonnef \cdot m$$

CARGA POR SUPERFICIE DE RODADURA (DW)

$$e_{asfalto} = 0.05\ m \qquad \gamma_{asfalto} = 2250\ \frac{kgf}{m^3}$$

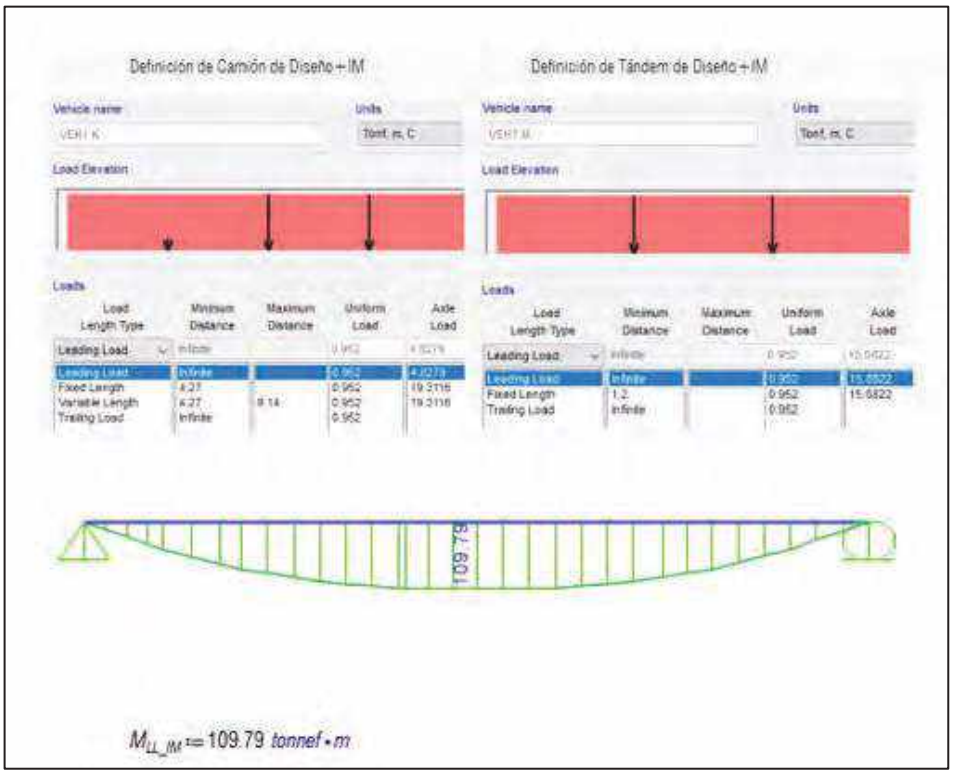
$$x_{asfalto} := x_{diafragma} + b_w = 1.3\ m$$

$$w_{asfalto} := e_{asfalto} \cdot x_{asfalto} \cdot \gamma_{asfalto} = 0.15\ \frac{tonnef}{m}$$

$$M_{DW_V.ext} := \frac{w_{asfalto} \cdot L_{ponton}^{2}}{8} = 3.09\ tonnef \cdot m$$

CARGA VIVA (LL)

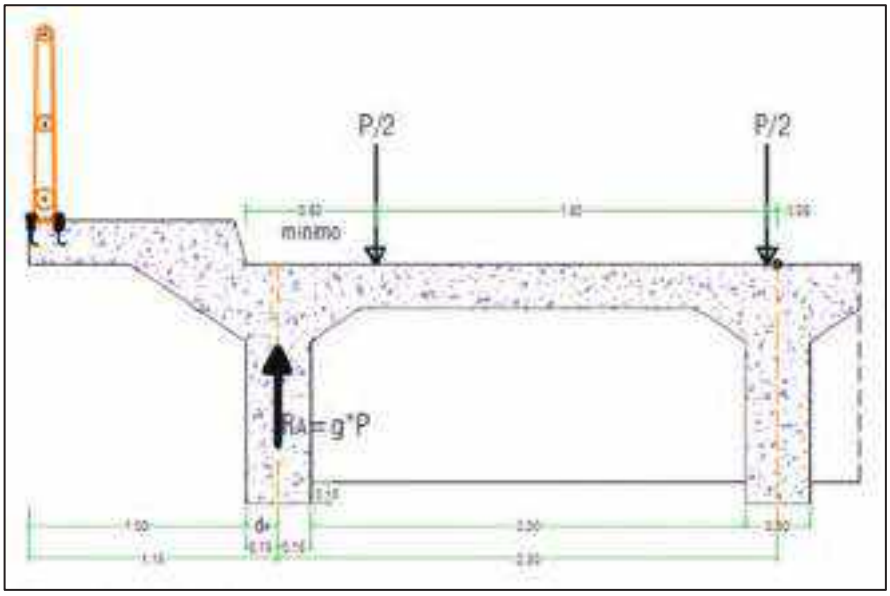
**Figura 106**
*Carga viva*



CÁLCULO DE $g_{ext}$ QUE SE DISTRIBUYE A LA VIGA EXTERIOR

**Figura 107**

*Cálculo de $g_{ext}$ que se distribuye a la viga exterior*




i) Ley de Momentos (regla de la palanca)

$e_{eje_carril} := 1.80\ m$ $x_1 := 0.05\ m$ $s_{vigas} = 2.3\ m$ $P := 1\ tonnef$ $m_{1carril} := 1.2$ $A_{carril} = 3.6\ m$

*) Un carril cargado

$$g_{M_ext_1} := \frac{P \cdot \frac{1}{tonnef}}{2 \cdot s_{vigas}} \cdot \left(e_{eje_carril} + 2 \cdot x_1\right) = 0.41$$

$$g_{M_V.ext_1_resist_serv} := g_{M_ext_1} \cdot m_{1carril} = 0.5$$

**) Dos o mas carril cargado

$g_{M_V.int} = 0.69$

$d_e := 0.15\ m$ =>distancia desde el eje central de la V.ext. a la cara interior de la barrera

$e_{ext} := 0.77 + \frac{d_e}{2.8} \cdot \frac{1}{m} = 0.82$

$g_{M_V.ext_2} := e_{ext} \cdot g_{M_V.int} = 0.57$

***) Un carril cargado + viga-losa con diafragma

$N_{L1} := 1$ =>numero de carriles cargados

$N_b := 4$ =>numero de vigas

$e_1 := 2.10\ m$ =>excent. del HL-93K o carga de carril respecto al C.G. del conjunto de vigas

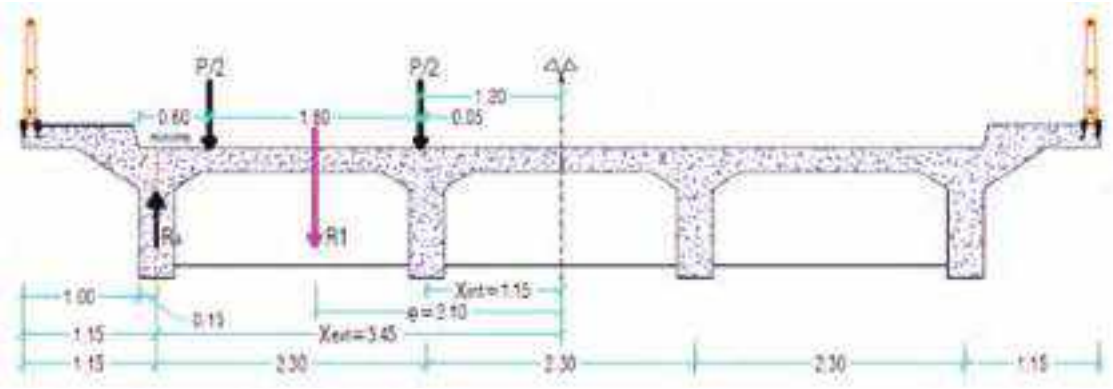
$x_{ext} := 3.45\ m$ =>distancia desde c.g. del conjunto de vigas a la viga exterior

$x_{int} := 1.15\ m$ =>distancia desde c.g. del conjunto de vigas hasta cada viga

$m_{1carril} = 1.2$ =>factor de presencia multiple

**Figura 108**

*Diagrama de cuerpo libre para un carril cargado*



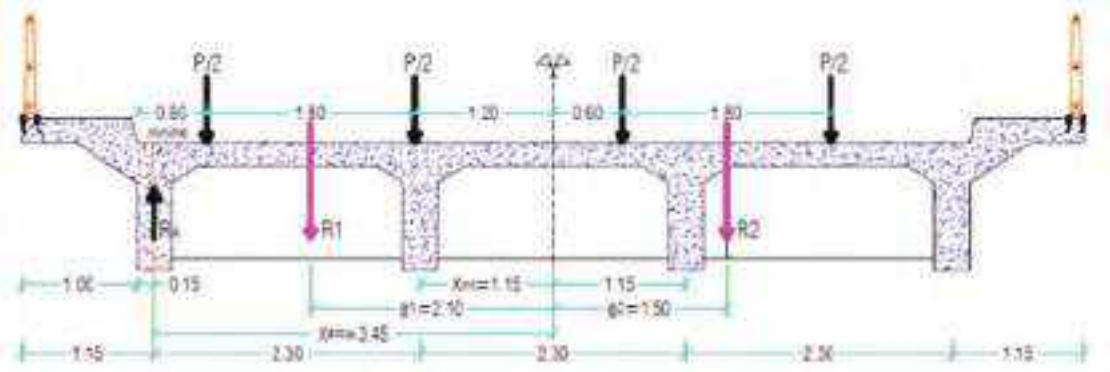
$$R_{A1} := \frac{N_{L1}}{N_b} + \frac{x_{ext} \cdot e_1}{2 \cdot \left(x_{int}^2 + x_{ext}^2\right)} = 0.52$$

$$g_{M_V.ext_3} := m_{1carril} \cdot R_{A1} = 0.63$$

****) Dos carriles cargados + viga-losa con diafragma

**Figura 109**

*Diagrama de cuerpo libre para dos carriles cargados*




$N_{L2} := 2$ $e_1 := 2.10\ m$ $x_{ext} := 3.45\ m$ $m_{2carriles} := 1$

$N_b := 4$ $e_2 := 1.15\ m$ $x_{int} := 1.15\ m$

$$R_{A2} := \frac{N_{L2}}{N_b} + \frac{x_{ext} \cdot \left(e_1 - e_2\right)}{2 \cdot \left(x_{ext}^2 + x_{int}^2\right)} = 0.62$$

$$g_{M_V.ext_4} := m_{2carriles} \cdot R_{A2} = 0.62$$

$$g_{M_V.ext} := \max\left(g_{M_V.ext_1_resist_serv}, g_{M_V.ext_2}, g_{M_V.ext_3}, g_{M_V.ext_4}\right) = 0.63$$

$$M_{LL_IM_V.ext} := g_{M_V.ext} \cdot M_{LL_IM} = 69.02\ tonnef \cdot m$$

### 4.3.1.1.8.2. CALCULO DE ACERO PRINCIPAL (VIGA EXTERIOR)

$\eta_D := 1 \qquad \eta_R := 1 \qquad \eta_I := 1$

$\eta := \eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I = 1$

$M_{DC_V.ext} = 54.49\ tonnef \cdot m \qquad M_{DW_V.ext} = 3.09\ tonnef \cdot m \qquad M_{LL_IM_V.ext} = 69.02\ tonnef \cdot m$

$M_{u_V.ext} := \eta \cdot \left(1.25 \cdot M_{DC_V.ext} + 1.50 \cdot M_{DW_V.ext} + 1.75 \cdot M_{LL_IM_V.ext}\right) = 193.54\ tonnef \cdot m$

Cálculo de $\Delta_s$

Datos:

$h = 1.1\ m \qquad b_w = 0.3\ m \qquad r = 5\ cm$

$\phi_{varilla} := 1\ in \qquad \phi_{estribo} := \frac{1}{2}\ in \qquad N_{capas_varillas} := 4 \qquad A_{\phi var} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{\ 2} = 5.07\ cm^2$

Cálculo de los parámetros:

$z := r + \phi_{estribo} + \frac{N_{capas_varillas}}{2} \cdot \phi_{varilla} + \frac{\phi_{varilla}}{2} = 12.62\ cm$

$d := h - z = 97.38\ cm$

$\Delta_s := 0.85 \cdot \frac{f'_{c_280}}{f_y} \cdot b_w \cdot d \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{u_V.ext}}{0.85 \cdot \phi \cdot f'_{c_280} \cdot b_w \cdot d^2}}\right) = 65.56\ cm^2$

$$N_{varillas5} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{2} \cdot N_{varillas5} = A_s \xrightarrow{solve,\, N_{varillas5}} \frac{83.473090283984914755 \cdot cm^2}{in^2} = 13$$

$$s_{var_var} := \frac{b_w - 2 \cdot r - 2 \cdot \phi_{estribo} - \frac{N_{varillas3} \cdot \phi_{varilla}}{N_{capas_varillas}}}{\frac{N_{varillas3}}{N_{capas_varillas}} - 1} = 3.45\ cm \quad ==>\text{espaciamiento entre varillas}$$

**Acero Máximo**

el código AASHTO LRFD elimina este limite

**Acero Mínimo**

la cantidad de acero calculado debe ser capaz de resistir el menor valor de $M_{cr}$ y $1.33\ M_u$

a) cálculo de $M_{cr}$

$$f_r := 2.01 \cdot \sqrt[2]{f_c \cdot \frac{cm^2}{kgf}} \frac{kgf}{cm^2} = 33.63 \frac{kgf}{cm^2} \quad ==>\text{modulo de roptura de concreto}$$

$$S := \frac{b_w \cdot h^2}{6} = 60500\ cm^3 \quad ==>\text{modulo de seccion}$$

$$M_{cr} := 1.1 \cdot f_r \cdot S = 22.38\ tonnef \cdot m$$

b) cálculo de $1.33\ M_u$

$$1.33 M_u := 1.33 \cdot M_{u_Varl} = 257.41\ tonnef \cdot m$$

c) El Menor Momento min (Mcr,1.33Mu)

$M_{min} := min\left(M_{cr}, M_{ui}\right) = 22.38\ tonnef \cdot m$

$M_j :=$ if $M_{min} \le M_{u_Viexr}$ → "Δs Calculado Satisface" ; else → "Calcular nuevo Δs con Mmin" = "Δs Calculado Satisface"

13 Φ 1"  $N_{varillas5} = 13$ , $\phi_{varilla} = 1\ in$ , $N_{capas_varillas} = 4$ , $\phi_{estribo} = 0.5\ in$

### 4.3.1.1.8.3. DISEÑO POR CORTE (VIGA EXTERIOR)

$h = 1.1\ m$  $d = 0.97\ m$  $a = 0.39\ m$

CÁLCULO DE PERALTE EFECTIVO POR CORTE

$d_{v1} :=$ if $d - \frac{a}{2} \ge \max(0.9 \cdot d, 0.72 \cdot h)$ → $d - \frac{a}{2}$ ; else → $\max(0.9 \cdot d, 0.72 \cdot h)$ $= 0.88\ m$

$d_v := 0.125\ m + d_{v1} = 1\ m$

CARGA MUERTA (DC)

**Figura 110**

*Diagrama de cuerpo por Carga muerta de viga exterior*

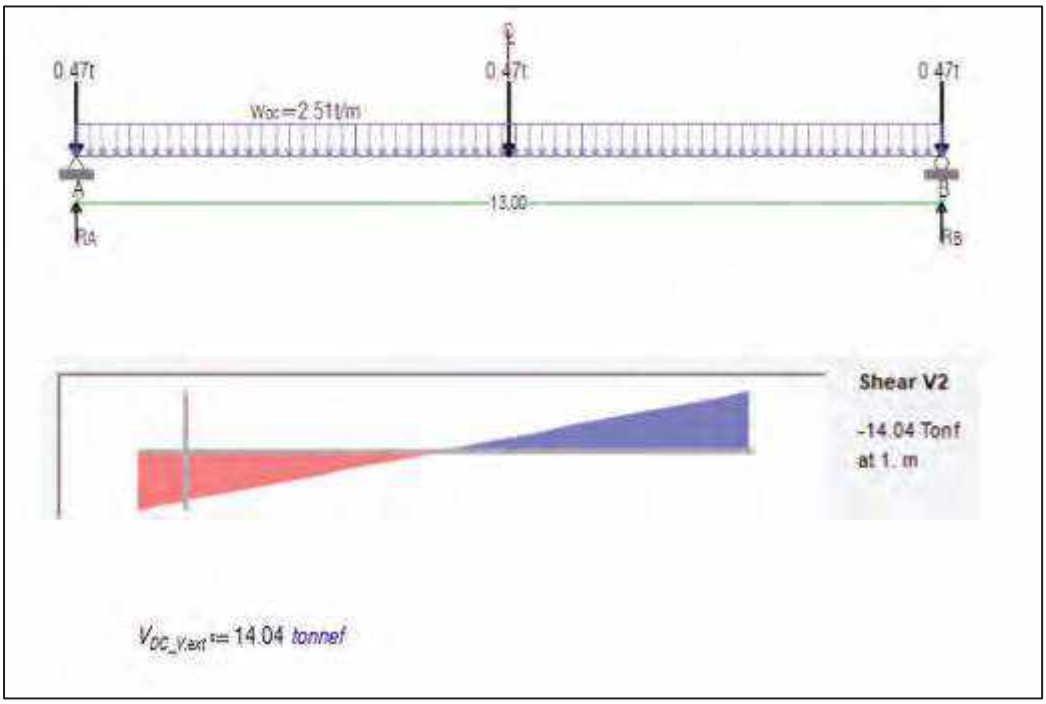
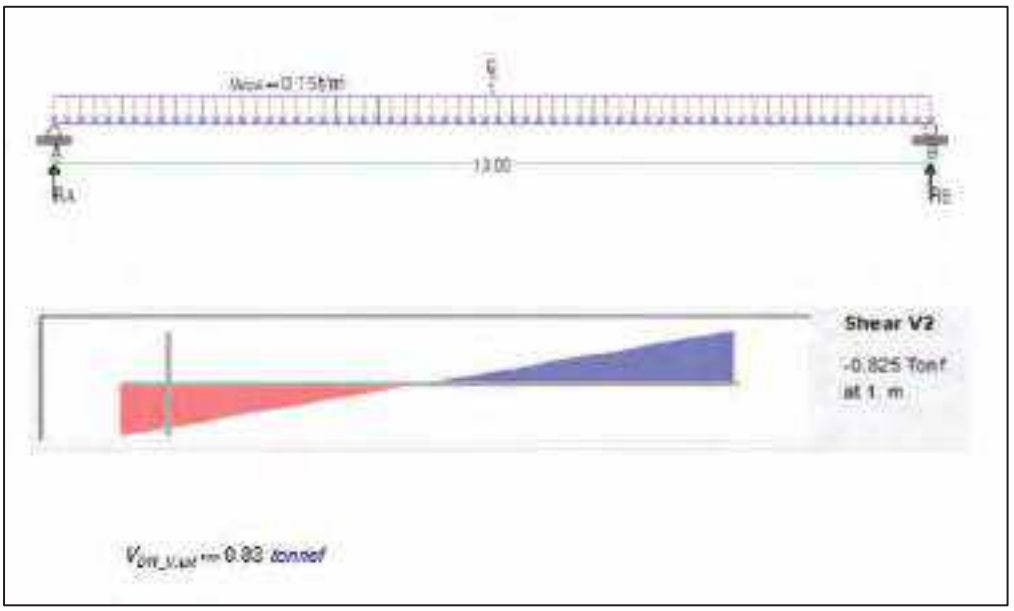



**Figura 111**

*Diagrama de cuerpo libre de la superficie de rodadura (DW)*




CARGA VIVA (LL)

**Figura 112**

*Diagrama de cuerpo libre para Camión de diseño (HL-93K)*

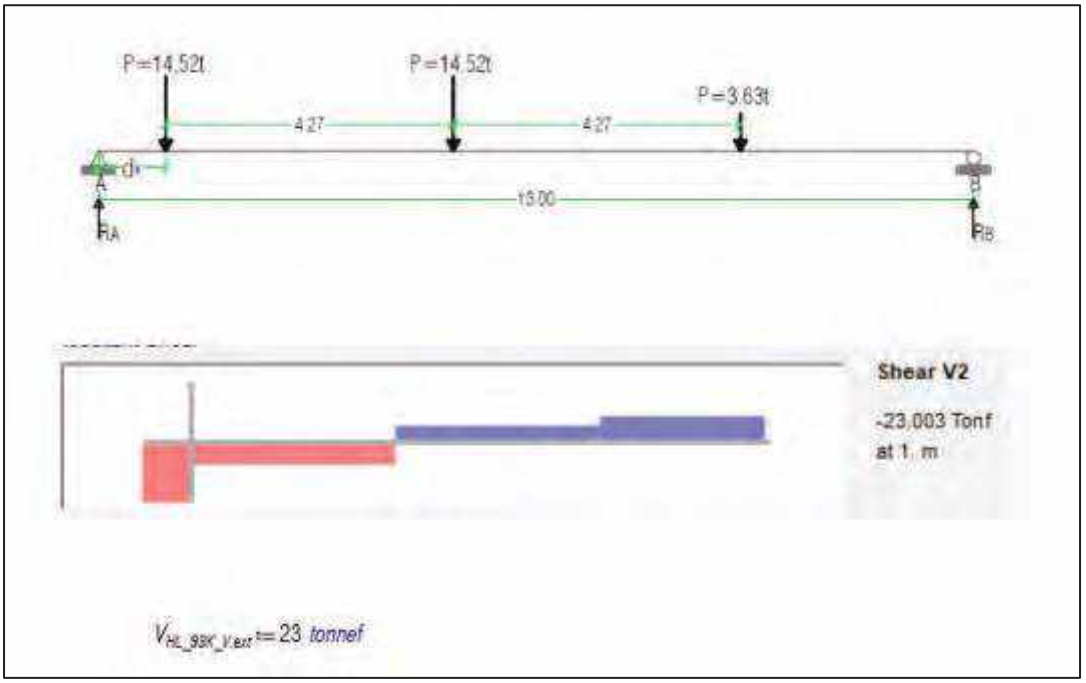



**Figura 113**

*Diagrama de cuerpo libre para Tandem (HL-93M)*

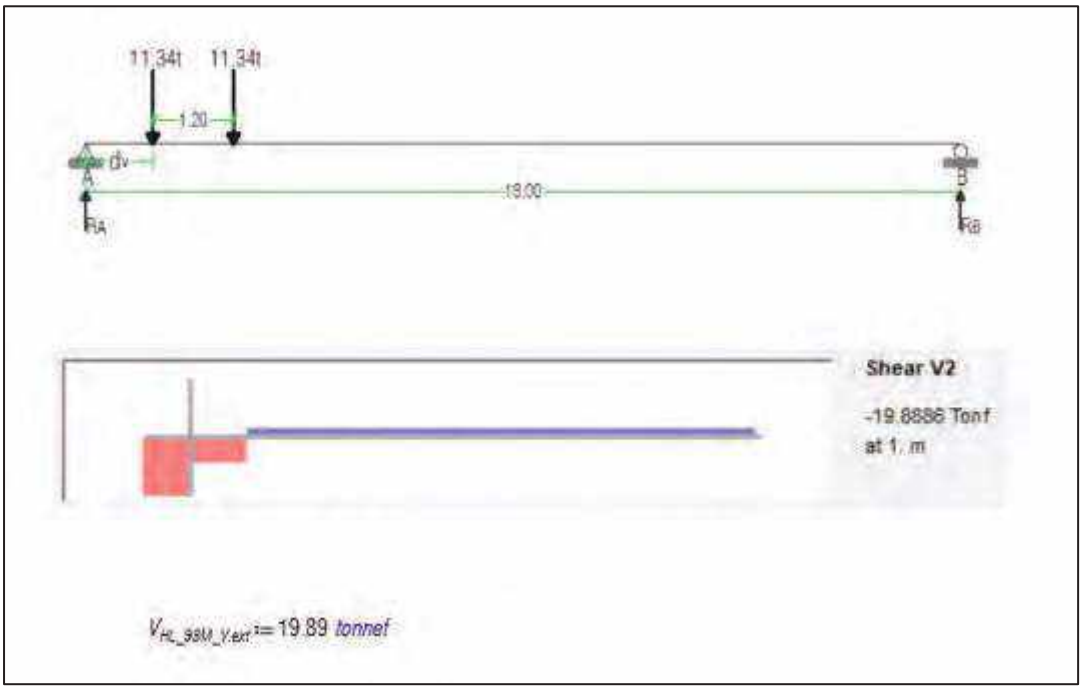
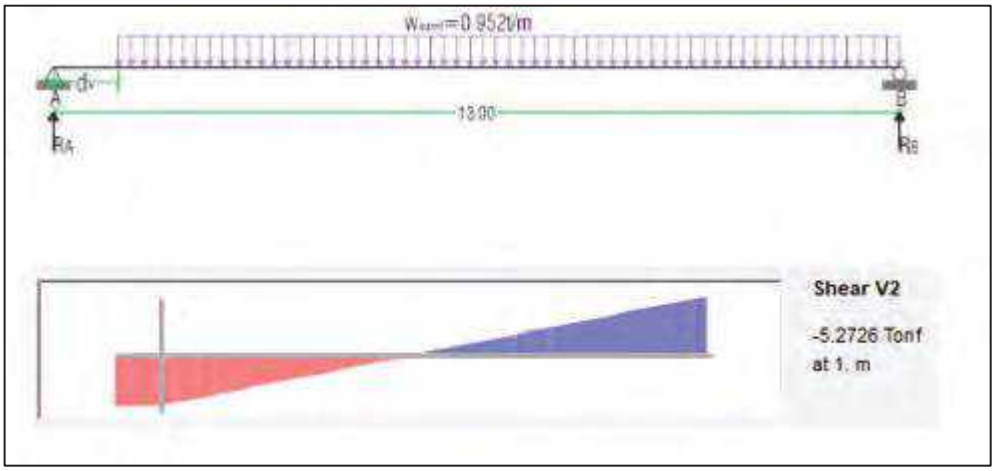


**Figura 114**

*Diagrama de cuerpo libre de Carga de carril*



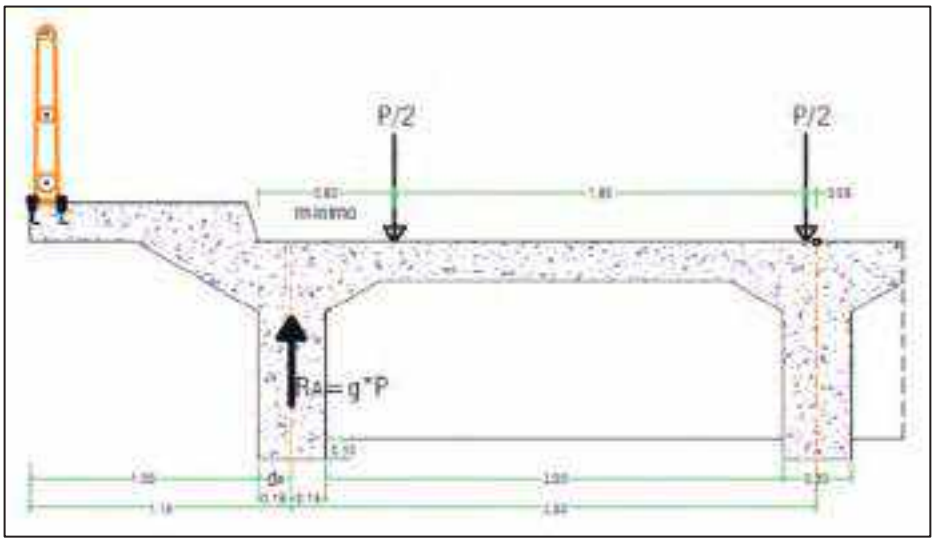

$$V_{carga_carril_V.ext} := 5.27 \ tonnef$$

$$V_{LL_IM_1} := 1.33 \cdot \max\left(V_{HL_93K_V.ext}, V_{HL_93M_V.ext}\right) + V_{carga_carril_V.ext} = 35.86 \ tonnef$$

FACTOR DE DISTRIBUCION EN VIGA INTERIOR

**Figura 115**

*Diagrama de cuerpo libre de Factor de distribución en la Viga interior*




i) Ley de Momentos (regla de la palanca)

$e_{eje_carril} := 1.80\ m$ $x_1 := 0.05\ m$ $s_{vigas} = 2.3\ m$ $P := 1\ tonnef$ $m_{1carril} := 1.2$ $A_{carril} = 3.6\ m$

*) Un carril cargado

$$g_{V_ext_1} := \frac{P \cdot \frac{1}{tonnef}}{2 \cdot s_{vigas}} \cdot \left(e_{eje_carril} + 2 \cdot x_1\right) = 0.41$$

$g_{V_V.ext_1_resist_serv} := g_{M_ext_1} \cdot m_{1carril} = 0.5$

**) Dos o más carril cargado

$g_{V_V.int} := g_{M_V.int} = 0.69$

$d_e := 0.15\ m$ =>distancia desde el eje central de la V.ext. a la cara interior de la barrera

$$e_{ext} := 0.77 + \frac{d_e}{2.8} \cdot \frac{1}{m} = 0.82$$

$g_{V_V.ext_2} := e_{ext} \cdot g_{V_V.int} = 0.57$

***) Un carril cargado + viga-losa con diafragma

$N_{L1} := 1$ =>numero de carriles cargados

$N_b := 4$ =>numero de vigas

$e_1 := 2.10\ m$ =>excent. del HL-93K o carga de carril respecto al C.G. del conjunto de vigas

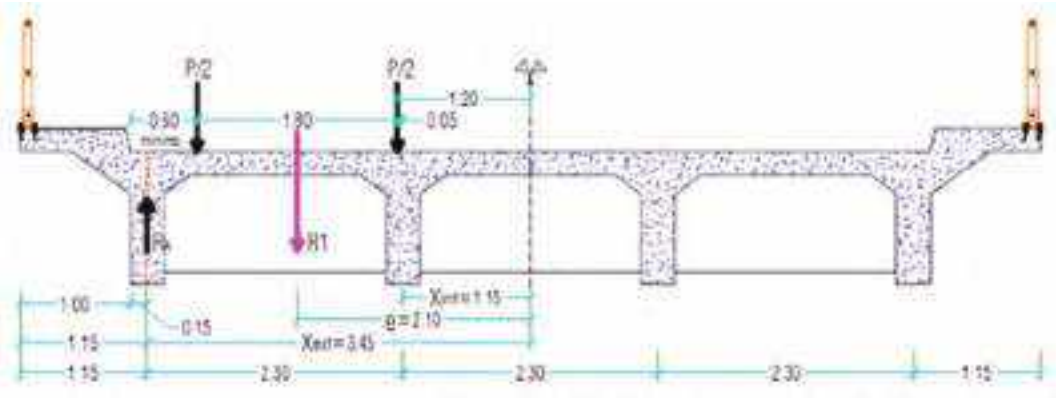
$x_{ext} := 3.45\ m$ =>distancia desde c.g. del conjunto de vigas a la viga exterior

$x_{int} := 1.15\ m$ =>distancia desde c.g. del conjunto de vigas hasta cada viga

$m_{1carril} = 1.2$ =>factor de presencia multiple

**Figura 116**

*Diagrama de cuerpo libre para un carril cargado*

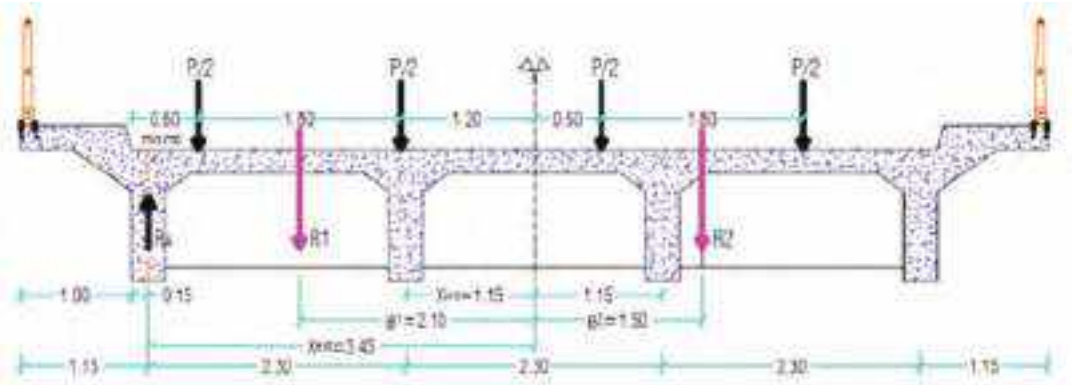



$$R_{A1} := \frac{N_{L1}}{N_b} + \frac{x_{ext} \cdot e_1}{2 \cdot \left(x_{int}^2 + x_{ext}^2\right)} = 0.52$$

$$g_{V_Vext_3} := m_{1carril} \cdot R_{A1} = 0.63$$

**Figura 117**

*Diagrama de cuerpo libre para Dos carriles cargados + viga-losa con diafragma*




$N_{L2} := 2$ $e_1 := 2.10\ m$ $x_{ext} := 3.45\ m$ $m_{2carriles} := 1$

$N_b := 4$ $e_2 := 1.15\ m$ $x_{int} := 1.15\ m$

$$R_{A2} := \frac{N_{L2}}{N_b} + \frac{x_{ext} \cdot (e_1 - e_2)}{2 \cdot (x_{ext}^2 + x_{int}^2)} = 0.62$$

$$g_{V_V.ext_4} := m_{2carriles} \cdot R_{A2} = 0.62$$

$$g_{V_V.ext} := \max(g_{V_V.ext_1_resist_serv}, g_{V_V.ext_2}, g_{V_V.ext_3}, g_{V_V.ext_4}) = 0.63$$

$$V_{LL_IM_V.ext} := g_{V_V.ext} \cdot V_{LL_IM_1} = 22.55 \ tonnef$$

Para el diseño por estado límite de **Resistencia I**

$$\eta_D := 1 \qquad \eta_R := 1 \qquad \eta_I := 1$$

$$\eta := \eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I = 1$$

$$V_{u_V.ext} := \eta \cdot (1.25 \cdot V_{DC_V.ext} + 1.50 \cdot V_{DW_V.ext} + 1.75 \cdot V_{LL_IM_V.ext}) = 58.25 \ tonnef$$

DISEÑO DE ESTRIBO EN LA SECCION CRTICA

*) cortante actuante

$$V_{u_V.ext} = 58.25 \ tonnef$$

*) cortante resistente

$$V_r = \Phi V_n$$

*) tomar el menor valor cortante

$$Vn1 = Vc + Vs + Vp$$

$$Vn2 = 0.25 * fc * b * d + Vp$$

$$Vn = \min [Vn1 , Vn2]$$

CORTANTE NOMINAL RESISTENTE DEL CONCRETO

$b_w = 0.3\ m \qquad d = 0.97\ m \qquad f'_{c_280} = 280\ \frac{kgf}{cm^2}$

$$V_{c_V.ext} := 0.53 \cdot \sqrt[2]{f'_{c_280} \cdot \frac{cm^2}{kgf}} \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{1}{cm^2} \cdot kgf = 25.91\ tonnef$$

CORTANTE NOMINAL RESISTENTE DEL ACERO

$\phi_{estribo} := \frac{1}{2}\ in \qquad A_{\phi var_estribo} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{estribo}^{\ 2} = 1.27\ cm^2$

$s_{estribo} := 0.15\ m$ ==>Espaciamiento asumido de estribos

$N_{ramas_estribo} := 2$ ==>Asumiendo 2 ramas de Estribo

$$V_{s_V.ext} := \frac{N_{ramas_estribo} \cdot A_{\phi var_estribo} \cdot f_y \cdot d}{s_{estribo}} = 69.08\ tonnef$$

CORTANTE NOMINAL DE LA FUERZA DE PRETENSADO (Vp=0)

$V_p := 0\ tonnef$

$V_{n1_V.ext} := V_{c_V.ext} + V_{s_V.ext} + V_p = 94.99\ tonnef$

$V_{n2_V.ext} := 0.25 \cdot f'_{c_280} \cdot b_w \cdot d + V_p = 204.5\ tonnef$

$V_{n_V.ext} := min\left(V_{n1_V.ext}, V_{n2_V.ext}\right) = 94.99\ tonnef$

CORTANTE RESITENTE TOTAL

$V_r := \phi \cdot V_{n_V.ext} = 85.49\ tonnef$

```
if V_u_V.ext < V_r
    "OK, CUMPLE POR CORTE"
else
    "NO CUMPLE, mejorar el espaciamiento "
= "OK, CUMPLE POR CORTE"
```

$$factor := \frac{V_r}{V_{u_V.ext}} = 1.5$$

REFUERZO TRANSVERSAL MINIMO

$\lambda := 1$ ==>para concreto normal

$$\Delta_{v_min} := 0.27 \cdot \lambda \cdot \sqrt[2]{f_{c_280} \cdot \frac{cm^2}{kgf}} \cdot \frac{b_w \cdot s_{estribo}}{f_y \cdot \frac{cm^2}{kgf}} = 0.48\ cm^2$$

```
if Δ_v_min ≤ N_ramas_estribo · A_φvar_estribo
    "OK, CUMPLE CON REF. TRANSV. MINIMO"
else
    "NO, CUMPLE, aumentar ramas de estribo"
= "OK, CUMPLE CON REF. TRANSV. MINIMO"
```

ESPACIAMIENTO MAXIMO DEL REFUERZO TRANSVERSAL

$$V_{u_cal} := \frac{V_{u_V.ext} - \phi \cdot V_p}{\phi \cdot b_w \cdot d} = 22.15\ \frac{kgf}{cm^2}$$

```
s_estr_max := if V_u_cal < 0.125 · f_c_280
                  if 0.8 · d < 0.60 m
                      0.8 · d
                  else
                      0.60 m
              if V_u_cal ≥ 0.125 · f_c_280
                  if 0.4 · d ≤ 0.30 m
                      0.4 · d
                  else
                      0.30 m
= 0.6 m
```

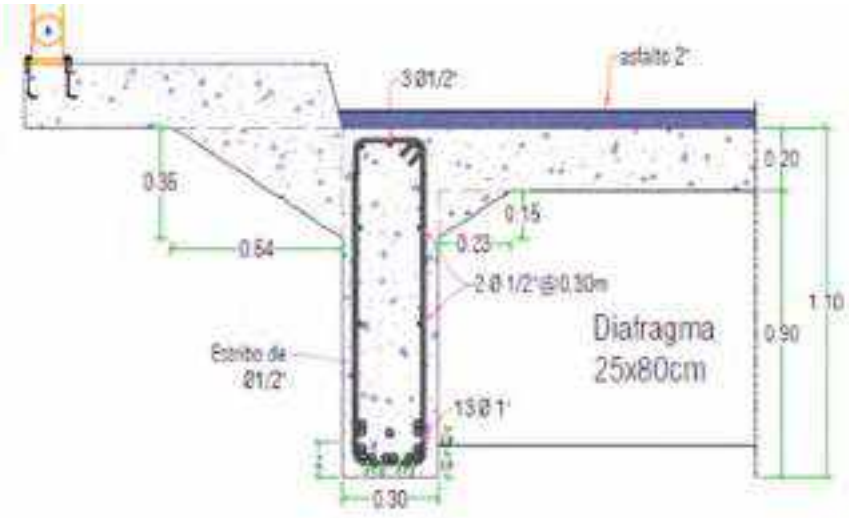
```
if s_estribo < s_estr_max
    "OK, El Espaciamiento es adecuado"
else
    "NO CUMPLE el espaciamiento"
= "OK, El Espaciamiento es adecuado"
```

**Φ 1/2" @ 0.15 m** $\phi_{estribo} = 0.5\ in,\ s_{estribo} = 0.15\ m,\ s_{estr_max} = 0.6\ m$

**Figura 118**
*Distribución de acero por cortante*




**Figura 119**
*Distribución de acero por Momento*



### 4.3.1.1.9. DISEÑO DE LA VIGA DIAFRAGMA

#### 4.3.1.1.9.1. MOMENTOS DE FLEXION Y CORTANTE (DIAFRAGMA)

$t_{losa} = 0.2\ m$ $L_{ponton} = 13\ m$ $\gamma_{asfalto} = 2250\ \frac{kgf}{m^3}$ $\gamma_c = 2400\ \frac{kgf}{m^3}$

$L_{diafragma} := 6.5\ m$ $e_{asfalto} = 0.05\ m$

Carga muerta (DC)

$$w_{losa} := t_{losa} \cdot L_{diafragma} \cdot \gamma_c = 3.12\ \frac{tonnef}{m}$$

**Figura 120**
*Diagrama de cuerpo libre por peso propio del Diafragma.*

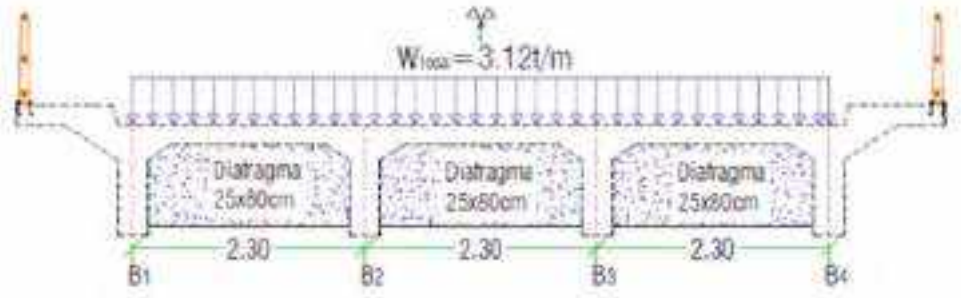
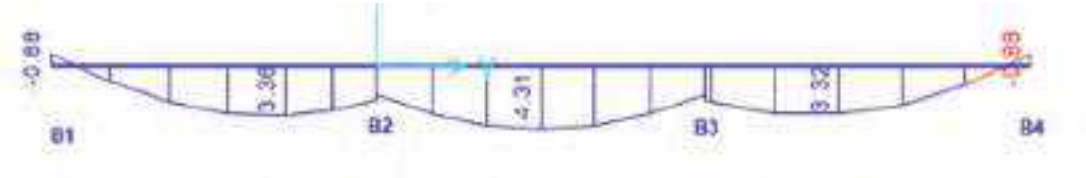


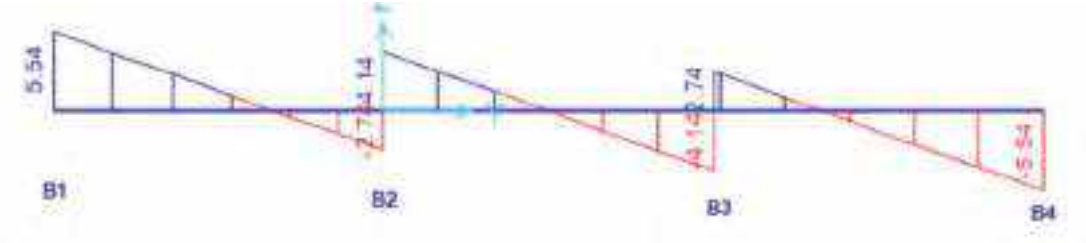

**Figura 121**
*Momento por peso propio de Diafragma*




$M_{DC_diafragma} := 4.31\ tonnef \cdot m$

**Figura 122**

*Cortante por peso Propio de Diafragma*



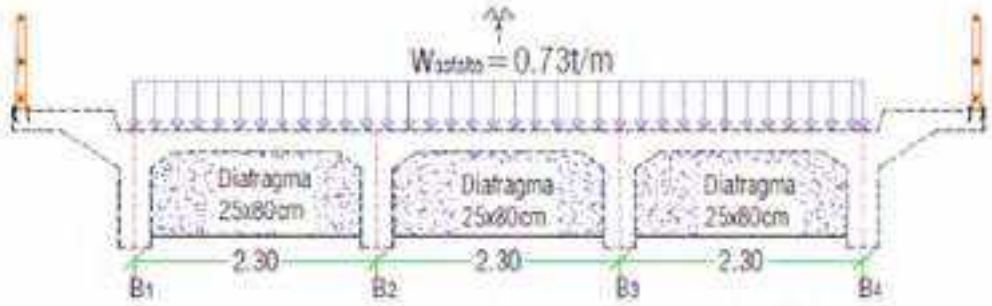

$V_{DC_diafragma} = 5.54\ tonnef$

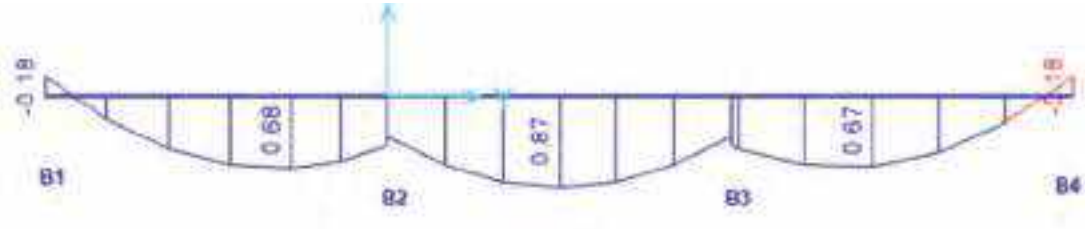
Carga de la superficie de rodadura (DW)

$$w_{asfalto} = e_{asfalto} \cdot L_{diafragma} \cdot \gamma_{asfalto} = 0.73\ \frac{tonnef}{m}$$

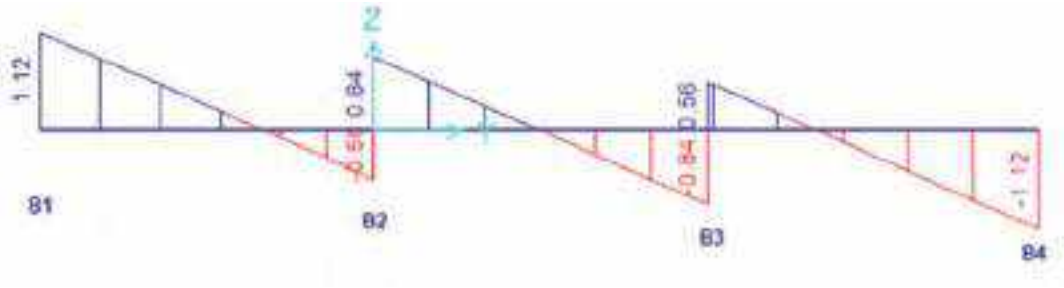
**Figura 123**

*Diagrama de cuerpo libre por peso de asfalto*



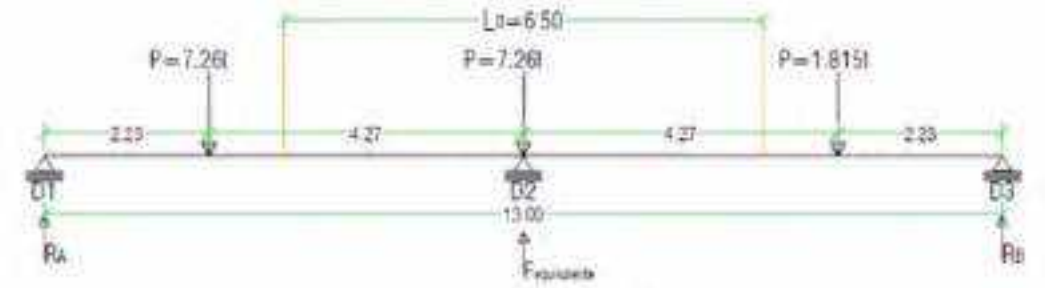
$M_{DW_diafragma} = 0.87\ tonnef \cdot m$

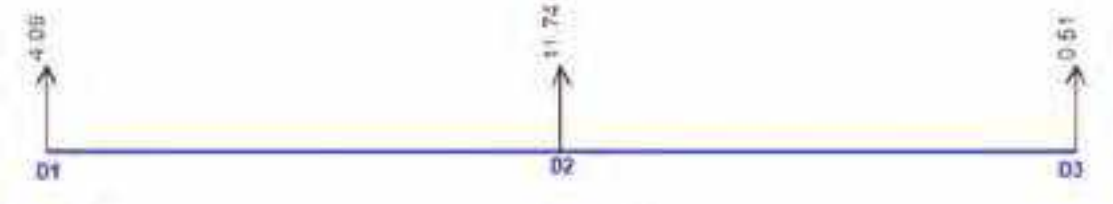



$V_{DW_diafragma} = 1.12\ tonnef$

Carga viva (LL)

cálculo de la fuerza equivalente actuante del camión de diseño sobre la Diafragma critico



$F_{equivalente} := 11.74\ tonnef$

**Figura 124**

*Diagrama de cuerpo libre de Posición de las cargas equivalentes sobre la Diafragma*

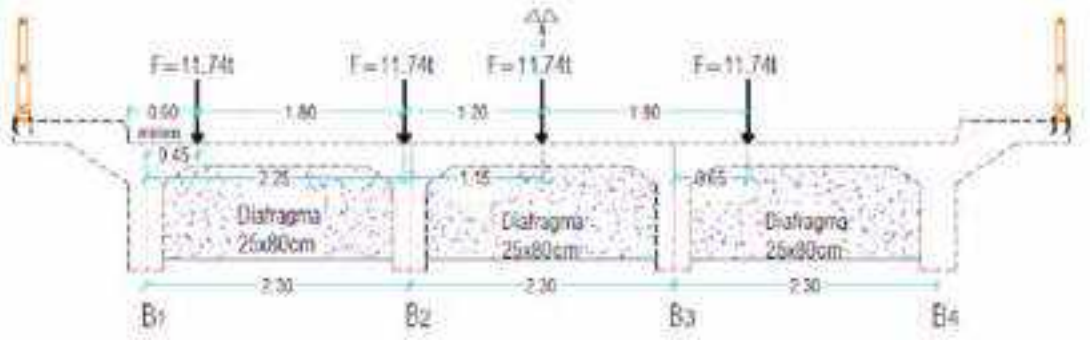
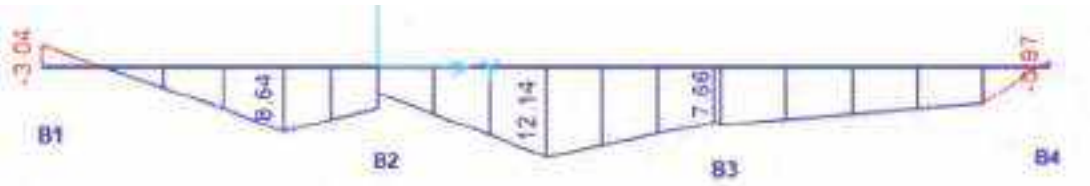


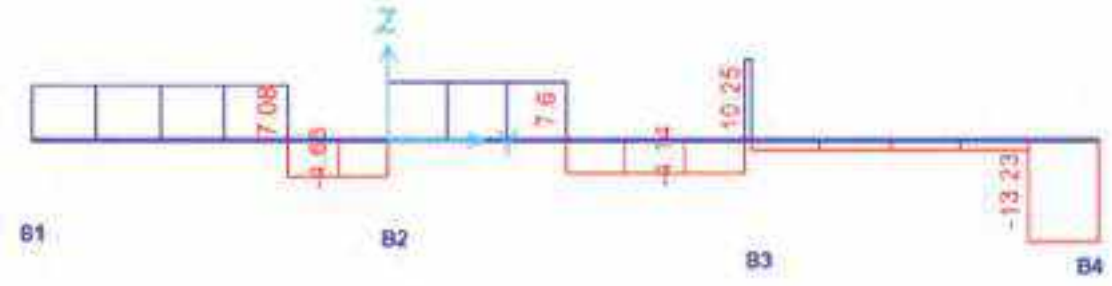

**Figura 125**

*Diagrama de momentos de cargas equivalentes*




$M_{LL_diafrag} := 12.14\ tonnef \cdot m$ $IM_{reslar} := 0.33$

$M_{LL_diafragma} := 1.33 \cdot M_{LL_diafrag} = 16.15\ tonnef \cdot m$



$V_{LL_diafrag} := 13.23\ tonnef$

$V_{LL_diafragma} := 1.33 \cdot V_{LL_diafrag} = 17.6\ tonnef$

RESUMEN

$\eta_D := 1$ $\eta_R := 1$ $\eta_I := 1$

$\eta := \eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I = 1$

$M_{u_diafragma} := \eta \cdot (1.25 \cdot M_{DC_diafragma} + 1.50 \cdot M_{DW_diafragma} + 1.75 \cdot M_{LL_diafragma}) = 34.95\ tonnef \cdot m$

$V_{u_diafragma} := \eta \cdot (1.25 \cdot V_{DC_diafragma} + 1.50 \cdot V_{DW_diafragma} + 1.75 \cdot V_{LL_diafragma}) = 39.4\ tonnef$

### 4.3.1.1.9.2. CALCULO DE ACERO PRINCIPAL (DIAFRAGMA)

Cálculo de $\Delta_s$

Datos:

$M_{u_diafragma} = 34.95\ tonnef \cdot m$

$h_{diaf} = 0.8\ m$ $b_{diaf} = 0.25\ m$ $r_{diaf} := 5\ cm$

$\phi_{varilla} := \frac{3}{4}\ in$ $\phi_{estribo} := \frac{3}{8}\ in$ $N_{capas_varillas} := 2$ $A_{\phi var} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^2 = 2.85\ cm^2$

Cálculo de los parámetros:

$z := r_{diaf} + \phi_{estribo} + \frac{N_{capas_varillas}}{2} \cdot \phi_{varilla} + \frac{\phi_{varilla}}{2} = 8.81\ cm$

$d := h_{diaf} - z = 71.19\ cm$

$$\Delta_s := 0.85 \cdot \frac{f'_{c_280}}{f_y} \cdot b_{diaf} \cdot d \cdot \left(1 - \sqrt[2]{1 - \frac{2 \cdot M_{u_diafragma}}{0.85 \cdot \phi \cdot f'_{c_280} \cdot b_{diaf} \cdot d^2}}\right) = 13.95\ cm^2$$

$$a := d - \sqrt[2]{d^2 - \frac{2 \cdot M_{u_diafragma}}{0.85 \cdot \phi \cdot f'_{c_280} \cdot b_{diaf}}} = 9.85\ cm \qquad c := \frac{a}{\beta_1} = 11.59\ cm$$

$$N_{varillas6} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{\ 2} \cdot N_{varillas6} = \Delta_s \xrightarrow{solve,\ N_{varillas6}} \frac{31.581590099674583301 \cdot cm^2}{in^2} = 6$$

$$s_{var_var} := \frac{b_{diaf} - 2 \cdot r_{diaf} - 2 \cdot \phi_{estribo} - \frac{N_{varillas6} \cdot \phi_{varilla}}{N_{capas_varillas}}}{\frac{N_{varillas6}}{N_{capas_varillas}} - 1} = 5.83\ cm \quad ==>\text{espaciamiento entre varillas}$$

$$\phi 1 := \left\| \begin{array}{l} \textbf{if } 0.65 + 0.15 \cdot \left(\frac{d}{c} - 1\right) \le 0.9 \\ \quad \left\| \phi 1 \leftarrow 0.65 + 0.15 \cdot \left(\frac{d}{c} - 1\right) \right. \\ \textbf{else} \\ \quad \left\| \phi 1 \leftarrow 0.9 \right. \end{array} \right. = 0.9$$

**5 ϕ 3/4"** $\qquad N_{varillas6} = 5 \quad \phi_{varilla} = 0.75\ in$

### 4.3.1.1.9.3. DISEÑO POR CORTE (DIAFRAGMA)

Datos:

$$V_{u_diafragma} = 39.4\ tonnef$$

$$b_{diaf} = 0.25\ m \qquad d = 0.71\ m \qquad f'_{c_280} = 280\ \frac{kgf}{cm^2}$$

CORTANTE NOMINAL RESISTENTE DEL CONCRETO

$$V_{c_diaf} := 0.53 \cdot \sqrt[2]{f_{c_280} \cdot \frac{cm^2}{kgf}} \cdot b_{diaf} \cdot d \cdot \frac{1}{cm^2} \cdot kgf = 15.78\ tonnef$$

CORTANTE NOMINAL RESISTENTE DEL ACERO

$$\phi_{estribo} := \frac{3}{8}\ in \qquad A_{\phi var_estribo} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{estribo}^{\ 2} = 0.71\ cm^2$$

$s_{estribo} := 0.10\ m$ ==>Espaciamiento asumido de estribos

$N_{ramas_estribo} := 2$ ==>Asumiendo 2 ramas de Estribo

$$V_{s_diaf} := \frac{N_{ramas_estribo} \cdot A_{\phi var_estribo} \cdot f_y \cdot d}{s_{estribo}} = 42.61\ tonnef$$

CORTANTE NOMINAL DE LA FUERZA DE PRETENSADO (Vp=0)

$V_p := 0\ tonnef$

$V_{n1_diaf} := V_{c_diaf} + V_{s_diaf} + V_p = 58.39\ tonnef$

$V_{n2_diaf} := 0.25 \cdot f_{c_280} \cdot b_{diaf} \cdot d + V_p = 124.58\ tonnef$

$V_{n_diaf} := min\left(V_{n1_diaf}, V_{n2_diaf}\right) = 58.39\ tonnef$

CORTANTE RESITENTE TOTAL

$V_r := \phi \cdot V_{n_diaf} = 52.56\ tonnef$

if $V_{u_diafragma} < V_r$
    "OK, CUMPLE POR CORTE"
else
    "NO CUMPLE, mejorar el espaciamiento "

= "OK, CUMPLE POR CORTE"

$$factor := \frac{V_r}{V_{u_diafragma}} = 1.3$$

REFUERZO TRANSVERSAL MINIMO

$\lambda := 1$ ==>para concreto normal

$$\Delta_{v_min} := 0.27 \cdot \lambda \cdot \sqrt[2]{f'_{c_280} \cdot \frac{cm^2}{kgf}} \cdot \frac{b_{diaf} \cdot s_{estribo}}{f_y \cdot \frac{cm^2}{kgf}} = 0.27\ cm^2$$

if $\Delta_{v_min} \le N_{ramas_estribo} \cdot A_{\phi var_estribo}$
  "OK, CUMPLE CON REF. TRANSV. MINIMO"
else
  "NO, CUMPLE. aumentar ramas de estribo"

= "OK, CUMPLE CON REF. TRANSV. MINIMO"

ESPACIAMIENTO MAXIMO DEL REFUERZO TRANSVERSAL

$$V_{u_cal} := \frac{V_{u_V.ext} - \phi \cdot V_p}{\phi \cdot b_{diaf} \cdot d} = 36.37\ \frac{kgf}{cm^2}$$

$s_{estr_max}$ :=
if $V_{u_cal} < 0.125 \cdot f'_{c_280}$
  if $0.8 \cdot d < 0.60\ m$
    $0.8 \cdot d$
  else
    $0.60\ m$
if $V_{u_cal} \ge 0.125 \cdot f'_{c_280}$
  if $0.4 \cdot d \le 0.30\ m$
    $0.4 \cdot d$
  else
    $0.30\ m$

= $0.28\ m$

if $s_{estribo} < s_{estr_max}$
  "OK, El Espaciamiento es adecuado"
else
  "NO CUMPLE el espaciamiento"

= "OK, El Espaciamiento es adecuado"

**Φ 3/8" @ 0.10 m**

$\phi_{estribo} = 0.38\ in$, $s_{estribo} = 0.1\ m$, $s_{estr_max} = 0.28\ m$

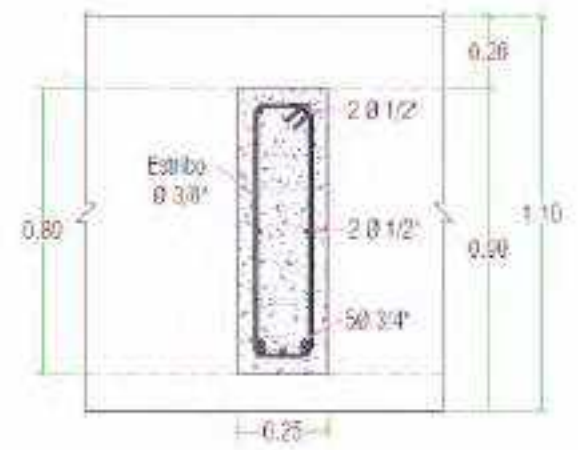
**Figura 126**

*Espaciamiento máximo del refuerzo transversal*




**Figura 127**

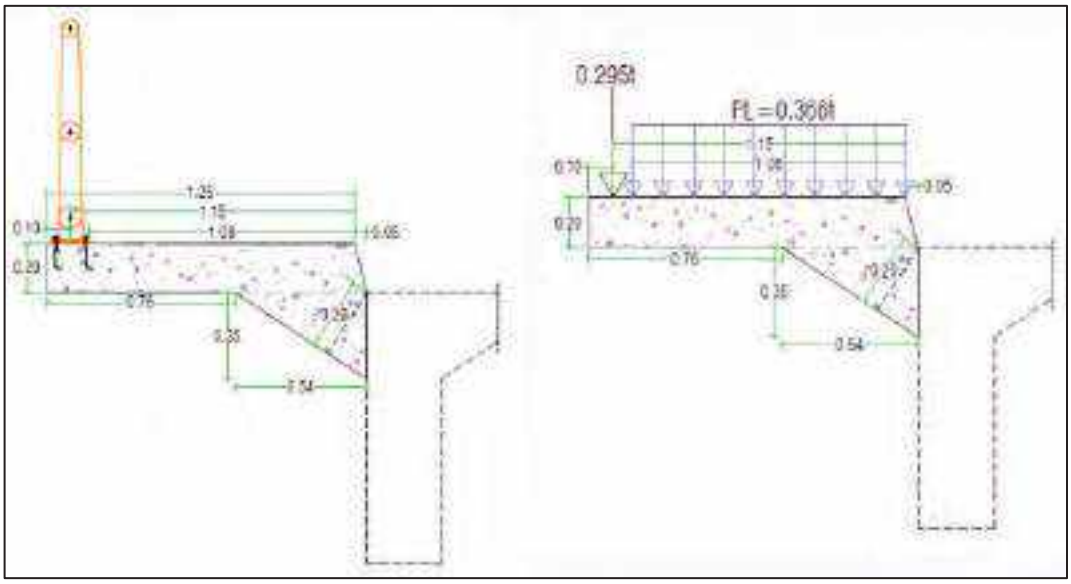
*Distribución de acero por momento*



#### 4.3.1.1.10. DISEÑO DE LA LOSA EN VOLADIZO

##### 4.3.1.1.10.1. MOMENTOS DE FLEXION CORTANTE (VOLADIZO)

**Figura 128**
*Geometría y carga peatonal y de la baranda en la acera*




CARGA MUERTA (DC)

$L_v := 1.30\ m$ $L_{PL} := 1.08\ m$ $x_{cantela} := 0.54\ m$

$L_{baranda} := 1.15\ m$ $t_{voladizo} := 0.20\ m$ $y_{cantela} := 0.35\ m$

$P_{baranda} := 0.295\ tonnef$ $w_{PL} := 0.366\ \frac{tonnef}{m}$

$$x_{cg_cartel} := \frac{1}{3} \cdot x_{cartela} = 0.18\ m$$

$$x_{cg_voladizo} := \frac{1}{2} \cdot L_v = 0.65\ m$$

$$A_{cartela} := \frac{1}{2} \cdot x_{cartela} \cdot y_{cartela} = 0.09\ m^2$$

$$A_{voladizo} := t_{voladizo} \cdot L_v = 0.26\ m^2$$

$$x_{cg} := \frac{A_{cartela} \cdot x_{cg_cartel} + A_{voladizo} \cdot x_{cg_voladizo}}{A_{cartela} + A_{voladizo}} = 0.52\ m$$

$$w_{voladizo} := \left(A_{cartela} + A_{voladizo}\right) \cdot \gamma_c = 0.85\ \frac{tonnef}{m}$$

$$M_{DC_voladizo} := L_{PL} \cdot w_{voladizo} \cdot x_{cg} + P_{baranda} \cdot L_{baranda} = 0.82\ tonnef \cdot m$$

$$V_{DC_voladizo} := L_{PL} \cdot w_{voladizo} + P_{baranda} = 1.21\ tonnef$$

CARGA VIVA (PL)

$$M_{PL} := L_{PL} \cdot w_{PL} \cdot \frac{L_{PL}}{2} = 0.21\ tonnef \cdot m$$

$$V_{PL_voladizo} := L_{PL} \cdot w_{PL} = 0.4\ tonnef$$

MOMENTO ULTIMO (Mu)

$$\eta_D := 1 \qquad \eta_R := 1 \qquad \eta_I := 1$$

$$\eta := \eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I = 1$$

$$M_{u_voladizo} := \eta \cdot \left(1.25 \cdot M_{DC_voladizo} + 1.75 \cdot M_{PL}\right) = 1.4\ tonnef \cdot m$$

$$V_{u_voladizo} := \eta \cdot \left(1.25 \cdot V_{DC_voladizo} + 1.75 \cdot V_{PL_voladizo}\right) = 2.21\ tonnef$$

### 4.3.1.1.10.2. CÁLCULO DE ACERO PRINCIPAL (VOLADIZO)

$M_{u_voladizo} = 1.4\ tonnef \cdot m$

$h_{volado} := 0.20\ m$ $b_{volado} := 100\ cm$ $r_{volado} := 5\ cm$

$\phi_{varilla} := \frac{1}{2}\ in$ $\phi_{estribo} := \frac{3}{8}\ in$ $A_{\phi var} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{2} = 1.27\ cm^2$

Cálculo de los parámetros:

$z := r_{volado} + \frac{\phi_{varilla}}{2} = 5.64\ cm$

$d := h_{volado} - z = 14.37\ cm$

$\Delta_s := 0.85 \cdot \frac{f'_{c_280}}{f_y} \cdot b_{volado} \cdot d \cdot \left(1 - \sqrt[2]{1 - \frac{2 \cdot M_{u_voladizo}}{0.85 \cdot \phi \cdot f'_{c_280} \cdot b_{volado} \cdot d^2}}\right) = 2.62\ cm^2$

$a := d - \sqrt[2]{d^2 - \frac{2 \cdot M_{u_voladizo}}{0.85 \cdot \phi \cdot f'_{c_280} \cdot b_{volado}}} = 0.46\ cm$ $c := \frac{a}{\beta_1} = 0.54\ cm$

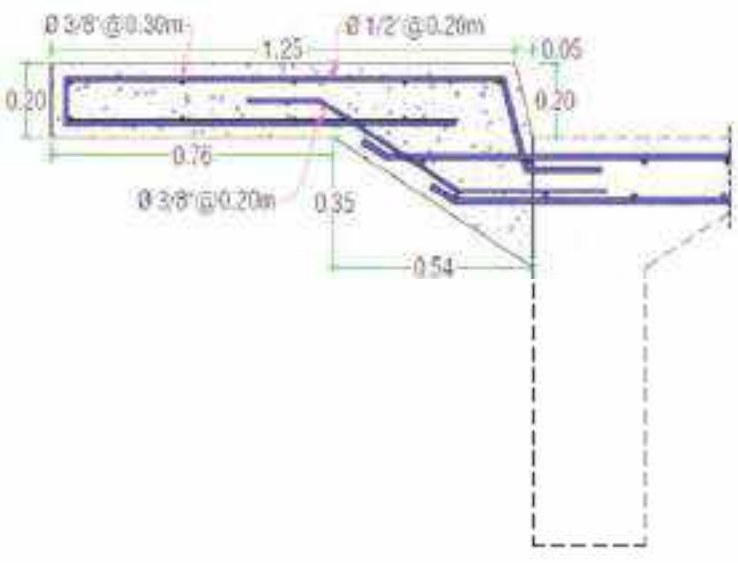
$s_{espaciamiento} := \frac{A_{\phi var}}{\Delta_s} \cdot m = 0.48\ m$

**Φ 1/2" @ 0.20m**

Nota: Conforme la norma E-060 el espaciamiento máximo de aceros en losa es de 30 cm y debido al proceso constructivo y la uniformidad de distribución de aceros en la losa se ha considerado 20 cm de espaciamiento.

**Figura 129**

*Armado de acero en acera*




### 4.3.1.2. PARA VANO DE L=60M

#### 4.3.1.2.1. DIMENSIONES Y CARGAS

**Figura 130**

*Dimensiones y cargas*

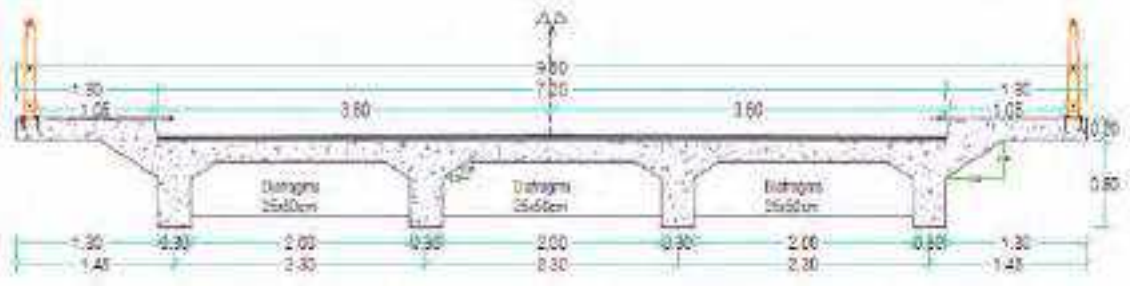


**Figura 131**
*Carga por peso de Asfalto (DW)*

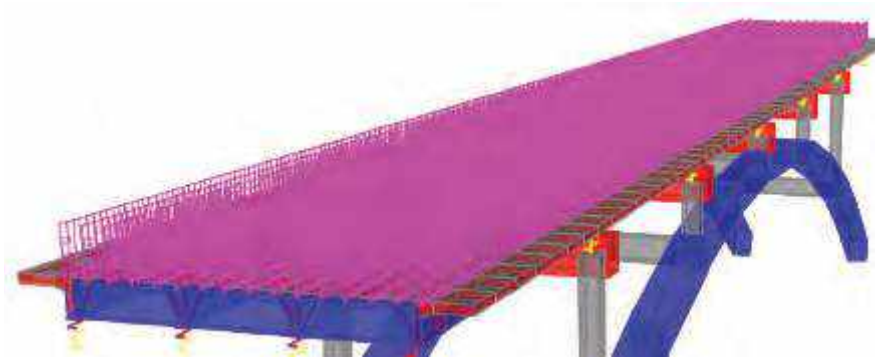


**Figura 132**
*Carga por peso de Baranda (RA)*

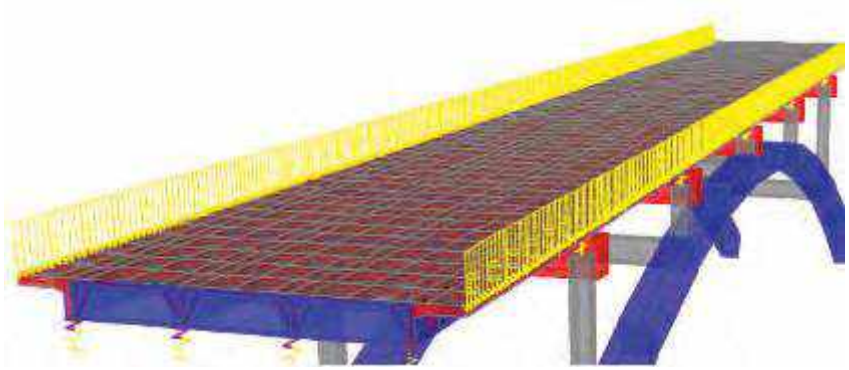
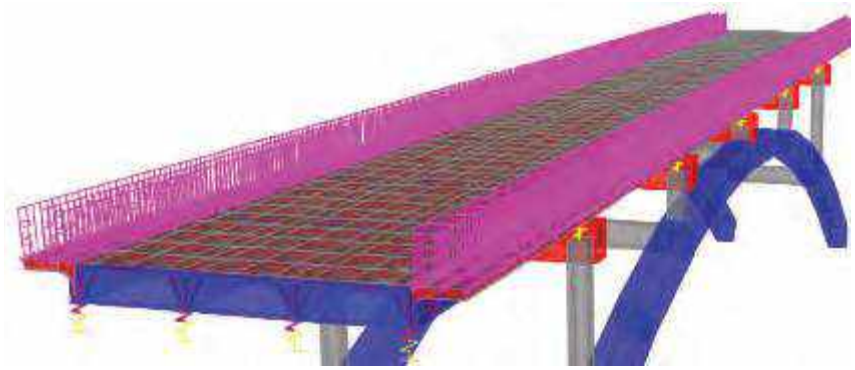
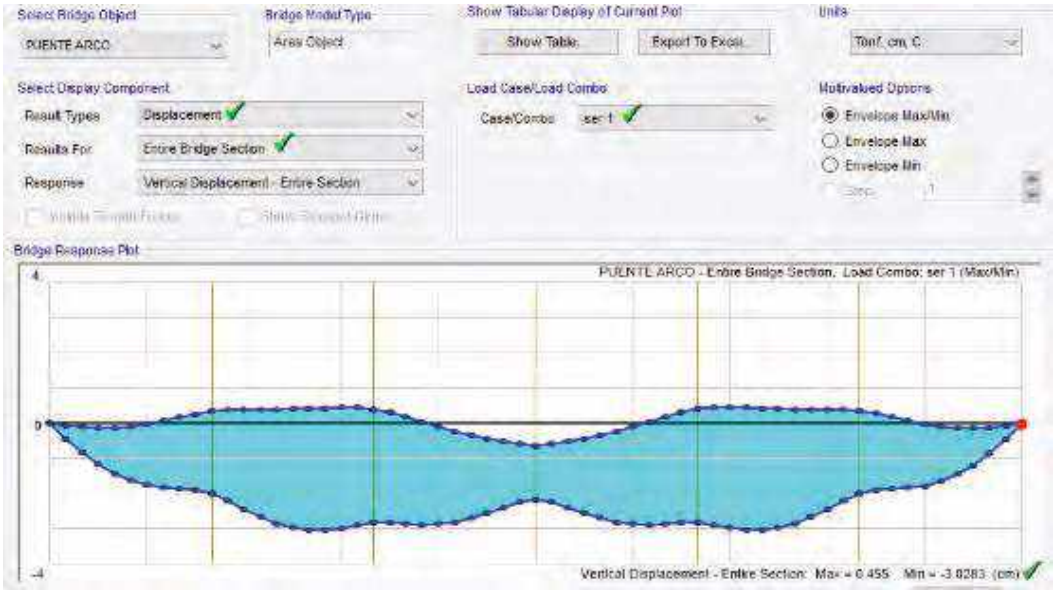


**Figura 133**
*Cara por peso Peatonal (PL)*



### 4.3.1.2.2. CONTROL DE DEFLEXIONES (PUENTE ARCO)

**Figura 134**
*Deformación calculada por SERVICIO I.*




$$\Delta_{deformacion_cal} := 3.03\ cm$$

**) Deformacion Limite Maxima

$$L_{puente_arco} := 60\ m$$

$$\Delta_{limite_max} := \frac{L_{puente_arco}}{1000} = 6\ cm$$

$$\Delta := \left\| \begin{array}{l} \text{if } \Delta_{deformacion_cal} < \Delta_{limite_max} \\ \quad \left\| \Delta \leftarrow \text{"OK, CUMPLE"} \right. \\ \text{else} \\ \quad \left\| \Delta \leftarrow \text{"NO CUMPLE"} \right. \end{array} \right. = \text{"OK, CUMPLE"}$$

### 4.3.1.2.3. CONTRAFLECHA (PUENTE ARCO)

**Deformaciones por peso propio (DC)**

**Figura 135**

*Deformaciones por peso propio*



$\Delta_{DC_arco} = 1\ cm$

**Deformaciones por peso de la Baranda (RA)**

**Figura 136**

*Deformaciones por peso de la Baranda (RA)*



$\Delta_{baranda_arco} = 0.05\ cm$

**Deformación por peso del asfalto de la rodadura (DW)**

**Figura 137**

*Deformaciones por peso del asfalto de la rodadura (DW)*



$\Delta_{DW_arco} := 0.06\ cm$

****) Deformacion por flujo plastico (dd)

$C_fl := 1.73$

$dd := C_{fl} \cdot \left(\Delta_{DC_arco} + \Delta_{baranda_arco} + \Delta_{DW_arco}\right) = 1.92\ cm$

*****) Deformacion por proceso constructivo (MTC-2018)

$d_{construccion} := 2\ cm$

$\Delta_{contraflecha} := \Delta_{DC_arco} + \Delta_{baranda_arco} + \Delta_{DW_arco} + dd + d_{construccion} = 5.03\ cm$

### 4.3.1.2.4. DISEÑO DE LA LOSA

#### 4.3.1.2.4.1. MOMENTOS Y CORTANTES MAXIMOS (LOSA-ARCO)

Debido al peso propio (PP)

**Figura 138**

*Diagrama de momento para DC*

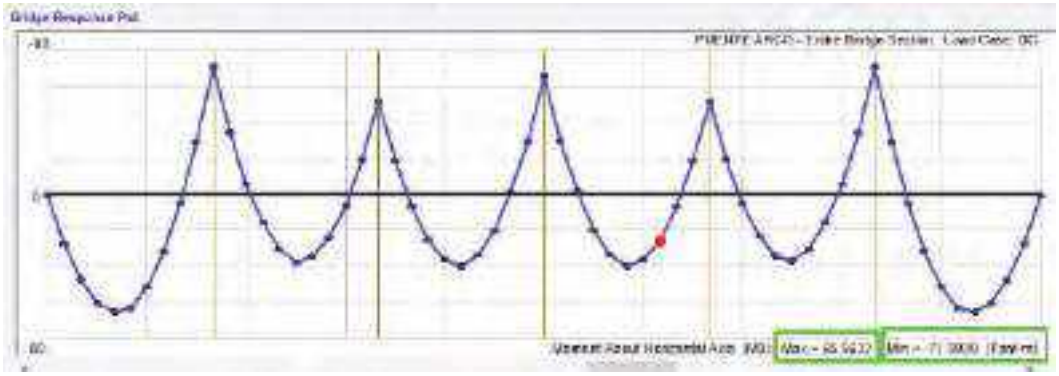
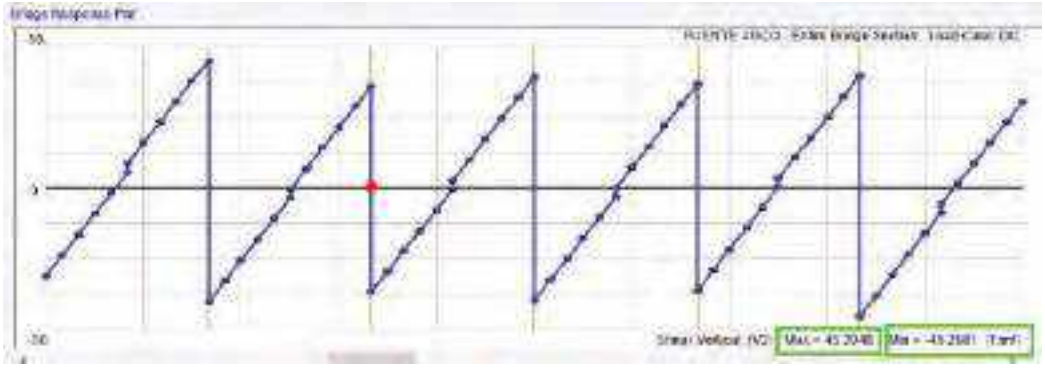


**Figura 139**

*Diagrama de fuerza cortante para DC*



$$M_{pp+} = 65.56t - m, \qquad M_{pp-} = -71.09t - m, \qquad V_{upp} = 45.21t$$

**Figura 140**

*Diagrama de Momento para RA*

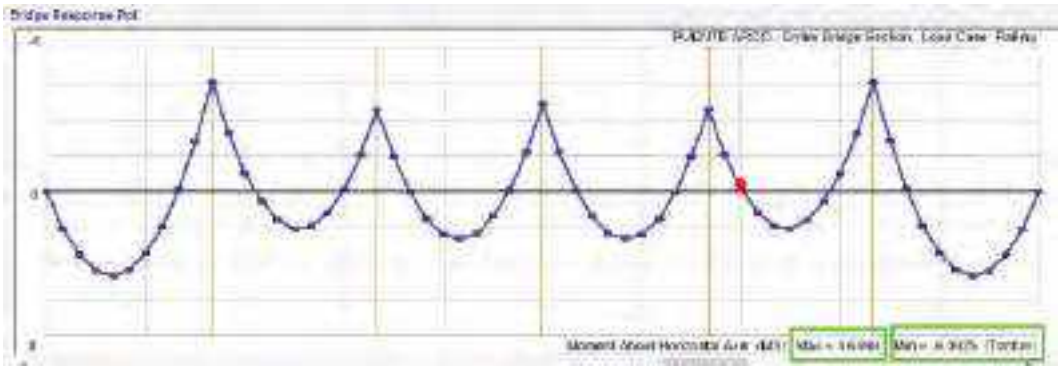
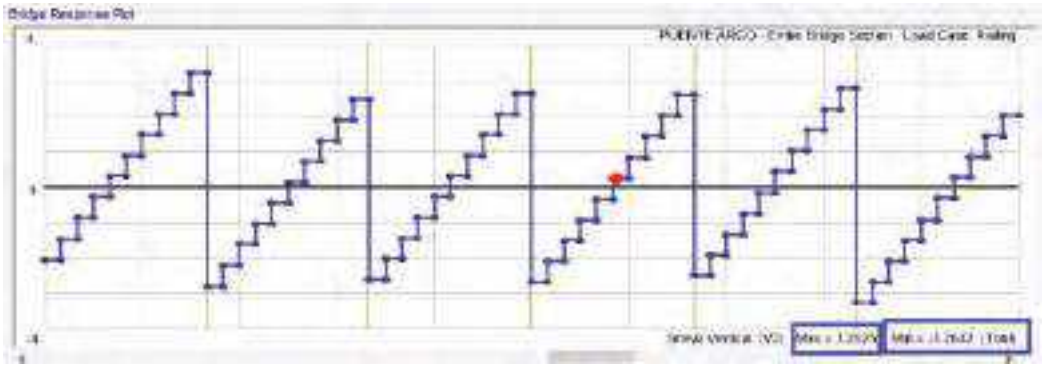


**Figura 141**

*Diagrama de fuerza cortante para RA*

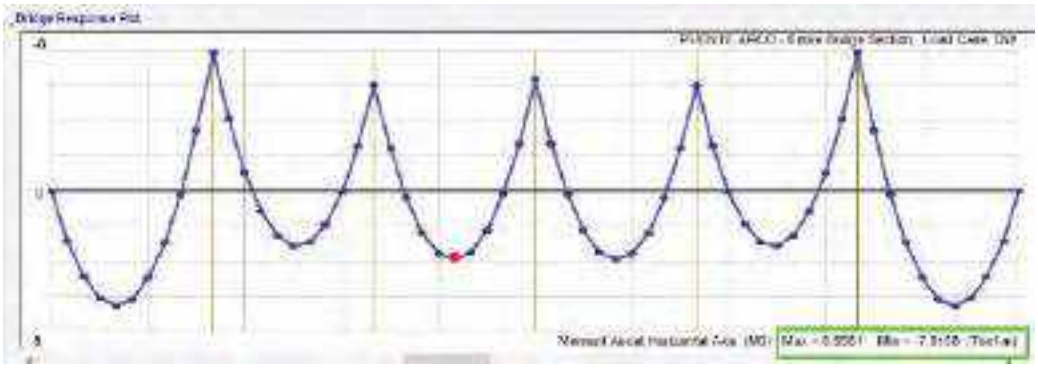


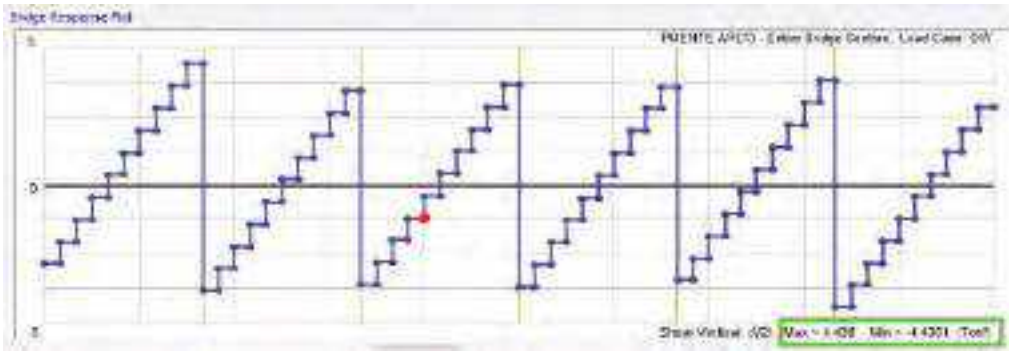
$$M_{pp+} = 4.65t - m, \qquad M_{pp-} = -6.09t - m, \qquad V_{upp} = 3.26t$$

**Debido al peso del asfalto (DW)**

**Figura 142**

*Diagrama de Momento para DW*





$$M_{pp+} = 6.56t - m, \qquad M_{pp-} = -7.91t - m, \qquad V_{upp} = 4.44t$$

**Debido a la carga viva peatonal (PL)**

**Figura 143**
*Diagrama de momento para PL*

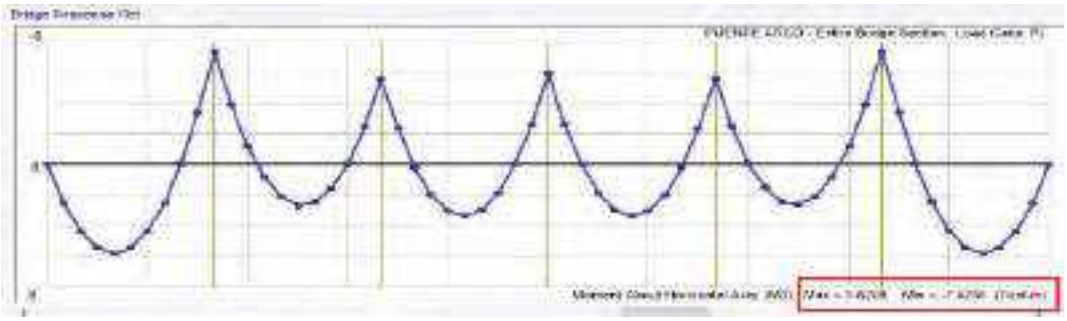
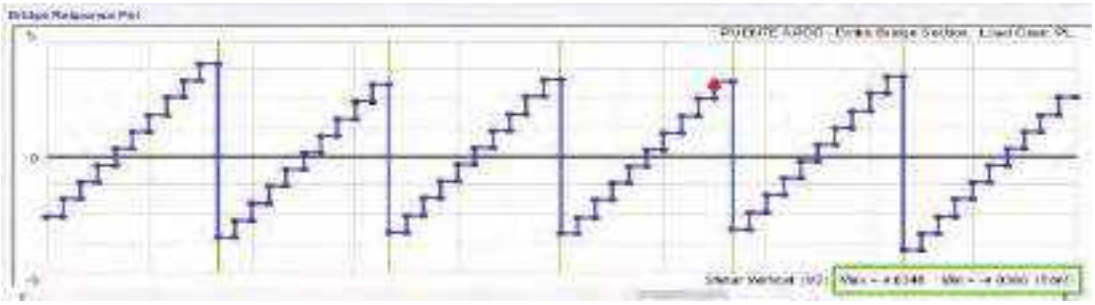


**Figura 144**
*Diagrama de fuerza cortante para PL*



$$M_{pp+} = 5.82t - m, \qquad M_{pp-} = -7.43t - m, \qquad V_{upp} = 4.04t$$

**Debido a la carga viva HL-93 (LL+IM)**

**Figura 145**

*Diagrama de Momento Envolvente de la Carga Viva*

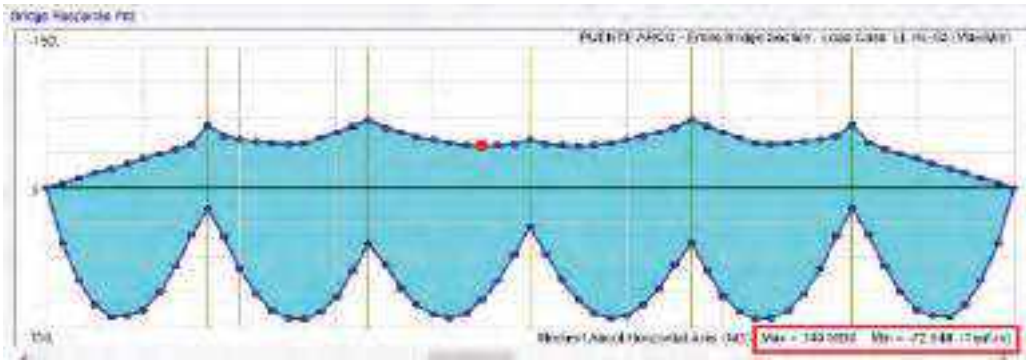
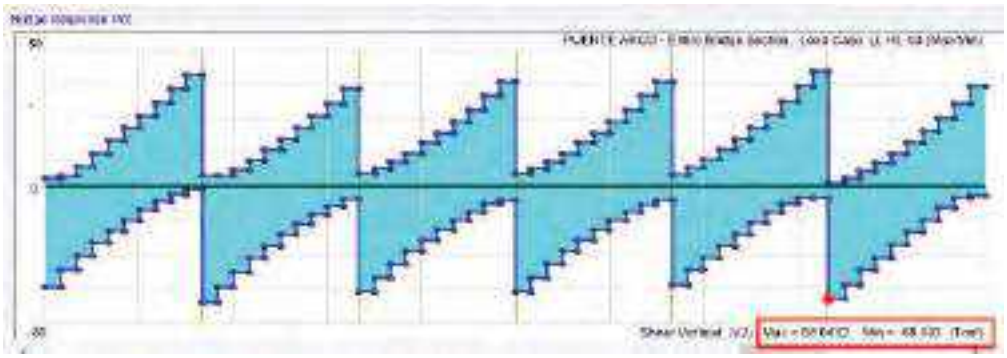


**Figura 146**

*Diagrama de fuerza cortante envolvente de Carga Viva*



$$M_{pp+} = 140.98t - m, \qquad M_{pp-} = -72.65t - m, \qquad V_{upp} = 68.04t$$

**Resumen Debido a las cargas Mayoradas (Mu, Vu)**

$$\eta_D := 1 \quad \eta_R := 1 \quad \eta_I := 1 \qquad \eta := \eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I$$

$$M_u = \eta \cdot \left(1.25 \cdot M_{DC} + 1.50 \cdot M_{DW} + 1.75 \cdot M_{LL_IM} + 1.75 \cdot M_{PL}\right) \quad =>\text{Resist. I}$$

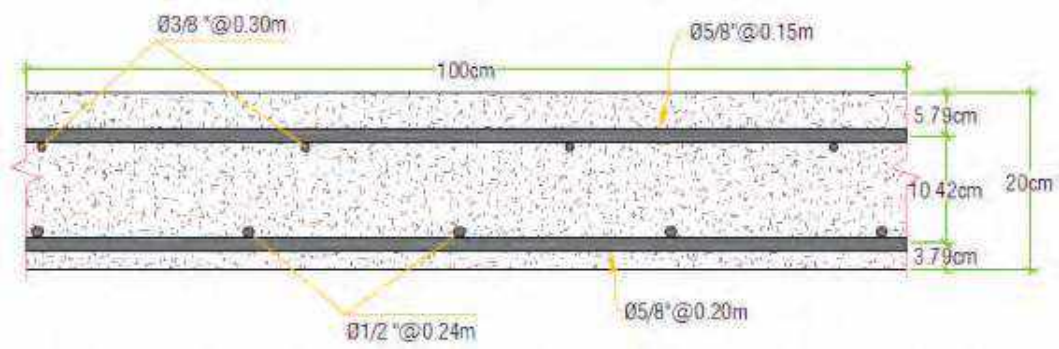
$$V_u = \eta \cdot \left(1.25 \cdot V_{DC} + 1.50 \cdot V_{DW} + 1.75 \cdot V_{LL_IM} + 1.75 \cdot V_{PL}\right) \quad =>\text{Resist. I}$$

#### 4.3.1.2.4.2. DISEÑO POR FLEXION (LOSA-ARCO)

Para el diseño de la losa son los mismos pasos calculadas en la primera parte, quedando así el armado de la losa.

**Figura 147**

*Distribución de acero en losa*



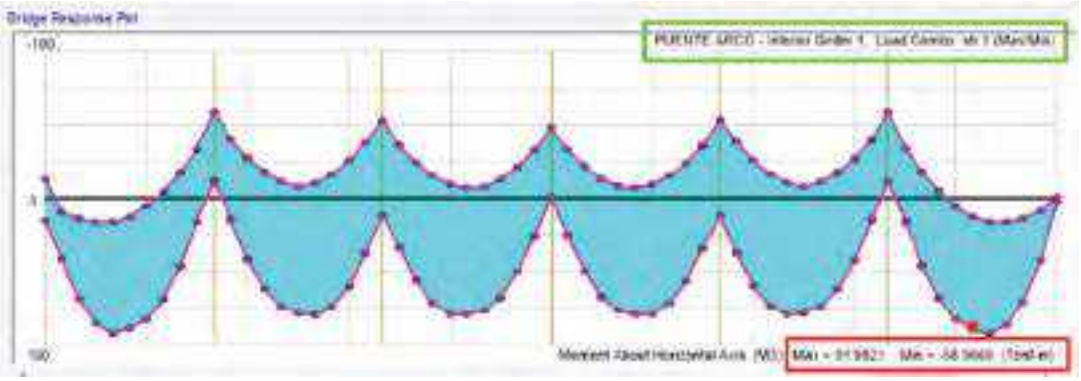

### 4.3.1.2.5. DISEÑO DE LA VIGA INTERIOR

#### 4.3.1.2.5.1. MOMENTO Y CORTANTES MAXIMOS (VIGA INTERIOR-ARCO)

i) El momento máximo se genera para el caso de RESISTENCIA I

**Figura 148**

*Diagrama de Momento envolvente por RESISTENCIA I*



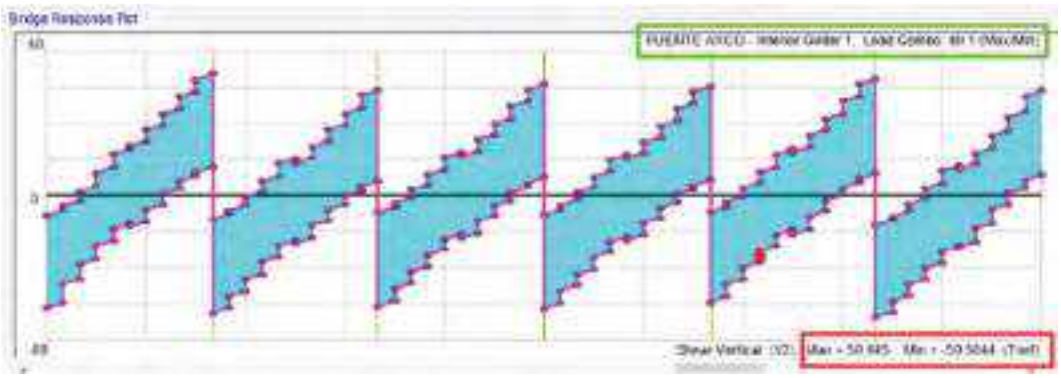
$M_{u_neg_Vint} := 59\ tonnef \cdot m$

$M_{u_pos_Vint} := 92\ tonnef \cdot m$

ii) El Cortante máximo se genera para el caso de RESISTENCIA I

**Figura 149**

*Diagrama de Envolvente por cortante para RESISTENCIA I*




$V_{u_Vint} := 51\ tonnef$

### 4.3.1.2.5.2. DISEÑO POR FLEXION (VIGA INTERIOR-ARCO)

i) CALCULO DE ACERO POSITIVO

datos:

$M_{u_pos_Vint} = 92\ tonnef \cdot m$

$h_{V.int} := 0.80\ m$ $b_{V.int} := 0.30\ m$ $r_{V.int} := 6\ cm$

$\phi_{varilla} := 1\ in$ $\phi_{estribo} := \frac{1}{2}\ in$ $N_{capas_varillas} := 4$ $A_{\phi var} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^2 = 5.07\ cm^2$

Cálculo de los parámetros:

$$z := r_{V.int} + \phi_{estribo} + \frac{N_{capas_varillas}}{2} \cdot \phi_{varilla} + \frac{\phi_{varilla}}{2} = 13.62\ cm$$

$$d := h_{V.int} - z = 66.38\ cm$$

$$\Delta_s := 0.85 \cdot \frac{f_{c_280}}{f_y} \cdot b_{V.int} \cdot d \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{u_pos_Vint}}{0.85 \cdot \phi \cdot f_{c_280} \cdot b_{V.int} \cdot d^2}}\right) = 46.07\ cm^2$$

$$a := d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_{u_pos_Vint}}{0.85 \cdot \phi \cdot f_{c_280} \cdot b_{V.int}}} = 27.1\ cm \qquad c := \frac{a}{\beta_1} = 31.88\ cm$$

$$N_{varillas7} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^2 \cdot N_{varillas7} = \Delta_s \xrightarrow{solve,\ N_{varillas7}} \frac{58.6576380182530168\ 76 \cdot cm^2}{in^2} = 9$$

**9 Φ 1"** $N_{varillas7} = 9$ $\phi_{varilla} = 1\ in$

ii) CALCULO DE ACERO POSITIVO

$M_{u_neg_Vint} = 59\ tonnef \cdot m$

$h_{V.int} := 0.80\ m$ $b_{V.int} := 0.30\ m$ $r_{V.int} := 6\ cm$

$\phi_{varilla} := 1\ in$ $\phi_{estribo} := \frac{1}{2}\ in$ $N_{capas_varillas} := 2$ $A_{\phi var} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^2 = 5.07\ cm^2$

$d := h_{V.int} - z = 68.92\ cm$

$$\Delta_s := 0.85 \cdot \frac{f'_{c_280}}{f_y} \cdot b_{V.int} \cdot d \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{u_neg_Vint}}{0.85 \cdot \phi \cdot f'_{c_280} \cdot b_{V.int} \cdot d^2}}\right) = 25.4\ cm^2$$

**5 Φ 1"** $\quad N_{varillas} = 5 \quad \phi_{varilla} = 1\ in$

### iii) CALCULO DE ACERO DE TEMPERATURA

**Calculo de Acero de temperatura**

$h_{V.int} = 0.8\ m$ $\quad b_{V.int} := 0.30\ m$ $\quad t_{losa} := 0.20\ m$ $\quad \phi_{varilla} := \frac{1}{2}\ in$ $\quad A_{\phi var} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^2 = 1.27\ cm^2$

$$\Delta_{s_temp1} := \frac{0.18 \cdot b_{V.int} \cdot h_{V.int}}{2 \cdot (b_{V.int} + h_{V.int})} \cdot \frac{cm}{m} = 1.96\ \frac{cm^2}{m}$$

$$\Delta_{s_temp} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } 2.33\ \frac{cm^2}{m} \le \Delta_{s_temp1} \le 12.70\ \frac{cm^2}{m} \\ \quad \Delta_{s_temp} \leftarrow \Delta_{s_temp1} \\ \text{if } \Delta_{s_temp1} \le 2.33\ \frac{cm^2}{m} \\ \quad 2.33\ \frac{cm^2}{m} \\ \text{if } \Delta_{s_temp1} \ge 12.70\ \frac{cm^2}{m} \\ \quad 12.70\ \frac{cm^2}{m} \end{array} \right| = 2.33\ \frac{cm^2}{m}$$

**Espaciamiento de acero por temperatura**

$l_{temp} := h_{V.int} - 2 \cdot z - t_{losa} = 0.38\ m$ $\quad ==>$ espacio libre en una cara

$\Delta_{s_temperatura} := l_{temp} \cdot \Delta_{s_temp} = 0.88\ cm^2$

$$N_{var_x_cara} := \frac{\Delta_{s_temperatura}}{A_{\phi var}} + 1 = 2 \quad ==>\text{cantidad de varillas por cara}$$

$$s_{max0} := \frac{l_{temp}}{N_{var_x_cara}} = 0.22\ m$$

$$s_{max1} := 3 \cdot b_{V.int} = 0.9\ m$$

$$s_{max2} := 0.45\ m$$

$$s_{temperatura} := min\left(s_{max0}, s_{max1}, s_{max2}\right) = 0.22\ m$$

**2Φ1/2" @ 0.20 m** *EN CADA CARA*

### 4.3.1.2.5.3. DISEÑO POR CORTE (VIGA INTERIOR – ARCO)

datos:

$V_{u_Vint} = 51\ tonnef$ $\quad b_{V.int} = 0.3\ m$ $\quad d = 0.69\ m$ $\quad f_{c_280} = 280\ \frac{kgf}{cm^2}$

CORTANTE NOMINAL RESISTENTE DEL ACERO

$\phi_{estribo} := \frac{1}{2}\ in$ $\quad A_{\phi var_estribo} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{estribo}^{\ 2} = 1.27\ cm^2$

$s_{estribo} := 0.15\ m$ ==>Espaciamiento asumido de estribos

$N_{ramas_estribo} := 2$ ==>Asumiendo 2 ramas de Estribo

$$V_{s_V.int} := \frac{N_{ramas_estribo} \cdot A_{\phi var_estribo} \cdot f_y \cdot d}{s_{estribo}} = 48.89\ tonnef$$

CORTANTE NOMINAL DE LA FUERZA DE PRETENSADO (Vp=0)

$V_p := 0\ tonnef$

$V_{n1_V.int} := V_{c_V.int} + V_{s_V.int} + V_p = 67.23\ tonnef$

$V_{n2_V.int} := 0.25 \cdot f'_{c_280} \cdot b_{V.int} \cdot d + V_p = 144.73\ tonnef$

$V_{n_V.int} := min\left(V_{n1_V.int}, V_{n2_V.int}\right) = 67.23\ tonnef$

CORTANTE RESITENTE TOTAL

$V_r := \phi \cdot V_{n_V.int} = 60.51\ tonnef$

if $V_{u_Vint} < V_r$
  "OK, CUMPLE POR CORTE"
else
  "NO CUMPLE, mejorar el espaciamiento "

= "OK, CUMPLE POR CORTE"

$factor := \frac{V_r}{V_{u_Vint}} = 1.2$

REFUERZO TRANSVERSAL MINIMO

$\lambda := 1$ ==> para concreto normal

$\Delta_{v_min} := 0.27 \cdot \lambda \cdot \sqrt[2]{f_{c_280} \cdot \frac{cm^2}{kgf}} \cdot \frac{b_{V.int} \cdot s_{estribo}}{f_y \cdot \frac{cm^2}{kgf}} = 0.48\ cm^2$

if $\Delta_{v_min} \le N_{ramas_estribo} \cdot A_{\phi var_estribo}$
  "OK, CUMPLE CON REF. TRANSV. MINIMO"
else
  "NO, CUMPLE, aumentar ramas de estribo"

= "OK, CUMPLE CON REF. TRANSV. MINIMO"

ESPACIAMIENTO MAXIMO DEL REFUERZO TRANSVERSAL

$V_{u_cal} := \frac{V_{u_Vint} - \phi \cdot V_P}{\phi \cdot b_{V.int} \cdot d} = 27.41\ \frac{kgf}{cm^2}$

$s_{estr_max} :=$ if $V_{u_cal} < 0.125 \cdot f_{c_280}$ = 0.55 m
  if $0.8 \cdot d < 0.60\ m$
    $0.8 \cdot d$
  else
    0.60 m
if $V_{u_cal} \ge 0.125 \cdot f_{c_280}$
  if $0.4 \cdot d \le 0.30\ m$
    $0.4 \cdot d$
  else
    0.30 m

if $s_{estribo} < s_{estr_max}$ = "OK, El Espaciamiento es adecuado"
"OK, El Espaciamiento es adecuado"
else
"NO CUMPLE el espaciamiento"

**Φ1/2" @ 0.15 m**

$\phi_{estribo} = 0.5\ in$ , $s_{estribo} = 0.15\ m$ , $s_{estr_max} = 0.55\ m$

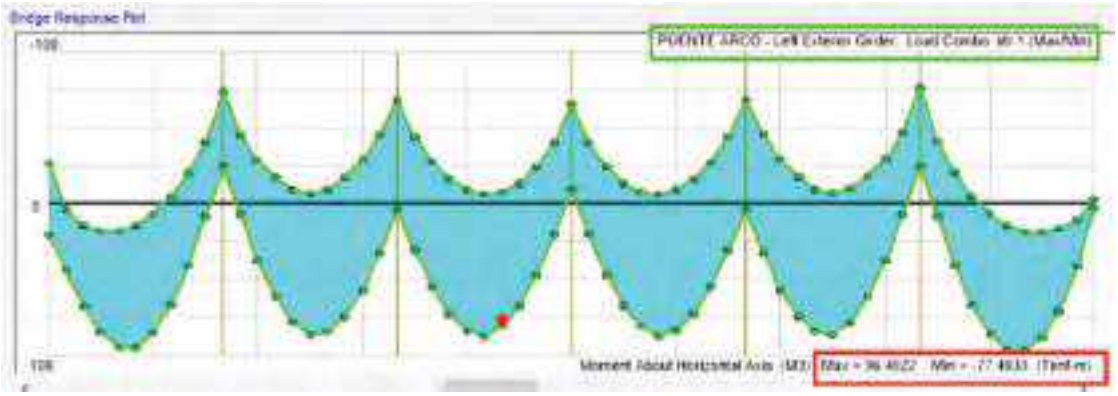
### 4.3.1.2.6. DISEÑO DE LA VIGA EXTERIOR

#### 4.3.1.2.6.1. MOMENTOS Y CORTANTES MAXIMOS (VIGA EXTERIOR-ARCO)

i) El momento máximo se genera para el caso de RESISTENCIA I

**Figura 150**

*Diagrama de Momento para RESISTENCIA I*



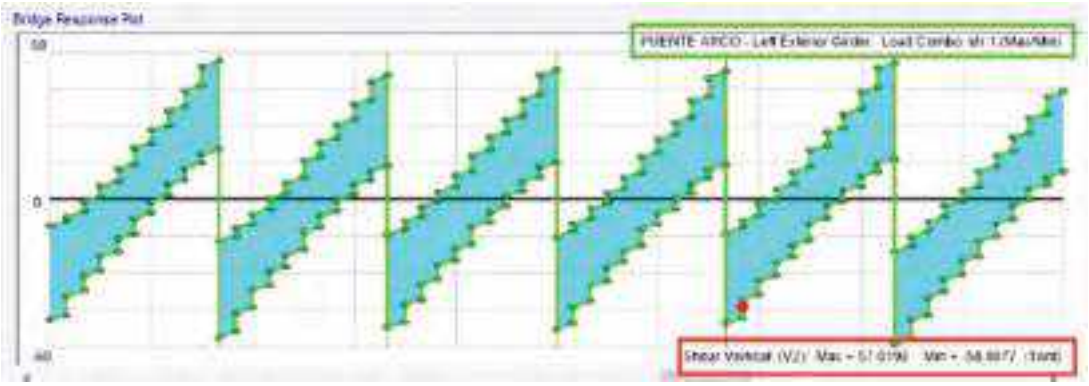
$M_{u_neg_Vext} := 77.50\ tonnef \cdot m$

$M_{u_pos_Vext} := 96.50\ tonnef \cdot m$

ii) El Cortante máximo se genera para el caso de RESISTENCIA I

**Figura 151**

*Diagrama por Cortante de RESISTENCIA I*




$V_{u_Vext} := 59\ tonnef$

## 4.3.1.2.6.2. DISEÑO POR FLEXION (VIGA EXTERIOR-ARCO)

**i)CALCULO DE ACERO POSITIVO**

Datos:

$M_{u_pos_Vext} = 96.5\ tonnef \cdot m$

$h_{V.ext} := 0.80\ m$ $b_{V.ext} := 0.30\ m$ $r_{V.ext} := 6\ cm$

$\phi_{varilla} := 1\ in$ $\phi_{estribo} := \frac{1}{2}\ in$ $N_{capas_varillas} := 4$ $A_{\phi var} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{\ 2} = 5.07\ cm^2$

**10 Φ 1"** $N_{varillas9} = 10$ $\phi_{varilla} = 1\ in$

**ii) CALCULO DE ACERO NEGATIVO**

Datos:

$M_{u_neg_Vext} = 77.5\ tonnef \cdot m$

$h_{V.ext} := 0.80\ m$ $b_{V.ext} := 0.30\ m$ $r_{V.ext} := 6\ cm$

$\phi_{varilla} := 1\ in$ $\phi_{estribo} := \frac{1}{2}\ in$ $N_{capas_varillas} := 3$ $A_{\phi var} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{\ 2} = 5.07\ cm^2$

**7 Φ 1"** $N_{varillas10} = 7$ $\phi_{varilla} = 1\ in$

**iii) CALCULO DE ACERO DE TEMPERATURA**

**Calculo de Acero de temperatura**

$h_{V.ext} = 0.8\ m$ $b_{V.ext} := 0.30\ m$ $t_{losa} := 0.20\ m$ $\phi_{varilla} := \frac{1}{2}\ in$

$$\Delta_{s_temp1} := \frac{0.18 \cdot b_{V.ext} \cdot h_{V.int}}{2 \cdot (b_{V.ext} + h_{V.int})} \cdot \frac{cm}{m} = 1.96\ \frac{cm^2}{m}$$

**2Φ 1/2" @ 0.20 m** *EN CADA CARA*

## 4.3.1.2.6.3. DISEÑO POR CORTE (VIGA EXTERIOR -ARCO)

datos:

$V_{u_Vext} = 59\ tonnef$ $b_{V.ext} = 0.3\ m$ $d = 0.68\ m$ $f'_{c_280} = 280\ \frac{kgf}{cm^2}$

CORTANTE RESITENTE TOTAL

$V_r := \phi \cdot V_{n_V.int} = 80.99\ tonnef$

```
if V_u_Vext < V_r
    "OK, CUMPLE POR CORTE"
else
    "NO CUMPLE, mejorar el espaciamiento "
```

= "OK, CUMPLE POR CORTE"

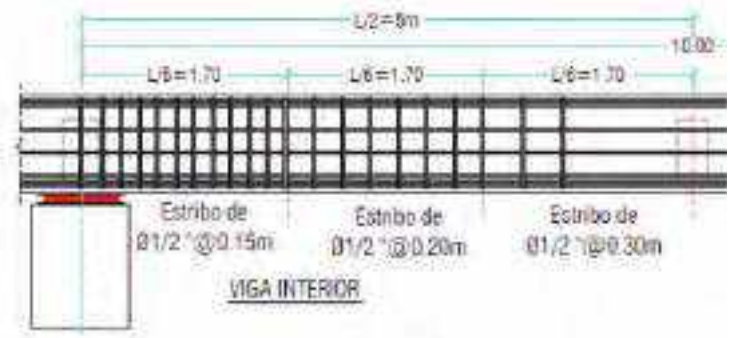
$factor := \frac{V_r}{V_{u_Vext}} = 1.4$

Φ 1/2" @ 0.10 m $\phi_{estribo} = 0.5\ in$ , $s_{estribo} = 0.1\ m$ , $s_{estr_max} = 0.54\ m$

**Figura 152**

*Acero longitudinal y acero por corte en viga Exterior e Interior*






## 4.3.1.2.7. DISEÑO DE LA VIGA DIAFRAGMA (LOSA DE ARCO)

ii) CALCULO DE ACERO POSITIVO

Datos:

$M_{u_neg} = 9.44\ tonnef \cdot m$

$h := 0.50\ m$ $b := 0.25\ m$ $r := 6\ cm$

$\phi_{varilla} := \frac{1}{2}\ in$ $\phi_{estribo} := \frac{1}{2}\ in$ $N_{capas_varillas} := 1$ $A_{\phi var} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{\ 2} = 1.27\ cm^2$

$$N_{varillas11} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{\ 2} \cdot N_{varillas11} = \Delta_s \xrightarrow{solve,\ N_{varillas11}} \frac{32.436151271593056306 \cdot cm^2}{in^2} = 5$$

iii) CALCULO DE ACERO NEGATIVO

Datos:

$M_{u_pos} = 17.76\ tonnef \cdot m$

$h := 0.50\ m$ $b := 0.25\ m$ $r := 6\ cm$

$\phi_{varilla} := \frac{3}{4}\ in$ $\phi_{estribo} := \frac{1}{2}\ in$ $N_{capas_varillas} := 1$ $A_{\phi var} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{\ 2} = 2.85\ cm^2$

$$N_{varillas12} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{\ 2} \cdot N_{varillas12} = \Delta_s \xrightarrow{solve,\ N_{varillas12}} \frac{29.337571030094967664 \cdot cm^2}{in^2} = 5$$

iv) DISEÑO POR CORTE

datos:

$V_u = 28.81\ tonnef$ $b = 0.25\ m$ $d = 0.41\ m$ $f'_{c_280} = 280\ \frac{kgf}{cm^2}$

CORTANTE RESITENTE TOTAL

$V_r := \phi \cdot V_n = 34.21$ *tonnef*

if $V_u < V_r$
  "OK, CUMPLE POR CORTE"
else
  "NO CUMPLE, mejorar el espaciamiento "

= "OK, CUMPLE POR CORTE

$factor := \frac{V_r}{V_u} = 1.2$

**Figura 153**

*Distribución de acero Transversal en viga Diafragma*

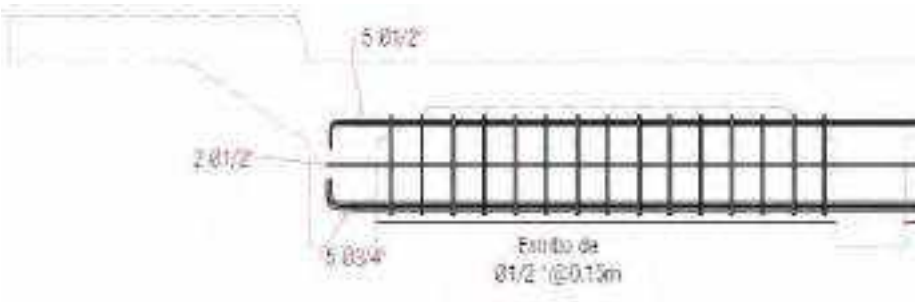



**Figura 154**

*Acero Longitudinal de la viga Diafragma*



## 4.3.2. DISEÑO DE LAS PILAS

### 4.3.2.1. DISEÑO DE VIGA CABEZAL

**i) MOMENTOS Y CORTANTE MAXIMO**

*) Se genera un momento y cortante máximo para el caso de RESITENCIA I




$M_{u_pos_Vcabezal_RES} := 71.50\ tonnef \cdot m$

$M_{u_neg_Vcabezal_RES} := 45.50\ tonnef \cdot m$

$V_{u_Vcabezal_RES} := 53\ tonnef$

*) Se genera un momento y cortante máximo para el caso de SERVICIO I




$M_{u_pos_Vcabezal_SERV} := 46.80\ tonnef \cdot m$

$M_{u_neg_Vcabezal_SERV} := 29.70\ tonnef \cdot m$

$V_{u_Vcabezal_SERV} := 35.20\ tonnef$

**ii) CALCULO DE ACERO POSITIVO**

$M_{u_pos_Vcabezal_RES} = 71.5\ tonnef \cdot m$

$h_{VC} := 1\ m$ $b_{VC} := 0.80\ m$ $r_{VC} := 7\ cm$ $f'_{c_300} := 300\ \frac{kgf}{cm^2}$

$\phi_{varilla} := \frac{3}{4}\ in$ $\phi_{estribo} := \frac{1}{2}\ in$ $N_{capas_varillas} := 1$ $A_{\phi var} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{\ 2} = 2.85\ cm^2$

**8 Φ 3/4"** $N_{varillas15} = 8$ $\phi_{varilla} = 0.75\ in$

**iii) CALCULO DE ACERO NEGATIVO**

$M_{u_neg_Vcabezal_RES} = 45.5\ tonnef \cdot m$

$h_{VC} := 1\ m$ $b_{VC} := 0.80\ m$ $r_{VC} := 7\ cm$ $f'_{c_300} := 300\ \frac{kgf}{cm^2}$

$\phi_{varilla} := \frac{3}{4}\ in$ $\phi_{estribo} := \frac{1}{2}\ in$ $N_{capas_varillas} := 1$ $A_{\phi var} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{\ 2} = 2.85\ cm^2$

**5 Φ 3/4"** $N_{varillas16} = 5$ $\phi_{varilla} = 0.75\ in$

**iv) DISEÑO POR CORTE**

datos:

$V_{u_Vcabezal_RES} = 53\ tonnef$ $b_{VC} = 0.8\ m$ $d = 0.9\ m$ $f'_{c_300} = 300\ \frac{kgf}{cm^2}$

CORTANTE RESITENTE TOTAL

$V_r := \phi \cdot V_{n_VC} = 102.38\ tonnef$

if $V_{u_Vcabezal_RES} < V_r$
  "OK, CUMPLE POR CORTE"
else
  "NO CUMPLE, mejorar el espaciamiento "
= "OK, CUMPLE POR CORTE"

$factor := \frac{V_r}{V_{u_Vcabezal_RES}} = 1.9$

**Φ 1/2" @ 0.20 m** $\phi_{estribo} = 0.5\ in$, $s_{estribo} = 0.2\ m$, $s_{estr_max} = 0.6\ m$

**v) LIMITACION DE LA FISURACION MEDIANTE DISTRIBUCION DE LA ARMADURA (estado limite de servicio I)**

Ubicacion del eje neutro

$h_{VC} = 1\ m$ $b_{VC} = 0.8\ m$ $r_{VC} = 7\ cm$ $f'_{c_300} = 300\ \frac{kgf}{cm^2}$ $f_y := 4200\ \frac{kgf}{cm^2}$

$N_{varilla} := 5$ $\phi_{varilla} := \frac{3}{4}\ in$ $\phi_{estribo} := \frac{1}{2}\ in$ $E_c := 15300 \cdot \sqrt{f'_{c_300} \cdot \frac{cm^2}{kgf}}\ \frac{kgf}{cm^2} = 265003.77\ \frac{kgf}{cm^2}$

$M_{u_pos_Vbabezal_SERV} = 46.8\ tonnef \cdot m$ $\gamma_e := 0.75$ $E_s := 2040000\ \frac{kgf}{cm^2}$ $A_{\phi var} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{\ 2} = 2.85\ cm^2$

**5Φ 3/4"** $N_{varilla} = 5$ $\phi_{varilla} = 0.75\ in$

**vi) ACERO DE TEMPERATURA LATERAL**

**Calculo de Acero de temperatura**

$h_{VC} = 1\ m$ $b_{VC} = 0.8\ m$ $\phi_{varilla} := \frac{1}{2}\ in$ $A_{\phi var} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{\ 2} = 1.27\ cm^2$

$$\Delta_{s_temp1} := \frac{0.18 \cdot b_{VC} \cdot h_{VC}}{2 \cdot (b_{VC} + h_{VC})} \cdot \frac{cm}{m} = 4\ \frac{cm^2}{m}$$

**4Φ 1/2" @ 0.20 m** *EN CADA CARA* $N_{var_x_cara} = 4$ $\phi_{varilla} = 0.5\ in$ $s_{temperatura} = 0.23\ m$

### 4.3.2.2. DISEÑO DE LA COLUMNA

Datos:

$P_{u_col} := 178\ tonnef$ $V_{u_col} := 24.85\ tonnef$

$M_{u_3_col_long} := 19.46\ tonnef \cdot m$ $M_{u_2_col_transv} := 7.70\ tonnef \cdot m$ ==>Momento Mayorado de la carga total

$M_{du_3_col_long} := 2.57\ tonnef \cdot m$ $M_{du_2_col_transv} := 0\ tonnef \cdot m$ ==>Momento Mayorado de carga muerta DC+RA+DW

$h_{col} := 0.50\ m$ $b_{col} := 0.50\ m$ $L_{col} := 5.91\ m$ $r_{col} := 5\ cm$ $f'_{c_300} = 300\ \frac{kgf}{cm^2}$ $f_y = 4200\ \frac{kgf}{cm^2}$

$N_{var} := 20$ $\phi_{var} := 1\ in$ $\phi_{estribo} := \frac{1}{2}\ in$ $s_{estribo} := 0.15\ m$ $A_{\phi var} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{var}^{\ 2} = 5.07\ cm^2$

$I_s := 0\ cm^4$ $E_s = 2040000\ \frac{kgf}{cm^2}$

$E_{c_300} := 15300 \cdot \sqrt[2]{f'_{c_300} \cdot \frac{cm^2}{kgf}} \cdot \frac{kgf}{cm^2} = 265003.77\ \frac{kgf}{cm^2}$

$A_g := h_{col} \cdot b_{col} = 2500\ cm^2$

$\Delta_s := N_{var} \cdot A_{\phi var} = 101.34\ cm^2$

$I_{long} := \frac{b_{col} \cdot h_{col}^{\ 3}}{12} = 520833.33\ cm^4$ ==>Momento de Inercia longitudinal

$I_{transv} := \frac{h_{col} \cdot b_{col}^{\ 3}}{12} = 520833.33\ cm^4$ ==>Momento de Inercia Transversal

$r_{long} := \sqrt[2]{\frac{I_{long}}{A_g}} = 14.43\ cm$ ==>Radio de giro longitudinal

$r_{transv} := \sqrt[2]{\frac{I_{transv}}{A_g}} = 14.43\ cm$ ==>Radio de giro transversal

i) REFUERZO MAXIMO

$$\frac{\Delta_s}{A_g}+\frac{A_{ps}\cdot f_{pu}}{A_g\cdot f_y}=0.04$$

if $\frac{\Delta_s}{A_g}+\frac{A_{ps}\cdot f_{pu}}{A_g\cdot f_y}\le 0.08$
  "OK, Nvarillas ADECUADO"
else
  "AUMENTAR SECCION O DISMINUIR ACERO"
= "OK, Nvarillas ADECUADO"

ii) REFUERZO MINIMO

$$\frac{\Delta_s\cdot f_y}{A_g\cdot f'_{c_300}}+\frac{A_{ps}\cdot f_{pu}}{A_g\cdot f'_{c_300}}=0.57$$

if $\frac{\Delta_s\cdot f_y}{A_g\cdot f'_{c_300}}+\frac{A_{ps}\cdot f_{pu}}{A_g\cdot f'_{c_300}}\ge 0.135$
  "OK, Nvarillas ADECUADO"
else
  "AUMENTAR ACERO"
= "OK, Nvarillas ADECUADO"

iii) ESBELTEZ

*) Plano Transversal (no arriostrado)

$k_{transv} := 1.2$

$$\frac{k_{transv}\cdot L_{col}}{r_{transv}}=49.13$$

if $\frac{k_{transv}\cdot L_{col}}{r_{transv}}>22$
  "COLUMNA ESBELTA"
else
  "LA COLUMNA NO ES ESBELTA"
= "COLUMNA ESBELTA"

iv) CAPACIDAD

*) Plano Longitudinal

$\phi_k := 0.75$ $C_m := 1$ $k_{long} = 2.1$

$$\beta_d := \frac{M_{du_3_col_long}}{M_{u_3_col_long}} = 0.13$$

$$EI_1 := \frac{\frac{E_{c_300} \cdot I_{long}}{5} + E_s \cdot I_s}{1+\beta_d} = 24384236615.98\ kgf \cdot cm^2$$

$$EI_2 := \frac{\frac{E_{c_300} \cdot I_{long}}{2.5}}{1+\beta_d} = 48768473231.95\ kgf \cdot cm^2$$

$$EI_{long} := \max(EI_1, EI_2) = 48768473231.95\ kgf \cdot cm^2$$

$$P_{e_long} := \frac{\pi^2 \cdot EI_{long}}{(k_{long} \cdot L_{col})^2} = 312.48\ tonnef$$

$$\delta_{b1} := \frac{C_m}{1 - \frac{P_{u_col}}{\phi_k \cdot P_{e_long}}} = 4.16$$

$\delta_{b_long} :=$ if $\delta_{b1} \geq 1$ then $\delta_{b_long} \leftarrow \delta_{b1}$ else $\delta_{b_long} \leftarrow 1$ $= 4.16$

$$\delta_{s1} := \frac{1}{1 - \frac{P_{u_col}}{\phi_k \cdot P_{e_long}}} = 4.16$$

$$\delta_{s_long} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } \delta_{s1} \geq 1 \\ \quad \delta_{s_long} \leftarrow \delta_{b1} \\ \text{else} \\ \quad \delta_{s_long} \leftarrow 1 \end{array} \right| = 4.16$$

$$M_{cp} = \delta_{b_long} * (M_{2b} + M_{2s}) = \delta_{b_long} * M_{u_3_col_long}$$

$$M_{cp} := \delta_{b_long} \cdot M_{u_3_col_long} = 80.92 \ tonnef \cdot m$$

$$M_{ct} := \delta_{b_transv} \cdot M_{u_2_col_transv} = 9.86 \ tonnef \cdot m$$

***) El Momento combinado es:

$$M_{u_col_esbeltez} := \sqrt[2]{M_{cp}^{\ 2} + M_{ct}^{\ 2}} = 81.52 \ tonnef \cdot m$$

**DEMANDA PARA LA COLUMNA:**

$$M_{u_col_esbeltez} = 81.52 \ tonnef \cdot m$$

$$P_{u_col} = 178 \ tonnef$$

**Figura 155**

*Distribución de acero en la columna típica de la Pila*

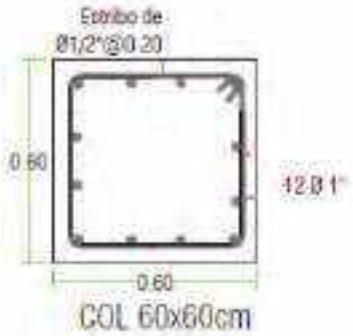


**Tabla 78**

*Cargas Pu-Mu*

| COLUMNA 60x60cm | | |
|---|---|---|
| Pu= 178 | t | |
| Mu= 81.52 | t-m | |
| N° | ØM (t.m) | ØP (t) |
| 1 | 0.00 | 603.41 |
| 2 | 29.29 | 603.41 |
| 3 | 44.98 | 555.98 |
| 4 | 57.41 | 472.41 |
| 5 | 66.91 | 383.19 |
| 6 | 74.67 | 279.81 |
| 7 | 84.44 | 240.45 |
| 8 | 92.24 | 183.04 |
| 9 | 77.30 | 76.49 |
| 10 | 52.71 | -34.14 |
| 11 | 0.00 | -232.20 |

**Figura 156**

*Diagrama de interacción para la columna de la Pila*

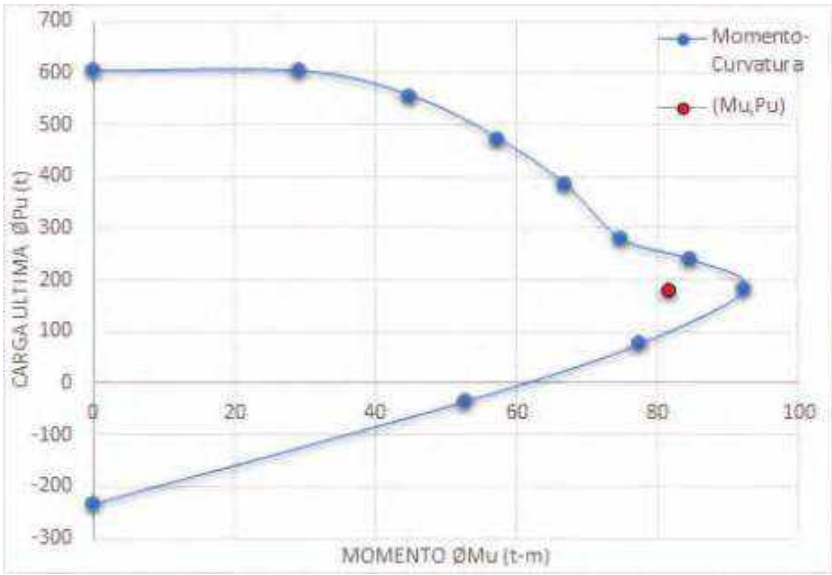
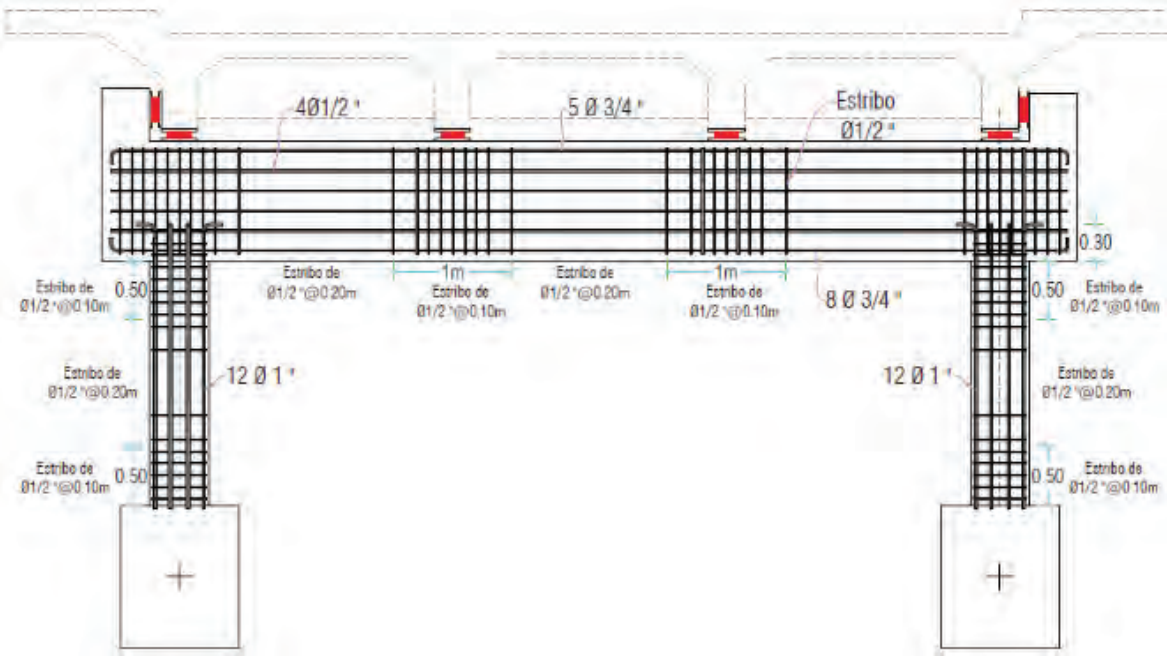


**Figura 157**

*Distribución de Acero en columnas y viga Cabezal*




## 4.3.3. DISEÑO DEL ARCO

### 4.3.3.1. REVISIÓN DE LA ESTABILIDAD DEL ARCO

LA FUERZA HORIZONTAL DE PANDEO (H)

Datos:

$L_{arco} := 60\ m$ $\quad h_a := 1.30\ m$ $\quad h_{clave} := 1\ m$ $\quad f'_{c_300} := 300\ \frac{kgf}{cm^2}$

$f := 11.09\ m$ $\quad b_{arco} := 0.80\ m$ $\quad E_{c_300} := 15300 \cdot \sqrt{f'_{c_300} \cdot \frac{cm^2}{kgf}} \cdot \frac{kgf}{cm^2} = 265003.77\ \frac{kgf}{cm^2}$

**Figura 158**

*Abaco para determinar el Coeficiente de pandeo*

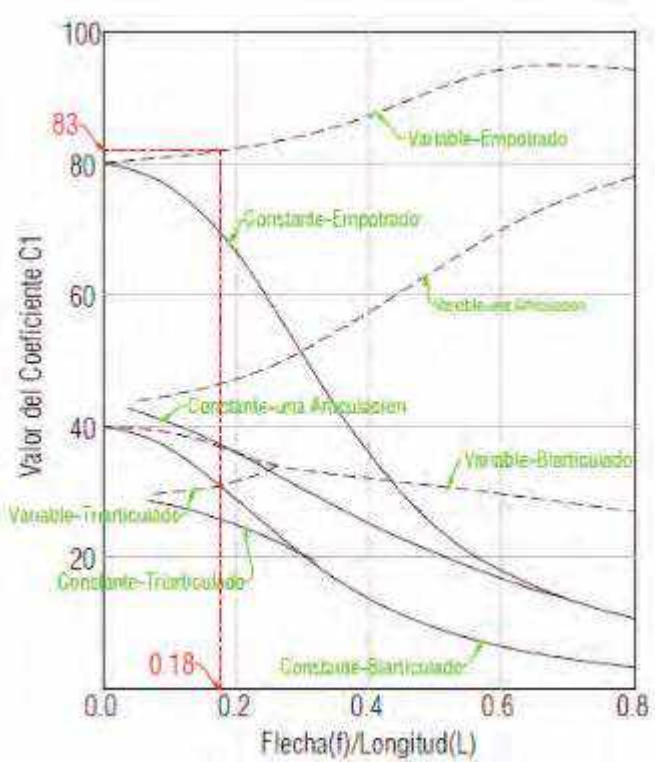
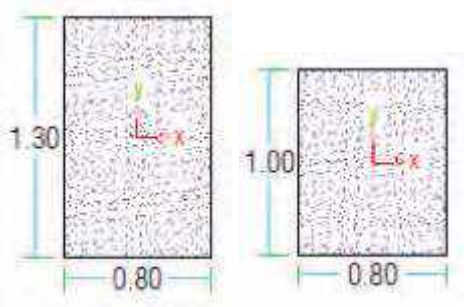



**Figura 159**

*Secciones del Arco en el arranque y la Clave*




*) Calculo de la fuerza de Pandeo horizontal en el ARRANQUE

$$\frac{f}{L_{arco}} = 0.18$$

$$I_{x_a} := \frac{b_{arco} \cdot h_a^{3}}{12} = 14646666.67\ cm^4$$

$C_1 := 83$ ==>Coeficiente de pandeo VARIABLE - EMPOTRADO (se estima del abaco)

$$H_a := \frac{C_1 \cdot E_{c_300} \cdot I_{x_a}}{L_{arco}^{2}} = 8948.83\ tonnef$$ ==> Fuerza Horizontal maxima que llevaria al pandeol

$$C_2 := C_1 \cdot \frac{f}{L_{arco}} \cdot 8 = 122.73$$

$$q_{pandeo} := \frac{C_2 \cdot E_{c_300} \cdot I_{x_a}}{L_{arco}^{3}} = 220.54\ \frac{tonnef}{m}$$ ==> Carga maxima que llevaria al pandeol

*) Calculo de la fuerza de Pandeo horizontal en la CLAVE

$$\frac{f}{L_{arco}} = 0.18$$

$$I_{x_clave} := \frac{b_{arco} \cdot h_{clave}^{3}}{12} = 6666666.67\ cm^4$$

$C_1 := 83$ ==>Coeficiente de pandeo VARIABLE - EMPOTRADO (se estima del abaco)

$$H_a := \frac{C_1 \cdot E_{c_300} \cdot I_{x_clave}}{L_{arco}^{2}} = 4073.21\ tonnef$$ ==> Fuerza Horizontal maxima que llevaria al pandeol

$$C_2 := C_1 \cdot \frac{f}{L_{arco}} \cdot 8 = 122.73$$

$$q_{pandeo} := \frac{C_2 \cdot E_{c_300} \cdot I_{x_clave}}{L_{arco}^{3}} = 100.38\ \frac{tonnef}{m}$$ ==> Carga maxima que llevaria al pandeo

$q_{equivalente_actuante} := 26.65 \frac{tonnef}{m}$ ==> Carga mayorada por resitencia I (Demanda)

```
if q_equivalente_actuante < q_pandeo
    "ARCO ESTABLE"
else
    "EXISTE PANDEO"
= "ARCO ESTABLE"
```

### 4.3.3.2. FACTOR DE PANDEO GENERAL POR SERVICIO I Y RESISTENCIA I

Para determinar el factor de pandeo está basado en la siguiente relación:

La ecuacion que gobierna el pandeo en la estructura en arco

$$\left|K_e + \lambda K_G\right| = 0$$

$K_e$ : Matriz de rigidez elastica
$K_G$ : Matriz geometrica para la carga exterior unitaria
$\lambda$ : Coeficiente por el que se debe multiplicar la solicitacion exterior para que la estructura pandee
$\lambda$ : SCALE FACTOR

**SERVICIO I**

Con el apoyo del software CSIBridge v.22, se tiene Las cargas mayoradas por SERVICIO I se tiene:

**Tabla 79**

*Cargas mayoradas por SERVICIO I*

| | CARGAS MAYOYADAS POR SERVICIO I | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | FZ | MY | MX | MZ | FY | FX |
| | P (t) | M2 (t m) | M3 (t m) | T (t m) | V2 (t) | V3 (t) |
| PILA 1 (1COL) | -118.17 | 3.53 | -14.59 | 2.22 | 2.92 | 0.61 |
| PILA2 (1COL) | -99.68 | 5.17 | -15.38 | 3.36 | -2.87 | 1.84 |
| PILA3 (1COL) | -101.43 | 9.42 | -13.37 | 13.40 | -2.88 | 3.88 |
| PILA4 (1COL) | -99.68 | 5.37 | -15.22 | -6.54 | -2.92 | 1.89 |
| PILA5 (1COL) | -119.07 | 3.70 | -15.03 | -2.39 | 3.00 | 0.66 |
| Qequivalente = | -17.93 | tonnef/m | | | | |

**Figura 160**

*Asignación de Cargas Actuantes*



*) Para este caso se ha considerado el peso de la carga de gravedad sin condiciones iniciales

TABLE: Buckling Factors

| OutputCase | StepType | StepNum | ScaleFactor |
|---|---|---|---|
| BUCKLING-SERVICIO I | Mode | 1 | 4.09 |
| BUCKLING-SERVICIO I | Mode | 2 | 6.06 |
| BUCKLING-SERVICIO I | Mode | 3 | 10.05 |
| BUCKLING-SERVICIO I | Mode | 4 | 10.42 |
| BUCKLING-SERVICIO I | Mode | 5 | 14.71 |
| BUCKLING-SERVICIO I | Mode | 6 | 15.97 |

La verificación de pandeo se realiza con Servicio I, solo a modo de prueba se ha considerado por Resistencia I.

**RESISTENCIA I**

Tambien se realiza un metrado de carga y mayorada con los factores correspondientes, se tiene lo siguiente:

| | CARGAS MAYOYADAS POR RESISTENCIA I | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | FZ | MY | MX | MZ | FY | FX |
| | P (t) | M2 (t.m) | M3 (t.m) | T (t.m) | V2 (t) | V3 (t) |
| PILA 1 (1COL) | -176.62 | 6.18 | -24.85 | 3.84 | 4.98 | 1.07 |
| PILA2 (1COL) | -148.00 | 9.04 | -26.72 | 11.13 | -5.00 | 3.22 |
| PILA3 (1COL) | -149.80 | 16.48 | -23.14 | 23.44 | -5.04 | 6.79 |
| PILA4 (1COL) | -147.99 | 9.41 | -26.44 | 11.41 | -5.08 | 3.31 |
| PILA5 (1COL) | -177.15 | 6.47 | -25.63 | -4.15 | -5.12 | 1.16 |

Qequivalente = -26.65 tonnef/m

**Figura 161**

*Asignación de cargas por RESISTENCIA I*

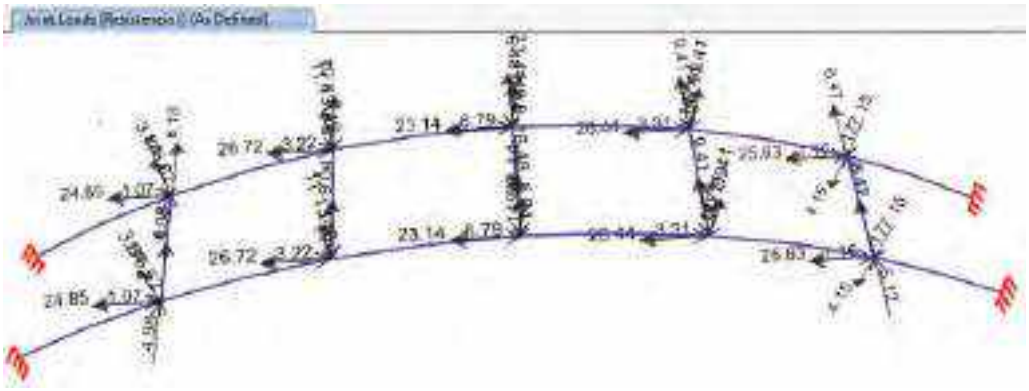


**Figura 162**

*Coeficiente de pandeo por RESISTENCIA I*

*) Considerado el peso de la carga de gravedad sin condiciones iniciales

| TABLE: Buckling Factors | | | |
|---|---|---|---|
| OutputCase | StepType | StepNum | ScaleFactor |
| BUCKLING-RESISTENCIA I | Mode | 1 | 2.95 |
| BUCKLING-RESISTENCIA I | Mode | 2 | 4.37 |
| BUCKLING-RESISTENCIA I | Mode | 3 | 7.24 |
| BUCKLING-RESISTENCIA I | Mode | 4 | 7.50 |
| BUCKLING-RESISTENCIA I | Mode | 5 | 10.60 |
| BUCKLING-RESISTENCIA I | Mode | 6 | 11.50 |

El factor de escala 2.95 es mayor que 1, lo cual está en un rango regular antes de que llegue a un pandeo estructural, básicamente por Servicio I es un factor de cuatro veces que requeriría la carga con la cual está diseñándose.

### 4.3.3.3. REVISION DE LA DEMANDA-CAPACIDAD (D/C)

**Tabla 80**

*Periodos Modal y frecuencias*

| TABLE: Modal Periods And Frequencies | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| OutputCase | StepType | StepNum | Period | Frequency | CircFreq | Eigenvalue |
| Text | Text | Unitless | Sec | Cyc/sec | rad/sec | rad2/sec2 |
| MODAL | Mode | 1 | 0.6327 | 1.5805 | 9.9303 | 98.6113 |
| MODAL | Mode | 2 | 0.3980 | 2.5126 | 15.7874 | 249.2408 |
| MODAL | Mode | 3 | 0.3962 | 2.5240 | 15.8586 | 251.4949 |
| MODAL | Mode | 4 | 0.3683 | 2.7152 | 17.0603 | 291.0541 |
| MODAL | Mode | 5 | 0.3654 | 2.7370 | 17.1969 | 295.7325 |
| MODAL | Mode | 6 | 0.3229 | 3.0968 | 19.4575 | 378.5962 |
| MODAL | Mode | 7 | 0.2495 | 4.0085 | 25.1864 | 634.3566 |
| MODAL | Mode | 8 | 0.2031 | 4.9227 | 30.9302 | 956.6792 |
| MODAL | Mode | 9 | 0.1989 | 5.0279 | 31.5910 | 997.9922 |
| MODAL | Mode | 10 | 0.1980 | 5.0506 | 31.7338 | 1007.0370 |
| MODAL | Mode | 11 | 0.1970 | 5.0758 | 31.8924 | 1017.1279 |
| MODAL | Mode | 12 | 0.1863 | 5.3672 | 33.7233 | 1137.2605 |

El periodo de la estructura de puentes es de T=0.63s.

En la siguiente tabla se muestra la ratio de la demanda capacidad, para obtener estos valores requiere datos iniciales como Categoría de diseño sísmico, y espectro de diseño.

En el siguiente cuadro se muestra que la D/C<1

| DesReqName | BridgeObj | SDCategory | SpanName | Station | Direction | GenDispl | Demand | Capacity | DCRatio |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Text | Text | Text | Text | m | Text | Text | m | m | Unitless |
| QReqSismico | PUENTE ARCO | 6 | Span 1 | 10 | TRANS | <QReqSismico>GD_TR1 | 0.0047 | 0.1424 | **0.0332** |
| QReqSismico | PUENTE ARCO | 6 | Span 1 | 10 | LONG | <QReqSismico>GD_LG1 | 0.0344 | 0.1424 | **0.2412** |
| QReqSismico | PUENTE ARCO | 6 | Span 2 | 20 | TRANS | <QReqSismico>GD_TR2 | 0.0036 | 0.0209 | **0.1737** |
| QReqSismico | PUENTE ARCO | 6 | Span 2 | 20 | LONG | <QReqSismico>GD_LG2 | 0.0049 | 0.0209 | **0.2338** |
| QReqSismico | PUENTE ARCO | 6 | Span 3 | 30 | TRANS | <QReqSismico>GD_TR3 | 0.0014 | 0.0055 | **0.2560** |
| QReqSismico | PUENTE ARCO | 6 | Span 3 | 30 | LONG | <QReqSismico>GD_LG3 | 0.0013 | 0.0055 | **0.2297** |
| QReqSismico | PUENTE ARCO | 6 | Span 4 | 40 | TRANS | <QReqSismico>GD_TR4 | 0.0059 | 0.0209 | **0.2828** |
| QReqSismico | PUENTE ARCO | 6 | Span 4 | 40 | LONG | <QReqSismico>GD_LG4 | 0.0039 | 0.0209 | **0.1849** |
| QReqSismico | PUENTE ARCO | 6 | Span 5 | 50 | TRANS | <QReqSismico>GD_TR5 | 0.0079 | 0.1424 | **0.0556** |
| QReqSismico | PUENTE ARCO | 6 | Span 5 | 50 | LONG | <QReqSismico>GD_LG5 | 0.0338 | 0.1424 | **0.2374** |

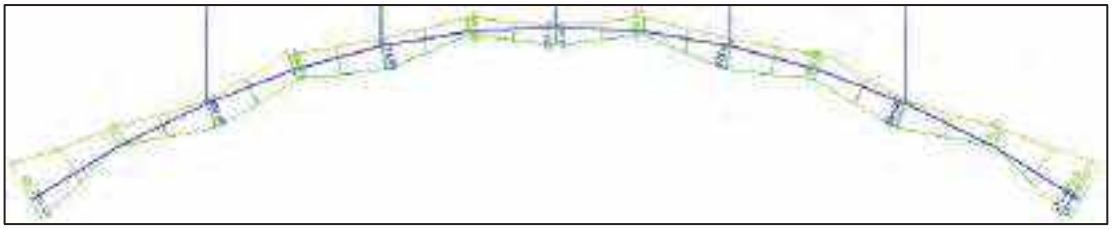
### 4.3.3.4. DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DEL ARCO

Para las combinaciones mayoradas se tiene las siguientes fuerzas internas del arco.

**Diagrama Momentos máximos**:

**Figura 163**

*Diagramas Momentos máximos*



$M_{arranque_neg} := 429.55\ tonnef \cdot m$ $M_{arranque_pos} := 243.07\ tonnef \cdot m$ $P_{arranque} := 721.61\ tonnef$

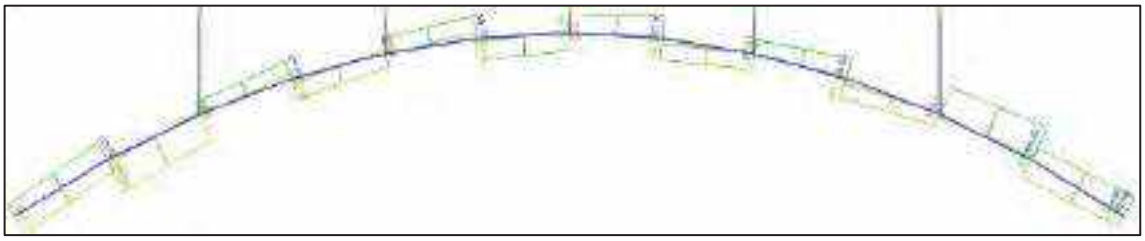
$M_{intermedio_neg} := 176.45\ tonnef \cdot m$ $M_{intermedio_pos} := 292.9\ tonnef \cdot m$ $P_{intermedio} := 702.12\ tonnef$

$M_{clave_neg} := 162.8\ tonnef \cdot m$ $M_{clave_pos} := 192.52\ tonnef \cdot m$ $P_{clave} := 609.85\ tonnef$

**Diagrama fuerzas cortantes máximas:**

**Figura 164**

*Diagrama fuerzas cortantes máximas*



$V_{arranque} := 88.90\ tonnef$

$V_{intermedio} := 50.58\ tonnef$

$V_{clave} := 56.11\ tonnef$

## 4.3.3.4.1. DISEÑO POR FLEXION EN ARRANQUE

Datos:

$f'_{c_300} := 300\ \frac{kgf}{cm^2}$ $\quad f_y = 4200\ \frac{kgf}{cm^2}$

**i) En el Arranque**

$M_{arranque_neg} = 429.55\ tonnef \cdot m$ $\quad M_{diu} := 0\ tonnef \cdot m$ $\quad P_{arranque} = 721.61\ tonnef$

$h := 1.30\ m$ $\quad b := 0.8\ m$ $\quad r := 5\ cm$ $\quad L_{col} := 11.76\ m$ $\quad \phi_{var} := 1\ in$ $\quad A_{var} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{var}^2 = 5.07\ cm^2$

$A_g := h \cdot b = 10400\ cm^2$

$\Delta_{s_min} := 0.01 \cdot A_g = 104\ cm^2$ $\quad N_{var_min} := \frac{\Delta_{s_min}}{A_{var}} + 3 = 24$

$I := \frac{b \cdot h^3}{12} = 14646666.67\ cm^4$

$r := \sqrt{\frac{I}{A_g}} = 37.53\ cm$

Finalmente el armado queda de la siguiente forma:

$N_{var1} := 24$ $N_{var2} := 10$

$\phi_{var1} := 1\ in$ $\phi_{var2} := \frac{3}{4}\ in$ $\phi_{estribo} := \frac{1}{2}\ in$

$A_{var1} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{var1}^{2} = 5.07\ cm^2$ $A_{var2} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{var2}^{2} = 2.85\ cm^2$

$\Delta_s := N_{var1} \cdot A_{var1} + N_{var2} \cdot A_{var2} = 150\ cm^2$

$\rho := \frac{\Delta_s}{h \cdot b} \cdot 100 = 1.44$ ==>Cuantia de acero en porcentaje

Revision de la beltez

$k := 1.2$

$\frac{k \cdot L_{col}}{r} = 37.6$

if $\frac{k \cdot L_{col}}{r} > 22$ "COLUMNA ESBELTA"
else "LA COLUMNA NO ES ESBELTA"
= "COLUMNA ESBELTA"

Se debe realizar la mayoración de momento por la esbeltez que presenta.

$M_{cp} := \delta_b \cdot M_u = 490.94\ tonnef \cdot m$ , momento mayorado.

**Tabla 81**

*Valores de Pu-Mu*

ARCO_ARRANQUE

COLUMNA 80x130cm

Pu= 721.61 t

Mu= 490.94 t-m

| N° | ØM (t.m) | ØP (t) |
|---|---|---|
| 1 | 0.00 | 1950.00 |
| 2 | 209.57 | 1950.00 |
| 3 | 318.29 | 1813.00 |
| 4 | 407.47 | 1554.00 |
| 5 | 477.15 | 1277.00 |
| 6 | 533.08 | 968.72 |
| 7 | 571.63 | 799.67 |
| 8 | 576.98 | 616.31 |
| 9 | 480.74 | 331.50 |
| 10 | 315.76 | -20.83 |
| 11 | 0.00 | -572.18 |

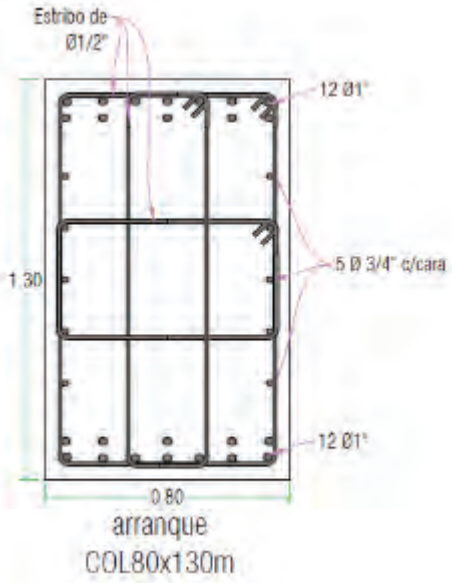
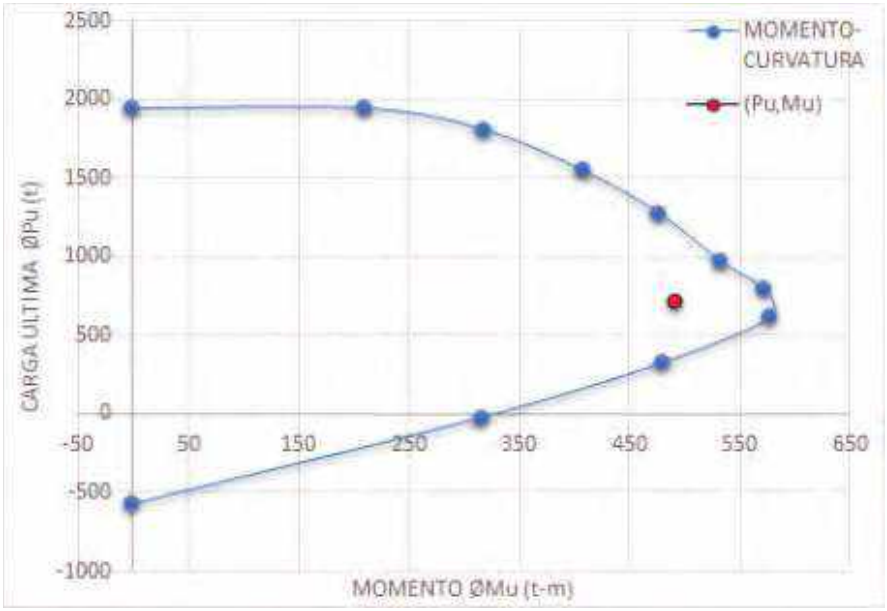



**Figura 165**

*Diagrama de interacción Pu-Mu*



## 4.3.3.4.2. DISEÑO POR FLEXION EN INTERMEDIO

**ii) En el Intermedio**

$M_{intermedio_pos} = 292.9\ tonnef \cdot m$ $M_{du} := 0\ tonnef \cdot m$ $P_{intermedio} = 702.12\ tonnef$

$h := 1.15\ m$ $b := 0.80\ m$ $r := 5\ cm$ $L_{col} := 10.68\ m$ $\phi_{var} := 1\ in$ $A_{var} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{var}^2 = 5.07\ cm^2$

$A_g := h \cdot b = 9200\ cm^2$

$\Delta_{s_min} := 0.01 \cdot A_g = 92\ cm^2$ $N_{var_min} := \frac{\Delta_{s_min}}{A_{var}} = 18$

$I := \frac{b \cdot h^3}{12} = 10139166.67\ cm^4$

$r := \sqrt[2]{\frac{I}{A_g}} = 33.2\ cm$

Finalmente el armado queda de la siguiente forma:

$N_{var1} := 18$ $N_{var2} := 10$

$\phi_{var1} := 1\ in$ $\phi_{var2} := \frac{3}{4}\ in$ $\phi_{estribo} := \frac{1}{2}\ in$

$A_{var1} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{var1}^2 = 5.07\ cm^2$ $A_{var2} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{var2}^2 = 2.85\ cm^2$

$\Delta_s := N_{var1} \cdot A_{var1} + N_{var2} \cdot A_{var2} = 120\ cm^2$

$\rho := \frac{\Delta_s}{h \cdot b} \cdot 100 = 1.3$ ==>Cuantia de acero en porcentaje

Revision de la beltez

$k := 1.2$

$\frac{k \cdot L_{col}}{r} = 38.61$

if $\frac{k \cdot L_{col}}{r} > 22$ = "COLUMNA ESBELTA"
    "COLUMNA ESBELTA"
else
    "LA COLUMNA NO ES ESBELTA"

Mayoramos el momento por el efecto de la esbeltez.

$M_{cp} := \delta_b \cdot M_u = 342.56\ tonnef \cdot m$ , momento mayorado

**Tabla 82**

*Valores Pu-Mu por esbeltez*

ARCO_INTERMEDIO

COLUMNA 80x115cm

Pu= 702.12 t

Mu= 342.56 t-m

| N° | ØM (t.m) | ØP (t) |
|---|---|---|
| 1 | 0.00 | 1877.00 |
| 2 | 191.67 | 1877.00 |
| 3 | 298.07 | 1763.00 |
| 4 | 382.34 | 1514.00 |
| 5 | 445.37 | 1251.00 |
| 6 | 491.76 | 962.27 |
| 7 | 521.74 | 802.85 |
| 8 | 524.15 | 624.47 |
| 9 | 435.44 | 355.04 |
| 10 | 291.33 | 45.35 |
| 11 | 0.00 | -456.08 |

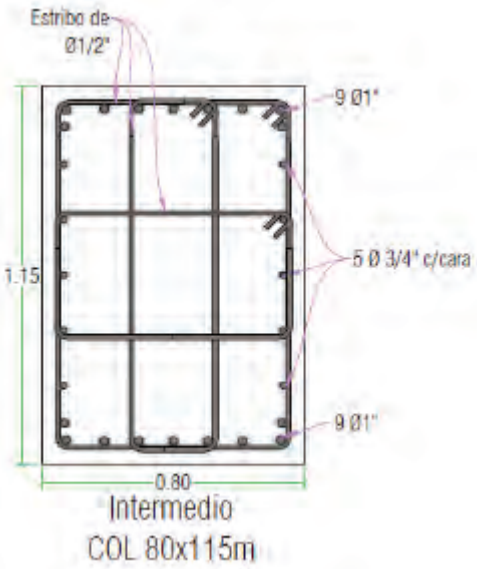
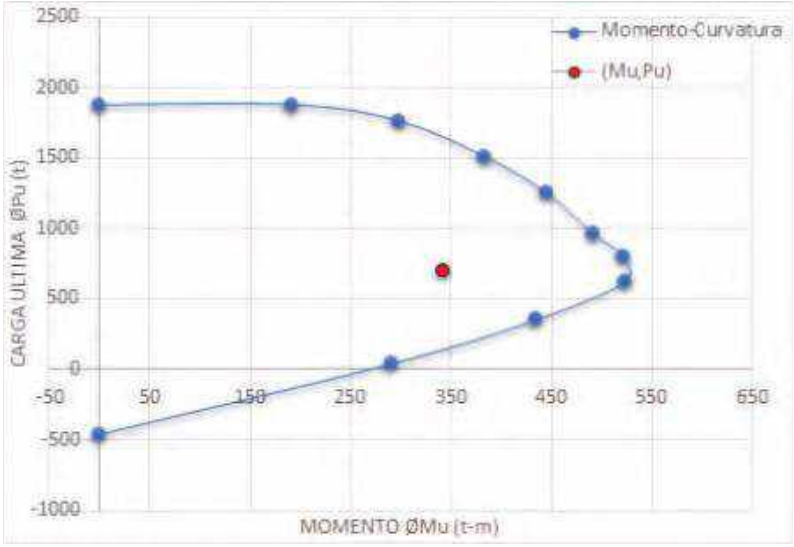



**Figura 166**

*Diagrama de Interacción por Esbeltez*



## 4.3.3.4.3. DISEÑO POR FLEXION EN LA CLAVE

**iii) En la Clave**

$M_{clave_pos} = 192.52\ tonnef \cdot m$ $M_{du} := 0\ tonnef \cdot m$ $P_{clave} = 609.85\ tonnef$

$h := 1\ m$ $b := 0.80\ m$ $r := 5\ cm$ $L_{col} := 10.08\ m$ $\phi_{var} := 1\ in$ $A_{var} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{var}^2 = 5.07\ cm^2$

$A_g := h \cdot b = 8000\ cm^2$

$\Delta_{s_min} := 0.01 \cdot A_g = 80\ cm^2$ $N_{var_min} := \frac{\Delta_{s_min}}{A_{var}} = 16$

$I := \frac{b \cdot h^3}{12} = 6666666.67\ cm^4$

$r := \sqrt[2]{\frac{I}{A_g}} = 28.87\ cm$

Finalmente el armado queda de la siguiente forma:

$N_{var1} := 14$ $N_{var2} := 10$

$\phi_{var1} := 1\ in$ $\phi_{var2} := \frac{3}{4}\ in$ $\phi_{estribo} := \frac{1}{2}\ in$

$A_{var1} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{var1}^2 = 5.07\ cm^2$ $A_{var2} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{var2}^2 = 2.85\ cm^2$

$\Delta_s := N_{var1} \cdot A_{var1} + N_{var2} \cdot A_{var2} = 99\ cm^2$

$\rho := \frac{\Delta_s}{h \cdot b} \cdot 100 = 1.24$ ==> Cuantia de acero en porcentaje

Revision de la beltez

$k := 1.2$

$\frac{k \cdot L_{col}}{r} = 41.9$

if $\frac{k \cdot L_{col}}{r} > 22$ = "COLUMNA ESBELTA"
"COLUMNA ESBELTA"
else
"LA COLUMNA NO ES ESBELTA"

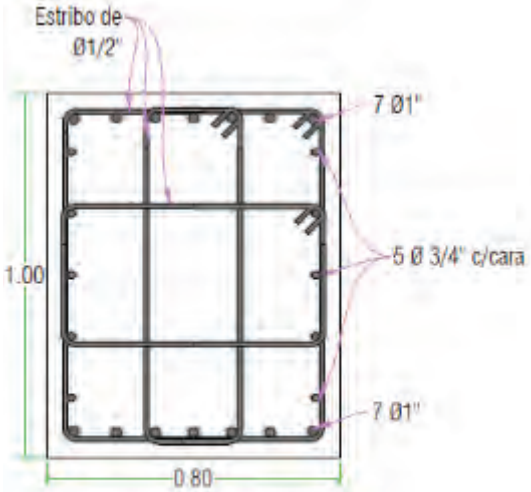
$M_{cp} := \delta_b \cdot M_u = 232.11\ tonnef \cdot m$ , momento mayorado.

**Figura 167**

*Valores Pu-Mu en la Clave*

ARCO_CLAVE

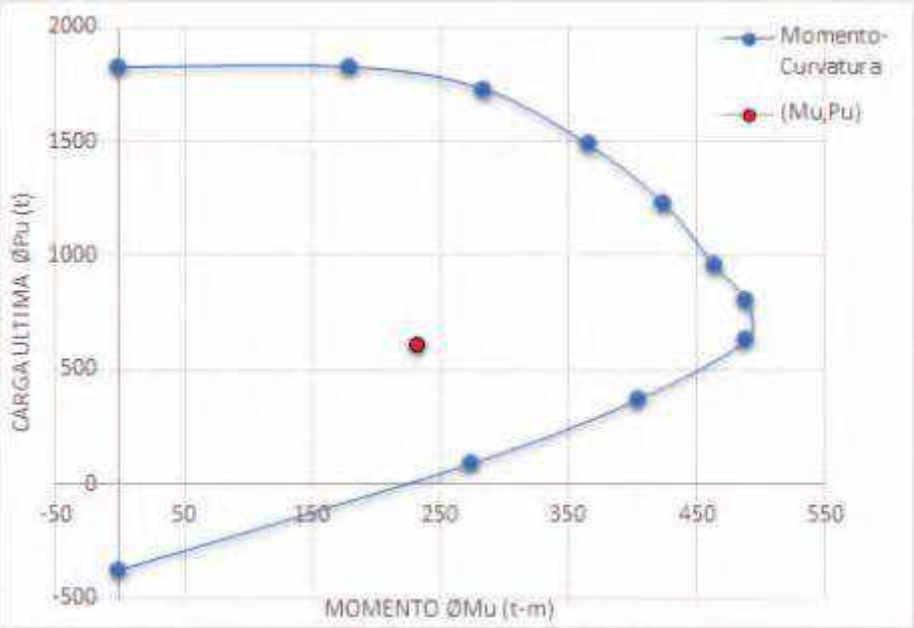
| COLUMNA 80x100cm | | |
|---|---|---|
| Pu = 609.85 | t | |
| Mu = 232.11 | t-m | |
| N° | ØM (t.m) | ØP (t) |
| 1 | 0.00 | 1828.00 |
| 2 | 179.74 | 1828.00 |
| 3 | 284.58 | 1730.00 |
| 4 | 365.59 | 1488.00 |
| 5 | 424.18 | 1234.00 |
| 6 | 464.20 | 957.97 |
| 7 | 488.48 | 804.97 |
| 8 | 488.93 | 629.90 |
| 9 | 405.24 | 370.73 |
| 10 | 275.05 | 89.47 |
| 11 | 0.00 | -378.68 |




Clave
COL80x100m

**Figura 168**

*Diagrama de Pu-Mu en la clave*




## 4.3.3.4.4. DISEÑO DE LA VIGA RIOSTRA




$M_{u_pos} := 32\ tonnef \cdot m$

$M_{u_neg} := 33\ tonnef \cdot m$

$V_u := 13\ tonnef$

ii) CALCULO DE ACERO POSITIVO

Datos:

$M_{u_pos} = 32\ tonnef \cdot m$

$h := 0.80\ m$ $b := 0.4\ m$ $r := 6\ cm$

$\phi_{varilla} := \frac{3}{4}\ in$ $\phi_{estribo} := \frac{1}{2}\ in$ $N_{capas_varillas} := 1$ $A_{\phi var} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{\ 2} = 2.85\ cm^2$

**5 ϕ 3/4"**

iii) CALCULO DE ACERO NEGATIVO

Datos:

$M_{u_neg} = 33\ tonnef \cdot m$

$h := 0.80\ m$ $b := 0.40\ m$ $r := 6\ cm$

$\phi_{varilla} := \frac{3}{4}\ in$ $\phi_{estribo} := \frac{1}{2}\ in$ $N_{capas_varillas} := 1$ $A_{\phi var} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{\ 2} = 2.85\ cm^2$

**5 ϕ 3/4"**

iv) DISEÑO POR CORTE

datos:

$V_u = 13\ tonnef$ $b = 0.4\ m$ $d = 0.71\ m$ $f_{c_300} = 300\ \frac{kgf}{cm^2}$

CORTANTE RESITENTE TOTAL

$V_r := \phi \cdot V_n = 57.32\ tonnef$

if $V_u < V_r$
  "OK, CUMPLE POR CORTE"
else
  "NO CUMPLE, mejorar el espaciamiento "

= "OK, CUMPLE POR CORTE"

$factor := \frac{V_r}{V_u} = 4.4$

**Estribo: $\phi$ 1/2"@0.20m**

### 4.3.3.4.5. DISEÑO POR CORTE EN EL ARCO

datos:

$V_{arranque} = 88.9\ tonnef$

$h := 1.3\ m$ $b := 1\ m$ $r := 6\ cm$ $f'_{c_300} = 300\ \frac{kgf}{cm^2}$

$z := r + \frac{2.54\ cm}{2} = 7.27\ cm$

$d := h - z = 1.23\ m$

CORTANTE RESITENTE TOTAL

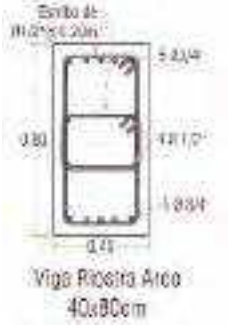
$V_r := \phi \cdot V_n = 140.58\ tonnef$

if $V_u < V_r$
  "OK, CUMPLE POR CORTE"
else
  "NO CUMPLE, mejorar el espaciamiento "

= "OK, CUMPLE POR CORTE"

$factor := \frac{V_r}{V_{arranque}} = 1.6$

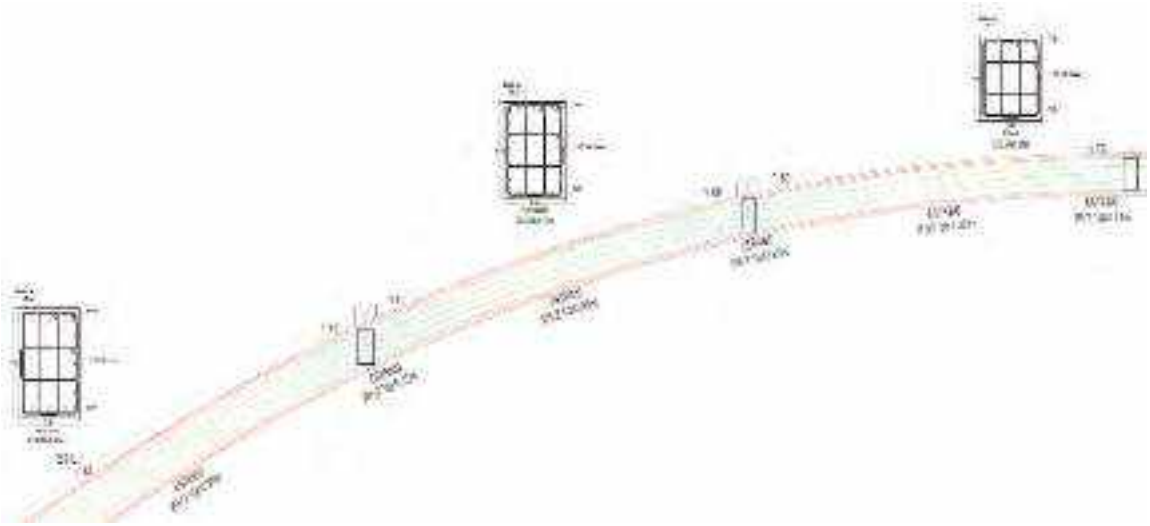
**Estribo: $\phi$ 1/2"@0.30m**



Viga Riostra Arco
40x80cm

**Figura 169**

*Distribución de acero en arco*



## 4.4. DISEÑO DE LOS ESTRIBOS

Dado la complejidad de los cimientos se ha optado modelar como sólido para tener mejores resultados, y poder leer datos en los puntos de nuestro interés.

Lo cimientos de los estribos derecha, central y el encepado de la izquierda se han modelado como sólido, las pantallas de los tres estribos también fueron modelados como sólido, las alas se han modelado como Shell, para el caso de pilotes se ha modelado como elemento frame con apoyo empotrado debido a que estará apoyado sobre roca.

### 4.4.1. DISEÑO DE ESTRIBO IZQUIERDO

**DATOS**

***GEOMETRIA DEL ESTRIBO***

$H := 14.70\ m$
$L_{cajuela} := 7.40\ m$
$H_{pantalla} := 13.20\ m$
$N := 0.80\ m$
$h := 4.25\ m$
$D := 1.50\ m$
$h' := 0.60\ m$
$L_{LS} := 4.50\ m$
$h_{parapeto} := 1.10\ m$
$b_w := 0.30\ m$
$t_{sup} := 0.80\ m$
$t_{inf} := 2.00\ m$
$s_{talon} := 6\ °$

***CARGAS***

$P_{DC} := 8.71\ \frac{tonnef}{m}$
$P_{DW} := 0.72\ \frac{tonnef}{m}$
$P_{LL_IM} := 15.56\ \frac{tonnef}{m}$
$BR := 1.11\ \frac{tonnef}{m}$

***SUELO***

$\phi_f := 30\ °$
$\delta := 0\ °$
$\beta := 0\ °$
$\theta := 90\ °$
$i := 0\ °$
$\beta' := 0\ °$
$\gamma_{suelo} := 1.90\ \frac{tonnef}{m^3}$
$q_{adm_cimiento} := 7.16\ \frac{kgf}{cm^2}$
$FS := 3$
$q_{adm_pilote} := 11.03\ \frac{kgf}{cm^2}$

***SISMO***

$PGA := 0.30$
$F_{pga} := 1$

***CONCRETO***

$\gamma_c := 2400\ \frac{kgf}{m^3}$
$f'_{c_210} := 210\ \frac{kgf}{cm^2}$

#### 4.4.1.1. DISEÑO DE MURO PANTALLA

CARGAS VERTICALES:

*) Carga LSy

$p_{LSy} := h' \cdot \gamma_{suelo} = 1.14\ \frac{tonnef}{m^2}$

$LS_y := L_{LS} \cdot p_{LSy} = 5.13\ \frac{tonnef}{m}$

*) Carga EV

$$p_{EV_talon} := H_{pantalla} \cdot \gamma_{suelo} = 25.08 \ \frac{tonnef}{m^2}$$

$$p_{EV_punta} := (h - D) \cdot \gamma_{suelo} = 5.23 \ \frac{tonnef}{m^2}$$

CARGAS HORIZONTALES:

*) Calculo de LSx sobre la Pantalla

$$LS_{x_pantalla} := p''_{LS} \cdot H_{pantalla} = 5.02 \ \frac{tonnef}{m}$$

*) Calculo de EQ sobre la Pantalla

$$EQ_{terr_pantalla} := p'_{EQ} \cdot H_{pantalla} = 16.49 \ \frac{tonnef}{m}$$

*) Calculo de EH sobre la Pantalla

$$EH_{pantalla} := \frac{1}{2} \cdot H_{pantalla} \cdot p_{EH} = 55.18 \ \frac{tonnef}{m}$$

*) Calculo de PIR sobre la Pantalla

$$P_{IR_pantalla} := k_h \cdot DC_{pantalla} = 6.08 \ \frac{tonnef}{m}$$

*) Calculo de PAE sobre la Pantalla

$$P_{AE} := EH_{pantalla} + EQ_{terr_pantalla} = 71.66 \ \frac{tonnef}{m}$$

*) Carga Sismica por Superestructura ($P_{EQ}$)

$$P_{EQ} := \left(P_{DC} + P_{DW}\right) \cdot A_s = 2.83 \ \frac{tonnef}{m}$$

*) Carga del frenado Equivalente sobre el Estribo ($BR'$)

$$BR' := \frac{BR \cdot \left(H_{pantalla} + h_{parapeto} + 1.8\ m\right)}{H_{pantalla} + h_{parapeto}} = 1.25 \ \frac{tonnef}{m}$$

RESUMEN DE CARGAS EN BASE DE PANTALLA

| CARGA | q (t/m2) | P (t/m) | yp (m) | M (t*m/m) |
|---|---|---|---|---|
| LSx | 0.38 | 5.02 | 6.60 | 33.13 |
| EH | 8.36 | 55.18 | 4.40 | 242.79 |
| EQterr | 1.25 | 16.49 | 6.60 | 108.83 |
| 0.5PIR | | 3.04 | 5.33 | 16.20 |
| PEQ | | 2.83 | 12.65 | 35.80 |
| BR | | 1.25 | 13.20 | 16.50 |

$$M = y_p \cdot P$$

$M_{LSx} := 33.13\ tonnef \cdot m$ $M_{EQterr} := 108.83\ tonnef \cdot m$ $V_{LSx} := 5.02\ tonnef$ $V_{EQterr} := 16.49\ tonnef$ $\eta_D := 1$

$M_{EH} := 242.79\ tonnef \cdot m$ $M_{0.5PIR} := 16.20\ tonnef \cdot m$ $V_{EH} := 55.18\ tonnef$ $V_{0.5PIR} := 3.04\ tonnef$ $\eta_R := 1$

$M_{BR} := 16.50\ tonnef \cdot m$ $M_{PEQ} := 35.80\ tonnef \cdot m$ $V_{BR} := 1.25\ tonnef$ $V_{PEQ} := 2.83\ tonnef$ $\eta_I := 1$

$$\eta := \eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I = 1$$

*) Estado Limite de Resistencia I

$$M_{u_resist} := \eta \cdot \left(1.75 \cdot M_{LSx} + 1.50 \cdot M_{EH} + 1.75 \cdot M_{BR}\right) = 451.04\ tonnef \cdot m$$

$$V_{u_resist} := \eta \cdot \left(1.75 \cdot V_{LSx} + 1.50 \cdot V_{EH} + 1.75 \cdot V_{BR}\right) = 93.74\ tonnef$$

**) Estado Limite de Evento Extremo I

$M_{u_EE} := \eta \cdot (0.50 \cdot M_{LSx} + 1.0 \cdot M_{EH} + 1.0 \cdot (M_{EQterr} + M_{0.5PIR} + M_{PEQ}) + 0.50\ M_{BR}) = 428.44\ tonnef \cdot m$

$V_{u_EE} := \eta \cdot (0.50 \cdot V_{LSx} + 1.0 \cdot V_{EH} + 1.0 \cdot (V_{EQterr} + V_{0.5PIR} + V_{PEQ}) + 0.50 \cdot V_{BR}) = 80.68\ tonnef$

**CALCULO DE ACERO**

$M_u := \max(M_{u_resist}, M_{u_EE}) = 451.04\ tonnef \cdot m$

$h := 2\ m$ $\quad \phi_{varilla} := 1\ in$ $\quad \phi := 0.9$ $\quad f'_c := 210\ \frac{kgf}{cm^2}$

$b := 1\ m$ $\quad \phi_{estribo} := \frac{1}{2}\ in$ $\quad \beta_1 := 0.85$ $\quad f_y := 4200\ \frac{kgf}{cm^2}$ $\quad A_{\phi var} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^2 = 5.07\ cm^2$

$r := 5\ cm$

**Φ 1" @ 0.10 m** $\quad \phi_{varilla} = 1\ in$ $\quad N_{varillas2} = 13$ $\quad S_{xm} = 0.08\ m$

ii) Acero de temperatura

$h_{pantalla} := 13.20\ m$ $\quad b_{pantalla} := \frac{t_{sup} + t_{inf}}{2} = 1.4\ m$ $\quad \phi_{varilla} := \frac{3}{4}\ in$ $\quad A_{\phi var} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^2 = 2.85\ cm^2$

$\Delta_{s_temp1} := \frac{0.18 \cdot b_{pantalla} \cdot h_{pantalla}}{2 \cdot (b_{pantalla} + h_{pantalla})} \cdot \frac{cm}{m} = 11.39\ \frac{cm^2}{m}$ $\quad ==>$ En cada cara

**Φ 3/4" @ 0.25 m** *EN CADA CARA* $\quad \phi_{varilla} = 0.75\ in$ $\quad s_{temperatura} = 0.25\ m$

**EN EL MEDIO DE LA PANTALLA**

$H_{pantalla0.5H} := 7.15\ m$

**CALCULO DE ACERO**

$M_u := \max(M_{u_resist}, M_{u_EE}) = 91.73\ tonnef \cdot m$

$h := 1.35\ m$ $\quad \phi_{varilla} := 1\ in$ $\quad \phi := 0.9$ $\quad f'_c := 210\ \frac{kgf}{cm^2}$

$b := 1\ m$ $\quad \phi_{estribo} := \frac{1}{2}\ in$ $\quad \beta_1 := 0.85$ $\quad f_y := 4200\ \frac{kgf}{cm^2}$

$r := 5\ cm$

$A_{\phi var} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{\ 2} = 5.07\ cm^2$

**Φ 1" @ 0.20 m** $\quad \phi_{varilla} = 1\ in$ $\quad N_{varillas3} = 4$ $\quad S_{xm} = 0.26\ m$

ii) Acero de temperatura

$h_{pantalla} := 7.15\ m$ $\quad t_{inf} := 1.35\ m$ $\quad \phi_{varilla} := \frac{5}{8}\ in$ $\quad A_{\phi var} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{\ 2} = 1.98\ cm^2$

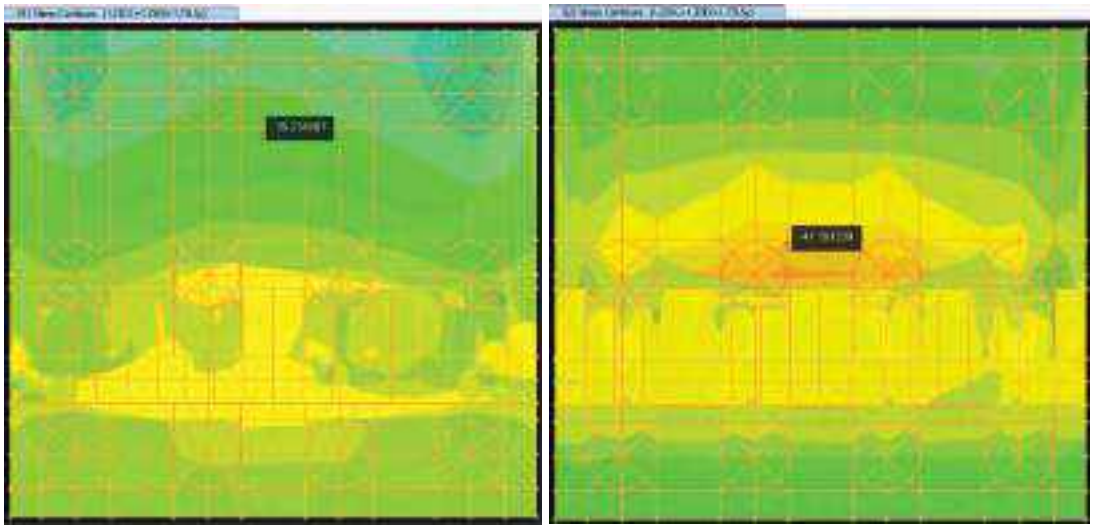
$b_{pantalla} := \frac{t_{sup} + t_{inf}}{2} = 1.08\ m$

**Φ 5/8" @ 0.25 m** *EN CADA CARA* $\quad \phi_{varilla} = 0.63\ in$ $\quad s_{temperatura} = 0.24\ m$

### 4.4.1.2. DISEÑO DE ENCEPADO

**Figura 170**

*Diseño de Encepado*



$\eta := \eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I = 1$

$M_{u_resist} = \eta \cdot (1.25\ M_{DC} + 1.35\ M_{EV} + 1.75\ M_{LSy})$

$V_{u_resist} = \eta \cdot (1.25\ V_{DC} + 1.35\ V_{EV} + 1.75\ V_{LSy})$

$M_{xx_eje} := 597.19\ tonnef \cdot m$ $M_{yy_eje} := 511.08\ tonnef \cdot m$

$M_{xx_inter} := 482.27\ tonnef \cdot m$ $M_{yy_inter} := 393.81\ tonnef \cdot m$

$b_x := 9.20\ m$ $b_y := 8.50\ m$ $h := 1.50\ m$

**i) Calculo de acero sobre el eje de los pilotes (DIR X-X)**

$M_{xx_eje} = 597.19\ tonnef \cdot m$

$h := 1.5\ m$ $\phi_{varilla} := \frac{3}{4}\ in$ $\phi := 0.9$ $\beta_1 := 0.85$ $f'_c := 210\ \frac{kgf}{cm^2}$

$b := 9.20\ m$ $\phi_{estribo} := \frac{1}{2}\ in$ $f_y := 4200\ \frac{kgf}{cm^2}$

$r := 5\ cm$

**Φ 3/4" @ 0.20 m** $\phi_{varilla} = 0.75\ in$ $N_{varillas9} = 39$ $S_{xm} = 0.23\ m$

**ii) Calculo de acero en el medio de entre los ejes (DIR X-X)**

$M_{xx_inter} = 482.27\ tonnef \cdot m$

$h := 1.5\ m$ $\phi_{varilla} := \frac{3}{4}\ in$ $\phi := 0.9$ $\beta_1 := 0.85$ $f'_c := 210\ \frac{kgf}{cm^2}$

$b := 9.20\ m$ $\phi_{estribo} := \frac{1}{2}\ in$ $f_y := 4200\ \frac{kgf}{cm^2}$

$r := 5\ cm$

**Φ 3/4" @ 0.25 m** $\phi_{varilla} = 0.75\ in$ $N_{varillas10} = 32$ $S_{xm} = 0.29\ m$

**iii) Calculo de acero sobre los ejes (DIR Y-Y)**

$M_{yy_eje} = 511.08\ tonnef \cdot m$

$h := 1.5\ m$ $\phi_{varilla} := \frac{3}{4}\ in$ $\phi := 0.9$ $\beta_1 := 0.85$ $f'_c := 210\ \frac{kgf}{cm^2}$

$b := 8.50\ m$ $\phi_{estribo} := \frac{1}{2}\ in$ $f_y := 4200\ \frac{kgf}{cm^2}$

$r := 5\ cm$

**Φ 3/4" @ 0.25 m** $\phi_{varilla} = 0.75\ in$ $N_{varillas11} = 34$ $S_{xm} = 0.25\ m$

**iv) Calculo de acero en el medio de entre los ejes (DIR Y-Y)**

$M_{yy_inter} = 393.81\ tonnef \cdot m$

$h := 1.5\ m$ $\phi_{varilla} := \frac{5}{8}\ in$ $\phi := 0.9$ $\beta_1 := 0.85$ $f'_c := 210\ \frac{kgf}{cm^2}$

$b := 8.50\ m$ $\phi_{estribo} := \frac{1}{2}\ in$ $f_y := 4200\ \frac{kgf}{cm^2}$

$r := 5\ cm$

**Φ 5/8" @ 0.20 m** $\phi_{varilla} = 0.63\ in$ $N_{varillas12} = 37$ $S_{xm} = 0.23\ m$

### 4.4.1.3. DISEÑO DE PILOTES

CAPACIDAD DE LOS PILOTES:

$$\eta = \eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I$$

$$M_{u_STR} = \eta \cdot \begin{pmatrix} 1.75\, M_{LSx} + 1.75 \cdot M_{LSy} + 1.75 \cdot M_{LL_IM} + 1.5 \cdot M_{EH} + 1.5 \cdot M_{EV} + 1.5 \cdot M_{PDC} \\ + 1.5 \cdot M_{PDW} + 1.5 \cdot M_{DC} + 1.75 \cdot M_{BR} \end{pmatrix}$$

$$M_{u_SERV} = \eta \cdot \left(1.0 \cdot M_{DC} + 1.0 \cdot M_{EV} + 1.0 \cdot M_{PDC} + 1.0 \cdot M_{PDW} + 1.0 \cdot M_{LSy}\right)$$

$P := 569.92\ tonnef$ $M_{22} := 177.88\ tonnef \cdot m$

$M_{33} := 10.45\ tonnef \cdot m$ $V_2 := 2.56\ tonnef$ $V_3 := 49.21\ tonnef$

*) Resistencia de la punta

$\Phi := 36.29°$ $D_p := 1.2\ m$ $m_{suelo} := 500$ $FS := 4$

$\gamma_{suelo} := 1.89\ \frac{tonnef}{m^3}$ $L_p := 6\ m$ $p_{atm} := 100\ \frac{kN}{m^2}$ $q_{adm_pilote} := 11.03\ \frac{kgf}{cm^2}$

*) Soporte de la punta

$$\sigma_i := \gamma_{suelo} \cdot L_p = 11.34\ \frac{tonnef}{m^2}$$

$$N_q := \tan\left(45° + \frac{\Phi}{2}\right)^2 \cdot e^{\pi \cdot \tan(\Phi)} = 39.17 \qquad ==> \text{Meyerhof}$$

$$Q_p := \left(\frac{\pi}{4} \cdot D_p^{\,2}\right) \cdot \left(\sigma_i \cdot \left(N_q - 1\right) \cdot F_{qs} \cdot F_{qd} \cdot F_{qc}\right) = 1186.02\ tonnef$$

**) Resistencia por friccion

$$z_i := \frac{L_p}{2} = 3\ m$$

$$p_{perimetro} := \pi \cdot D_p = 3.77\ m$$

$Q_s := f_i \cdot p_{perimetro} \cdot L_p = 212.65\ tonnef$

$Q_{u_neto} := Q_p + Q_s = 1398.67\ tonnef$

$Q_u := \frac{Q_{u_neto}}{FS} = 349.67\ tonnef$

$Q_{total_pilotes} := 12 \cdot Q_u = 4196.02\ tonnef$

$Q_{total_serv} := 2337.14\ tonnef$

if $Q_{total_serv} \le Q_{total_pilotes}$ "LOS PILOTES ABSORBEN TODA LAS CARGAS"
else $\frac{Q_{total_pilotes}}{Q_{total_serv}}$

= "LOS PILOTES ABSORBEN TODA LAS CARGAS"

ii) DISEÑO DE LOS PILOTES

*) Revision de la esbeltez

$D := 1.2\ m$ $L := 6\ m$ $k := 1$

**) Acero minimo de refuerzo

$\Phi_{varilla} := 1\ in$ $\Delta_{varilla} := \frac{\pi}{4} \cdot \Phi_{varilla}^2 = 5.07\ cm^2$

$\Delta_{s_min} := 0.008 \cdot A = 90.48\ cm^2$

$N_{varillas12} := \frac{\Delta_{s_min}}{\Delta_{varilla}} = 18$

**Tabla 83**

*Valores Pu-Mu en pilotes*

| PILOTE D=120cm | | |
|---|---|---|
| Pu= 569.92 | t | |
| Mu= 177.88 | t-m | |
| N° | ØM (t.m) | ØP (t) |
| 1 | 0.00 | 1581.00 |
| 2 | 80.56 | 1581.00 |
| 3 | 154.14 | 1581.00 |
| 4 | 220.50 | 1391.00 |
| 5 | 268.24 | 1136.00 |
| 6 | 293.90 | 855.13 |
| 7 | 330.43 | 696.12 |
| 8 | 335.43 | 491.67 |
| 9 | 243.88 | 177.53 |
| 10 | 125.30 | -111.43 |
| 11 | 0.00 | -348.30 |

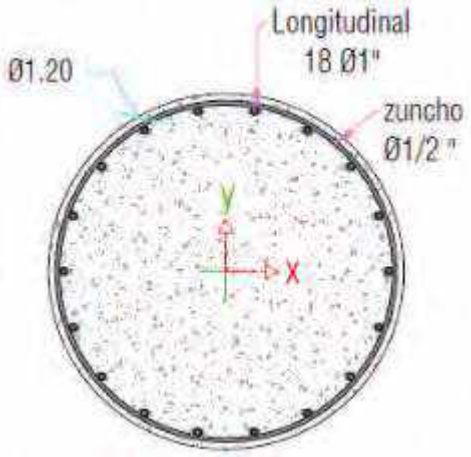
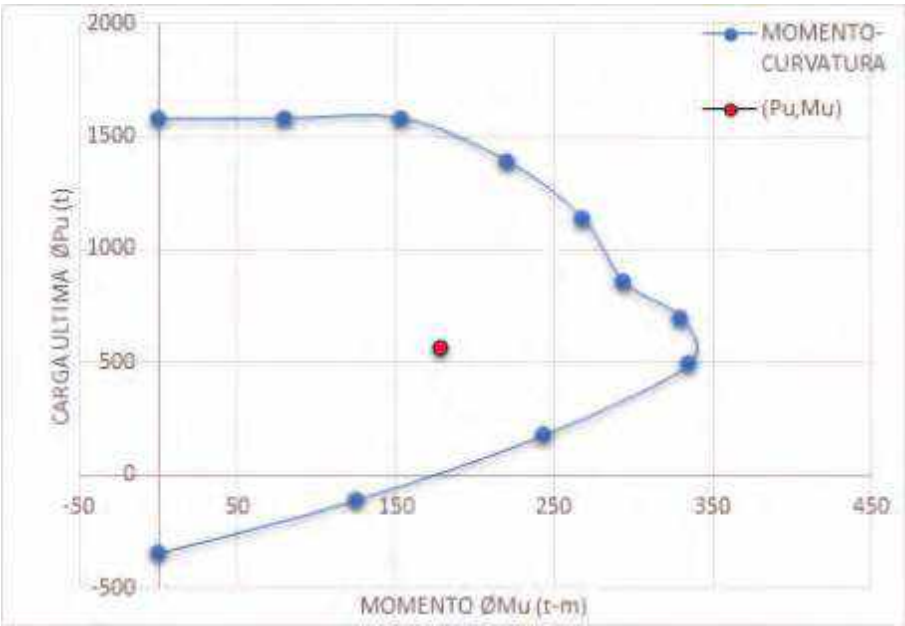



**Figura 171**

*Diagrama de interacción Pu-Mu para pilotes*



### 4.4.1.4. DISEÑO DE ALAS

$$\eta = \eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I$$

$$M_u = \eta \cdot (1.4 \cdot M_{DC} + 1.4 \cdot M_{EV})$$

$$V_u = \eta \cdot (1.4 \cdot V_{DC} + 1.4 \cdot V_{EV})$$

Momentos maximos por metro de franja

$M_{x_base} := 37.18\ tonnef \cdot m$ $M_{y_base} := 192.29\ tonnef \cdot m$

$M_{x_medio} := 12.73\ tonnef \cdot m$ $M_{y_medio} := 30.14\ tonnef \cdot m$

***) Acero en la base (DIR X-X)**

$M_{x_base} = 37.18\ tonnef \cdot m$

$h := 1\ m$ $\phi_{varilla} := \frac{3}{4}\ in$ $\phi := 0.9$ $f'_c := 210\ \frac{kgf}{cm^2}$

$b := 1\ m$ $\phi_{estribo} := \frac{1}{2}\ in$ $\beta_1 := 0.85$ $f_y := 4200\ \frac{kgf}{cm^2}$

$r := 5\ cm$

**Φ 3/4" @ 0.25 m** $\phi_{varilla} = 0.75\ in$ $N_{varillas13} = 4$ $S_{xm} = 0.27\ m$

****) Acero en mitad (DIR X-X)**

$M_{x_medio} = 12.73\ tonnef \cdot m$

$h := 0.5\ m$ $\phi_{varilla} := \frac{5}{8}\ in$ $\phi := 0.9$ $f'_c := 210\ \frac{kgf}{cm^2}$

$b := 1\ m$ $\phi_{estribo} := \frac{1}{2}\ in$ $\beta_1 := 0.85$ $f_y := 4200\ \frac{kgf}{cm^2}$

$r := 5\ cm$

**Φ 5/8" @ 0.25 m**

$\phi_{varilla} = 0.63\ in \quad N_{varillas14} = 4 \quad S_{xm} = 0.25\ m$

***) Acero en la Base (DIR Y-Y)

$M_{y_base} = 192.29\ tonnef \cdot m$

$h := 1\ m$ $\quad \phi_{varilla} := 1\ in$ $\quad \phi := 0.9$ $\quad f'_c := 210\ \frac{kgf}{cm^2}$

$b := 1\ m$ $\quad \phi_{estribo} := \frac{1}{2}\ in$ $\quad \beta_1 := 0.85$ $\quad f_y := 4200\ \frac{kgf}{cm^2}$

$r := 5\ cm$

**Φ 1" @ 0.1 m**

$\phi_{varilla} = 1\ in \quad N_{varillas15} = 12 \quad S_{xm} = 0.09\ m$

****) Acero en Mitad (DIR Y-Y)

$M_{y_medio} = 30.14\ tonnef \cdot m$

$h := 0.5\ m$ $\quad \phi_{varilla} := 1\ in$ $\quad \phi := 0.9$ $\quad f'_c := 210\ \frac{kgf}{cm^2}$

$b := 1\ m$ $\quad \phi_{estribo} := \frac{1}{2}\ in$ $\quad \beta_1 := 0.85$ $\quad f_y := 4200\ \frac{kgf}{cm^2}$

$r := 5\ cm$

**Φ 1" @ 0.2 m**

$\phi_{varilla} = 1\ in \quad N_{varillas16} = 4 \quad S_{xm} = 0.25\ m$

### 4.4.2. DISEÑO DE ESTRIBO CENTRAL

DATOS

**GEOMETRIA DEL ESTRIBO**

$H := 11.04\ m$

$H_{pantalla} := 10.24\ m$

$h_{parapeto_izq} := 1.10\ m$

$h_{parapeto_der} := 0.80\ m$

$b_w := 0.30\ m$

$t_{sup} := 1.50\ m$

$t_{inf} := 1.50\ m$

$L_{cajuela} := 7.40\ m$

$N := 0.80\ m$

**CARGAS VERTICALES**

$P_{DC_Vizq} := 8.71\ \frac{tonnef}{m}$ $P_{DC_Vder} := 5.21\ \frac{tonnef}{m}$

$P_{DW_Vizq} := 0.72\ \frac{tonnef}{m}$ $P_{DW_Vder} := 0.43\ \frac{tonnef}{m}$

$P_{LL_IM_Vizq} := 15.56\ \frac{tonnef}{m}$ $P_{LL_IM_Vder} := 13.27\ \frac{tonnef}{m}$

**CARGAS HORIZONTALES**

$P_{DC_Hizq} := 1.55\ \frac{tonnef}{m}$ $P_{DC_Hder} := 0.97\ \frac{tonnef}{m}$

$P_{DW_Hizq} := 0.19\ \frac{tonnef}{m}$ $P_{DW_Hder} := 0.22\ \frac{tonnef}{m}$

$P_{LL_IM_Hizq} := 13.43\ \frac{tonnef}{m}$ $P_{LL_IM_Hder} := 10.25\ \frac{tonnef}{m}$

$BR_{Hizq} := 1.11\ \frac{tonnef}{m}$ $BR_{Hder} := 1.11\ \frac{tonnef}{m}$

**SUELO**

$\phi_f := 30\ °$

$\delta := 0\ °$

$\beta := 0\ °$

$\theta := 90\ °$

$i := 0\ °$

$\beta' := 0\ °$

$\gamma_{suelo} := 1.90\ \frac{tonnef}{m^3}$

$q_{adm_cimiento} := 7.16\ \frac{kgf}{cm^2}$

$FS := 3$

$q_{adm_pilote} := 14.70\ \frac{kgf}{cm^2}$

**SISMO**

$PGA := 0.30$

$F_{pga} := 1$

**CONCRETO**

$\gamma_c := 2400\ \frac{kgf}{m^3}$

$f'_{c_210} := 210\ \frac{kgf}{cm^2}$

#### 4.4.2.1. DISEÑO DE MURO PANTALLA

CARGAS HORIZONTALES:

**EN LA BASE.**

*) Calculo de EQ sobre la Pantalla

$EQ_{terr_pantalla} := p'_{EQ} \cdot H_{pantalla} = 43.13\ \frac{tonnef}{m}$

*) Calculo de PIR sobre la Pantalla

$$P_{IR_pantalla} := k_h \cdot DC_{pantalla} = 5.07 \ \frac{tonnef}{m}$$

*) Calculo de PAE sobre la Pantalla

$$P_{AE} := EQ_{terr_pantalla} = 43.13 \ \frac{tonnef}{m}$$

*) Carga Sismica por Superestructura ($P_{EQ}$)

$$P_{EQ_izq} := \left(P_{DC_Vizq} + P_{DW_Vizq}\right) \cdot A_s = 2.83 \ \frac{tonnef}{m}$$

$$P_{EQ_der} := \left(P_{DC_Vder} + P_{DW_Vder}\right) \cdot A_s = 1.69 \ \frac{tonnef}{m}$$

*) Carga del frenado Equivalente sobre el Estribo ($BR'$)

$$BR' := \frac{BR \cdot \left(H + h_{parapeto_der} + 1.8 \ m\right)}{H + h_{parapeto_der}} = 1.28 \ \frac{tonnef}{m}$$

**Tabla 84**

*Resumen de Cargas en Base de Pantalla*

| RESUMEN DE CARGAS EN BASE DE PANTALLA | | | | |
|---|---|---|---|---|
| CARGA | q (tn/m2) | P (tn/m) | yp (m) | M (tn-m/m) |
| PDC_Hizq | | 1.55 | 9.94 | 15.41 |
| PDW_Hizq | | 0.19 | 9.94 | 1.89 |
| PLL+IM_Hizq | | 13.43 | 9.94 | 133.49 |
| BRHizq | | 1.11 | 11.04 | 12.25 |
| PDC_Hder | | 0.97 | 10.24 | 9.93 |
| PDW_Hder | | 0.22 | 10.24 | 2.25 |
| PLL+IM_Hder | | 10.25 | 10.24 | 104.96 |
| BRHder | | 1.11 | 11.04 | 12.25 |
| EQterr | 4.21 | 43.13 | 6.12 | 220.83 |
| DISPR | | 2.53 | 5.37 | 13.59 |
| PEQ_Izq | | 2.83 | 10.49 | 29.69 |
| PEQ_der | | 1.69 | 10.64 | 17.96 |

$M = y_p \cdot P$

$M_{DC_Hizq} := 15.41\ tonnef \cdot m$ $M_{EQterr} := 220.83\ tonnef \cdot m$ $V_{DC_Hizq} := 1.55\ tonnef$ $V_{EQterr} := 43.13\ tonnef$ $\eta_D := 1$

$M_{DW_Hizq} := 1.89\ tonnef \cdot m$ $M_{0.5PIR} := 13.59\ tonnef \cdot m$ $V_{DW_Hizq} := 0.19\ tonnef$ $V_{0.5PIR} := 2.53\ tonnef$ $\eta_R := 1$

$M_{LL_IM_Hizq} := 133.49\ tonnef \cdot m$ $M_{PEQ_Hizq} := 29.69\ tonnef \cdot m$ $V_{LL_IM_Hizq} := 13.43\ tonnef$ $V_{PEQ_izq} := 2.83\ tonnef$ $\eta_I := 1$

$M_{BR_Hizq} := 12.25\ tonnef \cdot m$ $M_{PEQ_Hder} := 17.98\ tonnef \cdot m$ $V_{BR_Hizq} := 1.11\ tonnef$ $V_{PEQ_der} := 1.69\ tonnef$

$M_{DC_Hder} := 9.93\ tonnef \cdot m$ $V_{DC_Hder} := 0.97\ tonnef$

$M_{DW_Hder} := 2.25\ tonnef \cdot m$ $V_{DW_Hder} := 0.22\ tonnef$

$M_{LL_IM_Hder} := 104.96\ tonnef \cdot m$ $V_{LL_IM_Hder} := 10.25\ tonnef$

$M_{BR_Hder} := 12.25\ tonnef \cdot m$ $V_{BR_Hder} := 1.11\ tonnef$

$\eta := \eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I = 1$

*) Estado Limite de Resistencia I

$$M_{u_resist} := \eta \cdot \begin{pmatrix} 1.75 \cdot \left(M_{LL_IM_Hizq} + M_{LL_IM_Hder}\right) \\ +1.50 \cdot \left(M_{DC_Hizq} + M_{DC_Hder} + M_{DW_Hizq} + M_{DW_Hder}\right) \\ +1.75 \cdot \left(M_{BR_Hizq} + M_{BR_Hder}\right) \end{pmatrix} = 504.38\ tonnef \cdot m$$

$$V_{u_resist} := \eta \cdot \begin{pmatrix} 1.75 \cdot \left(V_{LL_IM_Hizq} + V_{LL_IM_Hder}\right) \\ +1.50 \cdot \left(V_{DC_Hizq} + V_{DC_Hder} + V_{DW_Hizq} + V_{DW_Hder}\right) \\ +1.75 \cdot \left(V_{BR_Hizq} + V_{BR_Hder}\right) \end{pmatrix} = 49.72\ tonnef$$

**) Estado Limite de Evento Extremo I

$$M_{u_EE} := \eta \cdot \begin{pmatrix} 0.50 \cdot \left(M_{LL_IM_Hizq} + M_{LL_IM_Hder}\right) \\ +1.0 \cdot \left(M_{DC_Hizq} + M_{DC_Hder} + M_{DW_Hizq} + M_{DW_Hder}\right) \\ +1.0 \cdot \left(M_{EQterr} + M_{0.5PIR} + M_{PEQ_Hizq} + M_{PEQ_Hder}\right) \\ +0.50\ M_{BR_Hizq} + 0.5 \cdot M_{BR_Hder} \end{pmatrix} = 443.05\ tonnef \cdot m$$

$$V_{u_EE} := \eta \cdot \begin{pmatrix} 0.50 \cdot \left(V_{LL_IM_Hizq} + V_{LL_IM_Hder}\right) \\ +1.0 \cdot \left(V_{DC_Hizq} + V_{DW_Hizq} + V_{DC_Hder} + V_{DW_Hder}\right) \\ +1.0 \cdot \left(V_{EQterr} + V_{0.5PIR} + V_{PEQ_izq} + V_{PEQ_der}\right) \\ +0.50 \cdot V_{BR_Hizq} + 0.5 \cdot V_{BR_Hder} \end{pmatrix} = 66.06\ tonnef$$

**CALCULO DE ACERO**

$M_u := \max(M_{u_resist}, M_{u_EE}) = 504.38\ tonnef \cdot m$

$h := 1.50\ m$ $\quad \phi_{varilla} := 2\ in$ $\quad \phi := 0.9$ $\quad f_c := 210\ \frac{kgf}{cm^2}$

$b := 1\ m$ $\quad \phi_{estribo} := \frac{1}{2}\ in$ $\quad \beta_1 := 0.85$ $\quad f_y := 4200\ \frac{kgf}{cm^2}$

$r := 5\ cm$

$A_{\phi var} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^2 = 20.27\ cm^2$

**2Φ 1" @ 0.20 m** $\quad \phi_{varilla} = 2\ in$ $\quad N_{varillas4} = 5$ $\quad S_{xm} = 0.2\ m$

ii) Acero de temperatura

$h_{pantalla} := 10.24\ m$ $\quad b_{pantalla} := \frac{t_{sup} + t_{inf}}{2} = 1.5\ m$ $\quad \phi_{varilla} := \frac{3}{4}\ in$ $\quad A_{\phi var} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^2$

$$\Delta_{s_temp1} := \frac{0.18 \cdot b_{pantalla} \cdot h_{pantalla}}{2 \cdot (b_{pantalla} + h_{pantalla})} \cdot \frac{cm}{m} = 11.78\ \frac{cm^2}{m} \quad ==>\text{En cada cara}$$

**Φ 3/4" @ 0.25 m** *EN CADA CARA* $\quad \phi_{varilla} = 0.75\ in$ $\quad s_{temperatura} = 0.24\ m$

**EN EL MEDIO DE LA PANTALLA**

$H := 6.72\ m$ $\quad H_{pantalla} := 5.92\ m$

**Tabla 85**

*Resumen de Momentos en la Pantalla*

| RESUMEN DE CARGAS EN BASE DE PANTALLA | | | | |
|---|---|---|---|---|
| CARGA | q (t/m2) | P (t/m) | yo (m) | M (t*m/m) |
| PDC_Hizq | | 1.56 | 5.62 | 8.71 |
| PDW_Hizq | | 0.19 | 5.62 | 1.07 |
| PLL+IM_Hizq | | 13.43 | 5.62 | 75.48 |
| BRHizq | | 1.11 | 6.72 | 7.46 |
| PDC_Hder | | 0.97 | 5.92 | 6.74 |
| PDW_Hder | | 0.22 | 5.92 | 1.30 |
| PLL+IM_Hder | | 10.26 | 5.92 | 60.68 |
| BRHder | | 1.11 | 6.72 | 7.46 |
| EQterr | 2.43 | 14.41 | 3.36 | 48.42 |
| 0.5PIR | | 1.52 | 3.18 | 4.83 |
| PEQ_Izq | | 2.93 | 6.32 | 17.09 |
| PEQ_der | | 1.69 | 6.32 | 10.68 |

$M = y_o \cdot P$

$M_{DC_Hizq} := 8.71\ tonnef \cdot m$ $M_{EQterr} := 48.42\ tonnef \cdot m$ $V_{DC_Hizq} := 1.55\ tonnef$ $V_{EQterr} := 14.41\ tonnef$ $\eta_D := 1$

$M_{DW_Hizq} := 1.07\ tonnef \cdot m$ $M_{0.5PIR} := 4.83\ tonnef \cdot m$ $V_{DW_Hizq} := 0.19\ tonnef$ $V_{0.5PIR} := 1.52\ tonnef$ $\eta_R := 1$

$M_{LL_IM_Hizq} := 75.48\ tonnef \cdot m$ $M_{PEQ_Hizq} := 17.89\ tonnef \cdot m$ $V_{LL_IM_Hizq} := 13.43\ tonnef$ $V_{PEQ_izq} := 2.83\ tonnef$ $\eta_I := 1$

$M_{BR_Hizq} := 7.46\ tonnef \cdot m$ $M_{PEQ_Hder} := 10.68\ tonnef \cdot m$ $V_{BR_Hizq} := 1.11\ tonnef$ $V_{PEQ_der} := 1.69\ tonnef$

$M_{DC_Hder} := 5.74\ tonnef \cdot m$ $V_{DC_Hder} := 0.97\ tonnef$

$M_{DW_Hder} := 1.30\ tonnef \cdot m$ $V_{DW_Hder} := 0.22\ tonnef$

$M_{LL_IM_Hder} := 60.68\ tonnef \cdot m$ $V_{LL_IM_Hder} := 10.25\ tonnef$

$M_{BR_Hder} := 7.46\ tonnef \cdot m$ $V_{BR_Hder} := 1.11\ tonnef$

$$\eta := \eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I = 1$$

*) Estado Limite de Resistencia I

$$M_{u_resist} := \eta \cdot \begin{pmatrix} 1.75 \cdot \left(M_{LL_IM_Hizq} + M_{LL_IM_Hder}\right) \\ +1.50 \cdot \left(M_{DC_Hizq} + M_{DC_Hder} + M_{DW_Hizq} + M_{DW_Hder}\right) \\ +1.75 \cdot \left(M_{BR_Hizq} + M_{BR_Hder}\right) \end{pmatrix} = 289.62\ tonnef \cdot m$$

$$V_{u_resist} := \eta \cdot \begin{pmatrix} 1.75 \cdot \left(V_{LL_IM_Hizq} + V_{LL_IM_Hder}\right) \\ +1.50 \cdot \left(V_{DC_Hizq} + V_{DC_Hder} + V_{DW_Hizq} + V_{DW_Hder}\right) \\ +1.75 \cdot \left(V_{BR_Hizq} + V_{BR_Hder}\right) \end{pmatrix} = 49.72\ tonnef$$

**) Estado Limite de Evento Extremo I

$$M_{u_EE} := \eta \cdot \begin{pmatrix} 0.50 \cdot \left(M_{LL_IM_Hizq} + M_{LL_IM_Hder}\right) \\ +1.0 \cdot \left(M_{DC_Hizq} + M_{DC_Hder} + M_{DW_Hizq} + M_{DW_Hder}\right) \\ +1.0 \cdot \left(M_{EQterr} + M_{0.5PIR} + M_{PEQ_Hizq} + M_{PEQ_Hder}\right) \\ +0.50\ M_{BR_Hizq} + 0.5 \cdot M_{BR_Hder} \end{pmatrix} = 174.18\ tonnef \cdot m$$

$$V_{u_EE} := \eta \cdot \begin{pmatrix} 0.50 \cdot \left(V_{LL_IM_Hizq} + V_{LL_IM_Hder}\right) \\ +1.0 \cdot \left(V_{DC_Hizq} + V_{DW_Hizq} + V_{DC_Hder} + V_{DW_Hder}\right) \\ +1.0 \cdot \left(V_{EQterr} + V_{0.5PIR} + V_{PEQ_izq} + V_{PEQ_der}\right) \\ +0.50 \cdot V_{BR_Hizq} + 0.5 \cdot V_{BR_Hder} \end{pmatrix} = 36.33\ tonnef$$

**CALCULO DE ACERO**

$M_u := \max(M_{u_resist}, M_{u_EE}) = 289.62\ tonnef \cdot m$

$h := 1.50\ m$ $\quad \phi_{varilla} := 1.5\ in$ $\quad \phi := 0.9$ $\quad f'_c := 210\ \frac{kgf}{cm^2}$

$b := 1\ m$ $\quad \beta_1 := 0.85$

$r := 5\ cm$ $\quad \phi_{estribo} := \frac{1}{2}\ in$ $\quad f_y := 4200\ \frac{kgf}{cm^2}$

$A_{\phi var} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^2 = 11.4\ cm^2$

**1Φ1" +1Φ1/2" @ 0.20 m** $\quad \phi_{varilla} = 1.5\ in$ $\quad N_{varillas5} = 5$ $\quad S_{xm} = 0.2\ m$

ii) Acero de temperatura

$h_{pantalla} := 5.92\ m$ $\quad b_{pantalla} := \frac{t_{sup} + t_{inf}}{2} = 1.5\ m$ $\quad \phi_{varilla} := \frac{3}{4}\ in$ $\quad A_{\phi var} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^2$

$\Delta_{s_temp1} := \frac{0.18 \cdot b_{pantalla} \cdot h_{pantalla}}{2 \cdot (b_{pantalla} + h_{pantalla})} \cdot \frac{cm}{m} = 10.77\ \frac{cm^2}{m}$ $\quad ==>$En cada cara

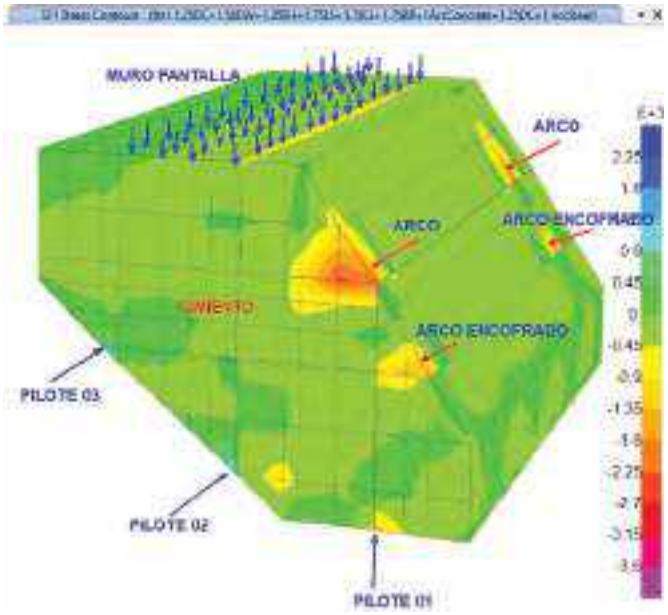
**Φ 3/4" @ 0.25 m** *EN CADA CARA* $\quad \phi_{varilla} = 0.75\ in$ $\quad s_{temperatura} = 0.26\ m$

### 4.4.2.2. DISEÑO DE CIMIENTO

De este solido se ha tomado valores máximos, para el estado de resistencia I, esta lectura se dio en diferentes puntos de los cuales se ha obtenido los siguientes datos:

**Figura 172**

*Diagrama de cuerpo libre de fuerza actuante en Cimiento*




| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| $M_1 := 9144.05\ tonnef \cdot m$ | $b := 9.20\ m$ | $h := 4.02\ m$ | $b_{real} := 4.02\ m$ | =>Acero Longitudinal |
| $M_2 := 5413.59\ tonnef \cdot m$ | $b := 3.05\ m$ | $h := 9.20\ m$ | $b_{real} := 3.30\ m$ | =>Acero Longitudinal |
| $M_3 := 6189.26\ tonnef \cdot m$ | $b := 3.22\ m$ | $h := 9.20\ m$ | $b_{real} := 9.19\ m$ | =>Acero Longitudinal |
| $M_4 := 3450.87\ tonnef \cdot m$ | $b := 9.20\ m$ | $h := 3.35\ m$ | $b_{real} := 3.35\ m$ | =>Acero transversal |

**i) M1 ACERO LONGITUDINAL**

$$M_u := M_1 = 9144.05\ tonnef \cdot m$$

| | | | |
|---|---|---|---|
| $h := 9.20\ m$ | $\phi_{varilla} := 1.5\ in$ | $\phi := 0.9$ | $f_c := 210\ \frac{kgf}{cm^2}$ |
| $b := 4.02\ m$ | $\phi_{estribo} := \frac{1}{2}\ in$ | $\beta_1 := 0.85$ | $f_y := 4200\ \frac{kgf}{cm^2}$ |
| $r := 5\ cm$ | | | |

**1ø1" +1ø1/2" @ 0.15 m** $\phi_{varilla} = 1.5\ in$ $N_{varillas18} = 23$ $S_{xm} = 0.17\ m$

**ii) M2 ACERO LONGITUDINAL**

$M_u := M_2 = 5413.59\ tonnef \cdot m$

$h := 9.20\ m$ $\quad \phi_{varilla} := 1\ in$ $\quad \phi := 0.9$ $\quad f'_c := 210\ \frac{kgf}{cm^2}$

$b := 3.05\ m$ $\quad \phi_{estribo} := \frac{1}{2}\ in$ $\quad \beta_1 := 0.85$ $\quad f_y := 4200\ \frac{kgf}{cm^2}$

$r := 5\ cm$

**1 Φ 1" @ 0.10 m** $\quad \phi_{varilla} = 1\ in$ $\quad N_{varillas19} = 31$ $\quad S_{xm} = 0.11\ m$

**iii) M3 ACERO LONGITUDINAL**

$M_u := M_3 = 6189.26\ tonnef \cdot m$

$h := 9.20\ m$ $\quad \phi_{varilla} := \frac{3}{4}\ in$ $\quad \phi := 0.9$ $\quad f'_c := 210\ \frac{kgf}{cm^2}$

$b := 3.22\ m$ $\quad \phi_{estribo} := \frac{1}{2}\ in$ $\quad \beta_1 := 0.85$ $\quad f_y := 4200\ \frac{kgf}{cm^2}$

$r := 5\ cm$

**1 Φ 3/4" @ 0.15 m** $\quad \phi_{varilla} = 0.75\ in$ $\quad N_{varillas20} = 63$ $\quad S_{xm} = 0.14\ m$

**iv) M4 ACERO TRANSVERSAL**

$M_u := M_4 = 3450.87\ tonnef \cdot m$

$h := 3.35\ m$ $\quad \phi_{varilla} := 1\ in$ $\quad \phi := 0.9$ $\quad f'_c := 210\ \frac{kgf}{cm^2}$

$b := 9.20\ m$ $\quad \phi_{estribo} := \frac{1}{2}\ in$ $\quad \beta_1 := 0.85$ $\quad f_y := 4200\ \frac{kgf}{cm^2}$

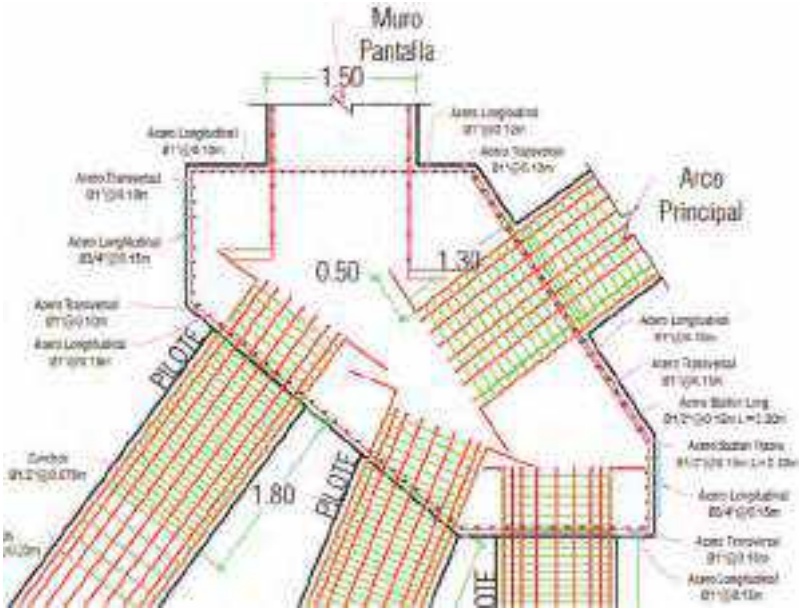
$r := 5\ cm$

1 Φ 1" @ 0.10 m cerca del arco $\phi_{varilla} = 1\ in$ $N_{varillas21} = 56$ $S_{xm} = 0.17\ m$

1 Φ 1" @ 0.20 m en el todo el medio (entre los arcos)

**Tabla 86**

*Distribución de acero en encepado de Estribo Central*




### 4.4.2.3. DISEÑO DE PILOTES

$$\eta = \eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I = 1$$

Caso combinacion para la resistencia I

$$M_{u_Str} = \eta \cdot (1.5\ M_{DC} + 1.5\ M_{DW} + 1.75\ M_{LL} + 1.75\ M_{BR} + 1.5\ M_{Arc})$$

$$V_{u_Str} = \eta \cdot (1.5\ V_{DC} + 1.5\ V_{DW} + 1.75\ V_{LL} + 1.75\ V_{BR} + 1.5\ V_{Arc})$$

Caso combinacion para Servicio I

$$M_{u_Serv} = \eta \cdot (1.0\ M_{DC} + 1.0\ M_{DW} + 1.0\ M_{LL} + 1.0\ M_{BR} + 1.0\ M_{Arc})$$

$$V_{u_Serv} = \eta \cdot (1.0\ V_{DC} + 1.0\ V_{DW} + 1.0\ V_{LL} + 1.0\ V_{BR} + 1.0\ V_{Arc})$$

| PILOTE CRITICO 1 | PILOTE CRITICO 2 |
|---|---|
| $M_{u_1} := 272.79\ tonnef \cdot m$ | $M_{u_2} := 274.98\ tonnef \cdot m$ |
| $P_{u_1} := 496.12\ tonnef$ | $P_{u_2} := 447.28\ tonnef$ |
| $V_{u_1} := 81.85\ tonnef$ | $V_{u_2} := 81.82\ tonnef$ |

i) CALCULO DE LA CAPACIDAD DEL PILOTE

| | | | |
|---|---|---|---|
| $\Phi := 36.29°$ | $D_p := 1.2\ m$ | $m_{suelo} := 500$ | $FS := 4$ |
| $\gamma_{suelo} := 2.13\ \frac{tonnef}{m^3}$ | $L_p := 8\ m$ | $p_{atm} := 100\ \frac{kN}{m^2}$ | |

*) Soporte de la punta

$$\sigma_i := \gamma_{suelo} \cdot L_p = 17.04\ \frac{tonnef}{m^2}$$

$$N_q := \tan\left(45° + \frac{\Phi}{2}\right)^2 \cdot e^{\pi \cdot \tan(\Phi)} = 39.17 \quad ==>\text{Meyerhof}$$

$$Q_p := \left(\frac{\pi}{4} \cdot D_p^{\ 2}\right) \cdot \left(\sigma_i \cdot (N_q - 1) \cdot F_{qs} \cdot F_{qd} \cdot F_{qo}\right) = 1469.32\ tonnef$$

**) Soporte por friccion

$$p_p := \pi \cdot D_p = 3.77\ m \quad ==>\text{Perimetro del pilote}$$

$$z_i := \frac{L_p}{2} = 4\ m$$

$Q_{u_neto} := Q_p + Q_s = 1874.22\ tonnef$

$Q_u := \frac{Q_{u_neto}}{FS} = 468.55\ tonnef$

$Q_{grupo} := 12 \cdot Q_u = 5622.66\ tonnef$

$Q_{total_serv} := 2680.40\ tonnef$

| | |
|---|---|
| if $Q_{total_serv} \le Q_{grupo}$ | = "LOS PILOTES ABSORBEN TODA LAS CARGAS" |
| "LOS PILOTES ABSORBEN TODA LAS CARGAS" | |
| else | |
| $\frac{Q_{total_pilotes}}{Q_{total_serv}}$ | |

ii) DISEÑO DE LOS PILOTES

*) Revision de la esbeltez

$D := 1.2\ m$ $L := 8\ m$ $k := 1$

| | |
|---|---|
| if $Esbeltez < 22$ | = "Pilote Esbelta" |
| "Pilote NO Esbelta" | |
| else | |
| "Pilote Esbelta" | |

$M_{cp} := \delta_b \cdot M_u = 287.29\ tonnef \cdot m$ , momento mayorado.

**) Acero minimo de refuerzo (Pilote Critico 1)

$\Phi_{varilla} := 1\ in$ $\Delta_{varilla} := \frac{\pi}{4} \cdot \Phi_{varilla}^2 = 5.07\ cm^2$

$\Delta_{s_min} := 0.008 \cdot A = 90.48\ cm^2$

$N_{varillas12} := \frac{\Delta_{s_min}}{\Delta_{varilla}} + 5 = 23$

**Tabla 87**
*Valores Pu-Mu*

PILOTE 01 _ D120cm

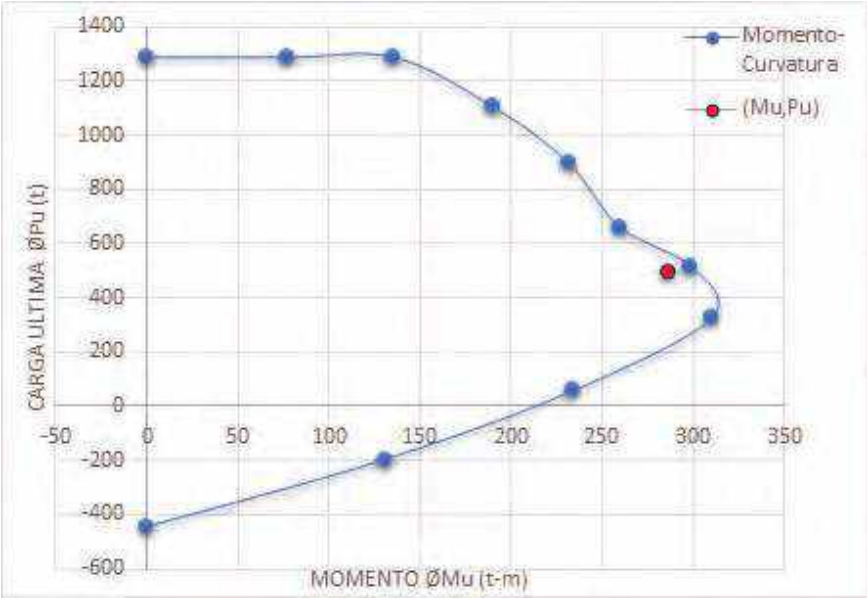
Pu= 496.12 t

Mu= 286.4 t-m

| N° | ØM (t.m) | ØP (t) |
|---|---|---|
| 1 | 0.00 | 1289.00 |
| 2 | 77.54 | 1289.00 |
| 3 | 135.69 | 1289.00 |
| 4 | 189.70 | 1108.00 |
| 5 | 231.47 | 898.48 |
| 6 | 259.39 | 661.94 |
| 7 | 298.51 | 516.78 |
| 8 | 310.25 | 328.49 |
| 9 | 234.32 | 58.92 |
| 10 | 130.56 | -196.28 |
| 11 | 0.00 | -445.06 |




**Figura 173**
*Diagrama interacción Pu-Mu*



### 4.4.3. DISEÑO DE ESTRIBO DERECHO

DATOS

**GEOMETRIA DEL ESTRIBO**

$H := 10\ m$
$H_{pantalla} := 10.80\ m$
$h := 0\ m$
$h' := 0.60\ m$
$h_{parapeto} := 0.8\ m$
$b_w := 0.30\ m$
$t_{sup} := 0.80\ m$
$t_{inf} := 2.00\ m$
$s_{talon} := 8\ °$

$L_{aguela} := 7.40\ m$
$N := 0.80\ m$
$D := 0\ m$
$L_{LS} := 6\ m$

**CARGAS**

$P_{DC} := 4.97\ \frac{tonnef}{m}$
$P_{DW} := 0.44\ \frac{tonnef}{m}$
$P_{LL_IM} := 12.58\ \frac{tonnef}{m}$
$BR := 1.11\ \frac{tonnef}{m}$

**SUELO**

$\phi_f := 30\ °$
$\delta := 0\ °$
$\beta := 0\ °$
$\theta := 90\ °$
$i := 0\ °$
$\beta' := 0\ °$
$\gamma_{suelo} := 1.90\ \frac{tonnef}{m^3}$
$q_{adm_cimiento} := 18.12\ \frac{kgf}{cm^2}$
$FS := 3$

**SISMO**

$PGA := 0.30$
$F_{pga} := 1$

**CONCRETO**

$\gamma_c := 2400\ \frac{kgf}{m^3}$
$f'_{c_210} := 210\ \frac{kgf}{cm^2}$

#### 4.4.3.1. DISEÑO DE MURO PANTALLA

**CARGAS VERTICALES.**

*) Carga LSy

$LS_y := L_{LS} \cdot p_{LSy} = 6.84\ \frac{tonnef}{m}$

*) Carga EV

$p_{EV_talon} := H_{pantalla} \cdot \gamma_{suelo} = 20.52\ \frac{tonnef}{m^2}$

## CARGAS HORIZONTALES

*) Calculo de LSx sobre la Pantalla

$$LS_{x_pantalla} := p''_{LS} \cdot H_{pantalla} = 4.1 \ \frac{tonnef}{m}$$

*) Calculo de EQ sobre la Pantalla

$$EQ_{terr_pantalla} := p'_{EQ} \cdot H_{pantalla} = 11.04 \ \frac{tonnef}{m}$$

*) Calculo de EH sobre la Pantalla

$$EH_{pantalla} := \frac{1}{2} \cdot H_{pantalla} \cdot p_{EH} = 36.94 \ \frac{tonnef}{m}$$

*) Calculo de PIR sobre la Pantalla

$$P_{IR_pantalla} := k_h \cdot DC_{pantalla} = 4.99 \ \frac{tonnef}{m}$$

*) Calculo de PAE sobre la Pantalla

$$P_{AE} := EH_{pantalla} + EQ_{terr_pantalla} = 47.97 \ \frac{tonnef}{m}$$

*) Carga Sismica por Superestructura ($P_{EQ}$)

$$P_{EQ} := \left(P_{DC} + P_{DW}\right) \cdot A_s = 1.62 \ \frac{tonnef}{m}$$

*) Carga del frenado Equivalente sobre el Estribo ($BR'$)

$$BR' := \frac{BR \cdot (H_{pantalla} + h_{parapeto} + 1.8\ m)}{H_{pantalla} + h_{parapeto}} = 1.28\ \frac{tonnef}{m}$$

**Tabla 88**

*Resumen de momentos en la base de la pantalla*

RESUMEN DE CARGAS EN BASE DE PANTALLA

| CARGA | q (t/m2) | P (t/m) | yp (m) | M (t*m/m) |
|---|---|---|---|---|
| LSx | 0.38 | 4.10 | 5.40 | 22.14 |
| EH | 6.84 | 36.94 | 3.60 | 132.98 |
| EQterr | 1.02 | 11.04 | 5.40 | 59.62 |
| 0.5PIR | | 2.49 | 4.39 | 10.93 |
| PEQ | | 1.62 | 10.40 | 16.85 |
| BR | | 1.28 | 10.80 | 13.82 |

$M = y_p \cdot P$

$M_{LSx} := 22.14\ tonnef \cdot m$ $M_{EQterr} := 59.62\ tonnef \cdot m$ $V_{LSx} := 4.10\ tonnef$ $V_{EQterr} := 11.04\ tonnef$ $\eta_D := 1$

$M_{EH} := 132.98\ tonnef \cdot m$ $M_{0.5PIR} := 10.93\ tonnef \cdot m$ $V_{EH} := 36.94\ tonnef$ $V_{0.5PIR} := 2.49\ tonnef$ $\eta_R := 1$

$M_{BR} := 13.82\ tonnef \cdot m$ $M_{PEQ} := 16.85\ tonnef \cdot m$ $V_{BR} := 1.28\ tonnef$ $V_{PEQ} := 1.62\ tonnef$ $\eta_I := 1$

$$\eta := \eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I = 1$$

*) Estado Limite de Resistencia I

$$M_{u_resist} := \eta \cdot (1.75 \cdot M_{LSx} + 1.50 \cdot M_{EH} + 1.75 \cdot M_{BR}) = 262.4\ tonnef \cdot m$$

$$V_{u_resist} := \eta \cdot (1.75 \cdot V_{LSx} + 1.50 \cdot V_{EH} + 1.75 \cdot V_{BR}) = 64.83\ tonnef$$

**) Estado Limite de Evento Extremo I

$$M_{u_EE} := \eta \cdot (0.50 \cdot M_{LSx} + 1.0 \cdot M_{EH} + 1.0 \cdot (M_{EQterr} + M_{0.5PIR} + M_{PEQ}) + 0.50\ M_{BR}) = 238.36\ tonnef \cdot m$$

$$V_{u_EE} := \eta \cdot (0.50 \cdot V_{LSx} + 1.0 \cdot V_{EH} + 1.0 \cdot (V_{EQterr} + V_{0.5PIR} + V_{PEQ}) + 0.50 \cdot V_{BR}) = 54.78\ tonnef$$

## CALCULO DE ACERO

$M_u := \max\left(M_{u_resist}, M_{u_EE}\right) = 262.4\ tonnef \cdot m$

$h := 2\ m$ $\quad \phi_{varilla} := 1\ in$ $\quad \phi := 0.9$ $\quad f'_c := 210\ \frac{kgf}{cm^2}$

$b := 1\ m$ $\quad \beta_1 := 0.85$

$r := 5\ cm$ $\quad \phi_{estribo} := \frac{1}{2}\ in$ $\quad f_y := 4200\ \frac{kgf}{cm^2}$

$A_{\phi var} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^2 = 5.07\ cm^2$

**Φ 1" @ 0.10 m** $\quad \phi_{varilla} = 1\ in$ $\quad N_{varillas6} = 7$ $\quad S_{xm} = 0.14\ m$

ii) Acero de temperatura

$h_{pantalla} := 10.80\ m$ $\quad b_{pantalla} := \frac{t_{sup} + t_{inf}}{2} = 1.4\ m$ $\quad \phi_{varilla} := \frac{3}{4}\ in$ $\quad A_{\phi var} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^2 = 2.85\ cm^2$

$\Delta_{s_temp1} := \frac{0.18 \cdot b_{pantalla} \cdot h_{pantalla}}{2 \cdot \left(b_{pantalla} + h_{pantalla}\right)} \cdot \frac{cm}{m} = 11.16\ \frac{cm^2}{m}$ $\quad ==>$ En cada cara

**Φ 3/4" @ 0.25 m** *EN CADA CARA* $\quad \phi_{varilla} = 0.75\ in$ $\quad s_{temperatura} = 0.26\ m$

**EN EL MEDIO DE LA PANTALLA**

$H_{pantalla0.5H} := 5.80\ m$

RESUMEN DE CARGAS EN MEDIO DE PANTALLA

| CARGA | q (t/m2) | P (t/m) | yp (m) | M (t*m/m) |
|---|---|---|---|---|
| LSx | 0.38 | 2.20 | 2.90 | 6.38 |
| EH | 3.67 | 10.65 | 1.93 | 20.55 |
| EQterr | 0.55 | 3.18 | 2.90 | 9.22 |
| 0.5PIR | | 0.99 | 2.49 | 2.47 |
| PEQ | | 1.62 | 5.40 | 8.75 |
| BR | | 1.41 | 5.80 | 8.18 |

$M = y_p \cdot P$

$M_{LSr} := 6.38\ tonnef \cdot m$ $M_{EQterr} := 9.22\ tonnef \cdot m$ $V_{LSr} := 2.20\ tonnef$ $V_{EQterr} := 3.18\ tonnef$ $\eta_D := 1$

$M_{EH} := 20.55\ tonnef \cdot m$ $M_{0.5PIR} := 2.47\ tonnef \cdot m$ $V_{EH} := 10.65\ tonnef$ $V_{0.5PIR} := 0.99\ tonnef$ $\eta_R := 1$

$M_{BR} := 8.18\ tonnef \cdot m$ $M_{PEQ} := 8.75\ tonnef \cdot m$ $V_{BR} := 1.41\ tonnef$ $V_{PEQ} := 1.62\ tonnef$ $\eta_I := 1$

$$\eta := \eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I = 1$$

*) Estado Limite de Resistencia I

$$M_{u_resist} := \eta \cdot (1.75 \cdot M_{LSr} + 1.50 \cdot M_{EH} + 1.75 \cdot M_{BR}) = 56.31\ tonnef \cdot m$$

$$V_{u_resist} := \eta \cdot (1.75 \cdot V_{LSr} + 1.50 \cdot V_{EH} + 1.75 \cdot V_{BR}) = 22.29\ tonnef$$

**) Estado Limite de Evento Extremo I

$$M_{u_EE} := \eta \cdot (0.50 \cdot M_{LSr} + 1.0 \cdot M_{EH} + 1.0 \cdot (M_{EQterr} + M_{0.5PIR} + M_{PEQ}) + 0.50\ M_{BR}) = 48.27\ tonnef \cdot m$$

$$V_{u_EE} := \eta \cdot (0.50 \cdot V_{LSr} + 1.0 \cdot V_{EH} + 1.0 \cdot (V_{EQterr} + V_{0.5PIR} + V_{PEQ}) + 0.50 \cdot V_{BR}) = 18.25\ tonnef$$

**CALCULO DE ACERO**

$$M_u := \max(M_{u_resist}, M_{u_EE}) = 56.31\ tonnef \cdot m$$

$h := 1.35\ m$ $\phi_{varilla} := \frac{3}{4}\ in$ $\phi := 0.9$ $f'_c := 210\ \frac{kgf}{cm^2}$

$b := 1\ m$ $\beta_1 := 0.85$

$\phi_{estribo} := \frac{1}{2}\ in$ $f_y := 4200\ \frac{kgf}{cm^2}$

$r := 5\ cm$

$$A_{\phi var} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{\ 2} = 2.85\ cm^2$$

**Φ 3/4" @ 0.20 m**

$\phi_{varilla} = 0.75\ in$ $N_{varillas7} = 4$ $S_{xm} = 0.24\ m$

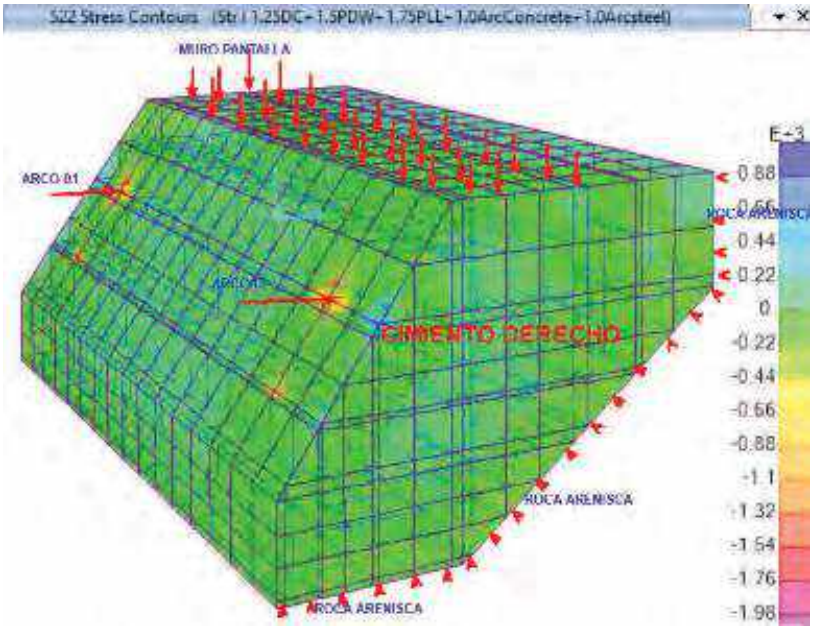
ii) Acero de temperatura

$h_{pantalla} := 5.80\ m$ $t_{inf} := 1.33\ m$ $\phi_{varilla} := \frac{5}{8}\ in$ $A_{\phi var} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{2}$

**Φ 5/8" @ 0.25 m** *EN CADA CARA* $\phi_{varilla} = 0.63\ in$ $s_{temperatura} = 0.24\ m$

### 4.4.3.2. DISEÑO DE CIMIENTO

**Figura 174**
*Cimiento de estribo derecho sobre Roca*




| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| $M_1 := 2494.84\ tonnef \cdot m$ | $b := 9.20\ m$ | $h := 2.51\ m$ | $b_{real} := 9.20$ | ==> Acero Transversal |
| $M_2 := 1276.44\ tonnef \cdot m$ | $b := 9.20\ m$ | $h := 2.05\ m$ | $b_{real} := 9.20$ | ==> Acero Transversal |
| $M_3 := 7296.74\ tonnef \cdot m$ | $b := 3.42\ m$ | $h := 9.20\ m$ | $b_{real} := 3.83$ | ==> Acero Longitudinal |
| $M_4 := 941.67\ tonnef \cdot m$ | $b := 1.65\ m$ | $h := 9.20\ m$ | $b_{real} := 1.65$ | ==> Acero Longitudinal |
| $M_5 := 17756.32\ tonnef \cdot m$ | $b := 3.91\ m$ | $h := 9.20\ m$ | $b_{real} := 8.57$ | ==> Acero Longitudinal |

$\eta := \eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I = 1$

*) Estado Limite de Resistencia I

$$M_{u_resist} = \eta \cdot (1.5 \cdot M_{DC} + 1.5 \cdot M_{PDW} + 1.75 \cdot M_{LL} + 1.75 \cdot M_{Arc})$$

$$V_{u_resist} = \eta \cdot (1.5 \cdot V_{DC} + 1.5 \cdot V_{PDW} + 1.75 \cdot V_{LL} + 1.75 \cdot V_{Arc})$$

**CALCULO DE ACERO**

**i) Acero trasnsversal 1**

$M_u := M_1 = 2494.84\ tonnef \cdot m$

$h := 2.51\ m$ $\quad \phi_{varilla} := 1\ in$ $\quad \phi := 0.9$ $\quad f'_c := 210\ \frac{kgf}{cm^2}$

$b := 9.20\ m$ $\quad \phi_{estribo} := \frac{1}{2}\ in$ $\quad \beta_1 := 0.85$ $\quad f_y := 4200\ \frac{kgf}{cm^2}$

$r := 5\ cm$

**Φ 1" @ 0.17 m cerca del arco** $\quad \phi_{varilla} = 1\ in$ $\quad N_{varillas30} = 54$ $\quad S_{xm} = 0.17\ m$

**ii) Acero trasnsversal 2**

$M_u := M_2 = 1276.44\ tonnef \cdot m$

$h := 2.05\ m$ $\quad \phi_{varilla} := \frac{3}{4}\ in$ $\quad \phi := 0.9$ $\quad f'_c := 210\ \frac{kgf}{cm^2}$

$b := 9.20\ m$ $\quad \phi_{estribo} := \frac{1}{2}\ in$ $\quad \beta_1 := 0.85$ $\quad f_y := 4200\ \frac{kgf}{cm^2}$

$r := 5\ cm$

**Φ 3/4" @ 0.15 m en medio entre los arcos** $\quad \phi_{varilla} = 0.75\ in$ $\quad N_{varillas31} = 61$ $\quad S_{xm} = 0.15\ m$

**iii) Acero Longitudinal 1**

$M_u := M_3 = 7296.74\ tonnef \cdot m$

$h := 9.20\ m$ $\quad \phi_{varilla} := 1\ in$ $\quad \phi := 0.9$ $\quad f'_c := 210\ \frac{kgf}{cm^2}$

$b := 3.42\ m$ $\quad \phi_{estribo} := \frac{1}{2}\ in$ $\quad \beta_1 := 0.85$ $\quad f_y := 4200\ \frac{kgf}{cm^2}$

$r := 5\ cm$

**Φ 1" @ 0.10 m** $\quad \phi_{varilla} = 1\ in$ $\quad N_{varillas32} = 42$ $\quad S_{xm} = 0.06\ m$

**iv) Acero Longitudinal 2**

$M_u := M_4 = 941.67\ tonnef \cdot m$

$h := 9.20\ m$ $\quad \phi_{varilla} := \frac{3}{4}\ in$ $\quad \phi := 0.9$ $\quad f'_c := 210\ \frac{kgf}{cm^2}$

$b := 1.65\ m$ $\quad \phi_{estribo} := \frac{1}{2}\ in$ $\quad \beta_1 := 0.85$ $\quad f_y := 4200\ \frac{kgf}{cm^2}$

$r := 5\ cm$

**Φ 3/4" @ 0.17 m** $\quad \phi_{varilla} = 0.75\ in$ $\quad N_{varillas33} = 10$ $\quad S_{xm} = 0.17\ m$

**v) Acero Longitudinal 3**

$M_u := M_5 = 17756.32\ tonnef \cdot m$

$h := 9.20\ m$ $\quad \phi_{varilla} := 1\ in$ $\quad \phi := 0.9$ $\quad f'_c := 210\ \frac{kgf}{cm^2}$

$b := 3.91\ m$ $\quad \phi_{estribo} := \frac{1}{2}\ in$ $\quad \beta_1 := 0.85$ $\quad f_y := 4200\ \frac{kgf}{cm^2}$

$r := 5\ cm$

**Φ 1" @ 0.10 m** $\phi_{varilla} = 1\ in \quad N_{varillas33} = 10 \quad S_{xm} = 0.08\ m$

### 4.4.3.3. DISEÑO DE ALAS

$M_{vert} := 689.88\ tonnef \cdot m$ $b := 6.37\ m$ $h := 0.90\ m$ =>Acero Vertical

$M_{horiz} := 181.92\ tonnef \cdot m$ $b := 10.80\ m$ $h := 0.90\ m$ =>Acero Horizontal

$\eta := \eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I = 1$

*) Estado Limite de Resistencia I

$$M_{u_resist} = \eta \cdot (1.25 \cdot M_{DC} + 1.50 \cdot M_{EH} + 1.75\ M_{LSK})$$

$$V_{u_resist} = \eta \cdot (1.25 \cdot V_{DC} + 1.50 \cdot V_{EH} + 1.75\ V_{LSK})$$

**CALCULO DE ACERO**

i) Acero Vertical

$M_u := M_{vert} = 689.88\ tonnef \cdot m$

$h := 0.9\ m$ $\phi_{varilla} := 1\ in$ $\phi := 0.9$ $f'_c := 210\ \frac{kgf}{cm^2}$

$b := 6.37\ m$ $\beta_1 := 0.85$

$r := 5\ cm$ $\phi_{estribo} := \frac{1}{2}\ in$ $f_y := 4200\ \frac{kgf}{cm^2}$

**Φ 1" @ 0.15 m** $\phi_{varilla} = 1\ in \quad N_{varillas35} = 46 \quad S_{xm} = 0.14\ m$

ii) Acero Horizontal

$M_u := M_{horiz} = 181.92\ tonnef \cdot m$

$h := 0.9\ m$ $\quad \phi_{varilla} := \frac{1}{2}\ in$ $\quad \phi := 0.9$ $\quad f'_c := 210\ \frac{kgf}{cm^2}$

$b := 10.80\ m$ $\quad \phi_{estribo} := \frac{1}{2}\ in$ $\quad \beta_1 := 0.85$ $\quad f_y := 4200\ \frac{kgf}{cm^2}$

$r := 5\ cm$

**Φ 1/2" @ 0.20 m** $\quad \phi_{varilla} = 0.5\ in \quad N_{varillas36} = 46 \quad S_{xm} = 0.23\ m$

iii) Acero de temperatura

$h_{pantalla} := 10.80\ m$ $\quad t_{inf} := 1.50\ m$ $\quad t_{sup} := 0.30\ m$ $\quad \phi_{varilla} := \frac{5}{8}\ in$ $\quad A_{\phi var} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^2$

$b_{pantalla} := \frac{t_{sup} + t_{inf}}{2} = 0.9\ m$

**Φ 5/8" @ 0.25 m** *EN CARA EXTERIOR* $\quad \phi_{varilla} = 0.63\ in \quad s_{temperatura} = 0.26\ m$

## 4.5. DISEÑO DE DISPOSITIVOS DE APOYO

Son dispositivos ubicados entre la superestructura y la infraestructura de un puente cuya función es transmitir cargas y posibilitar desplazamientos y rotaciones (Rodriguez, 2022,p.223).

### 4.5.1. GENERALIDADES

De las reacciones en los apoyos se tiene para SERVICIO I

$P_{DW} := 1.60\ tonnef$ ==>Apoyo critico

$P_{DC} := 17.51\ tonnef$ ==>Apoyo critico (DC=PP+Railing)

$P_{LL} := 30.17\ tonnef$ ==>Apoyo critico Para FATIGA I

$P_{DC_DW} := P_{DW} + P_{DC} = 19.11\ tonnef$ ==>Apoyo critico (carga muerta)

$P_T := P_{DW} + P_{DC} + P_{LL} = 49.28\ tonnef$ ==>Apoyo critico (carga total)

DATOS:

$L_{puente} := 13\ m$ ==>Longitud de la viga o puente

W= $b := 0.30\ m$ ==>Ancho de la viga de apoyo

$F_y := 2530\ \frac{kgf}{cm^2}$ ==>Placa de refuerzo es Acero A36

$\Delta_{post} := 0\ cm$ ==>Acortamiento por postensado

$\Delta_{retrac_c} := 0\ cm$ ==>Retraccion del concreto

$G_{min} := 9.14\ \frac{kgf}{cm^2}$ ==>Elastomero de Dureza 60

$G_{max} := 14.06\ \frac{kgf}{cm^2}$ ==>Elastomero de Dureza 60

$\sigma_{s_1} := 87.9\ \frac{kgf}{cm^2}$ ==>Esfuerzo maximo permisible

$T_{inst} := 17\ c$ ==>Temperatura de instalacion en centigrado

$T_{sup} := 18\ c$ ==>Temperatura maxima en el sitio en centigrado

$T_{inf} := 4\ c$ ==>Temperatura minima en el sitio en centigrado

$\alpha := 10.8 \cdot 10^{-6} \cdot \frac{1}{c}$ ==>Coeficiente de dilatacion termica

## 4.5.2. DISEÑO DE LOS NEOPRENOS

i) Area en la planta del elastomero (A=LxW)

$$A_{req} := \frac{P_T}{\sigma_{s_1}} = 560.64\ cm^2$$

$$L := \frac{A_{req}}{b} = 18.69\ cm$$ ==>A lo largo de la longitud de la viga

∴ Se adopta $L := 30\ cm$ y $W := 30\ cm$

viii) Numero de capas inteiores $n$

Adoptamos: $n := 3$

$$\frac{S_i^2}{n} = 8.33$$

$$\begin{cases} \text{if } \frac{S_i^2}{n} < 20 \\ \quad \text{"OK, Cumple"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"NO Cumple, Aumentar n"} \end{cases} = \text{"OK, Cumple"}$$

ix) Espesor total de elastomero $h_{rt_2}$

$$h_{rt_2} := n \cdot h_{ri} + 2 \cdot h_{re} = 6.1\ cm$$

x) Espesor de las placas de refuerzo $h_s$

*) En el estado limite de Servicio

$$h_{max} := \max\left(h_{ri}, h_{re}\right) = 1.5\ cm$$

$$h_{s_1} := \frac{3 \cdot h_{max} \cdot \sigma_{s_2}}{F_y} = 0.1\ cm \qquad ==>\text{valor minimo}$$

**) En el estado limite de Fatiga

$$\Delta F_{TH} := 1687\ \frac{kgf}{cm^2} \qquad ==>\text{Categoria A}$$

$$\sigma_L := \frac{P_{LL}}{A} = 33.52\ \frac{kgf}{cm^2}$$

$$\sigma_L := \frac{P_{LL}}{A} = 33.52 \ \frac{kgf}{cm^2}$$

$$h_{s_2} := \frac{3 \cdot h_{max} \cdot \sigma_L}{\Delta F_{TH}} = 0.09 \ cm \qquad ==>\text{valor minimo}$$

$$h_{s_min} := \max\left(h_{s_1}, h_{s_2}, \frac{1}{16} \ in\right) = 0.16 \ cm$$

Adoptamos: $h_s := 0.2 \ cm$

xi) Altura total del dispositivo de elastomero reforzado $H$

$$H := h_{rt_2} + (n+1) \cdot h_s = 6.9 \ cm$$

xii) Verificaciones

1) Estabilidad del dispositivo

if $H < \frac{L}{3}$ "OK, CUMPLE" else "NO CUMPLE" = "OK, CUMPLE"

if $H \le \frac{W}{3}$ "OK, CUMPLE" else "NO CUMPLE" = "OK, CUMPLE"

2) Esfuerzo de compresion por carga total $\sigma_{s_2}$

if $\sigma_{s_2} \le 1.25 \cdot G_{min} \cdot S_i$ "OK, CUMPLE" else "NO CUMPLE" = "OK, CUMPLE"

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } \sigma_{s_2} \le \sigma_{s_1} \\ \quad \| \text{"OK, CUMPLE"} \\ \text{else} \\ \quad \| \text{"NO CUMPLE"} \end{array} \right\| = \text{"OK, CUMPLE"}$$

3) Deformaciones por compresion en el dispositivo

$$\sigma_D := \frac{P_{DC_DW}}{A} = 21.23 \ \frac{kgf}{cm^2}$$

Deflexion por compresion inicial del dispositivo

$$\delta := n \cdot h_{ri} \cdot \varepsilon_{s_int} + 2 \cdot h_{re} \cdot \varepsilon_{s_ext} = 0.26 \ cm$$

Deflexion por compresion inicial debido a la carga muerta

$$\delta_{DC} := n \cdot h_{ri} \cdot \varepsilon_{D_int} + 2 \cdot h_{re} \cdot \varepsilon_{D_ext} = 0.12 \ cm$$

Deflexion por compresion debido a la carga viva

$$\delta_{LL} := \delta - \delta_{DC} = 0.14 \ cm$$

Deflexion por Creep

$$C_d := 0.35 \quad ==> \text{Para Dureza 60}$$

$$\delta_{creep} := C_d \cdot \delta_{DC} = 0.04 \ cm$$

Deflexion debido al creep y la carga viva

$$\delta_{creep_LL} := \delta_{creep} + \delta_{LL} = 0.18 \ cm$$

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } \delta_{creep_LL} < \frac{1}{8} \ in \\ \quad \| \text{"OK, CUMPLE"} \\ \text{else} \\ \quad \| \text{"NO CUMPLE"} \end{array} \right\| = \text{"OK, CUMPLE"}$$

Deflexion por compresion inicial de una capa interior de elastomero

$$\delta_i := \varepsilon_{s_int} \cdot h_{ri} = 0.07 \ cm$$

$$0.09 \cdot h_{ri} = 0.14 \ cm$$

```
if δi < 0.09 · hri
    "OK, CUMPLE"
else
    "NO CUMPLE"
```
= "OK, CUMPLE"

xiii) Anclaje del dispositivo

$$\mu := 0.2$$

$$\Delta_u := \gamma_{TU} \cdot \Delta_s = 0.26 \ cm$$

$$H_u := G_{max} \cdot A \cdot \frac{\Delta_u}{h_{rt_2}} = 0.55 \ tonnef$$

$$F_t := \mu \cdot P_{DC} = 3.5 \ tonnef$$

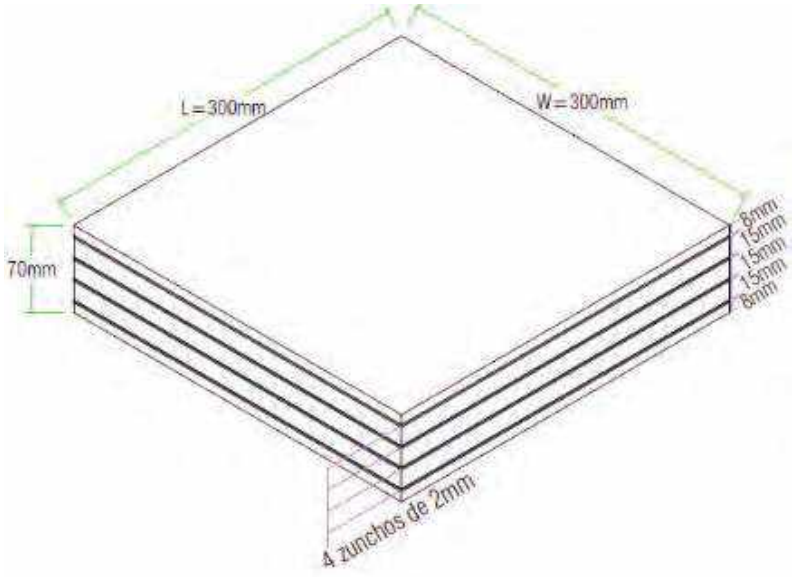
```
if Hu < Ft
    "NO Requiere Anclajes"
else
    "SI Requiere Anclajes"
```
= "NO Requiere Anclajes"

**RESUMEN**

| | |
|---|---|
| $L = 0.3\ m$ | =>Largo del neopreno |
| $W = 0.3\ m$ | =>Ancho de la Viga |
| $H = 69\ mm$ | =>Altura total elastomero |
| $n = 3$ | =>Numero c. interiores |
| $h_{ri} = 15\ mm$ | =>Espesor c. interior |
| $h_{re} = 8\ mm$ | =>Espesor c. exterior |
| $h_s = 2\ mm$ | =>Espesor de refuerzo |

**Figura 175**

*Dimensiones de Neopreno.*




## 4.6. DISEÑO DE ENCOFRADOS

**Falso-Puente**. el falso -puente será diseñado para proporcionar la rigidez y resistencia suficiente para soportar con seguridad todas las cargas impuestas y producir en la estructura final la geometría y las formas indicadas en los planos, sin que se produzca asentamientos.

La carga de diseño del falso-puente será la suma de cargas verticales muertas y sobrecargas y la carga horizontal prevista, considerando los pesos del material de construcción por soportar, el peso propio de falso-puente, los equipos a emplear y la secuencia de construcción (Ministerio de Transporte y Comunicación - MTC, 2018, p.528).

**Encofrado**. los encofrados prefabricados colocados hacia el intradós, tales como fenólicos, los paneles metálicos corrugados o de concreto, pueden emplearse si están considerados en los planos previa aprobación del supervisor (Ministerio de Transporte y Comunicación - MTC, 2018, p.530).

**Desencofrado**. los encofrados no serán desmontados hasta que el concreto se haya endurecido lo suficiente, de tal manera que pueda sostener su propio peso en forma segura, así como las cargas adicionales a las que este sometida a estructura durante el periodo de construcción. Se deberán contemplar los siguientes lapsos entre el vaciado de concreto y el desencofrado:

| | |
|---|---|
| Costados de vigas | 24 horas |
| Cimentaciones y elevaciones | 3 días |
| Columnas | 7 días |
| Losas | 14 días |
| Fondo de vigas | 21 días (Ministerio de Transporte y Comunicación - MTC, 2018,p.532) |

### 4.6.1. PROPIEDADES MECANICAS DE LOS MATERIALES

**Materiales**: se ha planteado un falso puente de estructuras metálicas para garantizar la seguridad ya que tiene una luz considerable.

A992Fy50
Grado 50

$f_y := 50\ ksi = 3515.35\ \frac{kgf}{cm^2}$

$f_u := 4569.95\ \frac{kgf}{cm^2}$

$f_{ye} := 3866.88\ \frac{kgf}{cm^2}$

$f_{ue} := 5026.94\ \frac{kgf}{cm^2}$

$E_s := 2038901.9\ \frac{kgf}{cm^2}$

$\mu := 0.3$

$\alpha := 1.17 \cdot 10^{-5}$

$\gamma_s := 7849.04\ \frac{kgf}{m^3}$

### 4.6.2. PARAMETROS DE DISEÑO

**PROPIEDADES MECANICAS DE LOS PERFILES:**

Area : Area de la seccion
I3 : Momento de inercia en la direccion 3
I2 : Momento de inercia en la direccion 2
S3 : Modulo de seccion en la direccion 3
S2 : Modulo de seccion en la direccion 2
r3 : Radio de giro en la direccion 3
r2 : Radio de giro en la direccion 2

Figura: Perfil trabe armada de 600x900x12.7mm

**Figura 176**
*Perfil armado para encofrado*

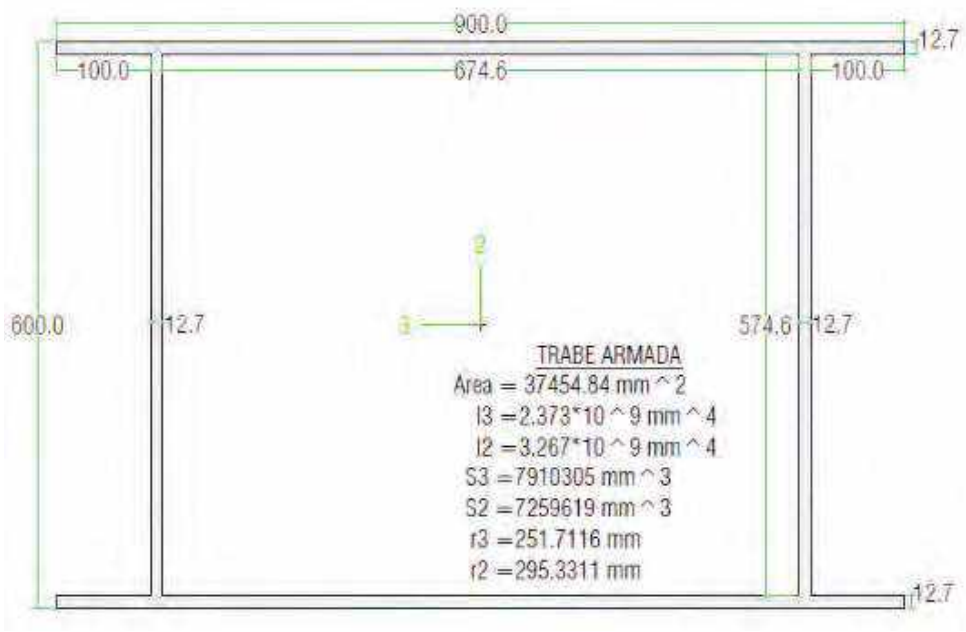
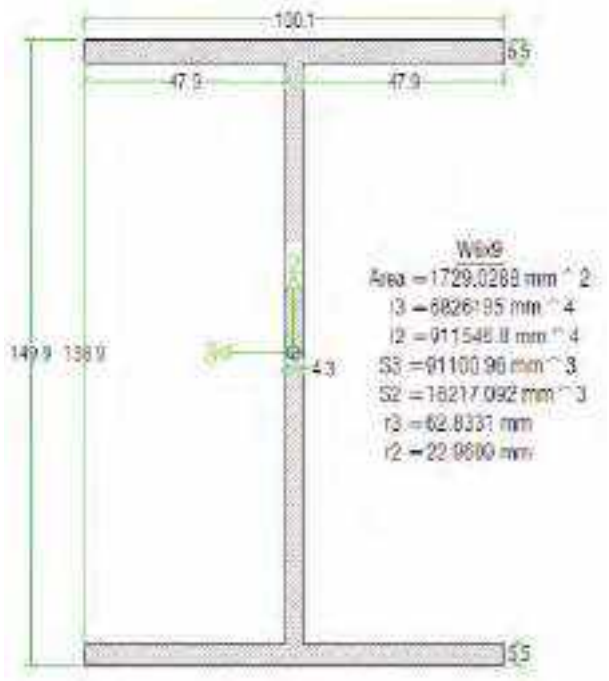



**Figura 177**
*Perfil W6x9*




**CARGAS:**

i) Carga del concreto (Arco)

$L_{arco} := 65.06\ m$ $b := 0.80\ m$ $h := 1.15\ m$ $\gamma_c := 2500\ \frac{kgf}{m^3}$

$q_c := b \cdot h \cdot \gamma_c = 2.3\ \frac{tonnef}{m}$

ii) Carga del Personal

$L_{tributario} := 2\ m$ $q_{unitario} := 300\ \frac{kgf}{m^2}$

$q_p := L_{tributario} \cdot q_{unitario} = 0.6\ \frac{tonnef}{m}$

iii) Carga de Acero Corrugado

$\Phi_{var_1pulg} := 1\ in$ $\Phi_{var_0.75pulg} := \frac{3}{4}\ in$

$N_{var_1pulg} := 24$ $N_{var_0.75pulg} := 10$

$q_{u_1pulg} := 3.97\ \frac{kgf}{m}$ $q_{u_0.75pulg} := 2.24\ \frac{kgf}{m}$

$\Phi_{var_0.5pulg} := 1\ in$ $I := 60\%$

$N_{var_0.5pulg} := 9$

$q_{u_0.5pulg} := 0.99\ \frac{kgf}{m}$

$q_{acero} := (1 + I) \cdot (N_{var_1pulg} \cdot q_{u_1pulg} + N_{var_0.75pulg} \cdot q_{u_0.75pulg} + N_{var_0.5pulg} \cdot q_{u_0.5pulg})$

$q_{acero} = 0.2\ \frac{tonnef}{m}$

iv) Carga del Encofrado

$q_{encofrado} := 1\ \frac{tonnef}{m}$

v) Carga de Proteccion

$$q_{proteccion} := 0.5\ \frac{tonnef}{m}$$

$$q_{viva} := q_c + q_p + q_{acero} + q_{encofrado} + q_{proteccion} = 4.6\ \frac{tonnef}{m}$$

**PARAMETROS SISMICOS:**

Z : zona sisimica 2
U : factor de uso "B"

S : factor de suelo "S2"
Tp : periodo del suelo
Tl : periodo del suelo
Ia : Irregularidad en altura
Ip : irregularidad en planta
R : sistema estructural "PORTICO ESPECIALES CONCENTRICAS ARRIOSTRADOS (SCBF)

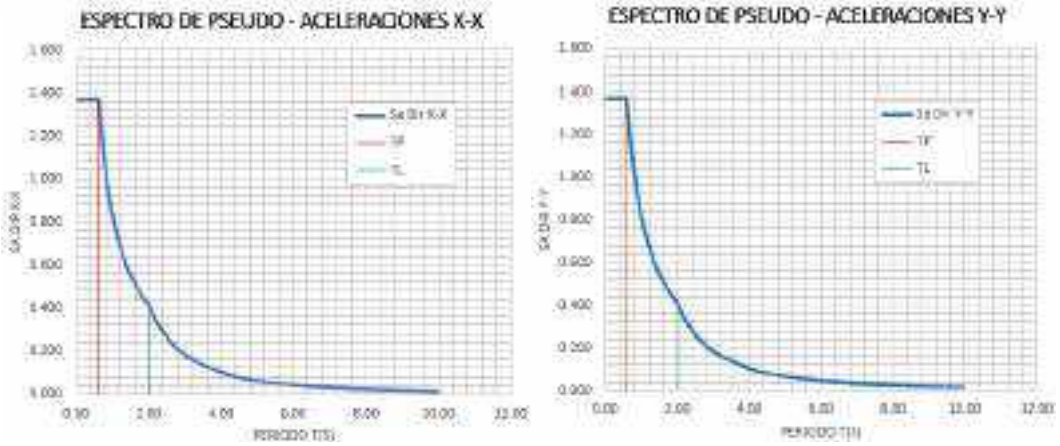
$Z := 0.25$ $S := 1.20$ $R_o := 7$ $g := 9.81\ \frac{m}{s^2}$

$U := 1.30$ $T_P := 0.6$ $I_a := 1$ $T := 0, 0.001 .. 7$

$T_L := 2.0$ $I_p := 1$

$R := R_o \cdot I_a \cdot I_p = 7$

$$S(T) := \begin{cases} \text{if } T \le T_P \\ \quad \dfrac{Z \cdot U \cdot 2.5 \cdot S}{R} \cdot g \\ \text{if } T_P < T \le T_L \\ \quad \dfrac{Z \cdot U \cdot 2.5 \cdot \frac{T_P}{T} \cdot S}{R} \cdot g \\ \text{if } T > T_L \\ \quad \dfrac{Z \cdot U \cdot 2.5 \cdot \frac{T_P \cdot T_L}{T^2} \cdot S}{R} \cdot g \end{cases}$$




### 4.6.3. ANALISIS Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA

La metodología de diseño está basada en LRFD (factores de carga y resistencia), según especifica la AISC (Instituto Americana de Construcción en Acero)

$$\sum \gamma_i Q_i \leq \emptyset R_n$$

$Q_i$ : Efecto de la carga (Fuerza o Momento)
$\gamma_i$ : Factor de carga
$R_n$ : Resitencia nominal
$\phi$ : Factor de resistencia
$\phi R_n$ : Resistencia de diseño

También la AISC especifica la combinación de carga y da las siguientes ecuaciones:

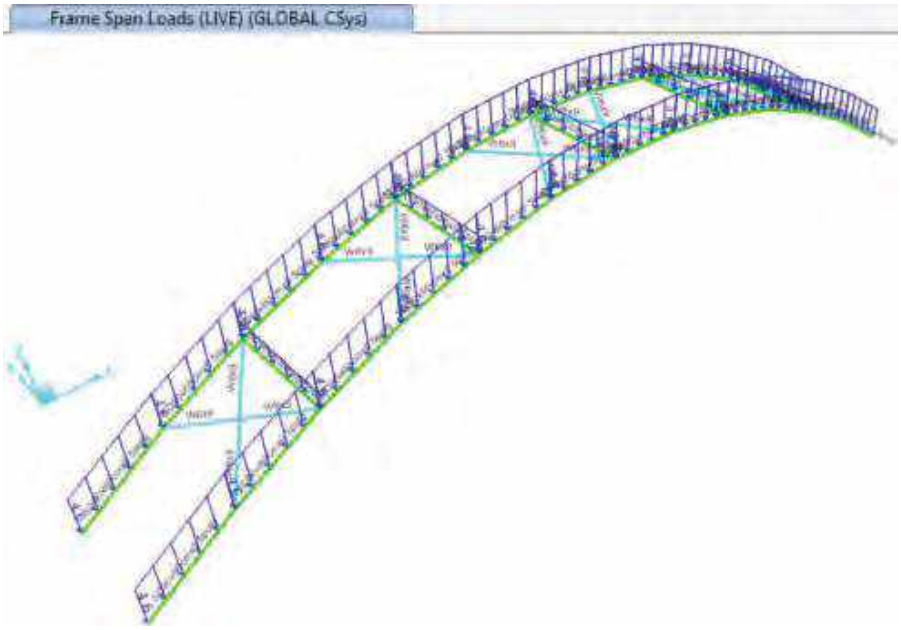
1) 1.4D
2) 1.2D+1.6L+0.5($L_r$ o S o R)
3) 1.2D+1.6($L_r$ o S o R)+(0.5L o 0.8W)
4) 1.2D+1.3W+0.5L+0.5($L_r$ o S o R)
5) 1.2D+-1.0E+0.5L+0.2S
6) 0.9D+-(1.3W o 1.0E)

D : Carga muerta
L : Carga viva
$L_r$ : Carga viva en el Techo
S : Carga de nieve
R : Carga de Lluvia o Hielo
W : Carga de viento
E : Carga del sismo

### 4.6.4. ASIGNACIÓN DE CARGAS:

**Figura 178**

*Asignación de cargas en el modelo estructural de encofrado*




### 4.6.5. REVISION DEL COEFICIENTE DE PANDEO:

La ecuacion que gobierna el pandeo en la estructura en arco

$$|K_e + \lambda K_G| = 0$$

$K_e$ : Matriz de rigidez elastica
$K_G$ : Matriz geometrica para la carga exterior unitaria
$\lambda$ : Coeficiente por el que se debe multiplicar la solicitacion exterior para que la estructura pandee
$\lambda$ : SCALE FACTOR

**Tabla 89**

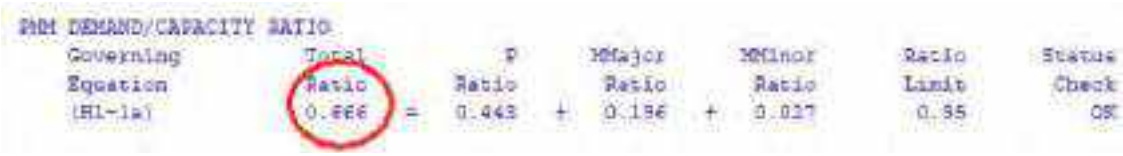
*Factor de Pandeo en modelo estructural de encofrado*

| TABLE: FACTOR DE PANDEO | | | |
|---|---|---|---|
| OutputCase | StepType | StepNum | ScaleFactor |
| Buckling | Mode | 1 | 3.59 |
| Buckling | Mode | 2 | 6.04 |
| Buckling | Mode | 3 | 7.44 |
| Buckling | Mode | 4 | 7.44 |
| Buckling | Mode | 5 | 7.61 |
| Buckling | Mode | 6 | 8.16 |

Básicamente la estructura no presenta pandeo debido a que su factor de pandeo es $\lambda = 3.59$, para caso critico de RESISTENCIA I, lo que implica que la estructura requiere 3.59 veces de la carga actuante para llegar a un pandeo.

### 4.6.6. DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Para el TRABE ARMADA 600x900x12.7mm principal se tiene la siguiente ratio:




Ratio=0.67.

Para el perfil de riostra W6x9 se tiene la siguiente ratio:




Ratio=0.851

## 4.7. ETAPAS CONSTRUCTIVAS

En el modelamiento del puente se ha empleado la metodología BriM, el cual nos ha permitido simular en 4D utilizando el software SYNCHRO, el cual integra el modelo 3D con la programación de obra realizadas. En las siguientes figuras se muestra las fases de construcción.

**FLUJOGRAMA**.

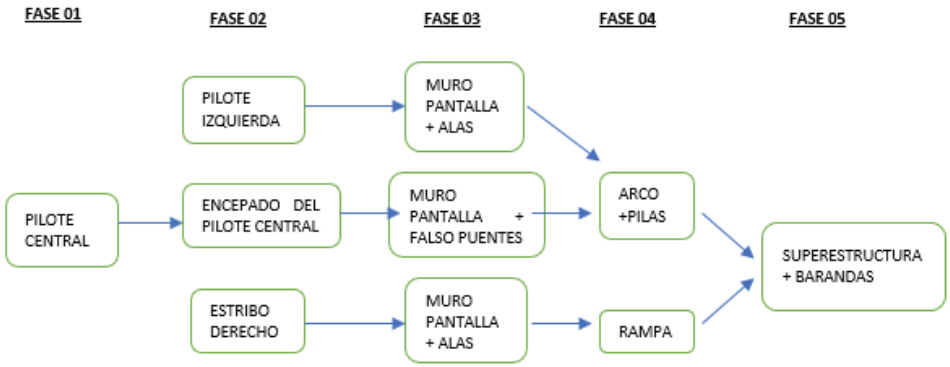


**Figura 179**

*FASE 01. Pilote central*

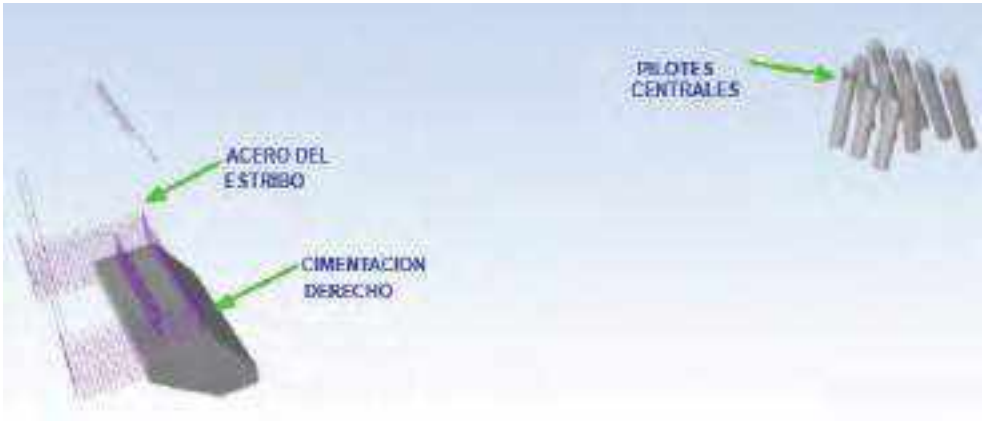



**Figura 180**

*FASE 02. Encepado de pilote central + pilote izquierdo + cimiento derecho.*

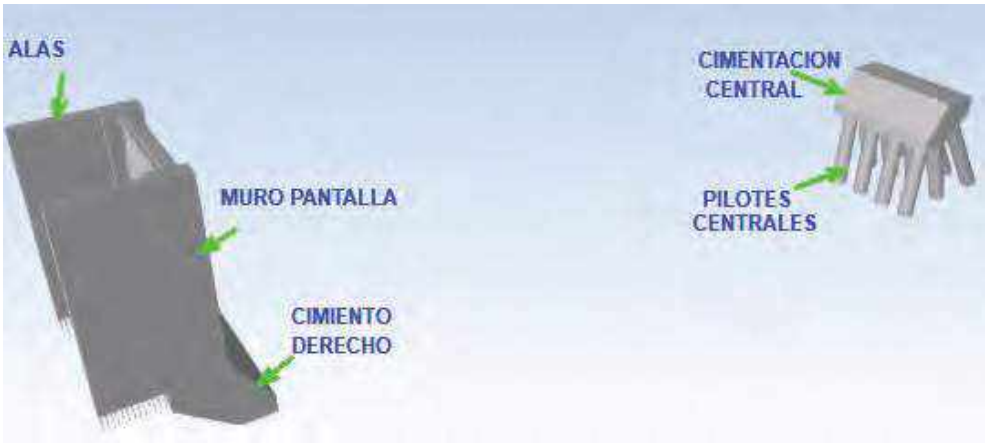



**Figura 181**

*FASE 03. Muro pantalla de los estribos izquierda, derecha, y central.*

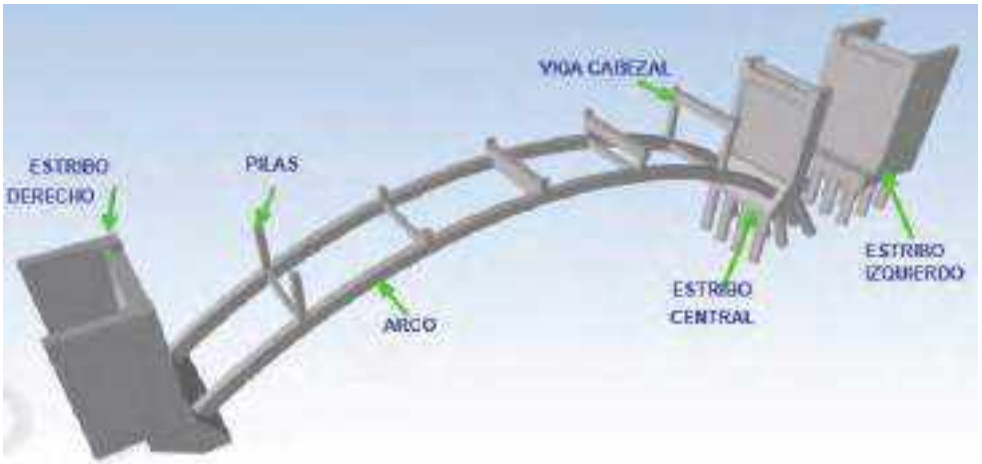


**Figura 182**

*FASE 04. Arco +pilas+ rampa*




**Figura 183**

*FASE 05. Superestructura + baranda*



## 4.8. DEFENSA RIBEREÑA

En rio Huarocondo afluente de rio Vilcanota, aumenta su avenida máxima en época de lluvia, siendo una amenaza para la estructura de la rampa, es tal sentido se ha planteado muro de contención como protección a lo largo de la rampa.

### 4.8.1. PROPIEDADES MECANICAS DE LOS MATERIALES

i) Concreto (Concrete)

$f'_c := 210 \frac{kgf}{cm^2}$

$f_y := 4200 \frac{kgf}{cm^2}$

$\gamma_c := 2400 \frac{kgf}{m^3}$

ii) Suelo (Soil)

$q_{adm} := 2 \frac{kgf}{cm^2}$

$\gamma_s := 1.9 \frac{tonnef}{m^3}$

$\mu_{friccion} := 0.55$

$\gamma_{sat} := 2 \frac{tonnef}{m^3}$

$\Phi := 36.3\ deg$

iii) Relleno (Backfill)

Metodo = Coulomb Active (para la estabilidad)

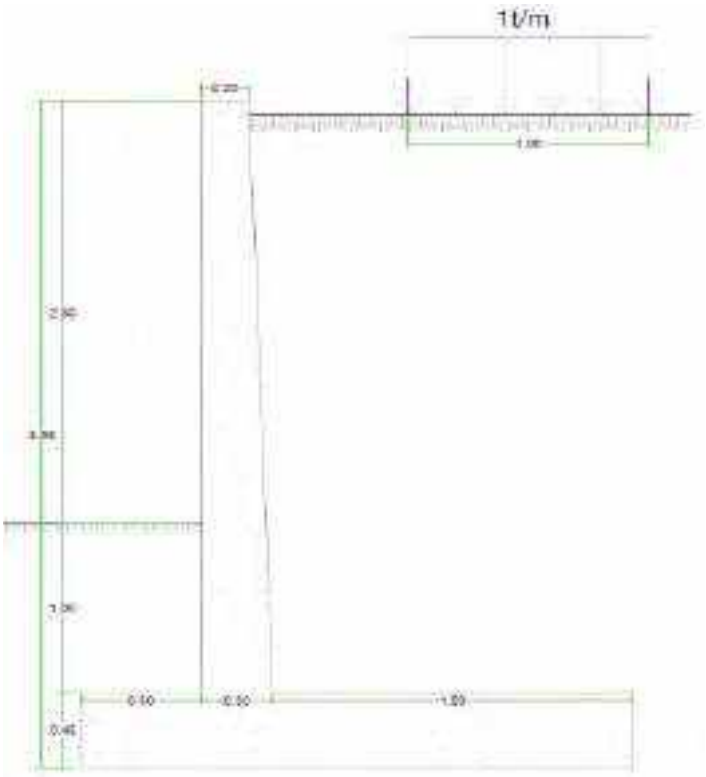
$\Phi := 15\ deg$

$\gamma_s := 1.7 \frac{tonnef}{m^3}$

$\gamma_{sat} := 1.9 \frac{tonnef}{m^3}$

### 4.8.2. DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN

**Figura 184**
*Geometría de Muro de contención.*




2) ESTABILIDAD DEL MURO (Stability)

**Figura 185**

*Estabilidad del Muro de contención.*

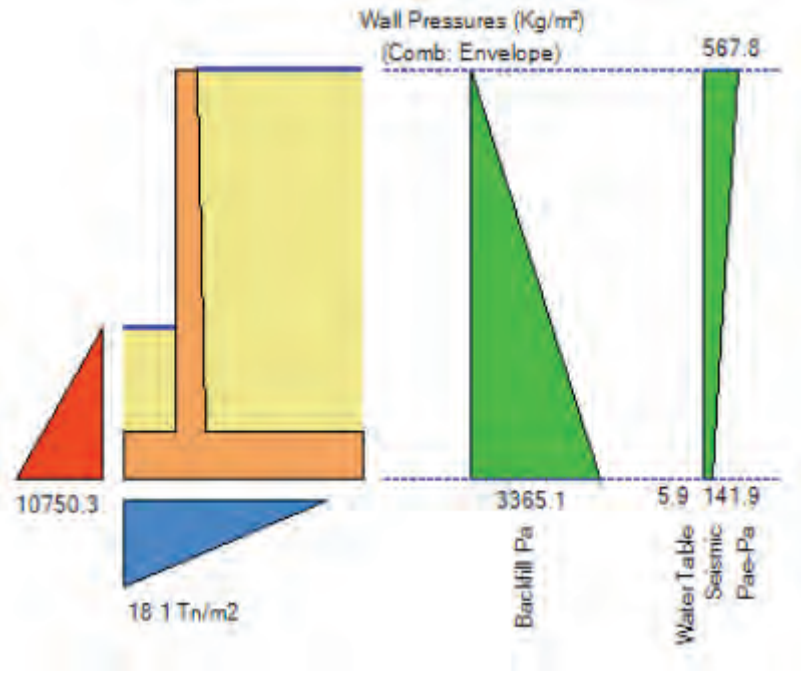
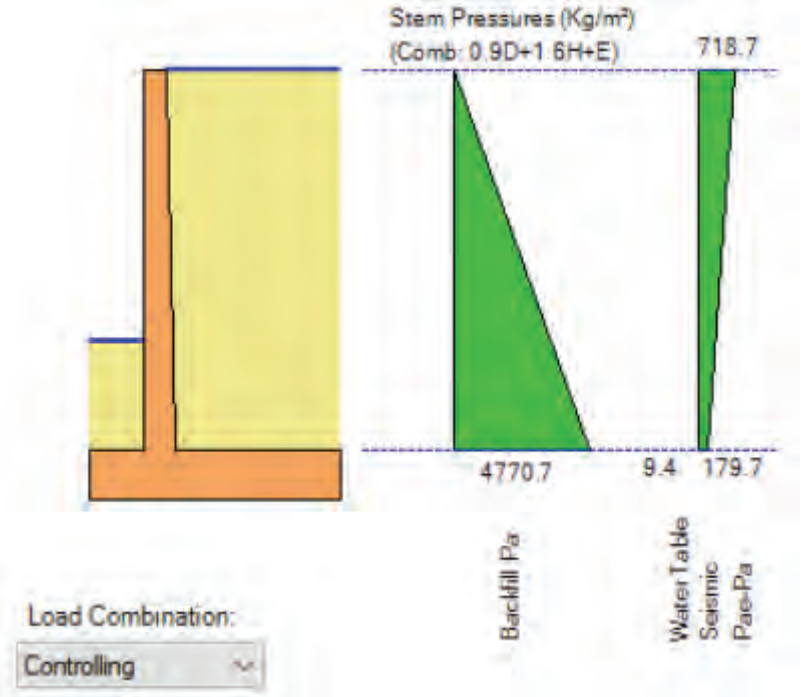



**Figura 186**

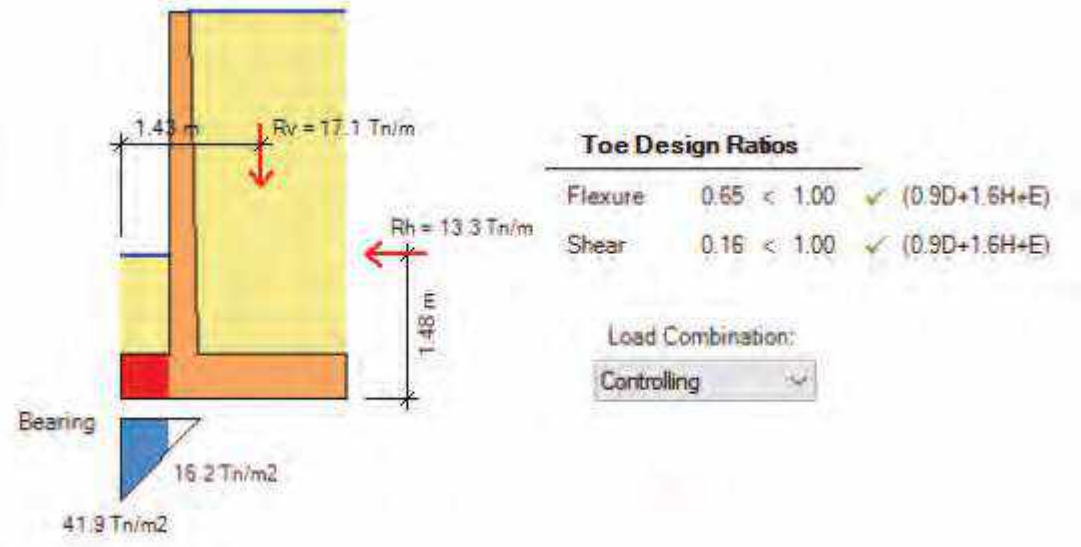
*Presión de en Muro Pantalla.*



4) PRESION EN LA ZAPATA (Footing)

**Figura 187**

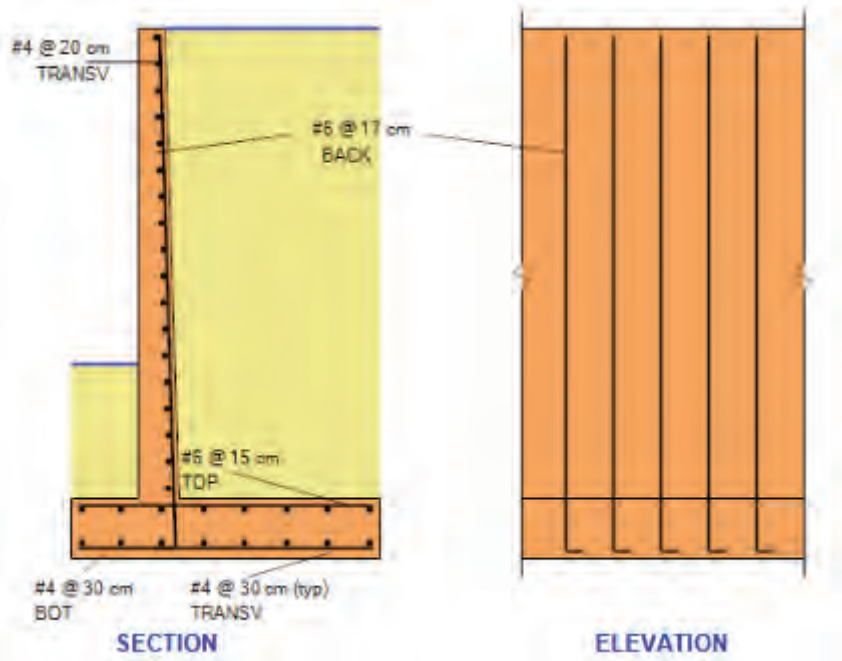
*Presión en la Zapata*




5) DETALLE DEL REFUERZO (Reinforcement detailed)

**Figura 188**

*Armado de acero en Pantalla y Zapata.*



# CAPITULO V

# PRESUPUESTO Y PROGRAMACIÓN

## 5.1. METRADO

El software Revit de la familia de Autodesk, es una herramienta BrIM (Bridge Information modeling) muy potente desarrollada para diversas aplicaciones, por lo que en esta oportunidad ocuparemos lo referente a la cuantificación de elementos del modelo BrIM desarrollado, para obtener la información de cantidades deseada, es muy importante tener en cuenta que los elementos BrIM deben ser definidas en forma correcta; esto facilitara la agrupación de familias por tanto las cantidades que deseamos extraer.

**Tabla 90**
*Resumen de Metrado para partidas principales*

| Item | Descripción | Ref. | N° Elem. | Cant. | Dimensiones | | | Parcial | Total | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | Largo | Ancho | Alto | | | |
| a) | PILOTE | | 1.00 | 12.00 | - | - | - | 12.00 | | |
| 1.2.2.3.1.3 | CONCRETO ESTRUCTURAL F'C = 210 KG/CM2 | | | | | | | | 78.50 | m³ |
| a) | CONCRETO PILOTES | | 1.00 | 78.50 | - | - | - | 78.50 | | |
| 1.2.2.3.2.1 | CONCRETO ESTRUCTURAL F'C =140 KG/CM2 EN SOLADOS | | | | | | | | 7.82 | m³ |
| a) | SOLADO | | 1.00 | 1.00 | 9.20 | 8.50 | 0.10 | 7.82 | | |
| 1.2.2.3.2.3 | CONCRETO ESTRUCTURAL F'C = 280 KG/CM2 | | | | | | | | 124.96 | m³ |
| a) | ENCEPADO | | 1.00 | 1.00 | 9.80 | 8.50 | 1.50 | 124.96 | | |
| 1.2.2.3.2.4 | ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA | | | | | | | | 54.90 | m² |
| a) | ENCOFRADO ENCEPADO | | 1.00 | 1.00 | 36.60 | 1.50 | - | 54.90 | | |
| 1.2.2.3.3.2 | CONCRETO ESTRUCTURAL F'C = 210 KG/CM2 | | | | | | | | 306.17 | m³ |
| a) | PANTALLA | | 1.00 | 1.00 | 193.93 | - | - | 193.93 | | |
| b) | ALERO | | 1.00 | 2.00 | 57.12 | - | - | 114.24 | | |
| 1.2.2.3.3.3 | ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA | | | | | | | | 655.09 | m² |
| a) | PANTALLA | | 1.00 | 2.00 | 7.40 | - | 12.29 | 181.89 | | |
| b) | ALEROS | | 1.00 | 2.00 | 17.50 | - | 13.52 | 473.20 | | |
| 1.2.3.1 | FABRICACIÓN DE ENCOFRADO METALICO | | | | | | | | 0.00 | t |
| 1.2.3.1 | FABRICACIÓN DE ENCOFRADO METALICO | | | | | | | | 84.04 | t |
| a) | PESO DE ESTRUCTURA DE ENCOFRADO | | 1.00 | 84.04 | - | - | - | 84.04 | | |
| 1.2.3.2 | MONTAJE Y LANZAMIENTO DE ENCOFRADO METALICO | | | | | | | | 0.00 | t |
| 1.2.3.2 | MONTAJE Y LANZAMIENTO DE ENCOFRADO METALICO | | | | | | | | 84.04 | t |
| a) | PESO DE ESTRUCTURA DE ENCOFRADO | | 1.00 | 84.04 | - | - | - | 84.04 | | |
| 1.2.3.4 | CONCRETO ESTRUCTURAL F'C = 300 KG/CM2 | | | | | | | | 0.00 | m³ |
| 1.2.3.4 | CONCRETO ESTRUCTURAL F'C = 300 KG/CM2 | | | | | | | | 120.73 | m³ |
| a) | VIGA ARCO DE SECCIÓN VERIABLE | | 1.00 | 2.00 | 55.49 | - | - | 110.98 | | |
| b) | VIGA RIOSTRA | | 1.00 | 5.00 | 1.95 | - | - | 9.75 | | |
| 1.2.3.5 | ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA | | | | | | | | 0.00 | m² |
| 1.2.3.5 | ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA | | | | | | | | 471.01 | m² |

Nota: Para más detalles ver **ANEXO F** (Presupuesto y Programación).

## 5.2. PRESUPUESTO

La interoperabilidad desarrollada para la elaboración del presupuesto fue mediante la uso de un formato abierto (IFC) exportado a partir del modelo estructural desarrollado en Revit, el cual fue importada al software Delphin express, a partir de este punto se pudo integrar el análisis de Costos unitarios, metrados a precisión milimétrica debido a que la cuantificación de las entidades IFC son definitivamente inalterables, especificaciones técnicas, programación de Obra, con lo que se pudo desarrollar el desagradado de Gastos Generales, Supervisión y Liquidación de Obra.

El presupuesto del proyecto propuesto en esta tesis, asciende un monto como se especifica en la siguiente tabla:

**Tabla 91**
*Cuadro resumen de Presupuesto*

| Resumen de costos del presupuesto | | | |
|---|---|---|---|
| COSTO DIRECTO | | 7,737,784.28 | 1.00 |
| GASTOS GENERALES | 11.50% | 889,961.58 | 0.12 |
| UTILIDAD | 5.00% | 386,889.21 | 0.05 |
| SUB TOTAL | | 9,014,635.07 | 1.17 |
| I.G.V | 18.00% | 1,622,634.31 | 0.21 |
| COSTO DE INVERSION | | 10,637,269.38 | 1.37 |
| SUPERVISIÓN Y LIQUIDA... | 2.90% | 308,450.00 | 0.04 |
| COSTO TOTAL | | 10,945,719.38 | 1.41 |

Nota: Para más detalles ver **ANEXO F** (Presupuesto y Programación).

El **costo directo** es de siete millones setecientos treinta y siete mil setecientos ochenta y cuatro con veintiocho céntimos (s/ 7 737 784.28). con los gastos generales, utilidades y gastos de supervisión da un presupuesto total de diez millones novecientos cuarenta y cinco mil setecientos diecinueve soles con treinta y ocho céntimos (s/ 10 945 719.38).

En la siguiente tabla se presenta la incidencia de los costos de los siguientes desagregados:

**Tabla 92**
*Incidencia de Tipo de Costo*

| Tipo de costo | %Partic. | Subtotal |
|---|---|---|
| MANO DE OBRA | 24.67% | 1,908,731.57 |
| MATERIALES | 57.00% | 4,410,635.80 |
| EQUIPO | 18.20% | 1,408,416.92 |
| SUB-CONTRATOS | 0.13% | 10,000.00 |
| Total | 100.00% | 7,737,784.28 |

Nota: Para más detalles ver **ANEXO F** (Presupuesto y Programación).

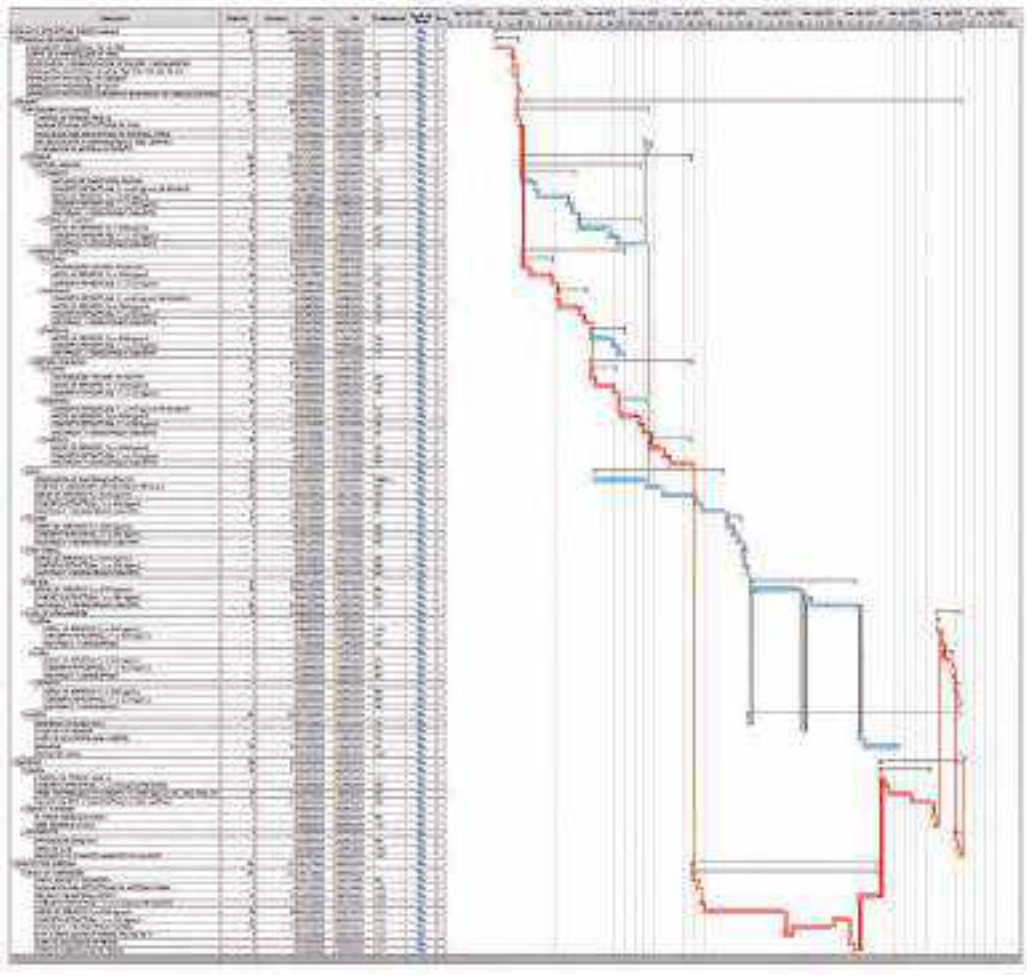
## 5.3. PROGRAMACIÓN

Para la elaboración de programación de obra, se toma en cuenta los lineamientos desarrollados por el PMI (Project Management Institute), iniciando con la identificación de las actividades que viene a ser el proceso de identificar en forma documentada las acciones específicas a tomar para la elaboración de entregables del proyecto. Seguidamente se tiene que organizar las actividades que consiste en definir una secuencia lógica del proceso para el desarrollo de las actividades a fin de lograr una máxima eficiencia, considerando las limitaciones que tendrá el proyecto (Project Management Institute inc PMI, 2017).

Conforme lo mencionado, el software Delphin Express, nos permite desarrollar un cronograma Gantt cumpliendo los requisitos de PMI usando el método de la ruta crítica.

**Figura 189**

*Programación Gantt con su respectiva ruta Crítica.*



*Nota.* Para más detalles ver **ANEXO F** (Presupuesto y Programación).

El proyecto planteado se ha programado para 327 días calendarios ($\approx 11\,meses$), esta duración esta dado en función a los rendimientos de cada partida.

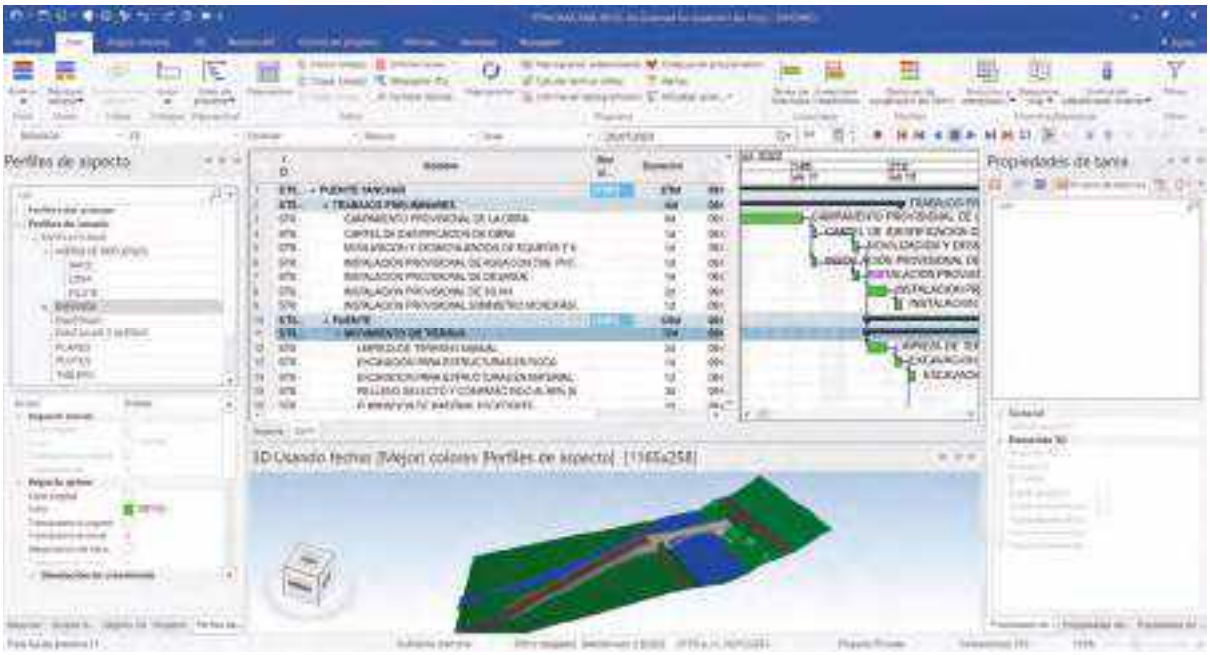
Mediante el desarrollo de la interoperabilidad del Software Delphin Express, se realiza la exportación de la información desarrollada hacia el Software SYNCHRO 4D Pro, para iniciar con la programación 4D que consiste en desarrollo de proceso constructivo de puente en forma virtual,

así mismo SYNCHRO 4D Pro nos permite trabajar insertando informes o documentos de otro software, así como los modelos open BrIM.

Una vez revisada y corregida la Programación de Obra empezamos a asignar recursos 3D del IFC a las tareas de la planificación, configurando lo necesario se obtiene la simulación del proceso constructivo de puente.

**Figura 190**

*Programación 4D, software SYNCHRO 4D Pro*




## 5.4. CRONOGRAMA

El cronograma es fundamental para la planificación de obra, dado esta información nos permite realizar los requerimiento y adquisición de los materiales asimismo también a la vez valorizar dichos materiales.

En las siguientes figuras se muestran los cronogramas de valorización y adquisición materiales:

**Figura 191**

*Cronograma Valorizado de Obra*



*Nota.* Para más detalles ver **ANEXO F** (Presupuesto y Programación).

**Figura 192**

*Cronograma de Adquisición de Materiales*



*Nota.* Para más detalles ver **ANEXO F** (Presupuesto y Programación).

# CAPITULO VI

# CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

## 6.1. CONCLUSIONES

- El planteamiento estructural del puente Arco Tablero Superior cuenta con una geometría de arco adaptado a la orografía de la zona de estudio, presentando una relación de flecha-Luz (f/L≈1/6), siendo esta relación la ideal para esta tipología de puentes, esta geometría cumple en cubrir la demanda sísmica adoptando un comportamiento sismorresistente, también cuenta con estribos anclados a roca fija mediante Dowells en el estribo derecho y pilotes en el estribo central e izquierdo, evitando de esta forma una posible socavación en la cimentación, así mismo la configuración del arco se encuentra por encima del NAME asegurando de esta forma que el tirante de aire cuente con una holgura.
- La deformación por SERVICIO de puente en Arco es de 3.03 cm siendo el límite de 6 cm (L/1000) y en el puente de 13m se tiene 1.2 cm teniendo un límite 1.3 cm, quedando conforme el control de deformaciones por SERVICIO. Para la obtención de la contraflecha se procede con el cálculo de la deformación inmediata resultando 1.11 cm que está en función de la carga parmente, también se realiza el cálculo la deformación diferida obteniendo 1.92 cm que está en función al flujo plástico del concreto y finalmente por tolerancia de procesos constructivos 2 cm reglamentado por el MTC-2018, al realizar la suma de estas deformaciones obtenemos la contra flecha de 5.03cm.
- Por la ubicación de la estructura del puente conforme los estudios de Mecánica de Suelos se encuentra una clase de SITIO B y un tipo de PUENTE ESENCIAL debido a que corresponde a una Vía Regional, a partir de los Mapas de isoaceleraciones espectrales (MTC-2018) para un periodo de retorno de 1000 años se obtiene los parámetros sísmicos

PGA=0.30g, Ss=0.72g, S1=0.19g y haciendo uso de estos parámetros entrada se obtiene la ZONA SÍSMICA Z=2 y la categoría de diseño sísmico (SDC) "B", siendo el dato imprescindible para el desarrollo de análisis sísmico que corresponde a un método de análisis multimodal (MM) obteniendo un periodo de 0.63 seg. y un desplazamiento sísmico lateral de 2 cm; el cálculo de los coeficientes máximos de la demanda-capacidad (D/C) son de 0.24 longitudinal y 0.28 transversal que son menores a 1, finalmente la estructura de puente planteado cumple satisfactoriamente la demanda capacidad.

- El esfuerzo generado en los arranques del arco por RESISTENCIA es de 69.62 kg/cm2 que es inferior a la resistencia del concreto estructural en el cimiento (Estribo derecho 280 Kg/cm2) y en el encepado (Estribo Central 280 Kg/cm2) evitando de esta forma el aplastamiento del concreto en los cimientos.
- La transferencia de esfuerzos por SERVICIO del estribo derecho hacia la roca de fundación es de 10 kg/cm2, teniendo en cuenta que el estrato rocoso admite un esfuerzo 880.29 kgf/cm2 se puede indicar que cumple ampliamente la demanda de esfuerzos admisibles.
- La fuerza horizontal máxima de Pandeo es de 8948.83 Tn, la carga máxima de pandeo es 220.54 Tn/m y la demanda por SERVICIO es de 437.16 Tn y una carga equivalente de 26.65 Tn/m por lo que se puede afirmar que el arco es estable, adicionalmente se tiene un factor de pandeo de 4.09 en el Modo I.
- Para la rampa se ha optado una solución con paneles prefabricados de concreto de 1.50x1.50x0.14m con resistencia f'c=35MPa, tensados interiormente con Geostrap 5HA de 50mm de ancho que tendrá relleno selecto compactado al 95% conforme las especificaciones del código AASHTO 2014. Para la protección de esta estructura por la

amenaza de socavación que presenta el rio de Huarocondo se ha planteado una defensa ribereña de muro de contención de concreto armado a lo largo de la rampa.

- El puente contiguo a la rampa de L=13m en la margen izquierda, resuelve el problema de paso vehicular y ferroviario hacia la estación Pachar.
- Se ha determinado a partir del diseño final los ratios de densidad de acero de los principales elementos estructurales los cuales son: Estribos: 68.42 Kg/m3, Tablero: 186.45 Kg/m3, Arco y componentes: 232.70 Kg/m3.
- El costo directo del Proyecto de tesis asciende a un monto de S/ 7 737 784.28 (Siete millones setecientos treinta y siete mil setecientos ochenta y cuatro con veintiocho/100) y adicionando los costos indirectos se tiene un presupuesto total de **S/ 10 945 719.38** (diez millones novecientos cuarenta y cinco mil setecientos diecinueve soles con treinta y ocho/100), contando con un plazo de ejecución **327 días calendarios (≈11 meses)**, esta duración esta dado en función a los rendimientos de cada partida.
- En la etapa de construcción se debe programar en forma continua ensayo de SLUMP y extracción de testigos conforme la norma E-060, asimismo otro factor importante es el curado de concreto con el que se garantiza alcanzar la resistencia de diseño.
- El proyecto de tesis beneficiara a una población objetiva de 25,087 habitantes y para una población potencial de 360,606 habitantes.
- La importancia de esta propuesta estructural será de poner en funcionamiento la infraestructura vial Huarocondo – Pachar que actualmente se encuentra asfaltada, entrando en servicio con la capacidad de deseño concebida; en consecuencia, se tendrá una ruta alterna de acceso a la ciudad de Cusco con menor distancia y menor tiempo de viaje aunado a ello contribuirá con la solución de uno de los problemas que hoy se presenta en la

comunidad de Pachar; asimismo la influencia a nivel de la Región de Cusco, esta propuesta mejorara la transpirabilidad vehicular y peatonal por ende dinamizara el turismo, también hará mejora en el transporte de productos cultivados en la Comunidad de Pachar hacia los mercados locales, por ser un punto de paso estratégico hacia el Valle Sagrado y la provincia de La Convención.

## 6.2. RECOMENDACIONES

- Siempre que se tenga la posibilidad este tipo de estructuras se debe plantear biempotrado, debido al que las articulaciones son elementos muy costosos y de dudosa conservación; deben evitarse siempre que se encuentre dentro de la posibilidad, debido a que introducen una gran deformabilidad en el arco y son obligatorias siempre que la cimentación genere grandes giros, siendo una situación difícil debido a que la cimentación siempre se plantee en terrenos de buena resistencia.
- Cuando se plantea un puente en arco recomendable que sea simétrico y que este tenga una relación de $f/L \approx 1/6$, esta condición garantiza la estabilidad y un comportamiento estructural adecuado del arco y asimismo se debe revisar el pandeo.
- En los arranques de los arcos es recomendable que la sección tenga mayor peralte debido a que en este punto se concentra mayores momentos y fuerzas axiales que va disminuyendo conforme se avanza hacia la clave.
- Revisar que las fuerzas horizontales sean compensadas con el peso del estribo y anclaje de la cimentación evitando de esta forma los giros, volteos y desplazamientos.
- La Universidad debe implementar las bibliotecas especializadas con la adquisición de las normas actuales para las diferentes especialidades de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil y asimismo realizar convenios con las diferentes empresas dedicadas al desarrollo de software especializado para esta manera insertar al mercado profesionales capacitados con tecnología de vanguardia.

# REFERENCIAS

AASHTO. (2011). *AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design* (2nd ed.). Washington, DC.

AASHTO. (2014). *LRFD Bridge Design Specificacion* (7th ed.). Washington, DC.

AASHTO. (2020). *LRFD Bridge Design Specificacion* (9th ed.). Washington, DC.

Andrew, V., & Elmer, S. (2019). *Puentes* (1ra ed.). La Paz, Bolivia.

Bisús, I. (2010). TIPOLOGÍA DE VIADUCTOS EN LAS LÍNEAS DE ALTA VELOCIDAD EN ESPAÑA . *Escuela Politecnica de Cataluña*, 19-98.

Carlotto, V., Gil, W., Cárdenas, J., & Chávez, R. (1996). *Geologia de los Cuadrangulos de Urubamba y Calca.* Lima, Peru: INGEMMET.

Chen, W.-F., & Duan, L. (2000). *Bridge Engineering Hamboks.* Washington DC.: CRC Press.

Chow, V. T., Maidment, D. R., & Mays, L. W. (1994). *Hidrologia Aplicada.* EE.UU.: McGRAW-HILL.

Das, B. M. (2012). *Fundamentos de Ingenieria de Cimentaciones* (7ma ed.). Mexico: Cengage Learning.

EGEMSA. (2012). *Memoria anual 2012*. Cusco: Egemsa.

Galante, D. (2009). *Diseño de una pasarela peatonal.* Madrid: Escuela Técnica Superior de Caminos, Canales y Puertos.

Galante, D., & Astiz, M. (2017). Diseño de directrices para el tablero de un puente curvo atirantado, mediante curvas funiculares y antifuniculares de la carga concéntrica introducida por los tirantes. *Revistas CSIC*, 24-34.

Guevara, K. M. (2014). *DISEÑO INTEGRAL DEL NUEVO PUENTE DE PISAC.* Universidad Nacional San Antonio Abad del Cusco-UNSAAC. Cusco: Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco.

Guialiano, M. J., & Blarasin, M. T. (2014). Groundwater geochemistry and nitrate baseline estimation in an agroecosystem. Hidrogeoquimica y estimación del fondo natural de nitratos de agua subterranea en un agroecosistema del pedemonte de la sierra de comechingones. *Revista de la Asociacion Geologica argentina*, 385. Recuperado el 15 de mayo de 2022, de researchgate.net/publication/270339625_Groundwater_geochemistry_and_nitrate_baseline_estimation_in_an_agroecosystem_HIDROGEOQUIMICA_Y_ESTIMACION_DEL_FONDO_NATURAL_DE_NITRATOS_DEL_AGUA_SUBTERRANEA_EN_UN_AGROECOSISTEMA_DEL_PEDEMONTE_DE_LA_SI

López, A. (1999). Puente sobre el río Cinca. *Revista de Obras Públicas*, 155-170.

Manterola, J. (2006). *Puentes* (Vol. I y II). España: Colegios de Ingenieros de Caminos. Canales y Puertos.

MIDAS LA. (lunes 15 de mayo de 2022). *puentes*. Obtenido de puentes: https://www.youtube.com/watch?v=Pt8Y-biZgGg&ab_channel=MIDASLA

Ministerio de Transporte y Comunicacion - MTC. (2008). *Manual de Carreteras - Hidrologia, Hidraulica y Drenaje.* Lima: MTC.

Ministerio de Transporte y Comunicacion - MTC. (2018). *Manual de Carreteras: Diseño Geometrico DG-2018* (2018 ed.). Lima: MTC.

Ministerio deTransporte y Comunicacion - MTC. (2018). *Manual de Puentes* (2018 ed.). Lima: MTC.

Morison Ingenieros, Fundaextensus, CSICaribe. (2022). *Manual de SAFE v16.* Caribe: Fundaextensus.

Morrison Ingenierios, Fundaextensus, CSICaribe. (2022). *Manual SAP2000 V23.* Caribe: Fundaextensus.

Project Management Institute inc PMI. (2017). *La Guia de los Fundamentos para la Direccion de Proyectos (Guia del PMBOK).* Newtown Square, Pennsylvania 19073-3299 EE.UU.: PMI.

Reguero, A. (2004). Tipologías de viaductos en la L.A.V. Madrid-BarcelonaFrontera francesa. *Revistas de Obras Públicas*, 109-114.

Rocha, D. A. (2007). *Hidráulica de Tuberías y canales.* Lima: UNI.

Rodríguez, A. (2022). *Puentes* (2022 ed.). Lima.

SIDERPERU. (2019). Barras de Construcción. *SIDERPERU*, 13-15.

Wikipedia. (10 de 04 de 2022). *https://es.wikipedia.org*. Obtenido de https://es.wikipedia.org/wiki/Puente_met%C3%A1lico

# ANEXO

**ANEXO A: DOCUMENTOS DE AUTORIZACION**

**ANEXO B: ESTUDIO GEOLOGICO Y GEOTECNICO**

- **ESTUDIO GEOFISICO**
- **ESTUDIO DE SPT**
- **ENSAYO DE ROTURA DE ROCA**

**ANEXO C: CONTEO VEHICULAR**

**ANEXO D: ESTUDIO HIDROLOGICO**

- **MEMORIA DE CALCULO HIDROLOGICO**

**ANEXO E: DISEÑO ESTRUCTURAL**

- **MEMORIA DE CALCULO DEL PUENTE**

**ANEXO F: PRESUPUESTO Y PROGRAMACIÓN**

- **METRADO**
- **PRESUPUESTO**
- **ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS**
- **RELACION DE INSUMOS**
- **DESAGREGADO DE GASTOS**
- **CRONOGRAMA**

**ANEXO G: PLANOS**

- **TOPOGRAFIA**
- **GEOLOGIA**
- **HIDROLOGIA**
- **ESTRUCTURAS**

# ANEXO A: DOCUMENTOS DE AUTORIZACION

MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE OLLANTAYTAMBO
GERENCIA DE INFRAESTRUCTURA

# AUTORIZACIÓN

**EL QUE SUSCRIBE, GERENTE DE INFRAESTRUCTURA DE LA MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE OLLANTAYTAMBO.**

Que, los señores Ángel Alberto Duran Laurel identificado con **DNI N° 46906616** y el señor Ronal Huamán Paucar identificado con **DNI N° 46986523**, solicita a la Municipalidad Distrital de Ollantaytambo, mediante el expediente administrativo N°3387 de fecha 20 de agosto de 2019, autorización para realizar trabajos de investigación en el sector de la Comunidad de Pachar, que consiste en realizar trabajos de (levantamiento topográfico y estudio de mecánica de suelos)

Por lo que; la Gerencia, **OTORGA LA AUTORIZACIÓN** para realizar trabajos de investigación.

Asimismo, debo comunicarles que, habiéndosele aceptado a su petición, les recordamos que deberán coordinar con el jefe (e) de la División de Gestión de Desastres y Defensa Civil.

Ollantaytambo, 26 de agosto del 2019.

Ing. Clemente Figueroa Guzmán
CIP. 49813

Cc:
Archivo
GI

**SOLICITO:** Solicita autorización para realizar trabajos de investigación en el Sector de Pachar.

SEÑOR: Profa. DELFINA MAROCHO TAPARA
PRESIDENTA DE LA COMUNIDAD DE PACHAR

**ANGEL ALBERTO DURAN LAUREL, Identificado Con DNI N° 46906616, Bachiller en Ing. Civil**, con domicilio real en APV. Villa Alpaorcona C2-B del Distrito de San Sebastián – Cusco, Cel. 984605920, **RONAL HUAMAN PAUCCAR Identificado con DNI N° 46986523, Bachiller en Ing. Civil**, con domicilio real en APV. Villa San Antonio B-11 San Sebastián – Cusco, Cel. 994829600, a usted con el debido respeto nos presentamos y decimos:

Que, al amparo del Articulo 2° de la Constitución Política del Perú, previsto en el inciso 20) Derecho a formular peticiones, es que recurrimos a su Digna representada a efecto de **SOLICITAR AUTORIZACIÓN PARA REALIZAR TRABAJOS DE INVESTIGACIÓN EL SECTOR DE PACHAR**, que contempla los siguientes trabajos a realizar: Levantamiento topográfico y estudio de mecánica de suelos, es de mencionar que los datos y muestras extraidos se emplearán en diseño estructural planteado por los recurrentes , que serán sustentados y presentados como tema de tesis en la **Escuela Profesional de INGENIERIA CIVIL**, de la **"UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO"**, para optar el Grado de Titulo Profesional de Ingeniero Civil, de los recurrentes. Dicha investigación lleva como titulo "DISEÑO PARA EL MEJORAMIENTO EN LA TRASITABILIDAD, PROPUESTA ESTRUCTURAL EN EL PUENTE PACHAR, OLLANTAYTAMBO-CUSCO, 2019", para tal efecto adjunto al presente los siguientes documentos:

- ✓ Copia simple de nuestros DNIs.
- ✓ Copia simple de nuestros Bachilleratos.

**POR LO EXPUESTO:**

Sírvase señor Alcalde de la Municipalidad Distrital de Ollantaytambo, acceder nuestra petición por ser legal.

Cusco, 23 de Agosto del 2019.

ANGEL ALBERTO DURAN LAUREL
DNI: 46906616

RONAL HUAMAN PAUCCAR
DNI: 46986523

Recibido
23-08-19
11:15.02

PROVIAS NACIONAL
JEFATURA ZONAL XVIII CUSCO - APURIMAC
RECIBIDO
28 ENE. 2020
HORA: 10:14 FOLIO 05
"La recepción del documento no es señal de conformidad"

**SOLICITO:** **Autorización para realizar trabajos de investigación en la comunidad de Pachar Distrito de Ollantaytambo – Urubamba Cusco.**

**ING: CHRISTIAN GUERRA PERALTA**
**JEFE ZONAL CUSCO – APURIMAC - PROVIAS NACIONAL.**

**ANGEL ALBERTO DURAN LAUREL, Identificado Con DNI N° 46906616, Bachiller en Ing. Civil** con domicilio real en APV. Villa Alpaorcona C2-B del Distrito de San Sebastián – Cusco, Cel. 984605920, **RONAL HUAMAN PAUCCAR Identificado con DNI N° 46986523, Bachiller en Ing. Civil**, con domicilio real en APV. Villa San Antonio B-11 San Sebastián – Cusco, Cel. 994829600, a usted con el debido respeto nos presentamos y decimos:

Que, al amparo del Articulo 2° de la Constitución Política del Perú, previsto en el inciso 20) Derecho a formular peticiones, es que recurrimos a su Digna representada a efecto de **SOLICITAR AUTORIZACIÓN PARA REALIZAR TRABAJOS DE INVESTIGACIÓN CONCERNIENTES AL MEJORAMIENTO DE LA TRANSITABILILDAD VEHICULAR Y UNA PROPUESTA ESTRUCTURAL EN EL PUENTE PACHAR SOBRE EL RIO VILCANOTA DEL DISTRITO DE OLLANTAYTAMBO - URUBAMBA - CUSCO**, a partir de la fecha de aprobación de la presente solicitud por un tiempo aproximado de tres meses. Los resultados obtenidos serán sustentados y presentados como tema de tesis en la **Escuela Profesional de INGENIERIA CIVIL**, de la **"UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO"**, para optar el Grado de Titulo Profesional de Ingeniero Civil, de los recurrentes. Dicha investigación lleva como titulo "DISEÑO PARA EL MEJORAMIENTO EN LA TRANSITABILIDAD, PROPUESTA ESTRUCTURAL EN EL PUENTE PACHAR, OLLANTAYTAMBO-CUSCO", para tal efecto adjuntamos al presente los siguientes documentos:

- ✓ Copia simple de nuestros DNIs.
- ✓ Copia simple de nuestros Bachilleratos.

**POR LO EXPUESTO:**

Sírvase Ing. Christian Guerra Peralta, acceder nuestra petición por ser legal.

Cusco, 28 de Enero del 2020

**ANGEL ALBERTO DURAN LAUREL**
**DNI: 46906616**

**RONAL HUAMAN PAUCCAR**
**DNI: 46986523**

**SOLICITA:** AUTORIZACIÓN PARA EL USO DE LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

**Ing. Luz Marlene Nieto Palomino**

**JEFA DE LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES – UNSAAC**

Nosotros, **ANGEL ALBERTO DURAN LAUREL, Identificado Con DNI N° 46906616, Bachiller en Ing. Civil,** con domicilio real en APV. Villa Allpaorcona C2-B del Distrito de San Sebastián – Cusco, Cel. 984605920, **RONAL HUAMAN PAUCCAR Identificado con DNI N° 46986523, Bachiller en Ing. Civil,** con domicilio real en APV. Villa San Antonio B-11 San Sebastián – Cusco, Cel. 994829600, a usted con el debido respeto nos presentamos y decimos:

Que, mediante el presente nos dirigimos a Ud. Con el propósito de solicitarle facilidades para realizar **Ensayos De Granulometria Y Peso Unitario** en el laboratorio de mecánica de suelos y materiales, como parte de tesis de investigación: **"DISEÑO PARA EL MEJORAMIENTO EN LA TRASITABILIDAD, PROPUESTA ESTRUCTURAL EN EL PUENTE PACHAR, OLLANTAYTAMBO-CUSCO, 2019"**, así mismo comprometiéndonos a cuidar los materiales a usar del laboratorio ya mencionado.

Por lo expuesto:

Rogamos a Ud. Acceder a nuestra petición y autorizar el uso del laboratorio de mecánica de suelos y materiales.

Adjuntamos los siguientes documentos:

- Cartas de compromisos
- Cronograma de ensayos

Cusco, 06 de febrero de 2020

Br. Angel Alberto Duran Laurel
**DNI: 46906616**

Br. Ronal Huaman Pauccar
**DNI: 46986523**

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
FEB 2020
LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS Y MATERIALES
RECIBIDO:

Ing. WILLIAM AMERICO LUNA ROZAS
**Pdte. Comisión**

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO
Facultad de Arquitectura e Ingeniería Civil
Laboratorio de Mecánica de Suelos y Materiales

Ing. Luz Marlene Nieto Palomino
**Jefe de Laboratorio**

# CONSTANCIA

El que suscribe, **Ing. Abelardo Abarca Ancori**. Gerente General de **GEOTEST PERU S.A.C.**, con **RUC N° 20490192205.**

HACE CONSTAR:

Que los bachilleres en Ingeniería Civil, Don **ÁNGEL ALBERTO DURAN LAUREL**. con Código Universitario N°101633, y Don **RONAL HUAMAN PAUCCAR** con código universitario N°101634 de Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco . en las instalaciones de este laboratorio realizaron los ensayos correspondientes a su trabajo de tesis intitulado: **"DISEÑO PARA EL MEJORAMIENTO EN LA TRANSITABILIDAD, PROPUESTA ESTRUCTURAL EN EL PUENTE PACHAR, OLLANTAYTAMBO – CUSCO, 2019"**, durante los meses de febrero, julio y agosto del 2020 conforme se detalla a continuación:

EL viernes 07 de febrero se realizó la visita de campo con los **EQUIPOS DE SPT, EQUIPOS DE PROSPECCIÓN GEOFÍSICO** con técnicos especializado correspondientemente. La **exploración con el SPT** se ha realizado uno en cada margen llegando a una profundidad de 11m asimismo, para el ensayo de **PROSPECCIÓN GEOFÍSICO** se ha instalado los electrodos cada metro en una longitud de 15m, también se ha realizado uno por margen. Finalmente se ha extraído de las calicatas a cielo abierto muestras alteradas para la diamantina. y para la caracterización del suelo.

En el siguiente cuadro se muestra el cronograma de actividades que han realizado los señores tesistas:

| FECHA | ENSAYO |
|---|---|
| 07/02/2020 | Visita a campo |
| 13/02/2020 | Granulometría |
| 20/02/2020 | Peso específico |
| 21/02/2020 | Peso unitario |
| 22-23/02/2020 | Porcentaje de humedad |
| 7-8/07/2020 | Procesamiento de datos de Prospección Geofísico |
| 16-17/07/2020 | Procesamiento de datos de SPT |
| 13-14-15-17/08/2020 | Extracción de corazones diamantados |
| 11/08/2020 | Rotura de corazones diamantados |

Todos los ensayos desde la visita de campo se han realizado bajo mi supervisión.

Se expide el presente documento a solicitud de los interesados para fines que vieran por convenientes.

Cusco setiembre del 2020

Ing. Abelardo Abarca Ancori
GERENTE GENERAL

Geotest Perú
geotestperu
984423333
geotestperusac.com

Cusco, Urb. Quispicanchis, Av. Brasil C-04

GEOPERU
Instrumentos y Servicios de Ingeniería

Nº 002363

# CERTIFICADO DE CALIBRACION

**Nº G-002-056**

*Otorgado A:*

**FREDY QUISPE CCASA**

*DATOS DEL EQUIPO*

| EQUIPO | MARCA | MODELO | SERIE |
|---|---|---|---|
| NIVEL AUTOMATICO | TOPCON | AT-B4 | N18106 |

*EQUIPO DE CALIBRACION UTILIZADO Y RESULTADOS:*

| Equipo/Marca | Valor de Patrón | Valor del Patrón | Precisión En 1 KM Doble de Nivelación | Error al Corregir |
|---|---|---|---|---|
| Set de Colimadores | 90°00'00" | 90°00'00" | +/- 2.0 mm | 00 mm en milimetros |

***PROCEDIMIENTO DE CALIBRACIÓN:***

Por medio del cierre angular en directa y en transito enfocando al infinito a través del Colimador.

*GEO PERU SAC* a través de su Servicio Técnico **CERTIFICA** que el equipo en mención se encuentra totalmente revisados, controlados, calibrados y 100% operativos; cumpliendo con las especificaciones Técnicas de fábrica y los Standares internacionales establecidos.

*GEO PERU SAC*, ha registrado la Calibración en nuestro Servicio Técnico el 16 de noviembre **del 2018**, sugiriéndose una re calibración en un periodo máximo de 06 meses, aproximada al 16 de Mayo del 2019.

**Nota: GEO PERU SAC no se responsabiliza por desajustes y/o des calibraciones en los equipos causados por un inadecuado transporte del mismo**

| Fecha de Emisión: | Próxima Calibración: | Validez del Certificado: |
|---|---|---|
| 16 de Noviembre **del 2018** | 16 de mayo del 2019 | **06** Meses |

AR.

Carlos R. Aguilar S.
Gerente General
GEOPERU CORPORATION SAC

Jr. Pablo Bermúdez #214 Of. 405A - Jesús María (Alt. cuadra 7Av. Arequipa)
**Central Soporte Técnico:** (01) 332-2411 **Anexo:** 409-410
**RPM:** #973891261 #058327 **RPC** 946241889
**Ventas:** ventas@geoperusac.com **Soporte:** soporte@geoperusac.com

# ANEXO B: ESTUDIO GEOLOGICO Y GEOTECNICO

## ESTUDIO GEOFISICO

## ESTUDIO DE SPT

## ENSAYO DE ROTURA DE ROCA

# ANEXO B: ESTUDIO GEOLOGICO Y GEOTECNICO

## ESTUDIO GEOFISICO

## ESTUDIO DE SPT

## ENSAYO DE ROTURA DE ROCA

INFORME TÉCNICO

# PROSPECCIÓN GEOFÍSICA



TESIS:

# "DISEÑO PARA MEJORAMIENTO EN LA TRANSITABILIDAD, PROPUESTA ESTRUCTURAL EN EL PUENTE PACHAR, OLLANTAYTAMBO – CUSCO, 2019"

UBICACIÓN:

DISTRITO : OLLANTAYTAMBO.
PROVINCIA : URUBAMBA.
REGION : CUSCO.

JULIO 2020

# CONTENIDO

**1. GENERALIDADES** **3**

1.1. Situación Geográfica .....3

**2. DESCRIPCIÓN DEL MÉTODO DE PROSPECCIÓN GEOFÍSICA** **4**

**3. PLANOS O CROQUIS.** **9**

3.1. Plano de Ubicación del Programa de Exploración .....9

**4. PROCESAMIENTO DE DATOS.** **11**

4.1. Resultados obtenidos Datos .....11

***5.*** **PANEL FOTOGRÁFICO**

***6.*** **COMENTARIOS**

# INFORME PROSPECCIÓN GEOFÍSICA (PG)

El presente informe de ***Prospección Geofísica*** consitió en la exploración de los etratos del suelo por el método indirecto, básicamente para conocer las caracteristicas de los geomateriales que conforman el sub suelo en el área de estudio; cuyo contenido se describe a continuación :

## 1. GENERALIDADES

### *1.1. Situación Geográfica*

#### 1.1.1. Georreferenciación

| ZONA | COORDENADAS | PROYECCIÓN | ALTURA |
|---|---|---|---|
| 19L | E: 801425<br>N: 8531010 | WGS84 | 2818<br>m.s.n.m |

#### 1.1.2. Objetivo del Estudio.

Consiste en realizar sondeos geofisicos que detecten la composición de subsuelo.

#### 1.1.3. Ubicación.

El proyecto se en cuentra ubicado en el Distrito de Ollantaytambo, Provincia de Urubamba, Departamento de Cusco; a una altitud media 2792 m.s.n.m.

**Figura 1**
Ubicación de prospeccion geofisica.



Fuente: Google Eart

### 1.1.4. Características del Área de trabajo

El area de trabajo caracteriza por un clima relativamente fresco aunque muy cambiante, puede pasar de un sol radiante a una lluvia torrencial, en solo minutos. Las temperaturas oscilan entre 13 y 15 ºC. En general la región de Cusco goza de un clima que varía en 2 estaciones al año; la temporada seca y la temporada de lluvias. (Picchu, 2022).

**Figura 2.**
Ensayo en campo de prospección geofisico con equipo SP



Características del Área de trabajo: Prospección Geofísica

## 1.2. Geología

**ALTIPLANICIES**

Esta unidad corresponde a un área relativamente plana con altitudes que varían entre 4,200 y 4,300 msnm, que corresponde a cumbres que se alinean entre 4,200 y 4,400 msnm. Las Altiplanicies se desarrollan mejor hacia el sur de la zona de estudio (cuadrángulos de Cotabambas y Cusco), mientras en los Cuadrángulos de Urubamba y Calca son el borde norte que limita con la Cordillera Oriental. Absolutamente el límite irregular y realiza en diversas formas geológicas. (Carlotto, Gil, Cárdenas, & Chávez, 1996)

En el estudio realizado se distinguen las siguientes formas geológicas: la Depresión de Anta, la Pampa de Maras, las Montañas de Cusco y la Depresión de Limatambo. En algunos casos, las geoformas pueden estar separadas, por fallas NO-SE.

**MESETA DE CHINCHAYPUJIO.** Forma el borde Norte de la meseta y que se encuentra en la parte más meridional de los Cuadrángulos. Cuenta con un relieve suave e interrumpido por una superficie erosionada que queda a una altura de 4,200 y 4,300 msnm. Esta superficie de erosión es la denominada Superficie Puna descrita por Bowman (1916) y Mac Laughlin (1924). La erosión que ha formado esta geoforma, ha surgido sobre los conglomerados de la Formación Anta y rocas ígneas que cubren dicha formación. En los bordes este y oeste de esta unidad se encuentran

areniscas y lutitas del Grupo San Jerónimo y rocas intrusivas del Batolito Andahuaylas-Yauri, respectivamente.
Esta superficie está fragmentada debido a la erosión principalmente glacial y fluvial. (Carlotto, Gil, Cárdenas, & Chávez, 1996) Formación Maras: Albiano medio (Ki-ma)

**DEPRESIÓN DE ANTA.** Es una depresión que se extiende en dirección ONO-ESE, con una longitud aproximada de 30 km. Esta depresión es ampliada en la parte central, hasta los 10 km de ancho mientras se estrecha hacia los extremos. Es una zona bastante plana ubicada entre los 3,300 y 3,400 msnm. El material de relleno consiste principalmente fluvio-lacustre del Pleistoceno medio al Holoceno (Cabrera, 1988). Estas secuencias se ven afectadas por algunas fallas que se reactivan durante las fases tectónicas del cuaternario. Actualmente, constituye una zona de pastizales y tierras agrícolas. Esta depresión atraviesa el río Cachimayo de sureste a norte y el río Pitumayo de NO a SE, los que se unen para formar el río Huarocondo, que fluye al norte y desemboca en el río Urubamba. Esta unidad limita al sur con la Meseta de Chinchaypujio, al NE con la Pampa de Piuray-Maras, al NO con las faldas de las Montañas de Huayanay a través de una falla EO y al Oeste con la depresión de Limatambo.""
"La superficie llana de la depresión se interrumpe por unas lomas intermedias, de las que destacan los cerros de Catañiray, San Juan y Tambocancha. El cerro Catañiray está conformada por afloramientos de lutitas y yesos del Grupo Yuncaypata y el cuerpo volcánico Shoshonítico, mientras que los cerros de San Juan consisten en conglomerados de la Formación Anta. La loma de Tambocancha están formadas por rocas de la Formación Puquín, conglomerados de la Formación Anta y por algunos cuerpos intrusivos. (Carlotto, Gil, Cárdenas, & Chávez, 1996)

**VALLE DE VILCANOTA URUBAMBA.** En área de estudio, considerado como un valle interandino, que se puede dividir en dos partes: la primera que va de San Salvador a Pachar, donde forma el límite entre las Altiplanicies y la Cordillera Oriental; mientras tanto, la segunda linia que va de Pachar a Machu Picchu, que corta la Cordillera Oriental separando la Cadena de Huayanay-Paljay de la Cadena Verónica-Bonanta."
"En el primer tramo, el valle presenta una dirección SEE a NOO. El inicio del valle se encuentra en el cuadrángulo a una altitud de 3,000 msnm, con amplias terrazas, como las de Pisac, Lamay, Arín, Huarán, Huayllabamba y Yucay; mientras que en el segundo tramo aparece a una altitud de 2,262 msnm.
El primer tramo corresponde a un amplio valle fluvial que, en determinadas zonas supera los 1,000 m, mostrando una evolución madura cuyo cauce forma canales escalonados. Las pendientes cambian de suaves a empinadas. En el borde se observan importantes conos aluviales, como los arrollos Pumahuanca, Chicón, Calca, etc.
Desde la localidad de Chilca hasta Santa Teresa (Cuadrángulo de Santa Teresa) se desarrolla el Cañón de Urubamba, a través del cual el río atraviesa las rocas resistentes de la Formación Ollantaytambo y el Batolito de Machu Picchu. Aquí, las paredes del valle son empinadas y altas.
Los principales afluentes del río Urubamba son los ríos Jochoc, Huaynapata, Carmen, Patacancha en su parte septentrional, mientras que

la parte meridional lo constituyen los ríos Pahuayoc, Huarocondo, Silque y Cusichaca, las cuales presentan sistemas de drenaje subparalelos. Los afluentes de estas cuencas secundarias, presentan un drenaje dendrítico (Carlotto, Gil, Cárdenas, & Chávez, 1996).

## 2. DESCRIPCIÓN DEL MÉTODO DE PROSPECCIÓN GEOFÍSICA

### *2.1 Fundamentos del Ensayo SP con Equipo ADMT Multi-frecuencia.*

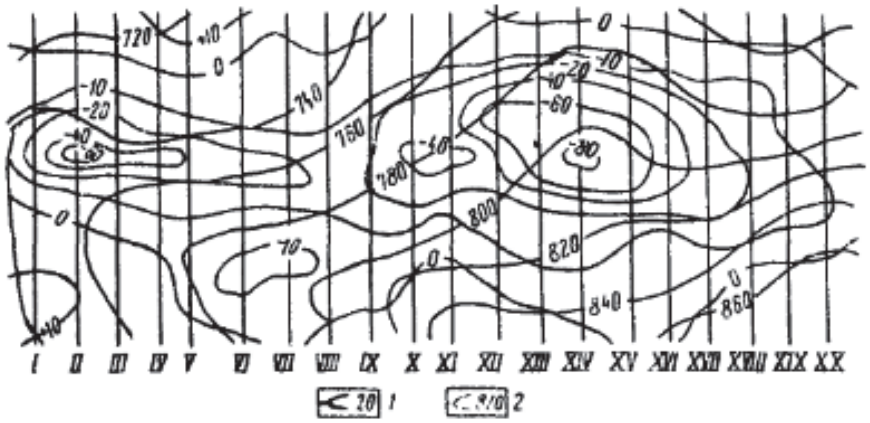
El potencial eléctrico natural (estático) de la Tierra. Los potenciales espontáneos son causados generalmente por la separación de la carga en la arcilla u otros minerales, por la presencia de una interface semipermeable que impide la difusión de los iones a través del espacio poroso de las rocas, o por el flujo natural de un fluido conductor (agua salada) a través de las rocas. Las variaciones del SP pueden ser medidas en el campo y en los pozos para determinar las variaciones de la concentración iónica de los fluidos intersticiales de las rocas.

Este método consiste en determinar directamente la diferencia de potencial de una serie de estaciones respecto de un punto fijo de referencia. Las estaciones se disponen a intervalos iguales tratando de cubrir toda la zona de estudio.

Cuando la extensión a medir es grande se sitúan varias estaciones base, que se relacionan entre sí por medio de observaciones cuidadosas y repetidas. Situando estas bases lejos de zonas de parásitos industriales de poca amplitud y accidentes topográficos bruscos. Las tomas de tierra utilizada consisten en electrodos impolarizables de disolución de sulfato de cobre.

Los resultados de las mediciones de Potencial espontáneo se representan en forma de mapa de equipotenciales. Y el análisis del mapa lleva a la localización de los cuerpos productores de la Polarización espontanea. (Cantabria, 2022)

**Figura 3.**
Mapa de linias equipotenciales de campo natural en un yacimiento sulfurado



## *2.2 Equipo e instrumentos utilizados*

Para realizar los ensayos SP se contó con un equipo de prospección geofísica ADTM-C, desarrollada por la empresa Shanghai Aidu Energy Technology, el cual tiene las siguientes características:

a) Puede almacenar datos de medición de 30 curvas de "Perfil de dos polos", medición de "Sonido bipolar" y "Perfil anual".
b) Rango de medición: 0.001mV ~ 2550mV (transferencia automática de rango).
c) Resolución: 0.001mV.
d) Precisión de medición: ± 2% ± 3 LSB.
e) Impedancia de entrada: ≥10MΩ.
f) Temperatura de trabajo: -10 ℃ ~ + 50 ℃.
g) Humedad de trabajo: 95%.

Utiliza parámetros relativos como la variación de resistividad producida por diferentes sustancias geológicas para determinar la ubicación del agua subterránea. El principio es casi el mismo que el prospector de resistividad tradicional, pero aumenta la velocidad más de 10 veces. ADMT: aplica 25Hz, 67Hz y 170Hz como frecuencias básicas. Juzga y analiza la anomalía geológica que necesitamos buscar midiendo el cambio de parámetros relativos como resistividad generada por una estructura diferente. Y podemos estimar la naturaleza de la formación geológica subterránea (agua) y las condiciones minerales como la ubicación, la profundidad enterrada, la forma y el volumen, etc. después de hacer la interpretación hasta la anomalía.

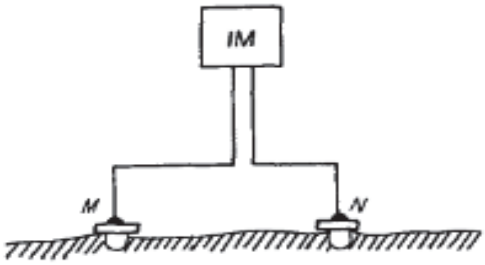
**Figura 4.**
Equipo de Prospección Geofisico ADTM-C






## 2.3 Procesamiento de los Datos de Campo

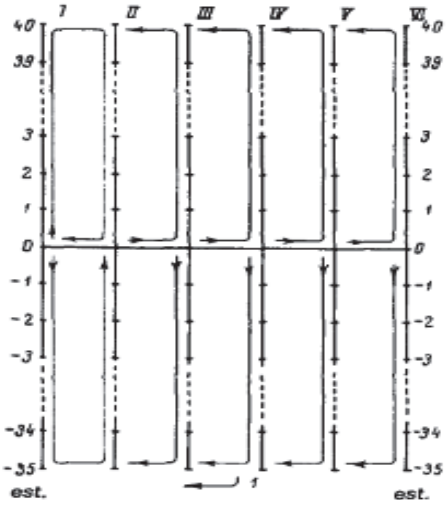
**Figura 5.**
Esquema basico del dispositivo de medición para el levantamiento del campo natural




Los puntos de observación para el levantamiento de los campos naturales se disponen normalmente a intervalos determinados a lo largo de un sistema de perfiles paralelos. Solo a veces se realiza la investigación del campo mediante itinerarios sueltos. La red de observaciones se prepara antes del comienzo del levantamiento.

El levantamiento del campo natural consiste en la medición, en una secuencia determinada, de las diferencias de potencial entre los puntos de observación. Dando un cierto valor condicional al potencial en el punto inicial, por los valores medidos de $\Delta U$, se calcula el potencial en todos los restantes puntos y se obtiene un cuadro de distribución de potencial a lo largo de los diversos perfiles y en toda la zona del levantamiento.
Preparación de la zona del levantamiento. El terreno para el levantamiento del campo natural se elige en función de los datos geológicos de la región dada.
En el centro del área elegida, en dirección de la extensión supuesta de los objetos buscados, se traza una línea de base a ambos lados y perpendicularmente a la cual se jalona una serie de perfiles. En estos y con ayuda de una cinta métrica, a intervalos iguales se marcan los puntos de observación.

**Figura 6.**
Esquema modelo de la red de observaciones para levantamiento del campo natural



## 3. PLANOS O CROQUIS

A continuación se tiene los Planos o Croquis de ubicación del Proyecto y distribución de los puntos de investigación.

### *3.1. Plano de Ubicación del Programa de Exploración*

Croquis de Ubicación el área de exploración:

**Figura 7.**
Ubicación del programa de exploración

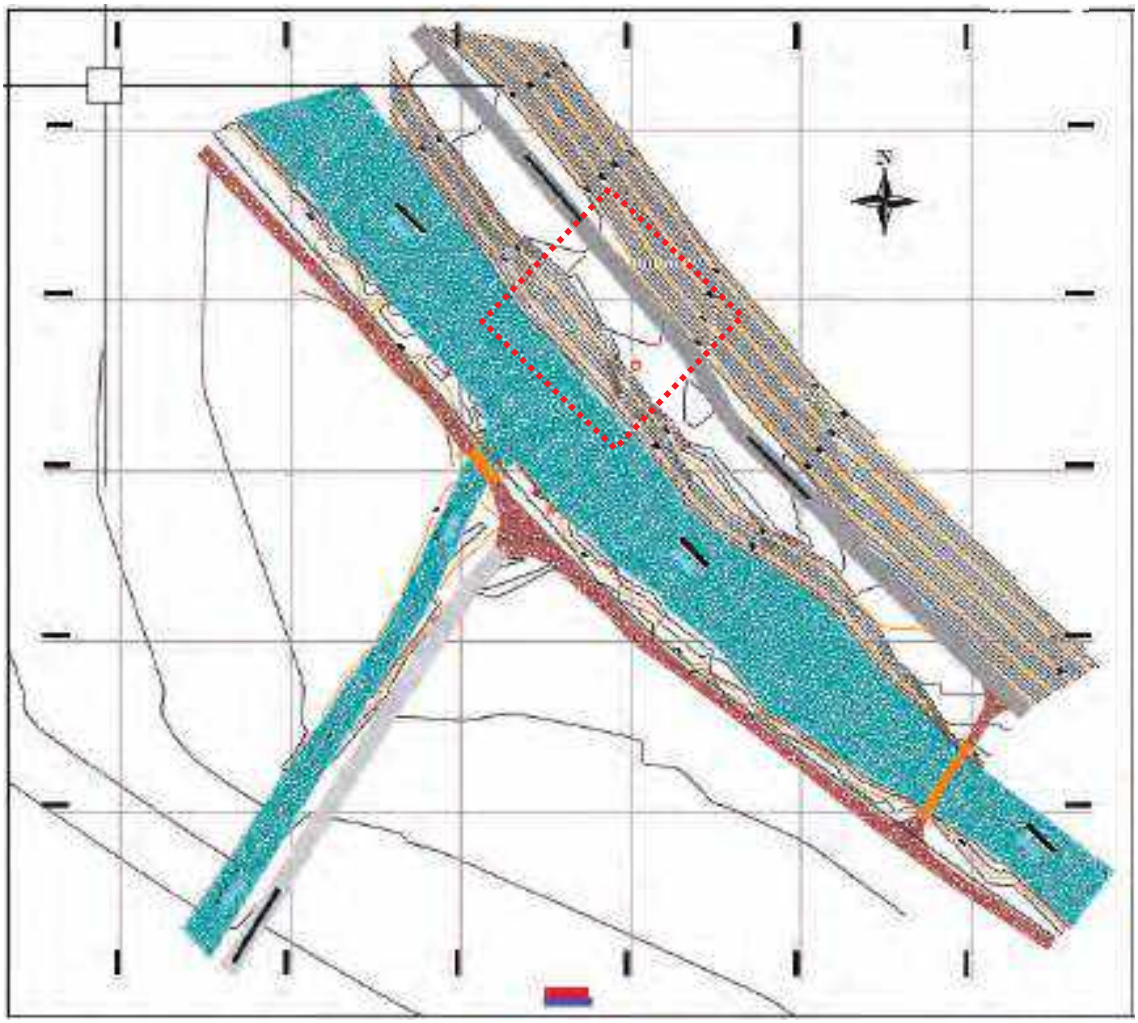


**Figura 8.**
Ubicación de Sección 01 de Exploración

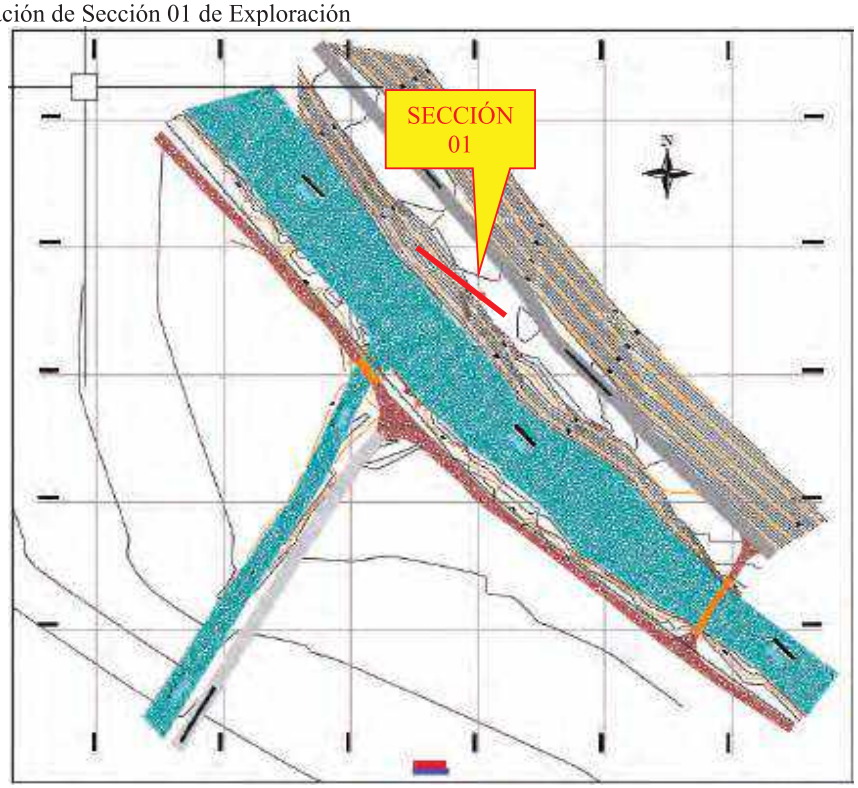
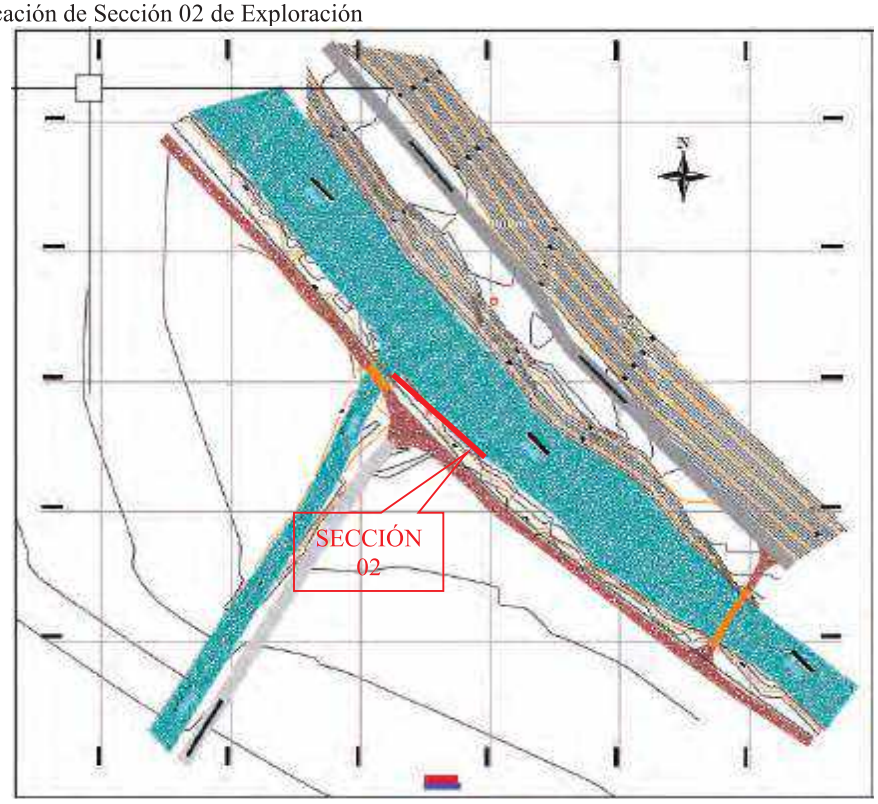



**Figura 9**
Ubicación de Sección 02 de Exploración

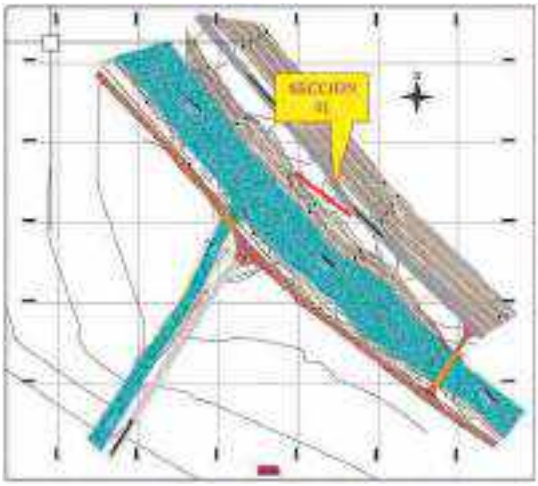


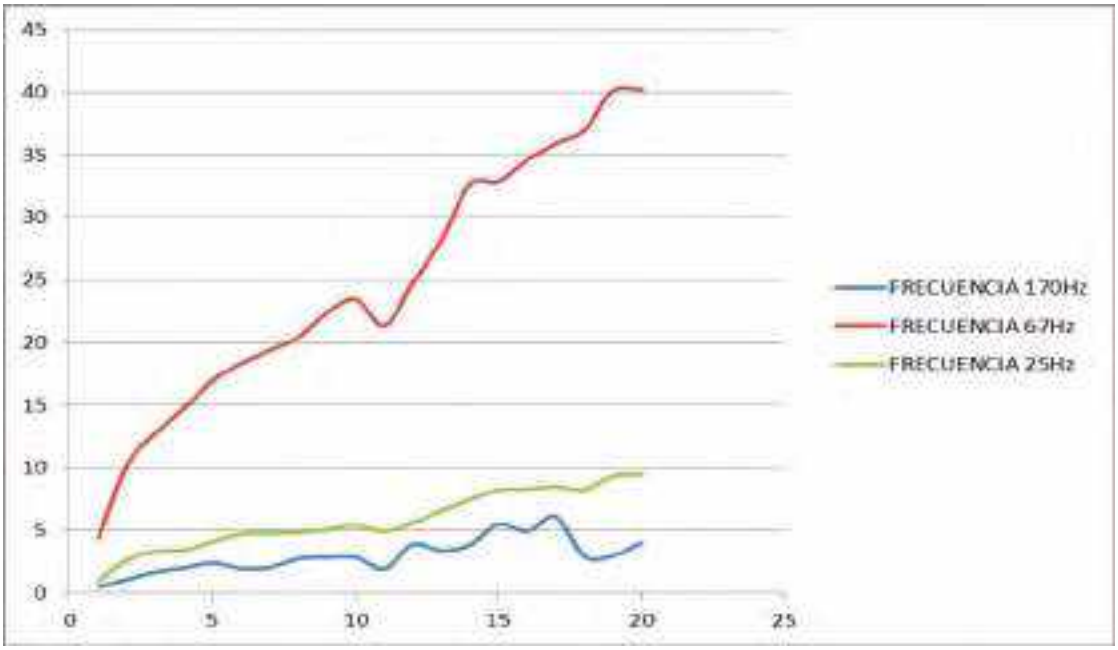
# 4. PROCESAMIENTO DE DATOS.

## *4.1. Resultados obtenidos Datos*

**SECCIÓN 01**

| DIST. (m) | FRECUENCIA | | |
|---|---|---|---|
| | 170Hz | 67Hz | 25Hz |
| 1 | 0.491 | 4.391 | 0.953 |
| 2 | 1.095 | 10.25 | 2.665 |
| 3 | 1.691 | 12.767 | 3.361 |
| 4 | 2.008 | 14.766 | 3.421 |
| 5 | 2.392 | 16.999 | 4.121 |
| 6 | 1.972 | 18.367 | 4.712 |
| 7 | 2.04 | 19.382 | 4.804 |
| 8 | 2.769 | 20.439 | 4.832 |
| 9 | 2.88 | 22.394 | 5.074 |
| 10 | 2.872 | 23.487 | 5.427 |
| 11 | 1.921 | 21.376 | 4.935 |
| 12 | 3.896 | 24.77 | 5.645 |
| 13 | 3.412 | 28.203 | 6.602 |
| 14 | 3.873 | 32.663 | 7.477 |
| 15 | 5.522 | 32.899 | 8.231 |

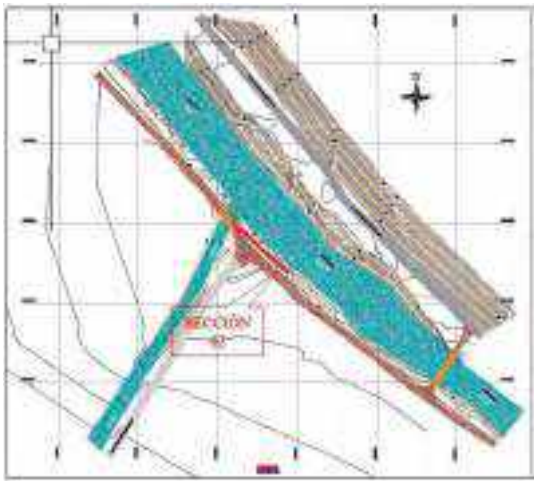


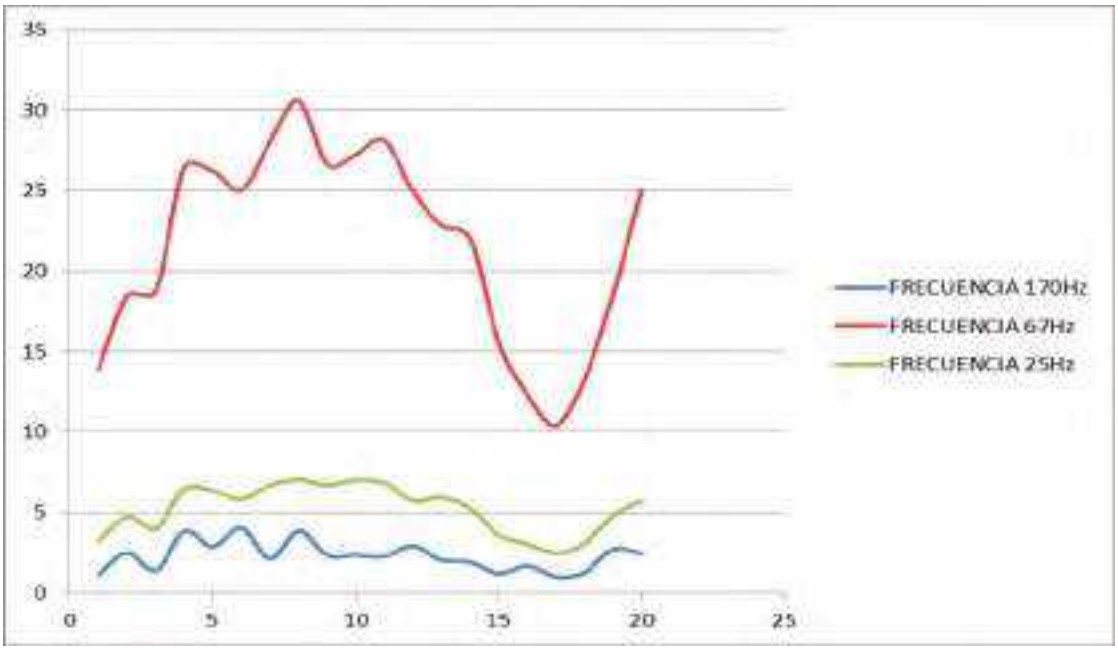



***Interpretación:*** Se observa un suelo de composición homogenea compuesta por ***Grava y Roca.***

## SECCIÓN 02

| DIST. (m) | FRECUENCIA | | |
|---|---|---|---|
| | 170Hz | 67Hz | 25Hz |
| 1 | 1.128 | 13.923 | 3.236 |
| 2 | 2.532 | 18.485 | 4.778 |
| 3 | 1.403 | 18.772 | 4.009 |
| 4 | 3.822 | 26.44 | 6.475 |
| 5 | 2.899 | 26.23 | 6.369 |
| 6 | 4.047 | 25.047 | 5.83 |
| 7 | 2.137 | 28.016 | 6.711 |
| 8 | 3.872 | 30.594 | 7.036 |
| 9 | 2.348 | 26.628 | 6.715 |
| 10 | 2.374 | 27.258 | 7.024 |
| 11 | 2.297 | 28.11 | 6.849 |
| 12 | 2.922 | 24.974 | 5.754 |
| 13 | 2.055 | 22.833 | 5.933 |
| 14 | 1.932 | 22.088 | 5.288 |
| 15 | 1.199 | 15.619 | 3.613 |





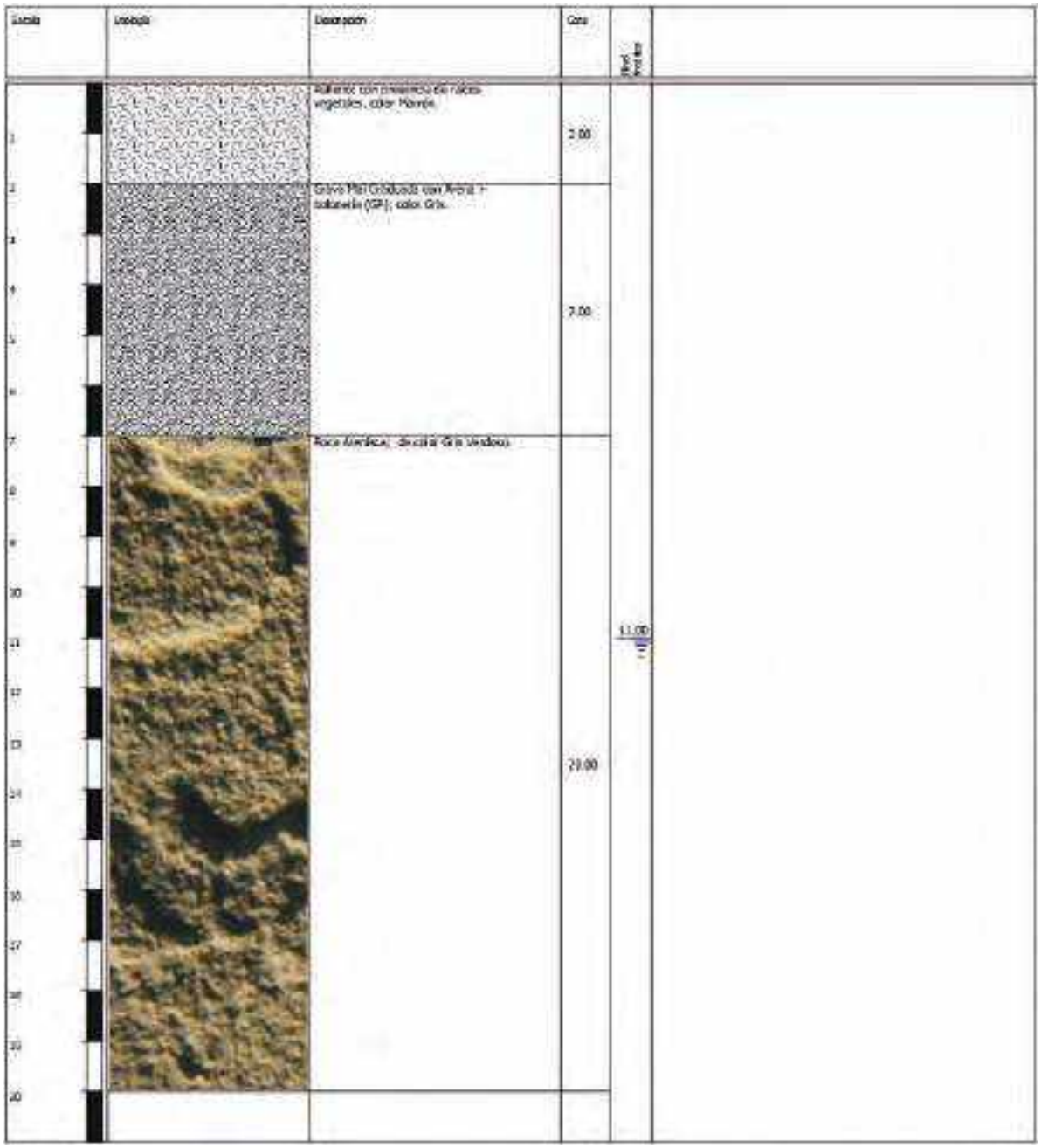

***Interpretación:*** Se observa un suelo de composición homogenea compuesta por ***Grava y Roca.***

### 4.2. Perfiles Estratigráficos

Se muestra a continuación los perfiles estratigráficos esperados del procesado de los datos obtenidos en las prospecciones realizadas In situ.

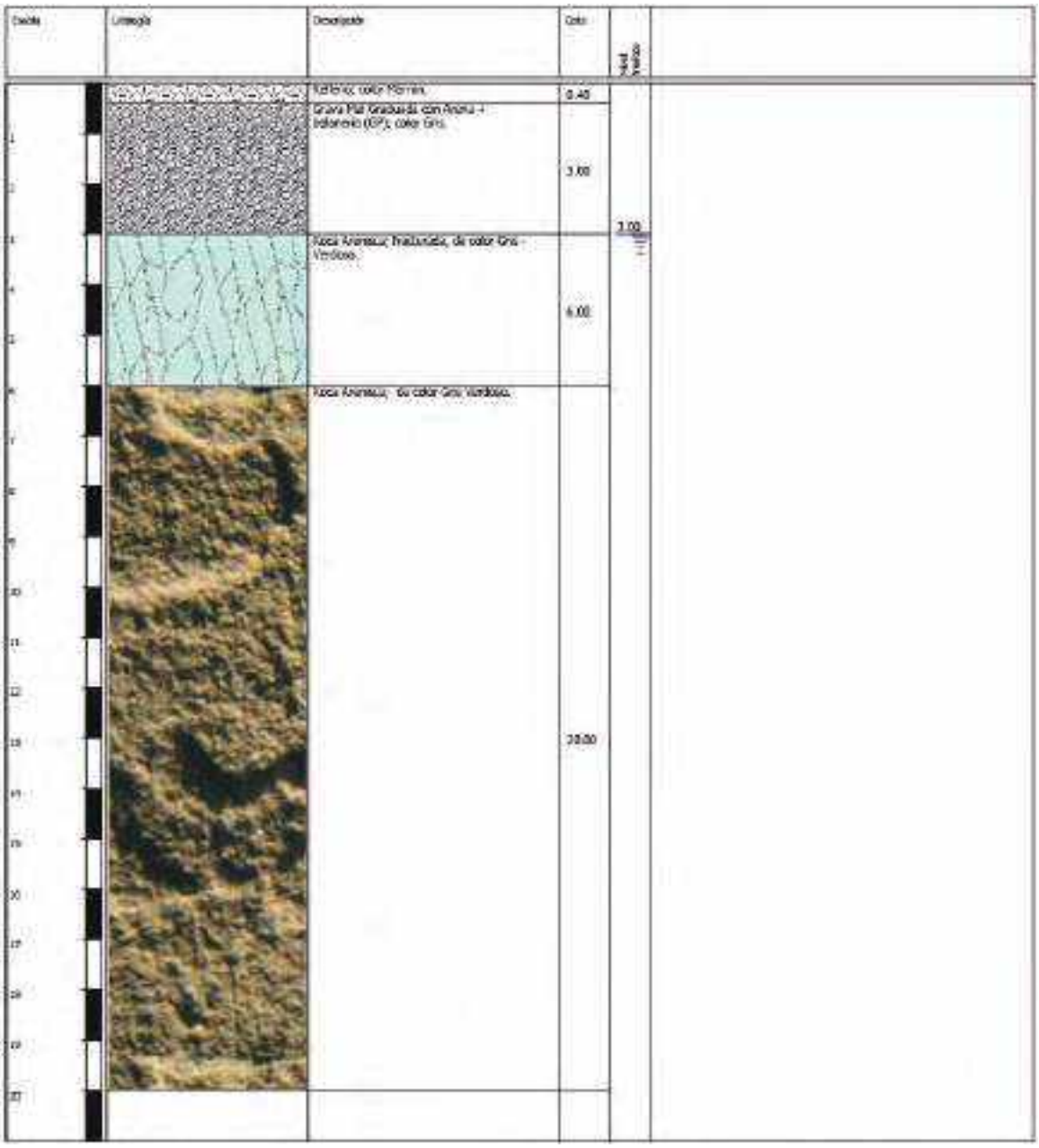
***Perfil estratigráfico Sección 01***

**Figura 10.**
Perfil estratigrafico de Sección 01, de la prospección Geofisica



### *Perfil estratigráfico Sección 02*

**Figura 11.**
Perfil estratigrafico de Sección 02, de la prospección Geofisica



## 5. PANEL FOTOGRÁFICO

**Figura 12.**
Instalación de electrodo de Equipo de Prospección Geofisico ADTM-C el la Linia 01 Margen Derecha Rio Vilcaniota




**Figura 13.**
Instalación de electrodo de Equipo de Prospección Geofisico ADTM-C el la Linia 01 Margen Derecha Rio Vilcanota



**Figura 14.**
Instalación de electrodo de Equipo de Prospección Geofisico ADTM-C el la Linia 02 Margen Izquierda Rio Vilcaniota




**Figura 15.**
Instalación de electrodo de Equipo de Prospección Geofisico ADTM-C el la Linia 02 Margen Izquierda Rio Vilcaniota



## *6.* COMENTARIOS

- Las lineas geofísicas han sido ubicadas estratégicamente de acuerdo al objetivo del estudio, identificar la composición del subsuelo **(secciones 01 y 02).**

- Los valores en las seccciones son relativamente estables, existe homogeneidad lateral del medio**.**

- Las profundidades que se alcanzaron con los sondajes fueron hasta ***de 20 m***, dichas profundidades sirvieron para determinar de manera indirecta la potencia y/o espesores de los diferentes estratos en cada uno de los sondajes realizados**.**

- ***De los datos procesados se concluye que la composición del suelo es hasta los es predominantemente friccionante (Gravas) y a mayores profundidades roca.***

# ANEXO B: ESTUDIO GEOLOGICO Y GEOTECNICO

## ESTUDIO GEOFISICO

## ESTUDIO DE SPT

## ENSAYO DE ROTURA DE ROCA

**INFORME TÉCNICO**

# ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS PARA CIMENTACIÓN



**TESIS:**

# "DISEÑO PARA EL MEJORAMIENTO EN LA TRANSITABILIDAD, PROPUESTA ESTRUCTURAL EN EL PUENTE PACHAR, OLLANTAYTAMBO - CUSCO, 2019"

**UBICACIÓN:**

**DISTRITO :** OLLANTAYTAMBO.
**PROVINCIA :** URUBAMBA.
**REGIÓN :** CUSCO.

**FEBRERO 2020**

# CONTENIDO

**1. MEMORIA DESCRIPTIVA 3**

1.1. Proyecto ....3
1.2. Resumen de las Condiciones de Cimentación ....3
1.3. Información Previa ....5
1.4. Exploración de Campo ....8
1.5. Ensayos de Laboratorio ....11
1.6. Resultados Obtenidos. ....12
1.7. Perfil del Suelo ....13
1.8. Nivel de la Napa Freática ....13
1.9. Efecto del Sismo ....14

**2. CALCULOS Y ANALISIS DE LA CIMENTACION 17**

**3. PLANOS O CROQUIS Y PERFIL ESTRATIGRAFICO. 29**

3.1. Plano de Ubicación del Programa de Exploración ....29
3.2. Perfil estratigráfico por punto investigado. ....30

**4. RESULTADOS DE LOS ENSAYOS «IN SITU» Y DE LABORATORIO. 32**

4.1. Resultados Resultados de los Ensayos “In Situ” ....32
4.2. Resultados de los Ensayos de Laboratorio. ....33

**5. PANEL FOTOGRAFICO**

**6. RESUMEN DE ESULTADOS**

# INFORME DEL ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS (EMS)

El presente informe del ***EMS*** se ha desarrollado conforme la Norma E.050 – Suelos y Cimentaciones del Reglamento Nacional de Edificaciones aprobado mediante Resolución Ministerial 406-2018-VIVIENDA, conteniendo las partes y comprende:

## 1. MEMORIA DESCRIPTIVA

### *1.1. Proyecto*

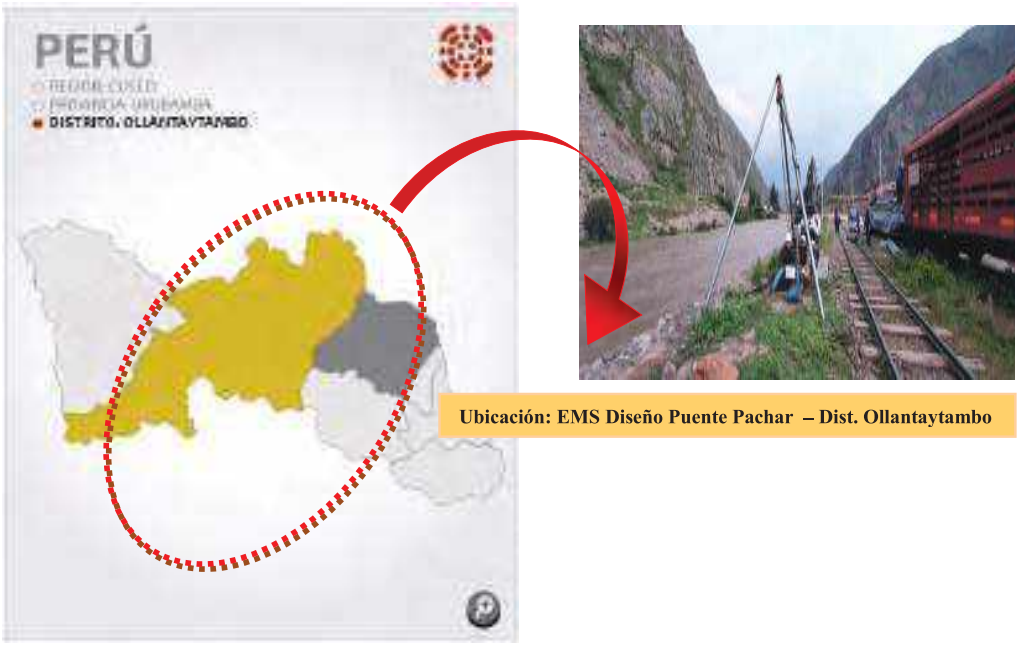
#### 1.1.1. Descripción

El Proyecto de Tesis "Diseño para el Mejoramiento en la transitabilidad, Propuesta Estructural en el Puente Pachar".

#### 1.1.2. Ubicación.

El proyecto se encuentra ubicado en el distrito de Ollantaytambo, Provincia de Urubamba, departamento de Cusco.

**Figura 01.**
Ubicación del proyecto de Tesis




Ubicación: EMS Diseño Puente Pachar – Dist. Ollantaytambo

### *1.2. Resumen de las Condiciones de Cimentación*

#### 1.2.1. Tipo de cimentación.

Debido a que la naturaleza del suelo en el área de estudio es **heterogéneo** en los niveles de fundación proyectado para el apoyo de la cimentación. Se recomienda que el tipo de cimentación Directa de concreto.

### 1.2.2. Estrato de apoyo de la cimentación.

La estratigrafía resultado de los del sub suelo en el área de emplazamiento del presente EMS es el siguiente:

**Tabla 1.**
Estratigrafia del punto de estudio

| Perfíl de Suelos | | | |
|---|---|---|---|
| Pozos y/o Calicatas (C) | Caracterización de Estratos | | |
| | Estrato (E) | Profundidad | Composición |
| C-01 Margen Derecha | E-01 | 0.00 m – 7.50 m | ***Grava Mal Graduada con Arena + bolonería*** **(GP);** color Gris. |
| | E-02 | 7.50 m – 9.00 m | ***Roca Arenisca;*** fracturada, de color Gris - Verdoso. |
| | E-03 | 9.00 m – 15.00 m | ***Roca Arenisca;*** de color Gris Verdoso. |
| C-02 Margen Izquierda | E-02 | 0.00 m - 8.50 m. | ***Grava Mal Graduada con Arena + bolonería*** **(GP);** color Gris. |
| | E-03 | 8.50 m – 9.50 m | ***Roca Arenisca;*** fracturada, de color Gris - Verdoso. |
| | E-04 | 9.50 m – 15.00 m | ***Roca Arenisca;*** de color Gris Verdoso. |

### 1.2.3. Parámetros de diseño para la cimentación

Los parámetros de diseño de la cimentación son los siguientes.

**Tabla 2.**
Parámetros del suelo

| Pozos y/o Calicatas (C) | Caracterización de Estratos | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | Estrato (E) | Profundidad | φ (°) | C Kg/cm$^2$ | γ tn/m$^3$ | γsat tn/m$^3$ |
| C-01 Margen Derecha | E-01 | 0.00 m – 7.50 m | 32.84 | - | 1.88 | 1.94 |
| | E-02 | 7.50 m – 9.00 m | 37.99 | - | 2.18 | 2.20 |
| | E-03 | 9.00 m – 15.00 m | 40.36 | - | 2.30 | 2.40 |
| C-02 Margen Izquierda | E-01 | 0.00 m - 8.50 m. | 33.04 | - | 1.89 | 1.95 |
| | E-02 | 8.50 m – 9.50 m | 36.29 | | 2.13 | 2.20 |
| | E-03 | 9.50 m – 15.00 m | 40.36 | - | 2.30 | 2.40 |

Los parámetros que se presentan corresponden a los obtenidos a partir de los **Ensayos con SPT In Situ** y de **Corte Directo en Laboratorio**, **ensayos de resistencia a compresión simple en rocas, RQD.**

### 1.2.4. Resistencia a la Compresión de Corazones Diamantinos de Concreto

**Tabla 3.**
Resistencia de corazones Diamantados

| Item. | Descripción | L | D | RELACIÓN | Resistencia | Resistencia |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | alto cm | Diam cm | L/D | kgf | (kg/cm²) |
| 1 | M-01 | 10.00 | 5.50 | 1.82 | 21580.00 | 908.78 |
| 2 | M-02 | 10.00 | 5.50 | 1.82 | 20990.00 | 883.93 |
| 3 | M-03 | 10.00 | 5.50 | 1.82 | 17300.00 | 728.54 |
| 4 | M-04 | 10.00 | 5.50 | 1.82 | 18520.00 | 779.91 |
| 5 | M-05 | 10.00 | 5.50 | 1.82 | 18680.00 | 786.65 |
| 6 | M-06 | 10.00 | 5.50 | 1.82 | 19260.00 | 811.08 |

### 1.2.5. Agresividad del suelo a la cimentación

Conforme el desarrollo del Análisis Químico realizado, el suelo no presenta agresión al concreto.

## *1.3. Información Previa*

### 1.3.1. Del terreno a investigar

#### a) Ubicación y accesos

El desarrollo del presente Estudio de Mecánica de Suelos está ubicado en el Distrito de Ollantaytambo, Provincia de Urubamba, Departamento de Cusco.

**Figura 1.**
Ubicación del terreno de estudio




Ubicación y acceso: **EMS Diseño Puente Pachar – Dist. Ollantaytambo**

**b) Topografía del Terreno**

El sector de ubicación de la estructura proyectada se encuentra en una zona cuya topografía es irregular.

**Figura 2.**
Topografía del Terreno de estudio



**Topografía del terreno : EMS Diseño Puente Pachar – Dist. Ollantaytambo**

### 1.3.2. De la obra a cimentar

**a) Características generales**

Se proyecta el Diseño para el Mejoramiento en la transitabilidad, Propuesta Estructural en el Puente Pachar, Distrito de Ollantaytambo – Urubamba – Cusco, el cual será de Concreto Armado.

**b) Edificación Especial**

La proyección de la estructura se clasifica como una Estructura Especial.

**c) Movimientos de Tierra**

Para el desarrollo del EMS se han realizado movimientos de tierra consistente en la perforación de dos (02) pozos llegándose a una profundidad de exploración de hasta 15.00 m mediante el uso de SPT.

**d) Tipo de Estructura**

Para los fines de la determinación del Programa de Investigación Mínimo (PIM)* del EMS (Artículo 11 (11.2)), la edificación será calificada, según la Tabla N° 1, donde I, II y III designan la importancia relativa de la estructura desde el punto de vista de la investigación de suelos necesaria para cada tipo de edificación, siendo el I más exigente que el II y éste que el III.

**Figura 3.**
Tipo de edificación u obra para determinar el numero de puntos de exploración

TABLA 1
TIPO DE EDIFICACION U OBRA PARA DETERMINAR EL NUMERO DE PUNTOS DE EXPLORACION (TABLA 5)

| DESCRIPCIÓN | DISTANCIA MAYOR ENTRE APOYOS - (m) | NUMERO DE PISOS (incluidos los sotanos) | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | ≤ 3 | 4 a 8 | 9 a 12 | > 12 |
| APORTICADA DE ACERO | < 12 | III | III | III | II |
| PORTICOS Y/O MUROS DE CONCRETO | < 10 | III | III | II | I |
| MUROS PORTANTES DE ALBAÑILERIA | < 12 | II | I | — | — |
| BASES DE MÁQUINAS Y SIMILARES | Cualquiera | I | — | — | — |
| ESTRUCTURAS ESPECIALES | Cualquiera | I | I | I | I |
| OTRAS ESTRUCTURAS | Cualquiera | II | I | I | I |

- Cuando la distancia sobrepase la indicada, se clasificara en el tipo de edificación inmediato superior.

| | | |
|---|---|---|
| TANQUES ELEVADOS Y SIMILARES | ≤ 9 m de altura | > 9 m de altura |
| | II | I |
| PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUA | III | |
| INSTALACIONES SANITARIAS DE AGUA Y ALCANTARILLADO EN OBRAS URBANAS | IV | |

***Nota: Fuente E.050 SUELOS Y CIMENTACIONES RM N° 406-2018-VIVIENDA***

Para el EMS se ha determinado que la edificación es del **TIPO I.**

### 1.3.3. Datos Generales de la zona

Los datos del terreno nos señala lo siguiente:

#### a) Usos anteriores.

El terreno donde es planteado el proyecto se encuentra libre para dar paso a la Estructura proyectada.

**Figura 4.**
Terreno donde se Proyecta la estructura



**Uso actual : EMS Diseño Puente Pachar – Dist. Ollantaytambo**

**b) Restos Anteriores**

En los pozos realizados no se han hallado restos arqueológicos u obras semejantes que puedan afectar al EMS.

**Figura 5.**
Puntos de extracción de Muestras de SPT



Inexistencia de restos arqueológicos – EMS Diseño Puente Pachar – Dist. Ollantaytambo

### 1.3.4. EMS de los terrenos y edificaciones colindantes

No se ha logrado obtener datos disponibles sobre EMS efectuados sobre los terrenos colindantes, asimismo no existen edificaciones colindantes inmediatas.

**Figura 6.**
Vista de la no existencia de edificaciones



Edificaciones Colindantes – EMS Diseño Puente Pachar – Dist. Ollantaytambo

## *1.4. Exploración de Campo*

- Se han realizado dos Pozos a Cielo Abierto.
- Se ha realizado Ensayo con SPT In situ.

**Figura 7.**
Puntos de Extracción de muestras con SPT



**Pozos a Cielo Abierto**



**Ensayos con SPT In Situ**

### 1.4.1. Programa de Investigación Mínimo – PIM

El Programa de Investigación detallado constituye el mínimo requerido por un ***EMS***, siempre y cuando se cumplan las condiciones dadas en el Artículo 11 (11.2a).

**a) Número «n» de puntos de Investigación**

El número de puntos de investigación se determina en la Tabla Nº 4 en función del tipo de edificación y del área de la superficie a ocupar por éste.

**Tabla 4.**
Número de puntos de Exploración

| Tipo de edificación u obra (Tabla 1) | Número de puntos de exploración (n) |
|---|---|
| I | uno por cada 225 m2 de área techada del primer piso |
| II | uno por cada 450 m2 de área techada del primer piso |
| III | uno por cada 900 m2 de área techada del primer piso* |
| IV | uno por cada 100 m de instalaciones sanitarias de agua y alcantarillado en obras urbanas |
| Habilitación urbana para Viviendas Unifamiliares de hasta 3 pisos | 3 por cada hectárea de terreno por habilitar |

***FUENTE: RNE***

El número de puntos de investigación determinado es de **02**

### 1.4.2. Trabajos Realizados In Situ

Para efectos de análisis del presente Estudio de Suelos, se han realizado dos (02) puntos de exploración. Los puntos de prospección se ubican equidistantes cubriendo el área de emplazamiento de la futura intervención y/o construcción de estructura.

### 1.4.3 Ensayos Realizados "In Situ"

**a) Descripción e identificación de suelos (Procedimiento visual –manual)**

*De acuerdo a la Norma NTP 339.150 (ASTM D 2488)*

En los puntos de exploración se realizó un perfilaje minucioso, el cual incluyó el registro cuidadoso de las ***características de los suelos que conforman cada estrato del perfil del suelo,*** la clasificación visual de los materiales encontrados de acuerdo con los procedimientos del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

**b) Ensayo de Penetración Standart - SPT.**

*De acuerdo a la Norma NTP 339.133:1999*

Con fines de Determinación de parámetros de Resistencia Mecánica; in situ, en el lugar de emplazamiento de la estructura proyectada". El ensayo de penetración estándar o SPT (del inglés standard penetration test), es un tipo de prueba de penetración dinámica, empleada para ensayar terrenos en los que se quiere realizar un geotécnico. Constituye el ensayo o prueba más utilizado en la realización de sondeos, y se realiza en el fondo de la perforación. Consiste en medir el número de golpes necesarios para que se introduzca a una determinada profundidad una cuchara (cilíndrica y hueca) muy robusta (diámetro exterior de 51 milímetros e interior de 35 milímetros, lo que supone una relación de áreas superior a 100), que permite tomar una muestra, naturalmente alterada, en su interior. El peso de la masa está normalizado, así como la altura de caída libre, siendo de 63'5 kilopondios y 76 centímetros respectivamente

Una vez que en la perforación del sondeo se ha alcanzado la profundidad a la que se ha de realizar la prueba, sin avanzar la entubación y limpio el fondo del sondeo, se desciende el toma muestras SPT unido al varillaje hasta apoyar suavemente en el fondo. Realizada esta operación, se eleva repetidamente la masa con una frecuencia constante, dejándola caer libremente sobre una sufridera que se coloca en la zona superior del varillaje.

Se contabiliza y se anota el número de golpes necesarios para hincar la cuchara los primeros 15 centímetros.

**Extracción de Muestras Representativas**

*De acuerdo a la Norma NTP 339.159 (DIN 4094)*

Se han realizado la extracción de las muestras de suelo de acuerdo a lo establecido en la Tabla Nº 5, realizándose la siguiente codificación:

PE-01: Muestra inalterada/alterada en bloque: **Mib-01/Mab-01.**
PE-02: Muestra inalterada/alterada en bloque: **Mib-02/Mab-02.**

**Tabla 5.**
Extracción de muestras respresentativas

| TIPO DE MUESTRA | NORMA APLICABLE | FORMAS DE OBTENER Y TRANSPORTAR | ESTADO DE LA MUESTRA | CARACTERÍSTICAS |
|---|---|---|---|---|
| Muestra inalterada en bloque (Mib) | NTP 339.151 SUELOS. Prácticas normalizadas para la preservación y transporte de suelos | Bloques | Inalterada | Debe mantener inalteradas las propiedades físicas y mecánicas del suelo en su estado natural al momento del muestreo (Aplicable solamente a suelos cobesivos, rocas blandas o suelos granulares finos suficientemente cementados para permitir su obtención). |
| Muestra inalterada en tubo de pared delgada (Mit) | NTP 339.169 SUELOS. Muestreo geotécnico de suelos con tubo de pared delgada | Tubos de pared delgada | | |
| Muestra alterada en bolsa de plástico (Mab) | NTP 339.151 SUELOS. Prácticas normalizadas para la preservación y transporte de suelos | Con bolsas de plástico | Alterada | Debe mantener inalterada la granulometría del suelo en su estado natural al momento del muestreo. |
| Muestra alterada para humedad en lata sellada (Mah) | NTP 339.151 SUELOS. Prácticas normalizadas para la preservación y transporte de suelos | En lata sellada | Alterada | Debe mantener inalterado el contenido de agua. |

***FUENTE: RNE***

## *1.5. Ensayos de Laboratorio*

Descripción de los ensayos efectuados, con referencia a las Normas empleadas.

### 1.5.1. Ensayo de Contenido de Humedad.

*De acuerdo a la Norma NTP 339.127 (ASTM D-2216).*



En mecánica de Suelos se conoce como Contenido de Agua o Humedad del Suelo a la relación entre el peso del agua contenida en el mismo y el peso de la fase sólida expresado en %. Se realiza el ensayo con fines de determinar la variación de la humedad en el terreno de fundación y también para ver si existe napa freática.

### 1.5.2. Ensayo de Análisis Granulométrico.

*De acuerdo a la Norma NTP 339.128 (ASTM D-422-63).*



Su finalidad es obtener la distribución por tamaño de las partículas presentes en una muestra de suelo. Así es posible también su clasificación mediante sistemas como AASHTO o SUCS. El ensayo es importante, ya que gran parte de los criterios de aceptación de suelos para ser utilizados en bases o sub-bases de carreteras, presas de tierra o diques, drenajes, etc., depende de este análisis.

Para obtener la distribución de tamaños, se han emplean tamices normalizados y numerados, dispuestos en orden decreciente.

### 1.5.3. Ensayo de Límite Líquido.

*De acuerdo a la Norma NTP 339.129 (ASTM D-4318).*



A los suelos de grano fino se les pueden dar consistencias semilíquidas mezclándolas con agua. Cuando este contenido de humedad se reduce por evaporación y volvemos a mezclar la muestra, obtenemos un material plástico. Si el contenido de agua se reduce más, el material se hace sólido y se rompe o desmigaja cuando se deforma. Se realizan los Ensayos con fines de Clasificación de Suelos.

### 1.5.4. Ensayo de Límite Plástico.



*De acuerdo a la Norma NTP 339.129 (ASTM D-4318).*

Con fines de medición de la plasticidad se toma el criterio desarrollado por Atterberg, quien señala en primer lugar que la plasticidad no es una propiedad permanente, sino circunstancial y depende de su contenido de humedad.

### 1.5.5. Ensayo de Corte Directo.



*De acuerdo a la Norma NTP 339.171 (ASTM D-3080)*

Con fines de medición de los Parámetros de Resistencia Mecánica;  Ángulo de Fricción Interna y Cohesión (c) en Muestra de Suelo Inalterada (MIB), obtenida in situ del lugar de emplazamiento de la estructura proyectada.

## *1.6. Resultados Obtenidos.*

### *1.6.1. Ensayos de caracterización.*

Se presenta en los cuadros resumen, los resultados obtenidos a partir de los *Ensayos realizados en Laboratorio* en los niveles de fundación propuestos.

**Tabla 6.**
Profundidad de Exploración de ensayos realizados

| MUESTRA | POZO | ESTRATO Nº | PROFUNDIDAD | C. A. % | LP % | LL % | IP |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | C-02 | E-01 | 0,00 m.- 8,50 m. | 1.23 | NP | NP | NP |
| 2 | C-02 | E-02 | 8,50 m.- 9,50 m. | - | - | - | - |
| 3 | C-02 | E-03 | 9,50 m.- 15,00 m. | - | - | - | - |
| 4 | C-01 | E-01 | 0,00 m.- 7,50 m. | 6.90 | NP | NP | NP |
| 5 | C-01 | E-02 | 7,50 m.- 9,00 m. | - | - | - | - |
| 6 | C-01 | E-03 | 9,00 m.- 15,00 m. | - | - | - | - |

**Tabla 7.**
Clasificación de suelos

| Pozo y/o Calicata (C) | Nº | Cu | Cc | CLASIFICACION SUCS | Descripción | Color |
|---|---|---|---|---|---|---|
| C-02 | E-02 | 174.49 | 0.56 | **GP** | **Grava Mal Graduada con Arena** | Marrón |
| C-02 | E-03 | - | - | **R** | **Roca (fracturada)** | Gris |
| C-02 | E-04 | - | - | **R** | **Roca** | Gris - Verdoso |
| C-01 | E-02 | 220.43 | 0.10 | **GP** | **Grava Mal Graduada con Arena** | Marrón |
| C-01 | E-03 | - | - | **R** | **Roca (fracturada)** | Gris |
| C-01 | | - | - | **R** | **Roca** | Gris - Verdoso |

## *1.7. Perfil del Suelo*

El perfil del suelo registrado en las calicatas hasta la profundidad de exploración, está conformado de la siguiente forma:

(VER PERFILES ESTRATIGRAFICOS)

## *1.8. Nivel de la Napa Freática*

En las Calicatas: C-01 y C-02 se detectó presencia de nivel freático a la profundidad de exploración de 11.00 m y 3.00 m respectivamente, tal como se ve en las fotografías adjuntas.

**Figura 8.**
Verificación de Nivel freático



**Nivel Freático – EMS Diseño Puente Pachar – Dist. Ollantaytambo**

## *1.9. Efecto del Sismo*

De acuerdo a la ***Zonificación Sísmica del Perú***, establecido en la Norma de Diseño Sismo Resistente E-030 del Reglamento Nacional de Edificaciones, ***la Región Cusco se encuentra en la Zona 2.***

**Figura 9.**
Mapa de Zonificación Sísmica




A cada zona se asigna un factor Z según se indica en la Tabla N° 1. Este factor se interpreta como la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10 % de ser excedida en 50 años. El factor Z se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad.

**Tabla N° 1**
**FACTORES DE ZONA "Z"**

| ZONA | Z |
|---|---|
| 4 | 0,45 |
| 3 | 0,35 |
| 2 | 0,25 |
| 1 | 0,10 |

De acuerdo a la ***Zonificación Sísmica del Perú***, establecido en la Norma de Diseño Sismo Resistente E-030 del Reglamento Nacional de Edificaciones, ***la Región Cusco se encuentra en la Zona 2, y su correspondiente factor de zona "Z" = 0.25***

**Tabla 8.**
Factores de Zona Sísmica del Proyecto

| FACTORES DE ZONA | |
|---|---|
| **ZONA** | **Z** |
| 2 | 0.25 |

**Condiciones geotécnicas.**
**Perfiles de suelo.**

Para los efectos de esta Norma, los perfiles de suelo se clasifican tomando en cuenta la velocidad promedio de propagación de las ondas de corte ($\bar{V}_s$), o alternativamente, para suelos granulares, el promedio ponderado de los $\bar{N}_{60}$ obtenidos mediante un ensayo de penetración estándar (SPT), o el promedio ponderado de la resistencia al corte en condición no drenada ($\bar{S}_u$) para suelos cohesivos. Estas propiedades deben determinarse para los 30 m superiores del perfil de suelo medidos desde el nivel del fondo de cimentación, como se indica en el numeral 2.3.2.

Para los suelos predominantemente granulares, se calcula $\bar{N}_{60}$ considerando solamente los espesores de cada uno de los estratos granulares. Para los suelos predominantemente cohesivos, la resistencia al corte en condición no drenada $S_u$ se calcula como el promedio ponderado de los valores correspondientes a cada estrato cohesivo.

Este método también es aplicable si se encuentran suelos heterogéneos (cohesivos y granulares). En tal caso, si a partir de $\bar{N}_{60}$ para los estratos con suelos granulares y de $\bar{S}_u$ para los estratos con suelos cohesivos se obtienen clasificaciones de sitio distintas, se toma la que corresponde al tipo de perfil más flexible.

Los tipos de perfiles de suelos son cinco:

a. Perfil tipo So: Roca dura.
b. ***Perfil tipo S1: Roca o suelos muy rígidos. "Perfil de suelo del presente proyecto".***
c. Perfil tipo S2: Suelos intermedios.
d. Perfil tipo S3: Suelos blandos.
e. Perfil tipo S4: Condiciones excepcionales.

**Tabla 9.**
Clasificación de los perfiles de suelo

| Perfil | $\bar{V}_s$ | $\bar{N}_{60}$ | $\bar{S}_u$ |
|---|---|---|---|
| $S_0$ | > 1500 m/s | - | - |
| $S_1$ | 500 m/s a 1500 m/s | > 50 | >100 kPa |
| $S_2$ | 180 m/s a 500 m/s | 15 a 50 | 50 kPa a 100 kPa |
| $S_3$ | < 180 m/s | < 15 | 25 kPa a 50 kPa |
| $S_4$ | Clasificación basada en el EMS | | |

De acuerdo a los ensayos de caracterización y ensayos de resistencia mecánica, el perfil del suelo en el presente proyecto corresponde ***a $S_1$.***

### *Parámetros de sitio (S, Tp y TL)*

**Tabla 10.**
Factor de suelo "S"

| ZONA \ SUELO | $S_0$ | $S_1$ | $S_2$ | $S_3$ |
|---|---|---|---|---|
| $Z_4$ | 0,80 | 1,00 | 1,05 | 1,10 |
| $Z_3$ | 0,80 | 1,00 | 1,15 | 1,20 |
| $Z_2$ | 0,80 | 1,00 | 1,20 | 1,40 |
| $Z_1$ | 0,80 | 1,00 | 1,60 | 2,00 |

Para el presente proyecto se tienen los parámetros siguientes:
Para $S_2$ y $Z_2$, se tienen:

***S = 1.00.***

**Tabla 11.**
Periodos "$T_P$" y "$T_L$"

| | Perfil de suelo | | | |
|---|---|---|---|---|
| | $S_0$ | $S_1$ | $S_2$ | $S_3$ |
| $T_p$ (s) | 0,3 | 0,4 | 0,6 | 1,0 |
| $T_L$ (s) | 3,0 | 2,5 | 2,0 | 1,6 |

***Tp = 0.4, y $T_L$ = 2.50***

# 2. CALCULOS Y ANALISIS DE LA CIMENTACION

## 2.1 CÁLCULOS DE CAPACIDAD DE CARGA.

## ESTRIBO DERECHO

### 2.1.1. Prof. Encaje: 4.50 m.

**DATOS GENERALES**

| | |
|---|---|
| Ancho cimentación | 2.93 m |
| Largo cimentación | 1.0 m |
| Profundidad plano de cimentación | 4.5 m |
| Altura de encaje | 4.5 m |
| Inclinación plano de cimentación | 0.0° |
| Inclinación talud | 333.0° |
| Factor de seguridad (Fc) | 3.0 |
| Factor de seguridad (Fq) | 2.5 |
| Factor de seguridad (Fg) | 3.0 |
| Aceleración máxima horizontal | 0.0 |
| Asientos después de T años | 0.0 |

**ESTRATIGRAFIA TERRENO**

DH: Espesor del estrato; Gam: Peso específico; Gams:Peso específico saturado; Fi: Ángulo de rozamiento interno; Ficorr: Ángulo de rozamiento interno corregido según Terzaghi; c: Cohesión; c Corr: Cohesión corregida según Terzaghi; Ey: Módulo elástico; Ed: Módulo edométrico; Ni: Poisson; Cv: Coef. consolidac. primaria; Cs: Coef. consolidación secundaria; cu: Cohesión sin drenar

| DH (m) | Gam (Kg/m³) | Gams (Kg/m³) | Fi (°) | Fi Corr. (°) | c (Kg/cm²) | c Corr. (Kg/cm²) | cu (Kg/cm²) | Ey (Kg/cm²) | Ed (Kg/cm²) | Ni | Cv (cmq/s) | Cs |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 2.0 | 1880.0 | 1940.0 | 32.84 | 23.39 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 500.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 1.5 | 2180.0 | 2200.0 | 37.99 | 27.62 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 1000.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 6.0 | 2300.0 | 2400.0 | 40.36 | 29.66 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 1000.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |

**Acciones de proyecto - Estado límite de daño [S.L.D.]**

| | |
|---|---|
| Fuerza vertical [V] | 300000.0 Kg |
| Fuerza horizontal [HB] | 0.0 Kg |
| Fuerza horizontal [HL] | 0.0 Kg |
| Excentricidad en B [eB] | 0.0 m |
| Excentricidad en L [eL] | 0.0 m |

**Acciones de proyecto - Estado límite último [S.L.U.]**

| | |
|---|---|
| Fuerza vertical [V] | 300000.0 Kg |
| Fuerza horizontal [HB] | 0.0 Kg |
| Fuerza horizontal [HL] | 0.0 Kg |
| Excentricidad en B [eB] | 0.0 m |
| Excentricidad en L [eL] | 0.0 m |

**CARGA ÚLTIMA SEGÚN MEYERHOF (1963) (Condición drenada)**

| | | |
|---|---|---|
| Factor Nq | 17.71 | |
| Factor Nc | 29.34 | |
| Factor Ng | 14.79 | |
| Factor Sc | 2.54 | |
| Factor Dc | 1.53 | |
| Factor Sq | 1.77 | |
| Factor Dq | 1.26 | |
| Factor Sg | 1.77 | |
| Factor Dg | 1.26 | |
| Presión última | 46.97 | Kg/cm² |
| **Presión admisible** | **18.12** | **Kg/cm²** |

**ASIENTOS ELÁSTICOS**

| | | |
|---|---|---|
| Coeficiente de influencia I1 | 0.28 | |
| Coeficiente de influencia I2 | 0.01 | |
| Coeficiente de influencia Is | 0.26 | |
| Asiento al centro de la cimentación | 7.7 | mm |
| Asiento al borde | 3.6 | mm |

**ASIENTOS POR ESTRATO**

*Asiento edométrico calculado con: Método consolidación unidimensional de Terzaghi

Z: Profundidad promedio del estrato; Dp: Incremento de tensiones; Wc: Asiento de consolidación; Ws:Asiento secundario (deformaciones viscosas); Wt: Asiento total.

| Estrato | Z (m) | Tensión (Kg/cm²) | Dp (Kg/cm²) | Método | Wc (cm) | Ws (cm) | Wt (cm) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| 3 | 7 | | | Schmertmann | 3.317 | 0.0 | 3.317 |

**Asiento total Wt=3.317 cm**

**Figura 10.**
Modelo de cimiento es Estribo Derecho

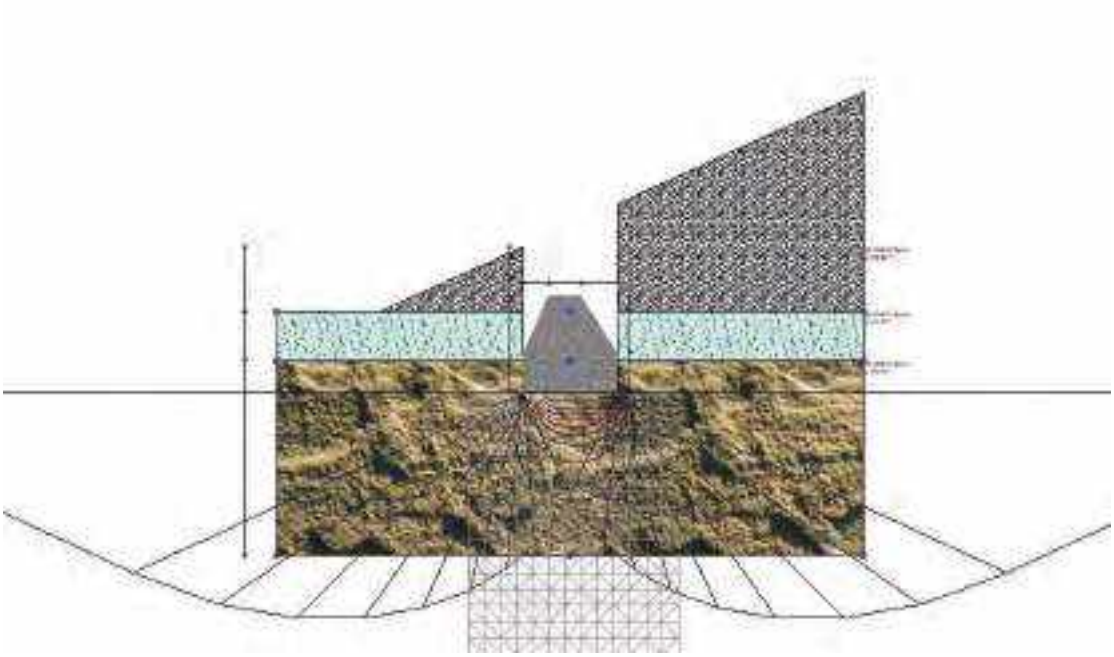
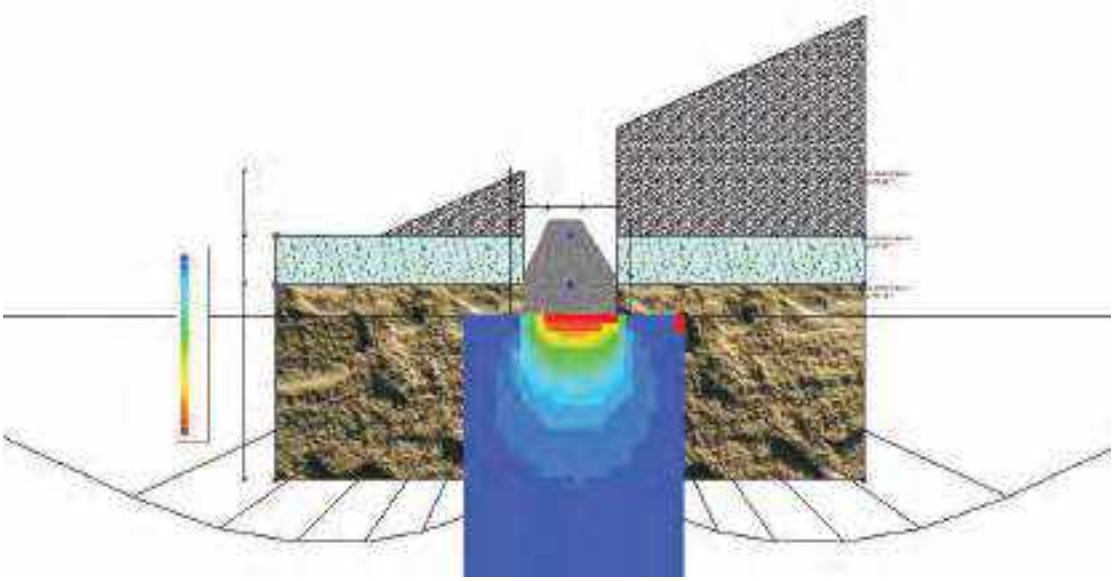


**Figura 11.**
Bulbo de presiones en Estribo Derecho



## ESTRIBO CENTRAL PILOTES ANCHO 1 M.

### 2.1.2. Profundidad de Encaje: 6.00 m.

**DATOS GENERALES**

| | |
|---|---|
| Ancho cimentación | 1.0 m |
| Largo cimentación | 1.0 m |
| Profundidad plano de cimentación | 6.0 m |
| Altura de encaje | 6.0 m |
| Inclinación plano de cimentación | 0.0° |
| Inclinación talud | 0.0° |
| Factor de seguridad (Fc) | 3.0 |
| Factor de seguridad (Fq) | 2.5 |
| Factor de seguridad (Fg) | 3.0 |
| Aceleración máxima horizontal | 0.0 |
| Asientos después de T años | 0.0 |
| Profundidad nivel freático | 0.1 |

**ESTRATIGRAFIA TERRENO**

DH: Espesor del estrato; Gam: Peso específico; Gams:Peso específico saturado; Fi: Ángulo de rozamiento interno; Ficorr: Ángulo de rozamiento interno corregido según Terzaghi; c: Cohesión; c Corr: Cohesión corregida según Terzaghi; Ey: Módulo elástico; Ed: Módulo edométrico; Ni: Poisson; Cv: Coef. consolidac. primaria; Cs: Coef. consolidación secundaria; cu: Cohesión sin drenar

| DH (m) | Gam (Kg/m³) | Gams (Kg/m³) | Fi (°) | Fi Corr. (°) | c (Kg/cm²) | c Corr. (Kg/cm²) | cu (Kg/cm²) | Ey (Kg/cm²) | Ed (Kg/cm²) | Ni | Cv (cmq/s) | Cs |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 2.0 | 1890.0 | 1950.0 | 33.04 | 23.55 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 500.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 1.0 | 2130.0 | 2200.0 | 36.29 | 26.2 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 1000.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 6.0 | 2300.0 | 2400.0 | 40.36 | 29.66 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 1000.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |

**Acciones de proyecto - Estado límite de daño [S.L.D.]**

| | |
|---|---|
| Presión normal | 20000.0 Kg/m² |

**Acciones de proyecto - Estado límite último [S.L.U.]**

| | |
|---|---|
| Presión normal | 20000.0 Kg/m² |

**CARGA ÚLTIMA SEGÚN MEYERHOF (1963) (Condición drenada)**

| | | |
|---|---|---|
| Factor Nq | 17.71 | |
| Factor Nc | 29.34 | |
| Factor Ng | 14.79 | |
| Factor Sc | 1.59 | |
| Factor Dc | 3.06 | |
| Factor Sq | 1.3 | |
| Factor Dq | 2.03 | |
| Factor Sg | 1.3 | |
| Factor Dg | 2.03 | |
| Presión última | 37.21 | Kg/cm² |
| **Presión admisible** | **14.7** | **Kg/cm²** |

**ASIENTOS ELÁSTICOS**

| | | |
|---|---|---|
| Coeficiente de influencia I1 | 0.5 | |
| Coeficiente de influencia I2 | 0.02 | |
| Coeficiente de influencia Is | 0.45 | |
| Asiento al centro de la cimentación | 0.38 | mm |
| Asiento al borde | 0.17 | mm |

**ASIENTOS POR ESTRATO**

*Asiento edométrico calculado con: Método consolidación unidimensional de Terzaghi

Z: Profundidad promedio del estrato; Dp: Incremento de tensiones; Wc: Asiento de consolidación; Ws:Asiento secundario (deformaciones viscosas); Wt: Asiento total.

| Estrato | Z (m) | Tensión (Kg/cm²) | Dp (Kg/cm²) | Método | Wc (cm) | Ws (cm) | Wt (cm) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| 3 | 7.5 | | | Schmertmann | 0.056 | 0.0 | 0.056 |

**Asiento total Wt=0.056 cm**

**Figura 12.**
Modelo de Pilote en Estribo Central

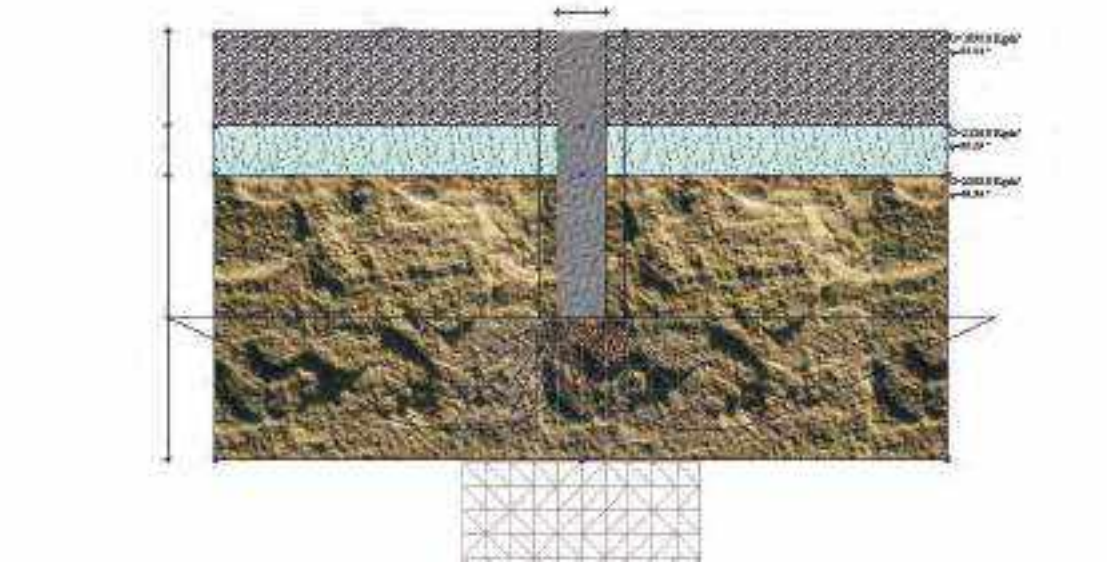
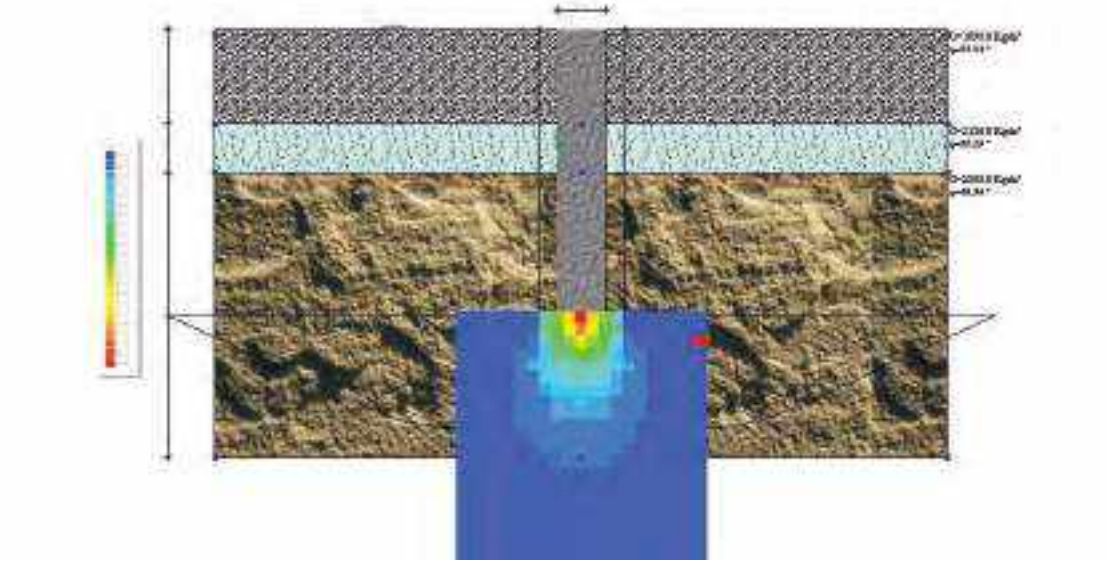


**Figura 13.**
Bulbo de Presiones en punta de Pilote



## ESTRIBO IZQUIERDO.

### 2.1.3. Prof. Encaje: 6.00 m.

**DATOS GENERALES**

| | |
|---|---|
| Ancho cimentación | 3.0 m |
| Largo cimentación | 1.0 m |
| Profundidad plano de cimentación | 6.0 m |
| Altura de encaje | 6.0 m |
| Inclinación plano de cimentación | 0.0° |
| Inclinación talud | 0.0° |
| Factor de seguridad (Fc) | 3.0 |
| Factor de seguridad (Fq) | 2.5 |
| Factor de seguridad (Fg) | 3.0 |
| Aceleración máxima horizontal | 0.0 |
| Asientos después de T años | 0.0 |
| Profundidad nivel freático | 3.0 |

**ESTRATIGRAFIA TERRENO**

DH: Espesor del estrato; Gam: Peso específico; Gams:Peso específico saturado; Fi: Ángulo de rozamiento interno; Ficorr: Ángulo de rozamiento interno corregido según Terzaghi; c: Cohesión; c Corr: Cohesión corregida según Terzaghi; Ey: Módulo elástico; Ed: Módulo edométrico; Ni: Poisson; Cv: Coef. consolidac. primaria; Cs: Coef. consolidación secundaria; cu: Cohesión sin drenar

| DH (m) | Gam (Kg/m³) | Gams (Kg/m³) | Fi (°) | Fi Corr. (°) | c (Kg/cm²) | c Corr. (Kg/cm²) | cu (Kg/cm²) | Ey (Kg/cm²) | Ed (Kg/cm²) | Ni | Cv (cmq/s) | Cs |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 8.5 | 1890.0 | 1950.0 | 33.04 | 23.55 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 500.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 1.0 | 2130.0 | 2200.0 | 36.29 | 26.2 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 1000.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 6.0 | 2300.0 | 2400.0 | 40.36 | 29.66 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 1000.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |

**Acciones de proyecto - Estado límite de daño [S.L.D.]**

| | |
|---|---|
| Fuerza vertical [V] | 300000.0 Kg |
| Fuerza horizontal [HB] | 0.0 Kg |
| Fuerza horizontal [HL] | 0.0 Kg |
| Excentricidad en B [eB] | 0.0 m |
| Excentricidad en L [eL] | 0.0 m |

**Acciones de proyecto - Estado límite último [S.L.U.]**

| | |
|---|---|
| Fuerza vertical [V] | 300000.0 Kg |
| Fuerza horizontal [HB] | 0.0 Kg |
| Fuerza horizontal [HL] | 0.0 Kg |
| Excentricidad en B [eB] | 0.0 m |
| Excentricidad en L [eL] | 0.0 m |

**CARGA ÚLTIMA SEGÚN MEYERHOF (1963) (Condición drenada)**

| | |
|---|---|
| Factor Nq | 9.17 |
| Factor Nc | 18.74 |
| Factor Ng | 5.3 |
| Factor Sc | 2.27 |
| Factor Dc | 1.61 |
| Factor Sq | 1.64 |
| Factor Dq | 1.31 |
| Factor Sg | 1.64 |
| Factor Dg | 1.31 |
| Presión última | 18.15 Kg/cm² |
| **Presión admisible** | **7.16 Kg/cm²** |

**ASIENTOS ELÁSTICOS**

| | |
|---|---|
| Coeficiente de influencia I1 | 0.28 |
| Coeficiente de influencia I2 | 0.01 |
| Coeficiente de influencia Is | 0.26 |
| Asiento al centro de la cimentación | 14.62 mm |
| Asiento al borde | 6.83 mm |

**ASIENTOS POR ESTRATO**

*Asiento edométrico calculado con: Método consolidación unidimensional de Terzaghi

Z: Profundidad promedio del estrato; Dp: Incremento de tensiones; Wc: Asiento de consolidación; Ws:Asiento secundario (deformaciones viscosas); Wt: Asiento total.

| Estrato | Z (m) | Tensión (Kg/cm²) | Dp (Kg/cm²) | Método | Wc (cm) | Ws (cm) | Wt (cm) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 7.25 | | | Schmertmann | 2.081 | 0.0 | 2.081 |
| 2 | 9 | | | Schmertmann | 0.679 | 0.0 | 0.679 |
| 3 | 12.5 | | | Schmertmann | 2.274 | 0.0 | 2.274 |

**Asiento total Wt=5.034 cm**

**Figura 14.**
Modelo de Cimiento en Estribo Izquierdo

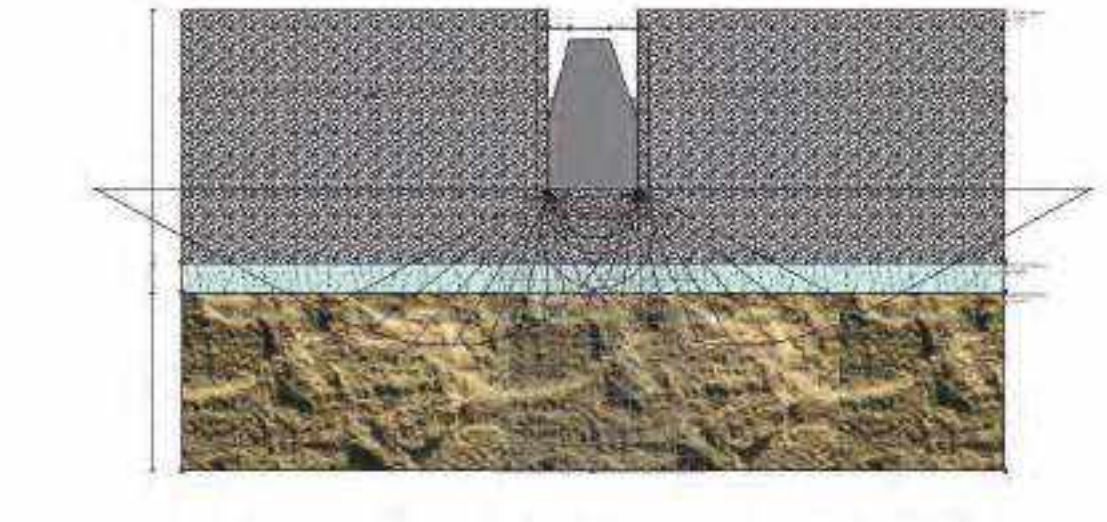
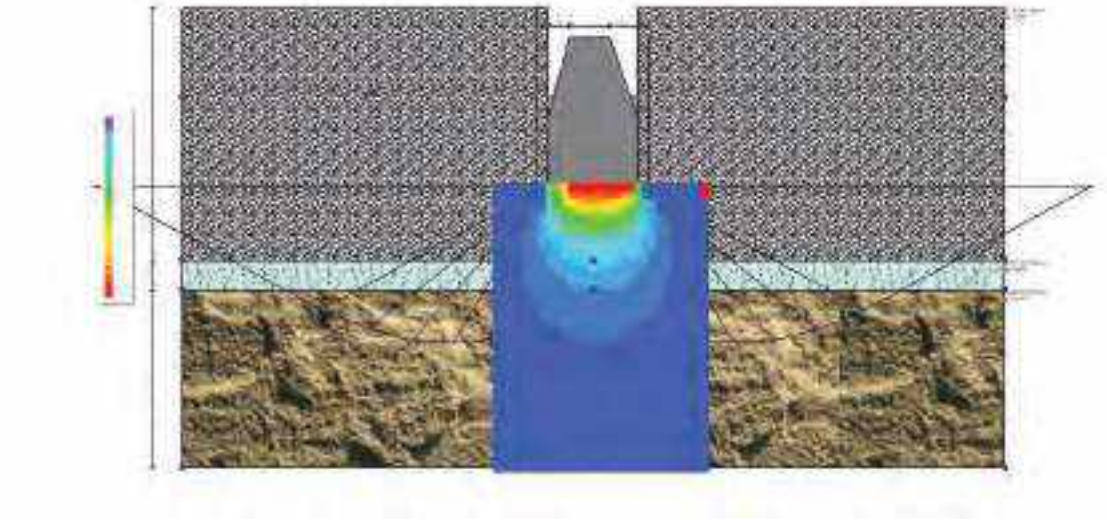


**Figura 15.**
Presiones Generadas por estribo Izquierdo



## ESTRIBO IZQUIERDO PILOTES ANCHO 0.5 M.

### 2.1.4. Prof. Encaje: 4.40 m.

**DATOS GENERALES**

| | |
|---|---|
| Ancho cimentación | 0.5 m |
| Largo cimentación | 1.0 m |
| Profundidad plano de cimentación | 4.4 m |
| Altura de encaje | 4.4 m |
| Inclinación plano de cimentación | 0.0° |
| Inclinación talud | 0.0° |
| Factor de seguridad (Fc) | 3.0 |
| Factor de seguridad (Fq) | 2.5 |
| Factor de seguridad (Fg) | 3.0 |
| Aceleración máxima horizontal | 0.0 |
| Asientos después de T años | 0.0 |
| Profundidad nivel freático | 0.1 |

**ESTRATIGRAFIA TERRENO**

DH: Espesor del estrato; Gam: Peso específico; Gams:Peso específico saturado; Fi: Ángulo de rozamiento interno; Ficorr: Ángulo de rozamiento interno corregido según Terzaghi; c: Cohesión; c Corr: Cohesión corregida según Terzaghi; Ey: Módulo elástico; Ed: Módulo edométrico; Ni: Poisson; Cv: Coef. consolidac. primaria; Cs: Coef. consolidación secundaria; cu: Cohesión sin drenar

| DH (m) | Gam (Kg/m³) | Gams (Kg/m³) | Fi (°) | Fi Corr. (°) | c (Kg/cm²) | c Corr. (Kg/cm²) | cu (Kg/cm²) | Ey (Kg/cm²) | Ed (Kg/cm²) | Ni | Cv (cmq/s) | Cs |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 2.0 | 1890.0 | 1950.0 | 33.04 | 23.55 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 500.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 1.0 | 2130.0 | 2200.0 | 36.29 | 26.2 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 1000.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| 6.0 | 2300.0 | 2400.0 | 40.36 | 29.66 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 1000.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |

**Acciones de proyecto - Estado límite de daño [S.L.D.]**

| | |
|---|---|
| Presión normal | 20000.0 Kg/m² |

**Acciones de proyecto - Estado límite último [S.L.U.]**

| | |
|---|---|
| Presión normal | 20000.0 Kg/m² |

**CARGA ÚLTIMA SEGÚN MEYERHOF (1963) (Condición drenada)**

| | | |
|---|---|---|
| Factor Nq | 17.71 | |
| Factor Nc | 29.34 | |
| Factor Ng | 14.79 | |
| Factor Sc | 1.3 | |
| Factor Dc | 4.03 | |
| Factor Sq | 1.15 | |
| Factor Dq | 2.51 | |
| Factor Sg | 1.15 | |
| Factor Dg | 2.51 | |
| Presión última | 27.83 | Kg/cm² |
| **Presión admisible** | **11.03** | **Kg/cm²** |

**ASIENTOS ELÁSTICOS**

| | | |
|---|---|---|
| Coeficiente de influencia I1 | 0.64 | |
| Coeficiente de influencia I2 | 0.03 | |
| Coeficiente de influencia Is | 0.55 | |
| Asiento al centro de la cimentación | 0.34 | mm |
| Asiento al borde | 0.14 | mm |

**ASIENTOS POR ESTRATO**

*Asiento edométrico calculado con: Método consolidación unidimensional de Terzaghi

Z: Profundidad promedio del estrato; Dp: Incremento de tensiones; Wc: Asiento de consolidación; Ws:Asiento secundario (deformaciones viscosas); Wt: Asiento total.

| Estrato | Z (m) | Tensión (Kg/cm²) | Dp (Kg/cm²) | Método | Wc (cm) | Ws (cm) | Wt (cm) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | | |
| | | | | | | | |
| 3 | 6.7 | | | Schmertmann | 0.0 | 0.0 | 0.0 |

**Figura 16.**
Modelo de Pilote en Estribo Izquierdo

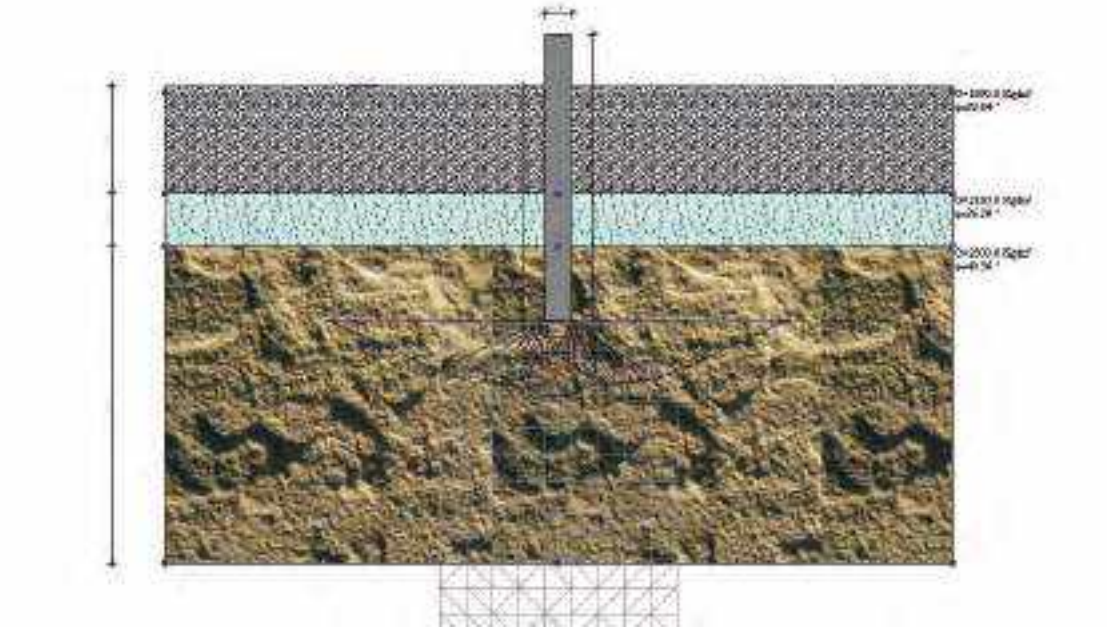
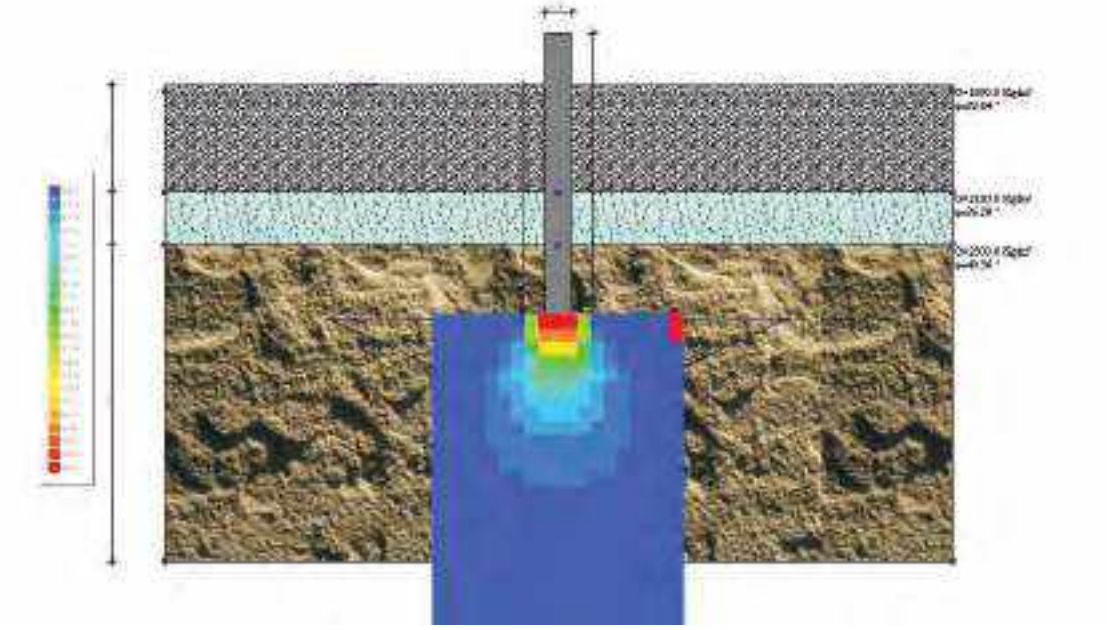


**Figura 17.**
Esfuerzos generados en Punta de Pilote

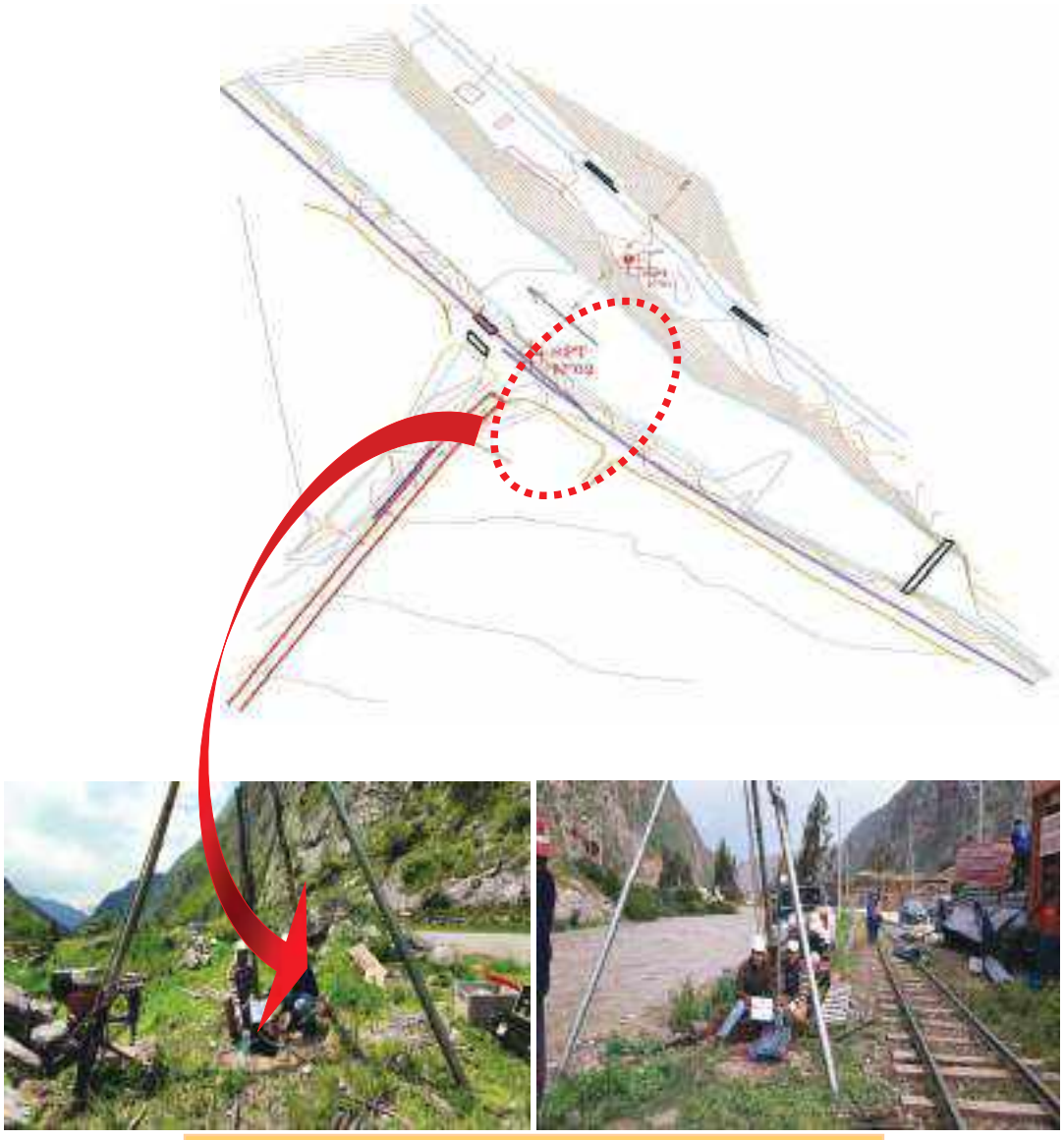


## 2. PLANOS O CROQUIS Y PERFIL ESTRATIGRÁFICO.

A continuación, se tiene el Croquis de ubicación del Proyecto y distribución de los puntos de investigación, asimismo los perfiles estratigráficos de los suelos.

### *3.1. Plano de Ubicación del Programa de Exploración*

Croquis de Ubicación de los puntos de exploración:



Calicatas exploradas In Situ - **EMS Diseño Puente Pachar – Dist. Ollantaytambo**

### *3.2. Perfil estratigráfico por punto investigado.*

Se muestran a continuación los perfiles estratigráficos en los puntos investigados.

**Figura 18.**
Resultados de Ensayo SPT Estribo Derecho

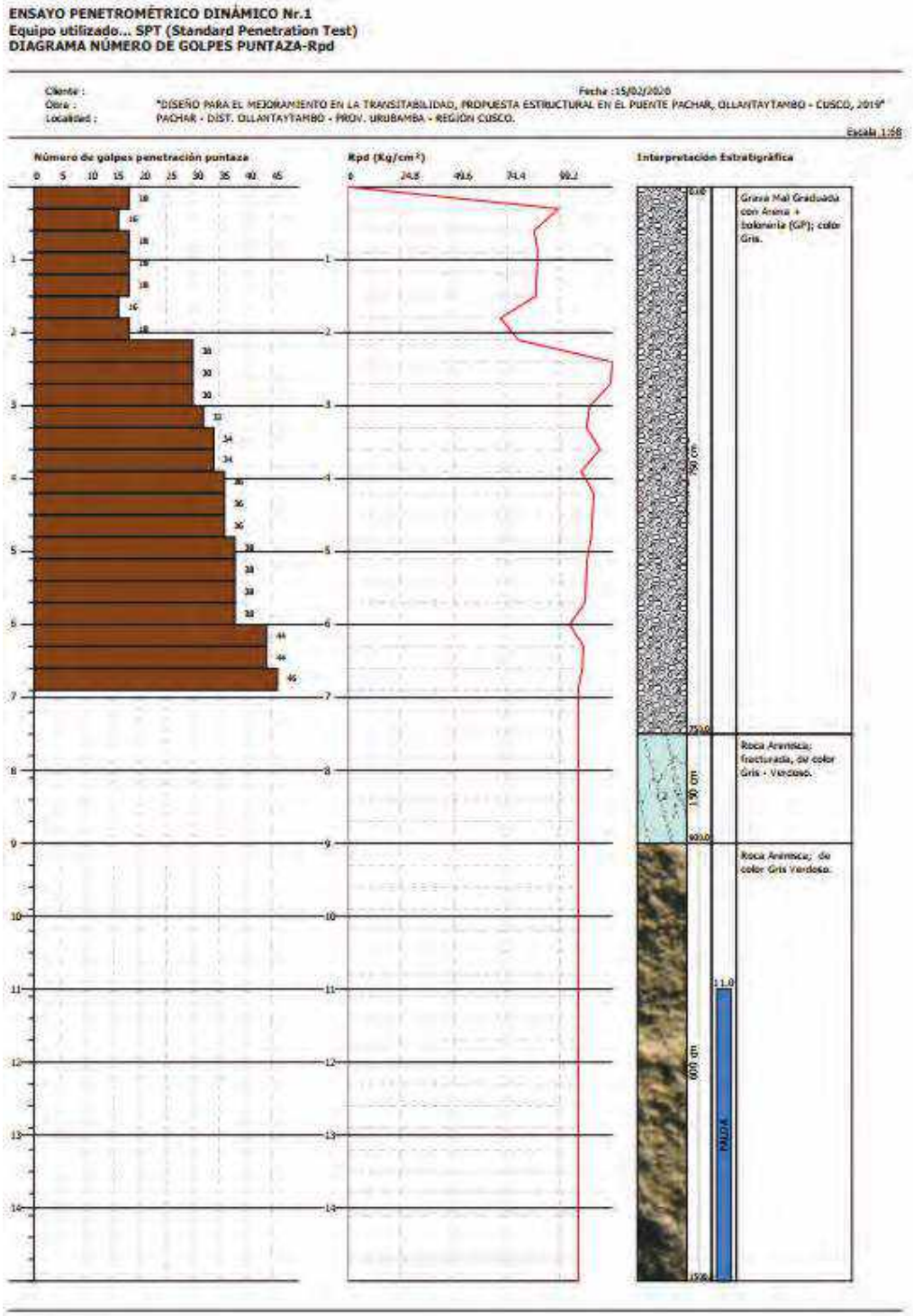
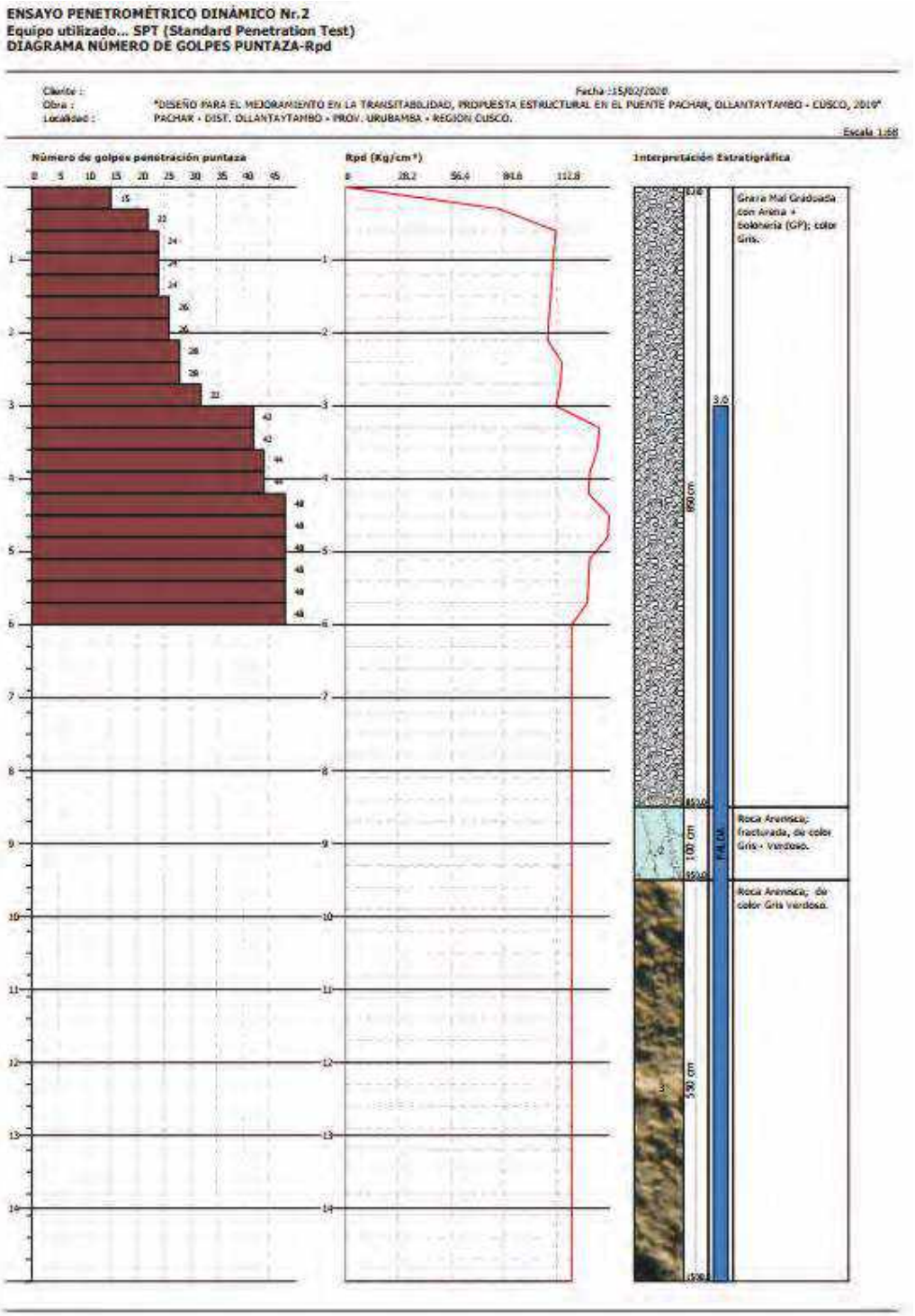


**Figura 19.**
Resultados de Ensayo SPT Estribo Izquierdo



# RESULTADOS DE LOS ENSAYOS «IN SITU» Y DE LABORATORIO.

## *4.1. Resultados de los Ensayos "In Situ".*

Se muestran a continuación los resultados de los ensayos in situ realizados con PDL.

## ENSAYO STANDART PENETRATION TEST

**Características Técnico-Instrumentales Sonda: SPT (Standard Penetration Test)**

| | | |
|---|---|---|
| Ref. Norma | DIN 4094 | |
| Peso masa de golpeo | 63,5 | Kg |
| Altura de caída libre | 0,76 | m |
| Peso sistema de golpeo | 4,2 | Kg |
| Diámetro puntaza cónica | 50,46 | mm |
| Área de base puntaza | 20 | cm² |
| Largo del varillaje | 1 | m |
| Peso varillaje al metro | 7 | Kg/m |
| Profundidad niple primer varillaje | 0,80 | m |
| Avance puntaza | 0,30 | m |
| Número golpes por puntaza | N(30) | |
| Coefic. correlación | 0,997 | |
| Revestimiento/lodos | NO | |

**Clasificación ISSMFE (1988) de las sondas Penetrométricas dinámicas**

| Tipo | Sigla de referencia | Peso de la masa de golpeo en Kg |
|---|---|---|
| Liviano | DPL (Light) | M<10 |
| Medio | DPM (Medium) | 10<M<40 |
| Pesado | DPH (Heavy) | 40<M<60 |
| Súper pesado | DPSH (Super Heavy) | M>60 |

**OPERADOR RESPONSABLE**
**ING. ABELARDO ABARCA ANCORI**

**ESTIMA PARÁMETROS GEOTÉCNICOS ENSAYO Nr.1**

**SUELOS SIN COHESIÓN**

**Densidad relativa**

| | Nspt | Prof. estrato (m) | Nspt corregido debido al Nivel Freático | Correlación | Densidad relativa (%) |
|---|---|---|---|---|---|
| Estrato 1 | 29.27 | 7.50 | 29.27 | Gibbs & Holtz 1957 | 95.09 |
| Estrato 2 | 35.69 | 9.00 | 35.69 | Gibbs & Holtz 1957 | 82.39 |
| Estrato 3 | 0 | 15.00 | 0 | Gibbs & Holtz 1957 | 0 |

**Ángulo de rozamiento interno**

| | Nspt | Prof. estrato (m) | Nspt corregido debido al Nivel Freático | Correlación | Ángulo de rozamiento (°) |
|---|---|---|---|---|---|
| Estrato 1 | 29.27 | 7.50 | 29.27 | Sowers (1961) | 36.2 |
| Estrato 2 | 35.69 | 9.00 | 35.69 | Sowers (1961) | 37.99 |
| Estrato 3 | 0 | 15.00 | 0 | Sowers (1961) | 28 |

**Módulo de Young**

| | Nspt | Prof. estrato (m) | Nspt corregido debido al Nivel Freático | Correlación | Módulo de Young (Kg/cm²) |
|---|---|---|---|---|---|
| Estrato 1 | 29.27 | 7.50 | 29.27 | Bowles (1982) Sabbia Media | 221.35 |
| Estrato 2 | 35.69 | 9.00 | 35.69 | Bowles (1982) Sabbia Media | 253.45 |
| Estrato 3 | 0 | 15.00 | 0 | Bowles (1982) Sabbia Media | --- |

**Módulo edométrico**

| | Nspt | Prof. estrato (m) | Nspt corregido debido al Nivel Freático | Correlación | Módulo edométrico (Kg/cm²) |
|---|---|---|---|---|---|
| Estrato 1 | 29.27 | 7.50 | 29.27 | Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia) | 87.59 |
| Estrato 2 | 35.69 | 9.00 | 35.69 | Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia) | 100.77 |
| Estrato 3 | 0 | 15.00 | 0 | Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia) | 27.46 |

**Clasificación AGI (Assoc. It. Geolog.)**

| | Nspt | Prof. estrato (m) | Nspt corregido debido al Nivel Freático | Correlación | Clasificación AGI (Assoc. It. Geolog.) |
|---|---|---|---|---|---|
| Estrato 1 | 29.27 | 7.50 | 29.27 | Classificazione A.G.I. 1977 | MODERATAMENTE ADDENSATO |
| Estrato 2 | 35.69 | 9.00 | 35.69 | Classificazione A.G.I. 1977 | ADDENSATO |
| Estrato 3 | 0 | 15.00 | 0 | Classificazione A.G.I. 1977 | SCIOLTO |

**Peso específico**

| | Nspt | Prof. estrato (m) | Nspt corregido debido al Nivel Freático | Correlación | Peso específico (t/m³) |
|---|---|---|---|---|---|
| Estrato 1 | 29.27 | 7.50 | 29.27 | Meyerhof ed altri | 2.13 |
| Estrato 2 | 35.69 | 9.00 | 35.69 | Meyerhof ed altri | 2.18 |
| Estrato 3 | 0 | 15.00 | 0 | Meyerhof ed altri | 1.30 |

**Peso específico saturado**

| | Nspt | Prof. estrato (m) | Nspt corregido debido al Nivel Freático | Correlación | Peso específico saturado (t/m³) |
|---|---|---|---|---|---|
| Estrato 1 | 29.27 | 7.50 | 29.27 | Terzaghi-Peck 1948-1967 | --- |
| Estrato 2 | 35.69 | 9.00 | 35.69 | Terzaghi-Peck 1948-1967 | --- |
| Estrato 3 | 0 | 15.00 | 0 | Terzaghi-Peck 1948-1967 | 1.86 |

**Módulo de Poisson**

| | Nspt | Prof. estrato (m) | Nspt corregido debido al Nivel Freático | Correlación | Poisson |
|---|---|---|---|---|---|
| Estrato 1 | 29.27 | 7.50 | 29.27 | (A.G.I.) | 0.3 |
| Estrato 2 | 35.69 | 9.00 | 35.69 | (A.G.I.) | 0.28 |
| Estrato 3 | 0 | 15.00 | 0 | (A.G.I.) | 0.35 |

**Módulo de deformación al corte**

| | Nspt | Prof. estrato (m) | Nspt corregido debido al Nivel Freático | Correlación | G (Kg/cm²) |
|---|---|---|---|---|---|
| Estrato 1 | 29.27 | 7.50 | 29.27 | Ohsaki (Sabbie pulite) | 1553.64 |
| Estrato 2 | 35.69 | 9.00 | 35.69 | Ohsaki (Sabbie pulite) | 1872.01 |
| Estrato 3 | 0 | 15.00 | 0 | Ohsaki (Sabbie pulite) | --- |

**Velocidad ondas**

| | Nspt | Prof. estrato (m) | Nspt corregido debido al Nivel Freático | Correlación | Velocità onde m/s |
|---|---|---|---|---|---|
| Estrato 1 | 29.27 | 7.50 | 29.27 | | 297.56 |
| Estrato 2 | 35.69 | 9.00 | 35.69 | | 328.58 |
| Estrato 3 | 0 | 15.00 | 0 | | 0 |

**Licuefacción**

| | Nspt | Prof. estrato (m) | Nspt corregido debido al Nivel Freático | Correlación | Potencial Licuefacción |
|---|---|---|---|---|---|
| Estrato 1 | 29.27 | 7.50 | 29.27 | Seed (1979) (Sabbie e ghiaie) | 0.10-0.35 |
| Estrato 2 | 35.69 | 9.00 | 35.69 | Seed (1979) (Sabbie e ghiaie) | 0.10-0.35 |
| Estrato 3 | 0 | 15.00 | 0 | Seed (1979) (Sabbie e ghiaie) | < 0.04 |

**Módulo de reacción Ko**

| | Nspt | Prof. estrato (m) | Nspt corregido debido al Nivel Freático | Correlación | Ko |
|---|---|---|---|---|---|
| Estrato 1 | 29.27 | 7.50 | 29.27 | Navfac 1971-1982 | 5.51 |
| Estrato 2 | 35.69 | 9.00 | 35.69 | Navfac 1971-1982 | 6.36 |
| Estrato 3 | 0 | 15.00 | 0 | Navfac 1971-1982 | -0.23 |

**Qc (resistencia puntaza penetrómetro estático)**

| | Nspt | Prof. estrato (m) | Nspt corregido debido al Nivel Freático | Correlación | Qc (Kg/cm²) |
|---|---|---|---|---|---|
| Estrato 1 | 29.27 | 7.50 | 29.27 | Robertson 1983 | 58.54 |
| Estrato 2 | 35.69 | 9.00 | 35.69 | Robertson 1983 | 71.38 |
| Estrato 3 | 0 | 15.00 | 0 | Robertson 1983 | --- |

## ESTIMA PARÁMETROS GEOTÉCNICOS ENSAYO Nr.2

**SUELOS SIN COHESIÓN**

**Densidad relativa**

| | Nspt | Prof. estrato (m) | Nspt corregido debido al Nivel Freático | Correlación | Densidad relativa (%) |
|---|---|---|---|---|---|
| Estrato 1 | 31.58 | 8.50 | 31.58 | Gibbs & Holtz 1957 | 97.7 |
| Estrato 2 | 44.2 | 9.50 | 29.6 | Gibbs & Holtz 1957 | 81.82 |
| Estrato 3 | 2.41 | 15.00 | 2.41 | Gibbs & Holtz 1957 | 22.19 |

**Ángulo de rozamiento interno**

| | Nspt | Prof. estrato (m) | Nspt corregido debido al Nivel Freático | Correlación | Ángulo de rozamiento (°) |
|---|---|---|---|---|---|
| Estrato 1 | 31.58 | 8.50 | 31.58 | Sowers (1961) | 36.84 |
| Estrato 2 | 44.2 | 9.50 | 29.6 | Sowers (1961) | 36.29 |
| Estrato 3 | 2.41 | 15.00 | 2.41 | Sowers (1961) | 28.67 |

**Módulo de Young**

| | Nspt | Prof. estrato (m) | Nspt corregido debido al Nivel Freático | Correlación | Módulo de Young (Kg/cm²) |
|---|---|---|---|---|---|
| Estrato 1 | 31.58 | 8.50 | 31.58 | Bowles (1982) Sabbia Media | 232.90 |
| Estrato 2 | 44.2 | 9.50 | 29.6 | Bowles (1982) Sabbia Media | 223.00 |
| Estrato 3 | 2.41 | 15.00 | 2.41 | Bowles (1982) Sabbia Media | --- |

**Módulo edométrico**

| | Nspt | Prof. estrato (m) | Nspt corregido debido al Nivel Freático | Correlación | Módulo edométrico (Kg/cm²) |
|---|---|---|---|---|---|
| Estrato 1 | 31.58 | 8.50 | 31.58 | Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia) | 92.33 |
| Estrato 2 | 44.2 | 9.50 | 29.6 | Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia) | 88.26 |
| Estrato 3 | 2.41 | 15.00 | 2.41 | Begemann 1974 (Ghiaia con sabbia) | 32.41 |

**Clasificación AGI (Assoc. It. Geolog.)**

| | Nspt | Prof. estrato (m) | Nspt corregido debido al Nivel Freático | Correlación | Clasificación AGI (Assoc. It. Geolog.) |
|---|---|---|---|---|---|
| Estrato 1 | 31.58 | 8.50 | 31.58 | Classificazione A.G.I. 1977 | ADDENSATO |
| Estrato 2 | 44.2 | 9.50 | 29.6 | Classificazione A.G.I. 1977 | ADDENSATO |
| Estrato 3 | 2.41 | 15.00 | 2.41 | Classificazione A.G.I. 1977 | SCIOLTO |

**Peso específico**

| | Nspt | Prof. estrato (m) | Nspt corregido debido al Nivel Freático | Correlación | Peso específico (t/m³) |
|---|---|---|---|---|---|
| Estrato 1 | 31.58 | 8.50 | 31.58 | Meyerhof ed altri | 2.15 |
| Estrato 2 | 44.2 | 9.50 | 29.6 | Meyerhof ed altri | 2.13 |
| Estrato 3 | 2.41 | 15.00 | 2.41 | Meyerhof ed altri | 1.42 |

**Peso específico saturado**

| | Nspt | Prof. estrato (m) | Nspt corregido debido al Nivel Freático | Correlación | Peso específico saturado (t/m³) |
|---|---|---|---|---|---|
| Estrato 1 | 31.58 | 8.50 | 31.58 | Terzaghi-Peck 1948-1967 | --- |
| Estrato 2 | 44.2 | 9.50 | 29.6 | Terzaghi-Peck 1948-1967 | --- |
| Estrato 3 | 2.41 | 15.00 | 2.41 | Terzaghi-Peck 1948-1967 | 1.87 |

**Módulo de Poisson**

| | Nspt | Prof. estrato (m) | Nspt corregido debido al Nivel Freático | Correlación | Poisson |
|---|---|---|---|---|---|
| Estrato 1 | 31.58 | 8.50 | 31.58 | (A.G.I.) | 0.29 |
| Estrato 2 | 44.2 | 9.50 | 29.6 | (A.G.I.) | 0.3 |
| Estrato 3 | 2.41 | 15.00 | 2.41 | (A.G.I.) | 0.35 |

**Módulo de deformación al corte**

| | Nspt | Prof. estrato (m) | Nspt corregido debido al Nivel Freático | Correlación | G (Kg/cm²) |
|---|---|---|---|---|---|
| Estrato 1 | 31.58 | 8.50 | 31.58 | Ohsaki (Sabbie pulite) | 1668.63 |
| Estrato 2 | 44.2 | 9.50 | 29.6 | Ohsaki (Sabbie pulite) | 1570.10 |
| Estrato 3 | 2.41 | 15.00 | 2.41 | Ohsaki (Sabbie pulite) | 148.60 |

**Velocidad ondas**

| | Nspt | Prof. estrato (m) | Nspt corregido debido al Nivel Freático | Correlación | Velocità onde m/s |
|---|---|---|---|---|---|
| Estrato 1 | 31.58 | 8.50 | 31.58 | | 309.08 |
| Estrato 2 | 44.2 | 9.50 | 29.6 | | 299.23 |
| Estrato 3 | 2.41 | 15.00 | 2.41 | | 85.38 |

**Licuefacción**

| | Nspt | Prof. estrato (m) | Nspt corregido debido al Nivel Freático | Correlación | Potencial Licuefacción |
|---|---|---|---|---|---|
| Estrato 1 | 31.58 | 8.50 | 31.58 | Seed (1979) (Sabbie e ghiaie) | 0.10-0.35 |
| Estrato 2 | 44.2 | 9.50 | 29.6 | Seed (1979) (Sabbie e ghiaie) | 0.10-0.35 |
| Estrato 3 | 2.41 | 15.00 | 2.41 | Seed (1979) (Sabbie e ghiaie) | < 0.04 |

**Módulo de reacción Ko**

| | Nspt | Prof. estrato (m) | Nspt corregido debido al Nivel Freático | Correlación | Ko |
|---|---|---|---|---|---|
| Estrato 1 | 31.58 | 8.50 | 31.58 | Navfac 1971-1982 | 5.83 |
| Estrato 2 | 44.2 | 9.50 | 29.6 | Navfac 1971-1982 | 5.55 |
| Estrato 3 | 2.41 | 15.00 | 2.41 | Navfac 1971-1982 | 0.37 |

**Qc (resistencia puntaza penetrómetro estático)**

| | Nspt | Prof. estrato (m) | Nspt corregido debido al Nivel Freático | Correlación | Qc (Kg/cm²) |
|---|---|---|---|---|---|
| Estrato 1 | 31.58 | 8.50 | 31.58 | Robertson 1983 | 63.16 |
| Estrato 2 | 44.2 | 9.50 | 29.6 | Robertson 1983 | 59.20 |
| Estrato 3 | 2.41 | 15.00 | 2.41 | Robertson 1983 | 4.82 |

## *4.2. Resultados de los Ensayos de Laboratorio.*

Se muestran a continuación los gráficos y resultados obtenidos en el Laboratorio.

**Figura 20.**
Resumen de Características Físicas y Clasificación



GEOtest

RESUMEN

CARACTERISTICAS FISICAS y CLASIFICACION

CODIGO :
REVISION :
PAGINA : 1 de 7

Proyecto : "DISEÑO PARA EL MEJORAMIENTO EN LA TRANSITABILIDAD, PROPUESTA ESTRUCTURAL EN EL PUENTE PACHAR, OLLANTAYTAMBO - CUSCO, 2019"

Localización : PACHAR

Distrito : OLLANTAYTAMBO Provincia : URUBAMBA Región : CUSCO

Fecha : JULIO 2019

Muestra : Estudio Geotécnico

| MUESTRA | NP | ESTRATO | PROFUNDIDAD | C. N. % | LP % | LL % | IP | Su | Qc | CLASIFICACION SUCS | Descripcion | Color |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | C-01 | E-01 | 0.00 - 0.50 | 1.23 | NP | NP | NP | 174.43 | 3.56 | GP | Grava Mal Graduada con Arena | Marrón |
| 2 | C-01 | E-02 | 0.50 - 7.50 | - | - | - | - | - | - | R | Roca (fragmentos) | Gris |
| 3 | C-01 | E-03 | 7.50 - 15.00 | - | - | - | - | - | - | R | Roca | Gris - Verdoso |
| 4 | C-02 | E-01 | 0.00 - 0.50 | 0.50 | NP | NP | NP | 220.43 | 3.10 | GP | Grava Mal Graduada con Arena | Marrón |
| 5 | C-02 | E-02 | 0.50 - 7.50 | - | - | - | - | - | - | R | Roca (fragmentos) | Gris |
| 6 | C-02 | E-03 | 7.50 - 15.00 | - | - | - | - | - | - | R | Roca | Gris - Verdoso |

GEOtest

## CONTENIDO DE HUMEDAD

NTP-339.127 - ASTM-D2216

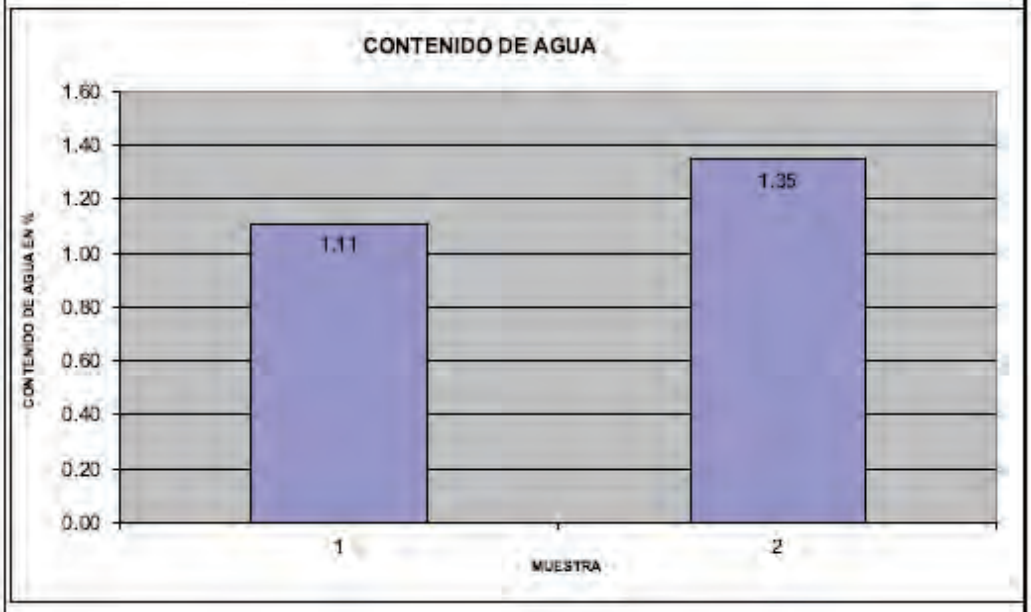
CODIGO :
REVISION :
PAGINA : 2 de 7

Proyecto : "DISEÑO PARA EL MEJORAMIENTO EN LA TRANSITABILIDAD, PROPUESTA ESTRUCTURAL EN EL PUENTE PACHAR, OLLANTAYTAMBO - CUSCO, 2019"
: PACHAR
Distrito : OLLANTAYTAMBO
Provincia : URUBAMBA
Region : CUSCO

Fecha : JULIO 2020
Motivo : Estudio Geotecnico
Resp. Lab.: A.A.A.
Esp. Geot.: A.A.A.

MUESTRA : 1
Pozo : C-02 Estrato : E-01
PROF. (m.): 0.00 - 8.50

| MUESTRA | 1 | 2 |
|---|---|---|
| Peso de la Capsula (gr) | 14.73 | 14.10 |
| Peso de la Capsula+Suelo Humedo (gr) | 39.31 | 42.72 |
| Peso de la Capsula+ Suelo Seco (gr) | 39.04 | 42.34 |
| Peso del Suelo Seco (gr) | 24.31 | 28.24 |
| Contenido de Humedad (w) | 1.11 | 1.35 |
| | | 1.23 |



GEOtest

## CONTENIDO DE HUMEDAD

NTP-339.127 - ASTM-D2216

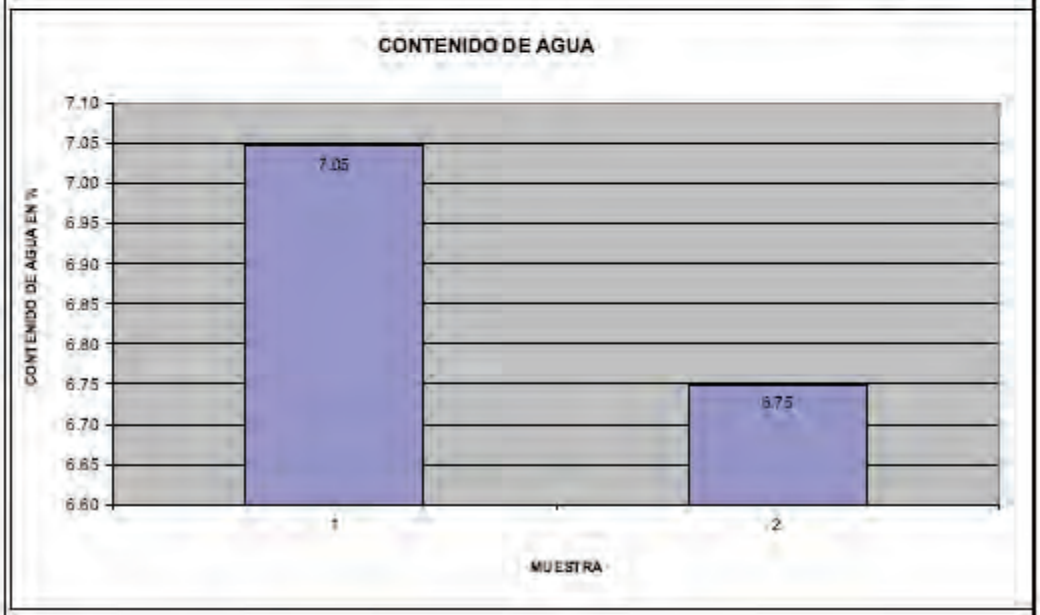
CODIGO :
REVISION :
PAGINA : 3 de 7

Proyecto : "DISEÑO PARA EL MEJORAMIENTO EN LA TRANSITABILIDAD, PROPUESTA ESTRUCTURAL EN EL PUENTE PACHAR, OLLANTAYTAMBO - CUSCO, 2019"
: PACHAR
Distrito : OLLANTAYTAMBO
Provincia : URUBAMBA
Region : CUSCO

Fecha : JULIO 2020
Motivo : Estudio Geotecnico
Resp. Lab.: A.A.A.
Esp. Geot.: A.A.A.

MUESTRA : 4
Pozo C-01 Estrato : E-01
PROF. (m.): 0.00 - 7.50

| MUESTRA | 1 | 2 |
|---|---|---|
| Peso de la Capsula (gr) | 14.47 | 14.59 |
| Peso de la Capsula+Suelo Humedo (gr) | 31.94 | 33.57 |
| Peso de la Capsula+ Suelo Seco (gr) | 30.79 | 32.37 |
| Peso del Suelo Seco (gr) | 16.32 | 17.78 |
| Contenido de Humedad (w) | 7.05 | 6.75 |
| | | 6.90 |



GEOtest

# LIMITES DE CONSISTENCIA

LIMITE LIQUIDO - LIMITE PLASTICO - IP
NTP-339.129 ASTM-D4318

CODIGO :
REVISION :
PAGINA :

4 de 7

Proyecto : "DISEÑO PARA EL MEJORAMIENTO EN LA TRANSITABILIDAD, PROPUESTA ESTRUCTURAL EN EL PUENTE PACHAR, OLLANTAYTAMBO - CUSCO, 2019"

Localizacion PACHAR
Distrito : OLLANTAYTAMBO
Provincia : URUBAMBA
Region : CUSCO

Fecha : JULIO 2020
Motivo : Estudio Geotecnico
Resp. Lab.: A.A.A.
Esp. Geot.: A.A.A.

MUESTRA : 1
Pozo C-02 Estrato : E-01

PROF. (m.): 0,00 - 8,50

## LIMITE LIQUIDO - ASTM 423-66

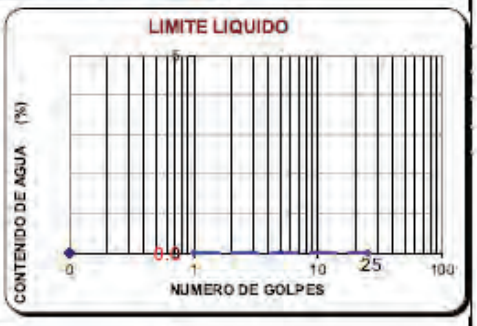
| PESOS \ MUESTRA | 1 | 2 | 3 | 4 |
|---|---|---|---|---|
| Peso de la Capsula (gr) | | | | |
| Peso de la Capsula+Suelo Humedo (gr) | | | | |
| Peso de la Capsula+ Suelo Seco (gr) | | | | |
| Numero de golpes | | | | |
| Peso del Suelo Seco (gr) | | | | |
| Contenido de Humedad (w) | | | | |

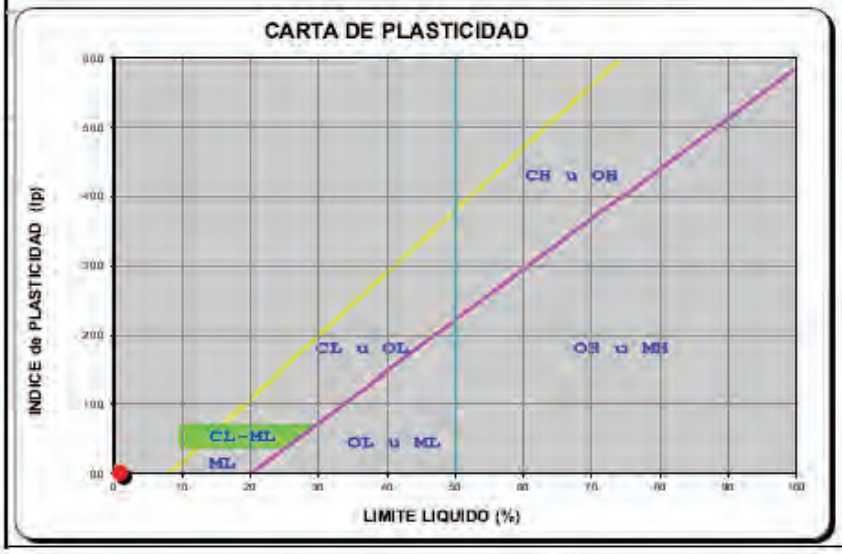
| LIMITE LIQUIDO (%) |
|---|
| NP |

## LIMITE PLASTICO - ASTM D424-59

| PESOS \ MUESTRA | 1 | 2 |
|---|---|---|
| Peso de la Capsula (gr) | | |
| Peso de la Capsula+Suelo Humedo (gr) | | |
| Peso de la Capsula+ Suelo Seco (gr) | | |
| Peso del Suelo Seco (gr) | | |
| Contenido de Humedad (w) | | |

| | |
|---|---|
| LIMITE PLASTICO (%) | NP |
| INDICE PLASTICO IP= | NP |




CLASIFICACIÓN SUCS:

Obs.-
NO PRESENTA
PLASTICIDAD

GEOtest

# LIMITES DE CONSISTENCIA

LIMITE LIQUIDO - LIMITE PLASTICO - IP
NTP-339.129 ASTM-D4318

CODIGO :
REVISION :
PAGINA :

5 de 7

Proyecto : "DISEÑO PARA EL MEJORAMIENTO EN LA TRANSITABILIDAD, PROPUESTA ESTRUCTURAL EN EL PUENTE PACHAR, OLLANTAYTAMBO - CUSCO, 2019"

Localizacion PACHAR

Distrito : OLLANTAYTAMBO
Provincia : URUBAMBA
Region : CUSCO

Fecha : JULIO 2020

Motivo : Estudio Geotecnico
Resp. Lab.: A.A.A.
Esp. Geot.: A.A.A.

MUESTRA : 4
Pozo C-01 Estrato : E-01

PROF. (m.): 0,00 - 7,50

## LIMITE LIQUIDO - ASTM 423-66

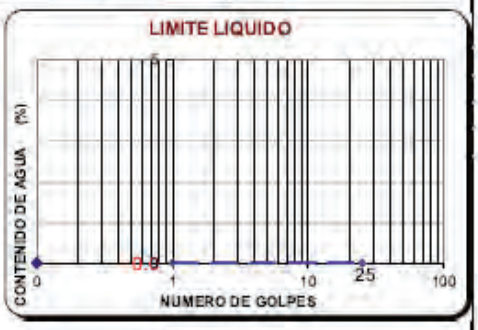
| PESOS \ MUESTRA | 1 | 2 | 3 | 4 |
|---|---|---|---|---|
| Peso de la Capsula (gr) | | | | |
| Peso de la Capsula+Suelo Humedo (gr) | | | | |
| Peso de la Capsula+ Suelo Seco (gr) | | | | |
| Numero de golpes | | | | |
| Peso del Suelo Seco (gr) | | | | |
| Contenido de Humedad (w) | | | | |

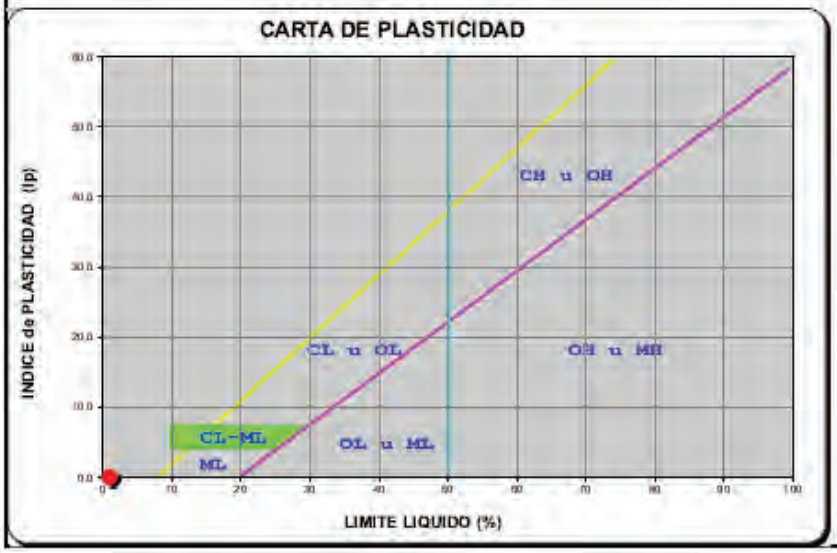
| LIMITE LIQUIDO (%) |
|---|
| NP |

## LIMITE PLASTICO - ASTM D424-59

| PESOS \ MUESTRA | 1 | 2 |
|---|---|---|
| Peso de la Capsula (gr) | | |
| Peso de la Capsula+Suelo Humedo (gr) | | |
| Peso de la Capsula+ Suelo Seco (gr) | | |
| Peso del Suelo Seco (gr) | | |
| Contenido de Humedad (w) | | |

| | |
|---|---|
| LIMITE PLASTICO (%) | NP |
| INDICE PLASTICO IP= | NP |




CLASIFICACIÓN SUCS:

Obs.-
NO PRESENTA PLASTICIDAD

GEOtest

## ANALISIS GRANULOMETRICO

POR TAMIZADO (VIA HUMEDA)
NTP-339.128 - ASTM-D4318

CODIGO :
REVISION :
PAGINA : 6 de 7

Proyecto : "DISEÑO PARA EL MEJORAMIENTO EN LA TRANSITABILIDAD, PROPUESTA ESTRUCTURAL EN EL PUENTE PACHAR, OLLANTAYTAMBO - CUSCO, 2019"
Localizacion: PACHAR
Distrito : OLLANTAYTAMBO
Provincia : URUBAMBA
Region : CUSCO

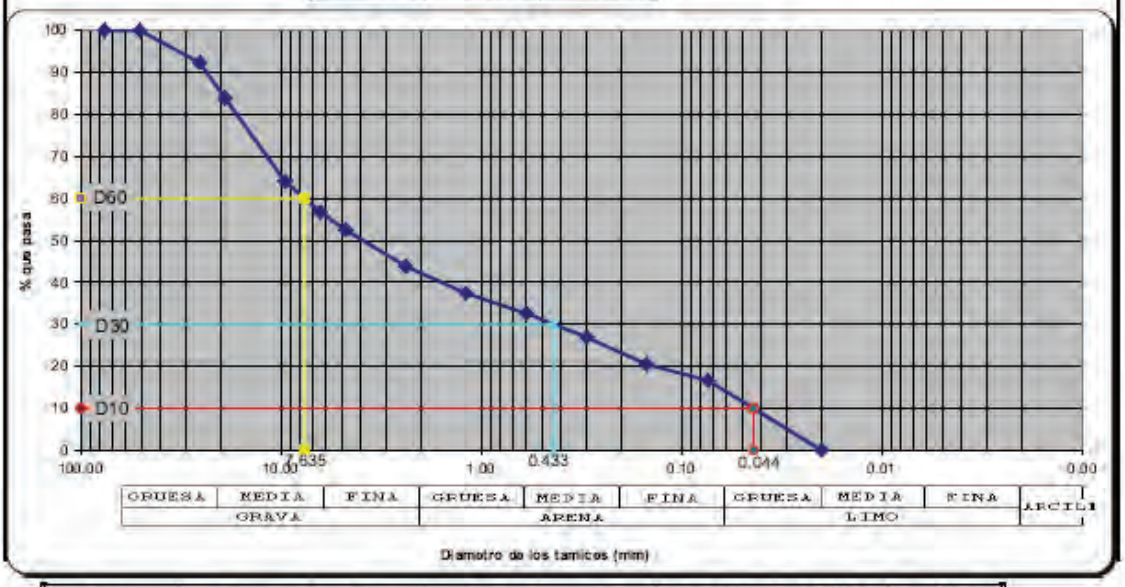
Fecha : JULIO 2020
Motivo : Estudio Geotecnico
Resp. Lab.: A.A.A.
Esp. Geot.: A.A.A.

MUESTRA : I
Codigo : C-02
Estrato : E-01
PROF. (m.): 0,00 - 8,50
Peso de la Muestra: (gr.)
inicial : 672.00
desp de lavar : 565.64

CLASIFICACIÓN SUCS:
GP
Grava Mal Graduada con Arena

| Abertura del Tamiz | | Peso | Peso | Retenido | Pasante |
|---|---|---|---|---|---|
| Tamiz | mm. | Retenido | Corregido | % | % |
| 3" | 76.20 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 100.00 |
| 2" | 50.80 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 100.00 |
| 1" | 25.40 | 51.84 | 51.84 | 7.71 | 92.29 |
| 3/4" | 19.05 | 56.43 | 56.43 | 8.40 | 83.89 |
| 3/8" | 9.53 | 133.83 | 133.83 | 19.92 | 63.97 |
| 1/4" | 6.35 | 48.95 | 48.95 | 7.28 | 56.69 |
| #4 | 4.75 | 28.64 | 28.64 | 4.26 | 52.43 |
| #8 | 2.38 | 58.11 | 58.11 | 8.65 | 43.78 |
| #16 | 1.19 | 42.73 | 42.73 | 6.36 | 37.42 |
| #30 | 0.59 | 32.31 | 32.31 | 4.81 | 32.61 |
| #50 | 0.30 | 38.48 | 38.48 | 5.73 | 26.89 |
| #100 | 0.15 | 42.88 | 42.88 | 6.38 | 20.51 |
| #200 | 0.07 | 25.90 | 25.90 | 3.85 | 16.65 |
| cazuela | 0.0 | 5.54 | 111.90 | 16.65 | 0.00 |
| | | 565.64 | 672.00 | 100.00 | |




| $D_{60}$ | $D_{30}$ | $D_{10}$ | Cu | Cc | GRAVA | ARENA | FINOS |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 7.635 | 0.433 | 0.044 | 174.49 | 0.56 | 47.57 | 35.78 | 16.65 |

GEOtest

# ANALISIS GRANULOMETRICO

POR TAMIZADO (VIA HUMEDA)

NTP-339.128 - ASTM-D4318

CODIGO :

REVISION :

PAGINA : 7 de 7

Proyecto : "DISEÑO PARA EL MEJORAMIENTO EN LA TRANSITABILIDAD, PROPUESTA ESTRUCTURAL EN EL PUENTE PACHAR, OLLANTAYTAMBO - CUSCO, 2019"

Localizacion: PACHAR
Distrito : OLLANTAYTAMBO
Provincia : URUBAMBA
Region : CUSCO

Fecha : JULIO 2020
Motivo : Estudio Geotecnico
Resp. Lab.: A.A.A.
Esp. Geot.: A.A.A.

POZO : 4
Codigo : C-01
Estrato : E-01
PROF. (m.): 0,00 - 7,50

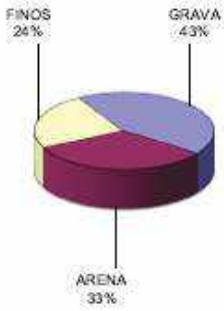
Peso de la Muestra: (gr.)
inicial : 612.00
desp de lavar : 473.44

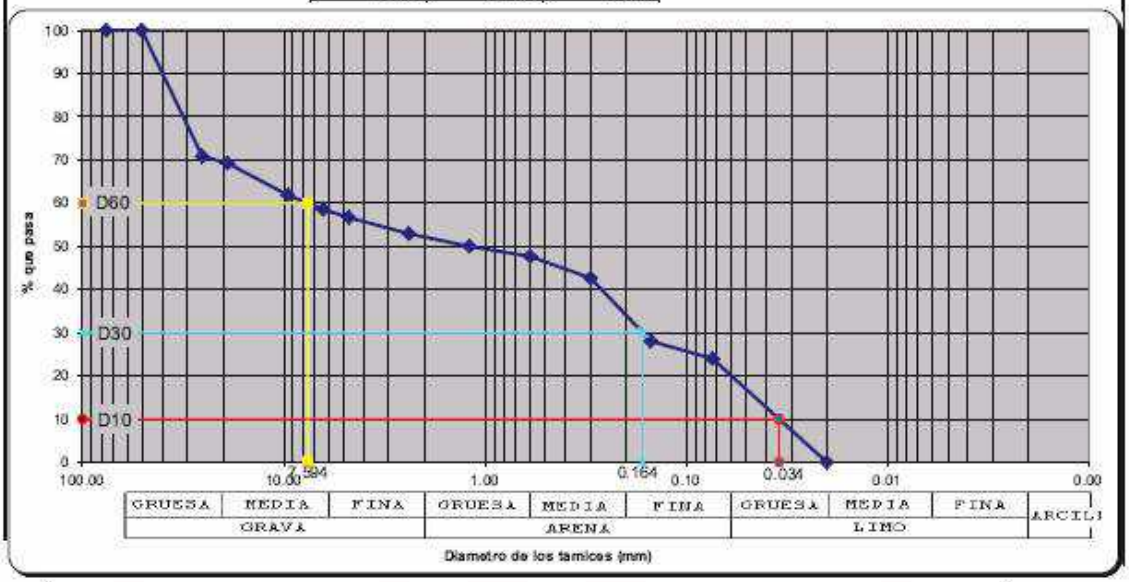
| Abertura del Tamiz | | Peso | Peso | Retenido | Pasante |
|---|---|---|---|---|---|
| Tamiz | mm. | Retenido | Corregido | % | % |
| 3" | 76.20 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 100.00 |
| 2" | 50.80 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 100.00 |
| 1" | 25.40 | 178.85 | 178.85 | 29.22 | 70.78 |
| 3/4" | 19.05 | 9.21 | 9.21 | 1.50 | 69.27 |
| 3/8" | 9.53 | 45.21 | 45.21 | 7.39 | 61.88 |
| 1/4" | 6.35 | 20.63 | 20.63 | 3.37 | 58.51 |
| # 4 | 4.75 | 11.12 | 11.12 | 1.82 | 56.70 |
| # 8 | 2.38 | 23.10 | 23.10 | 3.77 | 52.92 |
| # 16 | 1.19 | 17.88 | 17.88 | 2.92 | 50.00 |
| # 30 | 0.59 | 14.38 | 14.38 | 2.35 | 47.65 |
| # 50 | 0.30 | 30.79 | 30.79 | 5.03 | 42.62 |
| # 100 | 0.15 | 89.28 | 89.28 | 14.59 | 28.03 |
| # 200 | 0.07 | 24.82 | 24.82 | 4.06 | 23.98 |
| cazuela | 0.0 | 8.17 | 146.73 | 23.98 | 0.00 |
| | | 473.44 | 612.00 | 100.00 | |

CLASIFICACIÓN SUCS:

GP

Grava Mal Graduada con Arena




| $D_{60}$ | $D_{30}$ | $D_{10}$ | Cu | Cc | GRAVA | ARENA | FINOS |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 7.594 | 0.164 | 0.034 | 220.43 | 0.10 | 43.30 | 32.72 | 23.98 |

## 5. PANEL FOTOGRÁFICO

**Figura 21.**
Instalación del Equipo de SPT en estribo Derecho



**Figura 22.**
Vista de Calicata a Cielo abierto Estribo Derecho



**Figura 23.**
Vista de Ensayo de SPT en estribo Derecho



**Figura 24.**
Instalación del Equipo de SPT en estribo Izquierdo



**Figura 25.**
Vista de Calicata a Cielo abierto Estribo Izquierdo



**Figura 26.**
Vista de Ensayo de SPT en estribo Izquierdo



**Figura 27.**
Selección de Muestra representativa para ensayo de Diamantina en laboratorio

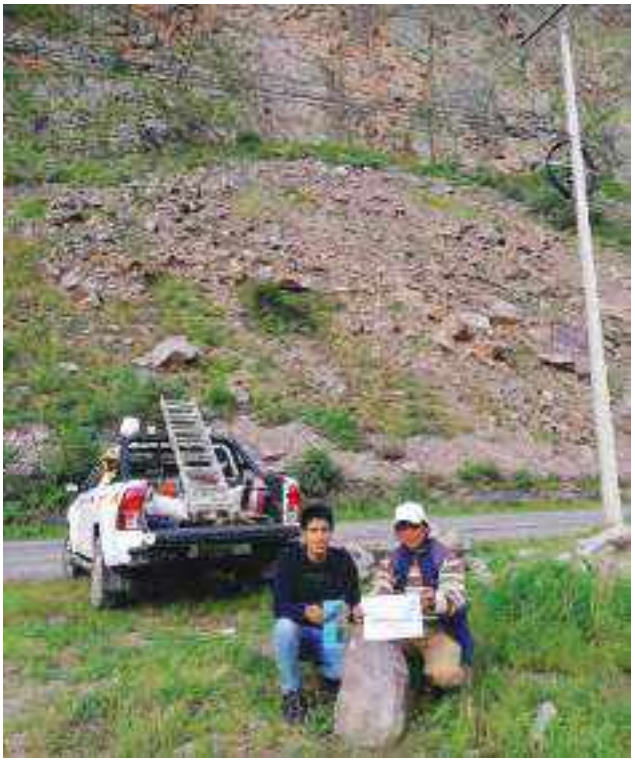


**Figura 28.**
Instalación de equipo de Prospección Geofísica



**Figura 29.**
Extracción de Corazones Diamantados en laboratorio



**Figura 30.**
Rotura de corazones Diamantados



**Figura 31.**
Muestra para ensayo para porcentaje de Humedad




**Figura 32.**
Secado de Muestras



**Figura 33.**
Secado de Muestras alteradas para ensayo de granulometría



**Figura 34.**
Prueba de Absorción de Muestras



**Figura 35.**
Ensayo de Proctor Standard y Modificado

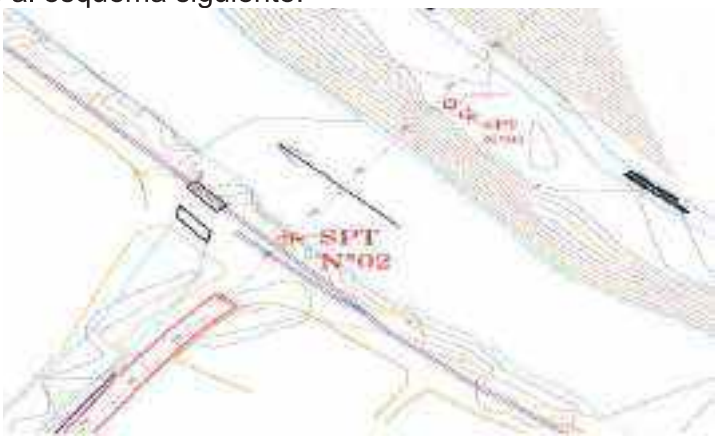


**Figura 36.**
Ensayo de Granulometría



## 6. RESUMEN DE ESULTADOS

- El sentido del cauce y la denominación de derecha e izquierda de los estribos corresponde al esquema siguiente:




- Por la existencia de afloramientos rocosos en ambos márgenes en el presente proyecto no se considera a la socavación como pámetro de diseño.

- El sub suelo en el área del presente Estudio de Mecánica de Suelos, presenta la siguiente **Estratigrafía**, en función de los resultados de Clasificación de Suelos:

| Perfíl de Suelos | | | |
|---|---|---|---|
| Pozos y/o Calicatas (C) | Caracterización de Estratos | | |
| | Estrato (E) | Profundidad | Composición |
| C-01 Margen Derecha | E-01 | 0.00 m – 7.50 m | ***Grava Mal Graduada con Arena + bolonería* (GP);** color Gris. |
| | E-02 | 7.50 m – 9.00 m | ***Roca Arenisca;*** fracturada, de color Gris - Verdoso. |
| | E-03 | 9.00 m – 15.00 m | ***Roca Arenisca;*** de color Gris Verdoso. |
| C-02 Margen Izquierda | E-02 | 0.00 m - 8.50 m. | ***Grava Mal Graduada con Arena + bolonería* (GP);** color Gris. |
| | E-03 | 8.50 m – 9.50 m | ***Roca Arenisca;*** fracturada, de color Gris - Verdoso. |
| | E-04 | 9.50 m – 15.00 m | ***Roca Arenisca;*** de color Gris Verdoso. |

- Se han realizado Ensayos de **Clasificación de Suelos** en los estratos de apoyo de la cimentación, habiéndose hallado los resultados siguientes:

| MUESTRA | POZO | ESTRATO Nº | PROFUNDIDAD | C. A. % | LP % | LL % | IP |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | C-02 | E-01 | 0,00 m.- 8,50 m. | 1.23 | NP | NP | NP |
| 2 | C-02 | E-02 | 8,50 m.- 9,50 m. | - | - | - | - |
| 3 | C-02 | E-03 | 9,50 m.- 15,00 m. | - | - | - | - |
| 4 | C-01 | E-01 | 0,00 m.- 7,50 m. | 6.90 | NP | NP | NP |
| 5 | C-01 | E-02 | 7,50 m.- 9,00 m. | - | - | - | - |
| 6 | C-01 | E-03 | 9,00 m.- 15,00 m. | - | - | - | - |

| Pozo y/o Calicata (C) | Nº | Cu | Cc | CLASIFICACION SUCS | Descripción | Color |
|---|---|---|---|---|---|---|
| C-02 | E-02 | 174.49 | 0.56 | **GP** | **Grava Mal Graduada con Arena** | Marrón |
| C-02 | E-03 | - | - | **R** | **Roca (fracturada)** | Gris |
| C-02 | E-04 | - | - | **R** | **Roca** | Gris - Verdoso |
| C-01 | E-02 | 220.43 | 0.10 | **GP** | **Grava Mal Graduada con Arena** | Marrón |
| C-01 | E-03 | - | - | **R** | **Roca (fracturada)** | Gris |
| C-01 | | - | - | **R** | **Roca** | Gris - Verdoso |

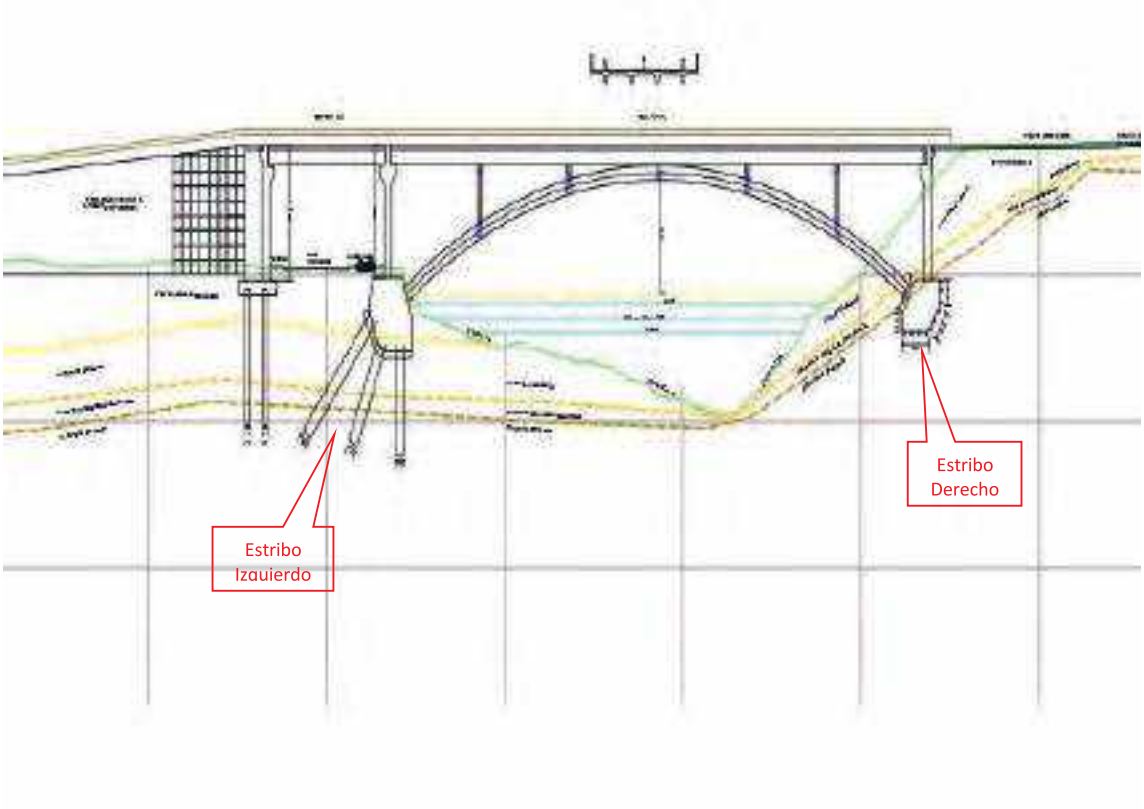
- Resistencia a la Compresión de Corazones Diamantinos

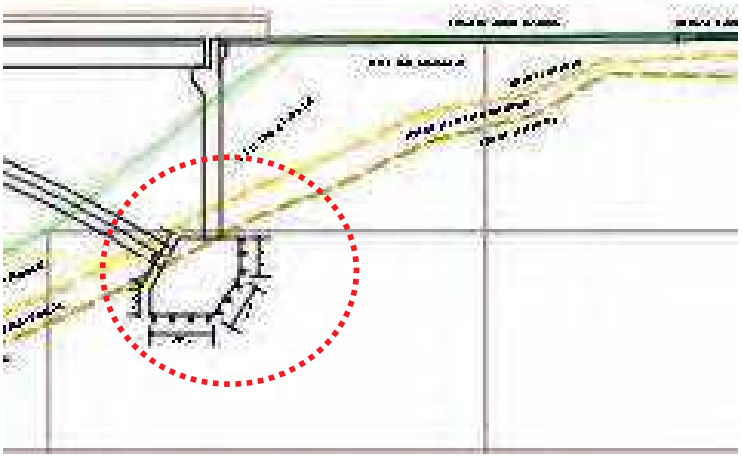
| Item. | Descripción | L | D | RELACIÓN | Resistencia | Resistencia |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | alto cm | Diam cm | L/D | kgf | (kg/cm²) |
| 1 | M-01 | 10.00 | 5.50 | 1.82 | 21580.00 | 908.78 |
| 2 | M-02 | 10.00 | 5.50 | 1.82 | 20990.00 | 883.93 |
| 3 | M-03 | 10.00 | 5.50 | 1.82 | 17300.00 | 728.54 |
| 4 | M-04 | 10.00 | 5.50 | 1.82 | 18520.00 | 779.91 |
| 5 | M-05 | 10.00 | 5.50 | 1.82 | 18680.00 | 786.65 |
| 6 | M-06 | 10.00 | 5.50 | 1.82 | 19260.00 | 811.08 |

- Se ha realizado Ensayos de **Resistencia Mecánica**, habiéndose hallado los resultados siguientes. Los parámetros que se presentan corresponden a los obtenidos a partir de los ensayos de Corte Directo en Laboratorio, más desfavorables, en los niveles de fundación previstos.

| Pozos y/o Calicatas (C) | Caracterización de Estratos | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | Estrato (E) | Profundidad | φ (°) | C Kg/cm$^2$ | γ tn/m$^3$ | γsat tn/m$^3$ |
| **C-01 Margen Derecha** | E-01 | 0.00 m – 7.50 m | 32.84 | - | 1.88 | 1.94 |
| | E-02 | 7.50 m – 9.00 m | 37.99 | - | 2.18 | 2.20 |
| | E-03 | 9.00 m – 15.00 m | 40.36 | - | 2.30 | 2.40 |
| **C-02 Margen Izquierda** | E-01 | 0.00 m - 8.50 m. | 33.04 | - | 1.89 | 1.95 |
| | E-02 | 8.50 m – 9.50 m | 36.29 | | 2.13 | 2.20 |
| | E-03 | 9.50 m – 15.00 m | 40.36 | - | 2.30 | 2.40 |

- Se ha calculado la ***Capacidad de Carga Admisible del Suelo*** a diferentes profundidades.

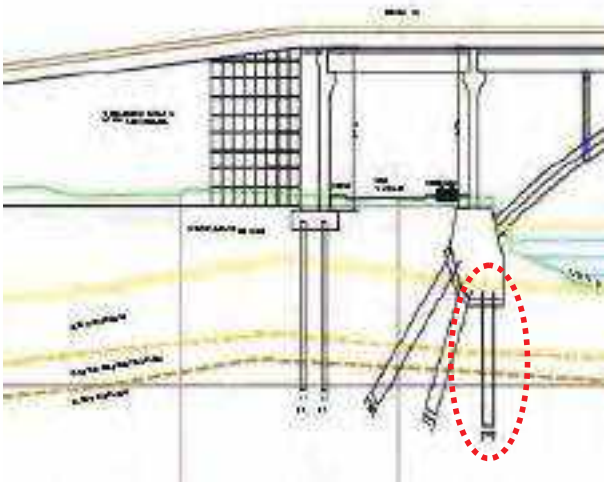




**ESTRIBO DERECHO.**

| Prof. De Cimentación* (metros) | Q admisible ($kg/cm^2$) | Asentamiento (cm) |
|---|---|---|
| 10.00 | 18.12 | - |

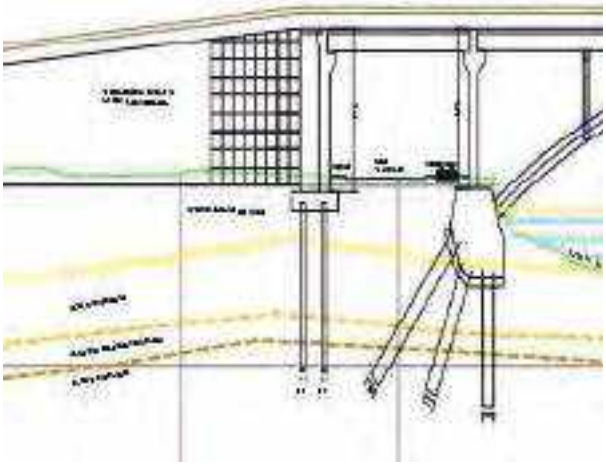
** A nivel de la vìa*



**ESTRIBO IZQUIERDO.**

| Prof. De Cimentación* (metros) | Q admisible ($kg/cm^2$) | Asentamiento (cm) |
|---|---|---|
| 12.00 | 14.70 | - |

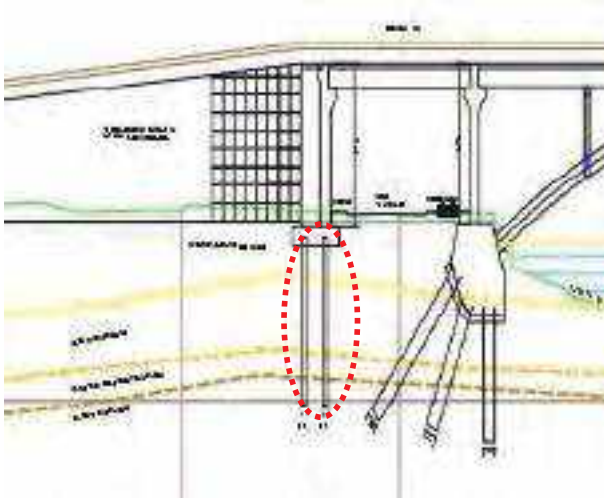
** A nivel de la vìa ferrobiaria*



**ESTRIBO IZQUIERDO.**

| Prof. De Cimentación* (metros) | Q admisible ($kg/cm^2$) | Asentamiento (cm) |
|---|---|---|
| 6.00 | 7.16 | 5.036 |

** A nivel de la vìa ferrobiaria*



**ESTRIBO IZQUIERDO.**

| Prof. De Cimentación* (metros) | Q admisible ($kg/cm^2$) | Asentamiento (cm) |
|---|---|---|
| 10.80 | 11.03 | - |

** A nivel de la vìa ferrobiaria*

# ANEXO B: ESTUDIO GEOLOGICO Y GEOTECNICO

## ESTUDIO GEOFISICO

## ESTUDIO DE SPT

## ENSAYO DE ROTURA DE ROCA

INFORME TÉCNICO

# OBTENCIÓN DE CORAZONES DIAMANTINOS




PROYECTO:

# "DISEÑO PARA EL MEJORAMIENTO EN LA TRANSITABILIDAD, PROPUESTA ESTRUCTURAL EN EL PUENTE PACHAR, OLLANTAYTAMBO - CUSCO, 2019"

UBICACIÓN:

DISTRITO : OLLANTAYTAMBO.
PROVINCIA : URUBAMBA.
REGION : CUSCO.

PROFESIONAL RESPONSABLE:

JULIO 2020

| | | |
|---|---|---|
| GEOtest | **RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DE CORAZONES DIAMANTINOS**<br>**MTC E 704 - 2000** | CODIGO :<br>REVISION :<br>FECHA :<br>PAGINA : 1 |

| | | | |
|---|---|---|---|
| **Proyecto :** | **"DISEÑO PARA EL MEJORAMIENTO ENLA TRANSITABILIDAD, PROPUESTA ESTRUCTURAL EN EL PUENTE PACHAR, OLLANTAYTAMBO - CUSCO, 2019"** | **Fecha :** | JULIO 2020 |
| **Distrito :** | OLLANTAYTAMBO | **Motivo :** | |
| **Provincia :** | URUBAMBA | **Resp. Lab.:** | A.A.A. |
| **Region :** | CUSCO | **Esp. Geot.:** | A.A.A. |

**2.-DATOS DE LA MUESTRA O ESPECIMEN**

**DESCRIPICION:** 06 CORAZONES DIAMANTINOS DE ROCA DE 2"(PULG).

AREA: 23.75 cm2

**3.-ENSAYOS REALIZADOS**

| Item. | Descripción | L | D | RELACIÓN | FACTOR | Resistencia | Resis. Corr | Resistencia |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | alto cm | Diam cm | L/D | DE CORR. | kgf | kgf | (kg/cm$^2$) |
| 1 | M-01 | 10.00 | 5.50 | 1.82 | 1.00 | 21580.00 | 21580.00 | 908.78 |
| 2 | M-02 | 10.00 | 5.50 | 1.82 | 1.00 | 20990.00 | 20990.00 | 883.93 |
| 3 | M-03 | 10.00 | 5.50 | 1.82 | 1.00 | 17300.00 | 17300.00 | 728.54 |
| 4 | M-04 | 10.00 | 5.50 | 1.82 | 1.00 | 18520.00 | 18520.00 | 779.91 |
| 5 | M-05 | 10.00 | 5.50 | 1.82 | 1.00 | 18680.00 | 18680.00 | 786.65 |
| 6 | M-06 | 10.00 | 5.50 | 1.82 | 1.00 | 19260.00 | 19260.00 | 811.08 |




**TESTIGO CILÍNDRICO Nº 01**
Vista del Corazón Diamantino durante del Ensayo de Resistencia a la Compresión.




**TESTIGO CILÍNDRICO Nº 01**
Vista de la briqueta durante del Ensayo de Resistencia a la Compresión.




**TESTIGO CILÍNDRICO Nº 02**
Vista del Corazón Diamantino durante del Ensayo de Resistencia a la Compresión.




**TESTIGO CILÍNDRICO Nº 02**
Vista de la briqueta durante del Ensayo de Resistencia a la Compresión.




**TESTIGO CILÍNDRICO Nº 03**
Vista del Corazón Diamantino durante del Ensayo de Resistencia a la Compresión.




**TESTIGO CILÍNDRICO Nº 03**
Vista de la briqueta durante del Ensayo de Resistencia a la Compresión.




**TESTIGO CILÍNDRICO Nº 04**
Vista del Corazón Diamantino durante del Ensayo de Resistencia a la Compresión.




**TESTIGO CILÍNDRICO Nº 04**
Vista de la briqueta durante del Ensayo de Resistencia a la Compresión.




**TESTIGO CILÍNDRICO Nº 05**
Vista del Corazón Diamantino durante del Ensayo de Resistencia a la Compresión.




**TESTIGO CILÍNDRICO Nº 05**
Vista de la briqueta durante del Ensayo de Resistencia a la Compresión.




**TESTIGO CILÍNDRICO Nº 06**
Vista del Corazón Diamantino durante del Ensayo de Resistencia a la Compresión.




**TESTIGO CILÍNDRICO Nº 06**
Vista de la briqueta durante del Ensayo de Resistencia a la Compresión.

# ANEXO C: CONTEO VEHICULAR

PERÚ | Ministerio de Transportes y Comunicaciones

FORMATO Nº 1.3

# FORMATO DE CONTEO Y CLASIFICACIÓN VEHICULAR

| | |
|---|---|
| TRAMO DE LA CARRETERA | Urubamba – Ollantaytambo |
| SENTIDO | E → / S → |
| UBICACIÓN | Localidad de pachar 1BL, Lat -13.2831, Long 72.2332 |

| | | | |
|---|---|---|---|
| ESTACIÓN | Pachar | | |
| CÓDIGO DE LA ESTACIÓN | 02 | | |
| DÍA Y FECHA | Martes 3. | 26 | 02 | 20 |

| HORA | SENTIDO | AUTO | STATION WAGON | CAMIONETAS | | | MICRO | BUS | | CAMION | | | SEMI TRAYLER | | | | TRAYLER | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | PICK UP | PANEL | RURAL Combi | | 2 E | >=4 E | 2 E | 3 E | 4 E | 2S1/2S2 | 2S3 | 3S1/3S2 | >=3S3 | 2T2 | 2T3 | 3T2 | >=3T3 |
| CANTIDAD VEH | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 00 A 01 | E | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | S | 1 | | ☐ | | 1 | | ☐ | ☒ | ☐ | | | | | | | | | | |
| 01 A 02 | E | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | S | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 02 A 03 | E | 1 | 1 | ☐ | | 1 | | | | | | | | | | | | | | |
| | S | 1 | | ☐ | | 1 | | | ☒ | ☐ | | | | | | | | | | |
| 03 A 04 | E | ☒☐ | ☐ | 1 | | | ☐ | 1 | 1 | | | | | | | | | | | |
| | S | ☒☒ | ☐ 1 | ☐ | 1 | 1 | | | | ☐ | | | | | | | | | | |

ENCUESTADOR _____ JEFE DE BRIGADA _____ RVS REVISOR Angel Quispe y Rocal Huamán SUPERVISOR _____

PERÚ | Ministerio de Transportes y Comunicaciones

FORMATO Nº 1.2

# FORMATO DE CONTEO Y CLASIFICACIÓN VEHICULAR

| | | | |
|---|---|---|---|
| TRAMO DE LA CARRETERA | Urubamba - Ollantaytambo | | |
| SENTIDO | E ← | → S | |
| UBICACIÓN | Localidad de Pachar Ref. Lat. -13.2635 Long. -72.7853 | | |

| | | | |
|---|---|---|---|
| ESTACIÓN | PUENTE PACHAR | | |
| CÓDIGO DE LA ESTACIÓN | C1 | | |
| DÍA Y FECHA | Miercoles | 26 | 02 | 20 |

| HORA | SENTIDO | AUTO | STATION WAGON | CAMIONETAS | | | MICRO | BUS | | CAMION | | | SEMI TRAYLER | | | | TRAYLER | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | PICK UP | PANEL | RURAL COMB. | | 2 E | >=3 E | 2 E | 3 E | 4 E | 2S1/2S2 | 2S3 | 3S1/3S2 | >= 3S3 | 2T2 | 2T3 | 3T2 | >=3T3 |
| DIGERA VEH. | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 04 A 05 | E | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | S | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 05 A 06 | E | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | S | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 06 A 07 | E | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | S | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 07 A 08 | E | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | S | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

ENCUESTADOR: _____ JEFE DE BRIGADA: _____ RESPONSABLE: Angel Duran y Raul Huaman SUPERVISOR: _____

PERÚ | Ministerio de Transportes y Comunicaciones

FORMATO Nº 1.E

# FORMATO DE CONTEO Y CLASIFICACIÓN VEHICULAR

| | | | |
|---|---|---|---|
| TRAMO DE LA CARRETERA | Urubamba - Ollantaytambo | | |
| SENTIDO | E → | | S → |
| UBICACIÓN | Localidad de Pachar Km. 14+700 long. 12.2737 | | |

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| ESTACIÓN | Pachar | | | |
| CÓDIGO DE LA ESTACIÓN | C1 | | | |
| DÍA Y FECHA | Miercoles | 26 | 02 | 20 |

| HORA | SENTIDO | AUTO | STATION WAGON | CAMIONETAS | | | MICRO | BUS | | CAMION | | | SEMI TRAYLER | | | | TRAYLER | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | PICK UP | PANEL | RURAL Combi | | 2 E | >=4 E | 2 E | 3 E | 4 E | 2S1/2S2 | 2S3 | 3S1/3S2 | >= 3S3 | 2T2 | 2T3 | 3T2 | >=3T3 |
| 08 A 09 | E | 24 | 2 | 3 | 1 | 2 | 3 | 1 | | 2 | 1 | | | | | 1 | | | | 1 |
| | S | 5 | 1 | 2 | 2 | 2 | 2 | 1 | 1 | 1 | 1 | | 1 | | | 1 | | | | 1 |
| 09 A 10 | E | 6 | 3 | 3 | 3 | 3 | 2 | 2 | | 2 | | | | | | | | | | |
| | S | 5 | 2 | 3 | 3 | 2 | 1 | 1 | | 1 | 1 | | | | | | | | | |
| 10 A 11 | E | 6 | 1 | 3 | 2 | 3 | 3 | 2 | | 2 | 1 | | | | | 1 | | | | |
| | S | 5 | 1 | 2 | 2 | 1 | 1 | 1 | | 1 | 1 | | | | | | | | | |
| 11 A 12 | E | 6 | 2 | 3 | 2 | 2 | 2 | 2 | | 1 | 1 | | | | | | | | | |
| | S | 5 | 3 | 4 | 2 | 2 | 1 | | | 1 | | | | | | | | | | |

ENCUESTADOR: _____ JEFE DE BRIGADA: _____ RESPONS. Angel Peran y Renzo Huamani SUPERVISOR: _____

PERÚ | Ministerio de Transportes y Comunicaciones

FORMATO Nº 1.3

# FORMATO DE CONTEO Y CLASIFICACIÓN VEHICULAR

| | | | |
|---|---|---|---|
| TRAMO DE LA CARRETERA | Urubamba - Ollantaytambo | | |
| SENTIDO | E ← | S → | |
| UBICACIÓN | Localidad de Pachar Km. Lat. -13.2832 Long. -72.2333 | | |

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| ESTACIÓN | Puente Pachar | | | |
| CÓDIGO DE LA ESTACIÓN | 01 | | | |
| DÍA Y FECHA | Miercoles | 26 | 02 | 20 |

| HORA | SENTIDO | AUTO | STATION WAGON | CAMIONETAS | | | MICRO | BUS | | CAMION | | | SEMI TRAYLER | | | | TRAYLER | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | PICK UP | PANEL | RURAL CARGA | | 2E | >=3E | 2E | 3E | 4E | 2S1/2S2 | 2S3 | 3S1/3S2 | >=3S3 | 2T2 | 2T3 | 3T2 | >=3T3 |
| DIA/NOCHE | VEH. | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 12 A 13 | S | 5 | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | E | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 13 A 14 | E | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | S | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 14 A 15 | E | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | S | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 15 A 16 | E | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | S | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

ENCUESTADOR: _____ JEFE DE BRIGADA: _____ VO BO RESPONS: Angel Duran y Raul Huaman SUPERVISOR: _____

PERÚ | Ministerio de Transportes y Comunicaciones

FORMATO N° 1.3

# FORMATO DE CONTEO Y CLASIFICACIÓN VEHICULAR

| | | | |
|---|---|---|---|
| TRAMO DE LA CARRETERA | Urubamba - Ollantaytambo | | |
| SENTIDO | C: ← | S: → | |
| UBICACIÓN | Localidad de pachar Izq. Lat. -13.2837 Long. -72.2383 | | |

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| ESTACIÓN | Pachar | | | |
| CÓDIGO DE LA ESTACIÓN | 01 | | | |
| DÍA Y FECHA | Miercoles | 26 | 02 | 20 |

| HORA | SENTIDO | AUTO | STATION WAGON | CAMIONETAS: PICK UP | CAMIONETAS: PANEL | CAMIONETAS: RURAL (COMBI) | MICRO | BUS: 2 E | BUS: >=3 E | CAMION: 2 E | CAMION: 3 E | CAMION: 4 E | SEMI TRAYLER: 2S1/2S2 | SEMI TRAYLER: 2S3 | SEMI TRAYLER: 3S1/3S2 | SEMI TRAYLER: >= 3S3 | TRAYLER: 2T2 | TRAYLER: 2T3 | TRAYLER: 3T2 | TRAYLER: >=3T3 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| 16 | E | 4 | 2 | 3 | 2 | 2 | 3 | 1 | | 2 | 1 | | | | | 1 | | | | 1 |
| A | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 17 | S | 5 | 2 | 1 | 1 | 1 | 4 | 2 | 1 | 2 | 1 | 1 | | | | 1 | | | | |
| 17 | E | 3 | 2 | 2 | 2 | 1 | 3 | 1 | | 1 | | | | | | | | | | |
| A | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 18 | S | 5 | 1 | 3 | 2 | 1 | 3 | | 1 | 1 | 1 | | | | | 1 | | | | |
| 18 | E | 4 | 2 | 3 | 2 | 1 | 3 | 1 | | 1 | | | | | | | | | | |
| A | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 19 | S | 5 | 3 | 2 | 3 | 1 | 4 | 2 | 1 | 1 | 1 | 1 | | | | | | | | |
| 19 | E | 3 | 1 | 1 | 1 | | 2 | 1 | | | | | | | | | | | | |
| A | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 20 | S | 5 | 3 | 4 | 2 | 1 | 2 | 3 | 2 | 1 | 1 | | | | | | | | | |

ENCUESTADOR: _____ JEFE DE BRIGADA: _____ ANS RESPONS: Angel Puma y Raul Huaman SUPERVISOR: _____

PERÚ | Ministerio de Transportes y Comunicaciones

FORMATO N° 1.3

# FORMATO DE CONTEO Y CLASIFICACIÓN VEHICULAR

| | | | |
|---|---|---|---|
| TRAMO DE LA CARRETERA | Urubamba - Ollantaytambo | | |
| SENTIDO | E ← | S → | |
| UBICACIÓN | localidad de pachar. Lat. -13.2833 long. -72.2332 | | |

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| ESTACIÓN | Pachar | | | |
| CÓDIGO DE LA ESTACIÓN | 03 | | | |
| DÍA Y FECHA | Miercoles | 26 | 03 | 20 |

| HORA | SENTIDO | AUTO | STATION WAGON | CAMIONETAS: PICK UP | CAMIONETAS: PANEL | CAMIONETAS: RURAL Combi | MICRO | BUS: 2E | BUS: >=3E | CAMION: 2E | CAMION: 3E | CAMION: 4E | SEMI TRAYLER: 2S1/2S2 | SEMI TRAYLER: 2S3 | SEMI TRAYLER: 3S1/3S2 | SEMI TRAYLER: >= 3S3 | TRAYLER: 2T2 | TRAYLER: 2T3 | TRAYLER: 3T2 | TRAYLER: >=3T3 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| DIA/NOCHE | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 21 A 22 | E | 4 1 | 1 | 2 1 | | 1 | 2 1 | 1 | | 1 | | | 1 | | | | | | | |
| | S | 3 1 | 1 | 2 1 | 1 | 1 | 2 | 1 1 | | 1 | | | | | | | | | | |
| 21 A 22 | E | 2 1 | 1 | 2 1 | | 1 | 2 1 | 1 | | | | | | | | | | | | |
| | S | 4 1 | | 2 1 | | | 3 1 | 2 1 | | 1 | | 1 | | | | | | | | |
| 22 A 23 | E | 4 1 | 1 | 2 1 | 1 | | 1 1 | 1 | | | | | | | | | | | | |
| | S | 4 1 | 1 | 2 | | | 2 1 | 1 | | 1 | | | | | | | | | | |
| 23 A 24 | E | 2 1 | 1 | 1 | | | 1 1 | | | 1 | | | | | | | | | | |
| | S | 4 1 | 2 | 2 | 1 | | 1 | 1 | | | | | | | | | | | | |

ENCUESTADOR: _____ JEFE DE BRIGADA: _____ RECEPCIONÓ: Angel Duran y Raul Huaman SUPERVISOR: _____

# ANEXO D: ESTUDIO HIDROLOGICO

## MEMORIA DE CALCULO HIDROLOGICO

# 1.0. ESTUDIO HIDROLOGICO

## 1.1. DELIMITACION DE CUENCA

i) UBICACION DE LA CUENCA

La cuenca de interes conforman la cuenca Vilcanota y la Cabecera de la cuenca Urubamba; inicia en la localidad de LA RAYA y el punto de control para nuestro interes es la localidad de PACHAR.

***INICIO DE LA CUENCA:***

Localidad : LA RAYA
Distrito : Marangani
Provincia : Canchis
Region : Cusco

Proyeccion y Datums :UTM - WGS84
Zona : 19L
Longitud : 285 772 m E 70°59'15.55" O
Latitud : 8 397 678 m S 14°29'6.86" S
Altitud : 4327 msnm

***FIN DE LA CUENCA:***

Localidad : PACHAR
Distrito : Ollantaytambo
Provincia : Urubamba
Region : Cusco

Proyeccion y Datums :UTM - WGS84
Zona :18L
Longitud :801 336 m E 72°13'8.85" O
Latitud :8 531 046 m S 13°16'21.11" S
Altitud :2825 msnm

fig.1. Tramo del Rio principal.




Fuente: Google Earth.

ii) ANTECEDENTES DE LA CUENCA

En la actualidad la Autoridad Nacional de Agua (ANA) es la maxima entidad que esta a cargo de la admnistracion del agua Urubamba-Vilcanota. cuya mision es ejercer la rectoria tecnica-normativa y establecer los procedimiento para al gestion integrada de los recursos hidricos.

Codigo : XII
Area : 58 735 km ^ 2
Porcentaje : 4.6%

Fig. 2. La cuenca Urubamba-Vilcanota Administrada por la ANA sector Cusco.




Fuente: Autoridad Nacional de Agua (ANA).

En el siguiente imagen se muestra las franjas marginales de la cuenca vilcanota con sus respectivos longitudes, margen derecha y margen izquierda

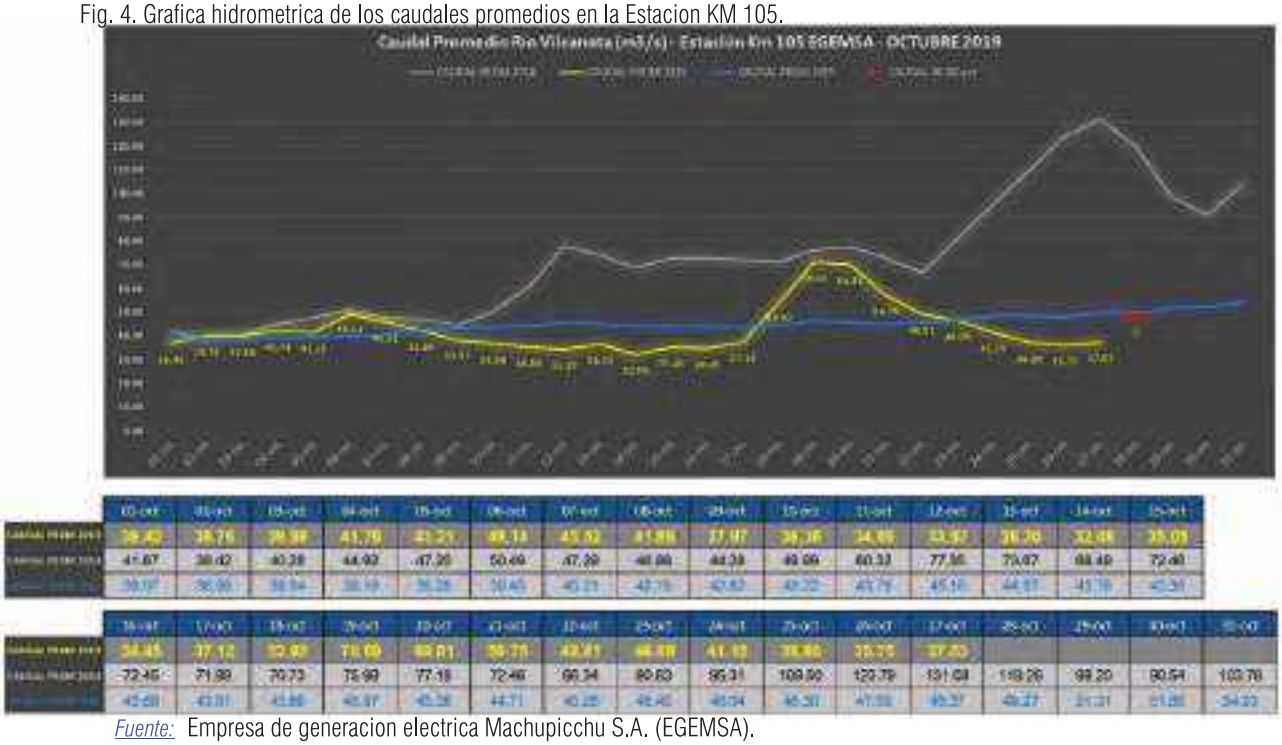
Fig. 3 Fajas marginales de la cuenca Vilcanota.




*Fuente: Autoridad Nacional de Agua (ANA).*

La estacion Meteorologica de Machupicchu es monitoriado y controlado por EGEMSA, teniendo la siguiente informacion Hidrometrica de los caudales.
En la imagen se tiene el ploteo de los caudales promedios de los años 2018 y 2019, tambien se incluye el caudal promedio historico.

Fig. 4. Grafica hidrometrica de los caudales promedios en la Estacion KM 105.



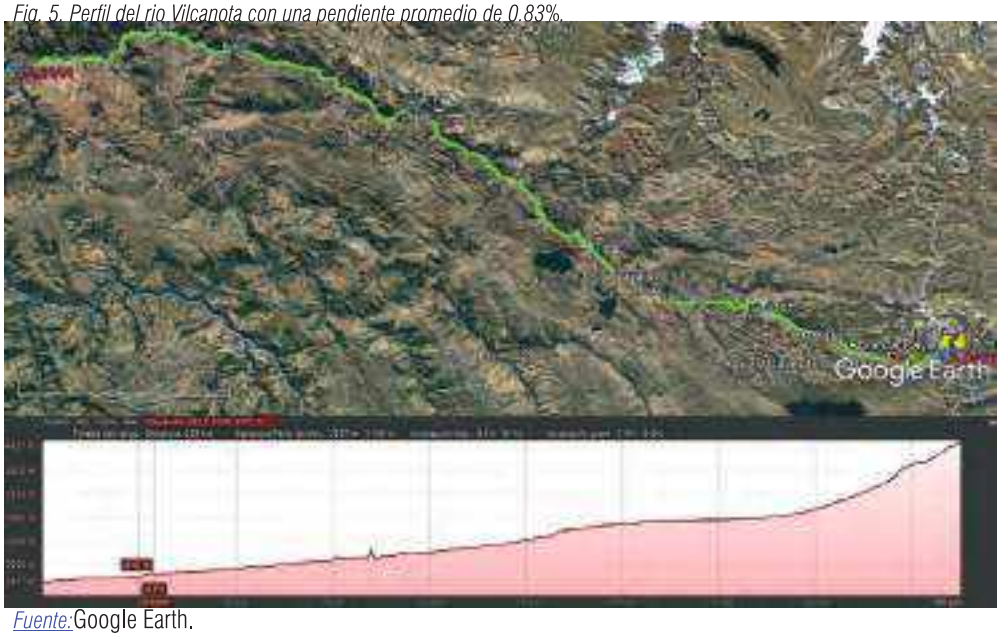

*Fuente:* Empresa de generacion electrica Machupicchu S.A. (EGEMSA).

iii) DELIMITACION DE LA CUENCA

Para la delimitacion de la cuenca utilizaremos el software AQUOVEO WMS, este software esta especiaizado para dar tratamieno a las cuendas y trabaja con GIS asi mismo tambien esta implementado internamente con otros softwars con HEC-1, HEC-HMS, etc. en la cual calcularemos los parametros geomorfologicos basicos de la cuenca de interes.

Nuestro punto de control es en la localidad de PACHAR, como se visualiza en la imagen ... , tambien se resalta el trayecto del rio principal que da su inicio desde la localidad de la RAYA.
cota superior del rio :4327 msnm
cota inferior del rio :2825 msnm
pendiente promedio :0.83%

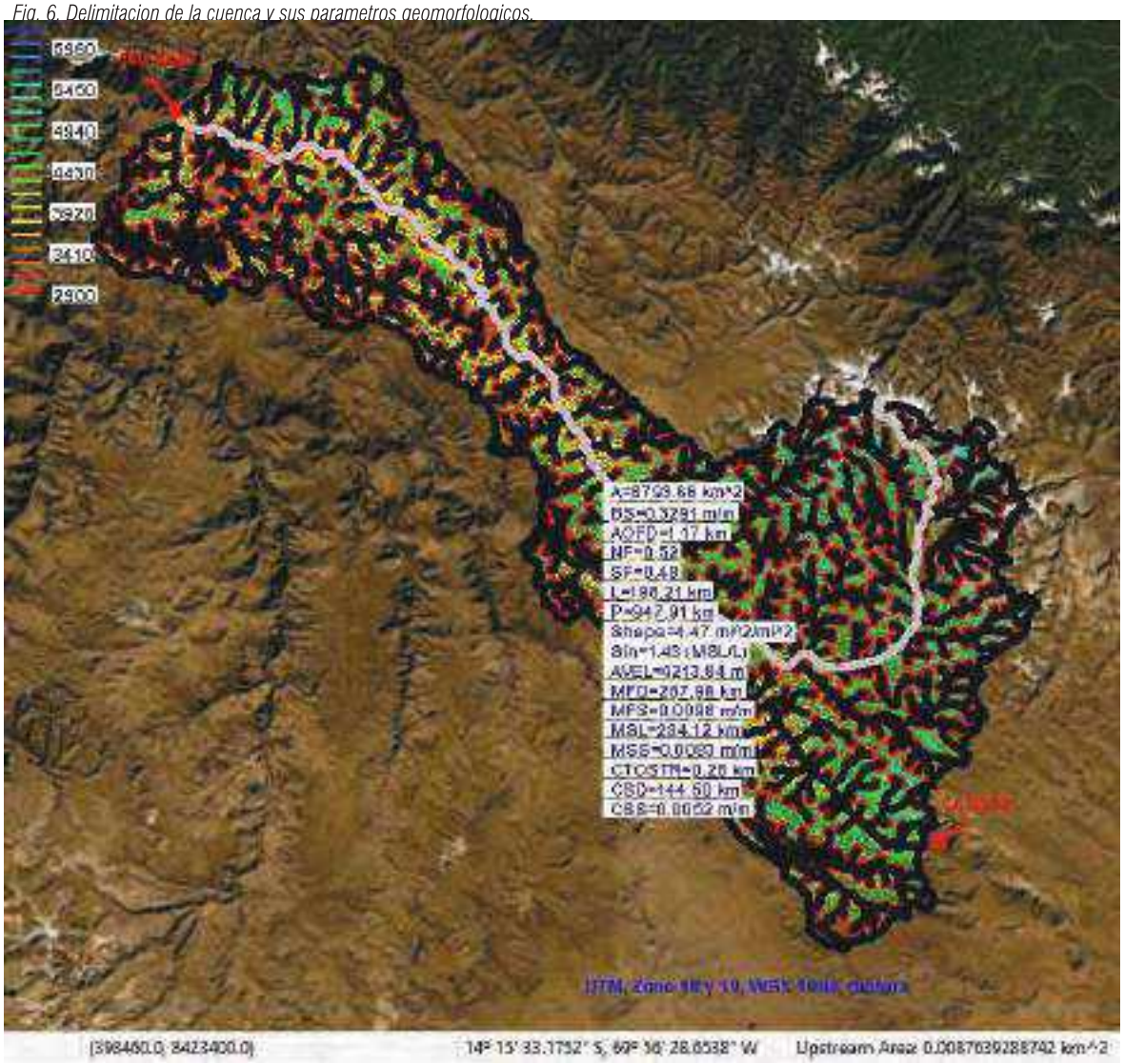
*Fig. 5. Perfil del rio Vilcanota con una pendiente promedio de 0.83%.*




*Fuente:*Google Earth.

Utilizando el software AQUOVEO WMS se delimito la cuenca con punto de control en la localidad de PACHAR como se muestra en la imagen ..., luego realizaremos la extraccion de los parametros geomorfologicos de la cuenca.

*Fig. 6. Delimitacion de la cuenca y sus parametros geomorfologicos.*



iv) SELECCION DE PERIODO DE RETORNO (Tr)

El periodo de retorno se define como el tiempo promedio en el que el caudal pico de juna creciente determinada es igualdo o superado una vez cada T años al cual se le denomina Periodod de Retorno "T".
El riesgo es la probabilidad de que una estructura falle, este parametro esta en funcion del Periodo de retorno y la vida util de la estructura.
La vida util de las estructuras dependen del nivel de importancia. El AASHTO-LRFD define la vida util para puentes n=75años como base para diferentes tipologia de puentes.
en el siguiente tabla se muestra una tabulacion de valores de Periodo de retorno para diferentes riesgos admisibles y diversos tipolofgias de estructuras:

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^{n}$$

$$T = \frac{1}{1 - \sqrt[n]{1 - R}}$$

Tabla 1. Valores de periodo de retorno para diferentes años de vida util de las estructuras.

| VALORES DE PERIODO DE RETORNO T (Años) | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| RIESGO ADMISIBLE | VIDA UTIL DE AS OBRAS (**n** años) | | | | | | | | | | | |
| R | 1 | 2 | 3 | 5 | 10 | 20 | 25 | 50 | 100 | 200 | 500 | 1000 |
| 0.01 | 100 | 199.5 | 299 | 498 | 995.5 | 1990.5 | 2488 | 4975.5 | 9950.4 | 19900 | 49750 | 99500 |
| 0.02 | 50 | 99.5 | 149 | 248 | 495.5 | 990.5 | 1238 | 2475.4 | 4950.3 | 9900.2 | 24750 | 49499 |
| 0.05 | 20 | 39.5 | 59.0 | 98.0 | 195.5 | 390.4 | 487.9 | 975.3 | 1950.1 | 3899.6 | 9748.4 | 19496 |
| 0.10 | 10 | 19.5 | 29.0 | 48.0 | 95.4 | 190.3 | 237.8 | 475.1 | 949.6 | 1898.7 | 4746.1 | 9491.7 |
| 0.20 | 5 | 9.5 | 14.0 | 22.9 | 45.3 | 90.1 | 112.5 | 224.6 | 448.6 | 896.8 | 2241.2 | 4481.9 |
| 0.25 | 4 | 7.5 | 10.9 | 17.9 | 35.3 | 70.0 | 87.4 | 174.3 | 348.1 | 695.7 | 1738.5 | 3476.6 |
| 0.50 | 2 | 3.4 | 4.8 | 7.7 | 14.9 | 29.4 | 36.6 | 72.6 | 144.8 | 289.0 | 721.8 | 1443.2 |
| 0.75 | 1.3 | 2 | 2.7 | 4.1 | 7.7 | 14.9 | 18.5 | 36.6 | 72.6 | 144.8 | 361.2 | 721.8 |
| 0.99 | 1.0 | 1.1 | 1.3 | 1.7 | 2.7 | 4.9 | 5.9 | 11.4 | 22.2 | 43.9 | 109.1 | 217.6 |
| 1.00 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |

En el siguiente cuadro se muestra valores referenciales de Riesgo (R) y Vida Util (n) para diferentes estructuras
Tabla 2. Valores de riesgo admisible para obras de drenaje.

| VALORES MAXIMOS RECOMENDADOS DE RIESGO ADMISIBLE DE OBRAS DE DRENAJE | | |
|---|---|---|
| TIPO DE OBRA | RIESGO ADMISIBLE (**) R (%) | VIDA UTIL CONSIDERADO (**n**, en años) |
| Puentes (*) | 25 | 40 |
| Alcantarillas de paso de quebradas importantes y badenes | 30 | 25 |
| Alcantarillas de paso quebradas menores y descarga de agua d | 35 | 15 |
| Drenaje de la plataforma (a nivel Longitudinal) | 40 | 15 |
| Subdrenes | 40 | 15 |
| Defensas Ribereñas | 25 | 40 |

- Para obtencion de la luz y nivel de aguas maximas extraordinarias.
- Se recomienda un periodo de retorno T de 500 años para el calculo de socavacion.

*Fuente: MTC, Manual de carreteras hidrologia, Hidraulica y Drenaje, 2008.*

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^{n} \quad ==> \text{Riesgo hidrologico}$$

$$P(x) = 1 - \frac{1}{T} \quad ==> \text{Probabilidad de ocurrencia de falla}$$

n : Vida util de la estructura (en años)
T : Periodo de Retorno (en años)
R : Riesgo de falla (adimensional)
P(x) : Probabilidad de ocurrencia

DATOS:

$R := 0.25$ $= 25\%$ => Para puentes

$n := 40$ años => Vida util para Puentes segun AASHTO-LRFD

$$T := \frac{1}{1 - \sqrt[n]{1-R}} = 139.5 \text{ años}$$ => Periodo de retorno calculado

$T := 140$ años => Periodo de retorno de DISEÑO a considerar

## 1.2. CARACTERIZACION GEOMORFOLOGICA DE LA CUENCA

### PARAMETROS DE FORMA DE LA CUENCA

Tabla 3. Parametros geomofrlogicos de la cuenca en estudio.

| PARAMETROS DE CUENCA | | | |
|---|---|---|---|
| Descripción | Simbolo | Unidad | CUENCA VILCANOTA |
| Area de cuenca | A | km2 | **8793.660** |
| Pendiente media de la cuenca | BS | m/m | **0.329** |
| Distancia media del flujo superficial en la cuenca | AOFD | km | 1.170 |
| Porcentaje de cuenca cuyo aspecto se dirige al Norte | NF | % | 0.520 |
| Porcentaje de cuenca cuyo aspecto se dirige al Sur | SF | % | 0.480 |
| Longitud de la cuenca | L | km | 198.210 |
| Perimetro de la cuenca | P | km | **947.910** |
| Factor de forma de cuenca | Forma | | 4.470 |
| Factor de sinuocidad de la cuenca | Sin | | 1.430 |
| Elevacion media de la cuenca | AVEL | m.s.n.m | **4213.840** |
| Distancia maxima de caudal de la cuenca, incluye tanto tierra flujo de canal | MFD | km | 287.960 |
| Pendiente del MFD | MFS | m/m | 0.0098 |
| Longitud de rio principal | MSL | km | **284.120** |
| Pendiente del rio principal | MSS | m/m | 0.0083 |
| Distancia desde el centroide de la cuenca hasta el punto más cercano asociado con el MFD | CTOSTR | km | 0.280 |
| Distancia desde el centroide de la cuenca hasta un punto de la corriente que forma parte del MFD | CSD | km | 144.500 |
| Pendiente de la CSD | CSS | m/m | 0.0052 |

***A*** El área de la cuenca en las unidades especificadas antes de calcular los parámetros de la cuenca.

***BS*** La pendiente promedio de la cuenca, o la pendiente promedio de los triángulos o celdas que comprenden esta cuenca. La pendiente de un triángulo o celda se calcula como el

***AOFD*** La distancia promedio de flujo terrestre dentro de la cuenca. Esto se calcula promediando la distancia terrestre recorrida desde el centroide de cada triángulo hasta la corriente más

***% NF*** El porcentaje de la cuenca cuyo aspecto se dirige al Norte, donde el Norte se define como la dirección Y positiva

***% SF*** El porcentaje de la cuenca cuyo aspecto se dirige al sur, donde el sur se define como la dirección Y negativa.

***L*** La longitud de la cuenca.

***P*** El perímetro de la cuenca.

***Forma*** El factor de forma de la cuenca, o la longitud dividida por el ancho.

***Sin*** El factor de sinuosidad de la corriente en la cuenca. Definido dividiendo la longitud máxima de la corriente en la cuenca por la longitud.

***AVEL*** La elevación media de la cuenca.

***MFD*** La distancia máxima de flujo dentro de una cuenca que incluye tanto el flujo terrestre como el canal.

***MFDS*** La pendiente de la MFD.

***CTOMFD*** La distancia desde el centroide de la cuenca hasta el punto más cercano asociado con el MFD.

***CSD*** La distancia desde el centroide de la cuenca hasta un punto en la corriente que es parte de

| | |
|---|---|
| | la MFD. La CSD difiere de la CTOMFD en que solo se refiere a la porción de flujo de canal o |
| ***CSS*** | La pendiente de la CSD. |
| ***MSL*** | La longitud máxima del flujo dentro de la cuenca. Esto se calcula determinando la distancia máxima recorrida cuando "fluye" hacia abajo desde la parte superior de las corrientes en |
| ***MSS*** | La pendiente de la MSL. |
| ***SL*** | Longitudes de flujo para cada segmento. |
| ***SS*** | Pendientes de corriente para cada segmento. |

i) AREA DE LA CUENCA (A)

Superficie comprendida dentro del poligono Divortium Aquarum

$A := 8793.66\ km^2$

ii) PERIMETRO DE LA CUENCA (P)

Longitud de la linea de Divertium Aquarium

$P := 947.91\ km$

iii) LONGITUD DEL RIO PRINCIPAL (L)

Mayor longitud de recorrido que realiza el rio, desde la cabecera de la cuenca hasta el punto de control de la cuenca.

$L := 198.21\ km$

iv) ANCHO PROMEDIO DE LA CUENCA (Ap)

El ancho promedio de la cuenca se puede obtener al dividir el area de la cuenca entre la longitud del cauce principal.

$A_p := \frac{A}{L} = 44.37\ km$

v) COEFICIENTE DE COMPACIDAD O indice de Gravelius (Kc)

parametro que relaciona el perimetro de la cuenca y el perimetro de un circulo de igual area que el de la cuenca, este parametro es adimensional.

Kc =1 tiempo de concentracion menor, cuenca circular, mayor tendencia a crecientes

Kc =2 tiempo de concentracion mayor, cuenca de forma alargada, menor tendencia a crecientes.

$K_c := 0.282 \cdot \frac{P}{\sqrt{A}} = 2.85$ => Por lo tanto la cuenca tiene forma alargada y debiendose estar menos expuesta a las crecientes que una cuenca de forma redondeada.

vi) FACTOR DE FORMA (Ff)

Este parametro midela tendencia de la cuenca hacia las crecidas rapidas y muy intensas a lentas y sostenidas, segun que su factor de forma.

este parametro es la relacion entre el area de la cuenca y el cuadrado de la longitud del rio principal, es adimensional.

Ff = 1 =>con salida de un de los lados

Ff = 0.79 => para un cuadrado con la salida en el punto medio.

Ff = 0.5 =>con salida en una esquina

$F_f := \frac{A}{L^2} = 0.22$ => este valor indica que la cuenca es de forma alargada y estaria menos sujeta a crecientes continuas

vii) RECTANGULO EQUIVALENTE (RE)

Repreentacion geometrica de una cuenca definida como un rectangulo que tenga la misma area de la cuenca, y sus longitudes estan dadas de la siguiente forma.

$R_{E_1} := 0.25 \cdot P + \sqrt{\left(\frac{P}{4}\right)^2 - A} = 454.61\ km$

$R_{E_2} := 0.25 \cdot P - \sqrt{\left(\frac{P}{4}\right)^2 - A} = 19.34\ km$

$L_m := \max\left(R_{E_1}, R_{E_2}\right) = 454.61\ km$

La cuenca de vilcanota tiene forma alargada (rectangular) ya que uno de los lados es mas del doble del otro lado

viii) RADIO DE CIRCULARIDAD (Rc)

Es la relacion del area de la cuenca y la del circulo que posee una circunferencia de longitu igual al perimetro de la cuenca.

Rc=1 => cuenca circular

Rc=0.785 => cuenca cuadrada

$R_c := 4 \cdot \pi \cdot \frac{A}{P^2} = 0.12$ => es una cuenca alargada ya que el valor esta por debajo de 0.785

## PARAMETROS DE RELIEVE DE LA CUENCA

i) ALTITUD MEDIA DE LA CUENCA (Hm)

este parametro es de suma importancia en zonas montañosas en el cual influye en el escurrimiento, asi mismo tambien afecta el regimen hidrologico , como el tipo de precipitacion, la temperatura, etc. y se determina de la siguiente manera:

$$H_m = \frac{\sum_{i=1}^{n}\left(C_i \cdot a_i\right)}{A}$$

$H_m$ : Elevacion media de la cuenca (msnm).

$C_i$ : Cota media del area i, delimitada por 2 curvas de nivel (msnm)

$a_i$ : area i entre curvas de nivel (km ^ 2)

A : area total de la cuenca (km ^ 2)

$H_m := 4213.84\ msnm$ =>Calculado por el software

ii) PENDIENTE MEDIA DE LA CUENCA (Sm)

Este parametro es importante debido a su relacion con el comportamiento hidraulico de drenaje de la cuenca.

$$S_m = \frac{H}{L_m}$$

$S_m$ : pediente media de la cuenca

H : desnivel total (cota de la parte alta - cota de la parte mas baja) (Km)

Lm : Lado mayor del rectangulo equivalente (Km)

$S_m := 0.329\ \frac{m}{m}$ =>Calculado por el software

iii) INDICE DE PENDIENTE DE LA CUENCA (Ip)

Representa la pendiente promedio de todas las areas elementales de la cuenca y es importante para la parte de la infiltracion , recarga de acuiferos y clasificacion de las cuencas.

$$I_P = \sum_{i=1}^{n}\sqrt{\beta_i\left(a_i - a_{i_1}\right)} \cdot \frac{1}{\sqrt{L}}$$

$$\beta_i = \frac{A_i}{A_T}$$

$I_P$ : indice de pendiente

n : numero de curvas de nivel existente en el rectangulo equivalente, incluido

a1, a2,... : cotas de las n curvas de nivel consideradas (Km)

$\beta_i$ : fraccion de la superficie total d ela cuenca comprendida entre las cotas $a_i - a_{i_1}$.

L : longitud del lado mayor del rectangulo equivalente (Km)

iv) COEFICIENTE DE MASIVIDAD (Cm)

Es la relacion entre la elevacion media y el area de la cuenca.

$$C_m = \frac{E}{A}$$

E : Extension media del escurrimiento superficial (km)

A : Area de la cuenca (km ^ 2)

v) COEFIENTE OROGRAFICO (Co)

Producto del coeficiente de masividad y de la elevacion media de la cuenca, permite determinar el relieve en distintos puntos de la cuenca.

$$C_o = C_m \cdot E$$

Cm :Coeficiente de masividad de la cuenca

E :Extension medida del escurrimiento superficial (km)

vi) COEFICIENTE DE TORRENCIALIDAD (Ct)

Relacion entre el numero de cursos de primer orden con el area de la cuenca.

$$C_t = \frac{N°\ R_1}{A}$$

N°R1 : Numero de rios de primer orden
A : Area d ela cuenca (km ^ 2)

## PARAMETROS DE LA RED HIDROGRAFICA DE LA CUENCA

i) TIPO DE CORRIENTE

Rios Perennes :son rios que contienen el agua permanentemente todo el año.
Rios Intermitentes :Son rios que en general contienen el agua solo durante epocas de lluvia y se secan en epocas de estiaje.
Rios Efimeros :Son rios que contienen el agua, solo cuando llueve, despues se secan (quebradas).

El rio vilcanota es de tipo PERENNE

ii) NUMERO DE ORDEN DEL RIO

Grado de ramificacion de las corrientes de agua, para su determinacion se considera el numero de bifurcaciones que tiene los tributarios, asignandoles un orden a cada uno de ellos en forma creciente desde su naciente hasta su desembocadura.

El rio vilcanota es de orden 5

iii) FRECUENCIA DE DESNSIDAD DE RIOS (Fr)

Es el numero de rios por unidad de superficie de la cuenca

$$Dr = \frac{N°\ rios}{A}$$

N°rios :Numero de rios de la cuenca
A :Area de la cuenca (km ^ 2)

iv) DENSIDAD DE DRENAJE (Dd)

Densidad entre la longitud total de los cursos de agua, perennes, intermitentes o efimeras de la cuenca.

$$D_d = \frac{L_T}{A}$$

Dd : Densidad de drenaje (km/km ^ 2)
$L_T$ : Longitud total de rios de la cuenca (km)
A : Area de la cuenca (km ^ 2)

v) EXTENSION MEDIA DEL ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL (E)

Es la relacion entre el area de la cuenca y la longitud total de la red hidrica de la misma cuenca.

$$E = \frac{A}{L_T}$$

$L_T$ :Longitud total de rios de la cuenca (km)
A : Area de la cuenca (km ^ 2)

vi) PENDIENTE MEDIA DEL RIO PRINCIPAL (Sm)

Pendiente media del rio principal; es la relacion entre la diferencia de alturas y la longitud del curso principal

$$S_m = \frac{H_M - H_m}{1000 \cdot L}$$

$S_m$ :Pendiente media del cauce principal (m/m)
L : Longitud del cauce Principal (km)
$H_M$, $H_m$ :Altura maxima y minima del lecho del rio Principal, refererido al nivel medio de las aguas del mar (msnm)

$$S_m := 0.0083\ \frac{m}{m}$$ => Calculado por el software

vii) ALTURA MEDIA DE DEL RIO PRINCIPAL (Hm)

Es el valor medio entre las alturas de los extremos del rio principal.

$$H = \frac{H_{max} - H_{min}}{2}$$

$H_{max}$ :Altura maxima del lecho del rio principal (msnm)
$H_{min}$ : Altura minima del lecho del rio principal (msnm)

viii) TIEMPO DE CONCENTRACION (Tc)

Es el tiempo que tarda el agua en su recorrido entre dos puntos determinados, punto mas alto de la cuenca y el punto mas bajo de la cuenca en estudio.

Para su calculo emplearemos uno de los metodos que a menudo se utiliza, la formula de KIRPICH

$$S := 0.0083 \frac{m}{m}$$

$$T_c := 0.0195 \cdot \frac{\left(L \cdot 1000 \cdot \frac{1}{km}\right)^{0.77}}{S^{0.385}} \cdot min = 1479\ min$$

$$T_c = 25\ hr$$

## 1.3. PRECIPITACION MAXIMA

i) DATOS DE LAS PRECIPITACIONES MAXIMAS

Tabla 4. Precipitaciones maximas de 24 horas de las Estaciones Sicuani, Granja Kayra y Machupicchu.

| Precipitacion Maxima 24 Horas de las Estaciones (mm) | | | |
|---|---|---|---|
| Año | Sicuani | Granja Kayra | Machupicchu |
| | 3564 msnm | 3219msnm | 2459msnm |
| 1958 | 46.2 | | |
| 1959 | | | |
| 1960 | 10 | | |
| 1961 | | | |
| 1962 | | | |
| 1963 | | | |
| 1964 | 33 | 23 | |
| 1965 | 24 | 31.4 | |
| 1966 | 31.5 | 38 | |
| 1967 | 29.8 | 42.1 | |
| 1968 | 43.7 | 24.6 | |
| 1969 | 20.1 | 25.1 | |
| 1970 | 31 | 44.8 | |
| 1971 | 31.8 | 36.1 | |
| 1972 | 24.7 | 36.6 | |
| 1973 | 26.8 | 28.4 | |
| 1974 | 32.5 | 22.8 | |
| 1975 | 25.4 | 24.6 | |
| 1976 | 22.6 | 20 | |
| 1977 | 24.8 | 33.9 | |
| 1978 | 42.8 | 27.2 | |
| 1979 | 28.7 | 39 | |
| 1980 | 37.2 | 38.2 | |
| 1981 | 35.5 | 40.2 | |
| 1982 | 23.8 | 29.6 | |
| 1983 | 46.2 | 21.4 | |
| 1984 | | 36.5 | |
| 1985 | | 31.2 | |
| 1986 | | 27.5 | |
| 1987 | | 42.1 | |
| 1988 | | 35.2 | |
| 1989 | | 41.9 | |
| 1990 | 23.9 | 26.5 | |
| 1991 | 29.2 | 37.6 | |
| 1992 | 27.4 | 22.6 | |

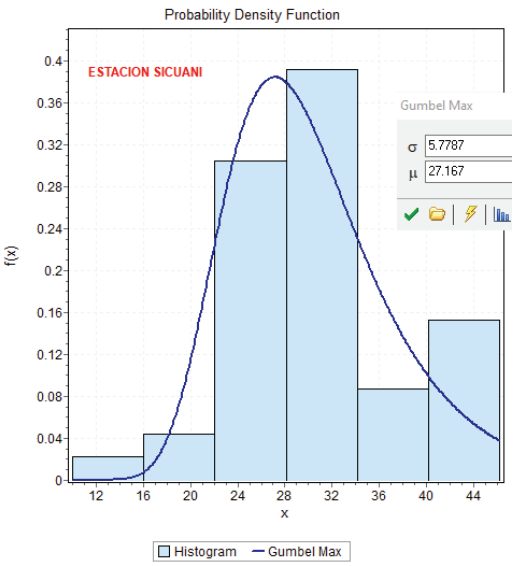
| | | | |
|---|---|---|---|
| 1993 | 30.4 | 44.1 | |
| 1994 | 24.5 | 39.6 | |
| 1995 | 27 | 34.6 | |
| 1996 | 40.6 | 24.6 | |
| 1997 | 40.5 | 47 | |
| 1998 | 28.8 | 35.9 | |
| 1999 | 24.8 | 19.3 | |
| 2000 | 25.8 | 25.5 | |
| 2001 | 36 | 31 | |
| 2002 | 34.6 | 26.7 | |
| 2003 | 30.4 | 24.6 | |
| 2004 | 34.1 | 30.8 | |
| 2005 | 44.4 | 27.8 | |
| 2006 | 29.8 | 51.6 | 46.6 |
| 2007 | 28.8 | 32.9 | 57.8 |
| 2008 | 31.3 | 27.9 | 51.5 |
| 2009 | 20 | | 57.5 |
| 2010 | 24.7 | 41.2 | 47.1 |
| 2011 | 34.1 | 29.8 | 50.2 |
| 2012 | 31.6 | 39.5 | 50.6 |
| 2013 | 28.3 | 27.2 | 39.8 |
| n | 46 | 49 | 8 |
| Promedio | 32.0 | 33.4 | 50.6 |
| Pmax | 46.2 | 51.6 | 57.8 |
| Pmin | 10 | 19.3 | 39.8 |
| Desv. Estandar | 10.41 | 12.51 | 7.04 |
| Varianza | 108.43 | 156.49 | 49.61 |
| coef. Varianza | 0.33 | 0.37 | 0.14 |
| Coef. De sesgo | 0.97 | 1.99 | 0.66 |

*Fuente: SENAMHI*

ESTACION DE SICUANI:

Izquierda: la Distribucion de los datos de la Estacion Sicuani, la mejor distribucion que se ajusta es Gumbel. Derecha: se muestra diferentes distribuciones que mejor se ajustan. La seleccion de la distribucion esta segun el criterio de Smirnov-Kolmogorov.

Fig. 7. Distribución de datos de la Estación Sicuani.



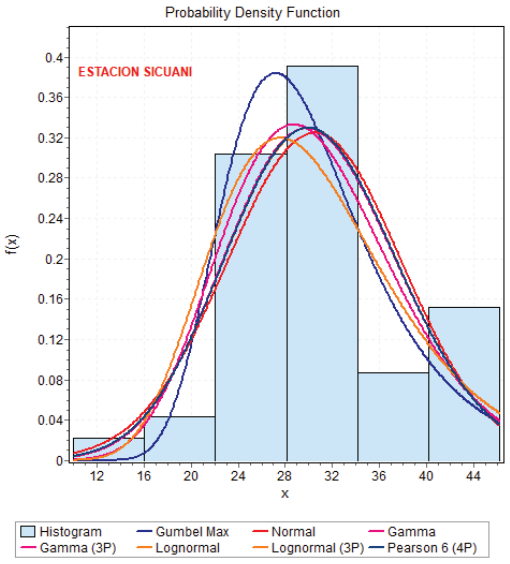
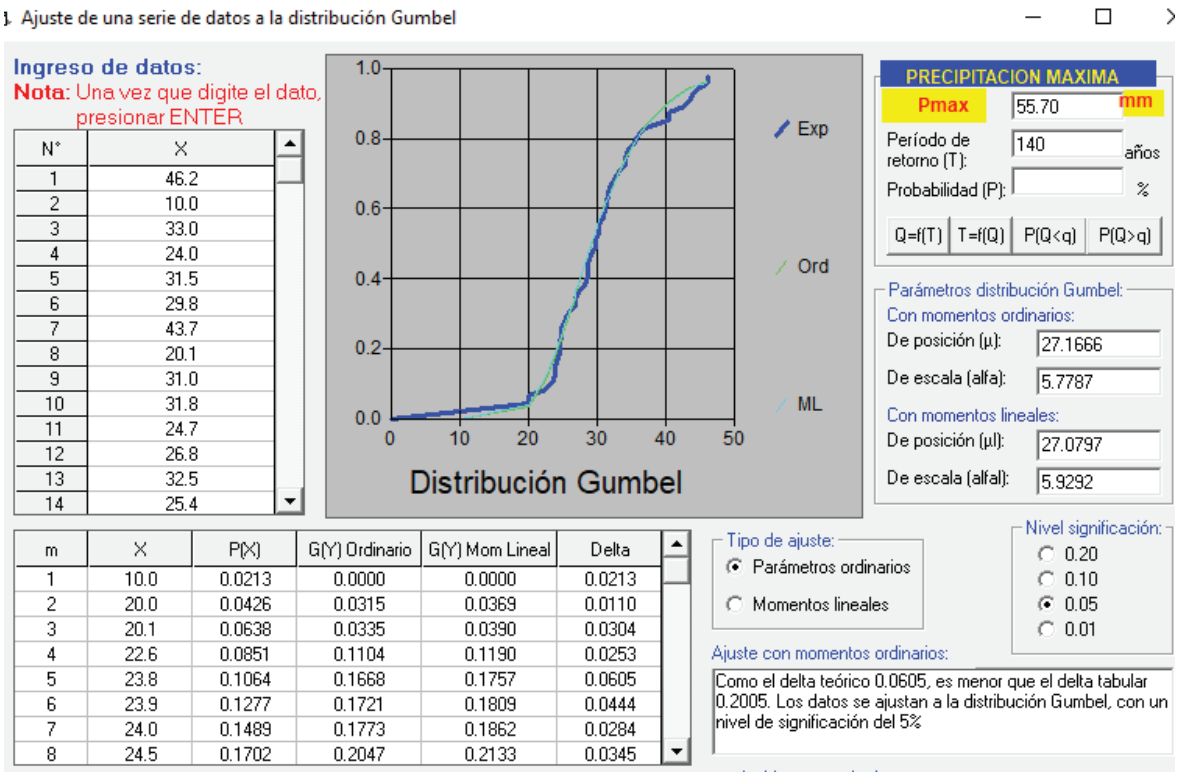



Fig. 8. Precipitacion maxima de 24 horas de la Estación Sicuani.




Para la estacion de Sicuani se ha realizado un mejor ajuste con la distribucion de Gumbel, con el cual se ha realizado un ajuste para la determinacion de la precipitacion maxima para un periodo de retorno de diseño de 140 años, asi obteniendose el siguiente dato:

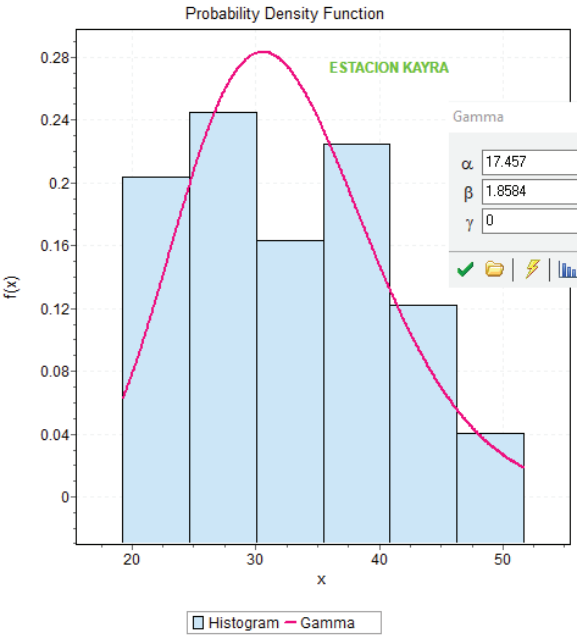
$$P_{max_E.sicuani_140años} := 55.70\ mm$$

$$P_{max_E.sicuani_10años} := 40.17\ mm$$

ESTACION DE KAYRA:

Izquierda: La Distribucion de los datos de la Estacion Kayra, la mejor distribucion que se ajusta es Gamma, Derecha: se muestra diferentes distribuciones que mejor se ajustan. La seleccion de la distribucion esta segun el criterio de Smirnov-Kolmogorov.

Fig. 9. Distribución de datos de la Estación Kayra.



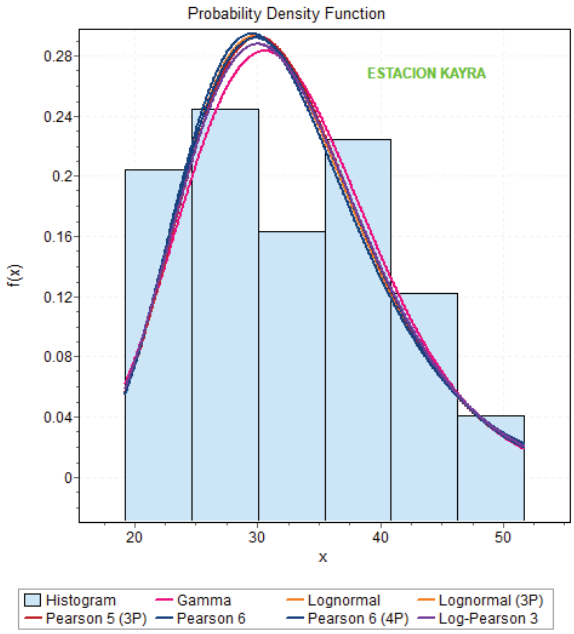
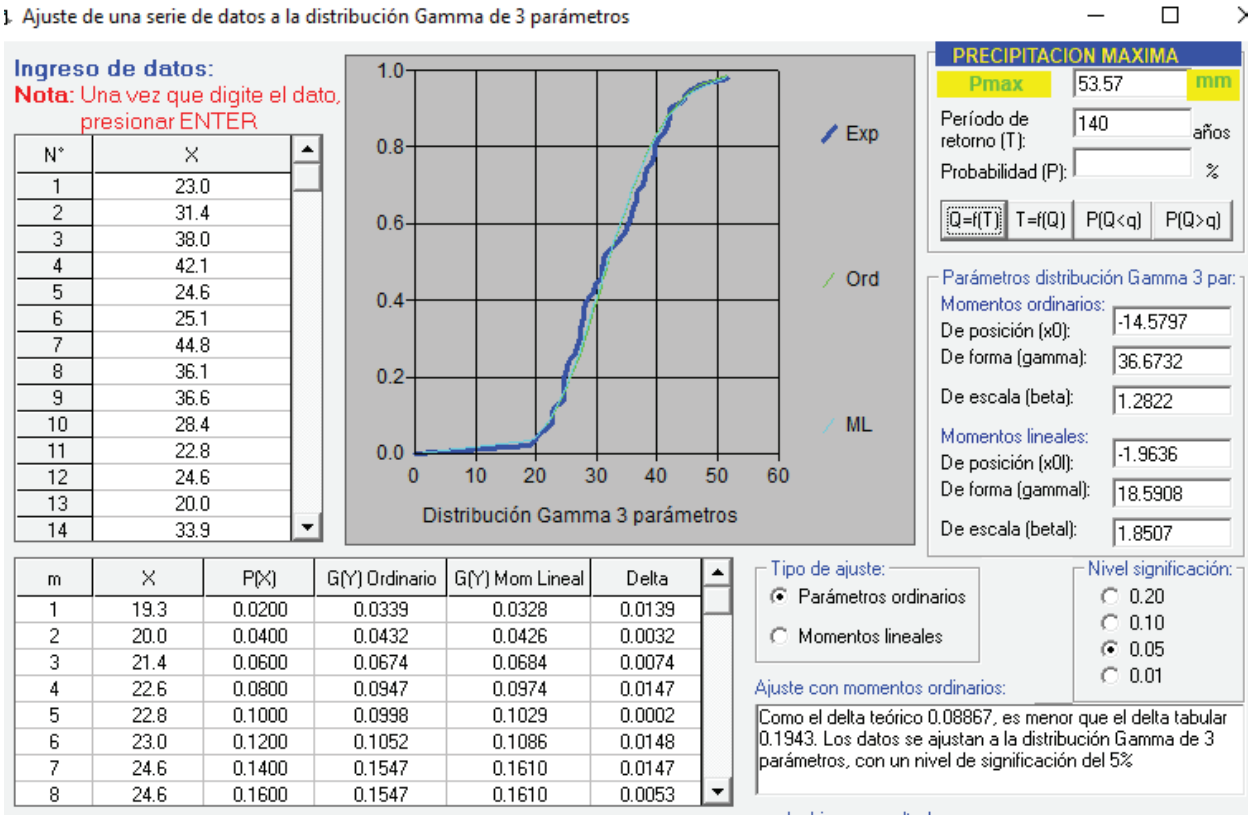



Fig. 10. Precipitacion maxima de 24 horas de la Estación Kavra.




Para la estacion de Kayra se ajusta mejor la distribucion de Gamma, con el cual se ha realizado un ajuste para la determinacion de la precipitacion maxima para un periodo de retorno de diseño de 140 años, asi obteniendose el siguiente dato:

$P_{max_E.kayra_140años} := 53.57\ mm$

$P_{max_E.kayra_10años} := 42.63\ mm$

ESTACION DE MACHUPICCHU:

Izquierda: La Distribucion de los datos de la Estacion Machupicchu, la mejor distribucion que se ajusta es Normal, Derecha: se muestra diferentes distribuciones que mejor se ajustan. La seleccion de la distribucion esta segun el criterio de Smirnov-Kolmogorov.

Fig. 11. Distribución de datos de la Estación Kayra.

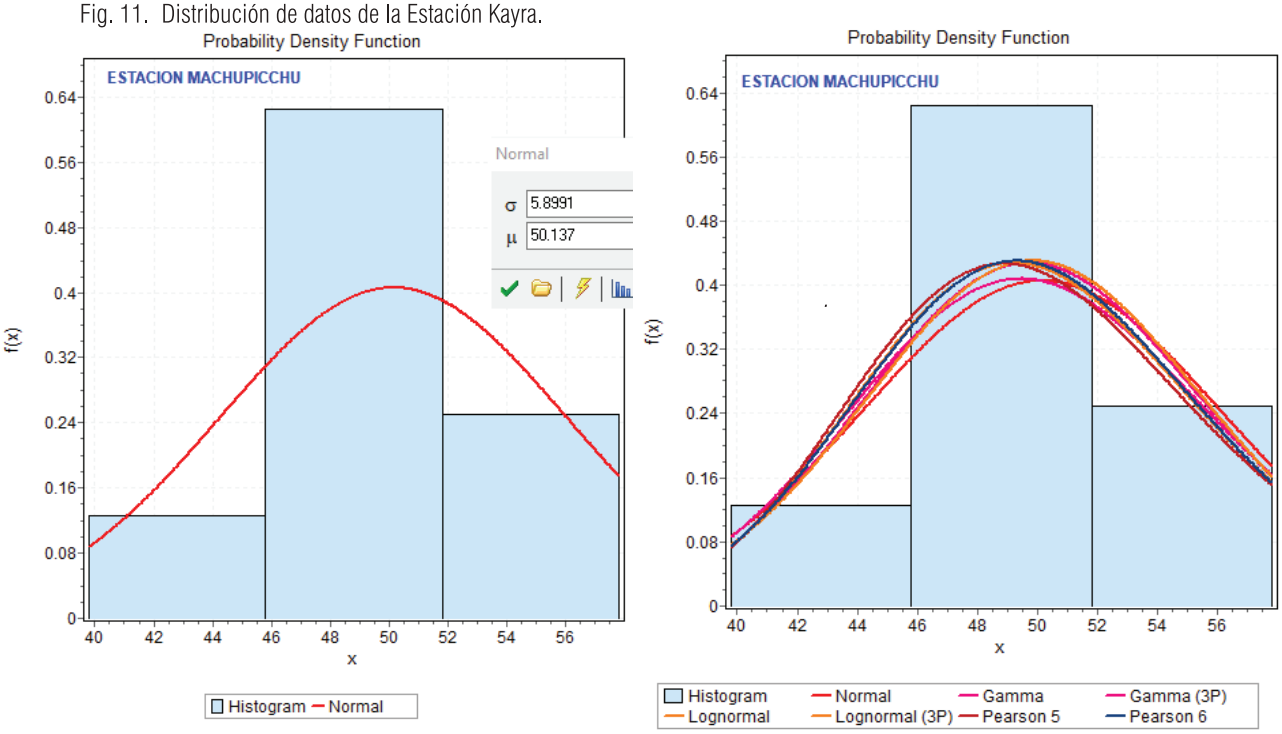
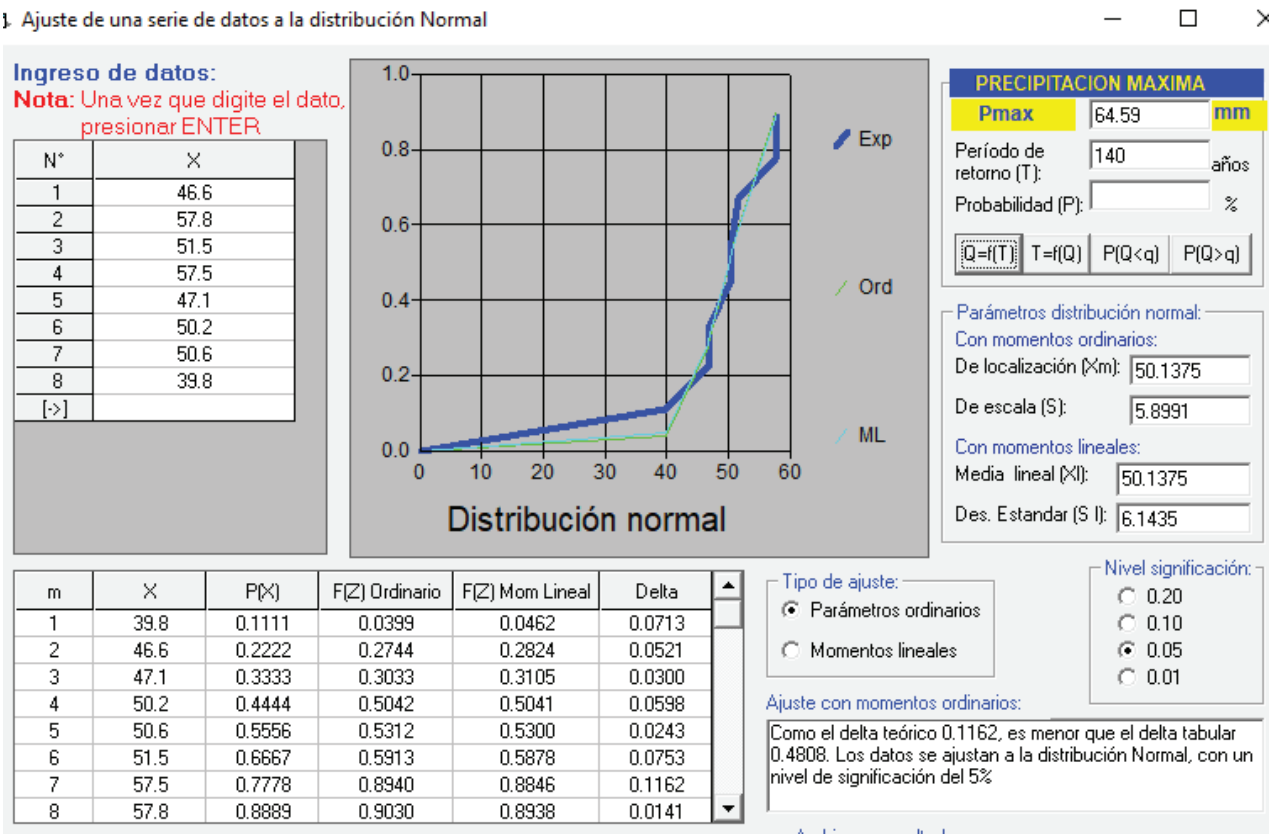


Fig. 12. Precipitacion maxima de 24 horas de la Estación Kayra.




Basicamente para la estacion de Machupicchu, tambien se ajusta mejor la distribucion Normal, con el cual se ha realizado un ajuste para la determinacion de la precipitacion maxima para un periodo de retorno de diseño de 140 años, asi obteniendose el siguiente dato:

$P_{max_E.machupicchu_140años} := 64.59\ mm$

$P_{max_E.machupicchu_10años} := 57.70\ mm$

ii) DETERMINACION DE INTENSIDADES MAXIMAS (I-D-T)

Para la determinacion de las intensidades maximas, emplearemos el criterio de Frederich Bell, para el cual requiere dato de ingreso la precipitacion maxima de 24 horas, este criterio utiliza la siguiente ecuacion:

$$P_D^{\ T} = (0.21\ ln(T) + 0.52) \cdot (0.54 \cdot D^{0.25} - 0.50) \cdot P_{60}^{\ 10}$$

$P_D^{\ T}$ : Precipitacion para un determinado de periodo de retorno
$P_{60}^{\ 10}$ : Precipitacion maximo diaria (24hr) para un T=10años"
T : Periodo de retorno
D : Duracion de la tormenta

***ESTACION DE SICUANI***

Para la determinacion de la ecuacion de intensidad maxima se ha utilizado el criterio de Frederich Bell, la cual requiere como dato de la precipitacion maxima para 24 horas con un periodo de retorno de 10 años, asimismo como dato adicional se determina una precipitacion maxima para 24horas con duracion de 60min y periodo de 10años.

$P_{max_E.sicuani_10años} = 40.17\ mm$

Fig. 13. Calculo de la ecuacion de la intensidad maxima Imax. - Estacion Sicuani.

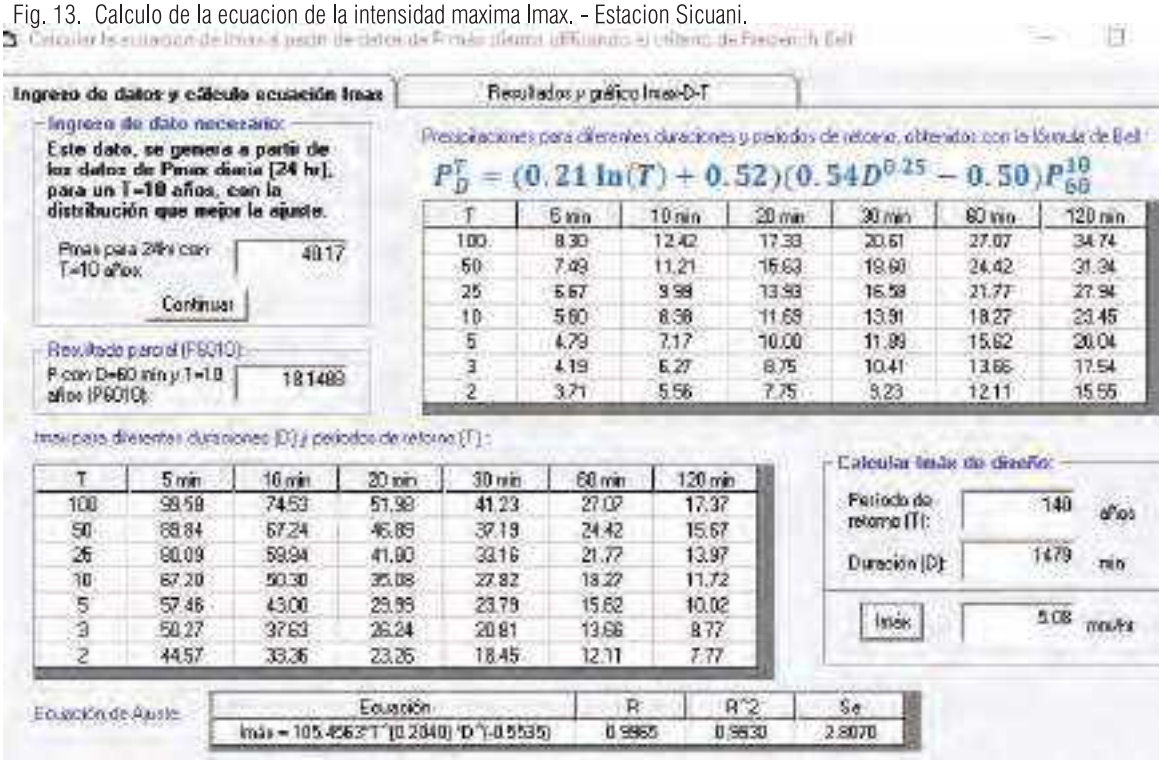
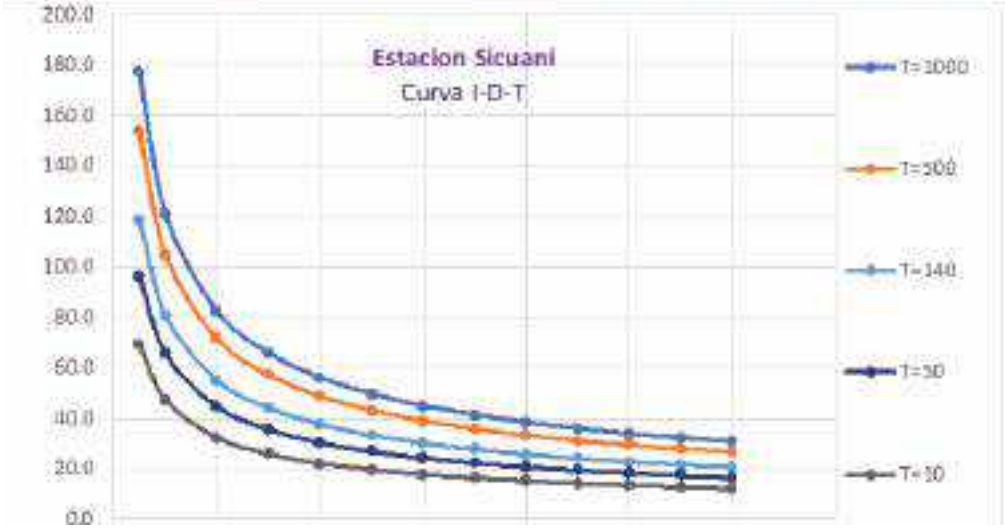



Tabla 5. Construccion de los valores de I-D-T. - Estacion Sicuani.

| VALORES DE INTENSIDAD MAXIMA PARA DIFERENTES DURACION-PERIODOS (Imax) | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Duracion | PERIODO DE RETORNO T (años) | | | | | | | | | | |
| D (min) | 1 | 5 | 10 | 25 | 50 | 100 | 140 | 200 | 300 | 500 | 1000 |
| 5 | 43.3 | 60.1 | 69.2 | 83.4 | 96.1 | 110.7 | 118.6 | 127.5 | 138.5 | 153.7 | 177.1 |
| 10 | 29.5 | 40.9 | 47.2 | 56.9 | 65.5 | 75.4 | 80.8 | 86.9 | 94.4 | 104.8 | 120.7 |
| 20 | 20.1 | 27.9 | 32.1 | 38.7 | 44.6 | 51.4 | 55.1 | 59.2 | 64.3 | 71.4 | 82.2 |
| 30 | 16.1 | 22.3 | 25.7 | 31.0 | 35.7 | 41.1 | 44.0 | 47.3 | 51.4 | 57.0 | 65.7 |
| 40 | 13.7 | 19.0 | 21.9 | 26.4 | 30.4 | 35.0 | 37.5 | 40.3 | 43.8 | 48.6 | 56.0 |
| 50 | 12.1 | 16.8 | 19.4 | 23.3 | 26.9 | 31.0 | 33.2 | 35.7 | 38.7 | 43.0 | 49.5 |
| 60 | 10.9 | 15.2 | 17.5 | 21.1 | 24.3 | 28.0 | 30.0 | 32.2 | 35.0 | 38.9 | 44.8 |
| 70 | 10.0 | 13.9 | 16.1 | 19.4 | 22.3 | 25.7 | 27.5 | 29.6 | 32.1 | 35.7 | 41.1 |
| 80 | 9.3 | 13.0 | 14.9 | 18.0 | 20.7 | 23.9 | 25.6 | 27.5 | 29.9 | 33.1 | 38.2 |
| 90 | 8.7 | 12.1 | 14.0 | 16.8 | 19.4 | 22.4 | 23.9 | 25.8 | 28.0 | 31.0 | 35.8 |
| 100 | 8.2 | 11.4 | 13.2 | 15.9 | 18.3 | 21.1 | 22.6 | 24.3 | 26.4 | 29.3 | 33.7 |
| 110 | 7.8 | 10.9 | 12.5 | 15.1 | 17.4 | 20.0 | 21.4 | 23.0 | 25.0 | 27.8 | 32.0 |
| 120 | 7.5 | 10.3 | 11.9 | 14.4 | 16.6 | 19.1 | 20.4 | 22.0 | 23.9 | 26.5 | 30.5 |



$D := 1479 \ \ min$

$T := 140 \ \ años$

$$I_{max_E.sicuani} := 105.4563 \cdot \frac{T^{0.2040}}{D^{0.5535}} = 5.09 \ \ \frac{mm}{hr}$$

$$I_{max_E.sicuani} = 5 \ \frac{mm}{hr} \quad => \text{Intensidad maxima para la estacion Sicuani}$$

***ESTACION DE KAYRA***

Para la determinacion de la ecuacion de la intensidad maxima se emplea el criterio de Frederich Bell

$P_{max_E.kayra_10años} = 42.63 \ mm$

Fig. 14. Calculo de la ecuacion de la intensidad maxima Imax. - Estacion Kayra.

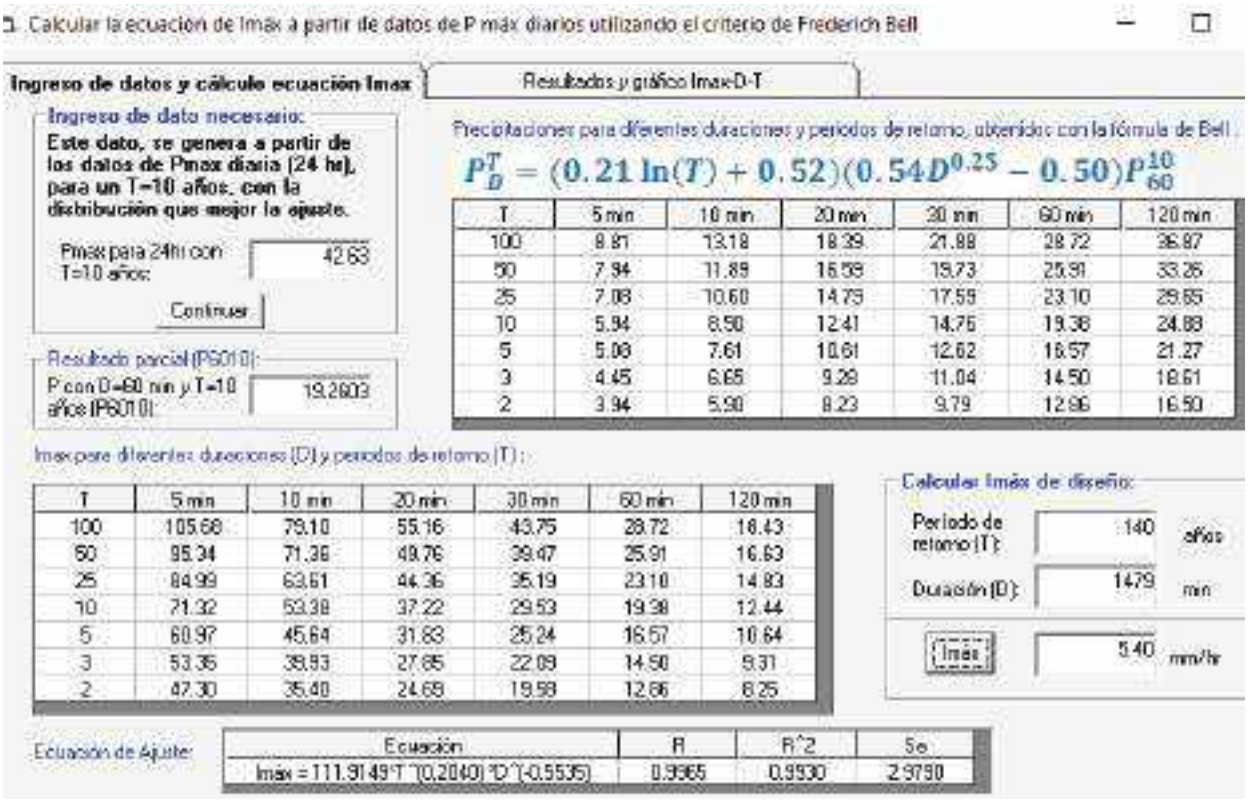
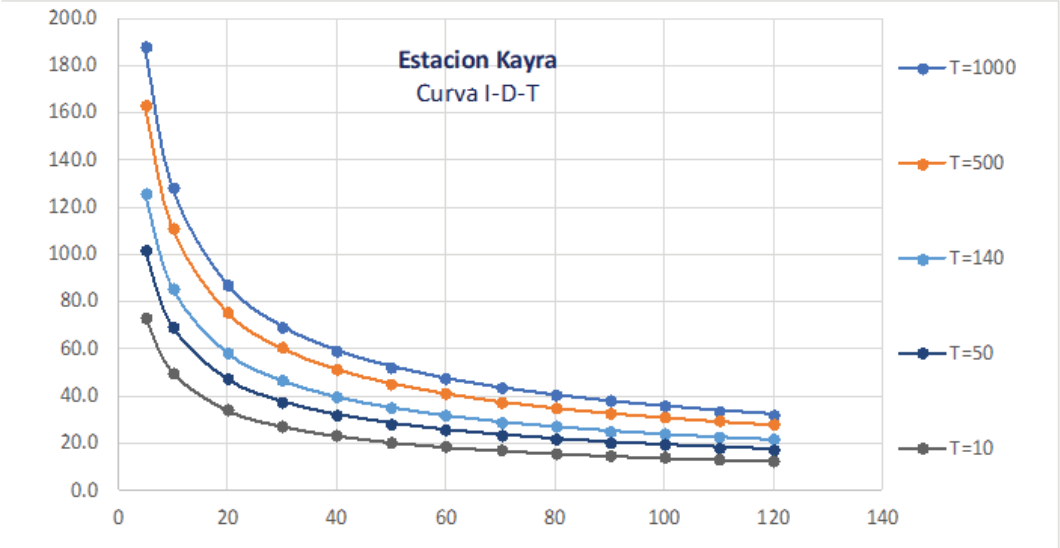



Tabla 6. Construccion de los valores de I-D-T. - Estacion Kayra

| VALORES DE INTENSIDAD MAXIMA PARA DIFERENTES DURACION-PERIODOS (Imax) | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Duracion | PERIODO DE RETORNO T (años) | | | | | | | | | | |
| D (min) | 1 | 5 | 10 | 25 | 50 | 100 | 140 | 200 | 300 | 500 | 1000 |
| 5 | 45.9 | 63.8 | 73.5 | 88.5 | 102.0 | 117.5 | 125.8 | 135.3 | 147.0 | 163.2 | 187.9 |
| 10 | 31.3 | 43.4 | 50.0 | 60.3 | 69.5 | 80.1 | 85.7 | 92.2 | 100.2 | 111.2 | 128.1 |
| 20 | 21.3 | 29.6 | 34.1 | 41.1 | 47.4 | 54.5 | 58.4 | 62.8 | 68.2 | 75.7 | 87.3 |
| 30 | 17.0 | 23.7 | 27.2 | 32.8 | 37.8 | 43.6 | 46.7 | 50.2 | 54.5 | 60.5 | 69.7 |
| 40 | 14.5 | 20.2 | 23.2 | 28.0 | 32.3 | 37.2 | 39.8 | 42.8 | 46.5 | 51.6 | 59.4 |
| 50 | 12.8 | 17.8 | 20.5 | 24.8 | 28.5 | 32.8 | 35.2 | 37.8 | 41.1 | 45.6 | 52.5 |
| 60 | 11.6 | 16.1 | 18.6 | 22.4 | 25.8 | 29.7 | 31.8 | 34.2 | 37.2 | 41.2 | 47.5 |
| 70 | 10.7 | 14.8 | 17.0 | 20.5 | 23.7 | 27.3 | 29.2 | 31.4 | 34.1 | 37.9 | 43.6 |
| 80 | 9.9 | 13.7 | 15.8 | 19.1 | 22.0 | 25.3 | 27.1 | 29.2 | 31.7 | 35.2 | 40.5 |
| 90 | 9.3 | 12.9 | 14.8 | 17.9 | 20.6 | 23.7 | 25.4 | 27.3 | 29.7 | 32.9 | 38.0 |
| 100 | 8.7 | 12.1 | 14.0 | 16.9 | 19.4 | 22.4 | 24.0 | 25.8 | 28.0 | 31.1 | 35.8 |
| 110 | 8.3 | 11.5 | 13.3 | 16.0 | 18.4 | 21.2 | 22.7 | 24.5 | 26.6 | 29.5 | 34.0 |
| 120 | 7.9 | 11.0 | 12.6 | 15.2 | 17.6 | 20.2 | 21.7 | 23.3 | 25.3 | 28.1 | 32.4 |




$D := 1479 \ \ min$

$T := 140 \quad años$

$$I_{max_E.kayra} := 111.9149 \cdot \frac{T^{0.2040}}{D^{0.5535}} = 5.4 \ \ \frac{mm}{hr}$$

$I_{max_E.kayra} = 5 \ \ \frac{mm}{hr}$ $=>$Intensidad maxima para la estacion Kayra

***ESTACION DE MACHUPICCHU***

$P_{max_E.machupicchu_10años} = 57.7 \ mm$

Fig. 15. Calculo de la ecuacion de la intensidad maxima Imax. - Estacion Machupicchu.

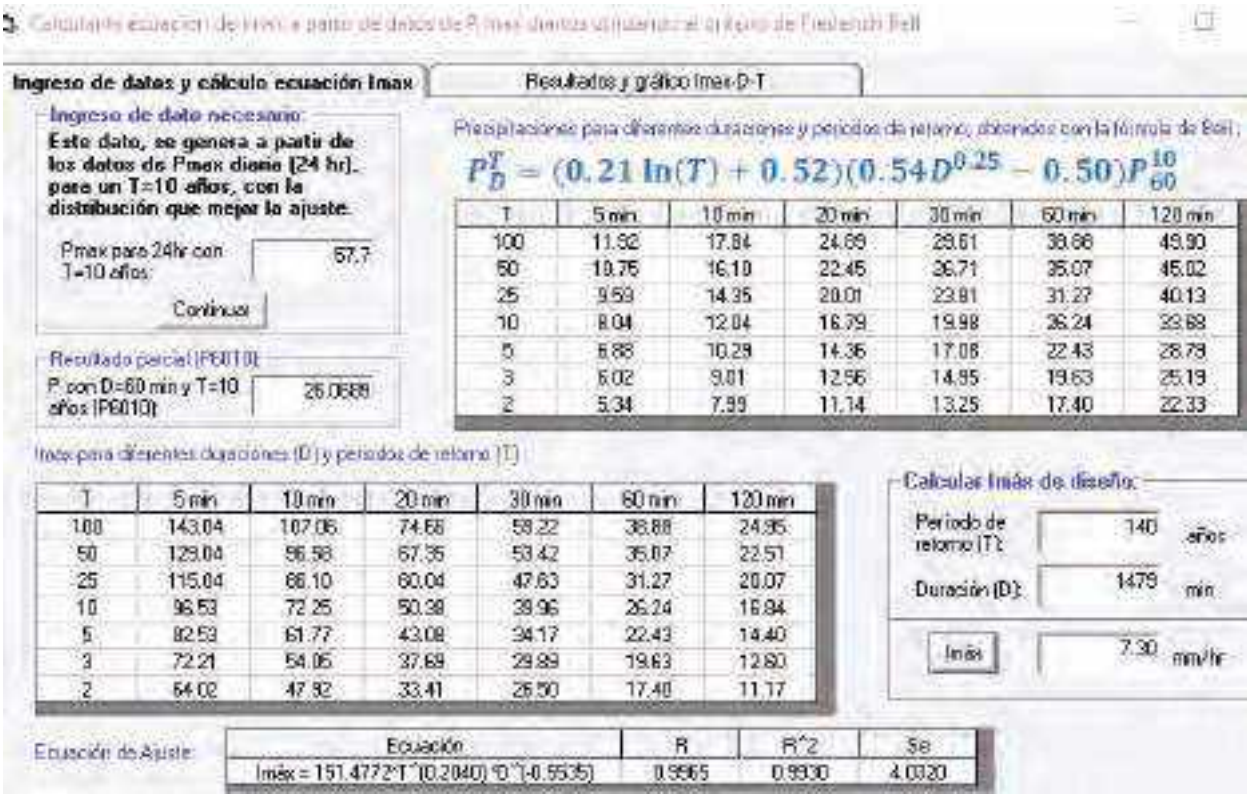
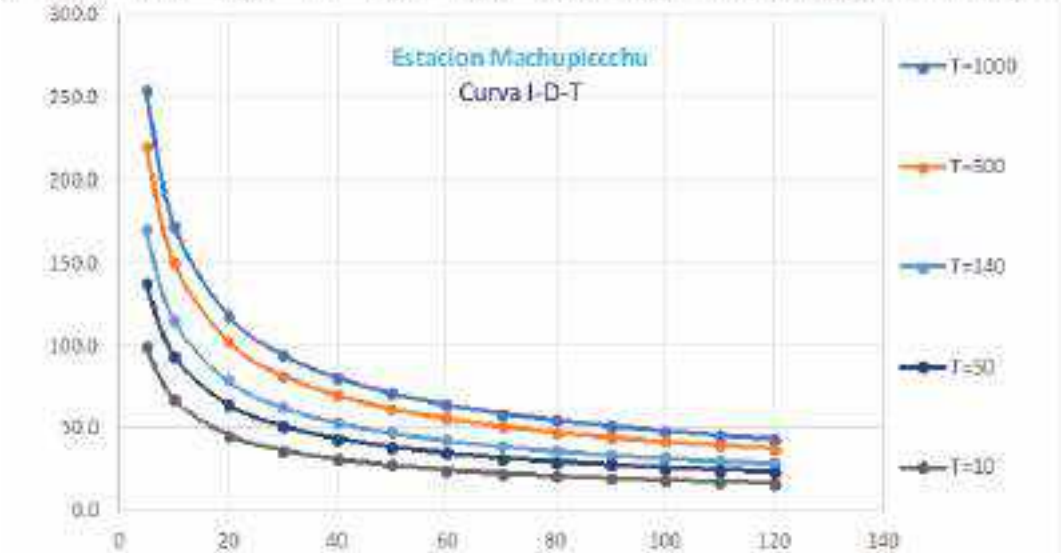


Tabla 7. Construccion de los valores de I-D-T. - Estacion Machupicchu

| VALORES DE INTENSIDAD MAXIMA PARA DIFERENTES DURACION-PERIODOS (Imax) | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Duracion | PERIODO DE RETORNO T (años) | | | | | | | | | | |
| D (min) | 1 | 5 | 10 | 25 | 50 | 100 | 140 | 200 | 300 | 500 | 1000 |
| 5 | 62.2 | 86.3 | 99.4 | 118.9 | 136.1 | 159.0 | 170.3 | 183.2 | 199.0 | 220.8 | 254.4 |
| 10 | 42.3 | 58.6 | 67.7 | 81.7 | 94.1 | 108.4 | 116.1 | 124.8 | 135.6 | 150.5 | 173.3 |
| 20 | 28.9 | 40.1 | 46.2 | 55.6 | 64.1 | 73.8 | 79.1 | 85.0 | 92.4 | 102.5 | 118.1 |
| 30 | 23.1 | 32.0 | 36.9 | 44.5 | 51.2 | 59.0 | 63.2 | 67.9 | 73.8 | 81.9 | 94.4 |
| 40 | 19.7 | 27.3 | 31.4 | 37.9 | 43.7 | 50.3 | 53.9 | 57.9 | 62.9 | 69.9 | 80.5 |
| 50 | 17.4 | 24.1 | 27.8 | 33.5 | 38.6 | 44.5 | 47.6 | 51.2 | 55.6 | 61.7 | 71.1 |
| 60 | 15.7 | 21.8 | 25.1 | 30.3 | 34.9 | 40.2 | 43.0 | 46.3 | 50.3 | 55.8 | 64.3 |
| 70 | 14.4 | 20.0 | 23.1 | 27.8 | 32.0 | 36.9 | 39.5 | 42.5 | 46.2 | 51.2 | 59.0 |
| 80 | 13.4 | 18.6 | 21.4 | 25.8 | 29.8 | 34.3 | 36.7 | 39.5 | 42.9 | 47.6 | 54.8 |
| 90 | 12.6 | 17.4 | 20.1 | 24.2 | 27.9 | 32.1 | 34.4 | 37.0 | 40.2 | 44.6 | 51.4 |
| 100 | 11.8 | 16.4 | 18.9 | 22.8 | 26.3 | 30.3 | 32.4 | 34.9 | 37.9 | 42.1 | 48.5 |
| 110 | 11.2 | 15.6 | 18.0 | 21.7 | 24.9 | 28.7 | 30.8 | 33.1 | 36.0 | 39.9 | 46.0 |
| 120 | 10.7 | 14.9 | 17.1 | 20.6 | 23.8 | 27.4 | 29.3 | 31.5 | 34.3 | 38.0 | 43.8 |




$D := 1479 \ \ min$

$T := 140 \ \ años$

$$I_{max_E.machupicchu} := 151.4772 \cdot \frac{T^{0.2040}}{D^{0.5535}} = 7.3 \ \ \frac{mm}{hr}$$

$I_{max_E.machupicchu} = 7 \ \ \frac{mm}{hr}$ =>Intensidad maxima para la estacion Machupicchu

## 1.4. CALCULO DE CAUDAL MAXIMO

i) DETERMINACION DE PATRON DE TORMENTA

El patron de tormenta se ha considerado el de la estacion meteorologica de KAYRA debido a que los datos que se tiene son mas confiables, ademas el ingeniero Edwin Astete Samanez en su tesis de maestria intitulada: "Evaluacion del uso de los patrones de tormenta propuesto por la natural resources conservation service, estacion meteorologica de Kayra, 2013", realiza un analisis minisiuso de la estacion Kayra. el cual se tomara de referencia para este modelamiento hidrologico.
para la construccion de patron de tormenta se requiere los siguientes datos de entrada:

T=140 años
D=1440min=24horas
Pmax =>Precipitacion maxima para 24horas

$\Delta t = 10\text{min}$ $=>$ intervalo de tiempo para la construccion de HIETOGRAMA (patron de tormenta)

$P_{max_E.sicuani_140años} = 55.7\ mm$ $P_{max_E.kayra_140años} = 53.57\ mm$ $P_{max_E.machupicchu_140años} = 64.59\ mm$

$$P_{promedio} := \frac{P_{max_E.sicuani_140años} + P_{max_E.kayra_140años} + P_{max_E.machupicchu_140años}}{3} = 57.95\ mm$$

En la siguiente tabla se muestra la precipitacion parcial y precipitacion parcial acumulada, estos datos seran utilizados para la determinacion del caudal maximo.

Tabla 8. Valores de Patron de Tormenta para la Estacion de Kayra.

140años Pmax=57.95mm D=1440min=24hr Δt=10r

| P. TORMENTA PARA E.KAYRA | | | |
|---|---|---|---|
| N° | ΔTiempo (min) | PPacumulada (mm) | PP (mm) |
| 1 | 10 | 0.168 | 0.168 |
| 2 | 20 | 0.339 | 0.171 |
| 3 | 30 | 0.511 | 0.172 |
| 4 | 40 | 0.684 | 0.173 |
| 5 | 50 | 0.859 | 0.175 |
| 6 | 60 | 1.035 | 0.176 |
| 7 | 70 | 1.213 | 0.178 |
| 8 | 80 | 1.393 | 0.180 |
| 9 | 90 | 1.574 | 0.181 |
| 10 | 100 | 1.757 | 0.183 |
| 11 | 110 | 1.942 | 0.185 |
| 12 | 120 | 2.128 | 0.186 |
| 13 | 130 | 2.316 | 0.188 |
| 14 | 140 | 2.506 | 0.190 |
| 15 | 150 | 2.699 | 0.192 |
| 16 | 160 | 2.893 | 0.194 |
| 17 | 170 | 3.089 | 0.196 |
| 18 | 180 | 3.287 | 0.198 |
| 19 | 190 | 3.487 | 0.200 |
| 20 | 200 | 3.689 | 0.203 |
| 21 | 210 | 3.894 | 0.205 |
| 22 | 220 | 4.101 | 0.207 |
| 23 | 230 | 4.311 | 0.210 |
| 24 | 240 | 4.523 | 0.212 |
| 25 | 250 | 4.738 | 0.215 |
| 26 | 260 | 4.955 | 0.217 |
| 27 | 270 | 5.175 | 0.220 |
| 28 | 280 | 5.398 | 0.223 |
| 29 | 290 | 5.624 | 0.226 |
| 30 | 300 | 5.853 | 0.229 |
| 31 | 310 | 6.086 | 0.232 |
| 32 | 320 | 6.321 | 0.236 |
| 33 | 330 | 6.561 | 0.239 |
| 34 | 340 | 6.803 | 0.243 |
| 35 | 350 | 7.050 | 0.247 |
| 36 | 360 | 7.300 | 0.250 |
| 37 | 370 | 7.555 | 0.255 |
| 38 | 380 | 7.814 | 0.259 |
| 39 | 390 | 8.077 | 0.263 |
| 40 | 400 | 8.345 | 0.268 |
| 41 | 410 | 8.618 | 0.273 |
| 42 | 420 | 8.896 | 0.278 |

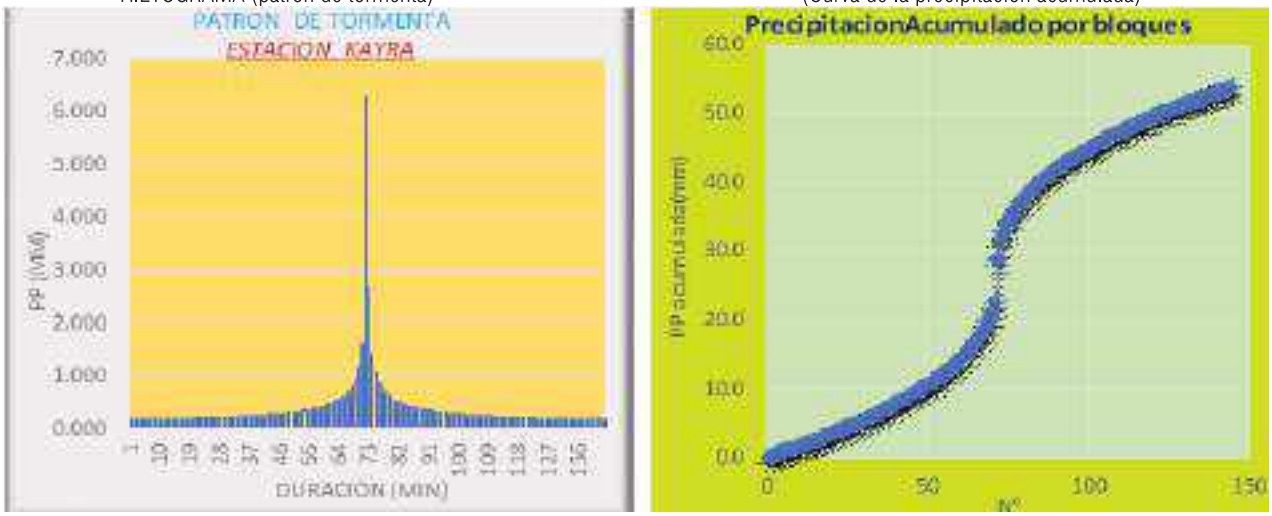
| | | | |
|---|---|---|---|
| 43 | 430 | 9.180 | 0.284 |
| 44 | 440 | 9.469 | 0.289 |
| 45 | 450 | 9.765 | 0.296 |
| 46 | 460 | 10.067 | 0.302 |
| 47 | 470 | 10.376 | 0.309 |
| 48 | 480 | 10.692 | 0.316 |
| 49 | 490 | 11.016 | 0.324 |
| 50 | 500 | 11.348 | 0.332 |
| 51 | 510 | 11.690 | 0.341 |
| 52 | 520 | 12.041 | 0.351 |
| 53 | 530 | 12.402 | 0.362 |
| 54 | 540 | 12.775 | 0.373 |
| 55 | 550 | 13.160 | 0.385 |
| 56 | 560 | 13.559 | 0.399 |
| 57 | 570 | 13.973 | 0.414 |
| 58 | 580 | 14.403 | 0.430 |
| 59 | 590 | 14.852 | 0.449 |
| 60 | 600 | 15.322 | 0.470 |
| 61 | 610 | 15.815 | 0.493 |
| 62 | 620 | 16.336 | 0.521 |
| 63 | 630 | 16.889 | 0.553 |
| 64 | 640 | 17.479 | 0.590 |
| 65 | 650 | 18.115 | 0.636 |
| 66 | 660 | 18.807 | 0.693 |
| 67 | 670 | 19.573 | 0.766 |
| 68 | 680 | 20.438 | 0.865 |
| 69 | 690 | 21.446 | 1.009 |
| 70 | 700 | 22.692 | 1.246 |
| 71 | 710 | 24.443 | 1.751 |
| 72 | 720 | 31.216 | 6.773 |
| 73 | 730 | 34.110 | 2.895 |
| 74 | 740 | 35.640 | 1.530 |
| 75 | 750 | 36.793 | 1.153 |
| 76 | 760 | 37.747 | 0.955 |
| 77 | 770 | 38.576 | 0.829 |
| 78 | 780 | 39.316 | 0.740 |
| 79 | 790 | 39.989 | 0.673 |
| 80 | 800 | 40.609 | 0.620 |
| 81 | 810 | 41.186 | 0.577 |
| 82 | 820 | 41.727 | 0.542 |
| 83 | 830 | 42.239 | 0.511 |
| 84 | 840 | 42.724 | 0.485 |
| 85 | 850 | 43.187 | 0.463 |
| 86 | 860 | 43.629 | 0.443 |
| 87 | 870 | 44.054 | 0.425 |
| 88 | 880 | 44.463 | 0.409 |
| 89 | 890 | 44.857 | 0.394 |
| 90 | 900 | 45.238 | 0.381 |
| 91 | 910 | 45.607 | 0.369 |
| 92 | 920 | 45.965 | 0.358 |
| 93 | 930 | 46.313 | 0.348 |
| 94 | 940 | 46.652 | 0.338 |
| 95 | 950 | 46.981 | 0.330 |
| 96 | 960 | 47.303 | 0.322 |
| 97 | 970 | 47.617 | 0.314 |
| 98 | 980 | 47.923 | 0.307 |

| | | | |
|---|---|---|---|
| 99 | 990 | 48.223 | 0.300 |
| 100 | 1000 | 48.517 | 0.294 |
| 101 | 1010 | 48.804 | 0.288 |
| 102 | 1020 | 49.086 | 0.282 |
| 103 | 1030 | 49.362 | 0.276 |
| 104 | 1040 | 49.634 | 0.271 |
| 105 | 1050 | 49.900 | 0.267 |
| 106 | 1060 | 50.162 | 0.262 |
| 107 | 1070 | 50.419 | 0.257 |
| 108 | 1080 | 50.672 | 0.253 |
| 109 | 1090 | 50.922 | 0.249 |
| 110 | 1100 | 51.167 | 0.245 |
| 111 | 1110 | 51.408 | 0.242 |
| 112 | 1120 | 51.646 | 0.238 |
| 113 | 1130 | 51.881 | 0.235 |
| 114 | 1140 | 52.112 | 0.231 |
| 115 | 1150 | 52.340 | 0.228 |
| 116 | 1160 | 52.565 | 0.225 |
| 117 | 1170 | 52.787 | 0.222 |
| 118 | 1180 | 53.007 | 0.219 |
| 119 | 1190 | 53.223 | 0.217 |
| 120 | 1200 | 53.437 | 0.214 |
| 121 | 1210 | 53.648 | 0.211 |
| 122 | 1220 | 53.857 | 0.209 |
| 123 | 1230 | 54.063 | 0.206 |
| 124 | 1240 | 54.267 | 0.204 |
| 125 | 1250 | 54.469 | 0.202 |
| 126 | 1260 | 54.669 | 0.200 |
| 127 | 1270 | 54.866 | 0.197 |
| 128 | 1280 | 55.062 | 0.195 |
| 129 | 1290 | 55.255 | 0.193 |
| 130 | 1300 | 55.446 | 0.191 |
| 131 | 1310 | 55.636 | 0.190 |
| 132 | 1320 | 55.824 | 0.188 |
| 133 | 1330 | 56.009 | 0.186 |
| 134 | 1340 | 56.193 | 0.184 |
| 135 | 1350 | 56.376 | 0.182 |
| 136 | 1360 | 56.556 | 0.181 |
| 137 | 1370 | 56.736 | 0.179 |
| 138 | 1380 | 56.913 | 0.178 |
| 139 | 1390 | 57.089 | 0.176 |
| 140 | 1400 | 57.263 | 0.174 |
| 141 | 1410 | 57.436 | 0.173 |
| 142 | 1420 | 57.608 | 0.172 |
| 143 | 1430 | 57.778 | 0.170 |
| 144 | 1440 | 57.946 | 0.169 |

Fig. 16. Grafica de patron de Tormenta y la curva masa d ela precipitacion.

PRECIPITACION PARCIAL ALTERNADOS
HIETOGRAMA (patron de tormenta)

PRECIPITACION PARCIAL ACUMULADO
(Curva de la precipitacion acumulada)

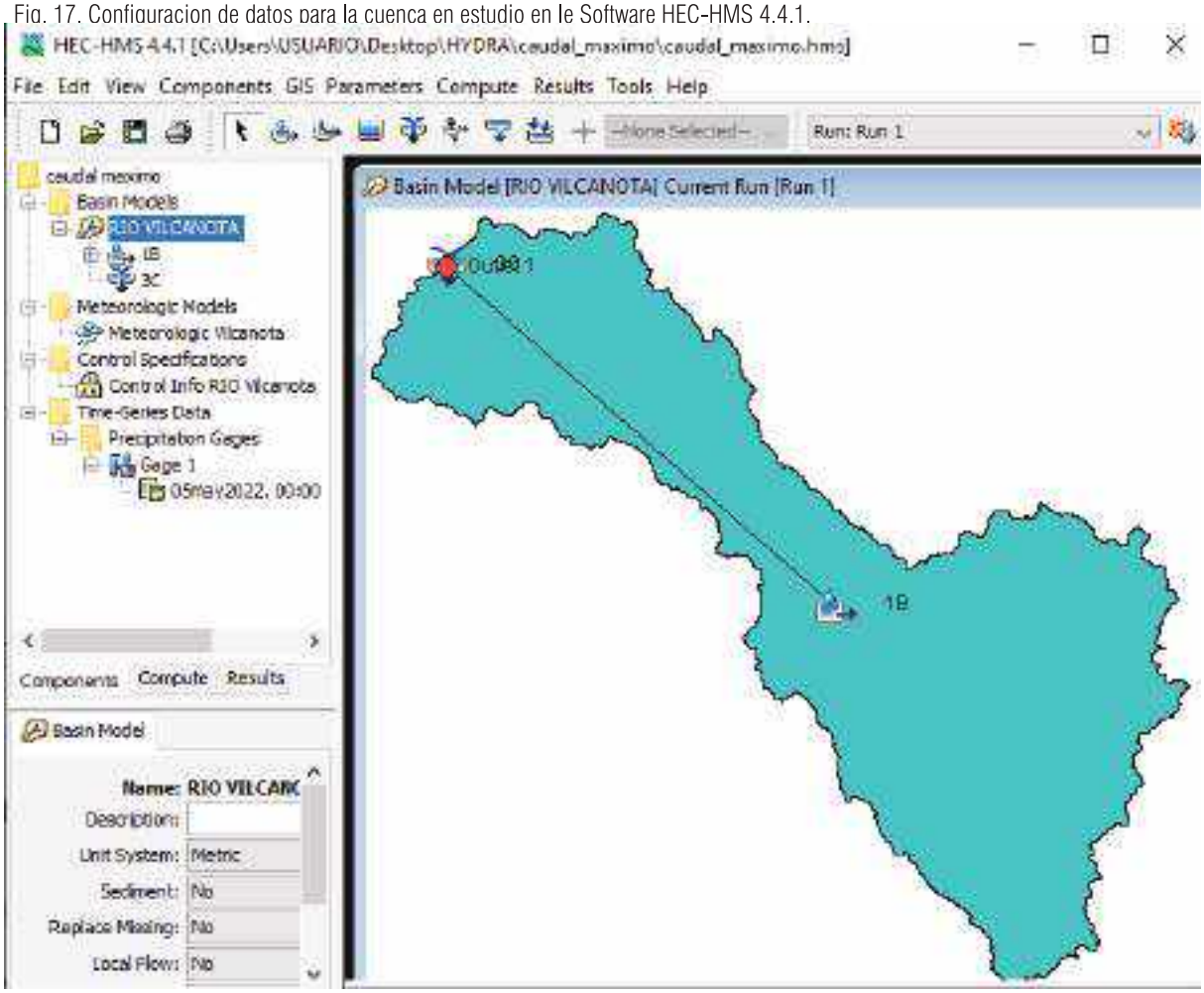



ii) CALCULO DE CAUDAL MAXIMO (Qmax)

Para el calculo del caudal maximo se ha utlizado el Software HEC-HMS v.4.4.1, debido a que no se cuenta con datos de los caudales para la zona de nuestro interes.

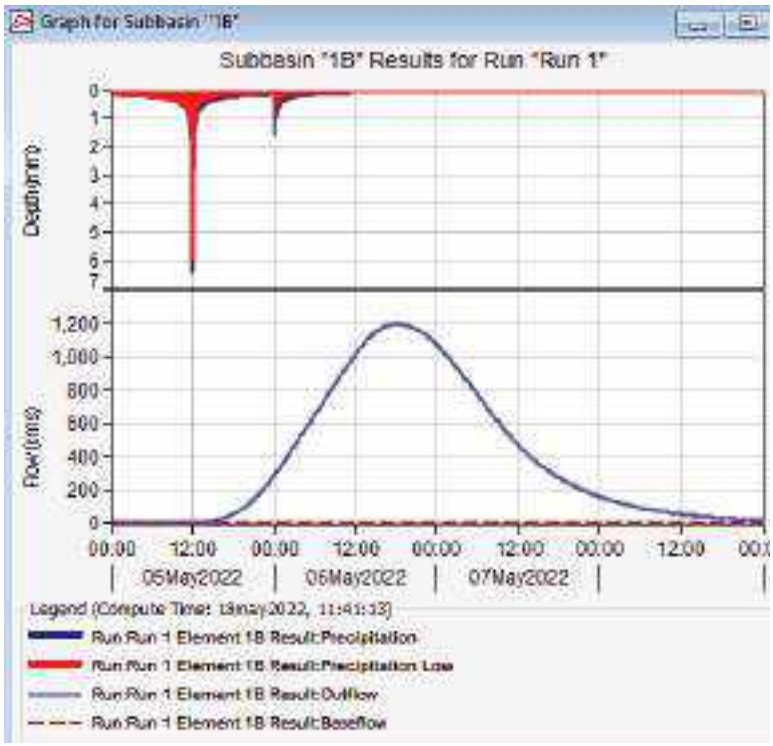
En la imagen se muestra el modelo de cuenca vilcanota

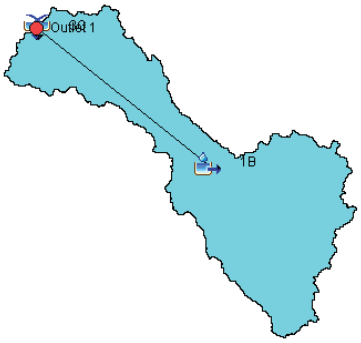
Fig. 17. Configuracion de datos para la cuenca en estudio en le Software HEC-HMS 4.4.1.



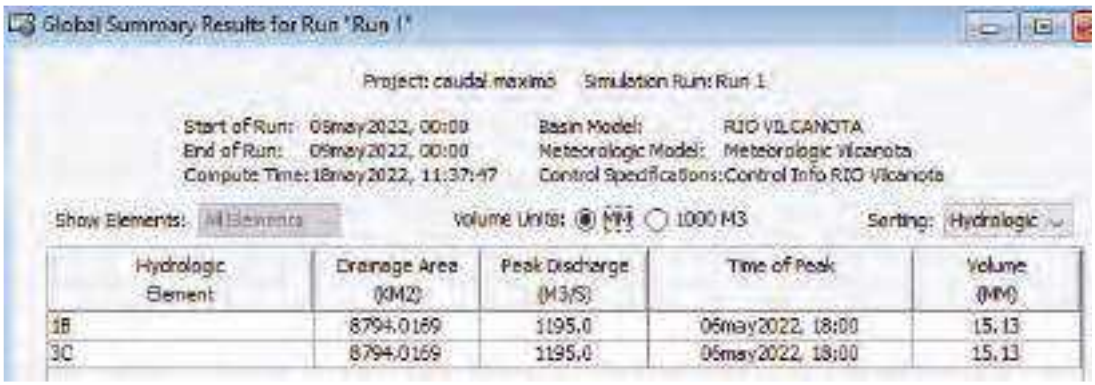
En la grafica superior se muestra la perdida o infiltracion (color rojo), y la escorrentia que se produce (color negro).
En la grafica inferior Se obtiene la curva del pico del caudal, este evento de la escorrentia ocurre para un tiempo de concentracion con un ciclo de durante de cuatro dias.

Fig. 18. Grafica del caudasl pico de la cuenca.




Resultado de caudal Maximo
Tabla 9. Resumen del caudal maximo.




| Hydrologic Element | Drainage Area (KM2) | Peak Discharge (M3/S) | Time of Peak | Volume (MM) |
|---|---|---|---|---|
| 1B | 8794.0169 | 1195.0 | 06may2022, 18:00 | 15.13 |
| 3C | 8794.0169 | 1195.0 | 06may2022, 18:00 | 15.13 |

Resumen de los resultados para T=140años, tc=1479min, Pmax=57.95mm

Tabla 10. Resumen de los parametros hidraulicos.

Summary Results for Subbasin "1B"

Project: caudal maximo Simulation Run: Run 1
Subbasin: 1B

| | | | |
|---|---|---|---|
| Start of Run: | 05may2022, 00:00 | Basin Model: | RIO VILCANOTA |
| End of Run: | 09may2022, 00:00 | Meteorologic Model: | Meteorologic Vilcanota |
| Compute Time: | 18may2022, 11:41:13 | Control Specifications: | Control Info RIO Vilcanota |

Volume Units: (•) MM ( ) 1000 M3

Computed Results

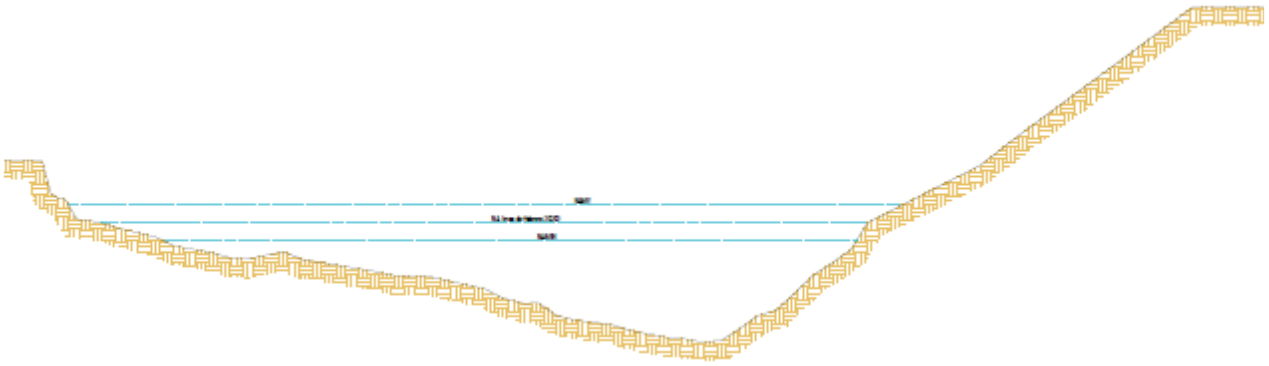
| | | | |
|---|---|---|---|
| Peak Discharge: | 1195.0 (M3/S) | Date/Time of Peak Discharge: | 06may2022, 18:00 |
| Precipitation Volume: | 70.76 (MM) | Direct Runoff Volume: | 15.13 (MM) |
| Loss Volume: | 55.56 (MM) | Baseflow Volume: | 0.00 (MM) |
| Excess Volume: | 15.20 (MM) | Discharge Volume: | 15.13 (MM) |

$Q_{max} := 1195 \ \frac{m^3}{s}$

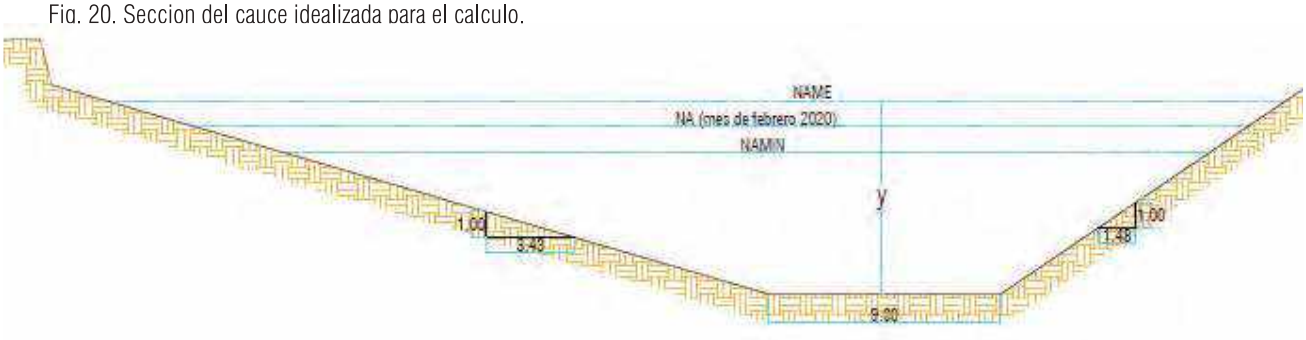
## 1.5. DETERMINACION DEL TIRANTE

i) GEOMETRIA

De acuerdo al levantamiento topografico se tiene la siguiente geometria
Fig. 19. Seccion del cauce natural en el punto de estudio.



Adaptamos a una seccion Trapezoidal para el calculo del Tirante
Fig. 20. Seccion del cauce idealizada para el calculo.

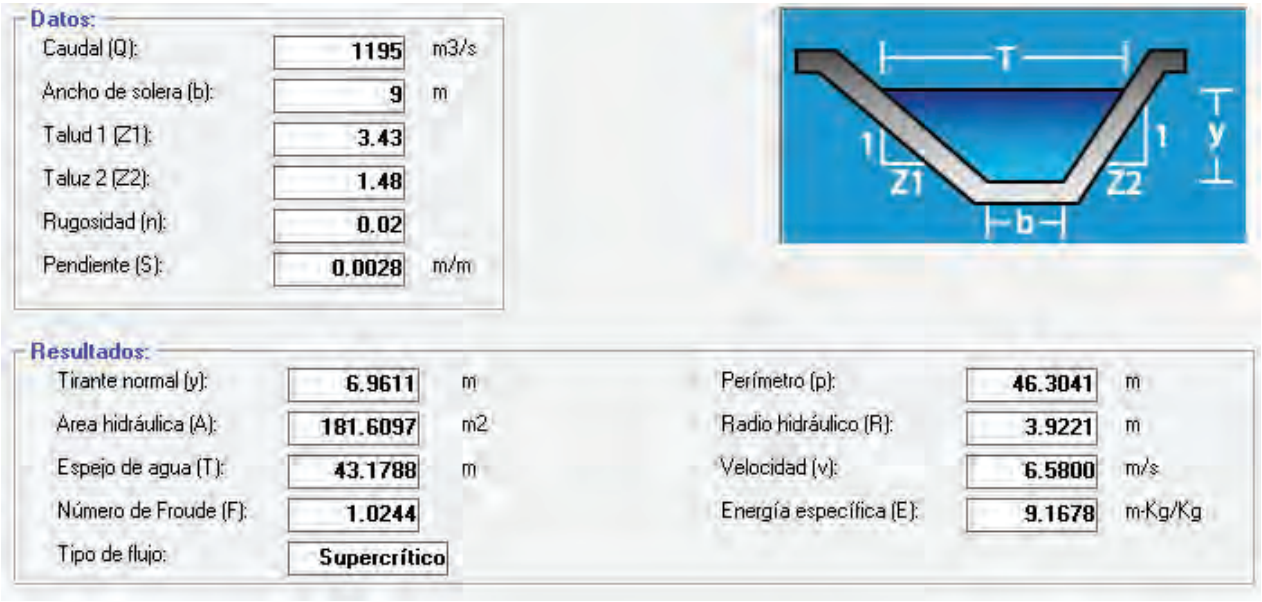



ii) CALCULO DEL TIRANTE

$H_{sup} := 2807.37 \ m \qquad H_{inf} := 2806.34 \ m \qquad L_{tramo} := 368.435 \ m$

$S_{rio_pachar} := \frac{H_{sup} - H_{inf}}{L_{tramo}} = 0.0028$

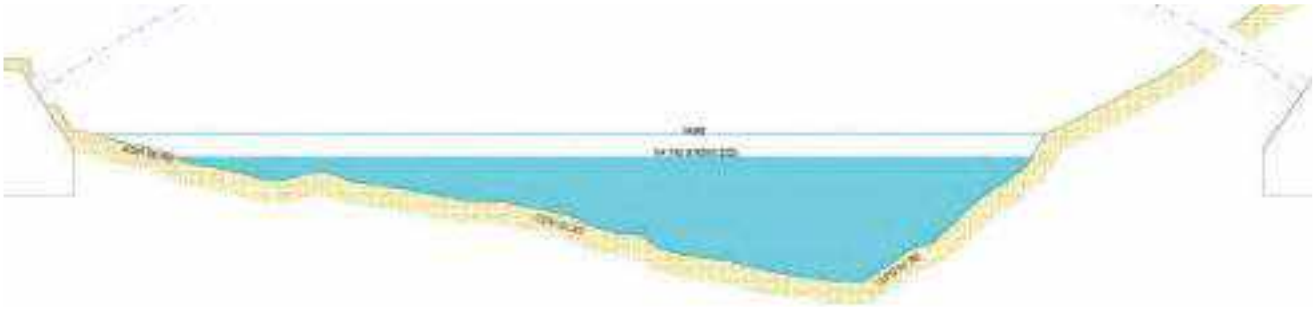
Fig. 21. Calculo del tirante maximo




Tirante maximo: $y_{max} = 7.00\text{m}$

La configuracion final queda como se muestra en la imagen, ademas se muestra el arranque de los Arcos

Fig. 22. Configuracion del cauce con el NAME



## 1.6. CALCULO DE SOCAVACION

Basicamente no requiere el calculo de socavacion debido a que en el estribo derecho esta anclado en roca firme, y los estribos en la margen izquierda estan sobre pilotes y estos a la vez estan apoyados en roca firme.

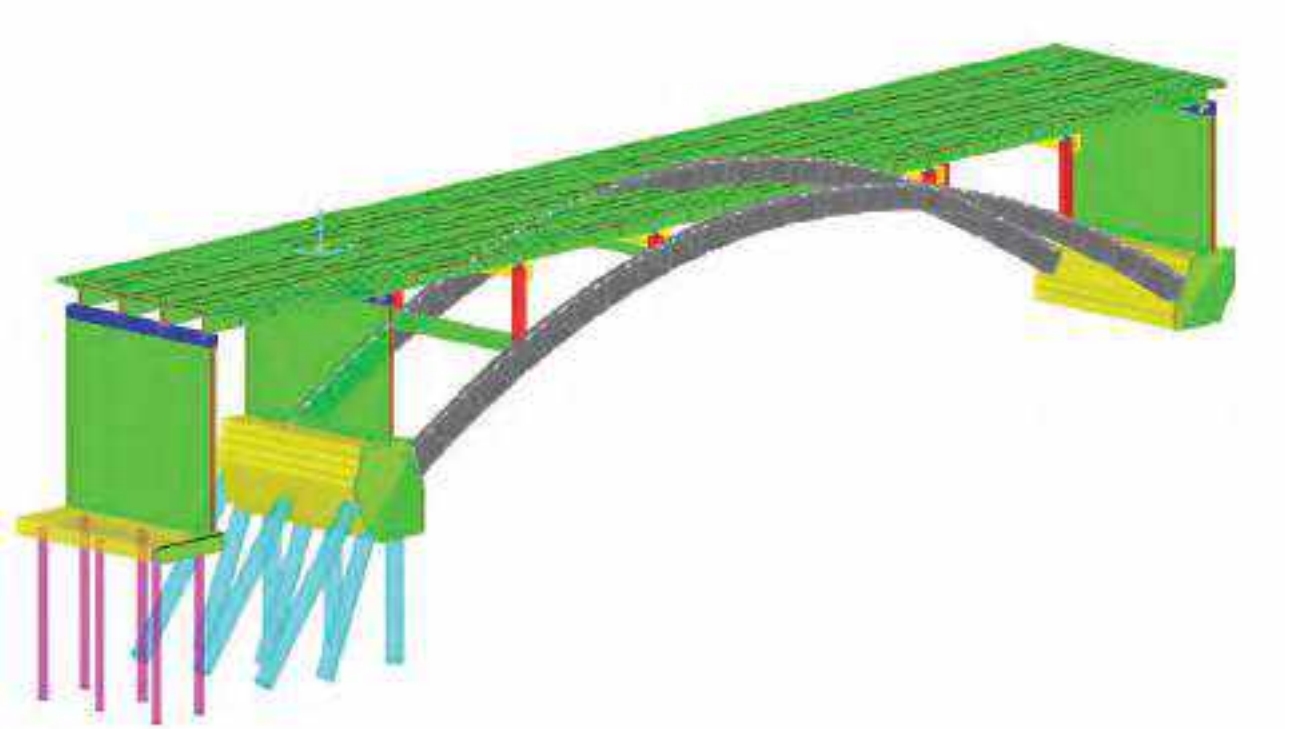
# ANEXO E: DISEÑO ESTRUCTURAL

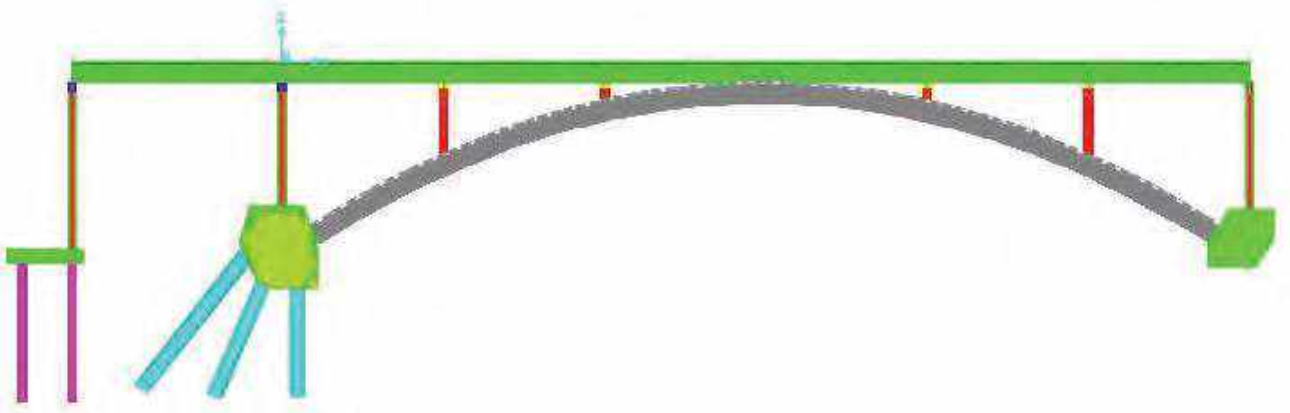
## MEMORIA DE CALCULO DEL PUENTE

# MEMORIA DE CALCULO - PUENTE PACHAR EN ARCO L=73 m

INDICE:


1.0. CONSIDERACIONES GENERALES
2.0. DEFINICION Y COMBINACION DE CARGAS
3.0. PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES
4.0. DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA, PILAS Y ARCO
5.0. DISEÑO DE DISPOSITIVOS DE APOYO
6.0. DISEÑO DE ESTRIBOS + PILOTES"
7.0. DISEÑO DE ENCOFRADO
8.0. PROCESO CONSTRUCTIVO



# 1.0. CONSIDERACIONES GENERALIDADES

## 1.1. UBICACION

La tesis intitulada: "DISEÑO PARA EL MEJORAMIENTO EN LA TRANSITABILIDAD, PROPUESTA ESTRUCTURAL EN EL PUENTE PACHAR, OLLANTAYTAMBO-CUSCO"; para efectos de caracterizacion de la zona, asi mismo tambien parametrizar los datos para el calculo de los elementos estructurales, el objetivo en estudio esta ubicada en la siguiente cordenada:

DEPARTAMENTO : CUSCO
PROVINCIA : URUBAMBA
DISTRITO : OLLANTAYTAMBO
LOCALIDAD : CC.PP. DE PACHAR

LATITUD : -13.2833
LONGITUD : -72.2333
ELEVACION : 2810 msnm




*Fuente: Google maps: ubicacion del CC.PP. Pacha_Lugar objetivo en estudio*

## 1.2. MATERIALES

### 1.2.1. CONCRETO

El concreto tendra las siguientes resitencias

$\gamma_c := 2400 \ \frac{kgf}{m^3}$ Densidad del concreto kg/m3

$\mu := 0.2$ Modulo de poisson Asumido

$E_c = 0.043 \gamma_c^{1.5} \sqrt{f'c}, en\ MPa$ Modulo de elasticidad del concreto en MPa, y resistencia del concreto f'c en Mpa

PARA CIMIENTOS

- $f'_{c1} := 210 \ \frac{kgf}{cm^2}$

$$E_{c1} := 0.043 \cdot \left(\gamma_c \cdot \frac{m^3}{kgf}\right)^{1.5} \cdot \sqrt{\frac{1}{10.2} \cdot \left(f'_{c1} \cdot \frac{cm^2}{kgf}\right)} \cdot 10.2 \ \frac{kgf}{cm^2} = 233988.79 \ \frac{kgf}{cm^2}$$

PARA SUPERESTRUCTURA, ESTRIBOS, PILAS, Y PILOTES

- $f'_{c2} := 280 \ \frac{kgf}{cm^2}$

$$E_{c2} := 0.043 \cdot \left(\gamma_c \cdot \frac{m^3}{kgf}\right)^{1.5} \cdot \sqrt[2]{\frac{1}{10.2} \cdot \left(f'_{c2} \cdot \frac{cm^2}{kgf}\right)} \cdot 10.2 \ \frac{kgf}{cm^2} = 270186.98 \ \frac{kgf}{cm^2}$$

PARA EL ARCO

- $f'_{c3} := 300 \frac{kgf}{cm^2}$

$$E_{c3} := 0.043 \cdot \left(\gamma_c \cdot \frac{m^3}{kgf}\right)^{1.5} \cdot \sqrt[2]{\frac{1}{10.2} \cdot \left(f'_{c3} \cdot \frac{cm^2}{kgf}\right)} \cdot 10.2 \frac{kgf}{cm^2} = 279670.1 \frac{kgf}{cm^2}$$

### 1.2.2. ACERO DE REFUERZO

El acero de refuerzo es segun las especificaciones del codigo ASTM-A615 Gr-60, cuyo esfuerzo de fluencia es la siguiente:

- $F_y := 4200 \frac{kgf}{cm^2}$ Esfuerzo de fluencia del acero corrugado Gr-60
- $E_s := 2.1 \cdot 10^6 \frac{kgf}{cm^2}$ Modulo de elasticidad del acero corrugado Gr-60

### 1.2.3. ACERO ESTRUCTURAL

El acero estructural de cumplir con la norma ASTM-A588 Gr-50, donde su esfuerzo de fluencia es la siguiente:

- $F_{y50} := 3520 \frac{kgf}{cm^2}$ Esfuerzo de fluencia del acero estructural Gr-50
- $F_{u50} := 4930 \frac{kgf}{cm^2}$ Esfuerzo de fluencia ultimo del acero estructural Gr-50

### 1.2.4. CAMION DE DISEÑO

El camion de diseño es de tipo HL-93
Comprende los siguientes casos:

- HL-93K Camion de diseño
- HL-93M Tandem de diseño
- HL-93S Camion especial

## 1.3. GEOMETRIA

### 1.3.1. CARACTERISTICAS DE LA VIA

#### 1.3.1.1. JURIDICCION DE LA VIA

- Corresponde a la via Regional

#### 1.3.1.2. IMDA PROMEDIOS

$IMDA_{Ollanta_Urub} := 3000$ vehiculos
$IMDA_{Pachar_Hurocondo} := 2000$ vehiculos

#### 1.3.1.3. CLASIFICACION

Segun la SECCION 101 DG 2018 de MTC

- Carretera de Primera Clase
- Corresponde un ancho minimo de Calzada de dos carriles de 3.60 m cada uno
- Superficie de rodadura debe ser Pavimentada

#### 1.3.1.3. PENDIENTES MAXIMAS

segun la Tabla 303.01 Pendientes Maximas de DG 2018 de MTC

- Pendiente Maxima a considerar es de 9%

### 1.3.2. PUENTE EN ARCO L=60 m

Las dimensiones basicas del puente principal en arco:

- Longitud del Puente : $L_{arco} := 60.00\ m$
- separacion entre Pilas : $L_s := 10.00\ m$

- Separacion entre vigas : $S_{arco} := 2.30\ m$
- Espacio de losa libre : $S'_{arco} := 2.00\ m$
- Numer de Carriles : $N_{carril} := 2$
- Ancho de la Calzada : $A_{calzada} := 9.20\ m$
- Ancho del Carril : $A_{carril} := 3.60\ m$
- Ancho para el paso peatonal : $A_{peatonal} := 1.00\ m$
- Flecha del Arco : $f_{arco} := 11.09\ m$

### 1.3.3. PONTON L=13 m

Caracteristicas geometricas para el ponton

- Longitud del Puente : $L_{ponton} := 13.00\ m$
- Separacion entre vigas : $S_{ponton} := 2.30\ m$
- Espacio de losa libre : $S'_{ponton} := 2.00\ m$
- Numer de Carriles : $N_{carril} := 2$
- Ancho de la Calzada : $A_{calzada} := 9.20\ m$
- Ancho del Carril : $A_{carril} := 3.60\ m$
- Ancho de la Acera : $A_{peatonal} := 1.00\ m$

### 1.3.4. DESARROLLO DE LA RAMPA L=91m

Caracteristicas de la rampa:

- Longitud de desarrollo : $L_{desarrollo} := 91.00\ m$
- Altura de la rampa : $H_{rampa} := 9.25\ m$
- Pendiente de la rampa : $S_{rampa} := 8\%$

## 1.4. CODIGOS QUE RIGEN EL DISEÑO

El diseño de puente en estudio estara regido por los siguientes codigos y normas

- AASHTO LRFD 2014, 2017 y 2020
- AASHTO Guide Specification for LRFD Seismic Bridge design 2nd Edition 2011
- MANUAL DE PUENTE MTC 2018
- MANUAL DE CARRETERAS - DISEÑO GEMETRICO DG-2018
- REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES 2019
- ACI 308-19
- E-030, E031, E060, E090




*Fuente: Google: Codigos de diseño*

# 2.0. DEFINICION Y COMBINACION DE CARGAS

## 2.1. CARACTERISTICAS DEL SUELO

Para determinar las caracteristicas del suelo se han empleado los siguientes ensayos:

i) SPT
ii) PROSPECCION GEOFISICA
iii) DIAMANTINA (muesta alterada)
iv) CALICATA

de los cuales se ha obtenido el siguiente perfil del suelo:

| Perfil de Suelos | | | |
|---|---|---|---|
| Pozos y/o Calicatas (C) | Caracterización de Estratos | | |
| | Estrato (E) | Profundidad | Composición |
| C-01 Margen Derecha | E-01 | 0.00 m – 7.50 m | ***Grava Mal Graduada con Arena + bolonería* (GP)**; color Gris. |
| | E-02 | 7.50 m – 9.00 m | ***Roca Arenisca;*** fracturada, de color Gris - Verdoso. |
| | E-03 | 9.00 m – 15.00 m | ***Roca Arenisca;*** de color Gris Verdoso. |
| C-02 Margen Izquierda | E-02 | 0.00 m - 8.50 m. | ***Grava Mal Graduada con Arena + bolonería* (GP)**; color Gris. |
| | E-03 | 8.50 m – 9.50 m | ***Roca Arenisca;*** fracturada, de color Gris - Verdoso. |
| | E-04 | 9.50 m – 15.00 m | ***Roca Arenisca;*** de color Gris Verdoso. |

PARAMETROS GEOTECNICOS

*01) MARGEN DERECHO:*

ESTRATO 01

- $\phi_{GP} := 32.84\ deg$ — Angulo de friccion interna
- $\gamma_{GP} := 1.88\ \frac{tonnef}{m^3}$ — Peso especifico
- $\gamma_{sat_GP} := 1.94\ \frac{tonnef}{m^3}$ — Peso especifico saturado
- $G_{EDE1} := 1553.64\ \frac{kgf}{cm^2}$ — Modulo cortante del suelo
- $V_{onda} := 297.56\ \frac{m}{s}$ — velocidad de la onda
- $\mu := 0.29$ — modulo de poisson

ESTRATO 02

- $\phi_{GP} := 37.99\ deg$ — Angulo de friccion interna
- $\gamma_{GP} := 2.18\ \frac{tonnef}{m^3}$ — Peso especifico
- $\gamma_{sat_GP} := 2.20\ \frac{tonnef}{m^3}$ — Peso especifico saturado
- $G_{EDE1} := 1872.01\ \frac{kgf}{cm^2}$ — Modulo cortante del suelo
- $V_{onda} := 328.58\ \frac{m}{s}$ — velocidad de la onda
- $\mu := 0.30$ — modulo de poisson

ESTRATO 03

- $\phi_{roca} := 40.36\ deg$ — Angulo de friccion interna
- $\gamma_{roca} := 2.30\ \frac{tonnef}{m^3}$ — Peso especifico
- $\gamma_{sat_roca} := 2.40\ \frac{tonnef}{m^3}$ — Peso especifico saturado
- $V_{onda} := 309.08\ \frac{m}{s}$ — velocidad de la onda
- $\mu := 0.35$ — modulo de poisson
- $\sigma_{adm_roca} := 18.12\ \frac{kgf}{cm^2}$ — Capacidad portante referencial

*02) MARGEN IZQUIERDO:*

ESTRATO 01

- $\phi_{GP} := 33.04\ deg$ — Angulo de friccion interna
- $\gamma_{GP} := 1.89\ \frac{tonnef}{m^3}$ — Peso especifico"
- $\gamma_{sat_GP} := 1.95\ \frac{tonnef}{m^3}$ — Peso especifico saturado
- $V_{onda} := 309.08\ \frac{m}{s}$ — velocidad de la onda
- $\mu := 0.29$ — modulo de poisson

ESTRATO 02

- $\phi_{GP} := 36.29\ deg$ — Angulo de friccion interna
- $\gamma_{GP} := 2.13\ \frac{tonnef}{m^3}$ — Peso especifico
- $\gamma_{sat_GP} := 2.20\ \frac{tonnef}{m^3}$ — Peso especifico saturado
- $V_{onda} := 299.23\ \frac{m}{s}$ — velocidad de la onda
- $\mu := 0.30$ — modulo de poisson

ESTRATO 03

- $\phi_{roca} := 40.36\ deg$ — Angulo de friccion interna
- $\gamma_{roca} := 2.30\ \frac{tonnef}{m^3}$ — Peso especifico
- $\gamma_{sat_roca} := 2.40\ \frac{tonnef}{m^3}$ — Peso especifico saturado
- $V_{onda} := 148.60\ \frac{m}{s}$ — velocidad de la onda
- $\mu := 0.35$ — modulo de poisson
- $\sigma_{adm_suelo} := 7.16\ \frac{kgf}{cm^2}$ — Capacidad portante del suelo referencial
- $\sigma_{adm_piloteD1m} := 14.70\ \frac{kgf}{cm^2}$ — Capacidad portante en pilote D=1m referencial
- $\sigma_{adm_piloteD0.5m} := 11.03\ \frac{kgf}{cm^2}$ — Capacidad portante en pilote D=0.5m referencial

## 2.2. CARGAS PERMANENTES

### 2.2.1. PESO PROPIO (DC)

El peso propio se determinara considerando todo los elementos de la estructura; el peso propio y las cargas muertas seran estimadas segun los pesos especificos detallados en la tabla 3.5.1-1 del AASHTO

tabla 3.5.1-1 Pesos unitarios de materiales

| MATERIALES | PESOS UNITARIOS (kg/m3) |
|---|---|
| Acero | 7850 |
| Agua fresca | 1000 |
| Agua salada | 1020 |
| Albañileria de piedra | 2700 |
| Aleaciones de aluminio | 2800 |
| Arcilla blanda | 1600 |
| Arena, limo o grava no compactada | 1600 |
| Arena, limo o grava compactada | 1900 |
| Concreto simple | |
| Liviano | 1760 |
| De arena Liviana | 1920 |
| Peso normal con f'c≤350kg/cm2 | 2320 |
| Peso normal con 350≤f'c≤1050kg/cm2 | 2240+0.23f'c |
| Concreto armado (C3.5.1 AASHTO) | Peso concreto simple+80kg/cm2 |
| Grava, macadan o balasto compactados | 2240 |
| Hierro fundido | 7200 |
| Madera dura | 960 |
| Madera blanda | 800 |
| Relleno de ceniza | 960 |
| Superficies de Rodamiento bituminosas | 2240 |
| **Material** | **Peso por unidad de longitud (kg/m)** |
| Rieles de transito, durmientes y fijadores de via | 300 |

*Fuente: Manual de Puentes 2018 MTC: Tabla de Pesos Especificos de diversos materiales*

### 2.2.2. PESO PROPIO DEL ASFALTO (DW)

Espesor de asfalto es de 5cm y peso especifico de 2250kg/cm2

- $e_{asfalto} := 0.05\ m$
- $\gamma_{asfalto} := 2250\ \frac{kgf}{m^3}$
- $q_{asfalto} := \gamma_{asfalto} \cdot e_{asfalto} = 112.5\ \frac{kgf}{m^2}$

### 2.2.3. PESO DE LA BARANDA (RA)

Se considera una baranda de tipo New Jersey

- $q_{baranda} := 295\ \frac{kgf}{m}$

### 2.2.4. PESO DE LA ACERA (SW)

De espesor de 20cm

- $e_{acera} := 0.20\ m$
- $\gamma_c = 2400\ \frac{kgf}{m^3}$
- $q_{acera} := \gamma_c \cdot e_{acera} = 480\ \frac{kgf}{m^2}$

### 2.2.5. EMPUJE HORIZONTAL DEL SUELO - Suelo de Relleno (EH)

Los efectos del empuje del suelo esta en funcion a los siguientes factores: tipo y densidad del suelo, contenido de agua, grado de compactacion, ubicacion del nivel freatico, interaccion suelo-estructura, efectos sismicos, pendiente del relleno e inclinacion del muro, para lo cual se empleara la siguiente relacion para determinar las fuerzas.

$p = k\gamma Z$

p: empuje lateral de suelo (kg/cm2)
k: coeficiente de empuje lateral
$\gamma$: peso unitario del suelo (kg/m3)
"Z: profundidad del suelo debajo de la superficie (m)

### 2.2.6. SOBRECARGA UNIFORME SOBRE EL RELLENO - Losa de Aproximacion (ES)

En esta situacion se debe considerar una sobrecarga viva, como consecuencia de las cargas vehiculares actuando sobre la superficie del relleno.
la altura del suelo equivalente para la carga vehicular se considerara segun la tabla del AASHTO

TABLA 3.11.6.4-1, AASHTO

| Altura del estribo (m) | $h_{eq}$ (m) |
|---|---|
| 1.5 | 1.2 |
| 3.0 | 0.9 |
| ≥6.0 | 0.6 |

## 2.3. CARGAS TRANSITORIAS

### 2.3.1. INCREMENTO POR CARGA VEHICULAR DINAMICA (IM)

Para los efectos estaticos de camion o tanden de diseño, se debe aumentar el porcentaje por efectos dinamicos indicado en la siguiente tabla.

**Tabla 2.4.3.3-1** Incremento de la Carga Viva por Efectos Dinámicos (IM) (3.6.2.1-1 AASHTO)

| Componente | Porcentaje (IM) |
|---|---|
| Elementos de unión en el tablero (para todos los estados límite) | 75% |
| Para otros elementos | |
| • Estados límite de fatiga y fractura | 15% |
| • Otros estados límite | 33% |

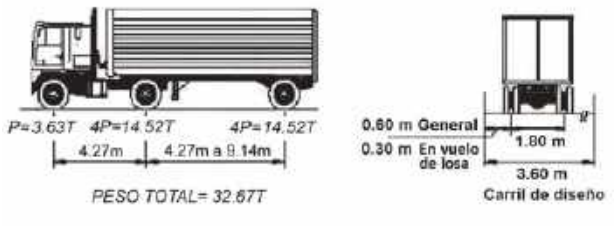
*Fuente: Manual de Puentes 2018 MTC: Tabla de porcentaje de incremento de carga*

$IM := 33\%$ Porcentaje de incremento de carga

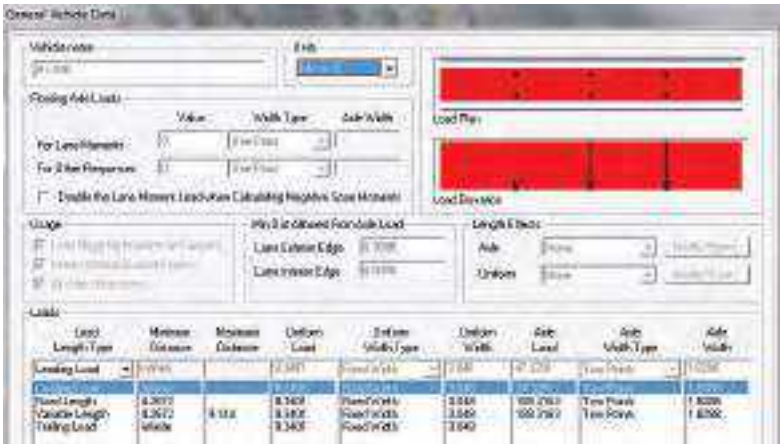
### 2.3.2. SOBRECARGA VEHICULAR (LL)

#### 2.3.1.1. CAMION DE DISEÑO + CARGA DE CARRIL (HL-93K)

Solo el camion sera afectado por el porcentaje de carga dinamica (IM=33%)




*Fuente: Google: Se muestra el Peso en cada eje y su respectivo espaciamiento*



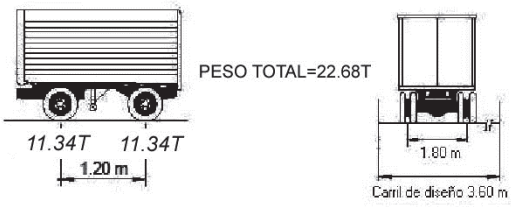
*Fuente: Recorte de CSIBridge: Definicion de camion de diseño en el software*

## 2.3.1.2. TANDEN DE DISEÑO + CARGA DE CARRIL (HL-93M)

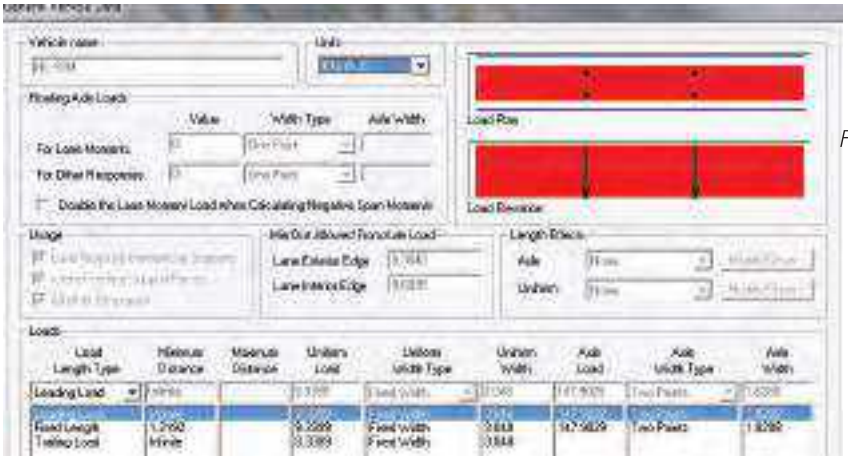
Consistira en un conjunto de dos ejes, cada uno 11.34T, espaciado de 1.20m

CARGA DE CARRIL DE DISEÑO:

Consiste en una carga de 9.30 N/mm, uniformemente distribuida en direccion longitudinal. Transversalmente la carga de carril se supondra uniformemente distribuida en un ancho de 3000mm. Esta carga no estara sujeta a incremento por carga dinamica.



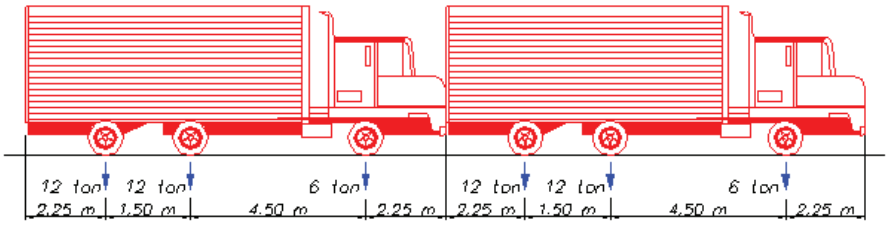

*Fuente: Google: Imagen de la posicion de ejes del tandem*



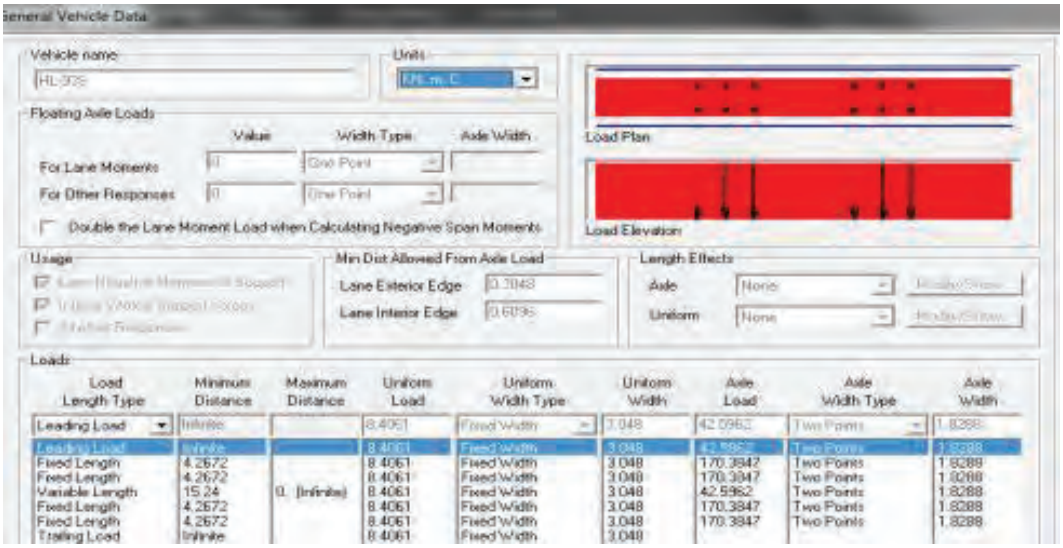
*Fuente: Recorte de CSIBridge: Definicion de Tandem en el software*

## 2.3.1.3. ESPECIAL (HL-93S)

Para consiguir momentos maximos negativos en los apoyos interiores, solo es aplicable en puentes que tienen mas de un tramo.




*Fuente: Google: Carga de los ejes y su respectivo espaciamiento*




*Fuente: Recorte de CSIBridge: Definicion de camion especial en el software*

## 2.3.3. FUERZA DE FRENADO (BR)

Consideramos toda la longitud del puente, L=60m, y se tomara el mayor de los siguientes valores

- $FPM := 1.00$ Factor de multiple presencia (para este caso dos carriles)
- $q_{carril} := 0.97 \ \frac{tonnef}{m}$ Carga de carril de diseño
- $N_{carril} = 2$ "Numero de carriles
- $L_{arco} = 60 \ m$
- 25% del camion de diseño
  $BR_1 := 0.25 \cdot (3.63 \ tonnef + 14.52 \ tonnef + 14.52 \ tonnef) = 8.17 \ tonnef$
- 25% del tandem de diseño
  $BR_2 := 0.25 \cdot (11.34 \ tonnef + 11.34 \ tonnef) = 5.67 \ tonnef$
- 5% del camion de diseño
  $BR_3 := 0.05 \cdot (3.63 \ tonnef + 14.52 \ tonnef + 14.52 \ tonnef + L_{arco} \cdot q_{carril}) = 4.54 \ tonnef$
- 5% del tandem de diseño
  $BR_4 := 0.05 \cdot (11.34 \ tonnef + 11.34 \ tonnef) = 1.13 \ tonnef$

$$BR_{max} := \max(BR_1, BR_2, BR_3, BR_4) = 8.17 \ tonnef$$

FUERZA DE FRENADO:

$$BR := BR_{max} \cdot FPM \cdot N_{carril} = 16.34 \ tonnef$$

## 2.3.4. CARGA PEATONAL (PL)

Segun el codigo AASHTO se debe considerar lo siguiente:

- $q_{peatonal} := 366 \ \frac{kgf}{m^2}$

## 2.3.5. CARGA DEL VIENTO (WS)

### 2.3.5.1. PRESION HORIZONTAL ESTATICA

Se utilizara las formulas y datos como lo especifica el codigo en la tabal 3.8.1.2.1 del AASHTO

$$V_{DZ} = 2.5 V_0 \left(\frac{V_B}{V_0}\right) \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)$$

Donde:

$V_{DZ}$ = velocidad del viento de diseño a la altura de diseño Z (km/h)

$V_*$ = velocidad friccional (km/h)

$V_9$ = velocidad del viento a 9.15m sobre el nivel del terreno o agua de diseño (km/h). En ausencia de datos $V_9 = V_B = 160$ km/h

$V_B$ = velocidad básica del viento igual a 160 km/h a una altura de 9.15m

$Z_0$ = longitud de fricción que trae el viento aguas arriba (m)

Z = altura de la estructura > 9.15m

**Tabla 2.7 Valores de $V_0$ y $Z_0$ (Tabla 3.8.1.1-1. AASHTO 2014)**

| CONDICION | TERRENO ABIERTO | AREA SUBURBANA | AREA URBANA |
|---|---|---|---|
| $V_0$ (km/h) | 13.2 | 17.5 | 19.3 |
| $Z_0$ (m) | 0.07 | 1.00 | 2.50 |

*Fuente: Puentes-ing. Arturo Rodriguez Serquen. Tabla de valores Vo y Zo*

$$P_D = P_B\left(\frac{V_{DZ}}{V_B}\right)^2 = P_B\left(\frac{V_{DZ}}{160}\right)^2$$

$P_D$ = presión del viento de diseño (kg/m²)

$P_B$ = presión básica del viento (kg/m²)

**Tabla 2.8 Presiones básicas $P_B$ correspondientes a $V_B$ = 160 km/h (Tabla 3.8.1.2.1-1. AASHTO 2014)**

| COMPONENTE DE LA SUPERESTRUCTURA | CARGA A BARLOVENTO (kg/m²) | CARGA A SOTAVENTO (kg/m²) |
|---|---|---|
| Reticulados, columnas y arcos | 245 | 122 |
| Vigas | 245 | No Aplicable |
| Grandes superficies planas | 195 | No Aplicable |

*Fuente: Puentes-ing. Arturo Rodriguez Serquen. Tabla de valores PB*

DATOS:

- $h_{SuperPonton} := 1.10\ m$ — Altura de la superestructura del ponton
- $h_{SuperArco} := 0.80\ m$ — Altura de la superestructura del arco
- $Z_{puente} := 11.00\ m$ — Altura de la superestructura respecto al suelo o rio
- $Z_0 := 0.07\ m$ — Longitud de friccion que trae el viento aguas arriba
- $V_0 := 13.2\ kph$ — Velocidad basica para TERRENO ABIERTO
- $V_9 := 160\ kph$ — Volocidad basica a 9.15m
- $V_B := 160\ kph$ — Velocidad basica
- $P_{Bbarlovento} := 245\ \frac{kg}{m^2}$ — Presion basica barlovento
- $P_{Bsotavento} := 122\ \frac{kg}{m^2}$ — Presion basica sotavento
- $V_{DZ} := 2.5 \cdot V_0 \cdot \left(\frac{V_9}{V_B}\right) \cdot \ln\left(\frac{Z_{puente}}{Z_0}\right) = 166.89\ kph$ — Velocidad correspondiente para una altura menor de 10m
- $P_{Dbarlovento} := P_{Bbarlovento} \cdot \left(\frac{V_{DZ}}{V_B}\right)^2 = 266.54\ \frac{kg}{m^2}$ — CARGA DE DISEÑO DE LA PRESION HORIZONTAL
- $q_{Dbarlovento1} := P_{Dbarlovento} \cdot h_{SuperPonton} = 293.2\ \frac{kg}{m}$ — Carga Horizontal Lineal sobre el Ponton BARLOVENTO

- $q_{Dbarlovento11} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } q_{Dbarlovento1} < 445 \frac{kg}{m} \\ \quad \left\| q_{Dbarlovento11} \leftarrow 445 \frac{kg}{m} \right. \\ \text{else} \\ \quad \left\| q_{Dbarlovento11} \leftarrow q_{Dbarlovento1} \right. \end{array} \right\| = 445 \frac{kg}{m}$

- $q_{Dbarlovento2} := P_{Dbarlovento} \cdot h_{SuperArco} = 213.23 \frac{kg}{m}$ Carga Horizontal Lineal sobre el arco BARLOVENTO

- $q_{Dbarlovento22} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } q_{Dbarlovento2} < 445 \frac{kg}{m} \\ \quad \left\| q_{Dbarlovento22} \leftarrow 445 \frac{kg}{m} \right. \\ \text{else} \\ \quad \left\| q_{Dbarlovento22} \leftarrow q_{Dbarlovento1} \right. \end{array} \right\| = 445 \frac{kg}{m}$

- $P_{Dsotavento} := P_{Bsotavento} \cdot \left( \frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2 = 132.73 \frac{kg}{m^2}$ CARGA DE DISEÑO DE LA PRESION HORIZONTAL

- $q_{Dsotavento1} := P_{Dsotavento} \cdot h_{SuperPonton} = 146 \frac{kg}{m}$ Carga Horizontal Lineal sobre el Ponton SOTAVENTO

- $q_{Dsotavento11} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } q_{Dsotavento1} < 223 \frac{kg}{m} \\ \quad \left\| q_{Dsotavento11} \leftarrow 223 \frac{kg}{m} \right. \\ \text{else} \\ \quad \left\| q_{Dsotavento11} \leftarrow q_{Dsotavento1} \right. \end{array} \right\| = 223 \frac{kg}{m}$

- $q_{Dsotavento2} := P_{Dsotavento} \cdot h_{SuperArco} = 106.18 \frac{kg}{m}$ Carga Horizontal Lineal sobre el arco SOTAVENTO

- $q_{Dsotavento22} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } q_{Dsotavento2} < 223 \frac{kg}{m} \\ \quad \left\| q_{Dsotavento22} \leftarrow 223 \frac{kg}{m} \right. \\ \text{else} \\ \quad \left\| q_{Dsotavento22} \leftarrow q_{Dsotavento2} \right. \end{array} \right\| = 223 \frac{kg}{m}$

### 2.3.5.2. PRESION VERTICAL

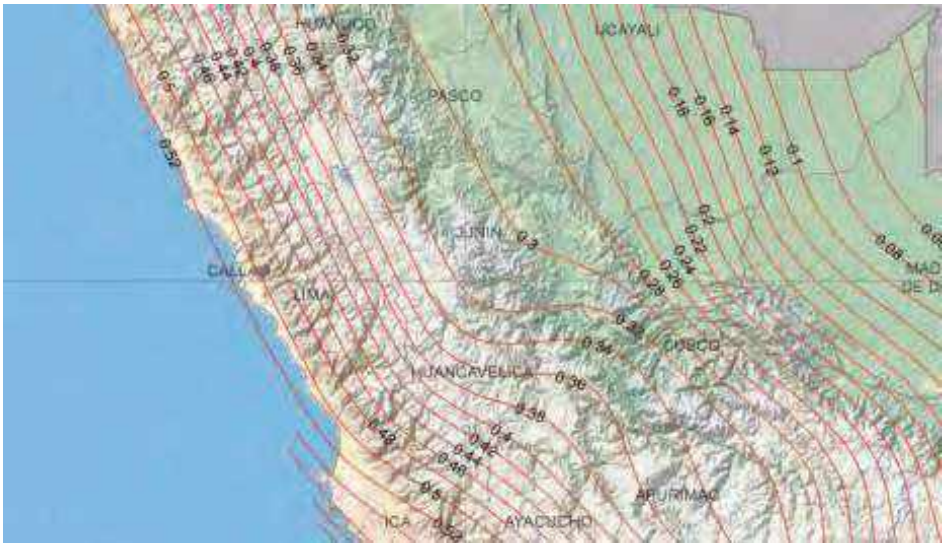
La fuerza que se considerara es hacia arriva uniformemente distribuidapor unidad de longitud del puente por una magnitud de 100kgf/m2, y este valor sera multiplicado por el ancho del tablero.

- $A_{calzada} = 9.2\ m$ Ancho de la calzada del tablero
- $P_{DV} := 100 \frac{kgf}{m^2}$ Presion vertical basica

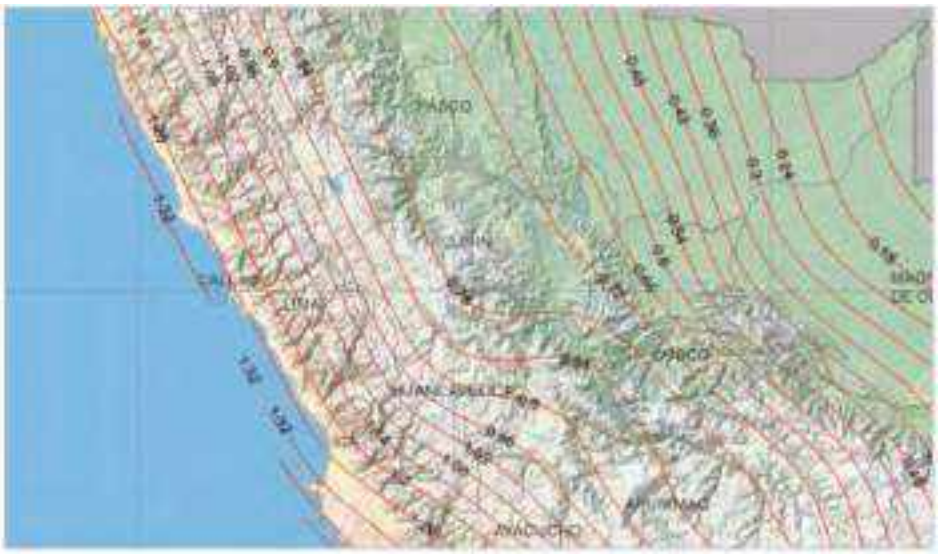
$q_{DV} := P_{DV} \cdot A_{calzada} = 920 \frac{kgf}{m}$ CARGA DE DISEÑO DE LA PRESION VERTICAL a Acalzada/4

## 2.3.7. SISMO (EQ)

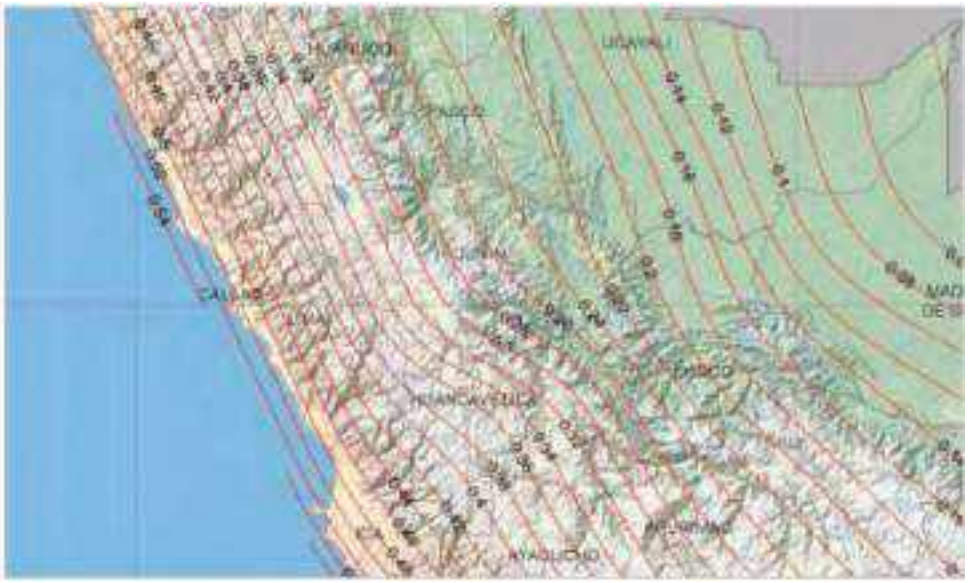
Las cargas sismicas se deberan tomar como solicitaciones horizontales segun se especifica en el item 4.7.4 del AASHTO, en base a la respuesta elastica, Se especifica Csm en el articulo 3.10.4 del AASHTO, y se debera ajustar aplicando el factor de modificacion de la respuesta R, tambien especificado en el articulo 3.10.7.1 del AASHTO




*Fuente: Manual de Puentes 2018 MTC: Mapa de isoaceleraciones, suelo tipo B, AASHTO 2014 (PGA=0.30g, para cusco)*



*Fuente: Manual de Puentes 2018 MTC: Mapa de isoaceleraciones, suelo tipo B, AASHTO 2014 (periodo estructural 0.2seg. SS=0.72g, para cusco)*



*Fuente: Manual de Puentes 2018 MTC: Mapa de isoaceleraciones, suelo tipo B, AASHTO 2014 (periodo estructural 1.0seg. S1=0.19g, para cusco)*

tabla 3.10.3.2-1 Valores de factor de sitio, Fpga, periodo-cero en el espectro de aceleracion

| CLASE DE SITIO | Coeficiente de aceleracion pico del terreno (PGA) | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | PGA<0.10 | PGA=0.20 | PGA=0.30 | PGA=0.40 | PGA>0.50 |
| A | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 0.8 |
| B | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| C | 1.2 | 1.2 | 1.1 | 1 | 1 |
| D | 1.6 | 1.4 | 1.2 | 1.1 | 1 |
| E | 2.5 | 1.7 | 1.2 | 0.9 | 0.9 |
| F | * | * | * | * | * |

NOTAS: i) Usar linea recta de interpolacion para valores intermedios de PGA

ii) Llevar a cabo investigaciones geotecnicas especificas del sitio y analisis de respuesta dinamica de sitio, para todos los sitios en sitio clase F

*Fuente: : AASHTO LRFD 2014*

tabla 3.10.3.2-2 Valores de factor de sitio, Fa, para rango de periodo corto en el espectro de aceleracion

| CLASE DE SITIO | Coeficiente de aceleracion espectral en periodo 0.2s (Ss) | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | Ss<0.25 | Ss=0.50 | Ss=0.75 | Ss=1.00 | Ss>1.25 |
| A | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 0.8 |
| B | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| C | 1.2 | 1.2 | 1.1 | 1 | 1 |
| D | 1.6 | 1.4 | 1.2 | 1.1 | 1 |
| E | 2.5 | 1.7 | 1.2 | 0.9 | 0.9 |
| F | * | * | * | * | * |

NOTAS: i) Usar la interpolacion lineal para valores intermedios de Ss

ii) Llevar a cabo investigaciones geotecnicas especificas del sitio y analisis de respuesta dinamica de sitio, para todos los sitios en sitio clase F

*Fuente: AASHTO LRFD 2014*

tabla 3.10.3.2-3 Valores de factor de sitio, Fv, para rango de periodo largo en el espectro de aceleracion

| CLASE DE SITIO | Coeficiente de aceleracion espectral en periodo 1.0s (S1) | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | S1<0.1 | S1=0.2 | S1=0.3 | S1=0.4 | S1>0.5 |
| A | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 0.8 |
| B | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| C | 1.7 | 1.6 | 1.5 | 1.4 | 1.3 |
| D | 2.4 | 2 | 1.8 | 1.6 | 1.5 |
| E | 3.5 | 3.2 | 2.8 | 2.4 | 2.4 |
| F | * | * | * | * | * |

NOTAS: i) Usar la interpolacion lineal para valores intermedios de S1

ii) Llevar a cabo investigaciones geotecnicas especificas del sitio y analisis de respuesta dinamica de sitio, para todos los sitios en sitio clase F

*Fuente: AASHTO LRFD 2014*

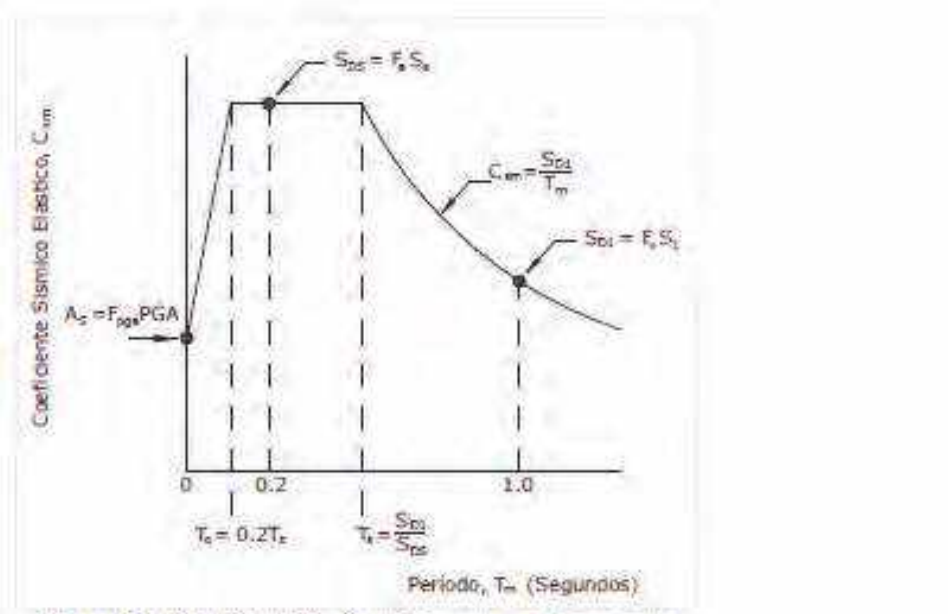



**Figura 2.4.3.11.3.1-1** Diseño de Espectro de Respuesta (3.10.4.1-1 AASHTO)

*Fuente: Manual de Puentes 2018 MTC: AASHTO 3.10.4.1-1*

## 2.3.7.1. PARAMETROS SISMICOS

De las mapas y tablas mostrados anteriormente se obtiene los siguientes datos:

LUGAR : CUSCO
Zona sismica $z := 2$
Clase de sitio : B

$PGA := 0.30\,g$
$S_s := 0.72\,g$
$S_1 := 0.19\,g$
$F_{pga} := 1.00$
$F_a := 1.00$
$F_v := 1.00$

$$A_s := PGA \cdot F_{pga} = 0.3$$

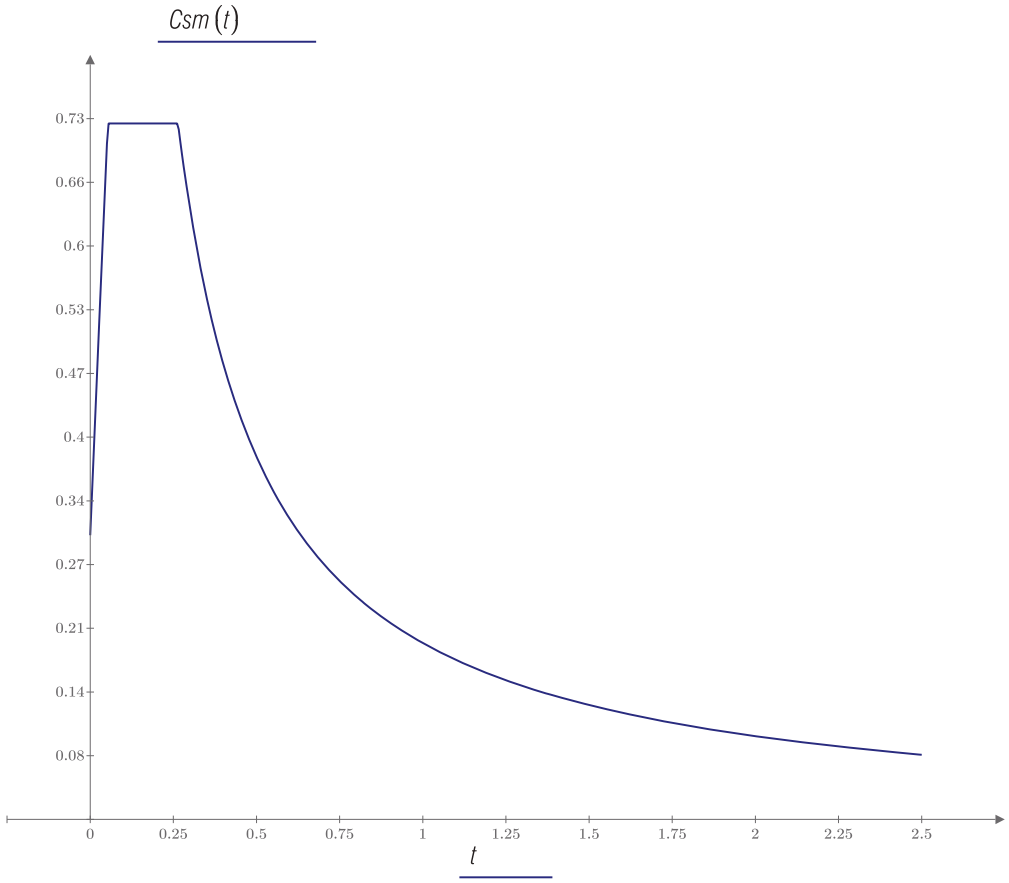
$$S_{DS} := S_s \cdot F_a = 0.72$$

$$S_{D1} := S_1 \cdot F_v = 0.19$$

$$T_s := \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 0.26$$

$$T_0 := 0.2 \cdot T_s = 0.05$$

$$Csm(t) := \left\| \begin{array}{l} \text{if } 0 \le t < T_0 \\ \quad \left\| Csm \leftarrow A_s + (S_{DS} - A_s) \cdot \frac{t}{T_0} \right. \\ \text{else if } T_0 \le t \le T_s \\ \quad \left\| Csm \leftarrow S_{DS} \right. \\ \text{else if } t > T_s \\ \quad \left\| Csm \leftarrow \frac{S_{D1}}{t} \right. \end{array} \right.$$




Espectro de Diseño segun AASHTO

## 2.4. COMBINACION DE CARGAS

Para las combinaciones aplicables de los efectos de la fuerza extrema factorizada, se considerara los factores de mayoracion de la siguiente tabla 3.4.1-1 AASHTO, para cada estados limites siguientes.

Tabla 2.23 Combinaciones de carga y Factores de Carga.

| Combinación de cargas / Estado Límite | DC DD DW EH EV ES | LL IM CE BR PL LS | WA | WS | WL | FR | TU CR SH | TG | Usar solamente uno de los indicados en estas columnas en cada combinación | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | | | | SE | EQ | IC | CT | CV |
| RESISTENCIA I | γp | 1.75 | 1.00 | | | 1.00 | 0.50/1.20 | γTG | γSE | | | | |
| RESISTENCIA II | γp | 1.35 | 1.00 | | | 1.00 | 0.50/1.20 | γTG | γSE | | | | |
| RESISTENCIA III | γp | | 1.00 | 1.40 | | 1.00 | 0.50/1.20 | γTG | γSE | | | | |
| RESISTENCIA IV Solo EH, EV, ES DW, DC | γp 1.5 | | 1.00 | | | 1.00 | 0.50/1.20 | | | | | | |
| RESISTENCIA V | γp | 1.35 | 1.00 | 0.40 | 0.40 | 1.00 | 0.50/1.20 | γTG | γSE | | | | |
| EVENTO EXTREMO I | γp | γEQ | 1.00 | | | 1.00 | | | | 1.00 | | | |
| EVENTO EXTREMO II | γp | 0.50 | 1.00 | | | 1.00 | | | | | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| SERVICIO I | γp | 1.00 | 1.00 | 0.30 | 0.30 | 1.00 | 1.00/1.20 | γTG | γSE | | | | |
| SERVICIO II | γp | 1.30 | 1.00 | | | 1.00 | 1.00/1.20 | | | | | | |
| SERVICIO III | γp | 0.80 | 1.00 | | | 1.00 | 1.00/1.20 | γTG | γSE | | | | |
| FATIGA Solo LL, IM, CE | | 0.75 | | | | | | | | | | | |

*Fuente: Manual de Puentes 2018 MTC: Tabla de combinaciones y factores de carga.*

**Tabla 2.4.5.3.1-2 Factores de carga para cargas permanentes, $\gamma_p$**

(3.4.1-2 AASHTO)

| Tipo de Carga, Tipo de Fundaciones, y Métodos Usados para Fuerza de Arrastre Hacia Abajo (Downdrag) | | Factor de Carga: Máximo | Factor de Carga: Mínimo |
|---|---|---|---|
| **DC:** Componentes y Auxiliares | | 1.25 | 0.90 |
| **DC:** Resistencia IV Solamente | | 1.50 | 0.90 |
| **DD: Downdrag** | Pilotes, α Método de Tomlinson | 1.40 | 0.25 |
| | Pilotes, λ Método | 1.05 | 0.30 |
| | Pilotes Perforados, (Drilled shaft) Método de O'Neill and Reese (1999) | 1.25 | 0.35 |
| **DW: Superficie** de rodadura y accesorios | | 1.50 | 0.65 |
| **EH:** Presión Horizontal de la tierra | | | |
| • Activa | | 1.50 | 0.90 |
| • En reposo | | 1.35 | 0.90 |
| • AEP Para paredes ancladas | | 1.35 | N/A |
| **EL:** Esfuerzos residuales acumulados resultantes del proceso constructivo, (Locked in construction Stresses) | | 1.00 | 1.00 |
| **EV:** Presión vertical de la tierra | | | |
| • Estabilidad global | | 1.00 | N/A |
| • Muros y estribos de retención | | 1.35 | 1.00 |
| • Estructura rígida enterrada | | 1.30 | 0.90 |
| • Pórticos rígidos | | 1.35 | 0.90 |
| • Estructuras flexible enterradas | | | |
| ○ Alcantarillas cajón metálicas, placas estructurales con corrugaciones y alcantarillas de lámina de vidrio | | 1.95 | 0.90 |
| ○ Alcantarillas termoplásticas | | 1.50 | 0.90 |
| ○ Todas otras | | 1.95 | 0.90 |
| **ES:** Carga superficial (sobrecarga) en el terreno | | 1.50 | 0.75 |

**Tabla 2.4.5.3.1-3 Factores de carga para cargas permanentes, debido a deformaciones superimpuestas $\gamma_p$**

*Fuente: Manual de Puentes 2018 MTC: Tabla de factores de carga para cargas permanentes.*

# 3.0. PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

## 3.1. SUPERESTRUCTURA

### 3.1.1. GEOMETRIA

#### 3.1.1.1. ESPESOR DE LA LOSA

AASHTO recomienda como peraltes minimos las siguientes relaciones mostrados en la tabla 2.5.2.6.3-1

**Tabla 2.9.1.4.4.5.1c-1** Peraltes mínimos tradicionales para superestructuras de profundidad constante

(Tabla 2.5.2.6.3-1 AASHTO)

| Superestructura | | Profundidad mínima (incluyendo el tablero) Si se utilizan elementos de profundidad variable, estos valores se pueden ajustar para considerar los cambios de rigidez relativa de las secciones de momento positivo y negativo | |
|---|---|---|---|
| **Material** | **Tipo** | **Tramos Simples** | **Tramos Continuos** |
| Concreto reforzado | Losa con armadura principal paralela al tráfico | $\frac{1.2(S+10)}{30}$ en (ft) | $\frac{S+10}{30} \geq 0.54$ ft |
| | Vigas T | 0.070L | 0.065L |
| | Vigas Cajón | 0.060L | 0.055L |
| | Vigas de estructuras peatonales | 0.035L | 0.033L |
| Concreto preforzado | Losas | 0.030L ≥ 6.5 in | 0.027 ≥ 6.5 in |
| | Vigas cajón cerradas en alto | 0.045L | 0.040L |
| | Vigas doble T prefabricadas | 0.045L | 0.040L |
| | Vigas de estructuras peatonales | 0.033L | 0.030L |
| | Vigas cajón adyacentes | 0.030L | 0.025L |
| Acero | Profundidad total de viga doble T compuesta | 0.040L | 0.033L |
| | Profundidad de la porción de sección doble T de la viga doble T compuesta | 0.033L | 0.027L |
| | Reticulados | 0.100L | 0.100L |

*Fuente: Manual de Puentes 2018 MTC: Tabla 2.5.2.6.3-1 AASHTO. Peraltes minimos*

$S'_{arco} = 2\ m$

$S'_{ponton} = 2\ m$

$t_{continuo} := \frac{S'_{arco} + 3\ m}{30} = 0.17\ m$

$t_{simple} := \frac{1.2 \cdot (S'_{ponton} + 3\ m)}{30} = 0.2\ m$

$t_{losa} := 0.20\ m$

### 3.1.1.2. PROFUNDIDAD DE LA VIGA

$L_s = 10\ m$

$L_{ponton} = 13\ m$

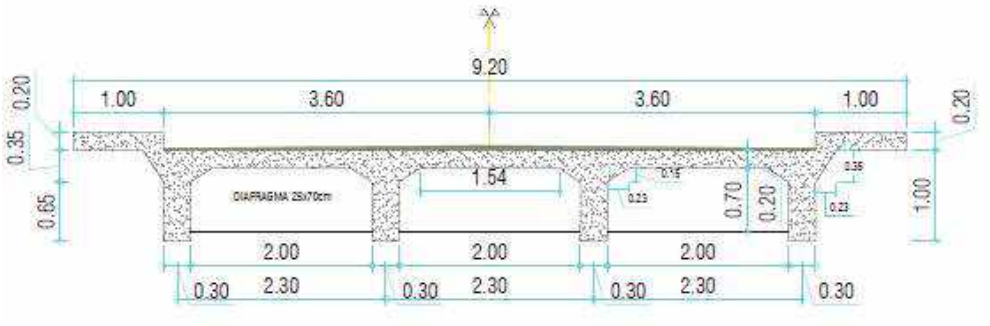
$h_{ponton} := 0.07 \cdot L_{ponton} = 0.91\ m$ ==> $h_{ponton} := 110\ cm$

$h_{arco} := 0.065 \cdot L_s = 0.65\ m$ ==> $h_{arco} := 80\ cm$

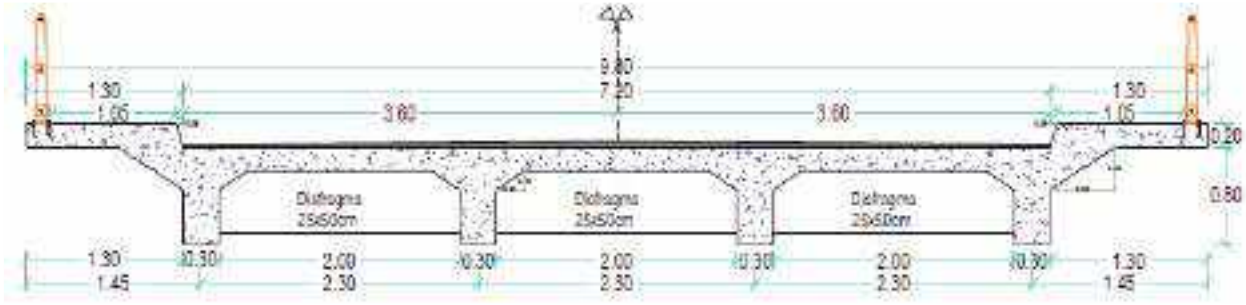
$b_{sup} := 0.0157 \cdot \sqrt{S'_{arco} \cdot \frac{1}{m}} \cdot L_{ponton} = 0.29\ m$ ==> $b_{sup} := 30\ cm$

### 3.1.1.3. VIGA DIAFRAGMA

$b_{diafragma} := 25\ cm$ $h_{Dponton} := 70\ cm$ $h_{Darco} := 50\ cm$




*Superestructura del Ponton*




*Superestrucutra del Arco*

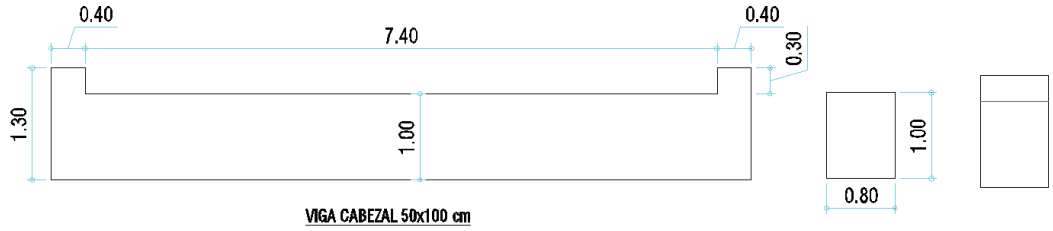
## 3.2. PILAS

### 3.1.1. GEOMETRIA

#### 3.1.1.1. VIGA CABEZAL

$b_{Vcabezal} := 80\ cm$

$h_{Vcabezal} := 100\ cm$




VIGA CABEZAL 50x100 cm

### 3.1.1.2. DIMENSIONES DE LA COLUMNA

COLUMNA

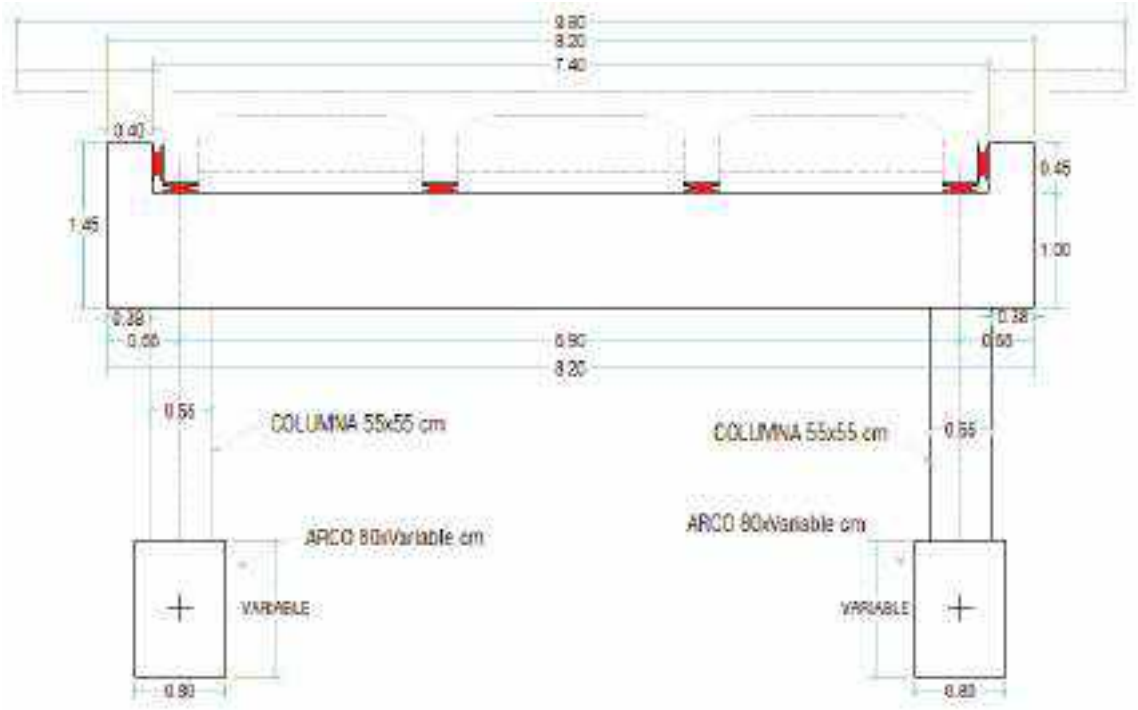
$b_{col} := 55\ cm$

$h_{col} := 55\ cm$

DIAFRAGMA DEL ARCO

$b_{riostra} := 80\ cm$

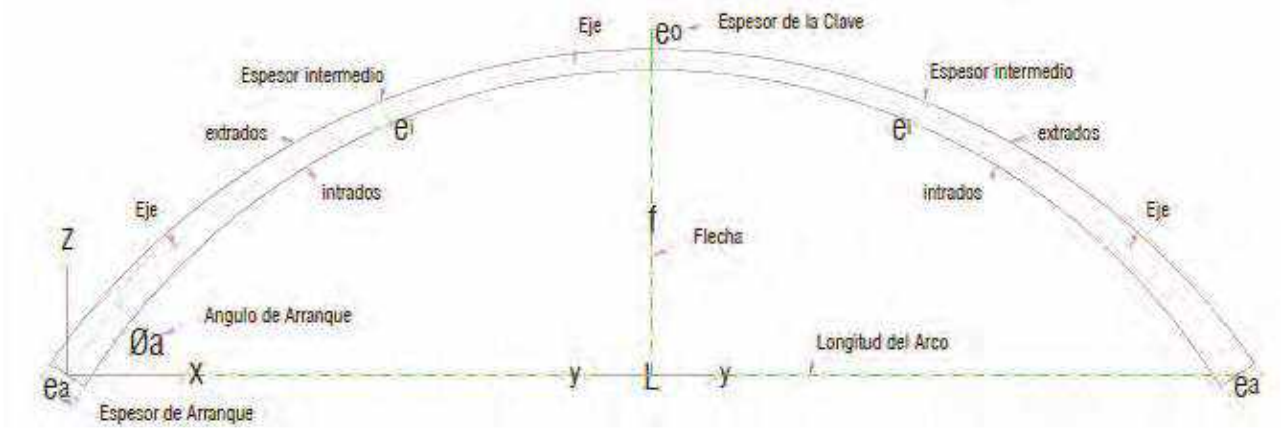
$h_{riostra} := 40\ cm$




## 3.3. ARCO

### 3.1.1. GEOMETRIA

#### 3.1.1.1. EJE DEL ARCO PRINCIPAL




$L_{arco} = 60\ m$

$f_{arco} = 11.09\ m$

$\frac{f_{arco}}{L_{arco}} = 0.18$ se encuentra dentro del rango de 1/5~1/6

$e_0 := \frac{L_{arco}}{90} = 0.67\ m$ ==> $e_0 := 80\ cm$

$e_a := \frac{L_{arco}}{45} = 1.33\ m$ ==> $e_a := 130\ cm$

==> $b_{arco} := 80\ cm$

**PARAMETROS GEOMETRICO DEL ARCO**

| | | | |
|---|---|---|---|
| longitud | L = | 60.00 | m |
| flecha | f = | 11.09 | m |
| ancho de arranque | ba = | 0.80 | m |
| altura de corona | ho=eo = | 1.00 | m |
| altura en arranque | ha=ea = | 1.30 | m |
| angulo en arranque | Øa = | 36.48 | ° |
| momento de arranque corona | Io = | 0.067 | m^4 |
| momento de inercia arranque | Ia = | 0.146 | m^4 |
| constante del arco | Ka = | 0.57 | |
| | ea/eo = | 1.30 | |
| | f/L = | 0.18 | |

*ECUACION DEL EJE DEL ARCO*

$$Z = 4 * f * \left(1 - \frac{x}{L}\right) * \frac{x}{L}$$

*PENDIENTE DEL ARCO*

$$m = \tan \emptyset = \frac{4f}{L} * (1 - \frac{2x}{L})$$

*ANGULO FORMADO EL EJE DEL ARCO Y HORIZONTAL*

$$\emptyset = \tan^{-1}[\frac{4f}{L} * (1 - \frac{2x}{L})]$$

*MOMENTO DE INERCIA EN FUNCION DE LA SECCION*

$$I = \frac{b * e^3}{12}$$

*MOMENTO DE INERCIA DE LA SECCION*

$$I = \frac{I_0}{\cos \emptyset\,[1 - (1 - k) * \frac{2Z}{L}]}$$

*CONSTANTE DEL ARCO*

$$k = \frac{I_0}{I_a * \cos \emptyset_a}$$

*CONSTANTE DEL ARCO*

$$k = [\frac{e_0}{e_a}]^3 * \frac{1}{\cos \emptyset_a}$$

*ESPESOR DEL ARCO*

$$e = \frac{e_0}{[\cos \emptyset\,[1 - (1 - k) * \frac{2Z}{L}]]^{1/3}}$$

*ECUACION DE INTRADOS*

$$x' = x + \frac{e}{2} * \sin \emptyset$$

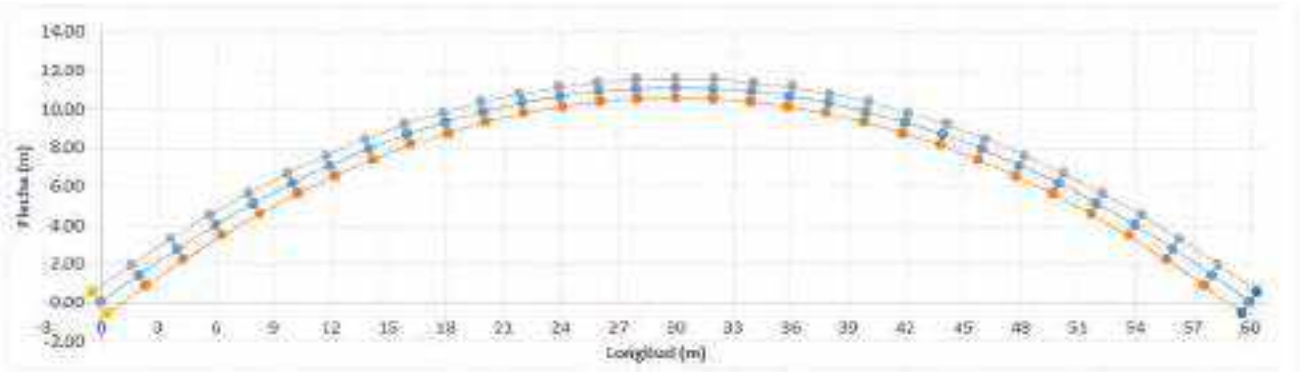
$$z' = z - \frac{e}{2} * \cos \emptyset$$

*ECUACION DE EXTRADOS*

$$x'' = x - \frac{e}{2} * \sin \emptyset$$

$$z'' = z + \frac{e}{2} * \cos \emptyset$$

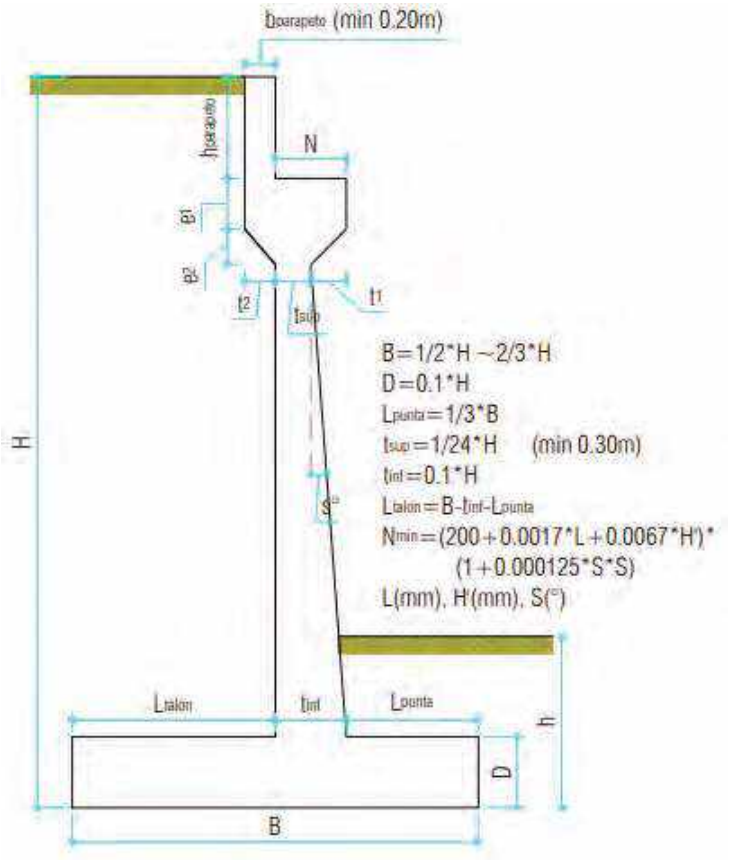
| EJE | | GEOMETRIA DEL ARCO L=60m | | | | | | INTRADOS | | EXTRADOS | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| x (m) | Z (m) | y (m) | abs(y) | Ø° | abs(Ø°) | e (m) | I (m^4) | x' (m) | Z' (m) | x'' (m) | Z'' (m) |
| 0 | 0.00 | 30 | 30.00 | 36.48 | 36.48 | 1.30 | 0.1465 | 0.39 | -0.52 | -0.39 | 0.52 |
| 2 | 1.43 | 28 | 28.00 | 34.61 | 34.61 | 1.27 | 0.1361 | 2.36 | 0.91 | 1.64 | 1.95 |
| 4 | 2.76 | 26 | 26.00 | 32.65 | 32.65 | 1.24 | 0.1269 | 4.33 | 2.24 | 3.67 | 3.28 |
| 6 | 3.99 | 24 | 24.00 | 30.60 | 30.60 | 1.21 | 0.1186 | 6.31 | 3.47 | 5.69 | 4.51 |
| 8 | 5.13 | 22 | 22.00 | 28.47 | 28.47 | 1.19 | 0.1112 | 8.28 | 4.60 | 7.72 | 5.65 |
| 10 | 6.16 | 20 | 20.00 | 26.24 | 26.24 | 1.16 | 0.1046 | 10.26 | 5.64 | 9.74 | 6.68 |
| 12 | 7.10 | 18 | 18.00 | 23.92 | 23.92 | 1.14 | 0.0986 | 12.23 | 6.58 | 11.77 | 7.62 |
| 14 | 7.94 | 16 | 16.00 | 21.52 | 21.52 | 1.12 | 0.0932 | 14.21 | 7.42 | 13.79 | 8.46 |
| 16 | 8.67 | 14 | 14.00 | 19.04 | 19.04 | 1.10 | 0.0884 | 16.18 | 8.16 | 15.82 | 9.19 |
| 18 | 9.32 | 12 | 12.00 | 16.47 | 16.47 | 1.08 | 0.0841 | 18.15 | 8.80 | 17.85 | 9.83 |
| 20 | 9.86 | 10 | 10.00 | 13.84 | 13.84 | 1.06 | 0.0803 | 20.13 | 9.34 | 19.87 | 10.37 |
| 22 | 10.30 | 8 | 8.00 | 11.15 | 11.15 | 1.05 | 0.0768 | 22.10 | 9.79 | 21.90 | 10.82 |
| 24 | 10.65 | 6 | 6.00 | 8.41 | 8.41 | 1.03 | 0.0738 | 24.08 | 10.13 | 23.92 | 11.16 |
| 26 | 10.89 | 4 | 4.00 | 5.63 | 5.63 | 1.02 | 0.0711 | 26.05 | 10.38 | 25.95 | 11.40 |
| 28 | 11.04 | 2 | 2.00 | 2.82 | 2.82 | 1.01 | 0.0687 | 28.02 | 10.54 | 27.98 | 11.55 |
| 30 | 11.09 | 0 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 0.0667 | 30.00 | 10.59 | 30.00 | 11.59 |
| 32 | 11.04 | 2 | 2.00 | -2.82 | 2.82 | 1.01 | 0.0687 | 31.98 | 10.54 | 32.02 | 11.55 |
| 34 | 10.89 | 4 | 4.00 | -5.63 | 5.63 | 1.02 | 0.0711 | 33.95 | 10.38 | 34.05 | 11.40 |
| 36 | 10.65 | 6 | 6.00 | -8.41 | 8.41 | 1.03 | 0.0738 | 35.92 | 10.13 | 36.08 | 11.16 |
| 38 | 10.30 | 8 | 8.00 | -11.15 | 11.15 | 1.05 | 0.0768 | 37.90 | 9.79 | 38.10 | 10.82 |
| 40 | 9.86 | 10 | 10.00 | -13.84 | 13.84 | 1.06 | 0.0803 | 39.87 | 9.34 | 40.13 | 10.37 |
| 42 | 9.32 | 12 | 12.00 | -16.47 | 16.47 | 1.08 | 0.0841 | 41.85 | 8.80 | 42.15 | 9.83 |
| 44 | 8.67 | 14 | 14.00 | -19.04 | 19.04 | 1.10 | 0.0884 | 43.82 | 8.16 | 44.18 | 9.19 |
| 46 | 7.94 | 16 | 16.00 | -21.52 | 21.52 | 1.12 | 0.0932 | 45.79 | 7.42 | 46.21 | 8.46 |
| 48 | 7.10 | 18 | 18.00 | -23.92 | 23.92 | 1.14 | 0.0986 | 47.77 | 6.58 | 48.23 | 7.62 |
| 50 | 6.16 | 20 | 20.00 | -26.24 | 26.24 | 1.16 | 0.1046 | 49.74 | 5.64 | 50.26 | 6.68 |
| 52 | 5.13 | 22 | 22.00 | -28.47 | 28.47 | 1.19 | 0.1112 | 51.72 | 4.60 | 52.28 | 5.65 |
| 54 | 3.99 | 24 | 24.00 | -30.60 | 30.60 | 1.21 | 0.1186 | 53.69 | 3.47 | 54.31 | 4.51 |
| 56 | 2.76 | 26 | 26.00 | -32.65 | 32.65 | 1.24 | 0.1269 | 55.67 | 2.24 | 56.33 | 3.28 |
| 58 | 1.43 | 28 | 28.00 | -34.61 | 34.61 | 1.27 | 0.1361 | 57.64 | 0.91 | 58.36 | 1.95 |
| 60 | 0.00 | 30 | 30.00 | -36.48 | 36.48 | 1.30 | 0.1465 | 59.61 | -0.52 | 60.39 | 0.52 |




*Grafica del Arco parabolico con el eje principal, Intrados y Extrados*

## 3.4. ESTRIBOS

El predimensionamiento de los estribos se realizaran tomando los siguientes criterio como se muestra en la imagen siguiente:




*Grafica del criterio a emplear para el predimensionamiento*

### 3.4.1. ESTRIBO DERECHO

$h_{arco} = 0.8\ m$

$H_{ED} := 13.20\ m$

$N_{ED} := 0.80\ m$

$h_{EDparapeto} := h_{arco} + 0.1\ m = 0.9\ m$

$$t_{EDsup} := \frac{H_{ED}}{24} = 0.55\ m \quad ==> \quad t_{EDsup} := 0.80\ m$$

$$t_{EDinf} := \frac{H_{ED}}{10} = 1.32\ m \quad ==> \quad t_{EDinf} := 2.00\ m$$

### 3.4.2. ESTRIBO CENTRAL

$h_{arco} = 0.8\ m$

$H_{EC} := 11.04\ m$

$N_{EC} := 0.80\ m$

$h_{ECparapeto} := h_{arco} + 0.1\ m = 0.9\ m$

$e_{EC1} := 0.60\ m$

$e_{EC2} := 0.60\ m$

$t_{EC1} := 0.45\ m$

$t_{EC2} := 0.45\ m$

$$t_{ECsup} := \frac{H_{EC}}{24} = 0.46\ m \quad ==> \quad t_{ECsup} := 1.50\ m$$

$$t_{ECinf} := \frac{H_{EC}}{10} = 1.1\ m \quad ==> \quad t_{ECinf} := 1.50\ m$$

### 3.4.3. ESTRIBO IZQUIERDA

$h_{ponton} = 1.1\ m$

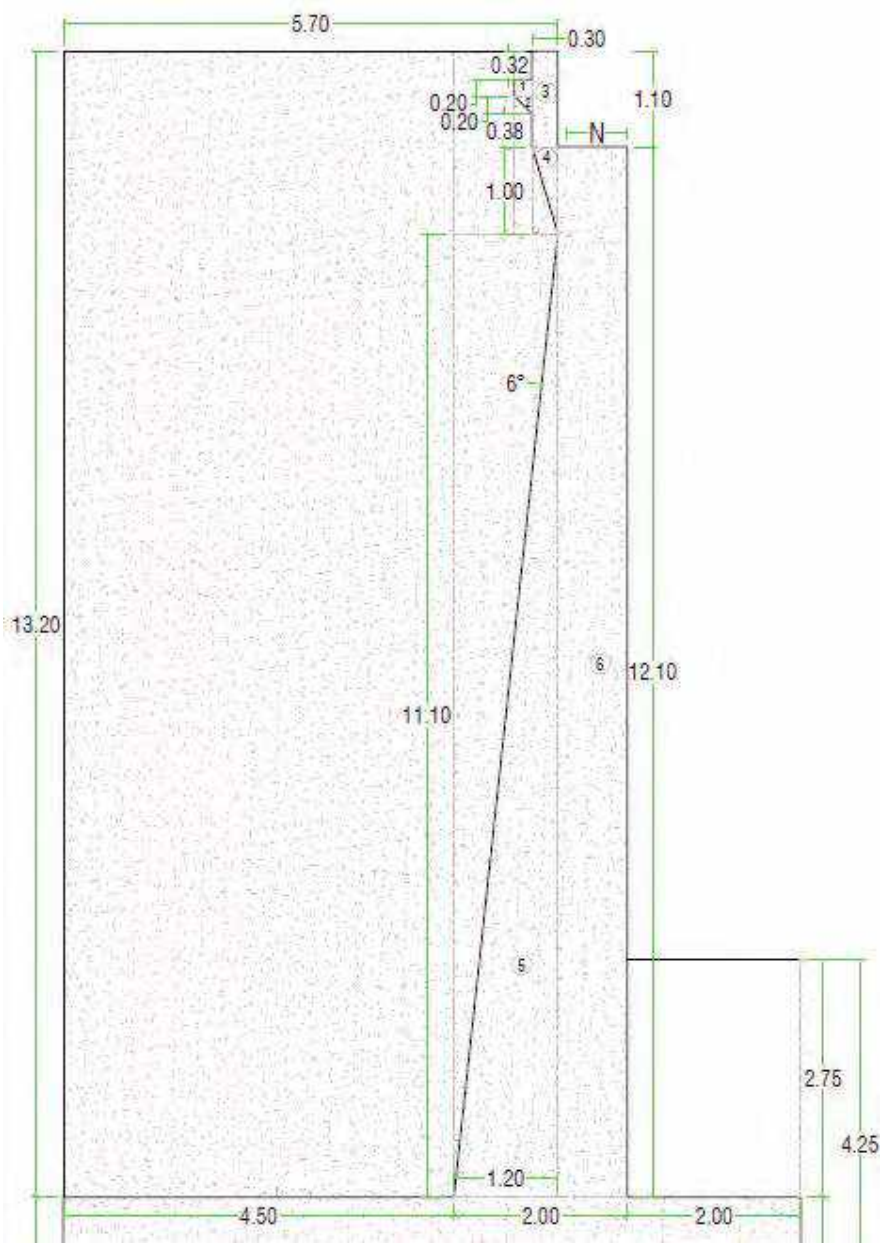
$H_{EI} := 13.20\ m$

$N_{EI} := 0.80\ m$

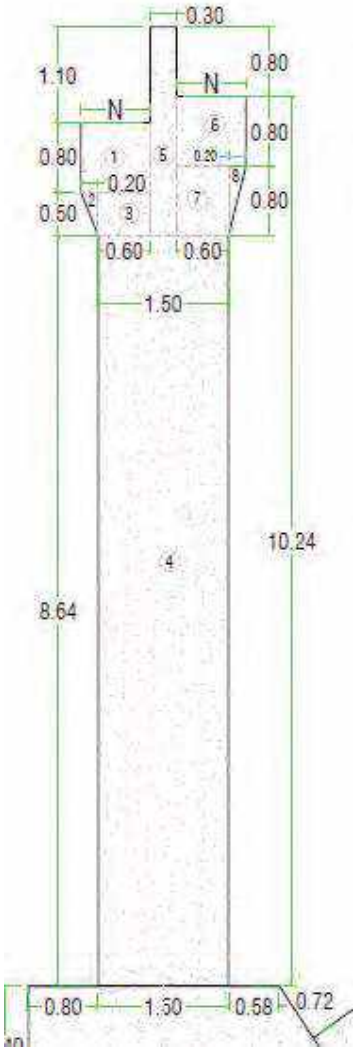
$h_{EIparapeto} := h_{ponton} + 0.1\ m = 1.2\ m$

$t_{EIsup} := \frac{H_{EI}}{24} = 0.55\ m$ ==> $t_{EIsup} := 0.80\ m$

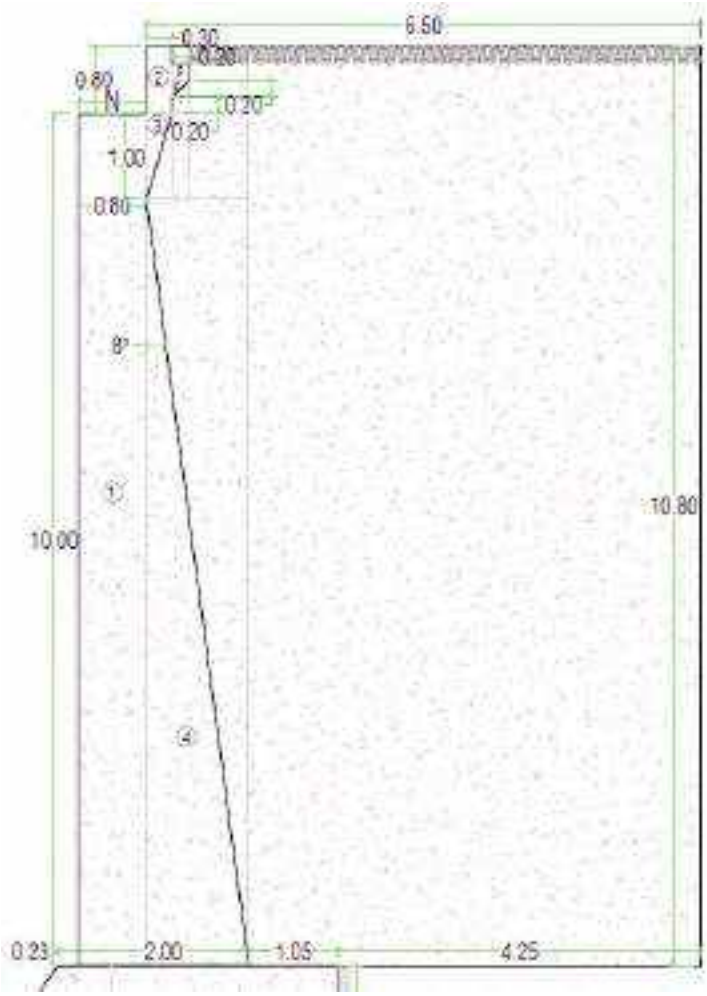
$t_{EIinf} := \frac{H_{EI}}{10} = 1.32\ m$ ==> $t_{EIinf} := 2.00\ m$




ESTRIBO IZQUIERDO



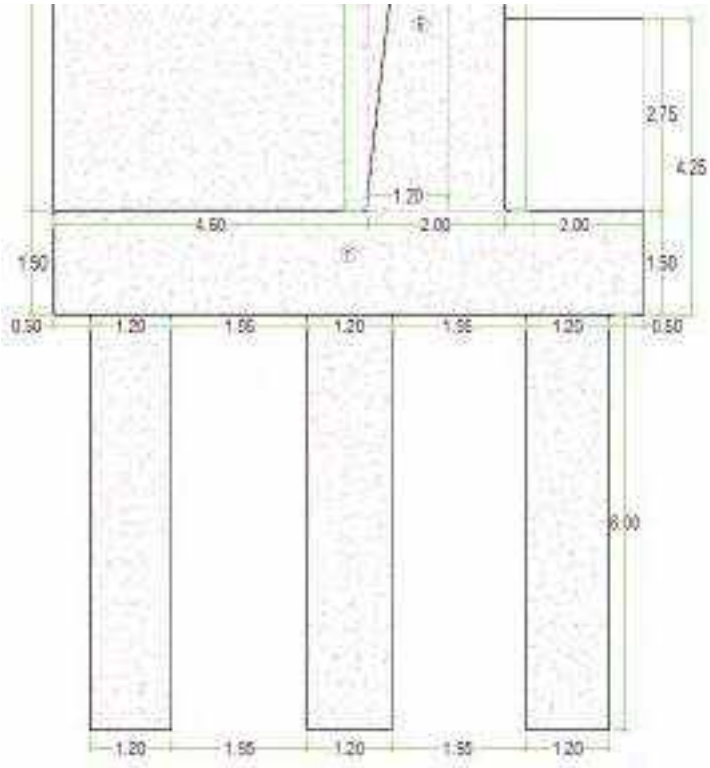

ESTRIBO CENTRAL



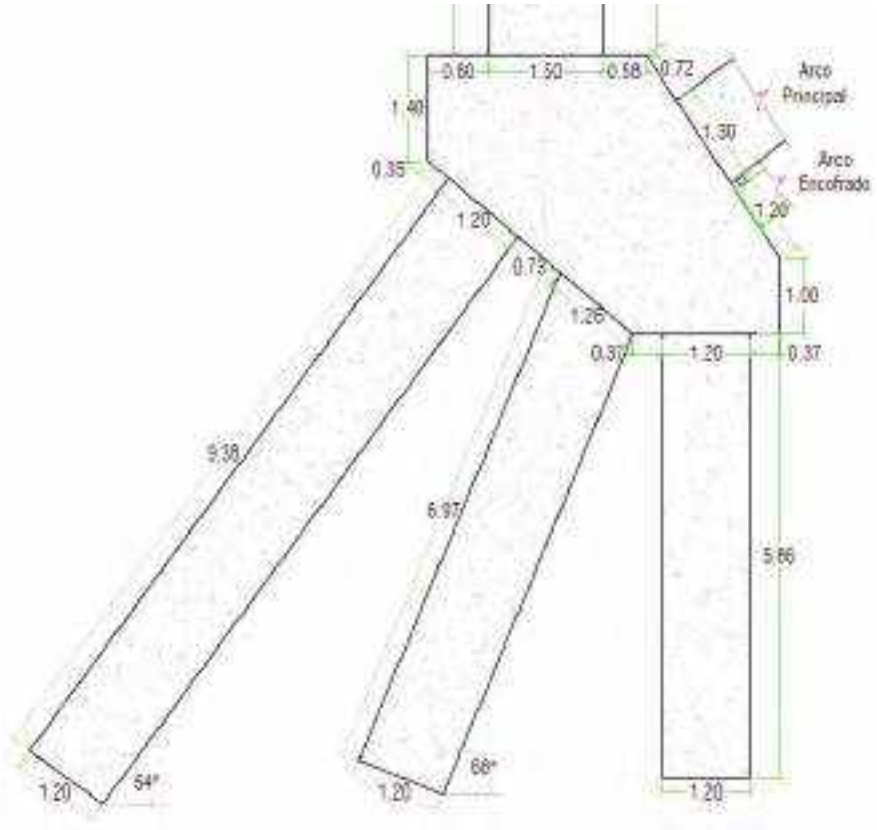

ESTRIBO DERECHO

## 3.5. CIMENTACION

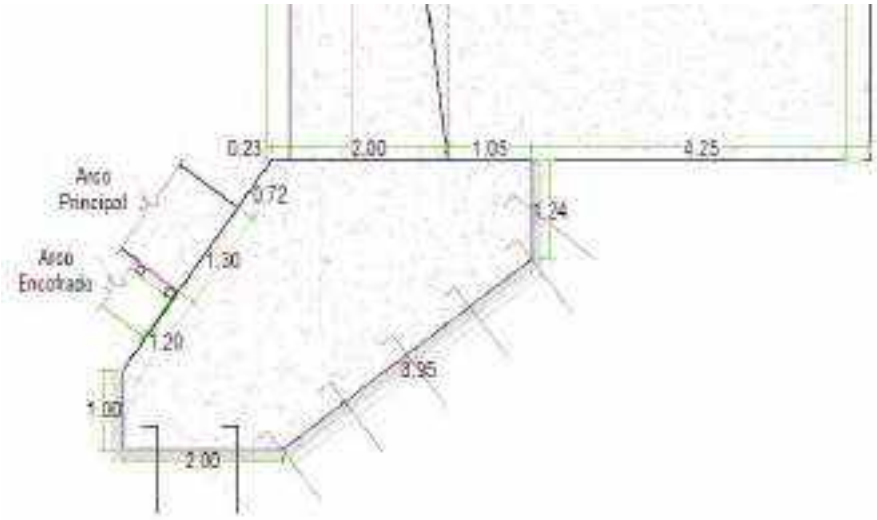
Los cimiento requeridos para la estructura son no convencionales, para la cual se tiene las siguientes dimensiones:




CIMIENTO IZQUIERDO




CIMIENTO CENTRAL




CIMIENTO IZQUIERDO

# 4.0. DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA, PILAS Y ARCO

## 4.1. DATOS GENERICOS

### 4.1.1. FILOSOFIA DE AASHTO-LRFD

#### 4.1.1.1. RESISTENCIA DE DISEÑO AASHTO-LRFD

REQUESITOS GENERALES:
Los puentes se deben diseñar considerado los estados limites especificados a fin de lograr los objetivos de construibilidad, seguridad y serviciabilidad, considerando debidamente los aspectos relacionados con la inspeccionabilidad, economia y estetica, segun lo especificado en el articulo 2.5 **(1.3)**

La solicitacion mayorada y combinacion de cargas se tomara como:

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r \qquad \textbf{(1.3.2.1-1)}$$

donde:

$\eta_i$ = modificador de las cargas especificados en los articulos 1.3.2

$Q_i$ = solicitaciones de las cargas aqui especificadas

$\gamma_i$ = factores de carga especificados en las tablas 3.4.1-1 y 3.4.1-2

Las combinaciones de cargas que evalua el metodo LRFD son:

*) Estados limites de resistencia
*) Estados limites de servicio
*) Estados limites de Fatiga
*) Estados Limites a Eventos Extremos

El coeficiente de modificaciones de carga se determina segun:

$$\eta = \eta_D * \eta_R * \eta_I \geq 0.95 \qquad (1.3.2.1\text{-}2)$$

Cuando el factor de carga tenga un valor minimo entonces el coeficiente de modificacion de carga se determina segun:

$$\eta = \frac{1}{\eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I} \leq 1 \qquad (1.3.2.1\text{-}3)$$

donde:

$\eta$ = factor de modificacion de carga

$\eta_D$ = factor relacionado con la ductilidad

$\eta_R$ = fatcor relacionado conla redundancia

$\eta_I$ = factor relacionado con la importancia operativa

$R_n$ = resitencia nominal

$R_r$ = resistencia mayorada = $\phi R_n$

### 4.1.2. COMBINACION DE CARGAS

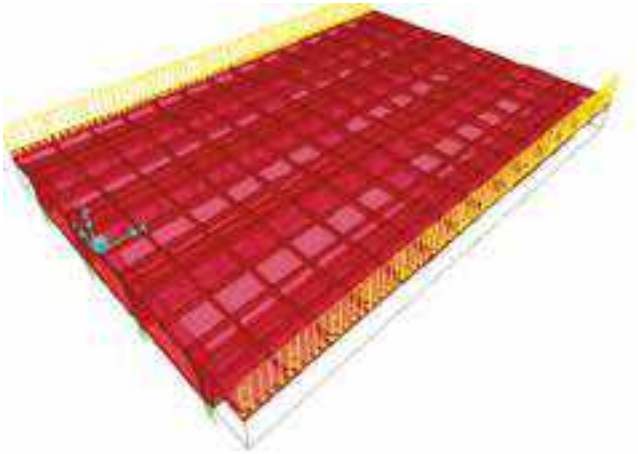
| N° | LOAD COMBINATION LIMIT STATE | PERMANENT LOADS | | | | | TRANSIENT LOADS | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | 1 | 2 | 4 | 5 | 6 | 11 | 14 | 15 | 16 | 18 | 24 |
| | | DC | DW | EH | EV | ES | LL | BR | PL | LS | WS | EQ |
| 1 | Strength I *max* (Unless Noted) | 1.25 | 1.5 | 1.5 | 1.35 | 1.5 | 1.75 | 1.75 | 1.75 | 1.75 | | |
| 2 | Strength I *min*(Unless Noted) | 0.9 | 0.9 | 0.9 | 1 | 0.75 | 1.75 | 1.75 | 1.75 | 1.75 | | |
| 3 | Strength II *max* | 1.25 | 1.5 | 1.5 | 1.35 | 1.5 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | | |
| 4 | Strength II *min* | 0.9 | 0.9 | 0.9 | 1 | 0.75 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | | |
| 5 | Strength III *max* | 1.25 | 1.5 | 1.5 | 1.35 | 1.5 | 0 | | | | 1.4 | |
| 6 | Strength III *min* | 0.9 | 0.9 | 0.9 | 1 | 0.75 | 0 | | | | 1.4 | |
| 7 | Strength IV *max* | 1.5 | 1.5 | 1.5 | 1.35 | 1.5 | 0 | | | | | |
| 8 | Strength IV *min* | 0.9 | 0.9 | 0.9 | 1 | 0.75 | 0 | | | | | |
| 9 | Strength V *max* | 1.25 | 1.5 | 1.5 | 1.35 | 1.5 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 0.4 | |
| 10 | Strength V min | 0.9 | 0.9 | 0.9 | 1 | 0.75 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 1.35 | 0.4 | |
| 11 | Extreme Event I *max* | 1.25 | 1.5 | 1.5 | 1.35 | 1.5 | 0 | | | | | 1 |
| 12 | Extreme Event I *min* | 0.9 | 0.9 | 0.9 | 1 | 0.75 | 0 | | | | | 1 |
| 13 | Extreme Event II *max* | 1.25 | 1.5 | 1.5 | 1.35 | 1.5 | 0.5 | 0.5 | 0.5 | 0.5 | | |
| 14 | Extreme Event II *min* | 0.9 | 0.9 | 0.9 | 1 | 0.75 | 0.5 | 0.5 | 0.5 | 0.5 | | |
| 15 | Service I | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 0.3 | |
| 16 | Service II | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1.3 | 1.3 | 1.3 | 1.3 | | |
| 17 | Service III | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 0.8 | | |
| 18 | Service IV | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | | | | | 0.7 | |
| 19 | Fatigue I (only LL, IM, CE) | | | | | | 1.5 | 0 | 0 | 0 | | |
| 20 | Fatigue II (only LL, IM, CE) | | | | | | 1.75 | 0 | 0 | 0 | | |

## 4.2. RESULTADOS DE ANALISIS ESTRUCTURAL

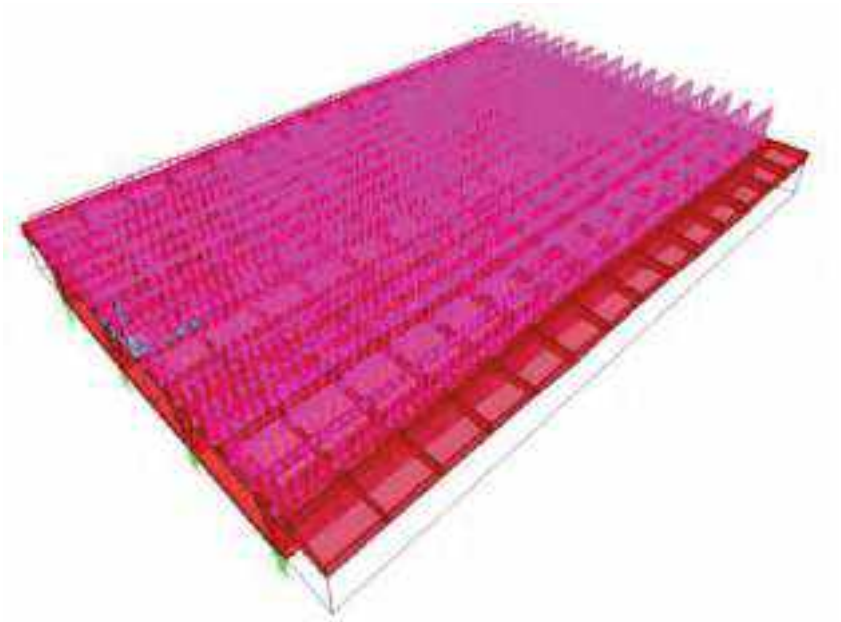
### 4.2.1. RESULTADOS DEL PONTON L=13m

#### 4.2.1.1. CARGAS

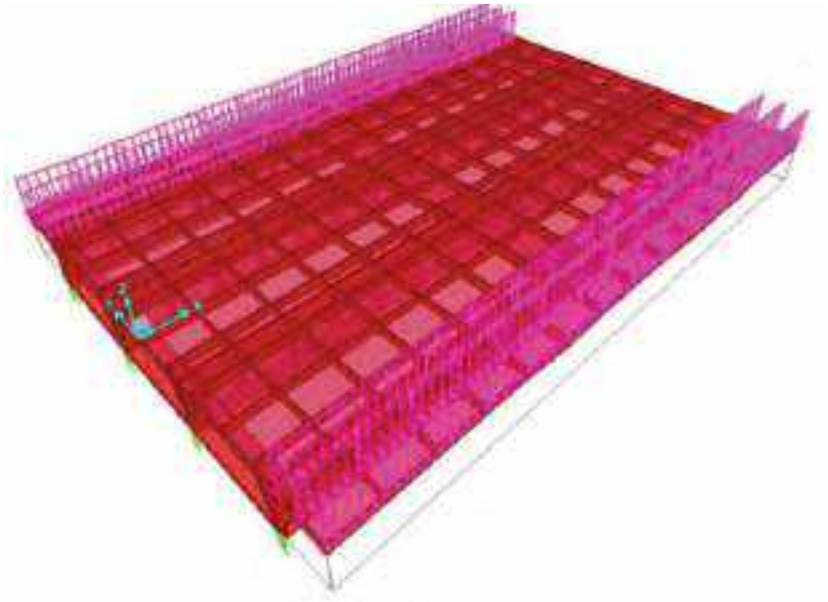
#### 4.2.1.1.1. Peso Propio + Barandas (DC+Railing)



#### 4.2.1.1.2. Peso de Asfalto (DW)

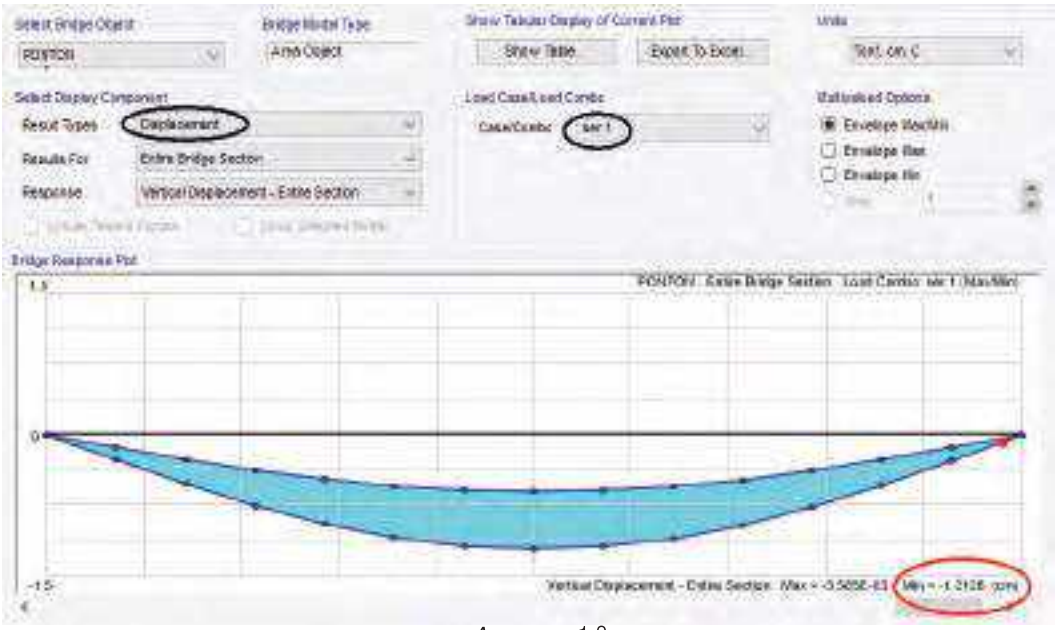


#### 4.2.1.1.3. Carga Viva (PL)



## 4.2.1.2. CONTROL DE DEFLEXIONES

### *4.2.1.2.1.Deflexion por Servicio I*




$$\Delta_{calculado} := 1.2\ cm$$

### *4.2.1.2.2. Deflexion Limite*

$$L_{ponton} := 13\ m$$

$$\Delta_{limite} := \frac{L_{ponton}}{1000} = 1.3\ cm$$

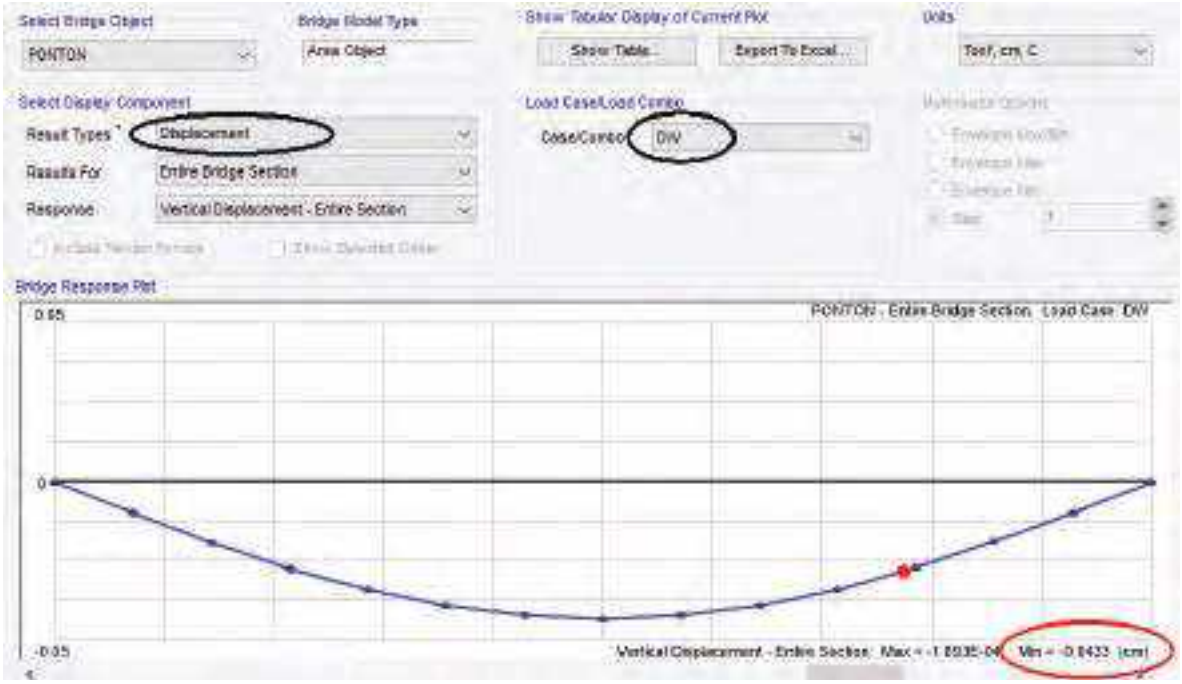
$$\Delta := \left\| \begin{array}{l} \text{if } \Delta_{calculado} < \Delta_{limite} \\ \quad \left\| \Delta \leftarrow \text{“OK, CUMPLE”} \right. \\ \text{else} \\ \quad \left\| \Delta \leftarrow \text{“NO CUMPLE”} \right. \end{array} \right. = \text{“OK, CUMPLE”}$$

## 4.2.1.3. CONTRAFLECHA

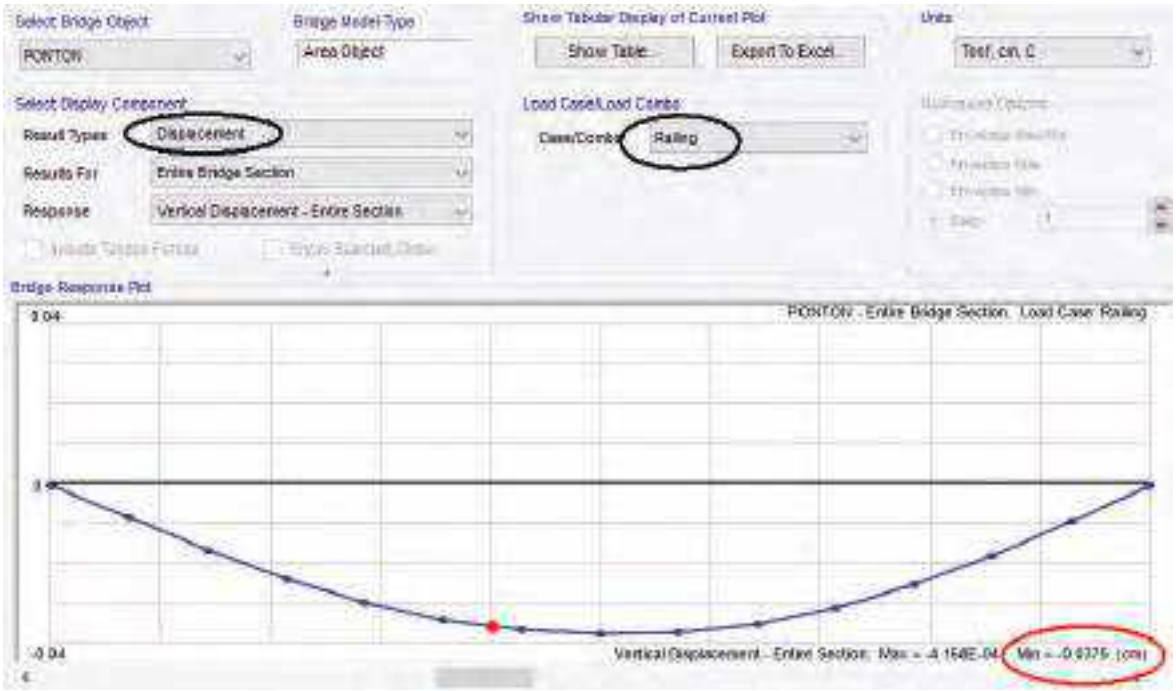
### *4.2.1.3.1.Deflexion por Cargas Permanentes (DC+DW+Railing)*




$$\Delta_{DC} := 0.483\ cm$$




$\Delta_{DW} := 0.0433\ cm$

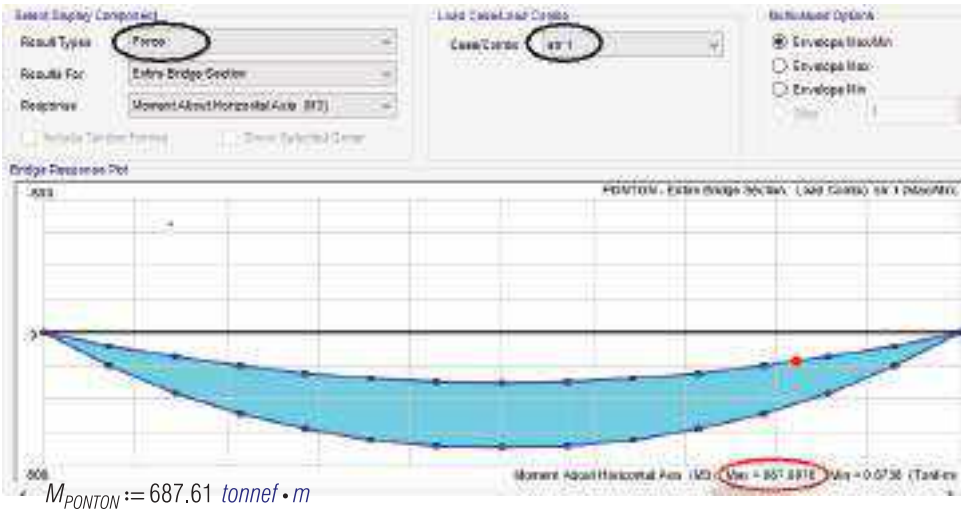



$\Delta_{Railing} := 0.0379\ cm$

$\Delta_{Contraflecha} := \Delta_{DC} + \Delta_{DW} + \Delta_{Railing} = 0.56\ cm$

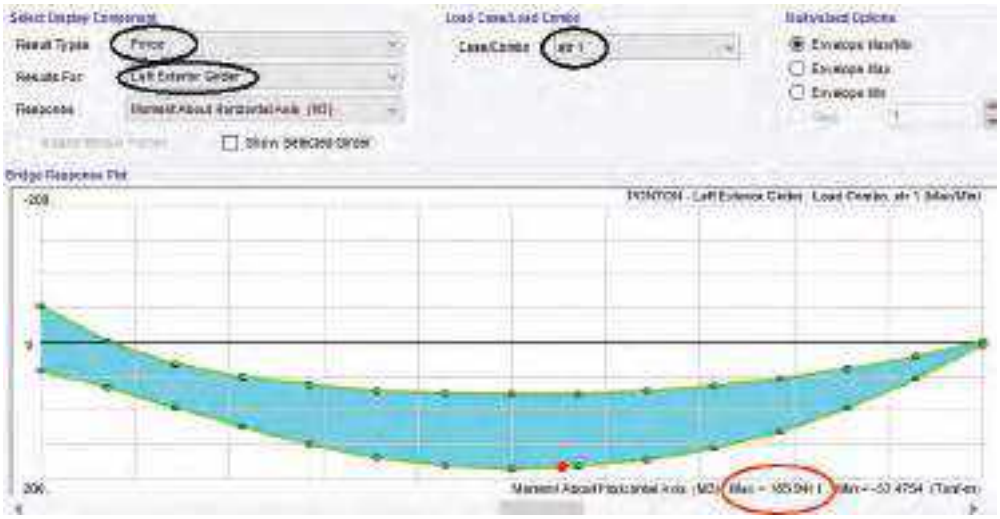
## 4.2.1.4. MOMENTOS MAXIMOS

### *4.2.1.4.1. Momento flector en Puente completo*



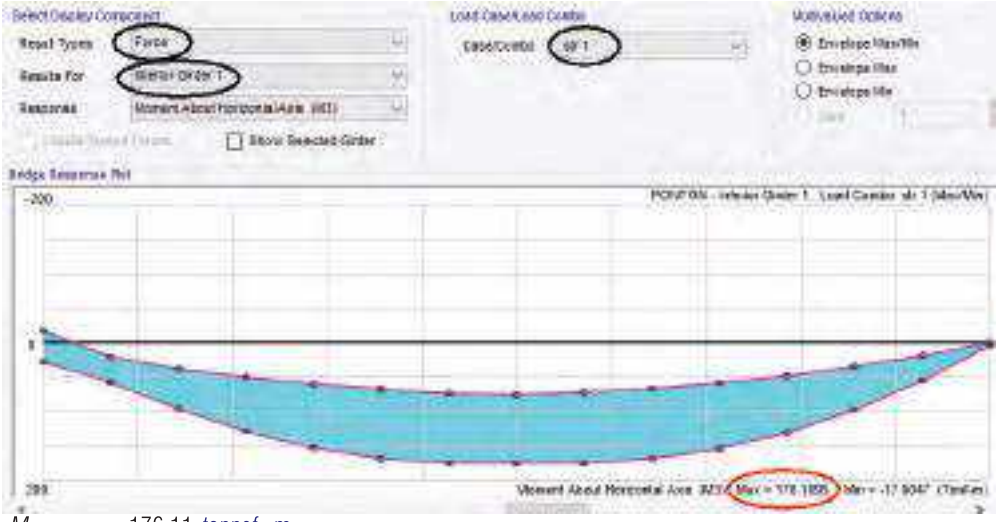

$M_{PONTON} := 687.61 \ tonnef \cdot m$

### *4.2.1.4.2. Momento Flector en Viga Exterior*




$M_{VigaExterior} := 185.94 \ tonnef \cdot m$

### *4.2.1.4.3. Momento Flector en Viga Interior*




$M_{VigaInterior} := 176.11 \ tonnef \cdot m$

## 4.2.1.5. CORTANTES MAXIMOS

### *4.2.1.5.1. Fuerza Cortante en Puente completo*



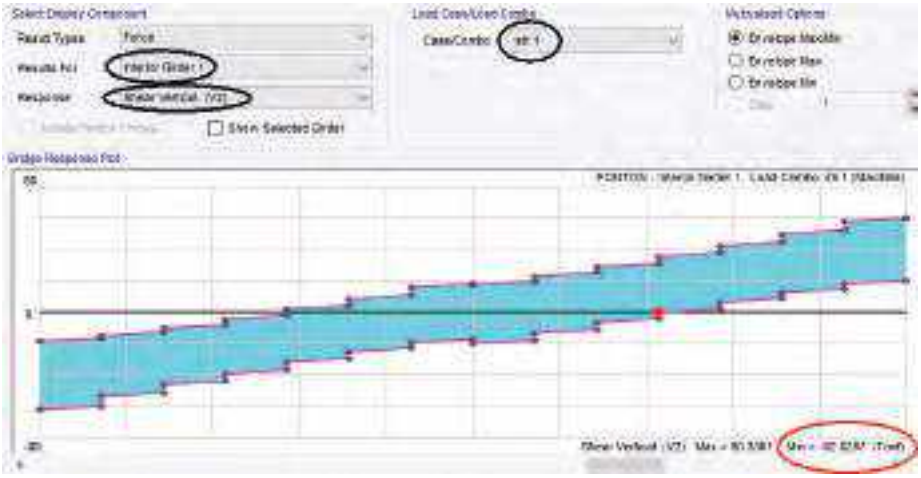
$V_{ponton} := 216.94$ *tonnef*

### *4.2.1.5.2. Fuerza Cortante en Viga Exterior*



$V_{VigaExterior} := 69.36$ *tonnef*

### *4.2.1.5.3. Fuerza Cortante en Viga Interior*



$V_{VigaInterior} := 62.03$ *tonnef*

## 4.3. DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA

### 4.3.1. SUPERESTRUCTURA PONTON L=13m

#### 4.3.1.1. DIMENSIONES




*SECCION VIGA-LOSA SOBRE EL PONTON*

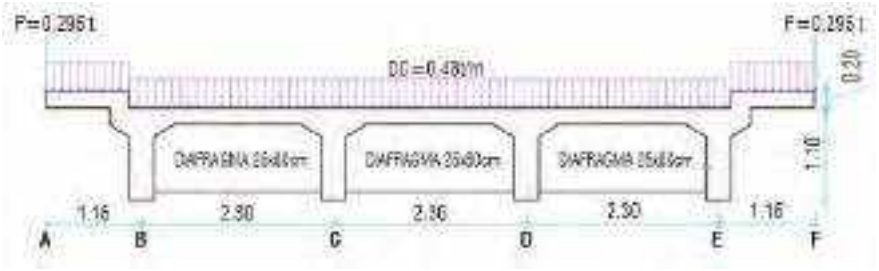
#### 4.3.1.2. DISEÑO DE LA LOSA

i) DC: Peso de la losa + baranda

$b_{losa} := 100\ cm$ $t_{losa} := 20\ cm$ $\gamma_c := 2400\ \frac{kgf}{m^3}$ $w_{baranda} := 295\ \frac{kgf}{m}$

$$w_{losa} := b_{losa} \cdot t_{losa} \cdot \gamma_c = 480\ \frac{kgf}{m}$$

$$P_{baranda} := w_{baranda} \cdot b_{losa} = 295\ kgf$$







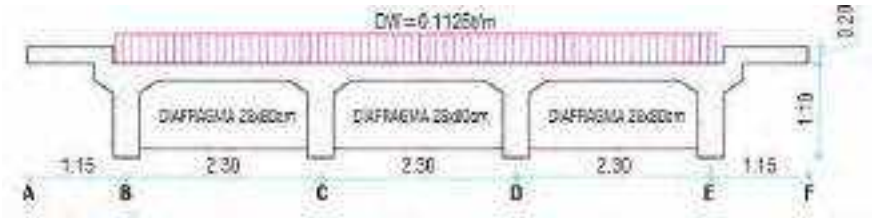
$$M_{DC_Bara1} := -1\ tonnef \cdot m$$

$$M_{DC_Bara2} := 0.24\ tonnef \cdot m$$

ii) DW: Peso del Asfalto

$e_{asf} := 5\ cm$ $b_{losa} = 100\ cm$ $\gamma_{asf_2pulg} := 2250\ \frac{kgf}{m^3}$

$$w_{asf} := e_{asf} \cdot b_{losa} \cdot \gamma_{asf_2pulg} = 112.5\ \frac{kgf}{m}$$



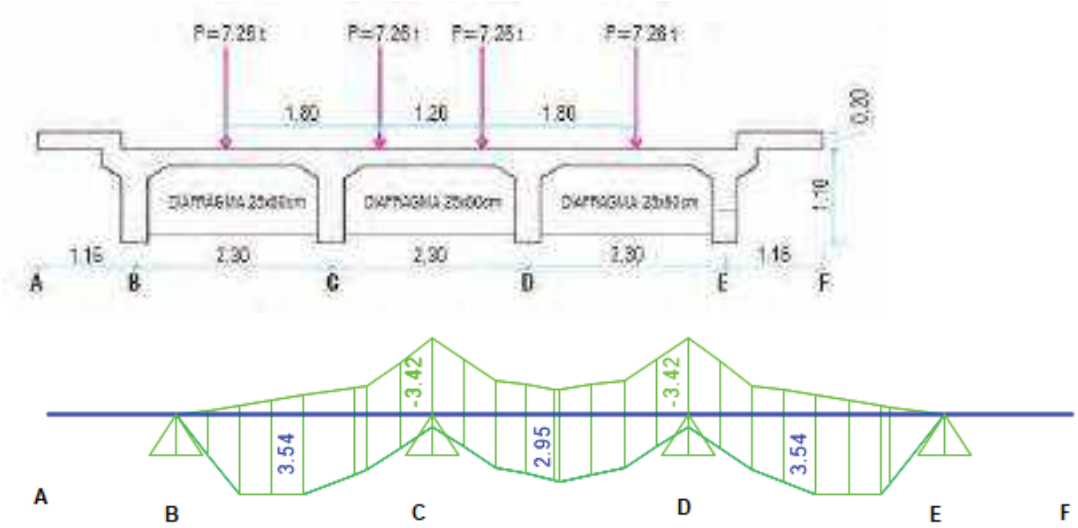



$M_{DW1} := -0.06\ tonnef \cdot m$

$M_{DW2} := 0.05\ tonnef \cdot m$

iii) LL+IM: Carga viva + carga dinamica

Consideramos el tandem del camion el cual es el mas pesado P=7.26 toneladas




$M_{LL1} := -3.42\ tonnef \cdot m$

$M_{LL2} := 3.54\ tonnef \cdot m$

**MOMENTO NEGATIVO**: Ancho de la franja en que se distribuye

$S := 2.30\ m$ $IM := 33\%$

$E_{LL1} := 1.22 + 0.25 \cdot \frac{S}{m} = 1.8$

$M_{LL_IM1} := M_{LL1} \cdot \frac{(1+IM)}{E_{LL1}} = -2.53\ tonnef \cdot m$

**MOMENTO POSITIVO**: Ancho de la franja en que se distribuye

$E_{LL2} := 0.66 + 0.55 \cdot \frac{S}{m} = 1.93$

$M_{LL_IM2} := M_{LL2} \cdot \frac{(1+IM)}{E_{LL2}} = 2.45\ tonnef \cdot m$

iv) MOMENTO ULTIMO PARA EL DISEÑO

$\eta_D := 1$ $\eta_R := 1$ $\eta_I := 1$

$\eta := \eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I = 1$

$$M_{u_neg} := \eta \cdot \left(1.25 \cdot M_{DC_Bara1} + 1.50 \cdot M_{DW1} + 1.75 \cdot M_{LL_IM1}\right) = -5.77 \ tonnef \cdot m$$

$$M_{u_pos} := \eta \cdot \left(1.25 \cdot M_{DC_Bara2} + 1.50 \cdot M_{DW2} + 1.75 \cdot M_{LL_IM2}\right) = 4.66 \ tonnef \cdot m$$ (table 5.10.1-1)

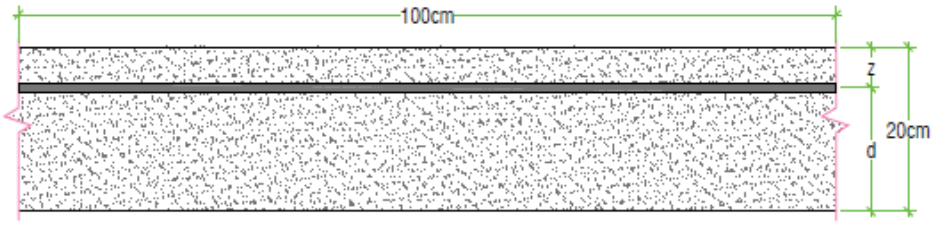
| Carga | Tipo | M(+) t.m | M(-) t.m | γ (Str I) |
|---|---|---|---|---|
| Losa + Baranda | DC | 0.24 | -1 | 1.25 |
| Asfalto | DW | 0.05 | -0.06 | 1.5 |
| Carga Viva | LL+IM | 2.45 | -2.53 | 1.75 |
| | | **4.66** | **-5.77** | |

### *4.3.1.2.1. CALCULO DE ACERO NEGATIVO (LOSA)*

**Calculo de Acero**

$h := 20 \ cm$ $b := 100 \ cm$ $r := 5 \ cm$ $f'_c := 280 \ \frac{kgf}{cm^2}$ $\phi := 0.9$ $\beta_1 := 0.85$

$M_u := 5.77 \ tonnef \cdot m$ $\phi_{varilla} := \frac{5}{8} \ in$ $f_y := 4200 \ \frac{kgf}{cm^2}$ $A_{\phi var} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{\ 2} = 1.98 \ cm^2$




$$z := r + \frac{\phi_{varilla}}{2} = 5.79 \ cm \qquad d := h - r - \frac{\phi_{varilla}}{2} = 14.21 \ cm$$

$$\Delta_s := 0.85 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot b \cdot d \cdot \left(1 - \sqrt[2]{1 - \frac{2 \cdot M_u}{0.85 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}}\right) = 11.58 \ cm^2$$

$$a := d - \sqrt[2]{d^2 - \frac{2 \cdot M_u}{0.85 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot b}} = 2.04 \ cm \qquad c := \frac{a}{\beta_1} = 2.4 \ cm$$

$$\phi 1 := \left\| \begin{array}{l} \text{if } 0.65 + 0.15 \cdot \left(\frac{d}{c} - 1\right) \le 0.9 \\ \quad \left\| \phi 1 \leftarrow 0.65 + 0.15 \cdot \left(\frac{d}{c} - 1\right) \right. \\ \text{else} \\ \quad \left\| \phi 1 \leftarrow 0.9 \right. \end{array} \right\| = 0.9$$ (art. 5.5.4.2-2 y fig. C5.5.4.2-1)

$$N_{varillas1} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{\ 2} \cdot N_{varillas1} = \Delta_s \xrightarrow{solve\ ,\ N_{varillas1}} \frac{37.736667769385700364 \cdot cm^2}{in^2} = 6$$

$$s := \frac{A_{\phi var}}{\Delta_s} \ m = 0.17 \ m$$

**Acero Maximo**

el codigo AASHTO LRFD elimina este limite (art. 5.6.3.3)

## Acero Minimo

La cantidad de acero calculado debe ser capaz de resistir el menor valor de $M_{cr}$ y $1.33\ M_u$

a) calculo de $M_{cr}$

$$f_r := 2.01 \cdot \sqrt[2]{f'_c \cdot \frac{cm^2}{kgf}}\ \frac{kgf}{cm^2} = 33.63\ \frac{kgf}{cm^2} \quad ==>\text{modulo de roptura de concreto} \quad \textbf{(art. 5.4.2.6)}$$

$$S := \frac{b \cdot h^2}{6} = 6666.67\ cm^3 \quad ==>\text{modulo de seccion}$$

$$M_{cr} := 1.1 \cdot f_r \cdot S = 2.47\ tonnef \cdot m$$

b) calculo de $1.33\ M_u$

$$1.33 M_{ui} := 1.33 \cdot M_u = 7.67\ tonnef \cdot m$$

c) El Menor Momento min(Mcr,1.33Mu)

$$M_{min} := min\left(M_{cr}, M_{ui}\right) = 2.47\ tonnef \cdot m$$

$$M_i := \left\| \begin{array}{l} \text{if } M_{min} \le M_u \\ \quad \left\| M_i \leftarrow \text{“}\Delta s \text{ Calculado Satisface”} \right. \\ \text{else} \\ \quad \left\| M_i \leftarrow \text{“Calcular nuevo } \Delta s \text{ con Mmin”} \right. \end{array} \right\| = \text{“}\Delta s \text{ Calculado Satisface”}$$

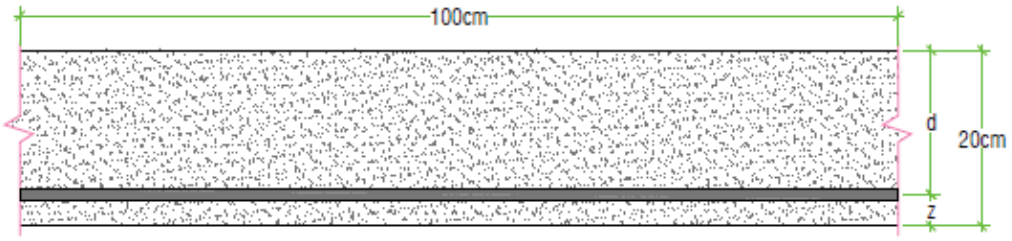
**1 Φ 5/8" @ 0.17 m**

*4.3.1.2.2. CALCULO DE ACERO POSITIVO (LOSA)*

## Calculo de Acero

$h := 20\ cm$ $b := 100\ cm$ $r := 3\ cm$ $f'_c := 280\ \frac{kgf}{cm^2}$ $\phi := 0.9$ $\beta_1 := 0.85$

$M_u := 4.66\ tonnef \cdot m$ $\phi_{varilla} := \frac{5}{8}\ in$ $f_y := 4200\ \frac{kgf}{cm^2}$ $A_{\phi var} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{\ 2} = 1.98\ cm^2$




$$z := r + \frac{\phi_{varilla}}{2} = 3.79\ cm \qquad d := h - r - \frac{\phi_{varilla}}{2} = 16.21\ cm$$

$$A_s := 0.85 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot b \cdot d \cdot \left(1 - \sqrt[2]{1 - \frac{2 \cdot M_u}{0.85 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}}\right) = 7.95\ cm^2$$

$$a := d - \sqrt[2]{d^2 - \frac{2 \cdot M_u}{0.85 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot b}} = 1.4\ cm \qquad c := \frac{a}{\beta_1} = 1.65\ cm$$

$$\phi 1 := \left\| \begin{array}{l} \text{if } 0.65 + 0.15 \cdot \left(\frac{d}{c} - 1\right) \le 0.9 \\ \quad \left\| \phi 1 \leftarrow 0.65 + 0.15 \cdot \left(\frac{d}{c} - 1\right) \right. \\ \text{else} \\ \quad \left\| \phi 1 \leftarrow 0.9 \right. \end{array} \right\| = 0.9$$

**(art. 5.5.4.2-2 y fig. C5.5.4.2-1)**

$$N_{varillas2} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}{}^2 \cdot N_{varillas2} = \Delta_s \xrightarrow{solve,\ N_{varillas2}} \frac{25.916808427289330459 \cdot cm^2}{in^2} = 4$$

$$S := \frac{A_{\phi var}}{\Delta_s}\ m = 0.25\ m$$

**Acero Maximo**

El codigo AASHTO LRFD elimina este limite **(art. 5.6.3.3)**

**Acero Minimo**

La cantidad de acero calculado debe ser capaz de resistir el menor valor de $M_{cr}$ y $1.33\ M_u$

a) calculo de $M_{cr}$

$$f_r := 2.01 \cdot \sqrt[2]{f'_c \cdot \frac{cm^2}{kgf}}\ \frac{kgf}{cm^2} = 33.63\ \frac{kgf}{cm^2}$$ ==>modulo de roptura de concreto **(art. 5.4.2.6)**

$$S := \frac{b \cdot h^2}{6} = 6666.67\ cm^3$$ ==>modulo de seccion

$$M_{cr} := 1.1 \cdot f_r \cdot S = 2.47\ tonnef \cdot m$$

b) calculo de $1.33\ M_u$

$$1.33 M_{ui} := 1.33 \cdot M_u = 6.2\ tonnef \cdot m$$

c) El Menor Momento min(Mcr,1.33Mu)

$$M_{min} := min\left(M_{cr}, M_{ui}\right) = 2.47\ tonnef \cdot m$$

$$M_i := \left\| \begin{array}{l} \text{if } M_{min} \le M_u \\ \quad \left\| M_i \leftarrow \text{“}\Delta\text{s Calculado Satisface”} \right. \\ \text{else} \\ \quad \left\| M_i \leftarrow \text{“Calcular nuevo }\Delta\text{s con Mmin”} \right. \end{array} \right\| = \text{“}\Delta\text{s Calculado Satisface”}$$

**1 Φ 5/8" @ 0.25 m**

### 4.3.1.2.3. CALCULO DE ACERO DE TEMPERATURA (LOSA)

**Calculo de Area de Acero de temperatura** (art. 5.10.6-1)

$h = 0.2\ m$ $\quad b_w := 9.20\ m$ $\quad t_{losa} := 0.20\ m$ $\quad \phi_{varilla} := \frac{3}{8}\ in$ $\quad A_{\phi var} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{\ 2} = 0.71\ cm^2$

$$\Delta_{s_temp1} := \frac{0.18 \cdot b_w \cdot h}{2 \cdot (b_w + h)} \cdot \frac{cm}{m} = 1.76\ \frac{cm^2}{m}$$

$$\Delta_{s_temp} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } 2.33\ \frac{cm^2}{m} \le \Delta_{s_temp1} \le 12.70\ \frac{cm^2}{m} \\ \quad \Delta_{s_temp} \leftarrow \Delta_{s_temp1} \\ \text{if } \Delta_{s_temp1} \le 2.33\ \frac{cm^2}{m} \\ \quad 2.33\ \frac{cm^2}{m} \\ \text{if } \Delta_{s_temp1} \ge 12.70\ \frac{cm^2}{m} \\ \quad 12.70\ \frac{cm^2}{m} \end{array} \right\| = 2.33\ \frac{cm^2}{m}$$

**Espaciamiento de acero por temperatura**

$$s_{temp1} := \frac{A_{\phi var}}{\Delta_{s_temp}} = 0.31\ m$$

$$s_{max1} := 3 \cdot t_{losa} = 0.6\ m$$

$$s_{max2} := 0.45\ m$$

$$s_{temperatura} := min\left(s_{temp1}, s_{max1}, s_{max2}\right) = 0.31\ m$$

**1 Φ 3/8" @ 0.30 m**

### 4.3.1.2.4. CALCULO DE ACERO DE DISTRIBUCION (LOSA)

**Calculo del porcentaje de area de acero para la armadura en la direccion secundaria** (art. 5.10.6-1)

$s' := 2\ m$ ==> distancia entre las caras de las vigas

$\Delta_{s_pos} := 7.87\ cm^2$ ==> area de acero positivo

$\phi_{varilla} := \frac{1}{2}\ in$ $\quad A_{\phi var} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{\ 2} = 1.27\ cm^2$

$$Porcentaje := \left\| \begin{array}{l} \text{if } \frac{121}{\sqrt[2]{s' \cdot \frac{1}{m}}} \le 67 \\ \quad Porcentaje \leftarrow \frac{121}{\sqrt[2]{s' \cdot \frac{1}{m}}} \\ \text{if } \frac{121}{\sqrt[2]{s' \cdot \frac{1}{m}}} \ge 67 \\ \quad 67 \end{array} \right\| = 67$$

$$\Delta_{s_distribucion} := Porcentaje\% \cdot \Delta_{s_pos} = 5.27\ cm^2$$

Espaciamiento de acero de distribucion en la direccion secundaria

$$s_{distribucion} := \frac{A_{\phi var}}{\Delta_{s_distribucion}} \cdot m = 0.24\ m$$

**1 Φ1/2" @ 0.24 m**

*4.3.1.2.5. REVISION DE FISURACION POR DISTRIBUCION DE ARMADURA (LOSA)*

$\eta_D := 1$ $\eta_R := 1$ $\eta_I := 1$

$\eta := \eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I = 1$

$M_{DC_Bara1} = -1\ tonnef \cdot m$ $M_{DW1} = -0.06\ tonnef \cdot m$ $M_{LL_IM1} = -2.53\ tonnef \cdot m$

$M_{DC_Bara2} = 0.24\ tonnef \cdot m$ $M_{DW2} = 0.05\ tonnef \cdot m$ $M_{LL_IM2} = 2.45\ tonnef \cdot m$

$M_{u_neg} := \eta \cdot (1 \cdot M_{DC_Bara1} + 1 \cdot M_{DW1} + 1 \cdot M_{LL_IM1}) = -3.59\ tonnef \cdot m$

$M_{u_pos} := \eta \cdot (1\ M_{DC_Bara2} + 1 \cdot M_{DW2} + 1 \cdot M_{LL_IM2}) = 2.74\ tonnef \cdot m$ **(table 5.10.1-1)**

| GRUPO POR SERVICIO | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Carga | Tipo | M(+) t.m | M(-) t.m | γ (Ser I) |
| Losa + Baranda | DC | 0.24 | -1 | 1 |
| Asfalto | DW | 0.05 | -0.06 | 1 |
| Carga Viva | LL+IM | 2.45 | -2.53 | 1 |
| *SERVICIO I* | | **2.74** | **-3.59** | |

*4.3.1.2.5.1. ACERO NEGATIVO PRINCIPAL - ( fisuracion) (LOSA)*

Ubicacion del eje neutro

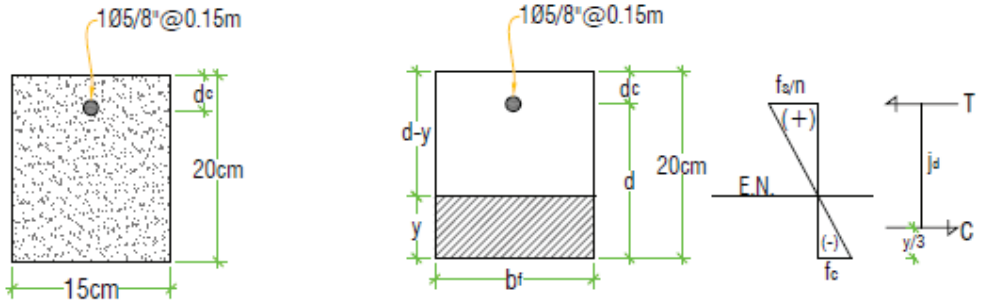
$h_f := 0.20\ m$ $b_f := 0.15\ m$ $r_f := 5\ cm$ $\phi_{varillaf} := \frac{5}{8}\ in$ $f'_c := 280\ \frac{kgf}{cm^2}$ $E_s := 2040000\ \frac{kgf}{cm^2}$

$M_{u_neg} = -3.59\ tonnef \cdot m$ $\gamma_e := 0.75$ $A_{\phi var} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varillaf}^{\ 2} = 1.98\ cm^2$ $f_y := 4200\ \frac{kgf}{cm^2}$

$$M_s := \left| M_{u_neg} \cdot b_f \cdot \frac{1}{m} \right| = 0.54\ tonnef \cdot m$$

$$E_c := 15300 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{cm^2}{kgf}}\ \frac{kgf}{cm^2} = 256017.97\ \frac{kgf}{cm^2}$$

$$n_1 := \frac{E_s}{E_c} = 8 \quad ==> \text{Relacion Modular}$$



$$d_c := r_f + \frac{\phi_{varillaf}}{2} = 5.79\ cm$$

$$d := h_f - d_c = 14.21\ cm$$

$$\Delta_{st} := n_1 \cdot A_{\phi var} = 15.77\ cm^2$$

*momentos respecto del ejej neutro para determinar "**y**"*

$$Y := b_f \cdot y \cdot \frac{y}{2} = \Delta_{st} \cdot (d - y) \xrightarrow{solve,\,y} \begin{bmatrix} \frac{13.333333333333333 \cdot (16.804197868599863721 \cdot cm} & \dots \\ \frac{-13.333333333333333 \cdot (16.804197868599863721 \cdot c} & \end{bmatrix}$$

$$Y = \begin{bmatrix} 4.51 \\ -6.62 \end{bmatrix} cm \qquad Y_1 := Y_{1,1} = 4.51\ cm \qquad Y_2 := Y_{2,1} = -6.62\ cm$$

$$y_1 := \max(Y) = 4.51\ cm$$

**Esfuerzo del acero bajo cargas de servicio**

$$j_d := d - \frac{y_1}{3} = 12.7\ cm \qquad \frac{M_s}{j_d \cdot A_{\phi var}} = 2144.39\ \frac{kgf}{cm^2} \qquad 0.6 \cdot f_y = 2520\ \frac{kgf}{cm^2}$$

$$f_{ss} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } \frac{M_s}{j_d \cdot A_{\phi var}} \le 0.6 \cdot f_y \\ \quad f_{ss} \leftarrow \frac{M_s}{j_d \cdot A_{\phi var}} \\ \text{else} \\ \quad f_{ss} \leftarrow 0.6 \cdot f_y \end{array} \right\| = 2144.39\ \frac{kgf}{cm^2}$$

**Separacion Maxima de la armadura**

$$\beta_s := 1 + \frac{d_c}{0.7 \cdot (h_f - d_c)} = 1.58 \qquad \textbf{(art. 5.6.7-2)}$$

$$s_{max_f} := \frac{125000 \cdot \gamma_e}{\beta_s \cdot f_{ss} \cdot \frac{cm^2}{kgf}} \cdot cm - 2 \cdot d_c = 16.04\ cm$$

$$s_{max_} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } b_f \le s_{max_f} \\ \quad s_{max_} \leftarrow \text{“OK, ESPACIAMIENTO ADECUADO”} \\ \text{else} \\ \quad s_{max_} \leftarrow \text{“REDUCIR ESPACIAMIENTO”} \end{array} \right\| = \text{“OK, ESPACIAMIENTO ADECUADO”}$$

**1 Φ 5/8" @ 0.15 m**

*4.3.1.2.5.2. ACERO POSITIVO PRINCIPAL - (fisuracion) (LOSA)*

Ubicacion del eje neutro

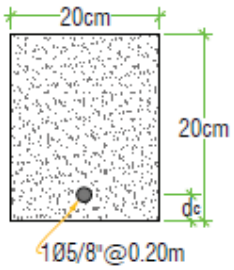
$h_f := 0.20\ m$ $b_f := 0.20\ m$ $r_f := 3\ cm$ $\phi_{varillaf} := \frac{5}{8}\ in$ $f'_c := 280\ \frac{kgf}{cm^2}$ $E_s := 2040000\ \frac{kgf}{cm^2}$

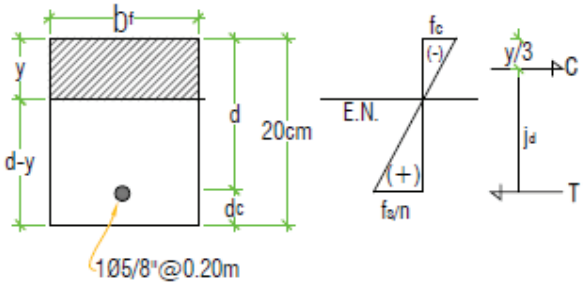
$M_{u_pos} = 2.74\ tonnef \cdot m$ $\gamma_e := 0.75$ $A_{\phi var} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varillaf}^{\ 2} = 1.98\ cm^2$ $f_y := 4200\ \frac{kgf}{cm^2}$

$$M_s := \left| M_{u_neg} \cdot b_f \cdot \frac{1}{m} \right| = 0.72\ tonnef \cdot m$$

$$E_c := 15300 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{cm^2}{kgf}}\ \frac{kgf}{cm^2} = 256017.97\ \frac{kgf}{cm^2}$$

$$n_1 := \frac{E_s}{E_c} = 8 \qquad ==> \text{Relacion Modular}$$




$$d_c := r_f + \frac{\phi_{varillaf}}{2} = 3.79\ cm$$

$$d := h_f - d_c = 16.21\ cm$$

$$\Delta_{st} := n_1 \cdot A_{\phi var} = 15.77\ cm^2$$

*momentos respecto del ejej neutro para determinar "**y**"*

$$Y := b_f \cdot y \cdot \frac{y}{2} = \Delta_{st} \cdot (d - y) \xrightarrow{solve,\ y} \begin{bmatrix} \frac{10.0 \cdot (25.559926718451061228 \cdot cm^3 \cdot m + 62.186218594346}{m} \\ \frac{-10.0 \cdot (25.559926718451061228 \cdot cm^3 \cdot m + 62.186218594346}{m} \end{bmatrix} \ldots$$

$$Y = \begin{bmatrix} 4.33 \\ -5.91 \end{bmatrix} cm \qquad Y_1 := Y_{1,1} = 4.33\ cm \qquad Y_2 := Y_{2,1} = -5.91\ cm$$

$$y_1 := \max(Y) = 4.33\ cm$$

**Esfuerzo del acero bajo cargas de servicio**

$$j_d := d - \frac{y_1}{3} = 14.76\ cm \qquad \frac{M_s}{j_d \cdot A_{\phi var}} = 2459.83\ \frac{kgf}{cm^2} \qquad 0.6 \cdot f_y = 2520\ \frac{kgf}{cm^2}$$

$$f_{ss} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } \frac{M_s}{j_d \cdot A_{\phi var}} \le 0.6 \cdot f_y \\ \quad f_{ss} \leftarrow \frac{M_s}{j_d \cdot A_{\phi var}} \\ \text{else} \\ \quad f_{ss} \leftarrow 0.6 \cdot f_y \end{array} \right\| = 2459.83\ \frac{kgf}{cm^2}$$

**Separacion Maxima de la armadura**

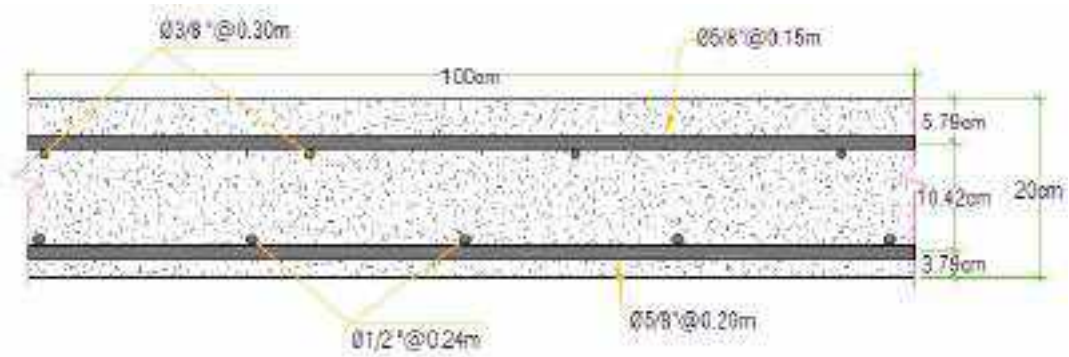
$$\beta_s := 1 + \frac{d_c}{0.7 \cdot (h_f - d_c)} = 1.33 \qquad \text{(art. 5.6.7-2)}$$

$$s_{max_f} := \frac{125000 \cdot \gamma_e}{\beta_s \cdot f_{ss} \cdot \frac{cm^2}{kgf}} \cdot cm - 2 \cdot d_c = 20.97\ cm$$

$$s_{max_} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } b_f \le s_{max_f} \\ \quad \| \ s_{max_} \leftarrow \text{“OK, Espaciamiento Adecuado”} \\ \text{else} \\ \quad \| \ s_{max_} \leftarrow \text{“Reducir Espaciamiento O Aumentar } \phi\text{var”} \end{array} \right\| = \text{“OK, Espaciamiento Adecuado”}$$

**1 Φ 5/8" @ 0.20 m**

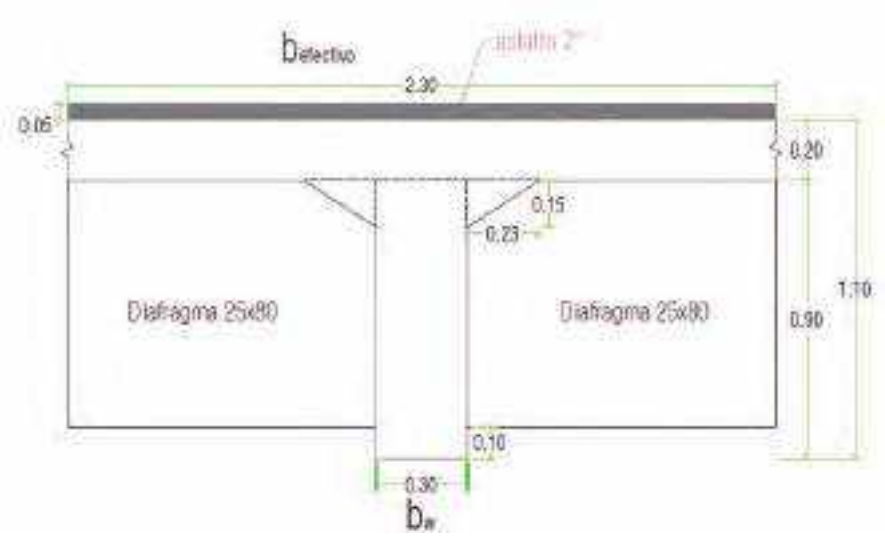
**fialmente el armado de la losa es de la siguiente forma:**




4.3.1.3. DISEÑO DE LA VIGA INTERIOR

*4.3.1.3.1. MOMENTOS DE FLEXION (VIGA INTERIOR)*

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| $h := 1.10\ m$ | $b_{efectivo} := 2.30\ m$ | $b_{diaf} := 0.25\ m$ | $r := 4\ cm$ | $\gamma_c = 2400\ \frac{kgf}{m^3}$ |
| $t_{losa} := 0.20\ m$ | $x_{cartel} := 0.23\ m$ | $h_{diaf} := 0.80\ m$ | | $\gamma_{asfalto} = 2250\ \frac{kgf}{m^3}$ |
| $b_w := 0.30\ m$ | $y_{cartel} := 0.15\ m$ | $e_{asfaalto} := 5\ cm$ | | $s_{vigas} := 2.30\ m$ |



## Carga muerta (DC)

cargas distribuidas

$$w_{losa} := t_{losa} \cdot b_{efectivo} \cdot \gamma_c = 1104 \ \frac{kgf}{m}$$

$$w_{viga} := \left(h - t_{losa}\right) \cdot b_w \cdot \gamma_c = 648 \ \frac{kgf}{m}$$

$$w_{cartel} := 2 \cdot \left(\frac{x_{cartel} \cdot y_{cartel}}{2}\right) \cdot \gamma_c = 82.8 \ \frac{kgf}{m}$$

$$w_{DC} := w_{losa} + w_{viga} + w_{cartel} = 1.83 \ \frac{tonnef}{m}$$

$$M_{DC1} := \frac{w_{DC} \cdot L_{ponton}^{2}}{8} = 38.76 \ tonnef \cdot m$$

cargas puntuales

$$P_{diaf} := \left(h - t_{losa} - 0.1 \ m\right) \cdot \left(b_{efectivo} - b_w\right) \cdot b_{diaf} \cdot \gamma_c = 0.96 \ tonnef$$

$$M_{DC2} := \frac{P_{diaf} \cdot L_{ponton}}{4} = 3.12 \ tonnef \cdot m$$

$$M_{DC_v_int} := M_{DC1} + M_{DC2} = 41.88 \ tonnef \cdot m$$

## Carga de superficie de rodadura (DW)

$$w_{asfalto} := e_{asfaalto} \cdot b_{efectivo} \cdot \gamma_{asfalto} = 0.26 \ \frac{tonnef}{m}$$

$$M_{DW_v_int} := \frac{w_{asfalto} \cdot L_{ponton}^{2}}{8} = 5.47 \ tonnef \cdot m$$

## Carga viva + efectos de la carga dinamica (LL+IM)

Tenemos de la tabla A2.1, Apendice A2.2 Momento Maximos (Rodriguez Serquen, 2020, Puentes, pag. 39)

$$M_{LL_IM} := 111.24 \ tonnef \cdot m$$

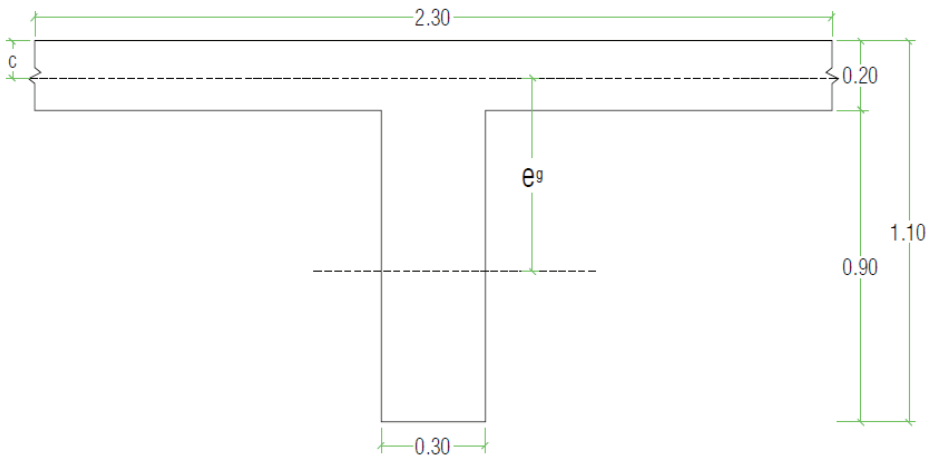
## Caso de un carril cargado

seccion de la viga interior

$$f'_{c_280} := 280 \ \frac{kgf}{cm^2}$$

$$E_{viga} := 15300 \cdot \sqrt{f'_{c_280} \cdot \frac{cm^2}{kgf}} \cdot \frac{kgf}{cm^2} = 256017.97 \ \frac{kgf}{cm^2}$$

$$E_{losa} := 15300 \cdot \sqrt{f'_{c_280} \cdot \frac{cm^2}{kgf}} \cdot \frac{kgf}{cm^2} = 256017.97 \ \frac{kgf}{cm^2}$$



$$n := \frac{E_{viga}}{E_{losa}} = 1$$

$$I_{viga} := \frac{b_w \cdot (h - t_{losa})^3}{12} = 1822500\ cm^4$$

$$A_{viga} := b_w \cdot (h - t_{losa}) = 2700\ cm^2$$

$$e_g := \frac{t_{losa}}{2} + \frac{h - t_{losa}}{2} = 55\ cm$$

$$K_g := n \cdot (I_{viga} + A_{viga} \cdot e_g^{\,2}) = 9990000\ cm^4$$ (art. 4.6.2.2.1-1)

$$\left(\frac{K_g}{L_{ponton} \cdot t_{losa}^{\,3}}\right)^{0.1} = 1$$

$$g_{M_1carril} := 0.06 + \left(\frac{s_{vigas}}{4.3} \cdot \frac{1}{m}\right)^{0.4} \cdot \left(\frac{s_{vigas}}{L_{ponton}}\right)^{0.3} \cdot \left(\frac{K_g}{L_{ponton} \cdot t_{losa}^{\,3}}\right)^{0.1} = 0.52$$ (tabla. 4.6.2.2.2b-1)

Caso de dos carriles cargado

$$g_{M_2carriles} := 0.075 + \left(\frac{s_{vigas}}{2.9} \cdot \frac{1}{m}\right)^{0.6} \cdot \left(\frac{s_{vigas}}{L_{ponton}}\right)^{0.2} \cdot \left(\frac{K_g}{L_{ponton} \cdot t_{losa}^{\,3}}\right)^{0.1} = 0.69$$ (tabla. 4.6.2.2b-1)

$$g_{M_V.int} := \max(g_{M_1carril}, g_{M_2carriles}) = 0.69$$

$$M_{LL_IM_v_int} := g_{M_V.int} \cdot M_{LL_IM} = 76.52\ tonnef \cdot m$$

| RESUMEN DE MOMENTOS MAXIMOS POR CARGAS - VIGA INTERIOR | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Carga | Tipo | M(+) t.m | γ | | |
| | | | Resist I | Serv I | Fatiga |
| Losa + Baranda | DC | 41.88 | 1.25 | 1 | 0 |
| Asfalto | DW | 5.47 | 1.5 | 1 | 0 |
| Carga Viva | LL+IM | 76.52 | 1.75 | 1 | 1.5 |
| Mu | | | **194.47** | **123.87** | **114.78** |

$$\eta_D := 1 \qquad \eta_R := 1 \qquad \eta_I := 1$$

$$\eta := \eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I = 1$$

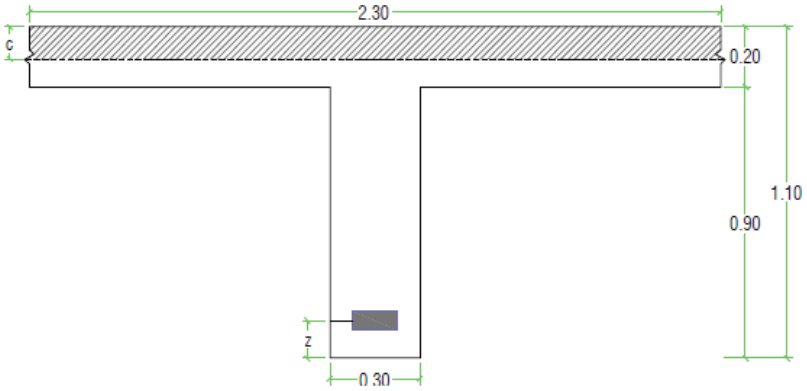
$$M_{DC_v_int} = 41.88\ tonnef \cdot m \qquad M_{DW_v_int} = 5.47\ tonnef \cdot m \qquad M_{LL_IM_v_int} = 76.52\ tonnef \cdot m$$

$$M_{u_resistencia} := \eta \cdot (1.25 \cdot M_{DC_v_int} + 1.5 \cdot M_{DW_v_int} + 1.75 \cdot M_{LL_IM_v_int}) = 194.47\ tonnef \cdot m$$ (table 5.10.1-1)

$$M_{u_servicio} := \eta \cdot (1 \cdot M_{DC_v_int} + 1 \cdot M_{DW_v_int} + 1 \cdot M_{LL_IM_v_int}) = 123.87\ tonnef \cdot m$$

$$M_{u_fatiga} := \eta \cdot (0 \cdot M_{DC_v_int} + 0 \cdot M_{DW_v_int} + 1.5 \cdot M_{LL_IM_v_int}) = 114.79\ tonnef \cdot m$$

## 4.3.1.3.2. CALCULO DE ACERO PRINCIPAL (VIGA INTERIOR)




Determinamos si la viga trabaja como Tee o como Viga Rectangular

$b_{efectivo} = 2.3\ m$

$c_1 := t_{losa} = 0.2\ m$

$a_1 := \beta_1 \cdot c_1 = 0.17\ m$

$d_1 := 0.85 \cdot h = 0.94\ m$

$$\Delta_{s_preliminar} := \frac{M_{u_resistencia}}{\phi \cdot f_y \cdot \left(d_1 - \frac{a_1}{2}\right)} = 60.53\ cm^2$$

$$a_2 := \frac{\Delta_{s_preliminar} \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_{c_280} \cdot b_{efectivo}} = 4.64\ cm$$

$$c_2 := \frac{a_2}{\beta_1} = 5.46\ cm$$

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } c_2 < t_{losa} \\ \quad \| \text{“Diseñar Como VIGA RECTANGULAR”} \\ \text{else} \\ \quad \| \text{“Diseñar como VIGA TEE”} \end{array} \right\| = \text{“Diseñar Como VIGA RECTANGULAR”}$$

Calculo Preliminar de $\Delta_s$ con **d** tentativo

$\phi_{varilla} := 1\ in$ $\phi_{estribo} := \frac{1}{2}\ in$ $N_{capas_varillas} := 4$ $A_{\phi var} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{\ 2} = 5.07\ cm^2$

$$\Delta_s := 0.85 \cdot \frac{f'_{c_280}}{f_y} \cdot b_w \cdot d_1 \cdot \left(1 - \sqrt[2]{1 - \frac{2 \cdot M_{u_resistencia}}{0.85 \cdot \phi \cdot f'_{c_280} \cdot b_w \cdot d_1^{\ 2}}}\right) = 70.78\ cm^2$$

$$N_{varillas3} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{\ 2} \cdot N_{varillas3} = \Delta_s \xrightarrow{solve,\ N_{varillas3}} \frac{90.124702306853819842 \cdot cm^2}{in^2} = 14$$

$$s_{var_var} := \frac{b_w - 2 \cdot r - 2 \cdot \phi_{estribo} - \frac{N_{varillas3} \cdot \phi_{varilla}}{N_{capas_varillas}}}{\frac{N_{varillas3}}{N_{capas_varillas}} - 1} = 4.25\ cm \quad ==> \text{espaciamiento entre varillas}$$

Recalculo de $\Delta_s$ con **d** modificado

$$z := r + \phi_{estribo} + \frac{N_{capas_varillas}}{2} \cdot \phi_{varilla} + \frac{\phi_{varilla}}{2} = 11.62\ cm$$

$$d := h - z = 98.38\ cm$$

$$\Delta_s := 0.85 \cdot \frac{f'_{c_280}}{f_y} \cdot b_w \cdot d \cdot \left(1 - \sqrt[2]{1 - \frac{2 \cdot M_{u_resistencia}}{0.85 \cdot \phi \cdot f'_{c_280} \cdot b_w \cdot d^2}}\right) = 64.88\ cm^2$$

$$a := d - \sqrt[2]{d^2 - \frac{2 \cdot M_{u_resistencia}}{0.85 \cdot \phi \cdot f'_{c_280} \cdot b_w}} = 38.16\ cm \qquad c := \frac{a}{\beta_1} = 44.9\ cm$$

$$N_{varillas4} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}{}^2 \cdot N_{varillas4} = \Delta_s \xrightarrow{solve,\ N_{varillas4}} \frac{82.604005675745544845 \cdot cm^2}{in^2} = 13$$

**(art. 5.5.4.2-2 y fig. C5.5.4.2-1)**

$$\phi 1 := \left\| \begin{array}{l} \text{if } 0.65 + 0.15 \cdot \left(\frac{d}{c} - 1\right) \le 0.9 \\ \quad \left\| \phi 1 \leftarrow 0.65 + 0.15 \cdot \left(\frac{d}{c} - 1\right) \right. \\ \text{else} \\ \quad \left\| \phi 1 \leftarrow 0.9 \right. \end{array} \right\| = 0.83$$

## Acero Maximo

El codigo AASHTO LRFD elimina este limite **(art. 5.6.3.3)**

## Acero Minimo

La cantidad de acero calculado debe ser capaz de resistir el menor valor de $M_{cr}$ y $1.33\ M_u$

a) calculo de $M_{cr}$

$$f_r := 2.01 \cdot \sqrt[2]{f'_c \cdot \frac{cm^2}{kgf}}\ \frac{kgf}{cm^2} = 33.63\ \frac{kgf}{cm^2}$$ ==>modulo de roptura de concreto **(art. 5.4.2.6)**

$$S := \frac{b_w \cdot h^2}{6} = 60500\ cm^3$$ ==>modulo de seccion

$$M_{cr} := 1.1 \cdot f_r \cdot S = 22.38\ tonnef \cdot m$$

b) calculo de $1.33\ M_u$

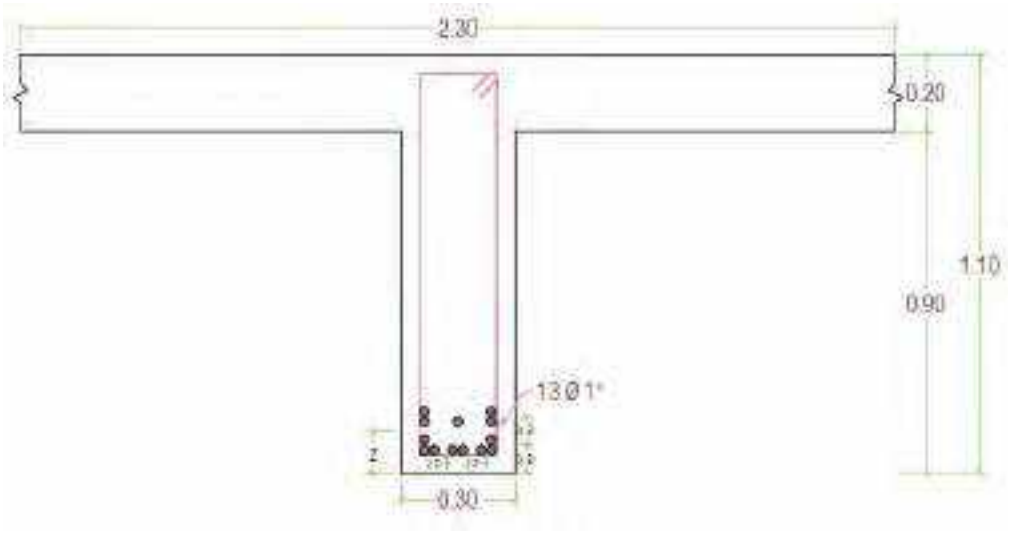
$$1.33 M_{ui} := 1.33 \cdot M_{u_resistencia} = 258.64\ tonnef \cdot m$$

c) El Menor Momento min(Mcr,1.33Mu)

$$M_{min} := min\left(M_{cr}, M_{ui}\right) = 22.38\ tonnef \cdot m$$

$$M_i := \left\| \begin{array}{l} \text{if } M_{min} \le M_{u_resistencia} \\ \quad \left\| M_i \leftarrow \text{“}\Delta s \text{ Calculado Satisface”} \right. \\ \text{else} \\ \quad \left\| M_i \leftarrow \text{“Calcular nuevo } \Delta s \text{ con Mmin”} \right. \end{array} \right. = \text{“}\Delta s \text{ Calculado Satisface”}$$

**13 Φ 1"** $N_{varillas4} = 13$ , $\phi_{varilla} = 1\ in$ , $N_{capas_varillas} = 4$ , $\phi_{estribo} = 0.5\ in$




### 4.3.1.3.3. CALCULO DE ACERO DE TEMPERATURA (VIGA INTERIOR)

**Calculo de Acero de temperatura** **(art. 5.10.6-1)**

$h = 1.1\ m$ $b_w := 0.30\ m$ $t_{losa} := 0.20\ m$ $\phi_{varilla} := \frac{1}{2}\ in$ $A_{\phi var} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{\ 2} = 1.27\ cm^2$

$$\Delta_{s_temp1} := \frac{0.18 \cdot b_w \cdot h}{2 \cdot (b_w + h)} \cdot \frac{cm}{m} = 2.12\ \frac{cm^2}{m}$$

$$\Delta_{s_temp} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } 2.33\ \frac{cm^2}{m} \le \Delta_{s_temp1} \le 12.70\ \frac{cm^2}{m} \\ \quad \left\| \Delta_{s_temp} \leftarrow \Delta_{s_temp1} \right. \\ \text{if } \Delta_{s_temp1} \le 2.33\ \frac{cm^2}{m} \\ \quad \left\| 2.33\ \frac{cm^2}{m} \right. \\ \text{if } \Delta_{s_temp1} \ge 12.70\ \frac{cm^2}{m} \\ \quad \left\| 12.70\ \frac{cm^2}{m} \right. \end{array} \right. = 2.33\ \frac{cm^2}{m}$$

**Espaciamiento de acero por temperatura**

$l_{temp} := h - 2 \cdot z - t_{losa} = 0.67\ m$ ==>espacio libre en una cara

$\Delta_{s_temperatura} := l_{temp} \cdot \Delta_{s_temp} = 1.56\ cm^2$

$$N_{var_x_cara} := \frac{\Delta_{s_temperatura}}{A_{\phi var}} + 1 = 2 \quad ==> \text{cantidad de varillas por cara}$$

$$s_{max0} := \frac{l_{temp}}{N_{var_x_cara}} = 0.3\ m$$

$$s_{max1} := 3 \cdot b_w = 0.9\ m$$

$$s_{max2} := 0.45\ m$$

$$s_{temperatura} := min\left(s_{max0}, s_{max1}, s_{max2}\right) = 0.3\ m$$

**2 Φ1/2" @ 0.30 m** *EN CADA CARA*

### *4.3.1.3.4. REVISION DE FISURACION POR DISTRIBUCION DE ARMADURA (VIGA INTERIOR)*

Ubicacion del eje neutro

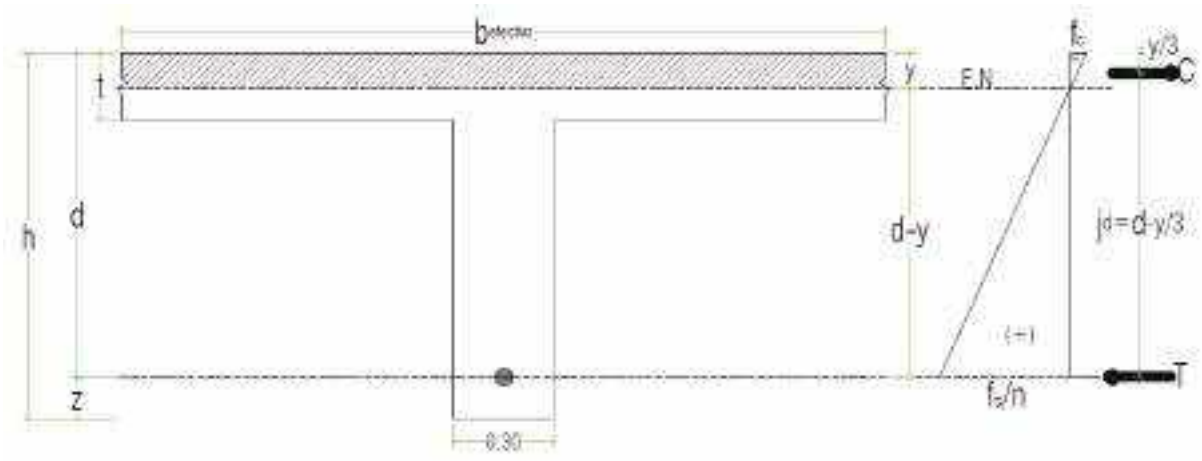
$h = 1.1\ m$ $\quad t_{losa} = 0.2\ m$ $\quad f'_{c_280} := 280\ \frac{kgf}{cm^2}$ $\quad f_y := 4200\ \frac{kgf}{cm^2}$

$b_{efectivo} := 2.3\ m$ $\quad b_w = 0.3\ m$ $\quad E_c := 15300 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{cm^2}{kgf}}\ \frac{kgf}{cm^2} = 256017.97\ \frac{kgf}{cm^2}$

$r := 5\ cm$ $\quad \phi_{varillaf} := 1\ in$ $\quad \phi_{estribo} := \frac{1}{2}\ in$ $\quad E_s := 2040000\ \frac{kgf}{cm^2}$

$M_{u_servicio} = 123.87\ tonnef \cdot m$ $\quad \gamma_e := 0.75$ $\quad A_{\phi var} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varillaf}^{\ 2} = 5.07\ cm^2$

$$n_1 := \frac{E_s}{E_c} = 8 \quad ==> \text{Relacion Modular}$$




$$d_c := r + \phi_{estribo} + \frac{\phi_{varillaf}}{2} = 7.54\ cm$$

$$d := h - d_c = 102.46\ cm$$

$$\Delta_{st} := n_1 \cdot \Delta_s = 516.95\ cm^2$$

*momentos respecto del ejej neutro para determinar "**y**"*

$$Y := b_{efectivo} \cdot y \cdot \frac{y}{2} = \Delta_{st} \cdot (d - y) \xrightarrow{solve,\, y} \begin{bmatrix} \frac{0.8695652173913043 \cdot (60912.005973246379633 \cdot cm^3 \cdot \ldots}{} \\ \frac{-0.8695652173913043 \cdot (60912.005973246379633 \cdot cm^3 \cdot \ldots}{} \end{bmatrix}$$

$$Y = \begin{bmatrix} 19.33 \\ -23.83 \end{bmatrix} cm \qquad Y_1 := Y_{1,1} = 19.33\ cm \qquad Y_2 := Y_{2,1} = -23.83\ cm$$

$$y_1 := \max(Y) = 19.33\ cm$$

**Esfuerzo del acero bajo cargas de servicio**

$$j_d := d - \frac{y_1}{3} = 96.02\ cm \qquad \frac{M_{u_servicio}}{j_d \cdot \Delta_s} = 1988.54\ \frac{kgf}{cm^2} \qquad 0.6 \cdot f_y = 2520\ \frac{kgf}{cm^2}$$

$$f_{ss} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } \frac{M_{u_servicio}}{j_d \cdot \Delta_s} \le 0.6 \cdot f_y \\ \quad \left\| f_{ss} \leftarrow \frac{M_{u_servicio}}{j_d \cdot \Delta_s} \right. \\ \text{else} \\ \quad \left\| f_{ss} \leftarrow 0.6 \cdot f_y \right. \end{array} \right\| = 1988.54\ \frac{kgf}{cm^2}$$

**Separacion Maxima de la armadura**

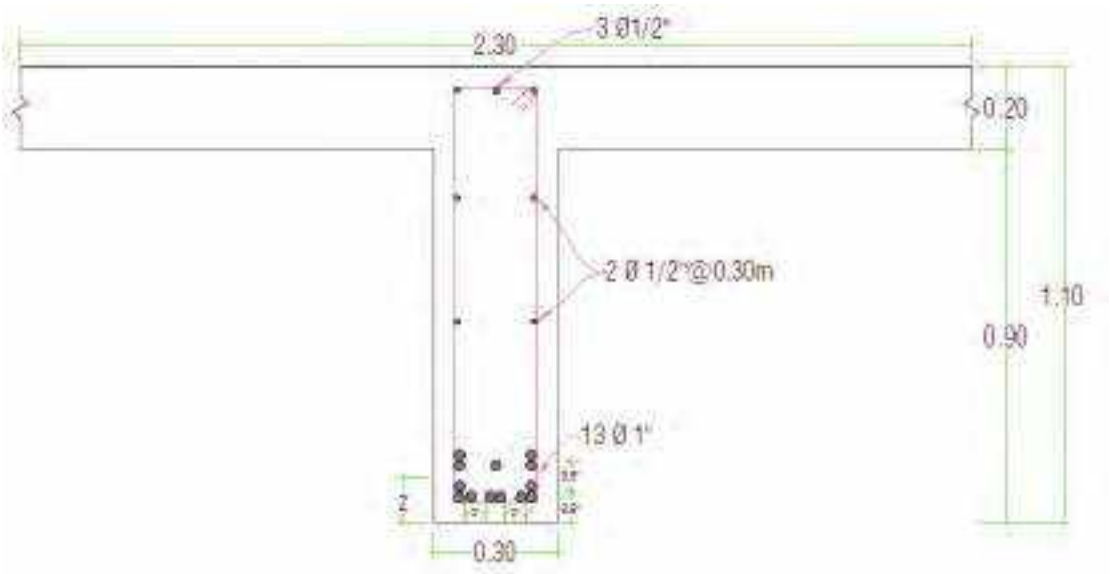
$$\beta_s := 1 + \frac{d_c}{0.7 \cdot (h - d_c)} = 1.11 \qquad \text{(art. 5.6.7-2)}$$

$$s_{max_f} := \frac{125000 \cdot \gamma_e}{\beta_s \cdot f_{ss} \cdot \frac{cm^2}{kgf}} \cdot cm - 2 \cdot d_c = 27.58\ cm$$

$$s_{max_} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } 2\ in \le s_{max_f} \\ \quad \left\| s_{max_} \leftarrow \text{“OK, Espaciamiento Adecuado”} \right. \\ \text{else} \\ \quad \left\| s_{max_} \leftarrow \text{“Reducir Espaciamiento O Aumentar } \phi\text{var”} \right. \end{array} \right\| = \text{“OK, Espaciamiento Adecuado”}$$

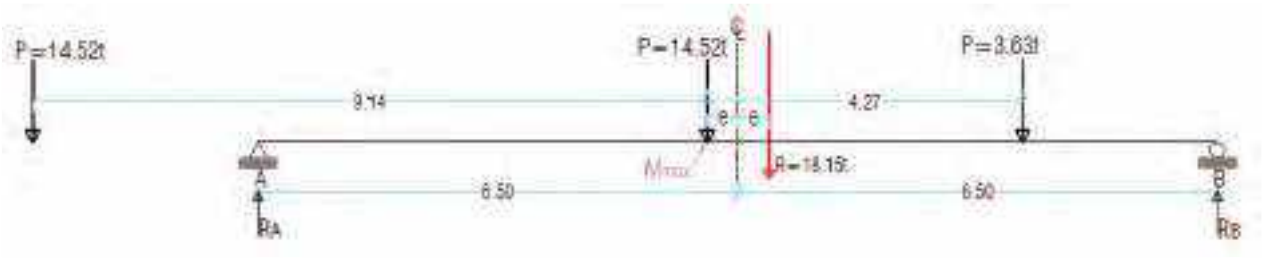
**13 φ 1"**

**fialmente el armado queda de la siguiente forma:**



*4.3.1.3.5. REVISION DE FATIGA (VIGA INTERIOR)*

Carga de fatiga




$L_{ponton} = 13\ m$ $P := 3.63\ tonnef$ $R := 18.15\ tonnef$ $e_{ejes} := 4.27\ m$ $IM := 15\%$

$$e := \frac{P \cdot e_{ejes}}{2 \cdot R} = 0.427\ m$$

$$R_B := \frac{R}{L_{ponton}} \cdot \left( \frac{L_{ponton}}{2} + e \right) = 9.67\ tonnef$$

$$R_A := R - R_B = 8.48\ tonnef$$

$$M_{LL_max} := R_A \cdot \left( \frac{L_{ponton}}{2} - e \right) = 51.49\ tonnef \cdot m$$

$M_{LL_IM_max} := 1.15 \cdot M_{LL_max} = 59.22\ tonnef \cdot m$ **(Tabla A2.1, Apendice A2.2)**

considerando la distribucion g **(Art. 3.6.1.1.2)**

$m_{fatiga} := 1.2$ $\eta_D := 1$ $\eta_R := 1$ $\eta_I := 1$

$$g_{aftiga} := \frac{0.470}{m_{fatiga}} = 0.39$$

$M_{LL_IM} := g_{aftiga} \cdot M_{LL_IM_max} = 23.19\ tonnef \cdot m$

calculo de momento de fatiga

$\eta := \eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I = 1$ **(tabla. 3.4.1-1)**

$M_{fatiga} := \eta \cdot \left( 1.75 \cdot M_{LL_IM} \right) = 40.59\ tonnef \cdot m$

Seccion fisurada

$M_{DC_v_int} = 41.88\ tonnef \cdot m$ $M_{DW_v_int} = 5.47\ tonnef \cdot m$ $S = 60500\ cm^3$ =>modulo de seccion

$$f_{traccion} := 0.80 \cdot \sqrt[2]{f'_{c_280} \cdot \frac{cm^2}{kgf}}\ \frac{kgf}{cm^2} = 13.39\ \frac{kgf}{cm^2}$$ **(Art. 5.5.3)**

$M_{u_fatiga} := M_{DC_v_int} + M_{DW_v_int} + M_{fatiga} = 87.93\ tonnef \cdot m$

$$f_{fatiga} := \frac{M_{u_fatiga}}{S} = 145.35 \ \frac{kgf}{cm^2}$$

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } f_{fatiga} \geq f_{traccion} \\ \quad \| \text{“USAR LA SECCION AGRIETADA”} \\ \text{else} \\ \quad \| \text{“USAR LA SECCION NO AGRIETADA”} \end{array} \right\| = \text{“USAR LA SECCION AGRIETADA”}$$

VERIFICACION DE ESFUERZOS

$\#_{var} := 13$ $\phi_{varilla} := 1 \ in$ $j_d = 0.96 \ m$ $A_{\phi var} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{\ 2} = 5.07 \ cm^2$

Esfuerzo debido a la carga viva

$$\Delta_{s_fatiga} := \#_{var} \cdot A_{\phi var} = 65.87 \ cm^2$$

$$f_{LL} := \frac{M_{fatiga}}{\Delta_{s_fatiga} \cdot j_d} = 641.72 \ \frac{kgf}{cm^2}$$

Esfuerzo debido a la carga viva

$$f_{DC_DW} := \frac{M_{DC_v_int} + M_{DW_v_int}}{\Delta_{s_fatiga} \cdot j_d} = 748.58 \ \frac{kgf}{cm^2}$$

Rango maximo de esfuerzo

*) "el esfuerzo minimo es debido a la carga permanente

$$f_{min} := 0 + f_{DC_DW} = 748.58 \ \frac{kgf}{cm^2}$$

**) el esfuerzo maximo es debido a la combinacion de carga viva + carga permanente

$$f_{max} := f_{LL} + f_{DC_DW} = 1390.3 \ \frac{kgf}{cm^2}$$

***) rango maximo de esfuerzos

$$f := f_{max} - f_{min} = 641.72 \ \frac{kgf}{cm^2}$$

****) rango limite

$$f_{limite} := 1828 \ \frac{kgf}{cm^2} - 0.36 \cdot f_{min} = 1558.51 \ \frac{kgf}{cm^2} \qquad \textbf{(Art. 5.5.3.2-1)}$$

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } f_{limite} > f_{LL} \\ \quad \| \text{“OK, CUMPLE LOS ESFUERZOS”} \\ \text{else} \\ \quad \| \text{“NO CUMPLE LOS ESFUERZOS”} \end{array} \right\| = \text{“OK, CUMPLE LOS ESFUERZOS”}$$

*4.3.1.3.6. DISEÑO POR CORTE (Viga Interior)*

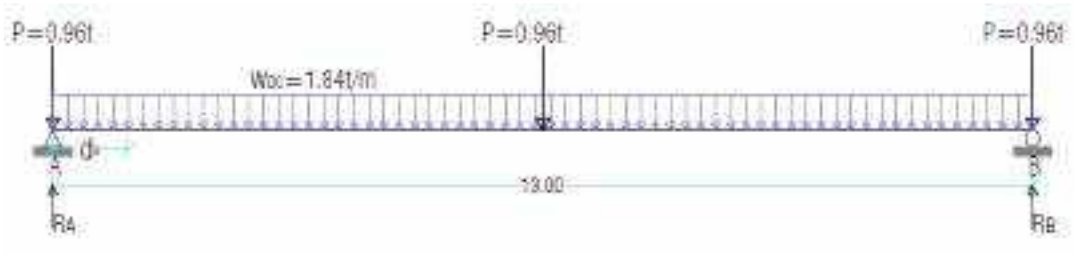
$h = 1.1\ m$ $d = 1.02\ m$ $a = 0.38\ m$

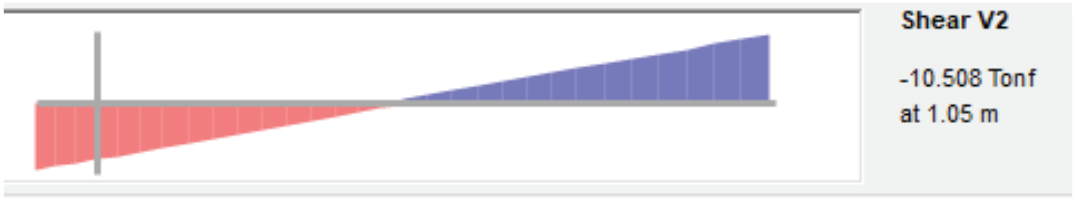
CALCULO DE PERALTE EFECTIVO POR CORTE **(art. 5.7.3.2)**

$$d_{v1} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } d - \frac{a}{2} \geq \max(0.9 \cdot d, 0.72 \cdot h) \\ \quad \left\| d - \frac{a}{2} \right. \\ \text{else} \\ \quad \left\| \max(0.9 \cdot d, 0.72 \cdot h) \right. \end{array} \right\| = 0.92\ m$$ **(art. 5.7.2.8)**

$d_v := 0.125\ m + d_{v1} = 1.05\ m$

CARGA MUERTA (DC)

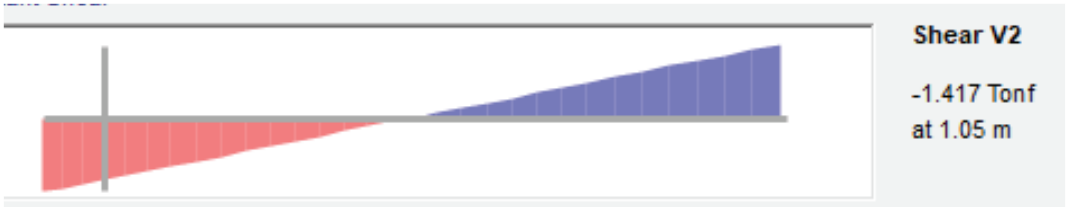



$V_{DC} := 10.51\ tonnef$

SUPERFICIE DE RODADURA (DW)

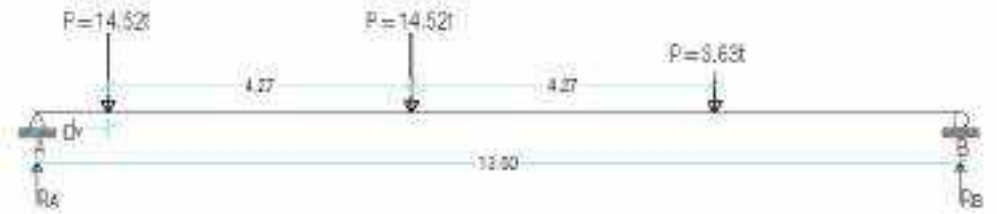


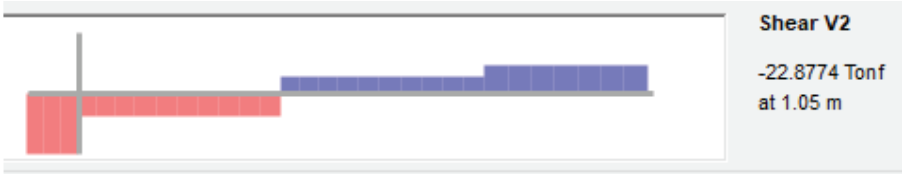




$V_{DW} := 1.42\ tonnef$

CARGA VIVA (LL)

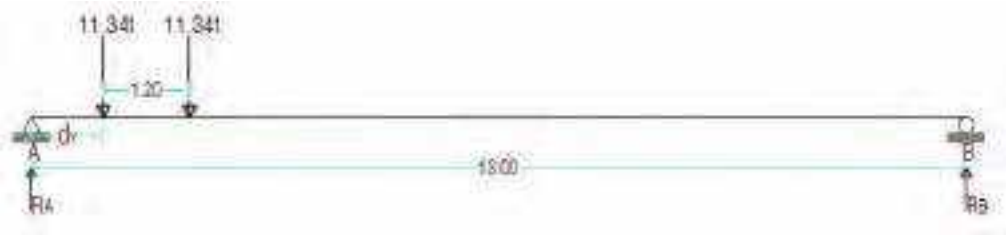
*) Camion de diseño (HL-93K)




$V_{HL_93K} := 22.88$ *tonnef*

**) Tandem (HL-93M)



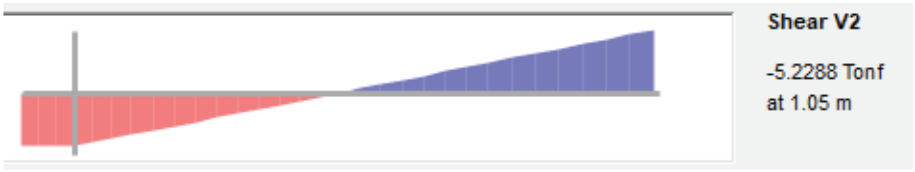




$V_{HL_93M} := 19.80$ *tonnef*

***) Carga de carril




$V_{carga_carril} := 5.23$ *tonnef*

$V_{LL_IM_1} := 1.33 \cdot \max\left(V_{HL_93K}, V_{HL_93M}\right) + V_{carga_carril} = 35.66$ *tonnef*

FACTOR DE DISTRIBUCION EN VIGA INTERIOR

$s_{vigas} = 2.3\ m$

*) caso de un carril cargado (tabla. 4.6.2.2.3a-1)

$$g_{v1} := 0.36 + \frac{s_{vigas}}{7.6} \cdot \frac{1}{m} = 0.66$$

*) caso de dos carriles cargados (tabla. 4.6.2.2.3a-1)

$$g_{v2} := 0.2 + \frac{s_{vigas}}{3.6} \cdot \frac{1}{m} - \left(\frac{s_{vigas}}{10.7} \cdot \frac{1}{m}\right)^2 = 0.79$$

$$g_{V_V.int} := \max\left(g_{v1}, g_{v2}\right) = 0.79$$

$$V_{LL_IM} := g_{V_V.int} \cdot V_{LL_IM_1} = 28.27\ tonnef$$

Para el diseño por estado Limite de Resistencia I

$\eta_D := 1$ $\eta_R := 1$ $\eta_I := 1$

$$\eta := \eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I = 1$$

$$V_{u_V.int} := \eta \cdot \left(1.25 \cdot V_{DC} + 1.50 \cdot V_{DW} + 1.75 \cdot V_{LL_IM}\right) = 64.74\ tonnef$$ (tabla 3.4.1-1)

DISEÑO DE ESTRIBO EN LA SECCION CRTICA

*) cortante actuante (5.7.2.1-1)

$V_{u_V.int} = 64.74\ tonnef$

*) cortante resitente (5.5.4.2)

$V_r = \Phi\ V_n$

*) tomar el menor valor cortante "(5.7.3.3-1 y 5.7.3.3-2)

Vn1=Vc+Vs+Vp

Vn2=0.25*f'c*b*d+Vp

Vn = min [Vn1 , Vn2]

CORTANTE NOMINAL RESISTENTE DEL CONCRETO (art. 5.7.3.4.1) (art. 5.7.2.5-1) (C 5.7.3.3-3)

$b_w = 0.3\ m$ $d = 1.02\ m$ $f'_{c_280} = 280\ \frac{kgf}{cm^2}$

$$V_c := 0.53 \cdot \sqrt[2]{f'_{c_280} \cdot \frac{cm^2}{kgf}} \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{1}{cm^2} \cdot kgf = 27.26\ tonnef$$

CORTANTE NOMINAL RESISTENTE DEL ACERO (art. 5.7.3.4.1) (C 5.7.3.3-1)

$\phi_{estribo} := \frac{1}{2}\ in$ $A_{\phi var_estribo} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{estribo}^2 = 1.27\ cm^2$

$s_{estribo} := 0.15\ m$ ==>Espaciamiento asumido de estribos

$N_{ramas_estribo} := 2$ ==>Asumiendo 2 ramas de Estribo

$$V_s := \frac{N_{ramas_estribo} \cdot A_{\phi var_estribo} \cdot f_y \cdot d}{s_{estribo}} = 72.68 \ tonnef$$

CORTANTE NOMINAL DE LA FUERZA DE PRETENSADO (Vp=0)

$V_P := 0 \ tonnef$

$V_{n1} := V_c + V_s + V_P = 99.94 \ tonnef$

$V_{n2} := 0.25 \cdot f'_{c_280} \cdot b_w \cdot d + V_P = 215.17 \ tonnef$

$V_{n_V.int} := min\left(V_{n1}, V_{n2}\right) = 99.94 \ tonnef$

CORTANTE RESITENTE TOTAL

$V_r := \phi \cdot V_{n_V.int} = 89.95 \ tonnef$

if $V_{u_V.int} < V_r$
    "OK, CUMPLE POR CORTE"
else
    "NO CUMPLE, mejorar el espaciamiento "

= "OK, CUMPLE POR CORTE"

$factor := \frac{V_r}{V_{u_V.int}} = 1.4$

REFUERZO TRANSVERSAL MINIMO (5.7.2.5-1)

$\lambda := 1$ ==>para concreto normal (5.4.2.8)

$$\Delta_{v_min} := 0.27 \cdot \lambda \cdot \sqrt[2]{f'_{c_280} \cdot \frac{cm^2}{kgf}} \cdot \frac{b_w \cdot s_{estribo}}{f_y \cdot \frac{cm^2}{kgf}} = 0.48 \ cm^2$$

if $\Delta_{v_min} \le N_{ramas_estribo} \cdot A_{\phi var_estribo}$
    "OK, CUMPLE CON REF. TRANSV. MINIMO"
else
    "NO, CUMPLE, aumentar ramas de estribo"

= "OK, CUMPLE CON REF. TRANSV. MINIMO"

ESPACIAMIENTO MAXIMO DEL REFUERZO TRANSVERSAL (art. 5.7.2.6)

(5.7.2.8-1)

$$V_{u_cal} := \frac{V_{u_V.int} - \phi \cdot V_P}{\phi \cdot b_w \cdot d} = 23.4 \ \frac{kgf}{cm^2}$$

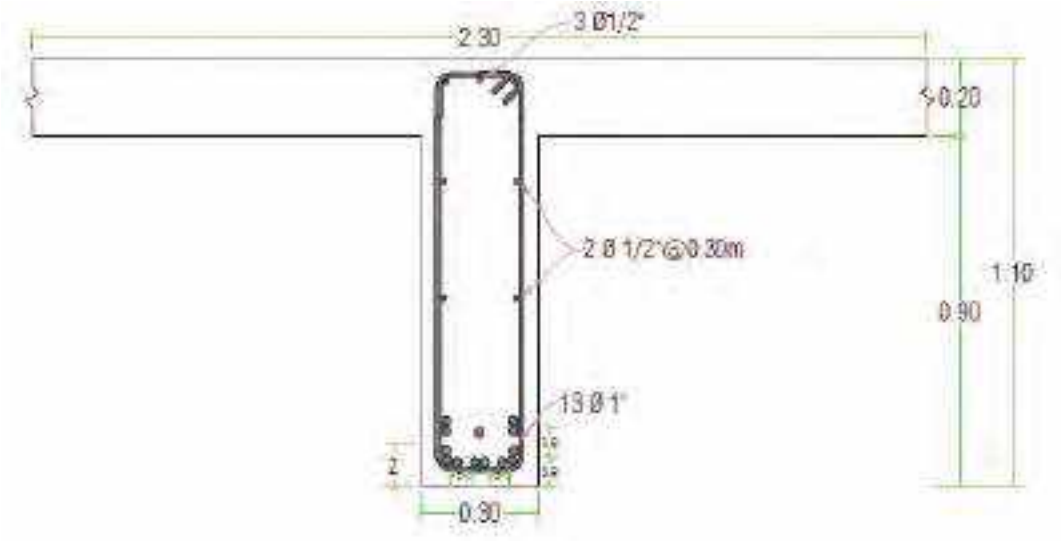
$s_{estr_max} :=$ if $V_{u_cal} < 0.125 \cdot f'_{c_280}$
    if $0.8 \cdot d < 0.60 \ m$
        $0.8 \cdot d$
    else
        $0.60 \ m$
if $V_{u_cal} \ge 0.125 \cdot f'_{c_280}$
    if $0.4 \cdot d \le 0.30 \ m$
        $0.4 \cdot d$
    else
        $0.30 \ m$

$= 0.6 \ m$ (5.7.2.6-1) (5.7.2.6-2)

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } s_{estribo} < s_{estr_max} \\ \quad \left\| \text{"OK, El Espaciamiento es adecuado"} \right. \\ \text{else} \\ \quad \left\| \text{"NO CUMPLE el espaciamiento"} \right. \end{array} \right\| = \text{"OK, El Espaciamiento es adecuado"}$$

$\Phi 1/2"\ @\ s_{estribo} = 0.15\ m$



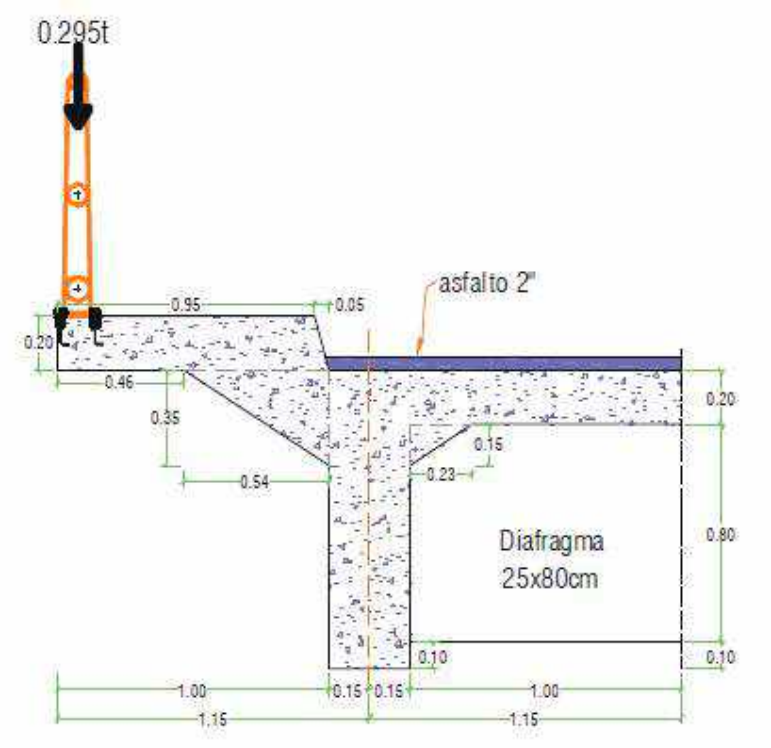

## 4.3.1.4. DISEÑO DE LA VIGA EXTERIOR

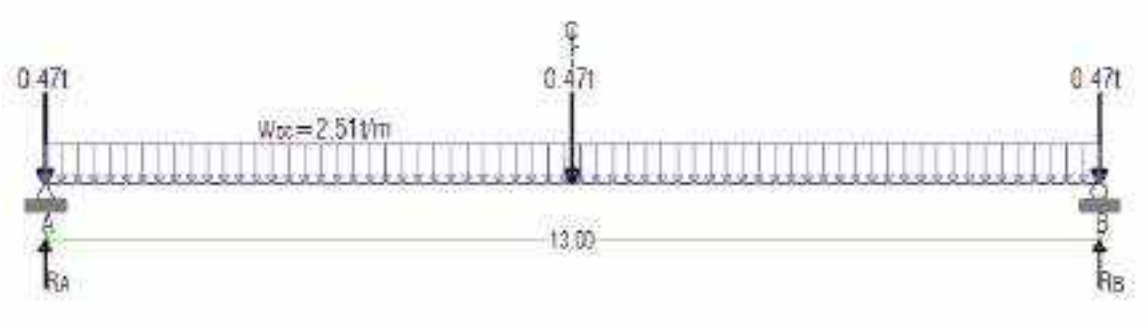
### *4.3.1.4.1. MOMENTOS DE FLEXION (VIGA EXTERIOR)*

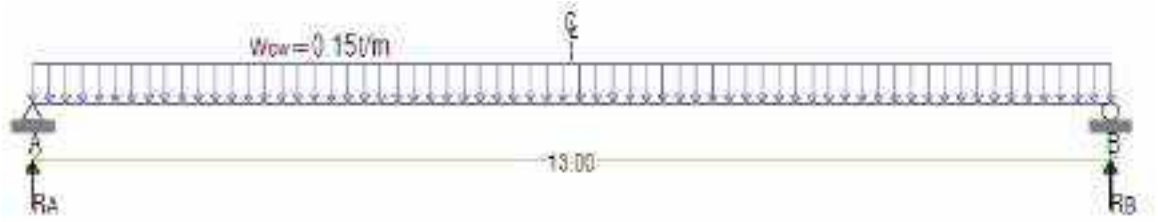
$t_{losa} = 0.2\ m$ $b_w = 0.3\ m$ $h = 1.1\ m$ $L_{ponton} = 13\ m$ $\gamma_c = 2400\ \frac{kgf}{m^3}$ $b_{diafragma} = 0.25\ m$

$x_{11} := 0.23\ m$ $x_{22} := 0.54\ m$ $y_{diafragma} := 0.10\ m$ $L_{voladizo} := 1\ m$ $A_{baranda} := 2028.75\ cm^2$

$y_{11} := 0.15\ m$ $y_{22} := 0.35\ m$ $x_{diafragma} := 1\ m$ $h_{diafragma} := h - t_{losa} - y_{diafragma} = 0.8\ m$




CARGA MUERTA (DC)

*) Cargas distribuidas

$$w_{losa} := \left(L_{voladizo} \cdot t_{losa} + \left(x_{diafragma} + b_w\right) \cdot t_{losa}\right) \cdot \gamma_c = 1.1 \ \frac{tonnef}{m}$$

$$w_{viga} := b_w \cdot \left(h - t_{losa}\right) \cdot \gamma_c = 0.65 \ \frac{tonnef}{m}$$

$$w_{cartelas} := \left(\frac{x_{11} \cdot y_{11}}{2} + \frac{x_{22} \cdot y_{22}}{2}\right) \cdot \gamma_c = 0.27 \ \frac{tonnef}{m}$$

$$w_{baranda} := A_{baranda} \cdot \gamma_c = 0.49 \ \frac{tonnef}{m}$$

$$W_{DC1} := w_{losa} + w_{viga} + w_{cartelas} + w_{baranda} = 2.51 \ \frac{tonnef}{m}$$

$$M_{DC1} := \frac{W_{DC1} \cdot L_{ponton}^{2}}{8} = 52.96 \ tonnef \cdot m$$

**) Cargas puntuales

$$P_{diafragma} := \left( \left( h - t_{losa} - y_{diafragma} \right) \cdot x_{diafragma} - \frac{x_{11} \cdot y_{11}}{2} \right) \cdot b_{diafragma} \cdot \gamma_c = 0.47 \ tonnef$$

$$M_{DC2} := \frac{P_{diafragma} \cdot L_{ponton}}{4} = 1.53 \ tonnef \cdot m$$

$$M_{DC_V.ext} := M_{DC1} + M_{DC2} = 54.49 \ tonnef \cdot m$$

CARGA POR SUPERFICIE DE RODADURA (DW)

$$e_{asfalto} = 0.05 \ m \qquad \gamma_{asfalto} = 2250 \ \frac{kgf}{m^3}$$

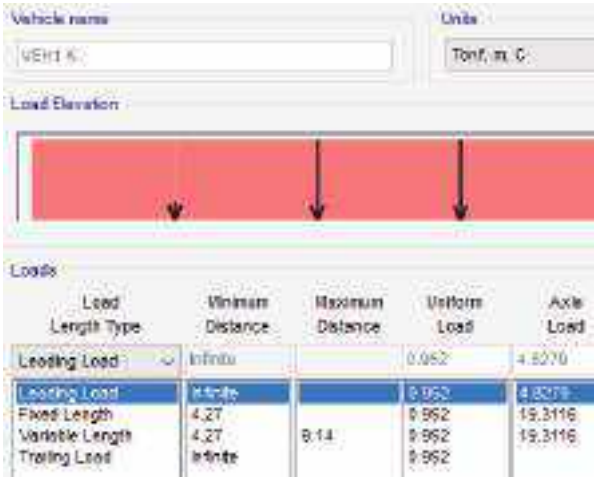
$$x_{asfalto} := x_{diafragma} + b_w = 1.3 \ m$$

$$w_{asfalto} := e_{asfalto} \cdot x_{asfalto} \cdot \gamma_{asfalto} = 0.15 \ \frac{tonnef}{m}$$

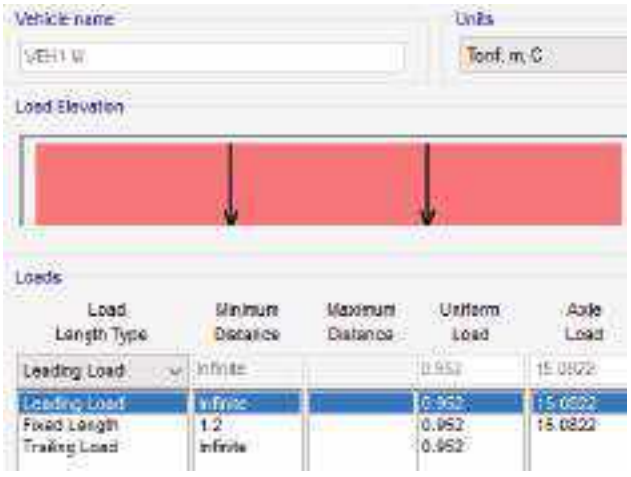
$$M_{DW_V.ext} := \frac{w_{asfalto} \cdot L_{ponton}^{2}}{8} = 3.09 \ tonnef \cdot m$$

CARGA VIVA (LL)

Definicion de Camion de Diseño+IM




Definicion de Tandem de Diseño+IM

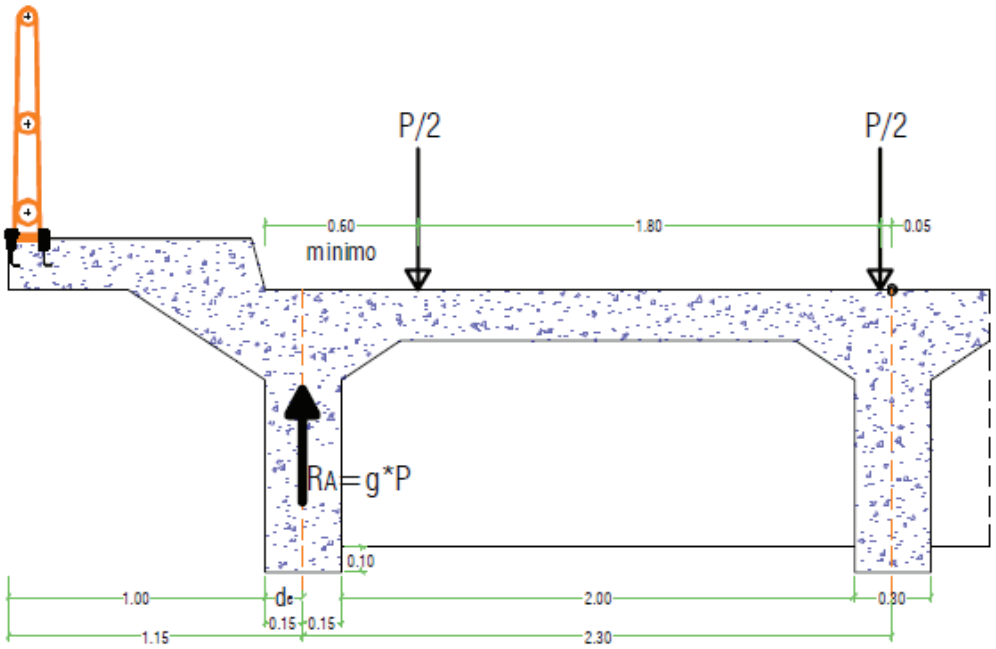






$$M_{LL_IM} := 109.79 \ tonnef \cdot m$$

CALCULO DE **g**ext QUE SE DISTRIBUYE A LA VIGA EXTERIOR




i) Ley de Momentos (regla de la palanca)

$e_{eje_carril} := 1.80\ m$ $x_1 := 0.05\ m$ $s_{vigas} = 2.3\ m$ $P := 1\ tonnef$ $m_{1carril} := 1.2$ $A_{carril} = 3.6\ m$

*) Un carril cargado

$$g_{M_ext_1} := \frac{P \cdot \frac{1}{tonnef}}{2 \cdot s_{vigas}} \cdot \left(e_{eje_carril} + 2 \cdot x_1\right) = 0.41$$

$$g_{M_V.ext_1_resist_serv} := g_{M_ext_1} \cdot m_{1carril} = 0.5$$

**) Dos o mas carril cargado

$g_{M_V.int} = 0.69$

$d_e := 0.15\ m$ => distancia desde el eje central de la V.ext. a la cara interior de la barrera

$$e_{ext} := 0.77 + \frac{d_e}{2.8} \cdot \frac{1}{m} = 0.82$$ **(tabla 4.6.2.2.2d-1)**

$$g_{M_V.ext_2} := e_{ext} \cdot g_{M_V.int} = 0.57$$

***) Un carril cargado + viga-losa con diafragma

$N_{L1} := 1$ => numero de carriles cargados

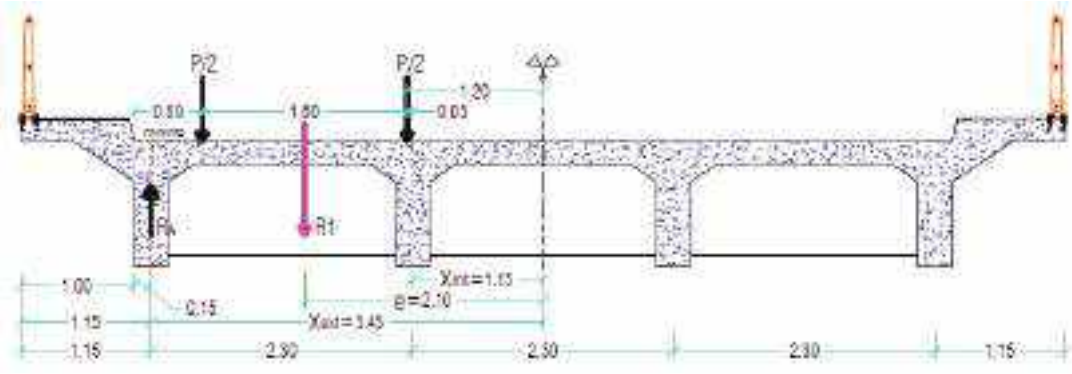
$N_b := 4$ => numero de vigas

$e_1 := 2.10\ m$ =>excent. del HL-93K o carga de carril respecto al C.G. del conjunto de vigas

$x_{ext} := 3.45\ m$ => distancia desde c.g. del conjunto de vigas a la viga exterior

$x_{int} := 1.15\ m$ => "distancia desde c.g. del conjunto de vigas hasta cada viga

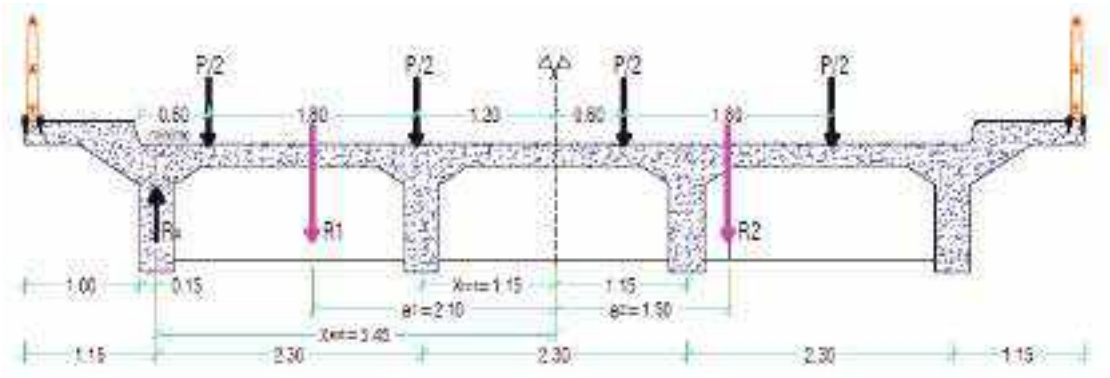
$m_{1carril} = 1.2$ => factor de presencia multiple




$$R_{A1} := \frac{N_{L1}}{N_b} + \frac{x_{ext} \cdot e_1}{2 \cdot \left(x_{int}^{\ 2} + x_{ext}^{\ 2}\right)} = 0.52 \qquad \text{(C4.6.2.2.2d-1)}$$

$g_{M_V.ext_3} := m_{1carril} \cdot R_{A1} = 0.63$

****) Dos carril cargado + viga-losa con diafragma




$N_{L2} := 2$ $e_1 := 2.10\ m$ $x_{ext} := 3.45\ m$ $m_{2carriles} := 1$

$N_b := 4$ $e_2 := 1.15\ m$ $x_{int} := 1.15\ m$

$$R_{A2} := \frac{N_{L2}}{N_b} + \frac{x_{ext} \cdot \left(e_1 - e_2\right)}{2 \cdot \left(x_{ext}^{\ 2} + x_{int}^{\ 2}\right)} = 0.62$$

$g_{M_V.ext_4} := m_{2carriles} \cdot R_{A2} = 0.62$

$g_{M_V.ext} := \max\left(g_{M_V.ext_1_resist_serv}, g_{M_V.ext_2}, g_{M_V.ext_3}, g_{M_V.ext_4}\right) = 0.63$

$M_{LL_IM_V.ext} := g_{M_V.ext} \cdot M_{LL_IM} = 69.02\ tonnef \cdot m$

### 4.3.1.4.2. CALCULO DE ACERO PRINCIPAL (VIGA EXTERIOR)

$\eta_D := 1$ $\eta_R := 1$ $\eta_I := 1$

$\eta := \eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I = 1$

$M_{DC_V.ext} = 54.49\ tonnef \cdot m$ $M_{DW_V.ext} = 3.09\ tonnef \cdot m$ $M_{LL_IM_V.ext} = 69.02\ tonnef \cdot m$

$M_{u_V.ext} := \eta \cdot \left(1.25 \cdot M_{DC_V.ext} + 1.50 \cdot M_{DW_V.ext} + 1.75 \cdot M_{LL_IM_V.ext}\right) = 193.54\ tonnef \cdot m$

**Calculo de $\Delta_s$**

Datos:

$h = 1.1\ m$ $b_w = 0.3\ m$ $r = 5\ cm$

$\phi_{varilla} := 1\ in$ $\phi_{estribo} := \frac{1}{2}\ in$ $N_{capas_varillas} := 4$ $A_{\phi var} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{\ 2} = 5.07\ cm^2$

Calculo de los parametros:

$$z := r + \phi_{estribo} + \frac{N_{capas_varillas}}{2} \cdot \phi_{varilla} + \frac{\phi_{varilla}}{2} = 12.62\ cm$$

$$d := h - z = 97.38\ cm$$

$$\Delta_s := 0.85 \cdot \frac{f'_{c_280}}{f_y} \cdot b_w \cdot d \cdot \left(1 - \sqrt[2]{1 - \frac{2 \cdot M_{u_V.ext}}{0.85 \cdot \phi \cdot f'_{c_280} \cdot b_w \cdot d^2}}\right) = 65.56\ cm^2$$

$$a := d - \sqrt[2]{d^2 - \frac{2 \cdot M_{u_V.ext}}{0.85 \cdot \phi \cdot f'_{c_280} \cdot b_w}} = 38.56\ cm \qquad c := \frac{a}{\beta_1} = 45.37\ cm$$

$$N_{varillas5} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{\ 2} \cdot N_{varillas5} = \Delta_s \xrightarrow{solve\ ,\ N_{varillas5}} \frac{83.473090283984914755 \cdot cm^2}{in^2} = 13$$

$$s_{var_var} := \frac{b_w - 2 \cdot r - 2 \cdot \phi_{estribo} - \frac{N_{varillas3} \cdot \phi_{varilla}}{N_{capas_varillas}}}{\frac{N_{varillas3}}{N_{capas_varillas}} - 1} = 3.45\ cm \quad ==> \text{espaciamiento entre varillas}$$

(art. 5.5.4.2-2 y fig. C5.5.4.2-1)

$$\phi 1 := \left\| \begin{array}{l} \text{if } 0.65 + 0.15 \cdot \left(\frac{d}{c} - 1\right) \le 0.9 \\ \quad \left\| \phi 1 \leftarrow 0.65 + 0.15 \cdot \left(\frac{d}{c} - 1\right) \right. \\ \text{else} \\ \quad \left\| \phi 1 \leftarrow 0.9 \right. \end{array} \right\| = 0.82$$

**Acero Maximo**

El codigo AASHTO LRFD elimina este limite (art. 5.6.3.3)

**Acero Minimo**

La cantidad de acero calculado debe ser capaz de resistir el menor valor de $M_{cr}$ y $1.33\ M_u$

a) calculo de $M_{cr}$

$$f_r := 2.01 \cdot \sqrt[2]{f'_c \cdot \frac{cm^2}{kgf}} \ \frac{kgf}{cm^2} = 33.63 \ \frac{kgf}{cm^2}$$ ==>modulo de roptura de concreto **(art. 5.4.2.6)**

$$S := \frac{b_w \cdot h^2}{6} = 60500 \ cm^3$$ ==>modulo de seccion

$$M_{cr} := 1.1 \cdot f_r \cdot S = 22.38 \ tonnef \cdot m$$

b) calculo de 1.33 $M_u$

$$1.33M_{ui} := 1.33 \cdot M_{u_V.ext} = 257.41 \ tonnef \cdot m$$

c) El Menor Momento min(Mcr,1.33Mu)

$$M_{min} := min\left(M_{cr}, M_{ui}\right) = 22.38 \ tonnef \cdot m$$

$M_f :=$ if $M_{min} \le M_{u_V.ext}$ $M_f \leftarrow$ "As Calculado Satisface" else $M_f \leftarrow$ "Calcular nuevo As con Mmin" = "As Calculado Satisface"

**13 Φ 1"** $N_{varillas5} = 13$ , $\phi_{varilla} = 1 \ in$ , $N_{capas_varillas} = 4$ , $\phi_{estribo} = 0.5 \ in$

## *4.3.1.4.3. DISEÑO POR CORTE (VIGA EXTERIOR)*

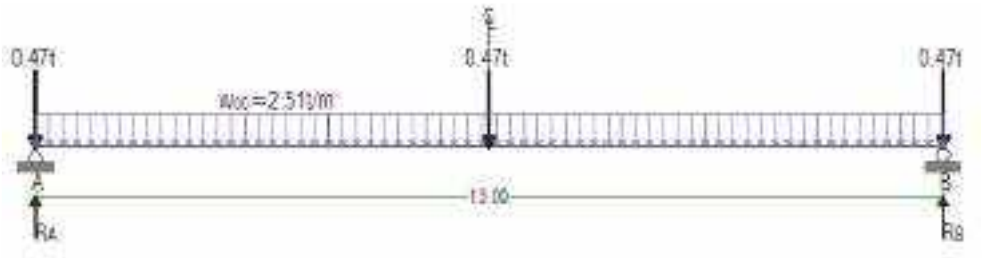
$h = 1.1 \ m$ $d = 0.97 \ m$ $a = 0.39 \ m$

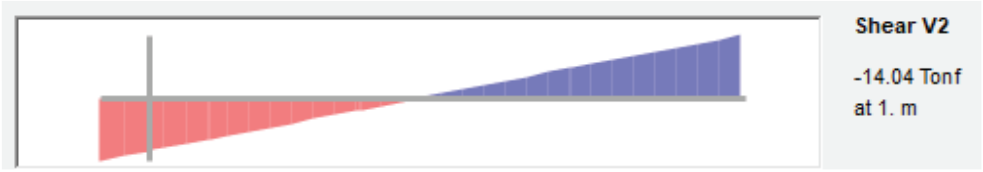
CALCULO DE PERALTE EFECTIVO POR CORTE **(art. 5.7.3.2)**

$d_{v1} :=$ if $d - \frac{a}{2} \ge \max\left(0.9 \cdot d, 0.72 \cdot h\right)$ $d - \frac{a}{2}$ else $\max\left(0.9 \cdot d, 0.72 \cdot h\right)$ $= 0.88 \ m$ **(art. 5.7.2.8)**

$d_v := 0.125 \ m + d_{v1} = 1 \ m$

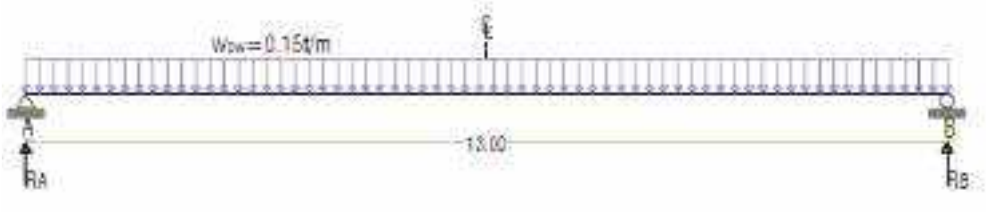
CARGA MUERTA (DC)




$V_{DC_V.ext} := 14.04 \ tonnef$

SUPERFICIE DE RODADURA (DW)



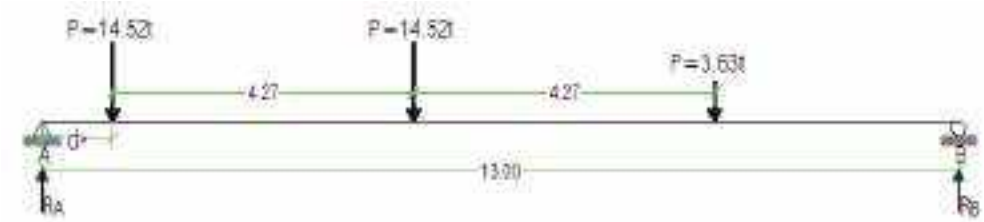


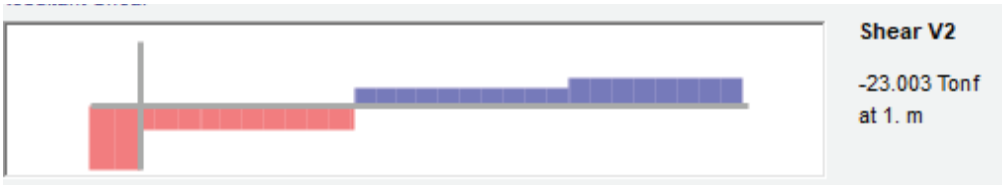


$V_{DW_V.ext} := 0.83$ *tonnef*

CARGA VIVA (LL)

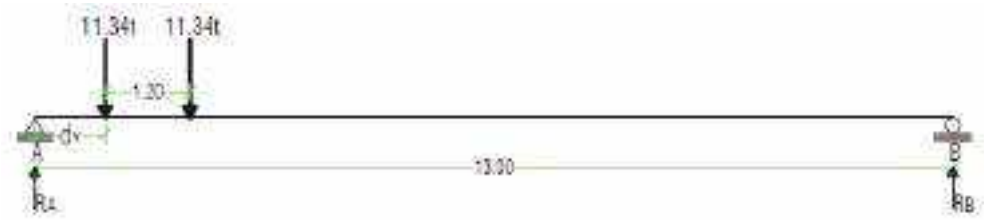
*) Camion de diseño (HL-93K)




$V_{HL_93K_V.ext} := 23$ *tonnef*

**) Tandem (HL-93M)

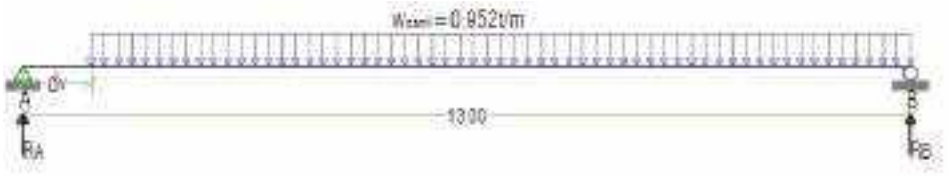


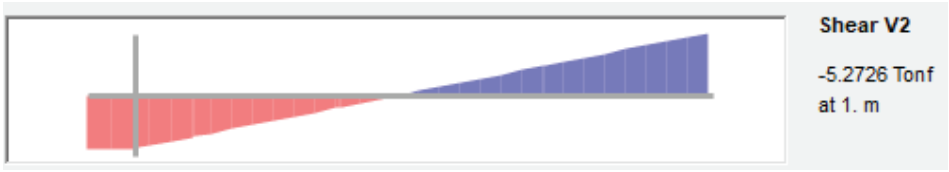




$V_{HL_93M_V.ext} := 19.89$ *tonnef*

***) Carga de carril

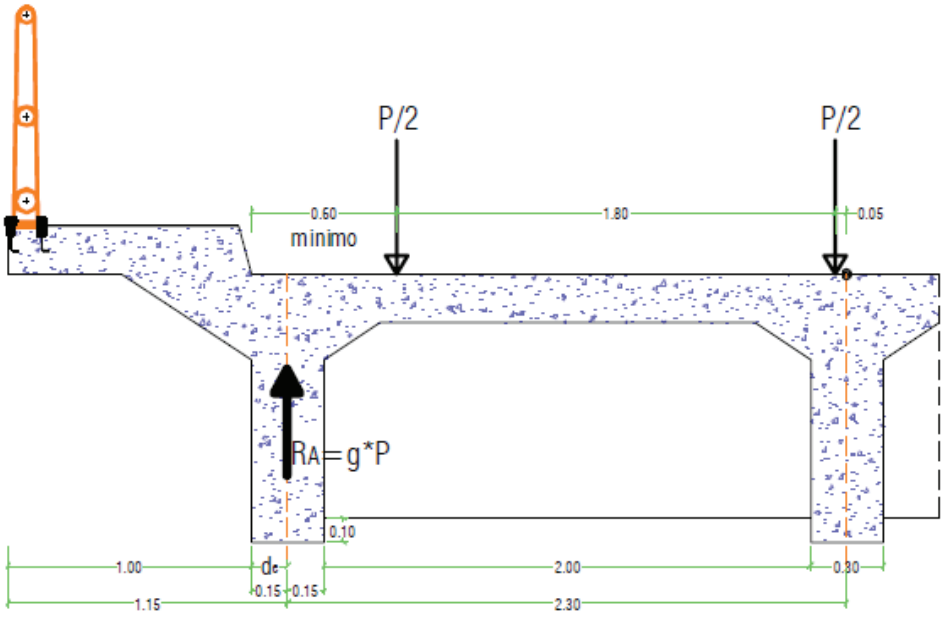



$V_{carga_carril_V.ext} := 5.27\ tonnef$

$V_{LL_IM_1} := 1.33 \cdot \max\left(V_{HL_93K_V.ext}, V_{HL_93M_V.ext}\right) + V_{carga_carril_V.ext} = 35.86\ tonnef$

FACTOR DE DISTRIBUCION EN VIGA INTERIOR




i) Ley de Momentos (regla de la palanca)

$e_{eje_carril} := 1.80\ m$ $x_1 := 0.05\ m$ $s_{vigas} = 2.3\ m$ $P := 1\ tonnef$ $m_{1carril} := 1.2$ $A_{carril} = 3.6\ m$

*) Un carril cargado

$$g_{V_ext_1} := \frac{P \cdot \frac{1}{tonnef}}{2 \cdot s_{vigas}} \cdot \left(e_{eje_carril} + 2 \cdot x_1\right) = 0.41$$

$g_{V_V.ext_1_resist_serv} := g_{M_ext_1} \cdot m_{1carril} = 0.5$

**) Dos o mas carril cargado

$g_{V_V.int} := g_{M_V.int} = 0.69$

$d_e := 0.15\ m$ => distancia desde el eje central de la V.ext. a la cara interior de la barrera

$e_{ext} := 0.77 + \frac{d_e}{2.8} \cdot \frac{1}{m} = 0.82$ **(tabla 4.6.2.2.2d-1)**

$g_{V_V.ext_2} := e_{ext} \cdot g_{V_V.int} = 0.57$

***) Un carril cargado + viga-losa con diafragma

$N_{L1} := 1$ => numero de carriles cargados

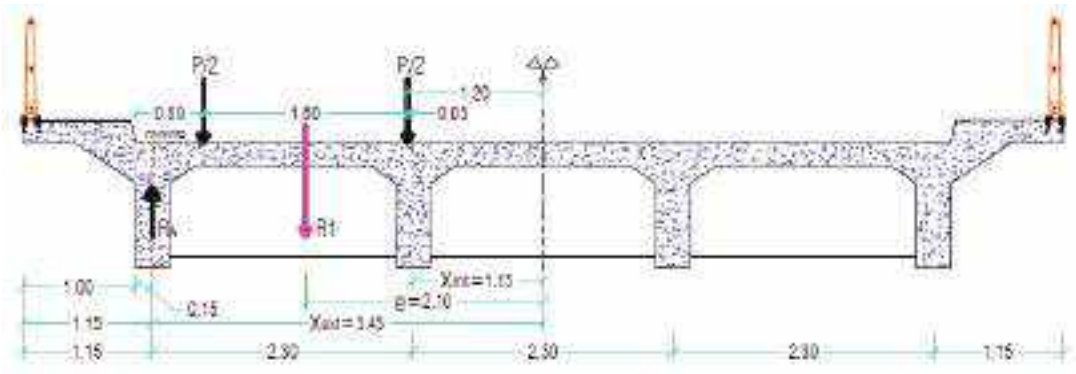
$N_b := 4$ => numero de vigas

$e_1 := 2.10\ m$ =>excent. del HL-93K o carga de carril respecto al C.G. del conjunto de vigas

$x_{ext} := 3.45\ m$ => distancia desde c.g. del conjunto de vigas a la viga exterior

$x_{int} := 1.15\ m$ => distancia desde c.g. del conjunto de vigas hasta cada viga

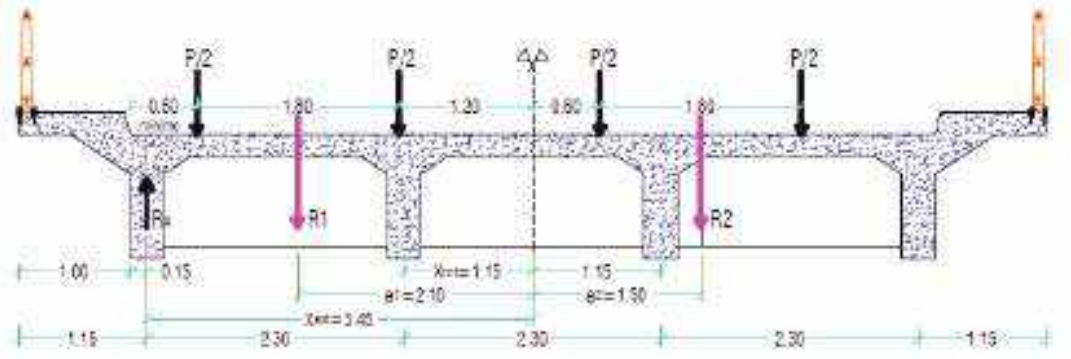
$m_{1carril} = 1.2$ => factor de presencia multiple




$$R_{A1} := \frac{N_{L1}}{N_b} + \frac{x_{ext} \cdot e_1}{2 \cdot \left(x_{int}^{\ 2} + x_{ext}^{\ 2}\right)} = 0.52 \qquad \textbf{(C4.6.2.2.2d-1)}$$

$g_{V_V.ext_3} := m_{1carril} \cdot R_{A1} = 0.63$

****) Dos carril cargado + viga-losa con diafragma




$N_{L2} := 2$ $e_1 := 2.10\ m$ $x_{ext} := 3.45\ m$ $m_{2carriles} := 1$

$N_b := 4$ $e_2 := 1.15\ m$ $x_{int} := 1.15\ m$

$$R_{A2} := \frac{N_{L2}}{N_b} + \frac{x_{ext} \cdot (e_1 - e_2)}{2 \cdot (x_{ext}^2 + x_{int}^2)} = 0.62$$

$$g_{V_V.ext_4} := m_{2carriles} \cdot R_{A2} = 0.62$$

$$g_{V_V.ext} := \max\left(g_{V_V.ext_1_resist_serv}, g_{V_V.ext_2}, g_{V_V.ext_3}, g_{V_V.ext_4}\right) = 0.63$$

$$V_{LL_IM_V.ext} := g_{V_V.ext} \cdot V_{LL_IM_1} = 22.55 \ tonnef$$

para el diseño por estado Limite de Resistencia I

$\eta_D := 1$ $\eta_R := 1$ $\eta_I := 1$

$$\eta := \eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I = 1$$

$$V_{u_V.ext} := \eta \cdot (1.25 \cdot V_{DC_V.ext} + 1.50 \cdot V_{DW_V.ext} + 1.75 \cdot V_{LL_IM_V.ext}) = 58.25 \ tonnef$$ **(tabla 3.4.1-1)**

DISEÑO DE ESTRIBO EN LA SECCION CRTICA

*) cortante actuante **(5.7.2.1-1)**

$$V_{u_V.ext} = 58.25 \ tonnef$$

*) cortante resitente **(5.5.4.2)**

$$V_r = \Phi \, V_n$$

*) tomar el menor valor cortante **(5.7.3.3-1 y 5.7.3.3-2)**

Vn1=Vc+Vs+Vp

Vn2=0.25*f'c*b*d+Vp

Vn = min [Vn1 , Vn2]

CORTANTE NOMINAL RESISTENTE DEL CONCRETO **(art. 5.7.3.4.1)** **(art. 5.7.2.5-1)** **(C 5.7.3.3-3)**

$b_w = 0.3 \ m$ $d = 0.97 \ m$ $f'_{c_280} = 280 \ \frac{kgf}{cm^2}$

$$V_{c_V.ext} := 0.53 \cdot \sqrt[2]{f'_{c_280} \cdot \frac{cm^2}{kgf}} \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{1}{cm^2} \cdot kgf = 25.91 \ tonnef$$

CORTANTE NOMINAL RESISTENTE DEL ACERO **(art. 5.7.3.4.1)** **(C 5.7.3.3-1)**

$\phi_{estribo} := \frac{1}{2} \ in$ $A_{\phi var_estribo} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{estribo}^2 = 1.27 \ cm^2$

$s_{estribo} := 0.15 \ m$ ==>Espaciamiento asumido de estribos

$N_{ramas_estribo} := 2$ ==>Asumiendo 2 ramas de Estribo

$$V_{s_V.ext} := \frac{N_{ramas_estribo} \cdot A_{\phi var_estribo} \cdot f_y \cdot d}{s_{estribo}} = 69.08 \ tonnef$$

CORTANTE NOMINAL DE LA FUERZA DE PRETENSADO (Vp=0)

$V_P := 0\ tonnef$

$V_{n1_V.ext} := V_{c_V.ext} + V_{s_V.ext} + V_P = 94.99\ tonnef$

$V_{n2_V.ext} := 0.25 \cdot f'_{c_280} \cdot b_w \cdot d + V_P = 204.5\ tonnef$

$V_{n_V.ext} := min\left(V_{n1_V.ext}, V_{n2_V.ext}\right) = 94.99\ tonnef$

CORTANTE RESITENTE TOTAL

$V_r := \phi \cdot V_{n_V.ext} = 85.49\ tonnef$

if $V_{u_V.ext} < V_r$
    "OK, CUMPLE POR CORTE"
else
    "NO CUMPLE, mejorar el espaciamiento "
= "OK, CUMPLE POR CORTE"

$factor := \frac{V_r}{V_{u_V.ext}} = 1.5$

REFUERZO TRANSVERSAL MINIMO (5.7.2.5-1)

$\lambda := 1$ ==>para concreto normal (5.4.2.8)

$\Delta_{v_min} := 0.27 \cdot \lambda \cdot \sqrt[2]{f'_{c_280} \cdot \frac{cm^2}{kgf}} \cdot \frac{b_w \cdot s_{estribo}}{f_y \cdot \frac{cm^2}{kgf}} = 0.48\ cm^2$

if $\Delta_{v_min} \le N_{ramas_estribo} \cdot A_{\phi var_estribo}$
    "OK, CUMPLE CON REF. TRANSV. MINIMO"
else
    "NO, CUMPLE, aumentar ramas de estribo"
= "OK, CUMPLE CON REF. TRANSV. MINIMO"

ESPACIAMIENTO MAXIMO DEL REFUERZO TRANSVERSAL (art. 5.7.2.6)

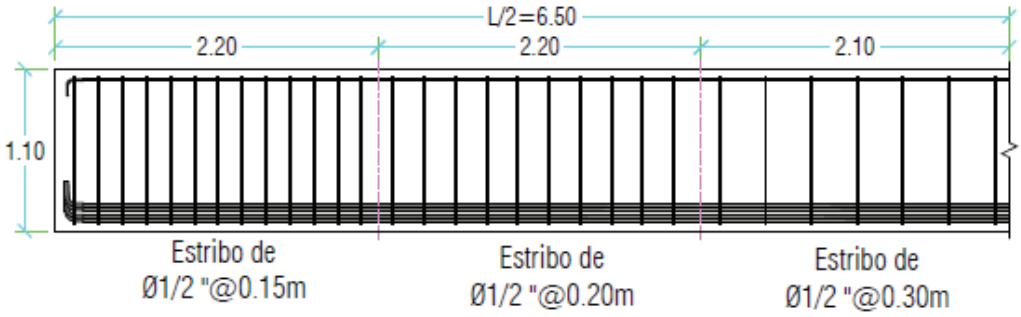
(5.7.2.8-1)

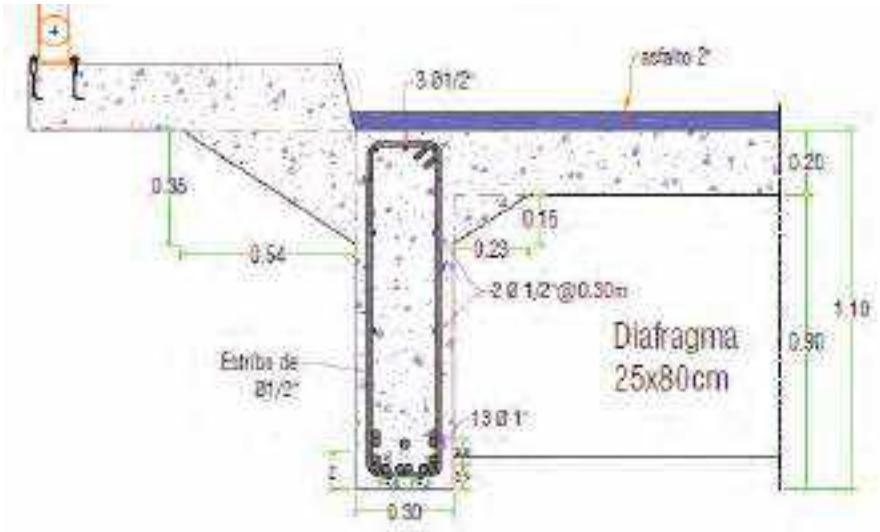
$V_{u_cal} := \frac{V_{u_V.ext} - \phi \cdot V_P}{\phi \cdot b_w \cdot d} = 22.15\ \frac{kgf}{cm^2}$

$s_{estr_max} :=$ if $V_{u_cal} < 0.125 \cdot f'_{c_280}$
    if $0.8 \cdot d < 0.60\ m$
        $0.8 \cdot d$
    else
        $0.60\ m$
if $V_{u_cal} \ge 0.125 \cdot f'_{c_280}$
    if $0.4 \cdot d \le 0.30\ m$
        $0.4 \cdot d$
    else
        $0.30\ m$
$= 0.6\ m$ (5.7.2.6-1) (5.7.2.6-2)

if $s_{estribo} < s_{estr_max}$
    "OK, El Espaciamiento es adecuado"
else
    "NO CUMPLE el espaciamiento"
= "OK, El Espaciamiento es adecuado"

**Φ 1/2" @ 0.15 m** $\phi_{estribo} = 0.5\ in$ , $s_{estribo} = 0.15\ m$ , $s_{estr_max} = 0.6\ m$




4.3.1.5. DISEÑO DE LA VIGA DIAFRAGMA

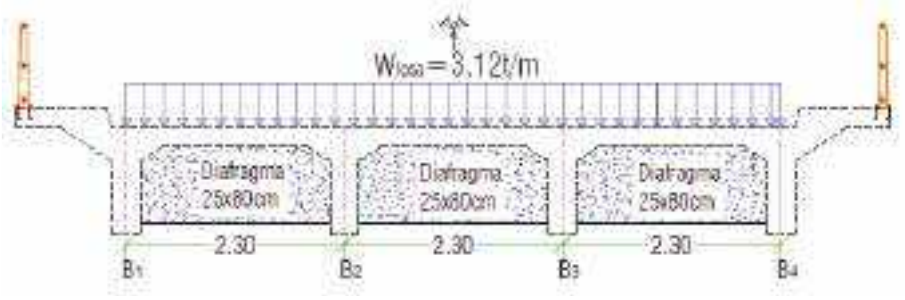
*4.3.1.5.1. MOMENTOS DE FLEXION Y CORTANTE (DIAFRAGMA)*

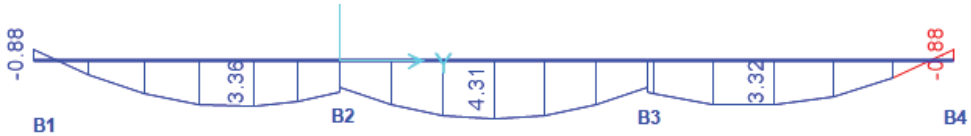
$t_{losa} = 0.2\ m$ $L_{ponton} = 13\ m$ $\gamma_{asfalto} = 2250\ \frac{kgf}{m^3}$ $\gamma_c = 2400\ \frac{kgf}{m^3}$

$L_{diafragma} := 6.5\ m$ $e_{asfalto} = 0.05\ m$

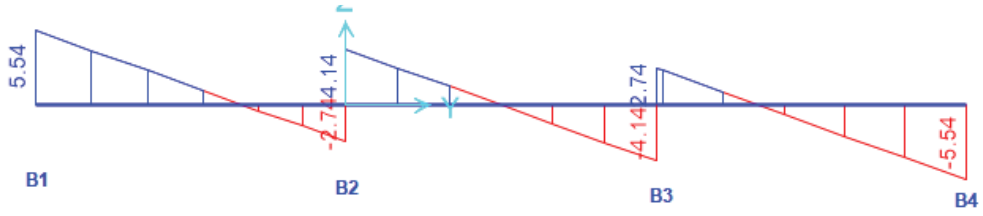
**Carga muerta (DC)**

$w_{losa} := t_{losa} \cdot L_{diafragma} \cdot \gamma_c = 3.12\ \frac{tonnef}{m}$



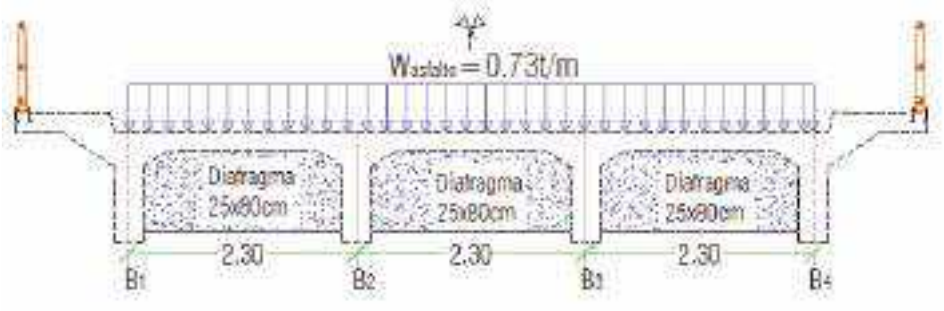

$M_{DC_diafragma} := 4.31\ tonnef \cdot m$

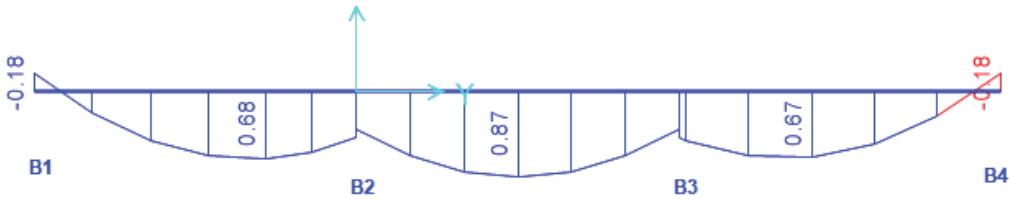



$V_{DC_diafragma} := 5.54\ tonnef$

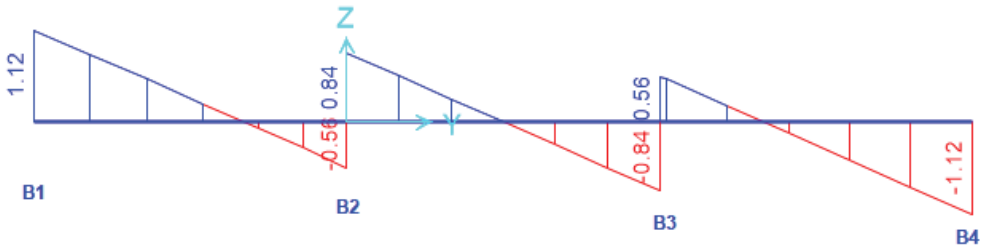
## Carga de la superficie de rodadura (DW)

$w_{asfalto} := e_{asfalto} \cdot L_{diafragma} \cdot \gamma_{asfalto} = 0.73\ \frac{tonnef}{m}$



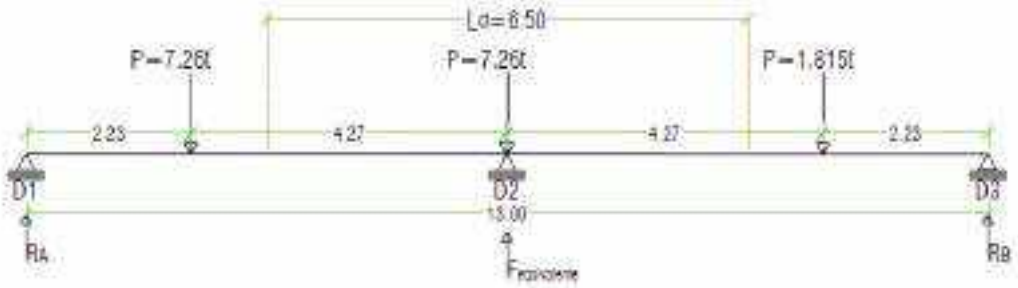

$M_{DW_diafragma} := 0.87\ tonnef \cdot m$

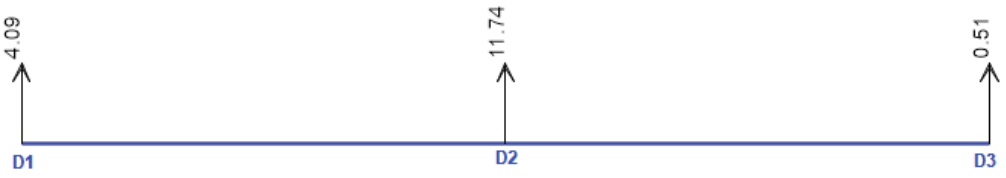



$V_{DW_diafragma} := 1.12\ tonnef$

## Carga viva (LL)

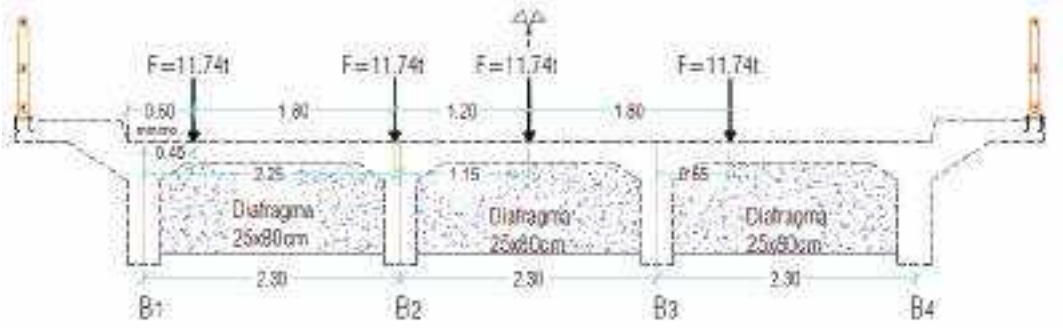
calculo de la fuerza equivalente actuante del camion de diseño sobre la Diafragma critico

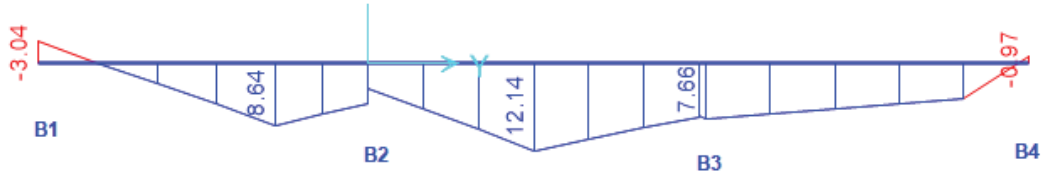





$F_{equivalente} := 11.74\ tonnef$

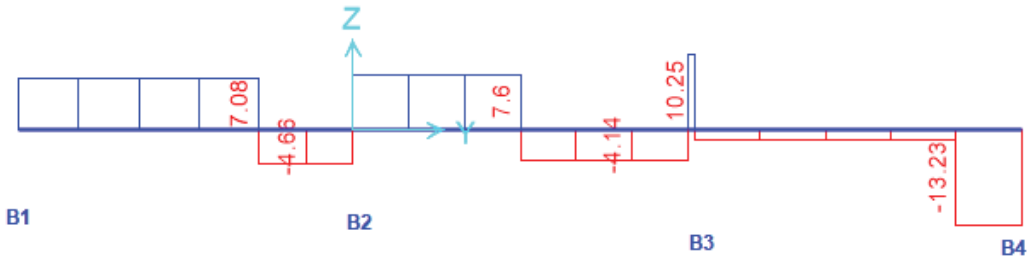
Posicion de las cargas equivalentes sobre la Diafragma




$M_{LL_diafrag} := 12.14\ tonnef \cdot m$ $IM_{resist} := 0.33$

$M_{LL_diafragma} := 1.33 \cdot M_{LL_diafrag} = 16.15\ tonnef \cdot m$




$V_{LL_diafrag} := 13.23\ tonnef$

$V_{LL_diafragma} := 1.33 \cdot V_{LL_diafrag} = 17.6\ tonnef$

**RESUMEN**

$\eta_D := 1$ $\eta_R := 1$ $\eta_I := 1$

$\eta := \eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I = 1$

$M_{u_diafragma} := \eta \cdot \left(1.25 \cdot M_{DC_diafragma} + 1.50 \cdot M_{DW_diafragma} + 1.75 \cdot M_{LL_diafragma}\right) = 34.95\ tonnef \cdot m$

$V_{u_diafragma} := \eta \cdot \left(1.25 \cdot V_{DC_diafragma} + 1.50 \cdot V_{DW_diafragma} + 1.75 \cdot V_{LL_diafragma}\right) = 39.4\ tonnef$

## 4.3.1.5.1. CALCULO DE ACERO PRINCIPAL (DIAFRAGMA)

**Calculo de $\Delta_s$**

Datos:

$M_{u_diafragma} = 34.95\ tonnef \cdot m$

$h_{diaf} = 0.8\ m$ $\quad b_{diaf} = 0.25\ m$ $\quad r_{diaf} := 5\ cm$

$\phi_{varilla} := \frac{3}{4}\ in$ $\quad \phi_{estribo} := \frac{3}{8}\ in$ $\quad N_{capas_varillas} := 2$ $\quad A_{\phi var} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{\ 2} = 2.85\ cm^2$

Calculo de los parametros:

$$z := r_{diaf} + \phi_{estribo} + \frac{N_{capas_varillas}}{2} \cdot \phi_{varilla} + \frac{\phi_{varilla}}{2} = 8.81\ cm$$

$$d := h_{diaf} - z = 71.19\ cm$$

$$\Delta_s := 0.85 \cdot \frac{f'_{c_280}}{f_y} \cdot b_{diaf} \cdot d \cdot \left(1 - \sqrt[2]{1 - \frac{2 \cdot M_{u_diafragma}}{0.85 \cdot \phi \cdot f'_{c_280} \cdot b_{diaf} \cdot d^2}}\right) = 13.95\ cm^2$$

$$a := d - \sqrt[2]{d^2 - \frac{2 \cdot M_{u_diafragma}}{0.85 \cdot \phi \cdot f'_{c_280} \cdot b_{diaf}}} = 9.85\ cm \qquad c := \frac{a}{\beta_1} = 11.59\ cm$$

$$N_{varillas6} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{\ 2} \cdot N_{varillas6} = \Delta_s \xrightarrow{solve,\ N_{varillas6}} \frac{31.581590099674583301 \cdot cm^2}{in^2} = 5$$

$$s_{var_var} := \frac{b_{diaf} - 2 \cdot r_{diaf} - 2 \cdot \phi_{estribo} - \frac{N_{varillas6} \cdot \phi_{varilla}}{N_{capas_varillas}}}{\frac{N_{varillas6}}{N_{capas_varillas}} - 1} = 5.83\ cm \quad ==> \text{espaciamiento entre varillas}$$

(art. 5.5.4.2-2 y fig. C5.5.4.2-1)

$$\phi 1 := \left\| \begin{array}{l} \text{if } 0.65 + 0.15 \cdot \left(\frac{d}{c} - 1\right) \le 0.9 \\ \quad \left\| \phi 1 \leftarrow 0.65 + 0.15 \cdot \left(\frac{d}{c} - 1\right) \right. \\ \text{else} \\ \quad \left\| \phi 1 \leftarrow 0.9 \right. \end{array} \right\| = 0.9$$

**5 Φ 3/4"** $\quad N_{varillas6} = 5 \quad \phi_{varilla} = 0.75\ in$

## 4.3.1.5.1. DISEÑO POR CORTE (DIAFRAGMA)

Datos:

$V_{u_diafragma} = 39.4\ tonnef$

$b_{diaf} = 0.25\ m \qquad d = 0.71\ m \qquad f'_{c_280} = 280\ \frac{kgf}{cm^2}$

CORTANTE NOMINAL RESISTENTE DEL CONCRETO **(art. 5.7.3.4.1) (art. 5.7.2.5-1) (C 5.7.3.3-3)**

$$V_{c_diaf} := 0.53 \cdot \sqrt[2]{f'_{c_280} \cdot \frac{cm^2}{kgf}} \cdot b_{diaf} \cdot d \cdot \frac{1}{cm^2} \cdot kgf = 15.78\ tonnef$$

CORTANTE NOMINAL RESISTENTE DEL ACERO **(art. 5.7.3.4.1) (C 5.7.3.3-1)**

$\phi_{estribo} := \frac{3}{8}\ in$ $\qquad A_{\phi var_estribo} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{estribo}^{\ 2} = 0.71\ cm^2$

$s_{estribo} := 0.10\ m$ $\qquad$ ==>Espaciamiento asumido de estribos

$N_{ramas_estribo} := 2$ $\qquad$ ==>Asumiendo 2 ramas de Estribo

$$V_{s_diaf} := \frac{N_{ramas_estribo} \cdot A_{\phi var_estribo} \cdot f_y \cdot d}{s_{estribo}} = 42.61\ tonnef$$

CORTANTE NOMINAL DE LA FUERZA DE PRETENSADO (Vp=0)

$V_P := 0\ tonnef$

$V_{n1_diaf} := V_{c_diaf} + V_{s_diaf} + V_P = 58.39\ tonnef$

$V_{n2_diaf} := 0.25 \cdot f'_{c_280} \cdot b_{diaf} \cdot d + V_P = 124.58\ tonnef$

$V_{n_diaf} := min\left(V_{n1_diaf}, V_{n2_diaf}\right) = 58.39\ tonnef$

CORTANTE RESITENTE TOTAL

$V_r := \phi \cdot V_{n_diaf} = 52.56\ tonnef$

if $V_{u_diafragma} < V_r$
  "OK, CUMPLE POR CORTE"
else
  "NO CUMPLE, mejorar el espaciamiento "
= "OK, CUMPLE POR CORTE"

$$factor := \frac{V_r}{V_{u_diafragma}} = 1.3$$

REFUERZO TRANSVERSAL MINIMO **(5.7.2.5-1)**

$\lambda := 1$ $\qquad$ ==>para concreto normal **(5.4.2.8)**

$$\Delta_{v_min} := 0.27 \cdot \lambda \cdot \sqrt[2]{f'_{c_280} \cdot \frac{cm^2}{kgf}} \cdot \frac{b_{diaf} \cdot s_{estribo}}{f_y \cdot \frac{cm^2}{kgf}} = 0.27\ cm^2$$

if $\Delta_{v_min} \le N_{ramas_estribo} \cdot A_{\phi var_estribo}$
  "OK, CUMPLE CON REF. TRANSV. MINIMO"
else
  "NO, CUMPLE, aumentar ramas de estribo"
= "OK, CUMPLE CON REF. TRANSV. MINIMO"

ESPACIAMIENTO MAXIMO DEL REFUERZO TRANSVERSAL (art. 5.7.2.6)

(5.7.2.8-1)

$$V_{u_cal} := \frac{V_{u_V.ext} - \phi \cdot V_P}{\phi \cdot b_{diaf} \cdot d} = 36.37 \ \frac{kgf}{cm^2}$$

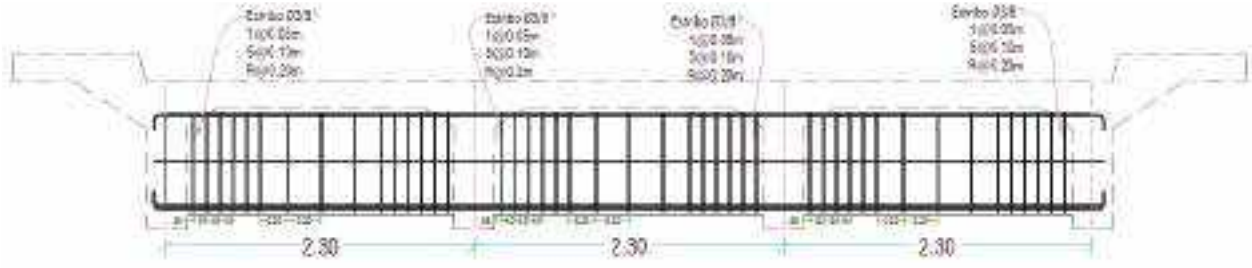
(5.7.2.6-1)
(5.7.2.6-2)

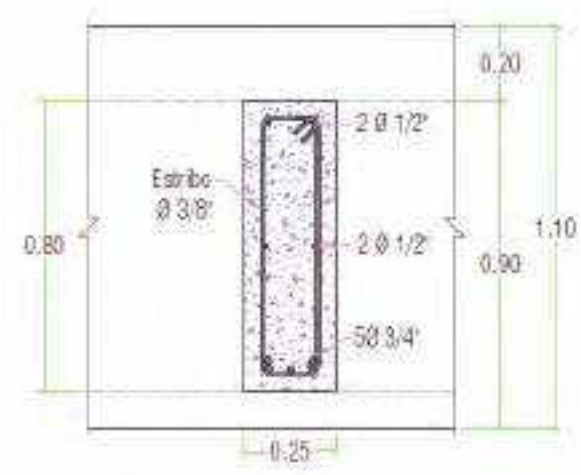
$$s_{estr_max} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } V_{u_cal} < 0.125 \cdot f'_{c_280} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{if } 0.8 \cdot d < 0.60 \ m \\ \quad \| \ 0.8 \cdot d \\ \text{else} \\ \quad \| \ 0.60 \ m \end{array} \right. \\ \text{if } V_{u_cal} \geq 0.125 \cdot f'_{c_280} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{if } 0.4 \cdot d \leq 0.30 \ m \\ \quad \| \ 0.4 \cdot d \\ \text{else} \\ \quad \| \ 0.30 \ m \end{array} \right. \end{array} \right\| = 0.28 \ m$$

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } s_{estribo} < s_{estr_max} \\ \quad \| \ \text{“OK, El Espaciamiento es adecuado”} \\ \text{else} \\ \quad \| \ \text{“NO CUMPLE el espaciamiento”} \end{array} \right\| = \text{“OK, El Espaciamiento es adecuado”}$$

**Φ 3/8" @ 0.10 m**

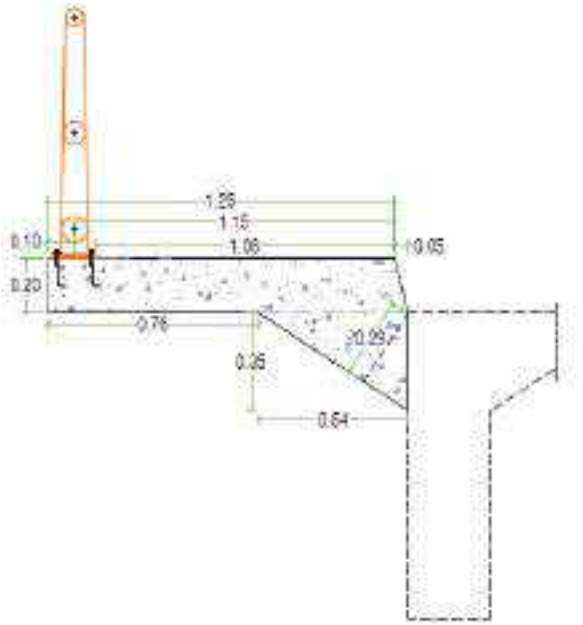
$\phi_{estribo} = 0.38 \ in$, $s_{estribo} = 0.1 \ m$, $s_{estr_max} = 0.28 \ m$

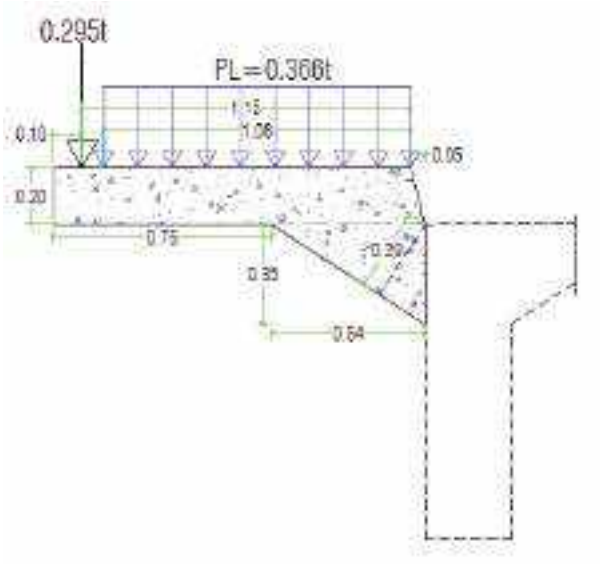


## 4.3.1.6. DISEÑO DE LA LOSA EN VOLADIZO

### *4.3.1.6.1. MOMENTOS DE FLEXION CORTANTE (VOLADIZO)*




CARGA MUERTA (DC)

$L_v := 1.30\ m$ $L_{PL} := 1.08\ m$ $x_{cartela} := 0.54\ m$

$L_{baranda} := 1.15\ m$ $t_{voladizo} := 0.20\ m$ $y_{cartela} := 0.35\ m$

$P_{baranda} := 0.295\ tonnef$ $w_{PL} := 0.366\ \frac{tonnef}{m}$

$$x_{cg_cartel} := \frac{1}{3} \cdot x_{cartela} = 0.18\ m$$

$$x_{cg_voladizo} := \frac{1}{2} \cdot L_v = 0.65\ m$$

$$A_{cartela} := \frac{1}{2} \cdot x_{cartela} \cdot y_{cartela} = 0.09\ m^2$$

$$A_{voladizo} := t_{voladizo} \cdot L_v = 0.26\ m^2$$

$$x_{cg} := \frac{A_{cartela} \cdot x_{cg_cartel} + A_{voladizo} \cdot x_{cg_voladizo}}{A_{cartela} + A_{voladizo}} = 0.52\ m$$

$$w_{voldizo} := \left(A_{cartela} + A_{voladizo}\right) \cdot \gamma_c = 0.85\ \frac{tonnef}{m}$$

$$M_{DC_voladizo} := L_{PL} \cdot w_{voldizo} \cdot x_{cg} + P_{baranda} \cdot L_{baranda} = 0.82\ tonnef \cdot m$$

$$V_{DC_voladizo} := L_{PL} \cdot w_{voldizo} + P_{baranda} = 1.21\ tonnef$$

CARGA VIVA (PL)

$$M_{PL} := L_{PL} \cdot w_{PL} \cdot \frac{L_{PL}}{2} = 0.21\ tonnef \cdot m$$

$V_{PL_voladizo} := L_{PL} \cdot w_{PL} = 0.4\ tonnef$

MOMENTO ULTIMO (Mu)

$\eta_D := 1$ $\eta_R := 1$ $\eta_I := 1$

$\eta := \eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I = 1$

$M_{u_voladizo} := \eta \cdot \left(1.25 \cdot M_{DC_voladizo} + 1.75 \cdot M_{PL}\right) = 1.4\ tonnef \cdot m$

$V_{u_voladizo} := \eta \cdot \left(1.25 \cdot V_{DC_voladizo} + 1.75 \cdot V_{PL_voladizo}\right) = 2.21\ tonnef$

## 4.3.1.6.2. CALCULO DE ACERO PRINCIPAL (VOLADIZO)

$M_{u_voladizo} = 1.4\ tonnef \cdot m$

$h_{volado} := 0.20\ m$ $b_{volado} := 100\ cm$ $r_{volado} := 5\ cm$

$\phi_{varilla} := \frac{1}{2}\ in$ $\phi_{estribo} := \frac{3}{8}\ in$ $A_{\phi var} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{\ 2} = 1.27\ cm^2$

Calculo de los parametros:

$z := r_{volado} + \frac{\phi_{varilla}}{2} = 5.64\ cm$

$d := h_{volado} - z = 14.37\ cm$

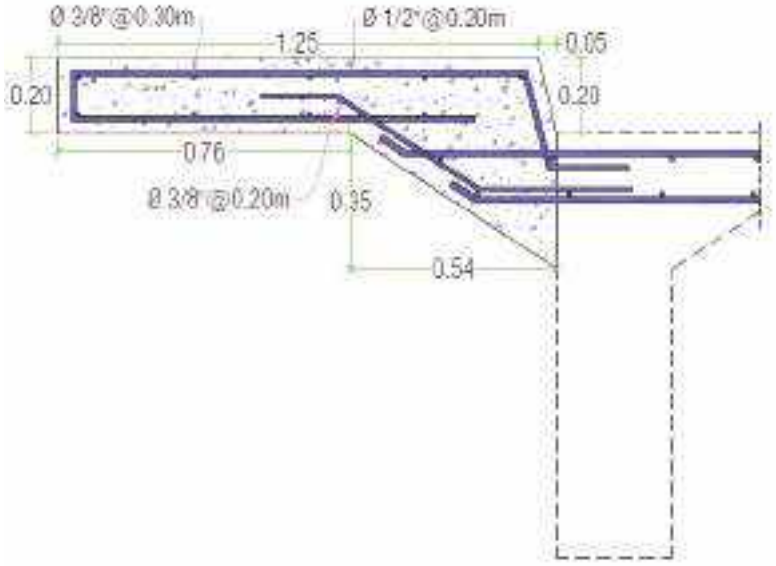
$\Delta_s := 0.85 \cdot \frac{f'_{c_280}}{f_y} \cdot b_{volado} \cdot d \cdot \left(1 - \sqrt[2]{1 - \frac{2 \cdot M_{u_voladizo}}{0.85 \cdot \phi \cdot f'_{c_280} \cdot b_{volado} \cdot d^2}}\right) = 2.62\ cm^2$

$a := d - \sqrt[2]{d^2 - \frac{2 \cdot M_{u_voladizo}}{0.85 \cdot \phi \cdot f'_{c_280} \cdot b_{volado}}} = 0.46\ cm$ $c := \frac{a}{\beta_1} = 0.54\ cm$

$s_{espaciamiento} := \frac{A_{\phi var}}{\Delta_s} \cdot m = 0.48\ m$

**Φ 1/2" @ 0.20m**

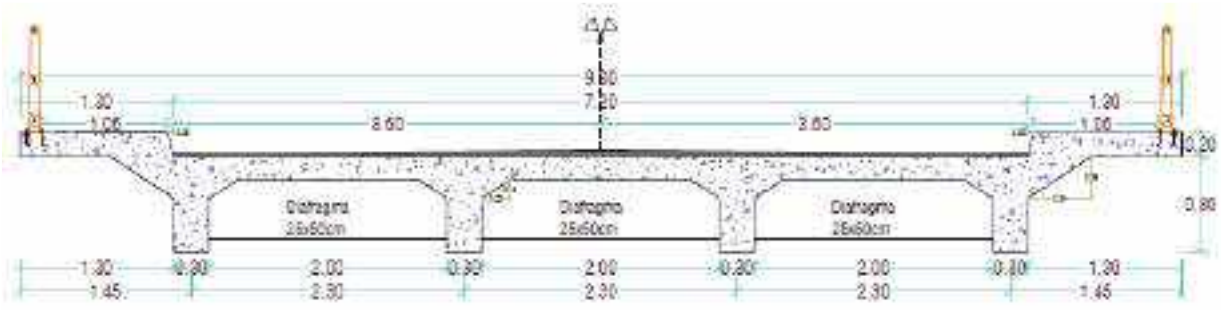
(NOTA: Espaciamiento maximo es de 30cm por norma, y por cuestiones de proceso constructivo se ha obtado espaciamiento de 0.20m)



## 4.3.2. SUPERESTRUCTURA PUENTE ARCO L=60m

### 4.3.2.1. DIMENSIONES Y CARGAS

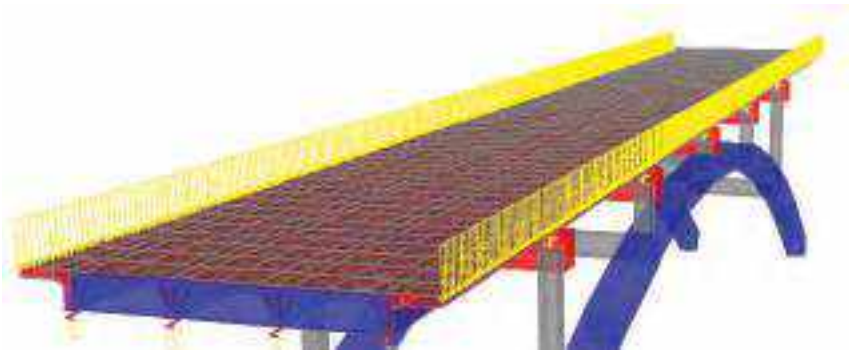
#### *4.3.2.1.1. GEOMETRIA*




*) Carga del Asfalto (DW)



*) Carga de la Baranda (RA)

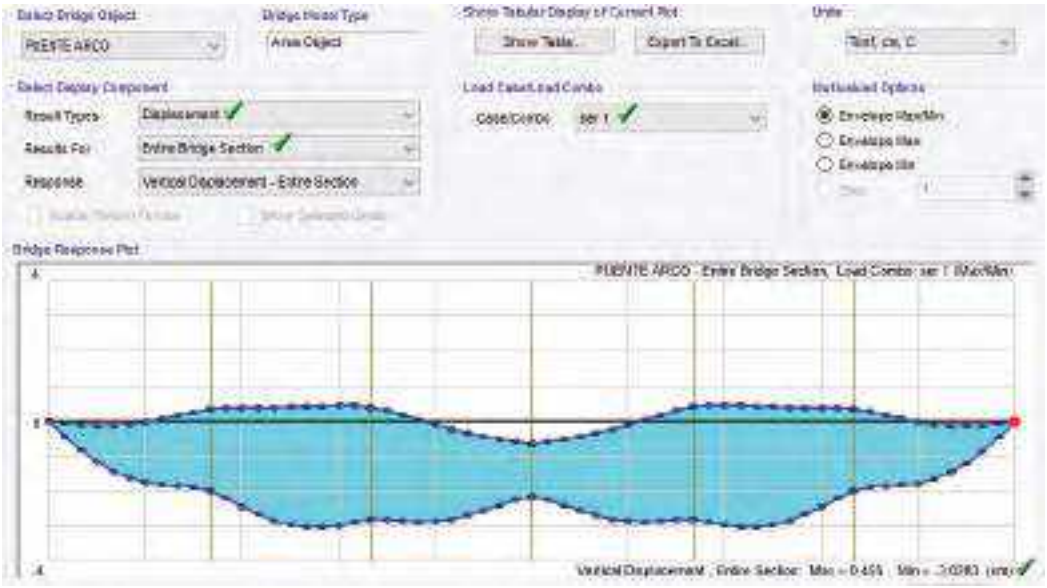


*) Carga viva Peatonal (PL)



### 4.3.2.1.2. CONTROL DE DEFLEXIONES (PUENTE ARCO)

*) Deformacion calculada por SERVICIO I




$\Delta_{deformacion_cal} := 3.03\ cm$

**) Deformacion Limite Maxima (2.5.2.6.2)

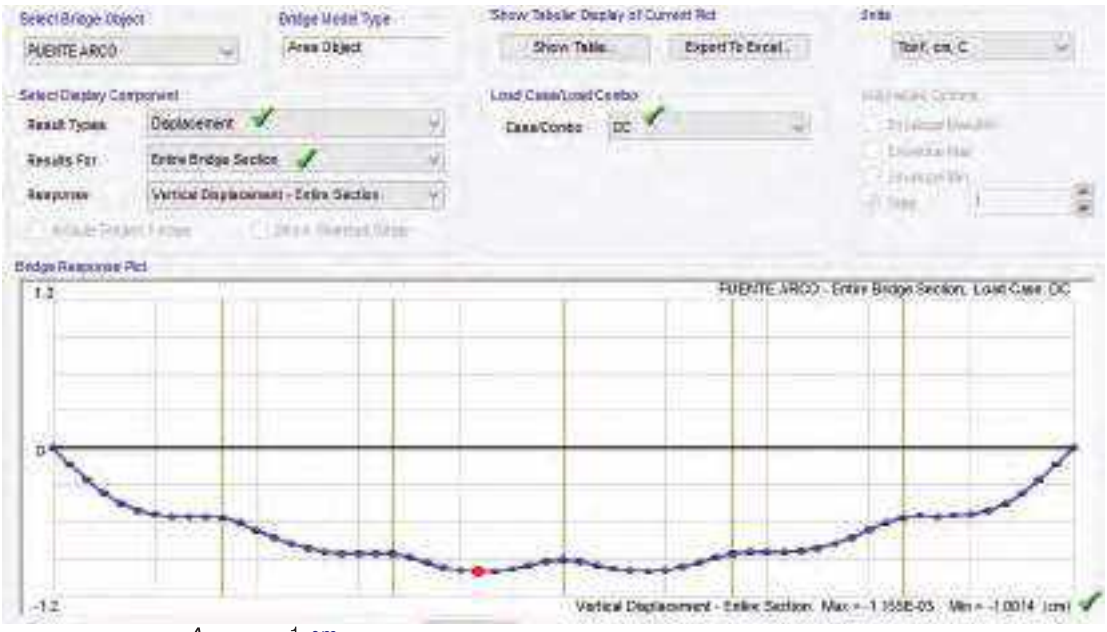
$L_{puente_arco} := 60\ m$

$$\Delta_{limite_max} := \frac{L_{puente_arco}}{1000} = 6\ cm$$

$$\Delta := \left\| \begin{array}{l} \text{if } \Delta_{deformacion_cal} < \Delta_{limite_max} \\ \quad \| \Delta \leftarrow \text{“OK, CUMPLE”} \\ \text{else} \\ \quad \| \Delta \leftarrow \text{“NO CUMPLE”} \end{array} \right\| = \text{“OK, CUMPLE”}$$

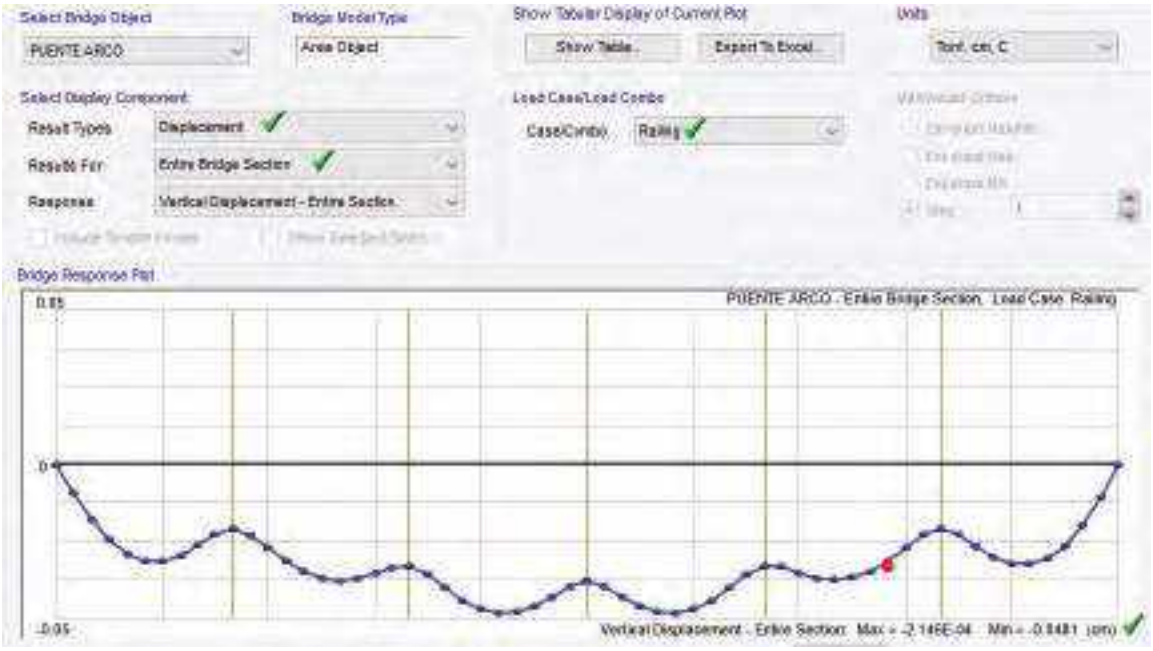
### 4.3.2.1.3. CONTRAFLECHA (PUENTE ARCO)

*) Deformacion por peso propio (DC)




$\Delta_{DC_arco} := 1\ cm$

**) Deformacion por peso de la baranda (RA)




$$\Delta_{baranda_arco} := 0.05\ cm$$

***) Deformacion por peso del asfalto de l rodadura (DW)



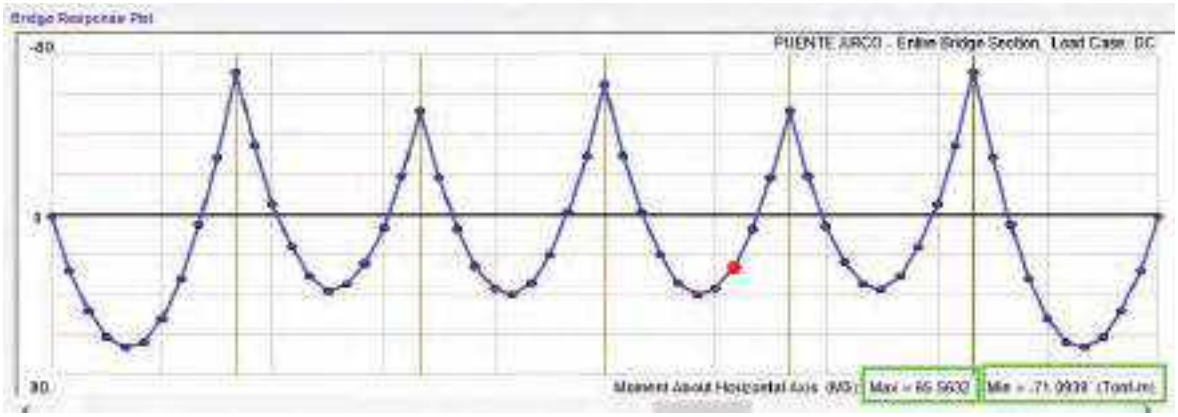

$$\Delta_{DW_arco} := 0.06\ cm$$

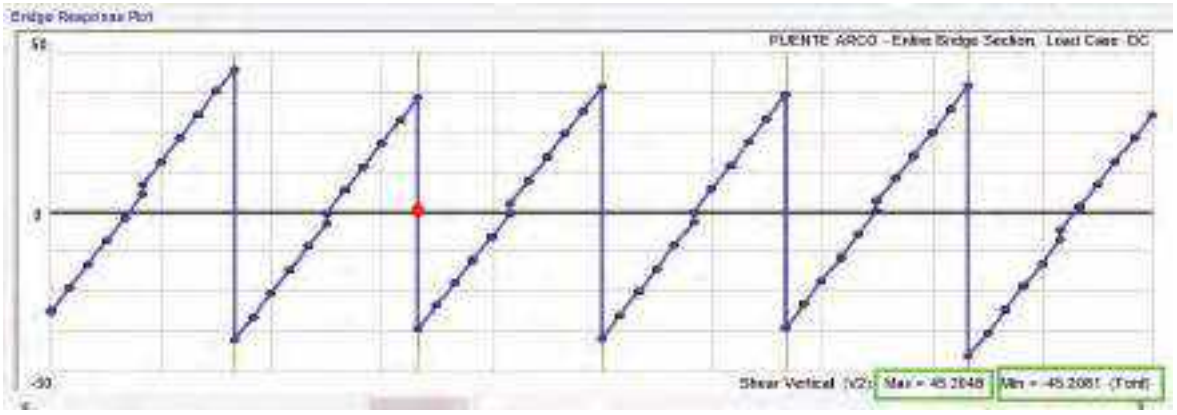
$$\Delta_{contraflecha} := \Delta_{DC_arco} + \Delta_{baranda_arco} + \Delta_{DW_arco} = 1.11\ cm$$

## 4.3.2.2. DISEÑO DE LA LOSA

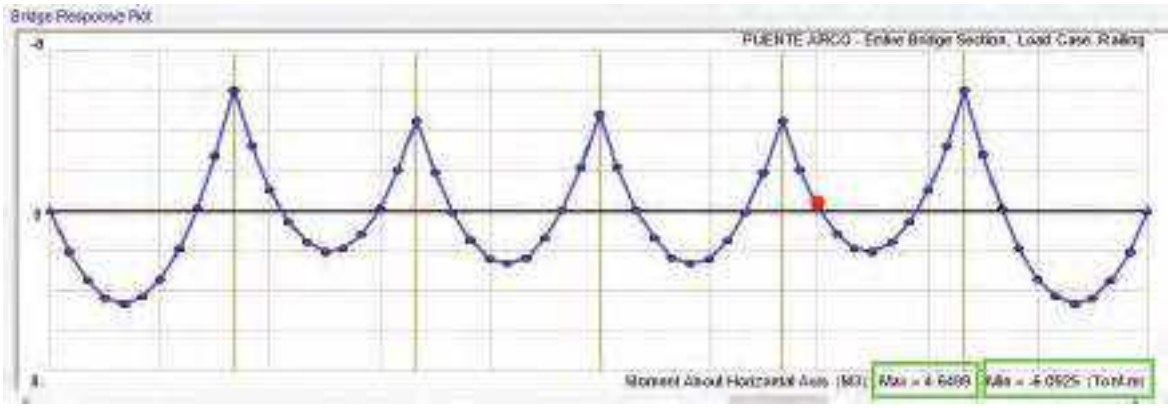
### *4.3.2.2.1. MOMENTOS Y CORTANTES MAXIMOS (LOSA-ARCO)*

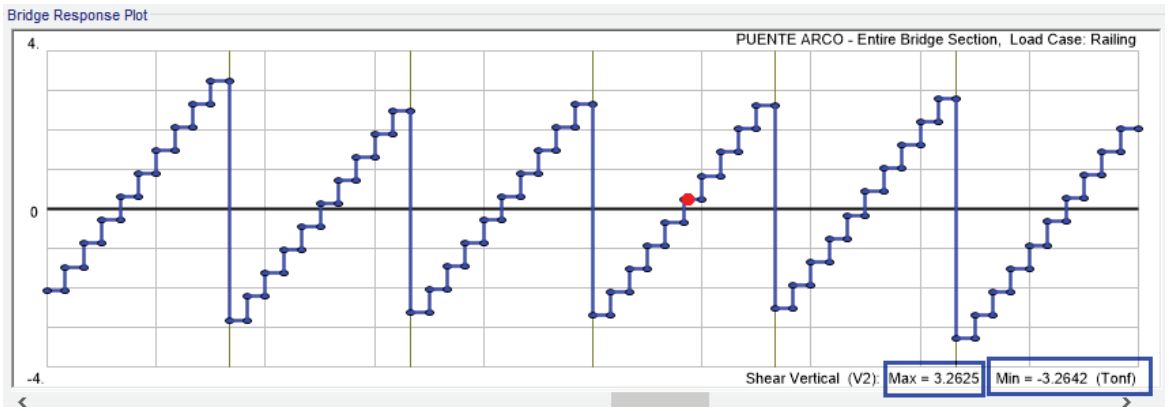
i) Debido al peso Propio (PP)



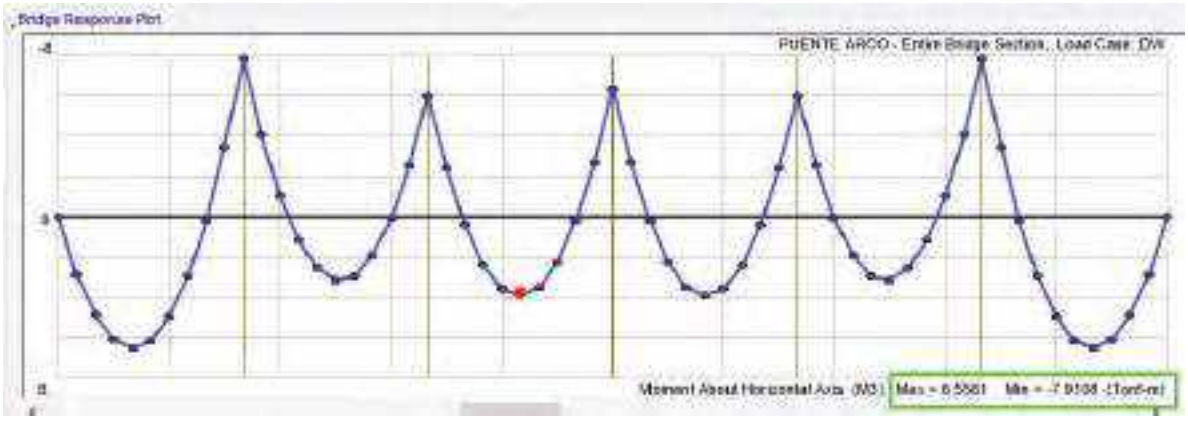



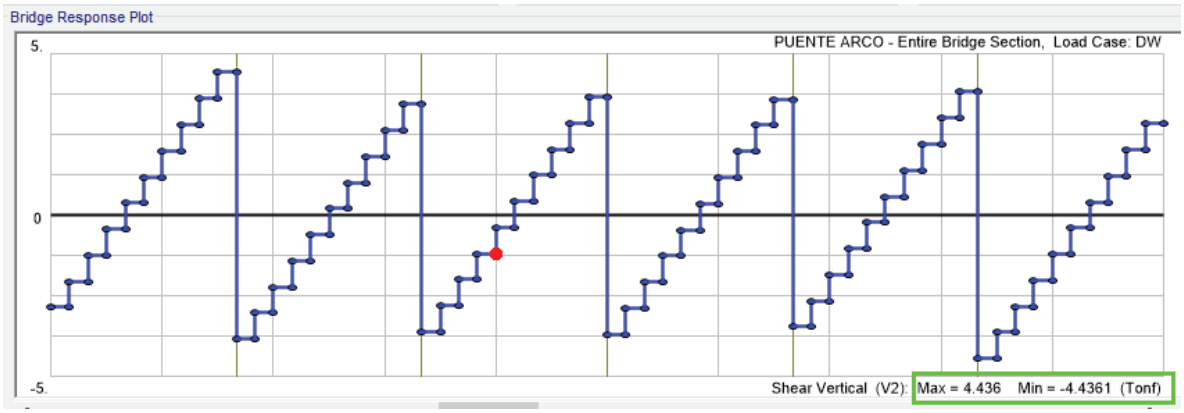

ii) Debido a la carga de la Baranda (RA)



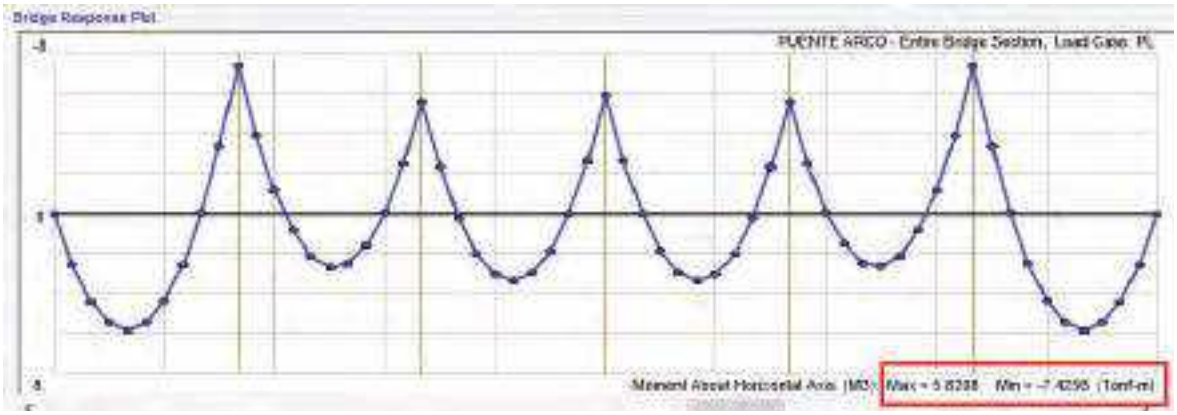



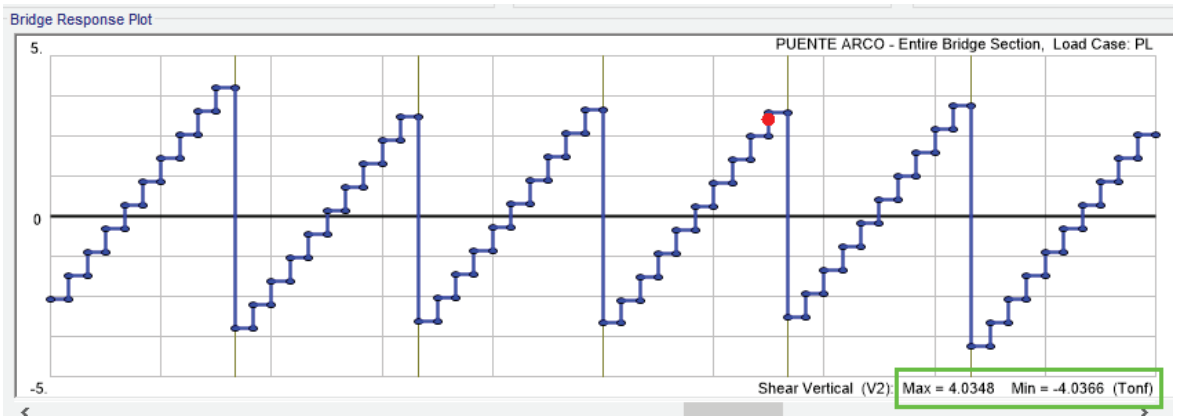
iii) Debido al peso del Asfalto (DW)



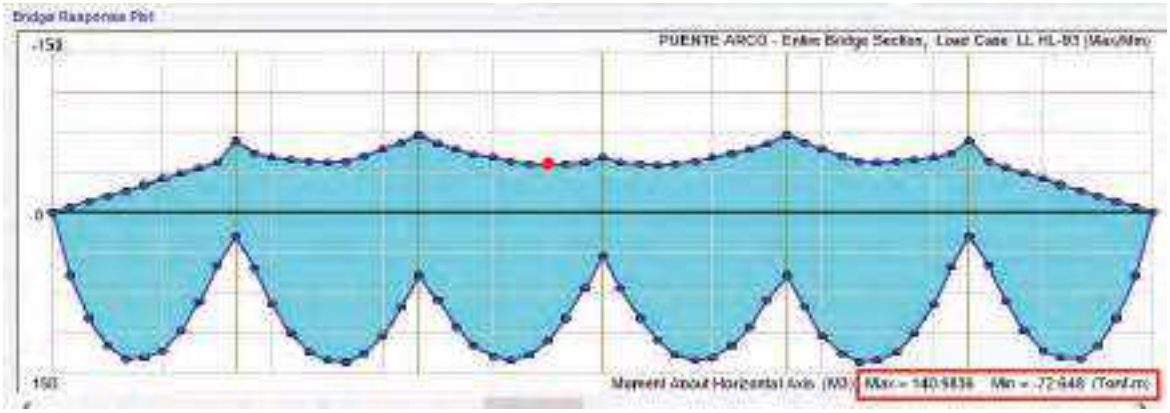


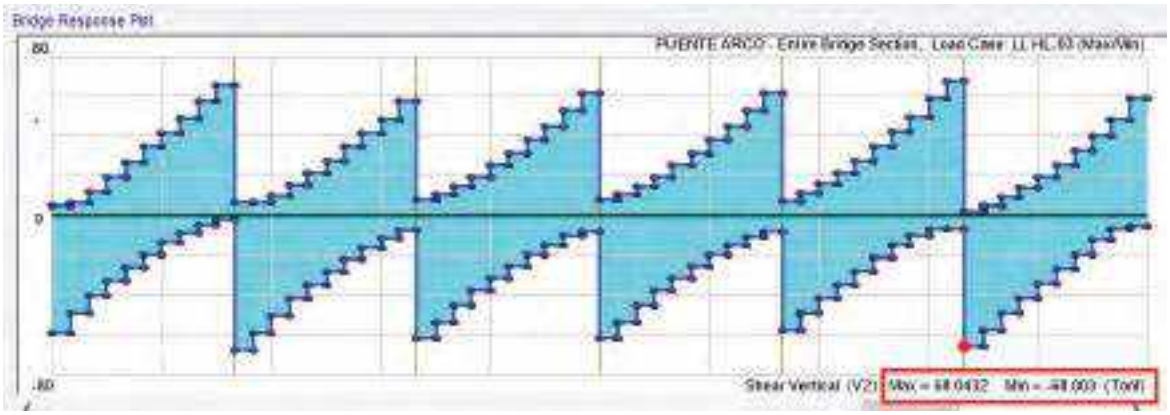

iv) Debido a la carga viva peatonal (PL)





v) Debido a la carga viva vehicula HL-93 (LL+IM)




vi) Resumen Debido a las cargas Mayoradas (Mu, Vu)

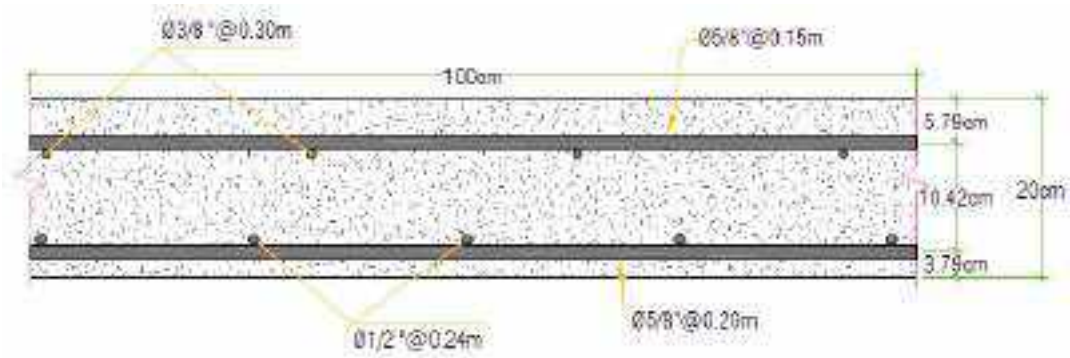
$$\eta_D := 1 \qquad \eta_R := 1 \qquad \eta_I := 1 \qquad \eta := \eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I$$

$$M_u = \eta \cdot \left(1.25 \cdot M_{DC} + 1.50 \cdot M_{DW} + 1.75 \cdot M_{LL_IM} + 1.75 \cdot M_{PL}\right) \qquad => \text{Resist. I}$$

$$V_u = \eta \cdot \left(1.25 \cdot V_{DC} + 1.50 \cdot V_{DW} + 1.75 \cdot V_{LL_IM} + 1.75 \cdot V_{PL}\right) \qquad => \text{Resist. I}$$

### *4.3.2.2.2. DISEÑO POR FLEXION (LOSA-ARCO)*

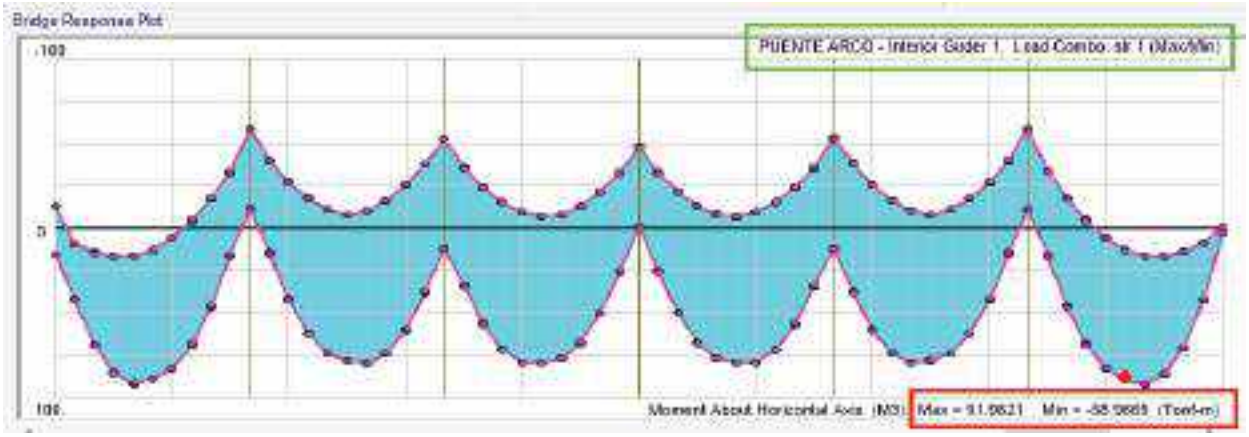
Para el diseño de la losa son las mismas condicones calculadas en en el ITEM 4.3.1.2



## 4.3.2.3. DISEÑO DE LA VIGA INTERIOR

### *4.3.2.3.1. MOMENTOS Y CORTANTES MAXIMOS (VIGA INTERIOR-ARCO)*

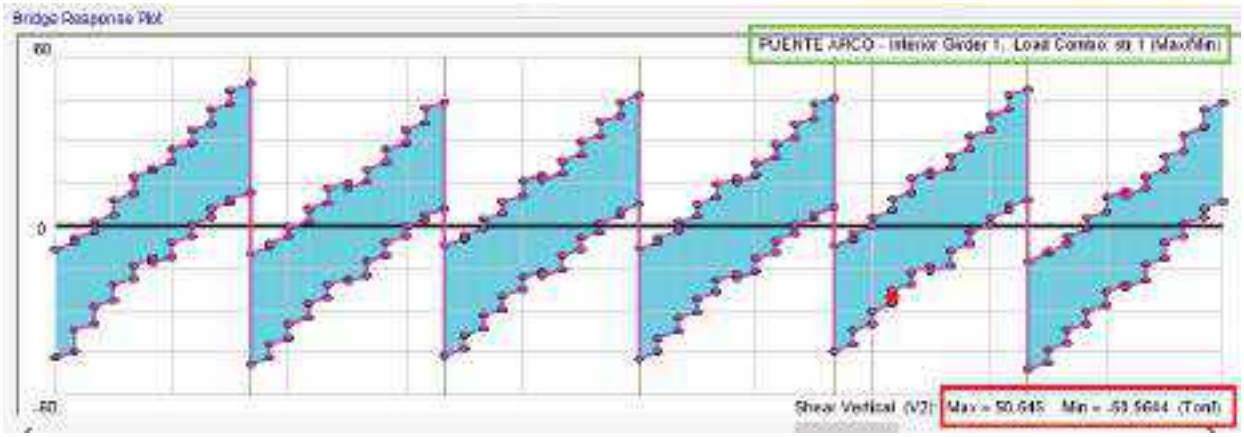
i) El momento maximo se genera para el caso de RESISTENCIA I




$M_{u_neg_Vint} := 59\ tonnef \cdot m$

$M_{u_pos_Vint} := 92\ tonnef \cdot m$

ii) El Cortante maximo se genera para el caso de RESISTENCIA I




$V_{u_Vint} := 51\ tonnef$

### *4.3.2.3.2. DISEÑO POR FLEXION (VIGA INTERIOR-ARCO)*

**i)CALCULO DE ACERO POSITIVO**

Datos:

$M_{u_pos_Vint} = 92\ tonnef \cdot m$

$h_{V.int} := 0.80\ m$ $b_{V.int} := 0.30\ m$ $r_{V.int} := 6\ cm$

$\phi_{varilla} := 1\ in$ $\phi_{estribo} := \frac{1}{2}\ in$ $N_{capas_varillas} := 4$ $A_{\phi var} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{\ 2} = 5.07\ cm^2$

Calculo de los parametros:

$$z := r_{V.int} + \phi_{estribo} + \frac{N_{capas_varillas}}{2} \cdot \phi_{varilla} + \frac{\phi_{varilla}}{2} = 13.62\ cm$$

$$d := h_{V.int} - z = 66.38\ cm$$

$$\Delta_s := 0.85 \cdot \frac{f'_{c_280}}{f_y} \cdot b_{V.int} \cdot d \cdot \left(1 - \sqrt[2]{1 - \frac{2 \cdot M_{u_pos_Vint}}{0.85 \cdot \phi \cdot f'_{c_280} \cdot b_{V.int} \cdot d^2}}\right) = 46.07\ cm^2$$

$$a := d - \sqrt[2]{d^2 - \frac{2 \cdot M_{u_pos_Vint}}{0.85 \cdot \phi \cdot f'_{c_280} \cdot b_{V.int}}} = 27.1\ cm \qquad c := \frac{a}{\beta_1} = 31.88\ cm$$

$$N_{varillas7} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{\ 2} \cdot N_{varillas7} = \Delta_s \xrightarrow{solve\ ,\ N_{varillas7}} \frac{58.657638018253016876 \cdot cm^2}{in^2} = 9$$

$$s_{var_var} := \frac{b_{V.int} - 2 \cdot r_{V.int} - 2 \cdot \phi_{estribo} - \frac{N_{varillas7} \cdot \phi_{varilla}}{N_{capas_varillas}}}{\frac{N_{varillas7}}{N_{capas_varillas}} - 1} = 7.61\ cm \Rightarrow \text{espaciamiento entre varillas}$$

(art. 5.5.4.2-2 y fig. C5.5.4.2-1)

$$\phi 1 := \left\| \begin{array}{l} \text{if } 0.65 + 0.15 \cdot \left(\frac{d}{c} - 1\right) \le 0.9 \\ \quad \left\| \phi 1 \leftarrow 0.65 + 0.15 \cdot \left(\frac{d}{c} - 1\right) \right. \\ \text{else} \\ \quad \left\| \phi 1 \leftarrow 0.9 \right. \end{array} \right\| = 0.81$$

**9 Φ 1"** $\qquad N_{varillas7} = 9 \quad \phi_{varilla} = 1\ in$

## ii) CALCULO DE ACERO NEGATIVO

Datos:

$$M_{u_neg_Vint} = 59\ tonnef \cdot m$$

$h_{V.int} := 0.80\ m$ $\quad b_{V.int} := 0.30\ m$ $\quad r_{V.int} := 6\ cm$

$\phi_{varilla} := 1\ in$ $\quad \phi_{estribo} := \frac{1}{2}\ in$ $\quad N_{capas_varillas} := 2$ $\quad A_{\phi var} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{\ 2} = 5.07\ cm^2$

Calculo de los parametros:

$$z := r_{V.int} + \phi_{estribo} + \frac{N_{capas_varillas}}{2} \cdot \phi_{varilla} + \frac{\phi_{varilla}}{2} = 11.08\ cm$$

$$d := h_{V.int} - z = 68.92\ cm$$

$$\Delta_s := 0.85 \cdot \frac{f'_{c_280}}{f_y} \cdot b_{V.int} \cdot d \cdot \left(1 - \sqrt[2]{1 - \frac{2 \cdot M_{u_neg_Vint}}{0.85 \cdot \phi \cdot f'_{c_280} \cdot b_{V.int} \cdot d^2}}\right) = 25.4\ cm^2$$

$$a := d - \sqrt[2]{d^2 - \frac{2 \cdot M_{u_neg_Vint}}{0.85 \cdot \phi \cdot f'_{c_280} \cdot b_{V.int}}} = 14.94\ cm \qquad c := \frac{a}{\beta_1} = 17.58\ cm$$

$$N_{varillas8} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{\ 2} \cdot N_{varillas8} = \Delta_s \xrightarrow{solve\ ,\ N_{varillas8}} \frac{32.341027500800757906 \cdot cm^2}{in^2} = 5.01$$

$$s_{var_var} := \frac{b_{V.int} - 2 \cdot r_{V.int} - 2 \cdot \phi_{estribo} - \frac{N_{varillas8} \cdot \phi_{varilla}}{N_{capas_varillas}}}{\frac{N_{varillas8}}{N_{capas_varillas}} - 1} = 6.04\ cm \Rightarrow \text{espaciamiento entre varillas}$$

(art. 5.5.4.2-2 y fig. C5.5.4.2-1)

$$\phi 1 := \left\| \begin{array}{l} \text{if } 0.65 + 0.15 \cdot \left(\frac{d}{c} - 1\right) \le 0.9 \\ \quad \left\| \phi 1 \leftarrow 0.65 + 0.15 \cdot \left(\frac{d}{c} - 1\right) \right. \\ \text{else} \\ \quad \left\| \phi 1 \leftarrow 0.9 \right. \end{array} \right\| = 0.9$$

**5 Φ 1"** $\qquad N_{varillas8} = 5 \quad \phi_{varilla} = 1\ in$

### iii) CALCULO DE ACERO DE TEMPERATURA

Calculo de Acero de temperatura (art. 5.10.6-1)

$h_{V.int} = 0.8\ m$ $\quad b_{V.int} := 0.30\ m$ $\quad t_{losa} := 0.20\ m$ $\quad \phi_{varilla} := \frac{1}{2}\ in$ $\quad A_{\phi var} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{\ 2} = 1.27\ cm^2$

$$\Delta_{s_temp1} := \frac{0.18 \cdot b_{V.int} \cdot h_{V.int}}{2 \cdot (b_{V.int} + h_{V.int})} \cdot \frac{cm}{m} = 1.96\ \frac{cm^2}{m}$$

$$\Delta_{s_temp} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } 2.33\ \frac{cm^2}{m} \le \Delta_{s_temp1} \le 12.70\ \frac{cm^2}{m} \\ \quad \left\| \Delta_{s_temp} \leftarrow \Delta_{s_temp1} \right. \\ \text{if } \Delta_{s_temp1} \le 2.33\ \frac{cm^2}{m} \\ \quad \left\| 2.33\ \frac{cm^2}{m} \right. \\ \text{if } \Delta_{s_temp1} \ge 12.70\ \frac{cm^2}{m} \\ \quad \left\| 12.70\ \frac{cm^2}{m} \right. \end{array} \right\| = 2.33\ \frac{cm^2}{m}$$

Espaciamiento de acero por temperatura

$$l_{temp} := h_{V.int} - 2 \cdot z - t_{losa} = 0.38\ m \qquad \Rightarrow \text{espacio libre en una cara}$$

$$\Delta_{s_temperatura} := l_{temp} \cdot \Delta_{s_temp} = 0.88\ cm^2$$

$$N_{var_x_cara} := \frac{\Delta_{s_temperatura}}{A_{\phi var}} + 1 = 2 \quad ==> \text{cantidad de varillas por cara}$$

$$s_{max0} := \frac{l_{temp}}{N_{var_x_cara}} = 0.22\ m$$

$$s_{max1} := 3 \cdot b_{V.int} = 0.9\ m$$

$$s_{max2} := 0.45\ m$$

$$s_{temperatura} := min\left(s_{max0}, s_{max1}, s_{max2}\right) = 0.22\ m$$

**2 Φ 1/2" @ 0.20 m** *EN CADA CARA*

### *4.3.2.3.3. DISEÑO POR CORTE (VIGA INTERIOR-ARCO)*

datos:

$V_{u_Vint} = 51\ tonnef$ $\quad b_{V.int} = 0.3\ m$ $\quad d = 0.69\ m$ $\quad f'_{c_280} = 280\ \frac{kgf}{cm^2}$

CORTANTE NOMINAL RESISTENTE DEL CONCRETO **(art. 5.7.3.4.1) (art. 5.7.2.5-1) (C 5.7.3.3-3)**

$$V_{c_V.int} := 0.53 \cdot \sqrt[2]{f'_{c_280} \cdot \frac{cm^2}{kgf}} \cdot b_{V.int} \cdot d \cdot \frac{1}{cm^2} \cdot kgf = 18.34\ tonnef$$

CORTANTE NOMINAL RESISTENTE DEL ACERO **(art. 5.7.3.4.1) (C 5.7.3.3-1)**

$\phi_{estribo} := \frac{1}{2}\ in$ $\quad A_{\phi var_estribo} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{estribo}^{\ 2} = 1.27\ cm^2$

$s_{estribo} := 0.15\ m$ $\quad ==>$ Espaciamiento asumido de estribos

$N_{ramas_estribo} := 2$ $\quad ==>$ Asumiendo 2 ramas de Estribo

$$V_{s_V.int} := \frac{N_{ramas_estribo} \cdot A_{\phi var_estribo} \cdot f_y \cdot d}{s_{estribo}} = 48.89\ tonnef$$

CORTANTE NOMINAL DE LA FUERZA DE PRETENSADO (Vp=0)

$V_P := 0\ tonnef$

$$V_{n1_V.int} := V_{c_V.int} + V_{s_V.int} + V_P = 67.23\ tonnef$$

$$V_{n2_V.int} := 0.25 \cdot f'_{c_280} \cdot b_{V.int} \cdot d + V_P = 144.73\ tonnef$$

$$V_{n_V.int} := min\left(V_{n1_V.int}, V_{n2_V.int}\right) = 67.23\ tonnef$$

CORTANTE RESITENTE TOTAL

$$V_r := \phi \cdot V_{n_V.int} = 60.51\ tonnef$$

if $V_{u_Vint} < V_r$
  "OK, CUMPLE POR CORTE"
else
  "NO CUMPLE, mejorar el espaciamiento "

= "OK, CUMPLE POR CORTE"

$$factor := \frac{V_r}{V_{u_Vint}} = 1.2$$

REFUERZO TRANSVERSAL MINIMO (5.7.2.5-1)

$\lambda := 1$ ==>para concreto normal (5.4.2.8)

$$\Delta_{v_min} := 0.27 \cdot \lambda \cdot \sqrt[2]{f'_{c_280} \cdot \frac{cm^2}{kgf}} \cdot \frac{b_{V.int} \cdot s_{estribo}}{f_y \cdot \frac{cm^2}{kgf}} = 0.48\ cm^2$$

if $\Delta_{v_min} \le N_{ramas_estribo} \cdot A_{\phi var_estribo}$
  "OK, CUMPLE CON REF. TRANSV. MINIMO"
else
  "NO, CUMPLE, aumentar ramas de estribo"
= "OK, CUMPLE CON REF. TRANSV. MINIMO"

ESPACIAMIENTO MAXIMO DEL REFUERZO TRANSVERSAL (art. 5.7.2.6)

(5.7.2.8-1)

$$V_{u_cal} := \frac{V_{u_Vint} - \phi \cdot V_P}{\phi \cdot b_{V.int} \cdot d} = 27.41\ \frac{kgf}{cm^2}$$

$s_{estr_max} :=$ if $V_{u_cal} < 0.125 \cdot f'_{c_280}$ (5.7.2.6-1) (5.7.2.6-2)
  if $0.8 \cdot d < 0.60\ m$
    $0.8 \cdot d$
  else
    $0.60\ m$
if $V_{u_cal} \ge 0.125 \cdot f'_{c_280}$
  if $0.4 \cdot d \le 0.30\ m$
    $0.4 \cdot d$
  else
    $0.30\ m$
$= 0.55\ m$

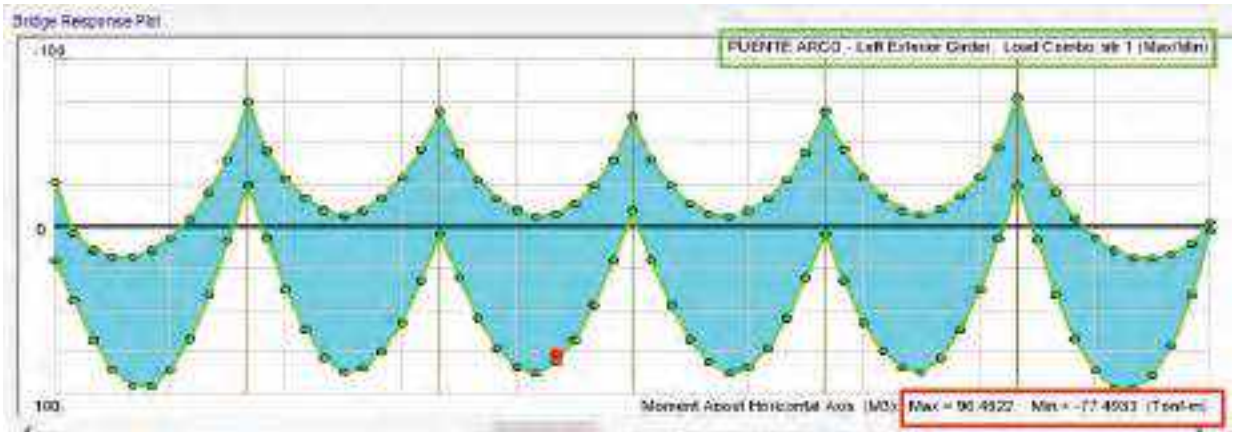
if $s_{estribo} < s_{estr_max}$
  "OK, El Espaciamiento es adecuado"
else
  "NO CUMPLE el espaciamiento"
= "OK, El Espaciamiento es adecuado"

**Φ1/2" @ 0.15 m** $\phi_{estribo} = 0.5\ in$, $s_{estribo} = 0.15\ m$, $s_{estr_max} = 0.55\ m$

## 4.3.2.4. DISEÑO D ELA VIGA EXTERIOR

### *4.3.2.4.1. MOMENTOS Y CORTANTES MAXIMOS (VIGA EXTERIOR-ARCO)*

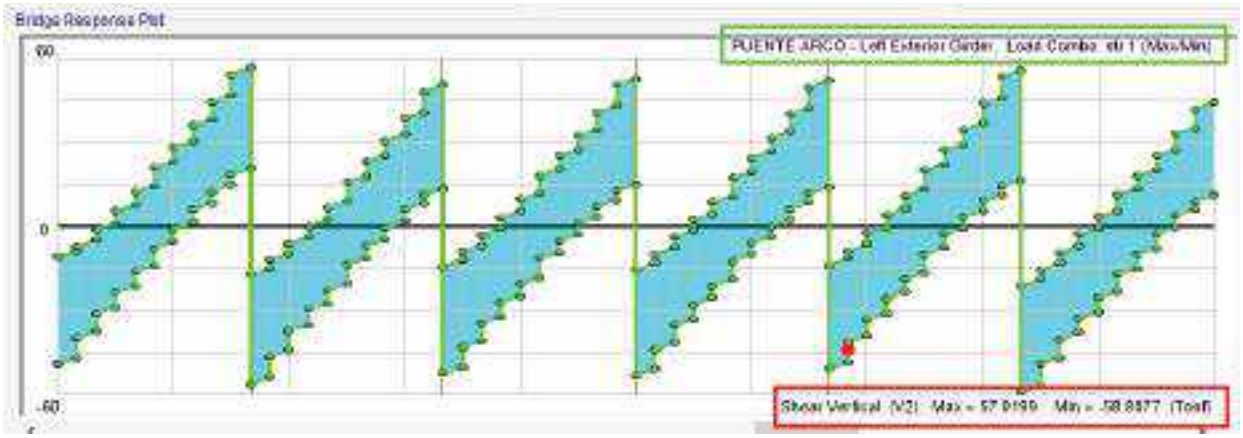
i) El momento maximo se genera para el caso de RESISTENCIA I



$M_{u_neg_Vext} := 77.50\ tonnef \cdot m$

$M_{u_pos_Vext} := 96.50\ tonnef \cdot m$

ii) El Cortante maximo se genera para el caso de RESISTENCIA I




$V_{u_Vext} := 59\ tonnef$

## 4.3.2.4.1. DISEÑO POR FLEXION (VIGA EXTERIOR-ARCO)

**i)CALCULO DE ACERO POSITIVO**

Datos:

$M_{u_pos_Vext} = 96.5\ tonnef \cdot m$

$h_{V.ext} := 0.80\ m$ $b_{V.ext} := 0.30\ m$ $r_{V.ext} := 6\ cm$

$\phi_{varilla} := 1\ in$ $\phi_{estribo} := \frac{1}{2}\ in$ $N_{capas_varillas} := 4$ $A_{\phi var} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{\ 2} = 5.07\ cm^2$

Calculo de los parametros:

$$z := r_{V.ext} + \phi_{estribo} + \frac{N_{capas_varillas}}{2} \cdot \phi_{varilla} + \frac{\phi_{varilla}}{2} = 13.62\ cm$$

$$d := h_{V.ext} - z = 66.38\ cm$$

$$\Delta_s := 0.85 \cdot \frac{f'_{c_280}}{f_y} \cdot b_{V.ext} \cdot d \cdot \left(1 - \sqrt[2]{1 - \frac{2 \cdot M_{u_pos_Vext}}{0.85 \cdot \phi \cdot f'_{c_280} \cdot b_{V.ext} \cdot d^2}}\right) = 49.17\ cm^2$$

$$a := d - \sqrt[2]{d^2 - \frac{2 \cdot M_{u_pos_Vext}}{0.85 \cdot \phi \cdot f'_{c_280} \cdot b_{V.ext}}} = 28.92\ cm \qquad c := \frac{a}{\beta_1} = 34.03\ cm$$

$$N_{varillas9} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{\ 2} \cdot N_{varillas9} = \Delta_s \xrightarrow{solve,\ N_{varillas9}} \frac{62.608262194791882933 \cdot cm^2}{in^2} = 10$$

$$s_{var_var} := \frac{b_{diaf} - 2 \cdot r_{diaf} - 2 \cdot \phi_{estribo} - \frac{N_{varillas9} \cdot \phi_{varilla}}{N_{capas_varillas}}}{\frac{N_{varillas9}}{N_{capas_varillas}} - 1} = 4.42\ cm$$ ==>espaciamiento entre varillas

(art. 5.5.4.2-2 y fig. C5.5.4.2-1)

$$\phi 1 := \left\| \begin{array}{l} \text{if } 0.65 + 0.15 \cdot \left(\frac{d}{c} - 1\right) \le 0.9 \\ \quad \left\| \phi 1 \leftarrow 0.65 + 0.15 \cdot \left(\frac{d}{c} - 1\right) \right. \\ \text{else} \\ \quad \left\| \phi 1 \leftarrow 0.9 \right. \end{array} \right\| = 0.79$$

**10 Φ 1"** $N_{varillas9} = 10 \quad \phi_{varilla} = 1\ in$

### ii) CALCULO DE ACERO NEGATIVO

Datos:

$M_{u_neg_Vext} = 77.5\ tonnef \cdot m$

$h_{V.ext} := 0.80\ m$ $b_{V.ext} := 0.30\ m$ $r_{V.ext} := 6\ cm$

$\phi_{varilla} := 1\ in$ $\phi_{estribo} := \frac{1}{2}\ in$ $N_{capas_varillas} := 3$ $A_{\phi var} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{\ 2} = 5.07\ cm^2$

Calculo de los parametros:

$$z := r_{V.ext} + \phi_{estribo} + \frac{N_{capas_varillas}}{2} \cdot \phi_{varilla} + \frac{\phi_{varilla}}{2} = 12.35\ cm$$

$$d := h_{V.ext} - z = 67.65\ cm$$

$$\Delta_s := 0.85 \cdot \frac{f'_{c_280}}{f_y} \cdot b_{V.ext} \cdot d \cdot \left(1 - \sqrt[2]{1 - \frac{2 \cdot M_{u_neg_Vext}}{0.85 \cdot \phi \cdot f'_{c_280} \cdot b_{V.ext} \cdot d^2}}\right) = 35.91\ cm^2$$

$$a := d - \sqrt[2]{d^2 - \frac{2 \cdot M_{u_neg_Vext}}{0.85 \cdot \phi \cdot f'_{c_280} \cdot b_{V.ext}}} = 21.13\ cm \qquad c := \frac{a}{\beta_1} = 24.85\ cm$$

$$N_{varillas10} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{\ 2} \cdot N_{varillas10} = \Delta_s \xrightarrow{solve,\, N_{varillas10}} \frac{45.728217509353773787 \cdot cm^2}{in^2} = 7$$

$$s_{var_var} := \frac{b_{V.ext} - 2 \cdot r_{V.ext} - 2 \cdot \phi_{estribo} - \frac{N_{varillas10} \cdot \phi_{varilla}}{N_{capas_varillas}}}{\frac{N_{varillas10}}{N_{capas_varillas}} - 1} = 6.94\ cm \quad ==> \text{espaciamiento entre varillas}$$

(art. 5.5.4.2-2 y fig. C5.5.4.2-1)

$$\phi 1 := \left\| \begin{array}{l} \text{if } 0.65 + 0.15 \cdot \left(\frac{d}{c} - 1\right) \le 0.9 \\ \quad \left\| \phi 1 \leftarrow 0.65 + 0.15 \cdot \left(\frac{d}{c} - 1\right) \right. \\ \text{else} \\ \quad \left\| \phi 1 \leftarrow 0.9 \right. \end{array} \right\| = 0.9$$

**7 Φ 1"** $N_{varillas10} = 7 \quad \phi_{varilla} = 1\ in$

iii) CALCULO DE ACERO DE TEMPERATURA

Calculo de Acero de temperatura (art. 5.10.6-1)

$h_{V.ext} = 0.8\ m$ $b_{V.ext} := 0.30\ m$ $t_{losa} := 0.20\ m$ $\phi_{varilla} := \frac{1}{2}\ in$ $A_{\phi var} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{\ 2} = 1.27\ cm^2$

$$\Delta_{s_temp1} := \frac{0.18 \cdot b_{V.ext} \cdot h_{V.int}}{2 \cdot (b_{V.ext} + h_{V.int})} \cdot \frac{cm}{m} = 1.96\ \frac{cm^2}{m}$$

$$\Delta_{s_temp} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } 2.33\ \frac{cm^2}{m} \le \Delta_{s_temp1} \le 12.70\ \frac{cm^2}{m} \\ \quad \left\| \Delta_{s_temp} \leftarrow \Delta_{s_temp1} \right. \\ \text{if } \Delta_{s_temp1} \le 2.33\ \frac{cm^2}{m} \\ \quad \left\| 2.33\ \frac{cm^2}{m} \right. \\ \text{if } \Delta_{s_temp1} \ge 12.70\ \frac{cm^2}{m} \\ \quad \left\| 12.70\ \frac{cm^2}{m} \right. \end{array} \right\| = 2.33\ \frac{cm^2}{m}$$

Espaciamiento de acero por temperatura

$l_{temp} := h_{V.ext} - 2 \cdot z - t_{losa} = 0.35\ m$ ==>espacio libre en una cara

$\Delta_{s_temperatura} := l_{temp} \cdot \Delta_{s_temp} = 0.82\ cm^2$

$N_{var_x_cara} := \frac{\Delta_{s_temperatura}}{A_{\phi var}} + 1 = 2$ ==>cantidad de varillas por cara

$s_{max0} := \frac{l_{temp}}{N_{var_x_cara}} = 0.21\ m$

$s_{max1} := 3 \cdot b_{V.int} = 0.9\ m$

$s_{max2} := 0.45\ m$

$s_{temperatura} := min(s_{max0}, s_{max1}, s_{max2}) = 0.21\ m$

**2 Φ 1/2" @ 0.20 m** *EN CADA CARA*

*4.3.2.4.1. DISEÑO POR CORTE (VIGA EXTERIOR-ARCO)*

datos:

$V_{u_Vext} = 59\ tonnef$ $b_{V.ext} = 0.3\ m$ $d = 0.68\ m$ $f'_{c_280} = 280\ \frac{kgf}{cm^2}$

CORTANTE NOMINAL RESISTENTE DEL CONCRETO (art. 5.7.2.5-1) (art. 5.7.3.4.1) (C 5.7.3.3-3)

$$V_{c_V.ext} := 0.53 \cdot \sqrt[2]{f'_{c_280} \cdot \frac{cm^2}{kgf}} \cdot b_{V.ext} \cdot d \cdot \frac{1}{cm^2} \cdot kgf = 18\ tonnef$$

CORTANTE NOMINAL RESISTENTE DEL ACERO (art. 5.7.3.4.1) (C 5.7.3.3-1)

$\phi_{estribo} := \frac{1}{2}\ in$ $A_{\phi var_estribo} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{estribo}^{\ 2} = 1.27\ cm^2$

$s_{estribo} := 0.10\ m$ ==>Espaciamiento asumido de estribos

$N_{ramas_estribo} := 2$ ==>Asumiendo 2 ramas de Estribo

$$V_{s_V.ext} := \frac{N_{ramas_estribo} \cdot A_{\phi var_estribo} \cdot f_y \cdot d}{s_{estribo}} = 71.99\ tonnef$$

CORTANTE NOMINAL DE LA FUERZA DE PRETENSADO (Vp=0)

$V_P := 0\ tonnef$

$V_{n1_V.ext} := V_{c_V.ext} + V_{s_V.ext} + V_P = 89.98\ tonnef$

$V_{n2_V.ext} := 0.25 \cdot f'_{c_280} \cdot b_{V.ext} \cdot d + V_P = 142.07\ tonnef$

$V_{n_V.int} := min\left(V_{n1_V.ext}, V_{n2_V.ext}\right) = 89.98\ tonnef$

CORTANTE RESITENTE TOTAL

$V_r := \phi \cdot V_{n_V.int} = 80.99\ tonnef$

if $V_{u_Vext} < V_r$
    "OK, CUMPLE POR CORTE"
else
    "NO CUMPLE, mejorar el espaciamiento "
= "OK, CUMPLE POR CORTE"

$$factor := \frac{V_r}{V_{u_Vext}} = 1.4$$

REFUERZO TRANSVERSAL MINIMO (5.7.2.5-1)

$\lambda := 1$ ==>para concreto normal (5.4.2.8)

$$\Delta_{v_min} := 0.27 \cdot \lambda \cdot \sqrt[2]{f'_{c_280} \cdot \frac{cm^2}{kgf}} \cdot \frac{b_{V.ext} \cdot s_{estribo}}{f_y \cdot \frac{cm^2}{kgf}} = 0.32\ cm^2$$

if $\Delta_{v_min} \le N_{ramas_estribo} \cdot A_{\phi var_estribo}$
    "OK, CUMPLE CON REF. TRANSV. MINIMO"
else
    "NO, CUMPLE, aumentar ramas de estribo"
= "OK, CUMPLE CON REF. TRANSV. MINIMO"

ESPACIAMIENTO MAXIMO DEL REFUERZO TRANSVERSAL (art. 5.7.2.6)

(5.7.2.8-1)

$$V_{u_cal} := \frac{V_{u_Vext} - \phi \cdot V_P}{\phi \cdot b_{V.ext} \cdot d} = 32.3\ \frac{kgf}{cm^2}$$

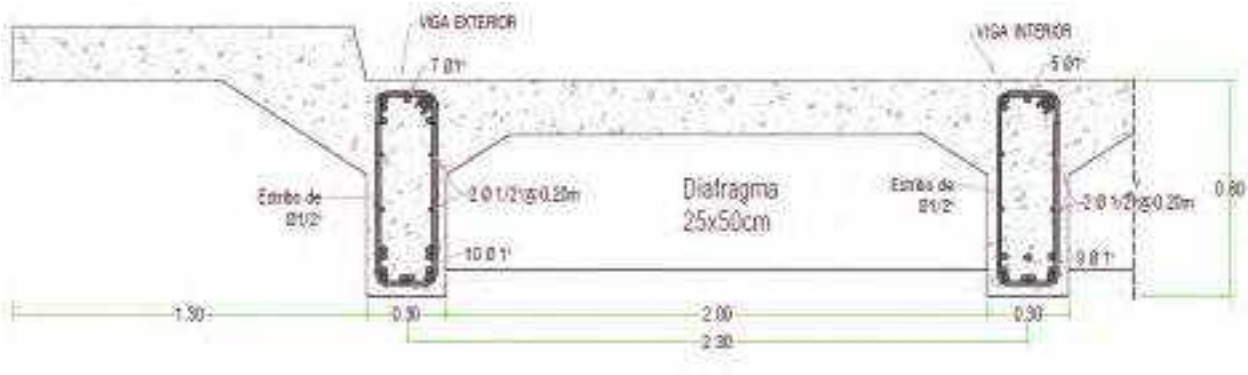
$s_{estr_max}$ :=
if $V_{u_cal} < 0.125 \cdot f'_{c_280}$
    if $0.8 \cdot d < 0.60\ m$
        $0.8 \cdot d$
    else
        $0.60\ m$
if $V_{u_cal} \ge 0.125 \cdot f'_{c_280}$
    if $0.4 \cdot d \le 0.30\ m$
        $0.4 \cdot d$
    else
        $0.30\ m$
$= 0.54\ m$

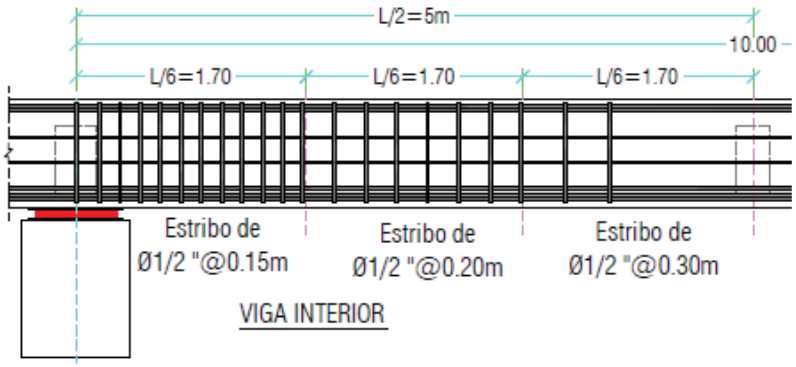
(5.7.2.6-1)
(5.7.2.6-2)

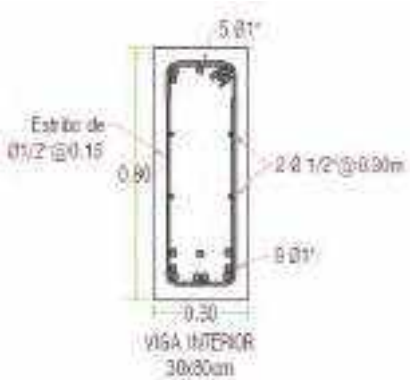
$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } s_{estribo} < s_{estr_max} \\ \quad \| \text{“OK, El Espaciamiento es adecuado”} \\ \text{else} \\ \quad \| \text{“NO CUMPLE el espaciamiento”} \end{array} \right\| = \text{“OK, El Espaciamiento es adecuado”}$$

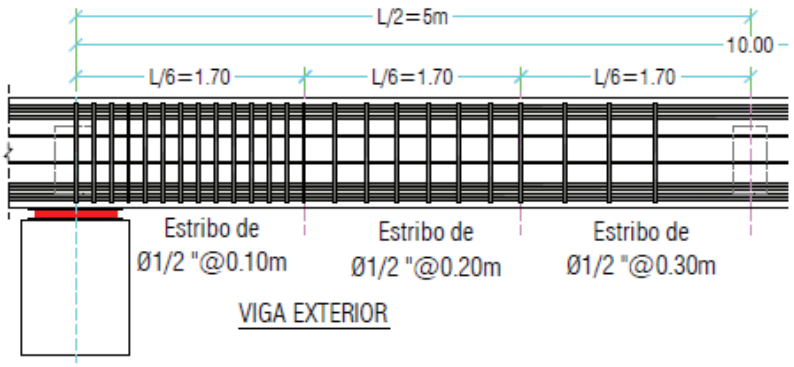
**Φ 1/2" @ 0.10 m**

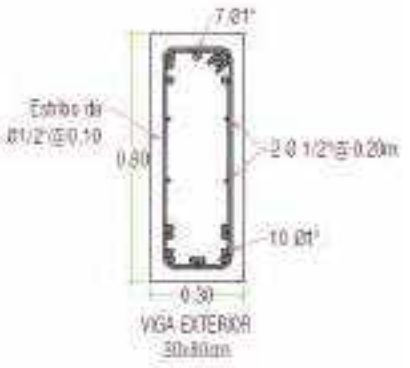
$\phi_{estribo} = 0.5\ in$ , $s_{estribo} = 0.1\ m$ , $s_{estr_max} = 0.54\ m$



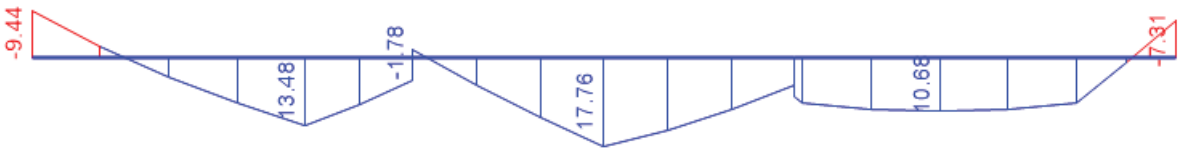

## 4.3.2.5. DISEÑO DE LA VIGA DIAFRAGMA (LOSA DEL ARCO)

i) MOMENTOS Y CORTANTE MAXIMO

$$w_{losa} = 3.12\ \frac{tonnef}{m}$$

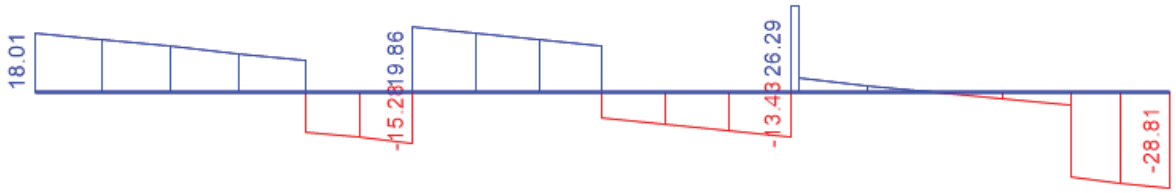
$$w_{DW} := 0.73\ \frac{tonnef}{m}$$

$$F_{equivalente} := 9.37\ tonnef$$




$M_{u_pos} := 17.76\ tonnef \cdot m$

$M_{u_neg} := 9.44\ tonnef \cdot m$




$V_u := 28.81\ tonnef$

ii) CALCULO DE ACERO POSITIVO

Datos:

$M_{u_neg} = 9.44\ tonnef \cdot m$

$h := 0.50\ m$ $b := 0.25\ m$ $r := 6\ cm$

$\phi_{varilla} := \frac{1}{2}\ in$ $\phi_{estribo} := \frac{1}{2}\ in$ $N_{capas_varillas} := 1$ $A_{\phi var} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{\ 2} = 1.27\ cm^2$

Calculo de los parametros:

$$z := r + \phi_{estribo} + \frac{N_{capas_varillas}}{2} \cdot \phi_{varilla} + \frac{\phi_{varilla}}{2} = 8.54\ cm$$

$d := h - z = 41.46\ cm$

$$\Delta_s := 0.85 \cdot \frac{f'_{c_280}}{f_y} \cdot b \cdot d \cdot \left(1 - \sqrt[2]{1 - \frac{2 \cdot M_{u_neg}}{0.85 \cdot \phi \cdot f'_{c_280} \cdot b \cdot d^2}}\right) = 6.37\ cm^2$$

$$a := d - \sqrt[2]{d^2 - \frac{2 \cdot M_{u_neg}}{0.85 \cdot \phi \cdot f'_{c_280} \cdot b}} = 4.5\ cm \qquad c := \frac{a}{\beta_1} = 5.29\ cm$$

$$N_{varillas11} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{\ 2} \cdot N_{varillas11} = \Delta_s \xrightarrow{solve\ ,\ N_{varillas11}} \frac{32.436151271593056306 \cdot cm^2}{in^2} = 5$$

iii) CALCULO DE ACERO NEGATIVO

Datos:

$M_{u_pos} = 17.76\ tonnef \cdot m$

$h := 0.50\ m$ $b := 0.25\ m$ $r := 6\ cm$

$\phi_{varilla} := \frac{3}{4}\ in$ $\phi_{estribo} := \frac{1}{2}\ in$ $N_{capas_varillas} := 1$ $A_{\phi var} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{\ 2} = 2.85\ cm^2$

Calculo de los parametros:

$$z := r + \phi_{estribo} + \frac{N_{capas_varillas}}{2} \cdot \phi_{varilla} + \frac{\phi_{varilla}}{2} = 9.18\ cm$$

$$d := h - z = 40.83\ cm$$

$$\Delta_s := 0.85 \cdot \frac{f'_{c_280}}{f_y} \cdot b \cdot d \cdot \left(1 - \sqrt[2]{1 - \frac{2 \cdot M_{u_pos}}{0.85 \cdot \phi \cdot f'_{c_280} \cdot b \cdot d^2}}\right) = 12.96\ cm^2$$

$$a := d - \sqrt[2]{d^2 - \frac{2 \cdot M_{u_pos}}{0.85 \cdot \phi \cdot f'_{c_280} \cdot b}} = 9.15\ cm \qquad c := \frac{a}{\beta_1} = 10.76\ cm$$

$$N_{varillas12} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{\ 2} \cdot N_{varillas12} = \Delta_s \xrightarrow{solve,\ N_{varillas12}} \frac{29.337571030094967664 \cdot cm^2}{in^2} = 5$$

iv) DISEÑO POR CORTE

datos:

$V_u = 28.81\ tonnef$ $b = 0.25\ m$ $d = 0.41\ m$ $f'_{c_280} = 280\ \frac{kgf}{cm^2}$

CORTANTE NOMINAL RESISTENTE DEL CONCRETO (art. 5.7.3.4.1) (art. 5.7.2.5-1) (C 5.7.3.3-3)

$$V_c := 0.53 \cdot \sqrt[2]{f'_{c_280} \cdot \frac{cm^2}{kgf}} \cdot b \cdot d \cdot \frac{1}{cm^2} \cdot kgf = 9.05\ tonnef$$

CORTANTE NOMINAL RESISTENTE DEL ACERO (art. 5.7.3.4.1) (C 5.7.3.3-1)

$\phi_{estribo} := \frac{1}{2}\ in$ $A_{\phi var_estribo} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{estribo}^{\ 2} = 1.27\ cm^2$

$s_{estribo} := 0.15\ m$ ==>Espaciamiento asumido de estribos

$N_{ramas_estribo} := 2$ ==>Asumiendo 2 ramas de Estribo

$$V_s := \frac{N_{ramas_estribo} \cdot A_{\phi var_estribo} \cdot f_y \cdot d}{s_{estribo}} = 28.96\ tonnef$$

CORTANTE NOMINAL DE LA FUERZA DE PRETENSADO (Vp=0)

$V_P := 0\ tonnef$

$V_{n1} := V_c + V_s + V_P = 38.01\ tonnef$

$V_{n2} := 0.25 \cdot f'_{c_280} \cdot b \cdot d + V_P = 71.44\ tonnef$

$V_n := min\left(V_{n1}, V_{n2}\right) = 38.01\ tonnef$

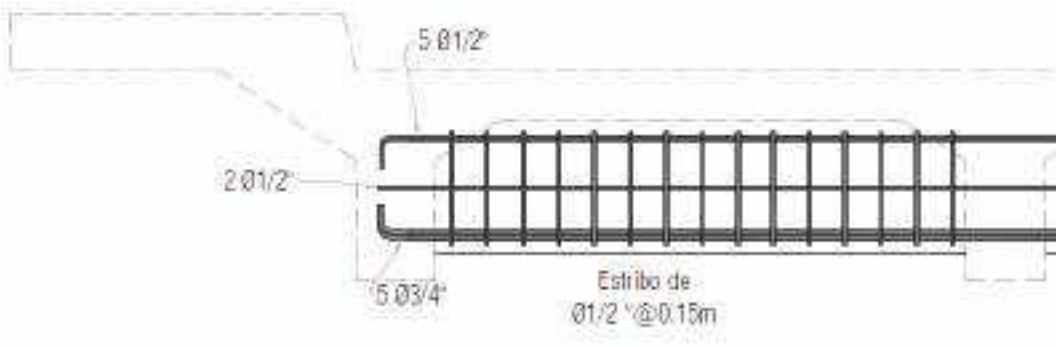
CORTANTE RESITENTE TOTAL

$V_r := \phi \cdot V_n = 34.21$ *tonnef*

if $V_u < V_r$
  "OK, CUMPLE POR CORTE"
else
  "NO CUMPLE, mejorar el espaciamiento "

= "OK, CUMPLE POR CORTE"

$factor := \frac{V_r}{V_u} = 1.2$



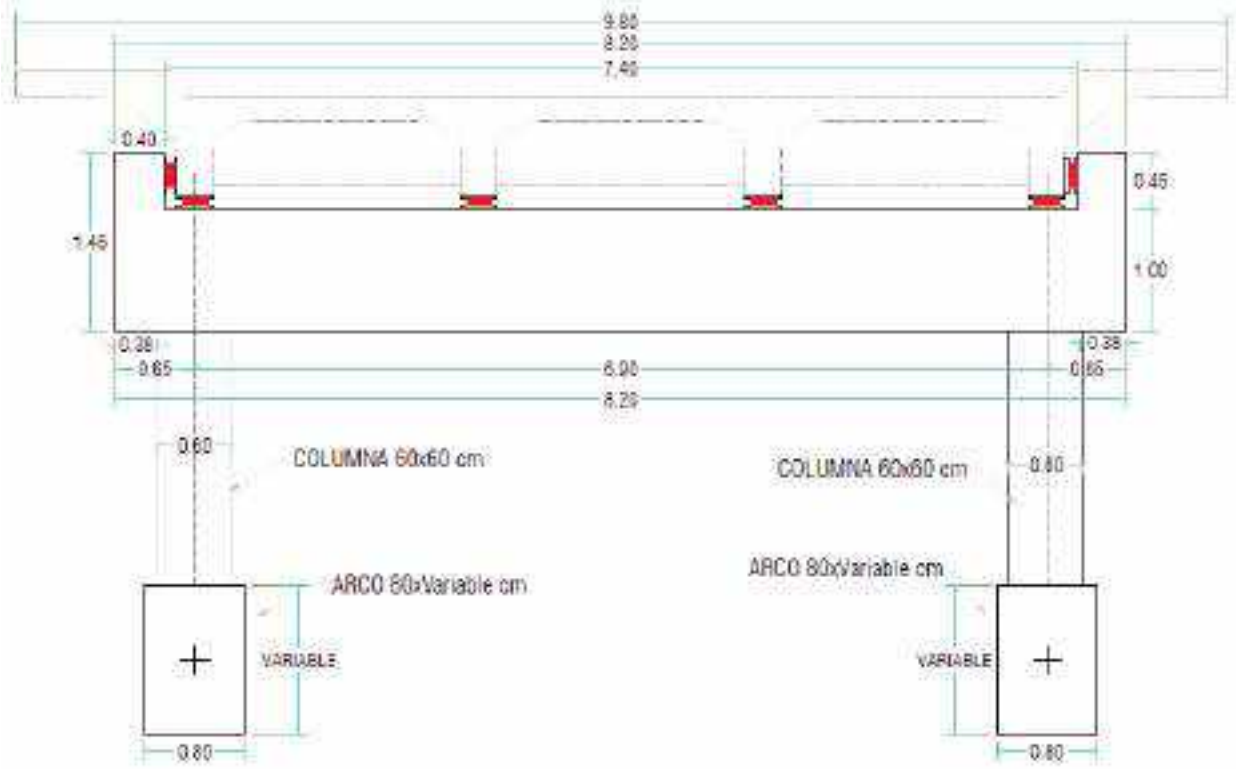




## 4.4. DISEÑO DE LOS PILARES

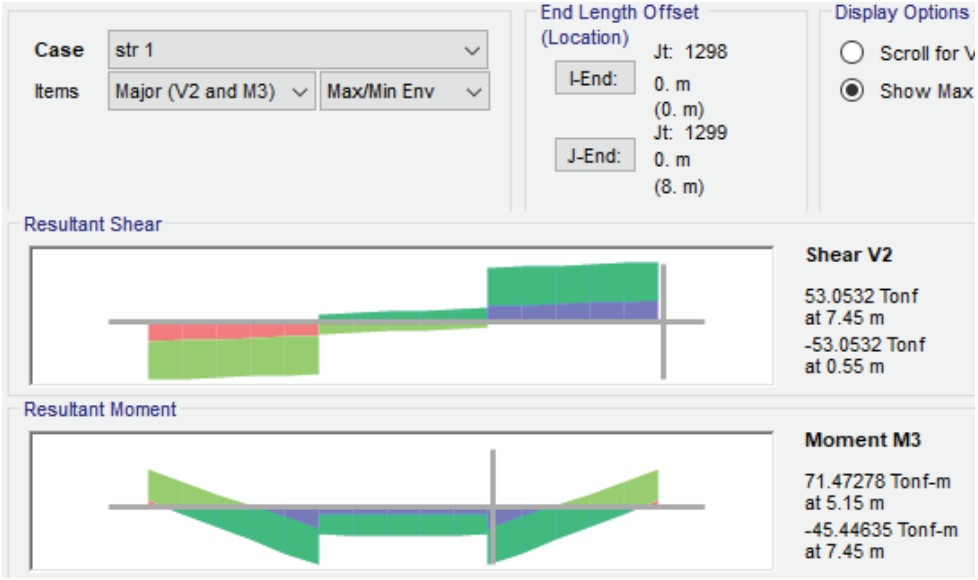
### 4.4.1. PILA 01

#### 4.4.1.1. DISEÑO DE LA VIGA CABEZAL



## i) MOMENTOS Y CORTANTE MAXIMO

*) Se genera un momento y cortante maximo para el caso de RESITENCIA I

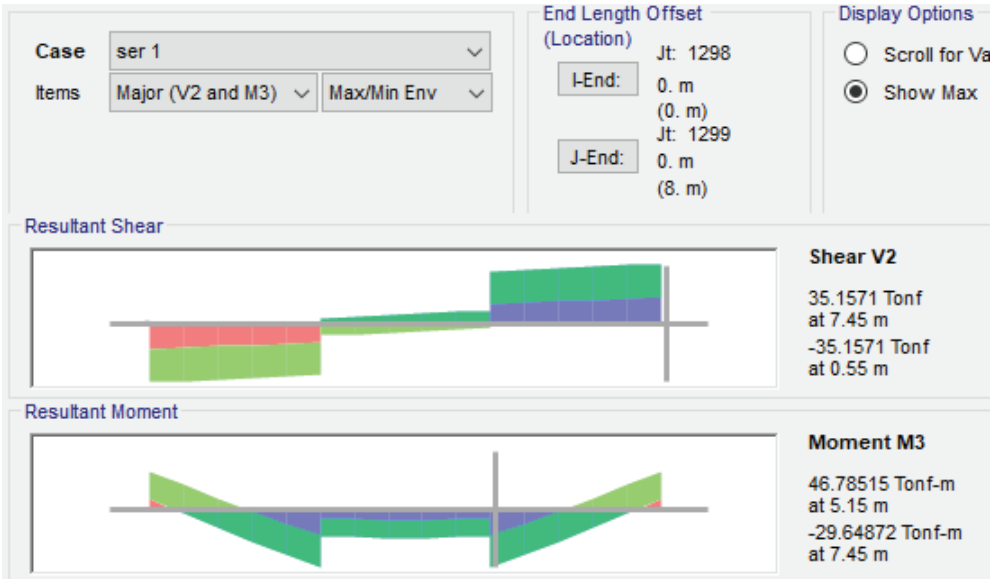



$M_{u_pos_Vcabezal_RES} := 71.50\ tonnef \cdot m$

$M_{u_neg_Vcabezal_RES} := 45.50\ tonnef \cdot m$

$V_{u_Vcabezal_RES} := 53\ tonnef$

*) Se genera un momento y cortante maximo para el caso de SERVICIO I




$M_{u_pos_Vcabezal_SERV} := 46.80\ tonnef \cdot m$

$M_{u_neg_Vcabezal_SERV} := 29.70\ tonnef \cdot m$

$V_{u_Vcabezal_SERV} := 35.20\ tonnef$

## ii) CALCULO DE ACERO POSITIVO

$M_{u_pos_Vcabezal_RES} = 71.5\ tonnef \cdot m$

$h_{VC} := 1\ m$ $\quad b_{VC} := 0.80\ m$ $\quad r_{VC} := 7\ cm$ $\quad f'_{c_300} := 300\ \frac{kgf}{cm^2}$

$\phi_{varilla} := \frac{3}{4}\ in$ $\quad \phi_{estribo} := \frac{1}{2}\ in$ $\quad N_{capas_varillas} := 1$ $\quad A_{\phi var} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{\ 2} = 2.85\ cm^2$

Calculo de los parametros:

$$z := r_{VC} + \phi_{estribo} + \frac{N_{capas_varillas}}{2} \cdot \phi_{varilla} + \frac{\phi_{varilla}}{2} = 10.18\ cm$$

$$d := h_{VC} - z = 89.83\ cm$$

$$\Delta_s := 0.85 \cdot \frac{f'_{c_300}}{f_y} \cdot b_{VC} \cdot d \cdot \left(1 - \sqrt[2]{1 - \frac{2 \cdot M_{u_pos_Vcabezal_RES}}{0.85 \cdot \phi \cdot f'_{c_300} \cdot b_{VC} \cdot d^2}}\right) = 21.59\ cm^2$$

$$a := d - \sqrt[2]{d^2 - \frac{2 \cdot M_{u_pos_Vcabezal_RES}}{0.85 \cdot \phi \cdot f'_{c_300} \cdot b_{VC}}} = 4.45\ cm \qquad c := \frac{a}{\beta_1} = 5.23\ cm$$

$$N_{varillas15} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{\ 2} \cdot N_{varillas15} = \Delta_s \xrightarrow{solve,\ N_{varillas15}} \frac{48.87497042525985392 \cdot cm^2}{in^2} = 8$$

$$s_{var_var} := \frac{b_{VC} - 2 \cdot r_{VC} - 2 \cdot \phi_{estribo} - \frac{N_{varillas15} \cdot \phi_{varilla}}{N_{capas_varillas}}}{\frac{N_{varillas15}}{N_{capas_varillas}} - 1} = 7.46\ cm \quad ==>\text{espaciamiento entre varillas}$$

(art. 5.5.4.2-2 y fig. C5.5.4.2-1)

$$\phi 1 := \left\| \begin{array}{l} \text{if } 0.65 + 0.15 \cdot \left(\frac{d}{c} - 1\right) \le 0.9 \\ \quad \left\| \phi 1 \leftarrow 0.65 + 0.15 \cdot \left(\frac{d}{c} - 1\right) \right. \\ \text{else} \\ \quad \left\| \phi 1 \leftarrow 0.9 \right. \end{array} \right\| = 0.9$$

**8 Φ 3/4"** $\quad N_{varillas15} = 8 \quad \phi_{varilla} = 0.75\ in$

**Acero Maximo**

el codigo AASHTO LRFD elimina este limite (art. 5.6.3.3)

**Acero Minimo**

La cantidad de acero calculado debe ser capaz de resistir el menor valor de $M_{cr}$ y $1.33\ M_u$

a) calculo de $M_{cr}$

$$f_r := 2.01 \cdot \sqrt[2]{f'_{c_300} \cdot \frac{cm^2}{kgf}}\ \frac{kgf}{cm^2} = 34.81\ \frac{kgf}{cm^2} \quad ==>\text{modulo de roptura de concreto}$$ (art. 5.4.2.6)

$$S := \frac{b_{VC} \cdot h_{VC}^{2}}{6} = 133333.33\ cm^3 \qquad ==>\text{modulo de seccion}$$

$$M_{cr} := 1.1 \cdot f_r \cdot S = 51.06\ tonnef \cdot m$$

b) calculo de 1.33 $M_u$

$$1.33 M_{ui} := 1.33 \cdot M_{u_pos_Vcabezal_RES} = 95.1\ tonnef \cdot m$$

c) El Menor Momento min(Mcr,1.33Mu)

$$M_{min} := min\left(M_{cr}, M_{ui}\right) = 51.06\ tonnef \cdot m$$

$M_i :=$ if $M_{min} \le M_{u_pos_Vcabezal_RES}$ $M_i \leftarrow$ "Δs Calculado Satisface" else $M_i \leftarrow$ "Calcular nuevo Δs con Mmin" = "Δs Calculado Satisface"

**8 Φ 3/4"** $\qquad N_{varillas15} = 8 \quad , \phi_{varilla} = 0.75\ in \ , \ N_{capas_varillas} = 1 \quad , \quad \phi_{estribo} = 0.5\ in$

## iii) CALCULO DE ACERO NEGATIVO

$$M_{u_neg_Vcabezal_RES} = 45.5\ tonnef \cdot m$$

$h_{VC} := 1\ m$ $\quad b_{VC} := 0.80\ m$ $\quad r_{VC} := 7\ cm$ $\quad f'_{c_300} := 300\ \frac{kgf}{cm^2}$

$\phi_{varilla} := \frac{3}{4}\ in$ $\quad \phi_{estribo} := \frac{1}{2}\ in$ $\quad N_{capas_varillas} := 1$ $\quad A_{\phi var} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{2} = 2.85\ cm^2$

Calculo de los parametros:

$$z := r_{VC} + \phi_{estribo} + \frac{N_{capas_varillas}}{2} \cdot \phi_{varilla} + \frac{\phi_{varilla}}{2} = 10.18\ cm$$

$$d := h_{VC} - z = 89.83\ cm$$

$$\Delta_s := 0.85 \cdot \frac{f'_{c_300}}{f_y} \cdot b_{VC} \cdot d \cdot \left(1 - \sqrt[2]{1 - \frac{2 \cdot M_{u_neg_Vcabezal_RES}}{0.85 \cdot \phi \cdot f'_{c_300} \cdot b_{VC} \cdot d^2}}\right) = 13.61\ cm^2$$

$$a := d - \sqrt[2]{d^2 - \frac{2 \cdot M_{u_neg_Vcabezal_RES}}{0.85 \cdot \phi \cdot f'_{c_300} \cdot b_{VC}}} = 2.8\ cm \qquad c := \frac{a}{\beta_1} = 3.3\ cm$$

$$N_{varillas16} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{2} \cdot N_{varillas16} = \Delta_s \xrightarrow{solve\ ,\ N_{varillas16}} \frac{30.8133309661327259 03 \cdot cm^2}{in^2} = 5$$

$$s_{var_var} := \frac{b_{VC} - 2 \cdot r_{VC} - 2 \cdot \phi_{estribo} - \frac{N_{varillas16} \cdot \phi_{varilla}}{N_{capas_varillas}}}{\frac{N_{varillas16}}{N_{capas\ varillas}} - 1} = 14.4\ cm \qquad ==>\text{espaciamiento entre varillas}$$

(art. 5.5.4.2-2 y fig. C5.5.4.2-1)

$$\phi 1 := \left\| \begin{array}{l} \text{if } 0.65 + 0.15 \cdot \left(\frac{d}{c} - 1\right) \le 0.9 \\ \quad \left\| \phi 1 \leftarrow 0.65 + 0.15 \cdot \left(\frac{d}{c} - 1\right) \right. \\ \text{else} \\ \quad \left\| \phi 1 \leftarrow 0.9 \right. \end{array} \right\| = 0.9$$

**5 Φ 3/4"** $N_{varillas16} = 5 \quad \phi_{varilla} = 0.75\ in$

Acero Maximo

el codigo AASHTO LRFD elimina este limite (art. 5.6.3.3)

Acero Minimo

La cantidad de acero calculado debe ser capaz de resistir el menor valor de $M_{cr}$ y $1.33\ M_u$

a) calculo de $M_{cr}$

$$f_r := 2.01 \cdot \sqrt[2]{f'_{c_300} \cdot \frac{cm^2}{kgf}}\ \frac{kgf}{cm^2} = 34.81\ \frac{kgf}{cm^2} \quad ==> \text{modulo de roptura de concreto}$$ (art. 5.4.2.6)

$$S := \frac{b_{VC} \cdot h_{VC}^{\ 2}}{6} = 133333.33\ cm^3 \quad ==> \text{modulo de seccion}$$

$$M_{cr} := 1.1 \cdot f_r \cdot S = 51.06\ tonnef \cdot m$$

b) calculo de $1.33\ M_u$

$$1.33 M_{ui} := 1.33 \cdot M_{u_pos_Vcabezal_RES} = 95.1\ tonnef \cdot m$$

c) El Menor Momento min(Mcr,1.33Mu)

$$M_{min} := min\left(M_{cr}, M_{ui}\right) = 51.06\ tonnef \cdot m$$

$$M_j := \left\| \begin{array}{l} \text{if } M_{min} \le M_{u_pos_Vcabezal_RES} \\ \quad \left\| M_j \leftarrow \text{“}\Delta\text{s Calculado Satisface”} \right. \\ \text{else} \\ \quad \left\| M_j \leftarrow \text{“Calcular nuevo }\Delta\text{s con Mmin”} \right. \end{array} \right\| = \text{“}\Delta\text{s Calculado Satisface”}$$

**5 Φ 3/4"** $N_{varillas12} = 5 \quad , \phi_{varilla} = 0.75\ in \quad , N_{capas_varillas} = 1 \quad , \quad \phi_{estribo} = 0.5\ in$

## iv) DISEÑO POR CORTE

datos:

$V_{u_Vcabezal_RES} = 53\ tonnef \qquad b_{VC} = 0.8\ m \qquad d = 0.9\ m \qquad f'_{c_300} = 300\ \frac{kgf}{cm^2}$

CORTANTE NOMINAL RESISTENTE DEL CONCRETO (art. 5.7.3.4.1) (art. 5.7.2.5-1) (C 5.7.3.3-3)

$$V_{c_VC} := 0.53 \cdot \sqrt[2]{f'_{c_300} \cdot \frac{cm^2}{kgf}} \cdot b_{VC} \cdot d \cdot \frac{1}{cm^2} \cdot kgf = 65.97\ tonnef$$

CORTANTE NOMINAL RESISTENTE DEL ACERO (art. 5.7.3.4.1) (C 5.7.3.3-1)

$\phi_{estribo} := \frac{1}{2}\ in$ $\quad A_{\phi var_estribo} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{estribo}^{2} = 1.27\ cm^2$

$s_{estribo} := 0.20\ m$ ==>Espaciamiento asumido de estribos

$N_{ramas_estribo} := 2$ ==>Asumiendo 2 ramas de Estribo

$$V_{s_VC} := \frac{N_{ramas_estribo} \cdot A_{\phi var_estribo} \cdot f_y \cdot d}{s_{estribo}} = 47.79\ tonnef$$

CORTANTE NOMINAL DE LA FUERZA DE PRETENSADO (Vp=0)

$V_P := 0\ tonnef$

$V_{n1_VC} := V_{c_VC} + V_{s_VC} + V_P = 113.76\ tonnef$

$V_{n2_VC} := 0.25 \cdot f'_{c_300} \cdot b_{VC} \cdot d + V_P = 538.95\ tonnef$

$V_{n_VC} := min\left(V_{n1_VC}, V_{n2_VC}\right) = 113.76\ tonnef$

CORTANTE RESITENTE TOTAL

$V_r := \phi \cdot V_{n_VC} = 102.38\ tonnef$

if $V_{u_Vcabezal_RES} < V_r$
  "OK, CUMPLE POR CORTE"
else
  "NO CUMPLE, mejorar el espaciamiento "
= "OK, CUMPLE POR CORTE"

$$factor := \frac{V_r}{V_{u_Vcabezal_RES}} = 1.9$$

REFUERZO TRANSVERSAL MINIMO (5.7.2.5-1) (5.4.2.8)

$\lambda := 1$ ==>para concreto normal

$$\Delta_{v_min} := 0.27 \cdot \lambda \cdot \sqrt[2]{f'_{c_300} \cdot \frac{cm^2}{kgf}} \cdot \frac{b_{VC} \cdot s_{estribo}}{f_y \cdot \frac{cm^2}{kgf}} = 1.78\ cm^2$$

if $\Delta_{v_min} \le N_{ramas_estribo} \cdot A_{\phi var_estribo}$
  "OK, CUMPLE CON REF. TRANSV. MINIMO"
else
  "NO, CUMPLE, aumentar ramas de estribo"
= "OK, CUMPLE CON REF. TRANSV. MINIMO"

ESPACIAMIENTO MAXIMO DEL REFUERZO TRANSVERSAL (art. 5.7.2.6) (5.7.2.8-1)

$$V_{u_cal} := \frac{V_{u_Vcabezal_RES} - \phi \cdot V_P}{\phi \cdot b_{VC} \cdot d} = 8.19\ \frac{kgf}{cm^2}$$

$s_{estr_max} :=$ (5.7.2.6-1) (5.7.2.6-2)

if $V_{u_cal} < 0.125 \cdot f'_{c_300}$
  if $0.8 \cdot d < 0.60\ m$
    $0.8 \cdot d$
  else
    $0.60\ m$
if $V_{u_cal} \ge 0.125 \cdot f'_{c_300}$
  if $0.4 \cdot d \le 0.30\ m$
    $0.4 \cdot d$
  else
    $0.30\ m$
$= 0.6\ m$

if $s_{estribo} < s_{estr_max}$
    "OK, El Espaciamiento es adecuado"
else
    "NO CUMPLE el espaciamiento"
= "OK, El Espaciamiento es adecuado"

**Φ1/2" @ 0.20 m**

$\phi_{estribo} = 0.5\ in$ , $s_{estribo} = 0.2\ m$ , $s_{estr_max} = 0.6\ m$

## v) LIMITACION DE LA FISURACION MEDIANTE DISTRIBUCION DE LA ARMADURA (estado limite de servicio I)

Ubicacion del eje neutro

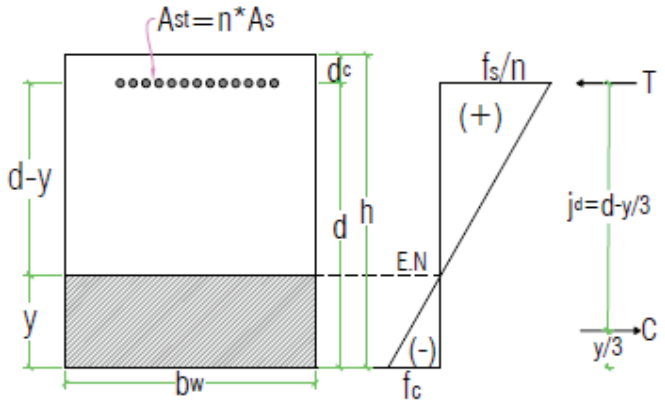
$h_{VC} = 1\ m$ $b_{VC} = 0.8\ m$ $r_{VC} = 7\ cm$ $f'_{c_300} = 300\ \frac{kgf}{cm^2}$ $f_y := 4200\ \frac{kgf}{cm^2}$

$N_{varilla} := 5$ $\phi_{varilla} := \frac{3}{4}\ in$ $\phi_{estribo} := \frac{1}{2}\ in$ $E_c := 15300 \cdot \sqrt{f'_{c_300} \cdot \frac{cm^2}{kgf}}\ \frac{kgf}{cm^2} = 265003.77\ \frac{kgf}{cm^2}$

$M_{u_pos_Vcabezal_SERV} = 46.8\ tonnef \cdot m$ $\gamma_e := 0.75$ $E_s := 2040000\ \frac{kgf}{cm^2}$ $A_{\phi var} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{\ 2} = 2.85\ cm^2$

$\Delta_s := N_{varilla} \cdot A_{\phi var} = 14.25\ cm^2$

$n_1 := \frac{E_s}{E_c} = 8$ ==>Relacion Modular




$d_c := r + \phi_{estribo} + \frac{\phi_{varillaf}}{2} = 8.54\ cm$

$d := h_{VC} - d_c = 91.46\ cm$

$\Delta_{st} := n_1 \cdot \Delta_s = 109.71\ cm^2$

*momentos respecto del ejej neutro para determinar "**y**"*

$Y := b_{VC} \cdot y \cdot \frac{y}{2} = \Delta_{st} \cdot (d - y) \xrightarrow{solve\ ,y}$ $\left[\begin{array}{l} \frac{2.5 \cdot (4013.4618888552046567 \cdot cm^3 \cdot m + 3008.81800046883884}{m} \\ \frac{-2.5 \cdot (4013.4618888552046567 \cdot cm^3 \cdot m + 3008.8180004688388}{m} \end{array}\right.$ ...

$$Y = \begin{bmatrix} 14.53 \\ -17.27 \end{bmatrix} cm \qquad Y_1 := Y_{1,1} = 14.53\ cm \qquad Y_2 := Y_{2,1} = -17.27\ cm$$

$$y_1 := \max(Y) = 14.53\ cm$$

**Esfuerzo del acero bajo cargas de servicio**

$$j_d := d - \frac{y_1}{3} = 86.62\ cm \qquad \frac{M_{u_pos_Vcabezal_SERV}}{j_d \cdot \Delta_s} = 3791.3\ \frac{kgf}{cm^2} \qquad 0.6 \cdot f_y = 2520\ \frac{kgf}{cm^2}$$

$$f_{ss} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } \frac{M_{u_pos_Vcabezal_SERV}}{j_d \cdot \Delta_s} \le 0.6 \cdot f_y \\ \quad \left\| f_{ss} \leftarrow \frac{M_{u_pos_Vcabezal_SERV}}{j_d \cdot \Delta_s} \right. \\ \text{else} \\ \quad \left\| f_{ss} \leftarrow 0.6 \cdot f_y \right. \end{array} \right\| = 2520\ \frac{kgf}{cm^2}$$

**Separacion Maxima de la armadura**

$$\beta_s := 1 + \frac{d_c}{0.7 \cdot (h_{VC} - d_c)} = 1.13 \qquad \text{(art. 5.6.7-2)}$$

$$s_{max_f} := \frac{125000 \cdot \gamma_e}{\beta_s \cdot f_{ss} \cdot \frac{cm^2}{kgf}} \cdot cm - 2 \cdot d_c = 15.74\ cm$$

$$s_{max_} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } 2\ in \le s_{max_f} \\ \quad \left\| s_{max_} \leftarrow \text{“OK, Espaciamiento Adecuado”} \right. \\ \text{else} \\ \quad \left\| s_{max_} \leftarrow \text{“Reducir Espaciamiento O Aumentar ϕvar”} \right. \end{array} \right\| = \text{“OK, Espaciamiento Adecuado”}$$

**5 Φ 3/4"** $\qquad N_{varilla} = 5 \qquad \phi_{varilla} = 0.75\ in$

## vi) ACERO DE TEMPERATURA LATERAL

**Calculo de Acero de temperatura** (art. 5.10.6-1)

$h_{VC} = 1\ m$ $\qquad b_{VC} = 0.8\ m$ $\qquad \phi_{varilla} := \frac{1}{2}\ in$ $\qquad A_{\phi var} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{\ 2} = 1.27\ cm^2$

$$\Delta_{s_temp1} := \frac{0.18 \cdot b_{VC} \cdot h_{VC}}{2 \cdot (b_{VC} + h_{VC})} \cdot \frac{cm}{m} = 4\ \frac{cm^2}{m}$$

$$\Delta_{s_temp} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } 2.33\ \frac{cm^2}{m} \le \Delta_{s_temp1} \le 12.70\ \frac{cm^2}{m} \\ \quad \left\| \Delta_{s_temp} \leftarrow \Delta_{s_temp1} \right. \\ \text{if } \Delta_{s_temp1} \le 2.33\ \frac{cm^2}{m} \\ \quad \left\| 2.33\ \frac{cm^2}{m} \right. \\ \text{if } \Delta_{s_temp1} \ge 12.70\ \frac{cm^2}{m} \\ \quad \left\| 12.70\ \frac{cm^2}{m} \right. \end{array} \right\| = 4\ \frac{cm^2}{m}$$

**Espaciamiento de acero por temperatura**

$l_{temp} := h_{VC} - 2 \cdot z = 0.8\ m$ ==>espacio libre en una cara

$\Delta_{s_temperatura} := l_{temp} \cdot \Delta_{s_temp} = 3.19\ cm^2$

$N_{var_x_cara} := \frac{\Delta_{s_temperatura}}{A_{\phi var}} + 1 = 4$ ==>cantidad de varillas por cara

$s_{max0} := \frac{l_{temp}}{N_{var_x_cara}} = 0.23\ m$

$s_{max1} := 3 \cdot b_{VC} = 2.4\ m$

$s_{max2} := 0.45\ m$

$s_{temperatura} := min\left(s_{max0}, s_{max1}, s_{max2}\right) = 0.23\ m$

**4 Φ 1/2" @ 0.20 m** *EN CADA CARA* $N_{var_x_cara} = 4$ $\phi_{varilla} = 0.5\ in$ $s_{temperatura} = 0.23\ m$

4.4.1.2. DISEÑO DE LA COLUMNA

Datos:

$P_{u_col} := 178\ tonnef$ $V_{u_col} := 24.85\ tonnef$

$M_{u_3_col_long} := 19.46\ tonnef \cdot m$ $M_{u_2_col_transv} := 7.70\ tonnef \cdot m$ ==>Momento Mayorado de la carga total

$M_{du_3_col_long} := 2.57\ tonnef \cdot m$ $M_{du_2_col_transv} := 0\ tonnef \cdot m$ ==>Momento Mayorado de carga muerta DC+RA+DW

$h_{col} := 0.50\ m$ $b_{col} := 0.50\ m$ $L_{col} := 5.91\ m$ $r_{col} := 5\ cm$ $f'_{c_300} = 300\ \frac{kgf}{cm^2}$ $f_y = 4200\ \frac{kgf}{cm^2}$

$N_{var} := 20$ $\phi_{var} := 1\ in$ $\phi_{estribo} := \frac{1}{2}\ in$ $s_{estribo} := 0.15\ m$ $A_{\phi var} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{var}^{\ 2} = 5.07\ cm^2$

$N_{torones} := 0$ $\phi_{toron} := 0\ in$ $f_{pu} := 0\ \frac{kgf}{cm^2}$ $A_{ps} := N_{torones} \cdot \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{toron}^{\ 2} = 0\ cm^2$ ==>Postensado

$I_s := 0\ cm^4$ $E_s = 2040000\ \frac{kgf}{cm^2}$

$E_{c_300} := 15300 \cdot \sqrt[2]{f'_{c_300} \cdot \frac{cm^2}{kgf}} \cdot \frac{kgf}{cm^2} = 265003.77\ \frac{kgf}{cm^2}$ **(C5.4.2.4-3)**

$A_g := h_{col} \cdot b_{col} = 2500\ cm^2$

$\Delta_s := N_{var} \cdot A_{\phi var} = 101.34\ cm^2$ **(tabla 5.10.1)**

$I_{long} := \frac{b_{col} \cdot h_{col}^{\ 3}}{12} = 520833.33\ cm^4$ ==>Momento de Inercia longitudinal

$I_{transv} := \frac{h_{col} \cdot b_{col}^{\ 3}}{12} = 520833.33\ cm^4$ ==>Momento de Inercia Transversal

$$r_{long} := \sqrt[2]{\frac{I_{long}}{A_g}} = 14.43\ cm \qquad ==>\text{Radio de giro longitudinal}$$

$$r_{transv} := \sqrt[2]{\frac{I_{transv}}{A_g}} = 14.43\ cm \qquad ==>\text{Radio de giro transversal}$$

i) REFUERZO MAXIMO

$$\frac{\Delta_s}{A_g} + \frac{A_{ps} \cdot f_{pu}}{A_g \cdot f_y} = 0.04 \qquad \textbf{(5.6.4.2-1)}$$

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } \frac{\Delta_s}{A_g} + \frac{A_{ps} \cdot f_{pu}}{A_g \cdot f_y} \le 0.08 \\ \quad \| \text{“OK, Nvarillas ADECUADO”} \\ \text{else} \\ \quad \| \text{“AUMENTAR SECCION O DISMINUIR ACERO”} \end{array} \right\| = \text{“OK, Nvarillas ADECUADO”}$$

ii) REFUERZO MINIMO

$$\frac{\Delta_s \cdot f_y}{A_g \cdot f'_{c_300}} + \frac{A_{ps} \cdot f_{pu}}{A_g \cdot f'_{c_300}} = 0.57 \qquad \textbf{(5.6.4.2-3)}$$

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } \frac{\Delta_s \cdot f_y}{A_g \cdot f'_{c_300}} + \frac{A_{ps} \cdot f_{pu}}{A_g \cdot f'_{c_300}} \ge 0.135 \\ \quad \| \text{“OK, Nvarillas ADECUADO”} \\ \text{else} \\ \quad \| \text{“AUMENTAR ACERO”} \end{array} \right\| = \text{“OK, Nvarillas ADECUADO”}$$

iii) ESBELTEZ

*) Plano Transversal (no arriostrado)

$k_{transv} := 1.2$ **(tabla C4.6.2.5-1)**

$$\frac{k_{transv} \cdot L_{col}}{r_{transv}} = 49.13 \qquad \textbf{(5.6.4.3)}$$

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } \frac{k_{transv} \cdot L_{col}}{r_{transv}} > 22 \\ \quad \| \text{“COLUMNA ESBELTA”} \\ \text{else} \\ \quad \| \text{“LA COLUMNA NO ES ESBELTA”} \end{array} \right\| = \text{“COLUMNA ESBELTA”}$$

**) Plano Longitudinal (no arriostrado)

$k_{long} := 2.1$ **(tabla C4.6.2.5-1)**

$$\frac{k_{long} \cdot L_{col}}{r_{long}} = 85.99 \qquad \textbf{(5.6.4.3)}$$

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } \dfrac{k_{long} \cdot L_{col}}{r_{long}} > 22 \\ \quad \text{“COLUMNA ESBELTA”} \\ \text{else} \\ \quad \text{“LA COLUMNA NO ES ESBELTA”} \end{array} \right\| = \text{“COLUMNA ESBELTA”}$$

iv) CAPACIDAD

*) Plano Longitudinal

$\phi_k := 0.75$ $C_m := 1$ $k_{long} = 2.1$

$$\beta_d := \frac{M_{du_3_col_long}}{M_{u_3_col_long}} = 0.13$$

$$EI_1 := \frac{\dfrac{E_{c_300} \cdot I_{long}}{5} + E_s \cdot I_s}{1 + \beta_d} = 24384236615.98 \ kgf \cdot cm^2 \qquad \textbf{(5.6.4.3-1)}$$

$$EI_2 := \frac{\dfrac{E_{c_300} \cdot I_{long}}{2.5}}{1 + \beta_d} = 48768473231.95 \ kgf \cdot cm^2 \qquad \textbf{(5.6.4.3-2)}$$

$$EI_{long} := \max\left(EI_1, EI_2\right) = 48768473231.95 \ kgf \cdot cm^2$$

$$P_{e_long} := \frac{\pi^2 \cdot EI_{long}}{\left(k_{long} \cdot L_{col}\right)^2} = 312.48 \ tonnef \qquad \textbf{(art. 4.5.3.2.2b) y (4.5.3.2.2b-5)}$$

$$\delta_{b1} := \frac{C_m}{1 - \dfrac{P_{u_col}}{\phi_k \cdot P_{e_long}}} = 4.16 \qquad \textbf{(4.5.3.2.2b-3)}$$

$$\delta_{b_long} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } \delta_{b1} \geq 1 \\ \quad \delta_{b_long} \leftarrow \delta_{b1} \\ \text{else} \\ \quad \delta_{b_long} \leftarrow 1 \end{array} \right\| = 4.16$$

$$\delta_{s1} := \frac{1}{1 - \dfrac{P_{u_col}}{\phi_k \cdot P_{e_long}}} = 4.16 \qquad \textbf{(4.5.3.2.2b-4)}$$

$$\delta_{s_long} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } \delta_{s1} \geq 1 \\ \quad \delta_{s_long} \leftarrow \delta_{b1} \\ \text{else} \\ \quad \delta_{s_long} \leftarrow 1 \end{array} \right\| = 4.16$$

$$M_{2b} + M_{2s} = M_{u_3_col_long} = 19.46 \ tonnef \cdot m$$

$$\delta_{b_long} = \delta_{s_long} = 4.16$$

$$M_{cp} = \delta_{b_long} * (M_{2b} + M_{2s}) = \delta_{b_long} * M_{u_3_col_long}$$

$$M_{cp} := \delta_{b_long} \cdot M_{u_3_col_long} = 80.92 \ tonnef \cdot m \qquad \textbf{(4.5.3.2.2b-1)}$$

**) Plano Transversal

$\phi_k := 0.75$ $C_m := 1$ $k_{transv} = 1.2$

$$\beta_d := \frac{M_{du_2_col_transv}}{M_{u_2_col_transv}} = 0$$

$$EI_1 := \frac{\frac{E_{c_300} \cdot I_{transv}}{5} + E_s \cdot I_s}{1 + \beta_d} = 27604559745.63 \ kgf \cdot cm^2 \qquad \textbf{(5.6.4.3-1)}$$

$$EI_2 := \frac{\frac{E_{c_300} \cdot I_{transv}}{2.5}}{1 + \beta_d} = 55209119491.26 \ kgf \cdot cm^2 \qquad \textbf{(5.6.4.3-2)}$$

$$EI_{transv} := \max(EI_1, EI_2) = 55209119491.26 \ kgf \cdot cm^2$$

$$P_{e_transv} := \frac{\pi^2 \cdot EI_{transv}}{(k_{transv} \cdot L_{col})^2} = 1083.36 \ tonnef \qquad \textbf{(art. 4.5.3.2.2b) y (4.5.3.2.2b-5)}$$

$$\delta_{b1} := \frac{C_m}{1 - \frac{P_{u_col}}{\phi_k \cdot P_{e_transv}}} = 1.28 \qquad \textbf{(4.5.3.2.2b-3)}$$

$$\delta_{b_transv} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } \delta_{b1} \geq 1 \\ \quad \left\| \delta_{b_transv} \leftarrow \delta_{b1} \right. \\ \text{else} \\ \quad \left\| \delta_{b_transv} \leftarrow 1 \right. \end{array} \right\| = 1.28$$

$$\delta_{s1} := \frac{1}{1 - \frac{P_{u_col}}{\phi_k \cdot P_{e_transv}}} = 1.28 \qquad \textbf{(4.5.3.2.2b-4)}$$

$$\delta_{s_transv} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } \delta_{s1} \geq 1 \\ \quad \left\| \delta_{s_transv} \leftarrow \delta_{b1} \right. \\ \text{else} \\ \quad \left\| \delta_{s_transv} \leftarrow 1 \right. \end{array} \right\| = 1.28$$

$$M_{2b} + M_{2s} = M_{u_2_col_transv} = 7.7 \ tonnef \cdot m$$

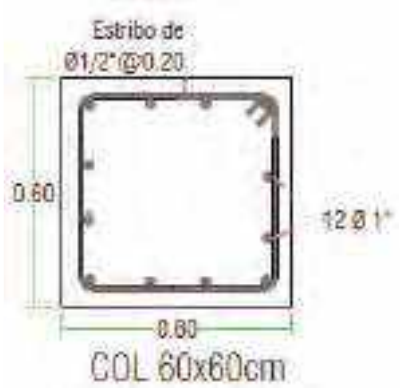
$$\delta_{b_transv} = \delta_{s_transv} = 1.28$$

$$M_{ct} = \delta_{b_transv} * (M_{2b} + M_{2s}) = \delta_{b_transv} * M_{u_2_col_transv}$$

$$M_{ct} := \delta_{b_transv} \cdot M_{u_2_col_transv} = 9.86 \ tonnef \cdot m \qquad \text{(4.5.3.2.2b-1)}$$

***) El Momento combinado es:

$$M_{u_col_esbeltez} := \sqrt[2]{M_{cp}^{\ 2} + M_{ct}^{\ 2}} = 81.52 \ tonnef \cdot m$$

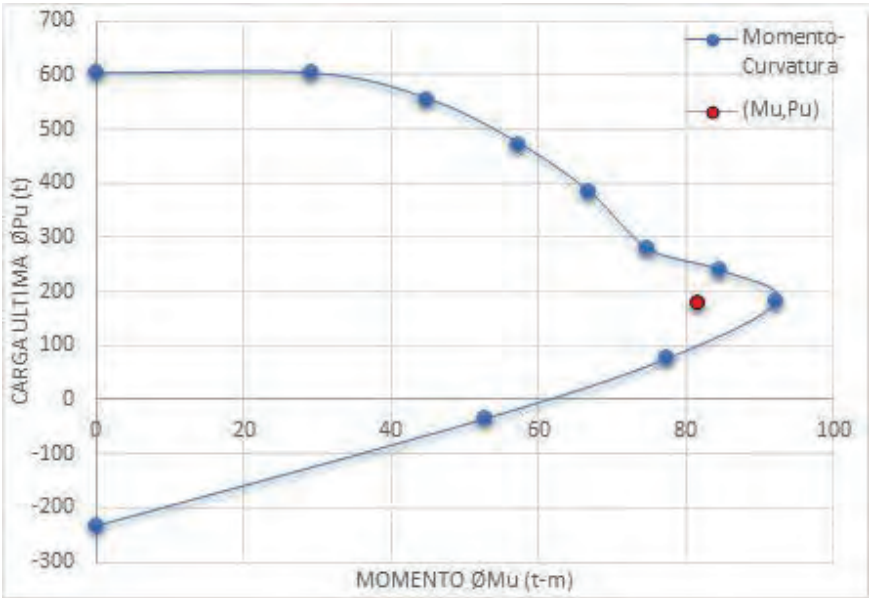


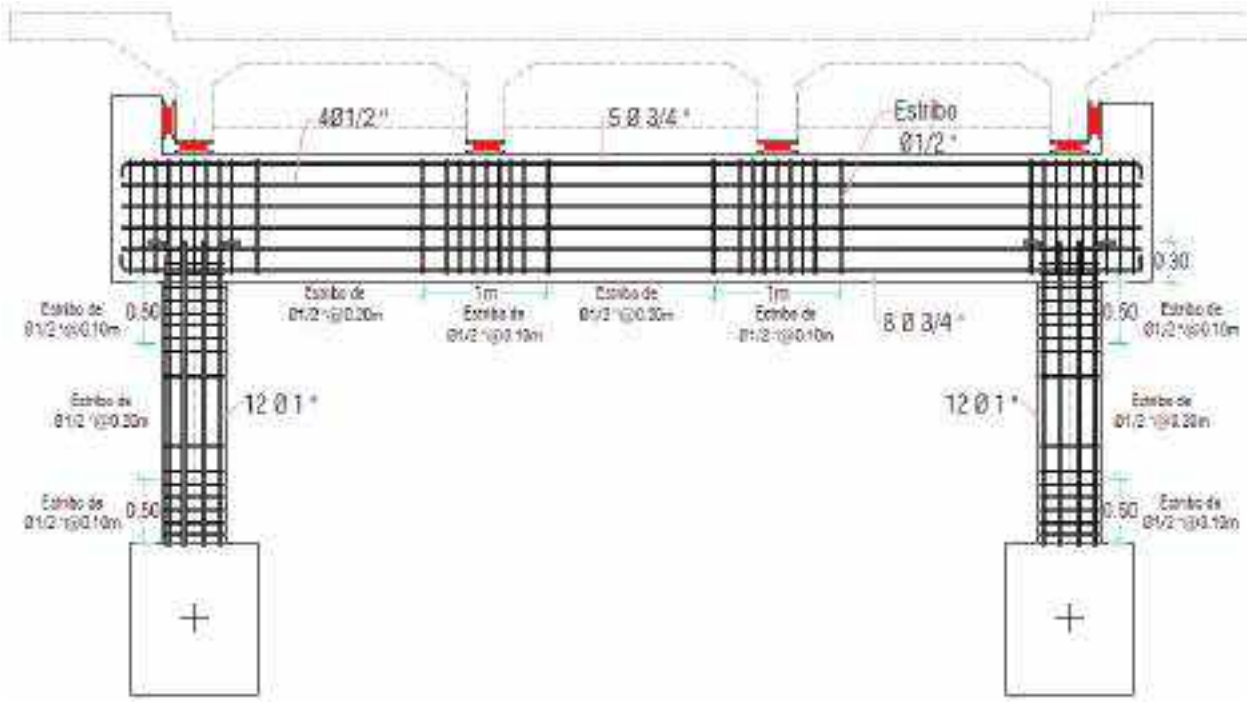

**DEMANDA PARA LA COLUMNA:**

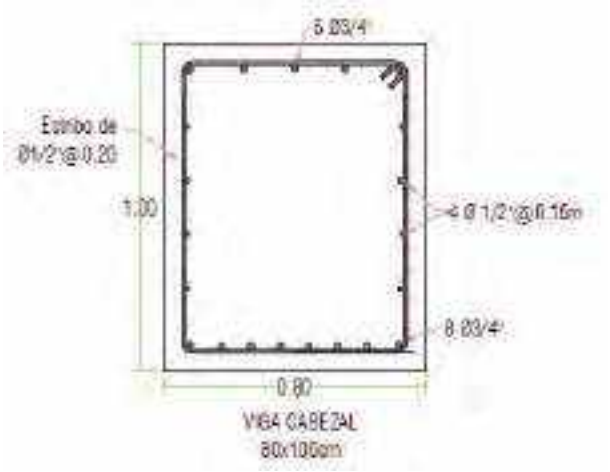
$$M_{u_col_esbeltez} = 81.52 \ tonnef \cdot m$$

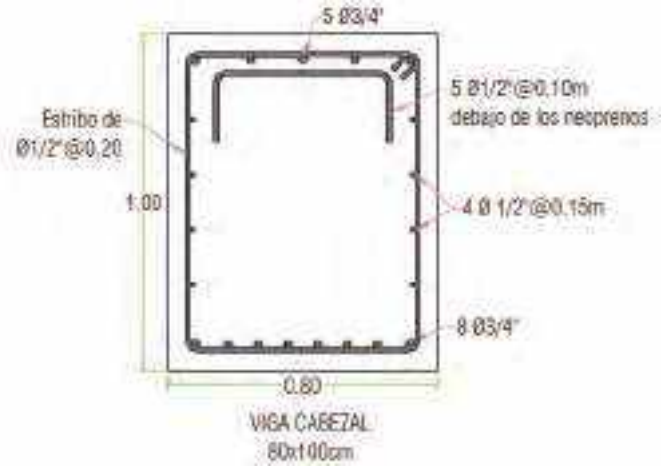
$$P_{u_col} = 178 \ tonnef$$

| COLUMNA 60x60cm | | |
|---|---|---|
| Pu= 178 | t | |
| Mu= 81.52 | t-m | |
| N° | ØM (t.m) | ØP (t) |
| 1 | 0.00 | 603.41 |
| 2 | 29.29 | 603.41 |
| 3 | 44.98 | 555.98 |
| 4 | 57.41 | 472.41 |
| 5 | 66.91 | 383.19 |
| 6 | 74.67 | 279.81 |
| 7 | 84.44 | 240.45 |
| 8 | 92.24 | 183.04 |
| 9 | 77.30 | 76.49 |
| 10 | 52.71 | -34.14 |
| 11 | 0.00 | -232.20 |






## 4.5. DISEÑO DEL ARCO

### 4.5.1. REVISION DE LA ESTABILIDAD DEL ARCO

#### 4.5.1.1. FUERZA HORIZONTAL DE PANDEO (H)

Datos:

$L_{arco} := 60\ m$ $\quad h_a := 1.30\ m$ $\quad h_{clave} := 1\ m$ $\quad f'_{c_300} := 300\ \frac{kgf}{cm^2}$

$f := 11.09\ m$ $\quad b_{arco} := 0.80\ m$ $\quad E_{c_300} := 15300 \cdot \sqrt[2]{f'_{c_300} \cdot \frac{cm^2}{kgf}} \cdot \frac{kgf}{cm^2} = 265003.77\ \frac{kgf}{cm^2}$

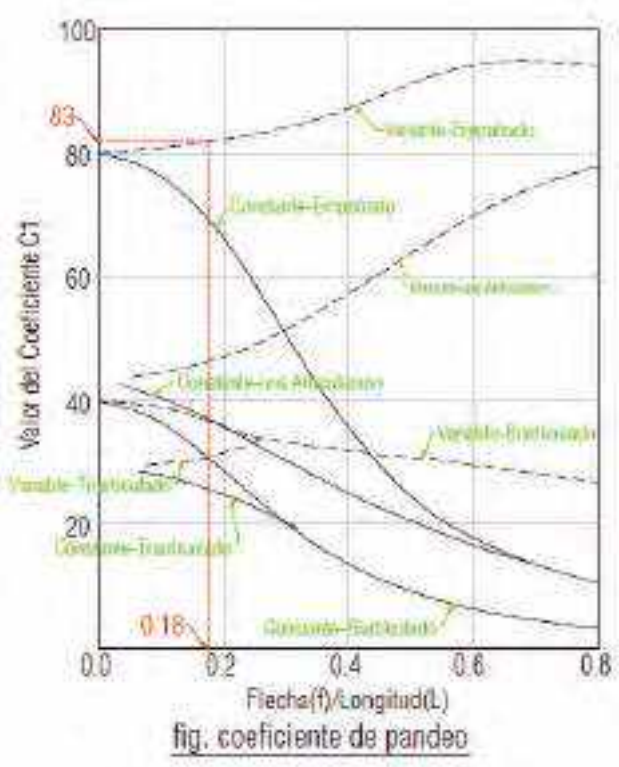
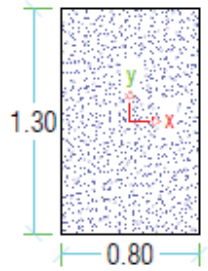
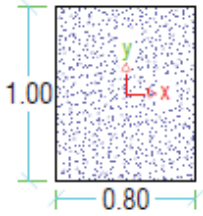



fig. coeficiente de pandeo




*) Calculo de la fuerza de Pandeo horizontal en el ARRANQUE

$$\frac{f}{L_{arco}} = 0.18$$

$$I_{x_a} := \frac{b_{arco} \cdot h_a^{\,3}}{12} = 14646666.67\ cm^4$$

$C_1 := 83$ ==> Coeficiente de pandeo VARIABLE - EMPOTRADO (se estima del abaco)

$$H_a := \frac{C_1 \cdot E_{c_300} \cdot I_{x_a}}{L_{arco}^{\,2}} = 8948.83\ tonnef$$ ==> Fuerza Horizontal maxima que llevaria al pandeol

$$C_2 := C_1 \cdot \frac{f}{L_{arco}} \cdot 8 = 122.73$$

$$q_{pandeo} := \frac{C_2 \cdot E_{c_300} \cdot I_{x_a}}{L_{arco}^{\,3}} = 220.54\ \frac{tonnef}{m}$$ ==> Carga maxima que llevaria al pandeol

*) Calculo de la fuerza de Pandeo horizontal en la CLAVE

$$\frac{f}{L_{arco}} = 0.18$$

$$I_{x_clave} := \frac{b_{arco} \cdot h_{clave}^{\,3}}{12} = 6666666.67\ cm^4$$

$C_1 := 83$ ==> Coeficiente de pandeo VARIABLE - EMPOTRADO (se estima del abaco)

$$H_a := \frac{C_1 \cdot E_{c_300} \cdot I_{x_clave}}{L_{arco}^{\,2}} = 4073.21\ tonnef$$ ==> Fuerza Horizontal maxima que llevaria al pandeol

$$C_2 := C_1 \cdot \frac{f}{L_{arco}} \cdot 8 = 122.73$$

$$q_{pandeo} := \frac{C_2 \cdot E_{c_300} \cdot I_{x_clave}}{L_{arco}^{\,3}} = 100.38\ \frac{tonnef}{m}$$ ==> Carga maxima que llevaria al pandeo

$$q_{equivalente_actuante} := 26.65\ \frac{tonnef}{m}$$ ==> Carga mayorada por resitencia I (Demanda)

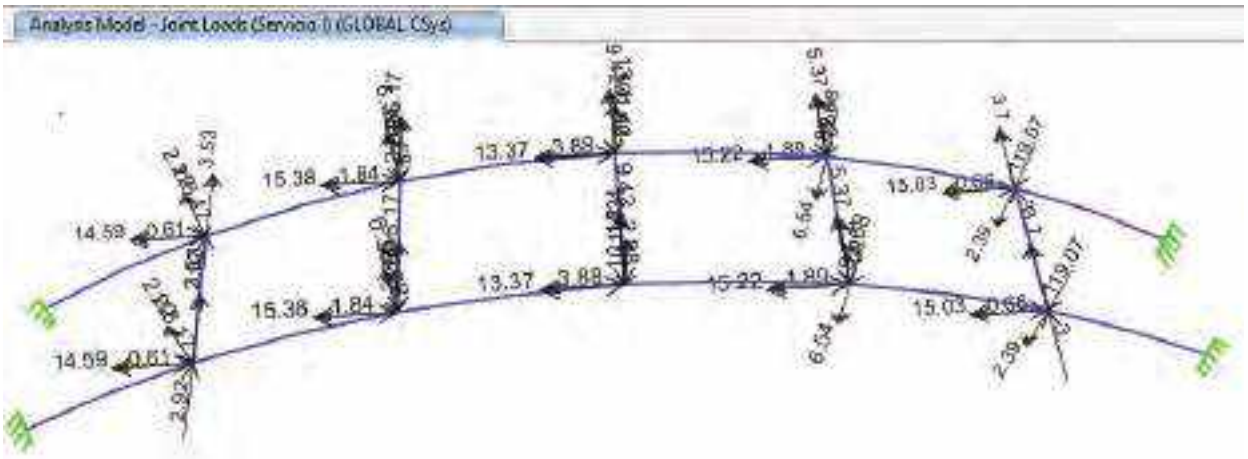
```
if q_equivalente_actuante < q_pandeo
    "ARCO ESTABLE"
else
    "EXISTE PANDEO"
```
= "ARCO ESTABLE"

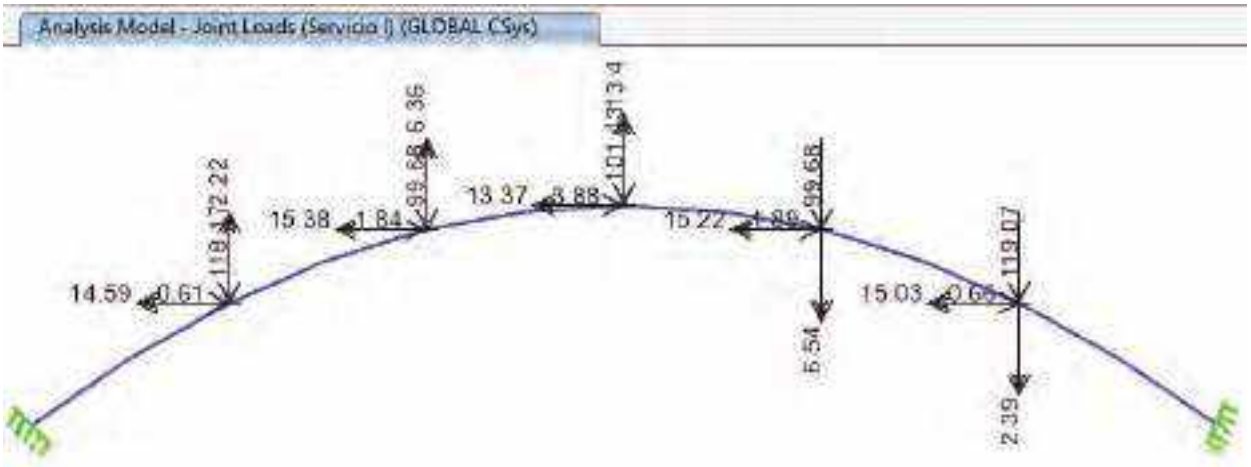
### 4.5.1.2. FACTOR DE PANDEO GENERAL

#### *4.5.1.2.1. SERVICIO I*

Haciendo un metrado de carga y mayorando por los factores correspondientes indicados en los items anteriores se tienes para cada columna que transmite las carga:

| | CARGAS MAYOYADAS POR SERVICIO I | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | FZ | MY | MX | MZ | FY | FX |
| | P (t) | M2 (t.m) | M3 (t.m) | T (t.m) | V2 (t) | V3 (t) |
| PILA 1 (1COL) | -118.17 | 3.53 | -14.59 | 2.22 | 2.92 | 0.61 |
| PILA2 (1COL) | -99.68 | 5.17 | -15.38 | 3.36 | -2.87 | 1.84 |
| PILA3 (1COL) | -101.43 | 9.42 | -13.37 | 13.40 | -2.88 | 3.88 |
| PILA4 (1COL) | -99.68 | 5.37 | -15.22 | -6.54 | -2.92 | 1.89 |
| PILA5 (1COL) | -119.07 | 3.70 | -15.03 | -2.39 | 3.00 | 0.66 |
| qequivalente = | -17.93 | tonnef/m | | | | |




*) Para este caso se ha considerado el peso de la carga de gravedad sin condiciones iniciales

| TABLE: Buckling Factors | | | |
|---|---|---|---|
| OutputCase | StepType | StepNum | ScaleFactor |
| BUCKLING-SERVICIO I | Mode | 1 | 4.09 |
| BUCKLING-SERVICIO I | Mode | 2 | 6.06 |
| BUCKLING-SERVICIO I | Mode | 3 | 10.05 |
| BUCKLING-SERVICIO I | Mode | 4 | 10.42 |
| BUCKLING-SERVICIO I | Mode | 5 | 14.71 |
| BUCKLING-SERVICIO I | Mode | 6 | 15.97 |

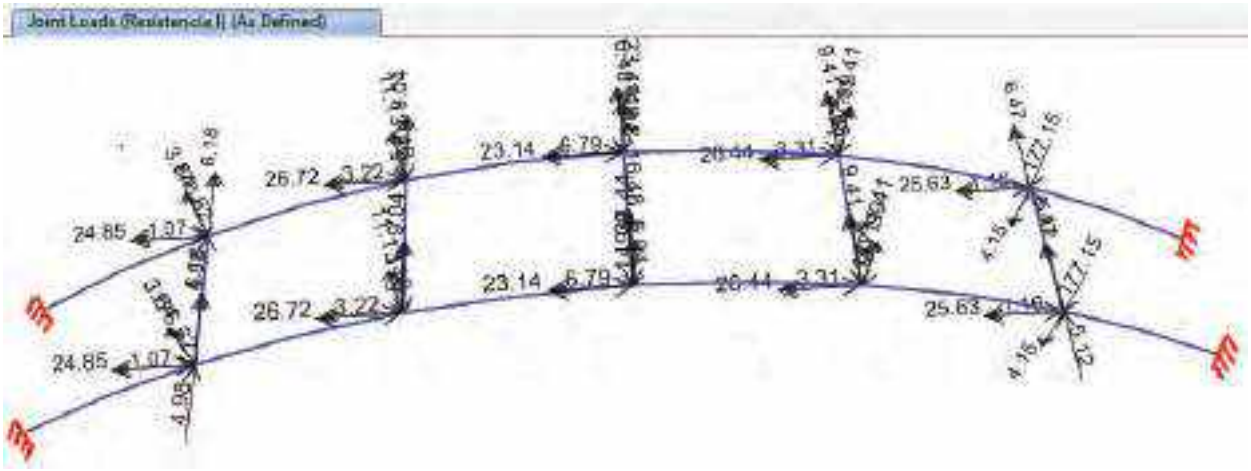
**) Para este caso se ha considerado los efectos de P-DELTA con condiciones iniciales de peso permanente

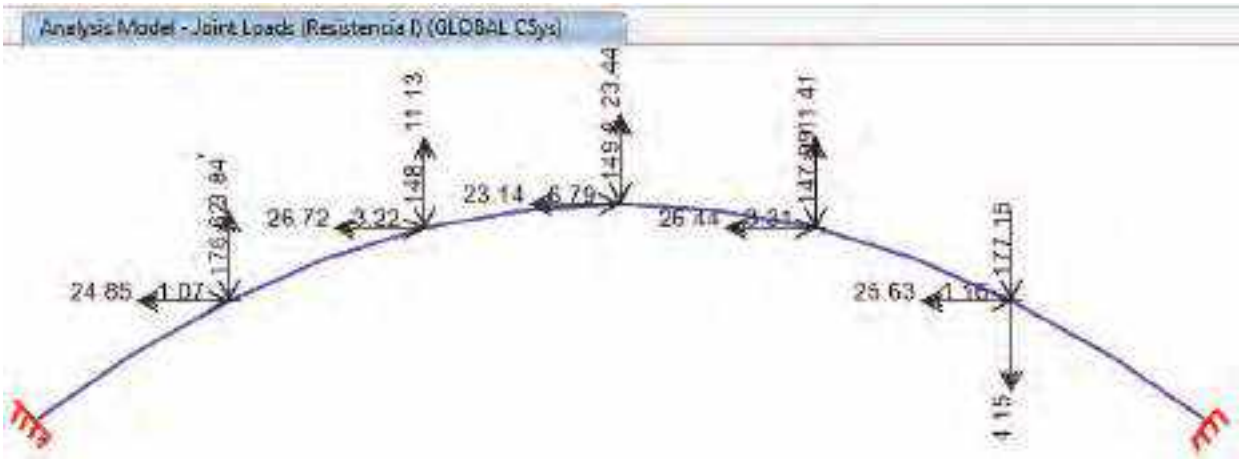
| TABLE: Buckling Factors | | | |
|---|---|---|---|
| OutputCase | StepType | StepNum | ScaleFactor |
| BUCKLING-SERVICIO I + P-DELTA | Mode | 1 | 3.89 |
| BUCKLING-SERVICIO I + P-DELTA | Mode | 2 | 5.86 |
| BUCKLING-SERVICIO I + P-DELTA | Mode | 3 | 9.85 |
| BUCKLING-SERVICIO I + P-DELTA | Mode | 4 | 10.22 |
| BUCKLING-SERVICIO I + P-DELTA | Mode | 5 | 14.51 |
| BUCKLING-SERVICIO I + P-DELTA | Mode | 6 | 15.77 |

*4.5.1.2.2. RESITENCIA I*

Tambien se realiza un metrado de carga y mayorada con los factores correspondientes, se tiene lo siguiente:

| CARGAS MAYOYADAS POR RESISTENCIA I | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | FZ | MY | MX | MZ | FY | FX |
| | P (t) | M2 (t.m) | M3 (t.m) | T (t.m) | V2 (t) | V3 (t) |
| PILA 1 (1COL) | -176.62 | 6.18 | -24.85 | 3.84 | 4.98 | 1.07 |
| PILA2 (1COL) | -148.00 | 9.04 | -26.72 | 11.13 | -5.00 | 3.22 |
| PILA3 (1COL) | -149.80 | 16.48 | -23.14 | 23.44 | -5.04 | 6.79 |
| PILA4 (1COL) | -147.99 | 9.41 | -26.44 | 11.41 | -5.08 | 3.31 |
| PILA5 (1COL) | -177.15 | 6.47 | -25.63 | -4.15 | -5.12 | 1.16 |
| qequivalente = | -26.65 | tonnef/m | | | | |



*) Considerado el peso de la carga de gravedad sin condiciones iniciales

| TABLE: Buckling Factors | | | |
|---|---|---|---|
| OutputCase | StepType | StepNum | ScaleFactor |
| BUCKLING-RESISTENCIA I | Mode | 1 | 2.95 |
| BUCKLING-RESISTENCIA I | Mode | 2 | 4.37 |
| BUCKLING-RESISTENCIA I | Mode | 3 | 7.24 |
| BUCKLING-RESISTENCIA I | Mode | 4 | 7.50 |
| BUCKLING-RESISTENCIA I | Mode | 5 | 10.60 |
| BUCKLING-RESISTENCIA I | Mode | 6 | 11.50 |

*) Considerado los efectos de P-DELTA y a la carga permanente como condiciones iniciales

| TABLE: Buckling Factors | | | |
|---|---|---|---|
| OutputCase | StepType | StepNum | ScaleFactor |
| BUCKLING-RESISTENCIA I + P-DELTA | Mode | 1 | 2.80 |
| BUCKLING-RESISTENCIA I + P-DELTA | Mode | 2 | 4.22 |
| BUCKLING-RESISTENCIA I + P-DELTA | Mode | 3 | 7.09 |
| BUCKLING-RESISTENCIA I + P-DELTA | Mode | 4 | 7.36 |
| BUCKLING-RESISTENCIA I + P-DELTA | Mode | 5 | 10.45 |
| BUCKLING-RESISTENCIA I + P-DELTA | Mode | 6 | 11.36 |

## 4.5.2. REVISION DE LA DEMANDA CAPACIDAD (D/C)

### 4.5.2.1. PARAMETROS SISMICOS

**Del Item 1.0 se tiene los siguientes parametros sisimicos:**

Lugar = Pachar - Cusco

Clase de sitio= B ==>Del estudio geotecnico

$PGA := 0.30$ ==>Mapa de isoaceleraciones

$S_s := 0.72$ ==>Mapa de isoaceleraciones, periodo estructural 0.2s

$S_1 := 0.19$ ==>Mapa de isoaceleraciones, periodo estructural 1.0s

**Con estos valores obtenidos se interpola de las tablas los siguientes factores:**

tabla 3.10.3.2-1 Valores de factor de sitio, Fpga, periodo-cero en el espectro de aceleracion

| CLASE DE SITIO | Coeficiente de aceleracion pico del terreno (PGA) | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | PGA<0.10 | PGA=0.20 | PGA=0.30 | PGA=0.40 | PGA>0.50 |
| A | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 0.8 |
| B | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| C | 1.2 | 1.2 | 1.1 | 1 | 1 |
| D | 1.6 | 1.4 | 1.2 | 1.1 | 1 |
| E | 2.5 | 1.7 | 1.2 | 0.9 | 0.9 |
| F | * | * | * | * | * |

$F_{pga} := 1.0$

tabla 3.10.3.2-2 Valores de factor de sitio, Fa, para rango de periodo corto en el espectro de aceleracion

| CLASE DE SITIO | Coeficiente de aceleracion espectral en periodo 0.2s (Ss) | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | Ss<0.25 | Ss=0.50 | Ss=0.75 | Ss=1.00 | Ss>1.25 |
| A | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 0.8 |
| B | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| C | 1.2 | 1.2 | 1.1 | 1 | 1 |
| D | 1.6 | 1.4 | 1.2 | 1.1 | 1 |
| E | 2.5 | 1.7 | 1.2 | 0.9 | 0.9 |
| F | * | * | * | * | * |

$F_a := 1.0$

tabla 3.10.3.2-3 Valores de factor de sitio, Fv, para rango de periodo largo en el espectro de aceleracion

| CLASE DE SITIO | Coeficiente de aceleracion espectral en periodo 1.0s (S1) | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | S1<0.1 | S1=0.2 | S1=0.3 | S1=0.4 | S1>0.5 |
| A | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 0.8 | 0.8 |
| B | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| C | 1.7 | 1.6 | 1.5 | 1.4 | 1.3 |
| D | 2.4 | 2 | 1.8 | 1.6 | 1.5 |
| E | 3.5 | 3.2 | 2.8 | 2.4 | 2.4 |
| F | * | * | * | * | * |

$F_v := 1.0$

**Calculo de los coeficientes de respuesta sismico elastico**

$A_s := F_{pga} \cdot PGA = 0.3$

$S_{DS} := F_a \cdot S_s = 0.72$

$S_{D1} := F_v \cdot S_1 = 0.19$

**Determinacion de la zona sismica y categoria del diseño sisimico**

tabla 3.5-1 Categorias de Diseño Sismico
tabla 3.10.6-1 Zona Sismica

| Coeficiente de aceleracion SD1 | Zona sismica | Categoria de Diseño Sismico (SDC) |
|---|---|---|
| SD1 ≤ 0.15 | 1 | A |
| 0.15 ≤ SD1 < 0.30 | 2 | B |
| 0.30 ≤ SD1 < 0.50 | 3 | C |
| 0.50<SD1 | 4 | D |

$Z_{zona_sisimica} := 2$ ==>Zona sisimica

SDC = B ==>Categoria del diseño sismico

**Metodo de Diseño sismico**

*) Para este caso se ha considerado un PUENTE ESENCIAL, debido a la importancia que representa para el flujo de transito y asi poder disminuir el trafico en el puente de urubamba, y lo mas importante reducir el tiempo de viaje a la ciudad de cusco.

tabla 4.7.4.3.1-1 Requerimientos minimos de analisis por efectos sismicos

| Zona Sismica | Puentes de un solo tramo | Puentes de Multiples Tramos | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | Otros Puentes | | Puentes Esenciales | | Puentes Criticos | |
| | | Regular | Irregular | Regular | Irregular | Regular | Irregular |
| 1 | No se | * | * | * | * | * | * |
| 2 | Requiere | SM/UL | SM | SM/UL | MM | MM | MM |
| 3 | Analisis | SM/UL | MM | MM | MM | MM | TH |
| 4 | Sismico | SM/UL | MM | MM | MM | TH | TH |

Donde: * : No requiere analsis sismico
UL : Metodo elastico de carga uniforme
SM : Metodo elastico Unimodal
MM : Metodo Elastico Multimodal
TH : Metodo Tiempo-Historia

**) Corresponde un analisis de SM/UL

### Factores de modificacion de respuesta

De la siguiente tabla se tiene:

tabla 3.10.7.1-1 Factor de modificacion de respuesta (R.)

| SUBESTRUCTURA | CATEGORIA DE OPERACION | | |
|---|---|---|---|
| | CRITICA | ESENCIAL | OTHER |
| Muros de dimensiones largos | 1.5 | 1.5 | 2 |
| Pilas de concreto reforzado | | | |
| *) solo pilotes verticales | 1.5 | 2 | 3 |
| *) con baterias de pilotes | 1.5 | 1.5 | 2 |
| Una sola Columna | 1.5 | 2 | 3 |
| Acero o acero compuesta y pilas de concreto | | | |
| *) solo pilotes verticales | 1.5 | 3.5 | 5 |
| *) con baterias de pilotes | 1.5 | 2 | 3 |
| Pilas de Multiples Columnas | 1.5 | 3.5 | 5 |

$R_1 := 1.0$ ==>Para diseño de la Super-Estructura

$R_2 := 3.5$ ==>Para diseño de la Sub-Estructura

Para el analisis implicita de la Demanda-Capacidad se utilizara R=1

## 4.5.2.2. CALCULO DE LA DEMANDA-CAPACIDAD (D/C)

El periodo del puente es de T=0.57s

| TABLE: Modal Periods And Frequencies | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| OutputCase | StepType | StepNum | Period | Frequency | CircFreq | Eigenvalue |
| Text | Text | Unitless | Sec | Cyc/sec | rad/sec | rad2/sec2 |
| MODAL | Mode | 1 | 0.6327 | 1.5805 | 9.9303 | 98.6113 |
| MODAL | Mode | 2 | 0.3980 | 2.5126 | 15.7874 | 249.2408 |
| MODAL | Mode | 3 | 0.3962 | 2.5240 | 15.8586 | 251.4949 |
| MODAL | Mode | 4 | 0.3683 | 2.7152 | 17.0603 | 291.0541 |
| MODAL | Mode | 5 | 0.3654 | 2.7370 | 17.1969 | 295.7325 |
| MODAL | Mode | 6 | 0.3229 | 3.0968 | 19.4575 | 378.5962 |
| MODAL | Mode | 7 | 0.2495 | 4.0085 | 25.1864 | 634.3566 |
| MODAL | Mode | 8 | 0.2031 | 4.9227 | 30.9302 | 956.6792 |
| MODAL | Mode | 9 | 0.1989 | 5.0279 | 31.5910 | 997.9922 |
| MODAL | Mode | 10 | 0.1980 | 5.0506 | 31.7338 | 1007.0370 |
| MODAL | Mode | 11 | 0.1970 | 5.0758 | 31.8924 | 1017.1279 |
| MODAL | Mode | 12 | 0.1863 | 5.3672 | 33.7233 | 1137.2605 |

En el siguiente cuadro se muestra que la D/C < 1

| TABLE: Bridge Seismic Design 01 - Bent D-C | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| DesReqName | BridgeObj | SDCategory | SpanName | Station | Direction | GenDispl | Demand | Capacity | DCRatio |
| Text | Text | Text | Text | m | Text | Text | m | m | Unitless |
| QReqSismico | PUENTE ARCO | B | Span 1 | 10 | TRANS | <QReqSismico>GD_TR1 | 0.0047 | 0.1424 | **0.0332** |
| QReqSismico | PUENTE ARCO | B | Span 1 | 10 | LONG | <QReqSismico>GD_LG1 | 0.0344 | 0.1424 | **0.2412** |
| QReqSismico | PUENTE ARCO | B | Span 2 | 20 | TRANS | <QReqSismico>GD_TR2 | 0.0036 | 0.0209 | **0.1737** |
| QReqSismico | PUENTE ARCO | B | Span 2 | 20 | LONG | <QReqSismico>GD_LG2 | 0.0049 | 0.0209 | **0.2338** |
| QReqSismico | PUENTE ARCO | B | Span 3 | 30 | TRANS | <QReqSismico>GD_TR3 | 0.0014 | 0.0055 | **0.2560** |
| QReqSismico | PUENTE ARCO | B | Span 3 | 30 | LONG | <QReqSismico>GD_LG3 | 0.0013 | 0.0055 | **0.2297** |
| QReqSismico | PUENTE ARCO | B | Span 4 | 40 | TRANS | <QReqSismico>GD_TR4 | 0.0059 | 0.0209 | **0.2828** |
| QReqSismico | PUENTE ARCO | B | Span 4 | 40 | LONG | <QReqSismico>GD_LG4 | 0.0039 | 0.0209 | **0.1849** |
| QReqSismico | PUENTE ARCO | B | Span 5 | 50 | TRANS | <QReqSismico>GD_TR5 | 0.0079 | 0.1424 | **0.0556** |
| QReqSismico | PUENTE ARCO | B | Span 5 | 50 | LONG | <QReqSismico>GD_LG5 | 0.0338 | 0.1424 | **0.2374** |

## 4.5.3. DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DEL ARCO

### 4.5.3.1. MOMENTOS Y CORTANTE MAXIMOS

Diagrama de MOMENTO FLEXIONANTE ULTIMO para la RESISTENCIA I (MAX)

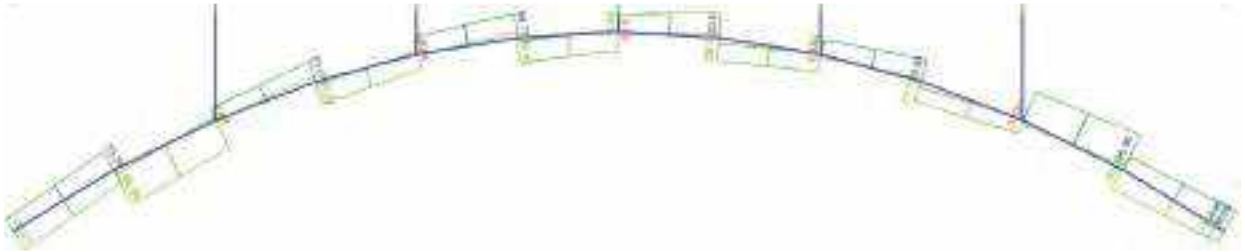


$M_{arranque_neg} := 429.55\ tonnef \cdot m$ $M_{arranque_pos} := 243.07\ tonnef \cdot m$ $P_{arranque} := 721.61\ tonnef$

$M_{intermedio_neg} := 176.45\ tonnef \cdot m$ $M_{intermedio_pos} := 292.9\ tonnef \cdot m$ $P_{intermedio} := 702.12\ tonnef$

$M_{clave_neg} := 152.8\ tonnef \cdot m$ $M_{clave_pos} := 192.52\ tonnef \cdot m$ $P_{clave} := 609.85\ tonnef$

Diagrama de FUERZA CORTANTE ULTIMO para la RESISTENCIA I (MAX)



$V_{arranque} := 88.90\ tonnef$

$V_{intermedio} := 50.58\ tonnef$

$V_{clave} := 56.11\ tonnef$

## 4.5.3.2. CALCULO DE ACERO

Datos:

$$f'_{c_300} := 300\ \frac{kgf}{cm^2} \qquad f_y = 4200\ \frac{kgf}{cm^2}$$

### i) En el Arranque

$$M_{arranque_neg} = 429.55\ tonnef \cdot m \qquad M_{du} := 0\ tonnef \cdot m \qquad P_{arranque} = 721.61\ tonnef$$

$$h := 1.30\ m \qquad b := 0.8\ m \qquad r := 5\ cm \qquad L_{col} := 11.76\ m \qquad \phi_{var} := 1\ in \qquad A_{var} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{var}^{\ 2} = 5.07\ cm^2$$

$$A_g := h \cdot b = 10400\ cm^2$$

$$\Delta_{s_min} := 0.01 \cdot A_g = 104\ cm^2 \qquad N_{var_min} := \frac{\Delta_{s_min}}{A_{var}} + 3 = 24$$

$$I := \frac{b \cdot h^3}{12} = 14646666.67\ cm^4$$

$$r := \sqrt[2]{\frac{I}{A_g}} = 37.53\ cm$$

Finalmente el armado queda de la siguiente forma:

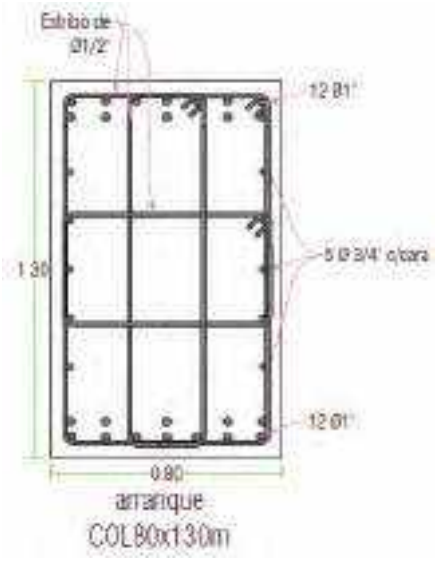
$$N_{var1} := 24 \qquad N_{var2} := 10$$

$$\phi_{var1} := 1\ in \qquad \phi_{var2} := \frac{3}{4}\ in \qquad \phi_{estribo} := \frac{1}{2}\ in$$

$$A_{var1} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{var1}^{\ 2} = 5.07\ cm^2 \qquad A_{var2} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{var2}^{\ 2} = 2.85\ cm^2$$

$$\Delta_s := N_{var1} \cdot A_{var1} + N_{var2} \cdot A_{var2} = 150\ cm^2$$

$$\rho := \frac{\Delta_s}{h \cdot b} \cdot 100 = 1.44 \qquad ==> \text{Cuantia de acero en porcentaje}$$



Revision de la beltez

$k := 1.2$ (tabla C4.6.2.5-1)

$\frac{k \cdot L_{col}}{r} = 37.6$ (5.6.4.3)

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } \frac{k \cdot L_{col}}{r} > 22 \\ \quad \| \text{“COLUMNA ESBELTA”} \\ \text{else} \\ \quad \| \text{“LA COLUMNA NO ES ESBELTA”} \end{array} \right\| = \text{“COLUMNA ESBELTA”}$$

**DATOS:**

$M_u := M_{arranque_neg} = 429.55\ m \cdot tonnef$ $M_{du} := 0\ tonnef \cdot m$ $P_u := P_{arranque} = 721.61\ tonnef$

$h = 1.3\ m$ $b = 0.8\ m$ $L_{col} = 11.76\ m$

$f'_{c_300} = 300\ \frac{kgf}{cm^2}$ $f_y = 4200\ \frac{kgf}{cm^2}$ $I_s := 0\ cm^4$ $E_s := 2040000\ \frac{kgf}{cm^2}$

$$E_c := 15300 \cdot \sqrt{f'_{c_300} \cdot \frac{cm^2}{kgf}} \cdot \frac{kgf}{cm^2} = 265003.77\ \frac{kgf}{cm^2}$$

$$I_c := \frac{b \cdot h^3}{12} = 14646666.67\ cm^4$$

**CALCULO DE LA ESBELTEZ:**

$\phi_k := 0.75$ $C_m := 1$ $k := 1.2$

$$\beta_d := \frac{M_{du}}{M_u} = 0$$

$$EI_1 := \frac{\frac{E_c \cdot I_c}{5} + E_s \cdot I_s}{1 + \beta_d} = 776284387342.68\ kgf \cdot cm^2$$ (5.6.4.3-1)

$$EI_2 := \frac{\frac{E_c \cdot I_c}{2.5}}{1 + \beta_d} = 1552568774685.36\ kgf \cdot cm^2$$ (5.6.4.3-2)

$$EI := \max(EI_1, EI_2) = 1552568774685.36\ kgf \cdot cm^2$$

$$P_e := \frac{\pi^2 \cdot EI}{(k \cdot L_{col})^2} = 7694.38\ tonnef$$ (art. 4.5.3.2.2b) y (4.5.3.2.2b-5)

$$\delta_{b1} := \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi_k \cdot P_e}} = 1.14$$ (4.5.3.2.2b-3)

$$\delta_b := \left\| \begin{array}{l} \text{if } \delta_{b1} \geq 1 \\ \quad \delta_{b_long} \leftarrow \delta_{b1} \\ \text{else} \\ \quad \delta_{b_long} \leftarrow 1 \end{array} \right\| = 1.14$$

$$\delta_{s1} := \frac{1}{1 - \frac{P_u}{\phi_k \cdot P_e}} = 1.14 \qquad \text{(4.5.3.2.2b-4)}$$

$$\delta_s := \left\| \begin{array}{l} \text{if } \delta_{s1} \geq 1 \\ \quad \delta_{s_long} \leftarrow \delta_{b1} \\ \text{else} \\ \quad \delta_{s_long} \leftarrow 1 \end{array} \right\| = 1.14$$

$$M_{2b} + M_{2s} = M_u = 429.55 \ tonnef \cdot m$$

$$\delta_b = \delta_s = 1.14$$

$$M_{cp} = \delta_b * (M_{2b} + M_{2s}) = \delta_b * M_u$$

$$M_{cp} := \delta_b \cdot M_u = 490.94 \ tonnef \cdot m \qquad \text{(4.5.3.2.2b-1)}$$

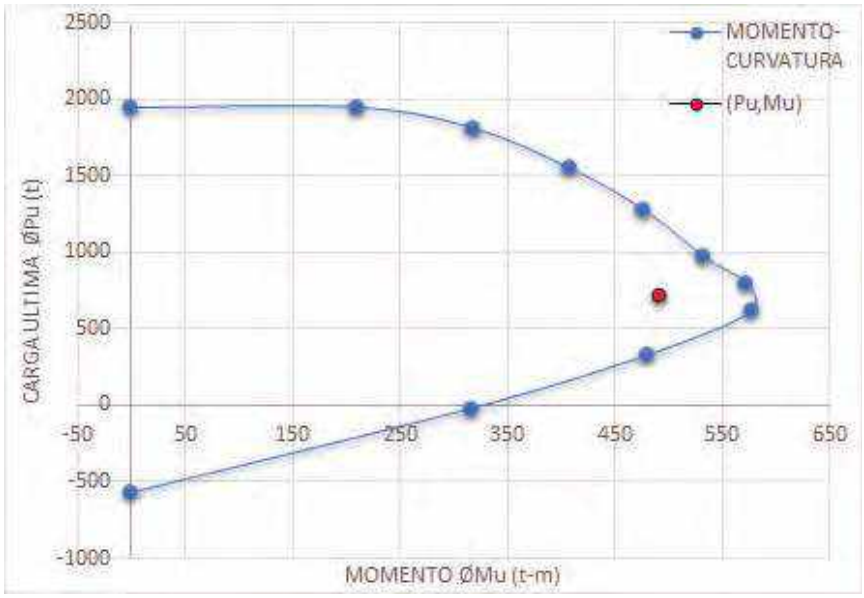
ARCO_ARRANQUE

COLUMNA 80x130cm

Pu= 721.61 t

Mu= 490.94 t-m

| N° | ØM (t.m) | ØP (t) |
|---|---|---|
| 1 | 0.00 | 1950.00 |
| 2 | 209.57 | 1950.00 |
| 3 | 318.29 | 1813.00 |
| 4 | 407.47 | 1554.00 |
| 5 | 477.15 | 1277.00 |
| 6 | 533.08 | 968.72 |
| 7 | 571.63 | 799.67 |
| 8 | 576.98 | 616.31 |
| 9 | 480.74 | 331.50 |
| 10 | 315.76 | -20.83 |
| 11 | 0.00 | -572.18 |




ii) En el Intermedio

$$M_{intermedio_pos} = 292.9 \ tonnef \cdot m \qquad M_{du} := 0 \ tonnef \cdot m \qquad P_{intermedio} = 702.12 \ tonnef$$

$$h := 1.15 \ m \qquad b := 0.80 \ m \qquad r := 5 \ cm \qquad L_{col} := 10.68 \ m \qquad \phi_{var} := 1 \ in \qquad A_{var} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{var}^{\ 2} = 5.07 \ cm^2$$

$$A_g := h \cdot b = 9200 \ cm^2$$

$$\Delta_{s_min} := 0.01 \cdot A_g = 92 \ cm^2 \qquad N_{var_min} := \frac{\Delta_{s_min}}{A_{var}} = 18$$

$$I := \frac{b \cdot h^3}{12} = 10139166.67 \ cm^4$$

$$r := \sqrt[2]{\frac{I}{A_g}} = 33.2\ cm$$

Finalmente el armado queda de la siguiente forma:

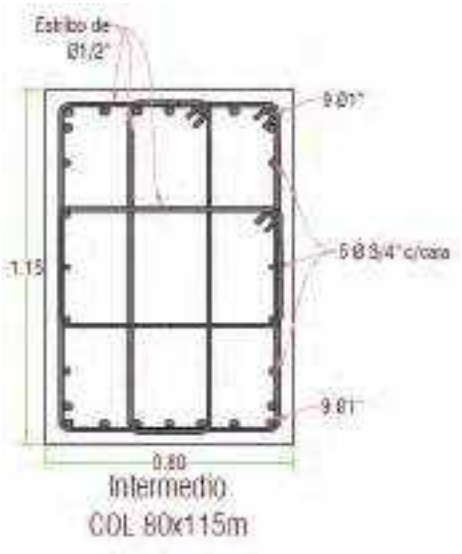
$N_{var1} := 18$ $N_{var2} := 10$

$\phi_{var1} := 1\ in$ $\phi_{var2} := \frac{3}{4}\ in$ $\phi_{estribo} := \frac{1}{2}\ in$

$A_{var1} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{var1}^{\ 2} = 5.07\ cm^2$ $A_{var2} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{var2}^{\ 2} = 2.85\ cm^2$

$\Delta_s := N_{var1} \cdot A_{var1} + N_{var2} \cdot A_{var2} = 120\ cm^2$

$\rho := \frac{\Delta_s}{h \cdot b} \cdot 100 = 1.3$ ==>Cuantia de acero en porcentaje




Revision de la beltez

$k := 1.2$ **(tabla C4.6.2.5-1)**

$\frac{k \cdot L_{col}}{r} = 38.61$ **(5.6.4.3)**

if $\frac{k \cdot L_{col}}{r} > 22$ "COLUMNA ESBELTA" else "LA COLUMNA NO ES ESBELTA" = "COLUMNA ESBELTA"

**DATOS :**

$M_u := M_{intermedio_pos} = 292.9\ m \cdot tonnef$ $M_{du} := 0\ tonnef \cdot m$ $P_u := P_{intermedio} = 702.12\ tonnef$

$h = 1.15\ m$ $b = 0.8\ m$ $L_{col} = 10.68\ m$

$f'_{c_300} = 300\ \frac{kgf}{cm^2}$ $f_y = 4200\ \frac{kgf}{cm^2}$ $I_s := 0\ cm^4$ $E_s := 2040000\ \frac{kgf}{cm^2}$

$$E_c := 15300 \cdot \sqrt{f'_{c_300} \cdot \frac{cm^2}{kgf}} \cdot \frac{kgf}{cm^2} = 265003.77 \ \frac{kgf}{cm^2}$$

$$I_c := \frac{b \cdot h^3}{12} = 10139166.67 \ cm^4$$

**CALCULO DE LA ESBELTEZ:**

$\phi_k := 0.75$ $C_m := 1$ $k := 1.2$

$$\beta_d := \frac{M_{du}}{M_u} = 0$$

$$EI_1 := \frac{\frac{E_c \cdot I_c}{5} + E_s \cdot I_s}{1 + \beta_d} = 537383485480.11 \ kgf \cdot cm^2 \qquad \text{(5.6.4.3-1)}$$

$$EI_2 := \frac{\frac{E_c \cdot I_c}{2.5}}{1 + \beta_d} = 1074766970960.22 \ kgf \cdot cm^2 \qquad \text{(5.6.4.3-2)}$$

$$EI := \max\left(EI_1, EI_2\right) = 1074766970960.22 \ kgf \cdot cm^2$$

$$P_e := \frac{\pi^2 \cdot EI}{\left(k \cdot L_{col}\right)^2} = 6458.16 \ tonnef \qquad \text{(art. 4.5.3.2.2b) y (4.5.3.2.2b-5)}$$

$$\delta_{b1} := \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi_k \cdot P_e}} = 1.17 \qquad \text{(4.5.3.2.2b-3)}$$

$$\delta_b := \left\| \begin{array}{l} \text{if } \delta_{b1} \geq 1 \\ \quad \left\| \delta_{b_long} \leftarrow \delta_{b1} \right. \\ \text{else} \\ \quad \left\| \delta_{b_long} \leftarrow 1 \right. \end{array} \right\| = 1.17$$

$$\delta_{s1} := \frac{1}{1 - \frac{P_u}{\phi_k \cdot P_e}} = 1.17 \qquad \text{(4.5.3.2.2b-4)}$$

$$\delta_s := \left\| \begin{array}{l} \text{if } \delta_{s1} \geq 1 \\ \quad \left\| \delta_{s_long} \leftarrow \delta_{b1} \right. \\ \text{else} \\ \quad \left\| \delta_{s_long} \leftarrow 1 \right. \end{array} \right\| = 1.17$$

$$M_{2b} + M_{2s} = M_u = 292.9 \ tonnef \cdot m$$

$$\delta_b = \delta_s = 1.17$$

$$M_{cp} = \delta_b * (M_{2b} + M_{2s}) = \delta_b * M_u$$

$M_{cp} := \delta_b \cdot M_u = 342.56\ tonnef \cdot m$ **(4.5.3.2.2b-1)**

ARCO_INTERMEDIO

COLUMNA 80x115cm

Pu= 702.12 t

Mu= 342.56 t-m

| N° | ØM (t.m) | ØP (t) |
|---|---|---|
| 1 | 0.00 | 1877.00 |
| 2 | 191.67 | 1877.00 |
| 3 | 298.07 | 1763.00 |
| 4 | 382.34 | 1514.00 |
| 5 | 445.37 | 1251.00 |
| 6 | 491.76 | 962.27 |
| 7 | 521.74 | 802.85 |
| 8 | 524.15 | 624.47 |
| 9 | 435.44 | 355.04 |
| 10 | 291.33 | 45.35 |
| 11 | 0.00 | -456.08 |




### iii) En la Clave

$M_{clave_pos} = 192.52\ tonnef \cdot m$ $M_{du} := 0\ tonnef \cdot m$ $P_{clave} = 609.85\ tonnef$

$h := 1\ m$ $b := 0.80\ m$ $r := 5\ cm$ $L_{col} := 10.08\ m$ $\phi_{var} := 1\ in$ $A_{var} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{var}^{\ 2} = 5.07\ cm^2$

$A_g := h \cdot b = 8000\ cm^2$

$\Delta_{s_min} := 0.01 \cdot A_g = 80\ cm^2$ $N_{var_min} := \frac{\Delta_{s_min}}{A_{var}} = 16$

$I := \frac{b \cdot h^3}{12} = 6666666.67\ cm^4$

$r := \sqrt[2]{\frac{I}{A_g}} = 28.87\ cm$

Finalmente el armado queda de la siguiente forma:

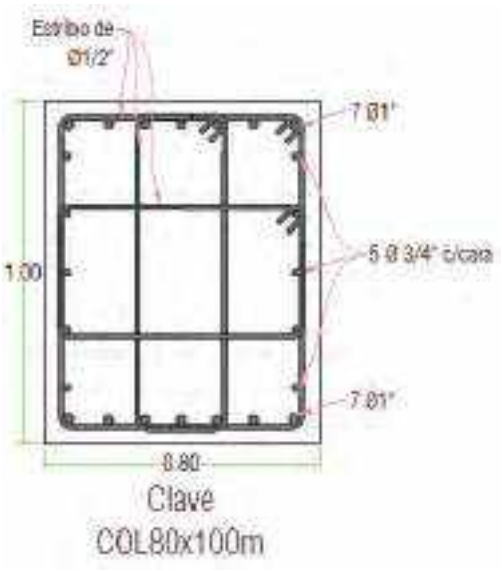
$N_{var1} := 14$ $N_{var2} := 10$

$\phi_{var1} := 1\ in$ $\phi_{var2} := \frac{3}{4}\ in$ $\phi_{estribo} := \frac{1}{2}\ in$

$A_{var1} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{var1}^{\ 2} = 5.07\ cm^2$ $A_{var2} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{var2}^{\ 2} = 2.85\ cm^2$

$\Delta_s := N_{var1} \cdot A_{var1} + N_{var2} \cdot A_{var2} = 99\ cm^2$

$\rho := \frac{\Delta_s}{h \cdot b} \cdot 100 = 1.24$ ==>Cuantia de acero en porcentaje




Revision de la beltez

$k := 1.2$ (tabla C4.6.2.5-1)

$\frac{k \cdot L_{col}}{r} = 41.9$ (5.6.4.3)

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } \frac{k \cdot L_{col}}{r} > 22 \\ \quad \| \text{“COLUMNA ESBELTA”} \\ \text{else} \\ \quad \| \text{“LA COLUMNA NO ES ESBELTA”} \end{array} \right\| = \text{“COLUMNA ESBELTA”}$$

**DATOS :**

$M_u := M_{clave_pos} = 192.52\ m \cdot tonnef$ $M_{du} := 0\ tonnef \cdot m$ $P_u := P_{clave} = 609.85\ tonnef$

$h = 1\ m$ $b = 0.8\ m$ $L_{col} = 10.08\ m$

$f'_{c_300} = 300\ \frac{kgf}{cm^2}$ $f_y = 4200\ \frac{kgf}{cm^2}$ $I_s := 0\ cm^4$ $E_s := 2040000\ \frac{kgf}{cm^2}$

$E_c := 15300 \cdot \sqrt{f'_{c_300} \cdot \frac{cm^2}{kgf}} \cdot \frac{kgf}{cm^2} = 265003.77\ \frac{kgf}{cm^2}$

$I_c := \frac{b \cdot h^3}{12} = 6666666.67\ cm^4$

**CALCULO DE LA ESBELTEZ:**

$\phi_k := 0.75$ $C_m := 1$ $k := 1.2$

$\beta_d := \frac{M_{du}}{M_u} = 0$

$$EI_1 := \frac{\frac{E_c \cdot I_c}{5} + E_s \cdot I_s}{1 + \beta_d} = 353338364744.05 \ kgf \cdot cm^2 \qquad \text{(5.6.4.3-1)}$$

$$EI_2 := \frac{\frac{E_c \cdot I_c}{2.5}}{1 + \beta_d} = 706676729488.1 \ kgf \cdot cm^2 \qquad \text{(5.6.4.3-2)}$$

$$EI := \max\left(EI_1, EI_2\right) = 706676729488.1 \ kgf \cdot cm^2$$

$$P_e := \frac{\pi^2 \cdot EI}{\left(k \cdot L_{col}\right)^2} = 4766.91 \ tonnef \qquad \text{(art. 4.5.3.2.2b) y (4.5.3.2.2b-5)}$$

$$\delta_{b1} := \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi_k \cdot P_e}} = 1.21 \qquad \text{(4.5.3.2.2b-3)}$$

$$\delta_b := \left\| \begin{array}{l} \text{if } \delta_{b1} \geq 1 \\ \quad \left\| \delta_{b_long} \leftarrow \delta_{b1} \right. \\ \text{else} \\ \quad \left\| \delta_{b_long} \leftarrow 1 \right. \end{array} \right\| = 1.21$$

$$\delta_{s1} := \frac{1}{1 - \frac{P_u}{\phi_k \cdot P_e}} = 1.21 \qquad \text{(4.5.3.2.2b-4)}$$

$$\delta_s := \left\| \begin{array}{l} \text{if } \delta_{s1} \geq 1 \\ \quad \left\| \delta_{s_long} \leftarrow \delta_{b1} \right. \\ \text{else} \\ \quad \left\| \delta_{s_long} \leftarrow 1 \right. \end{array} \right\| = 1.21$$

$$M_{2b} + M_{2s} = M_u = 192.52 \ tonnef \cdot m$$

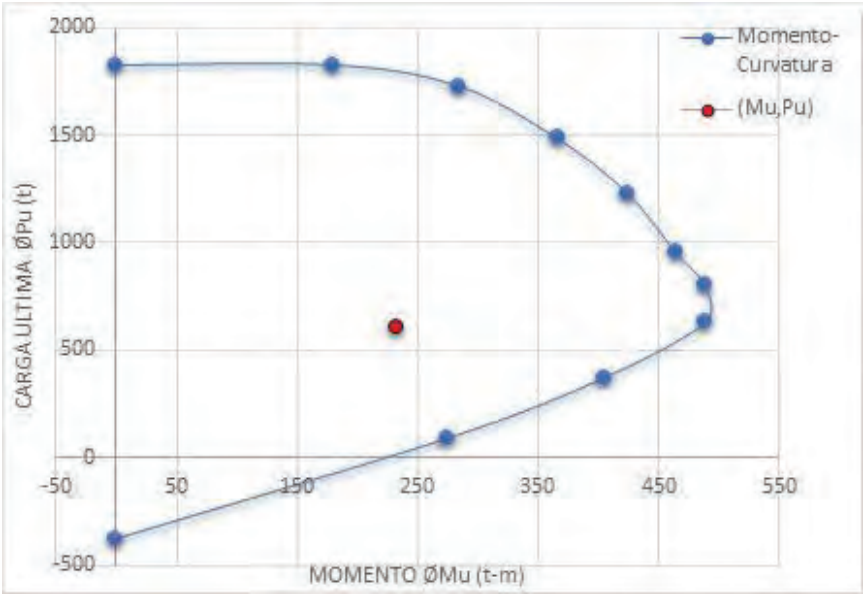
$$\delta_b = \delta_s = 1.21$$

$$M_{cp} = \delta_b * (M_{2b} + M_{2s}) = \delta_b * M_u$$

$$M_{cp} := \delta_b \cdot M_u = 232.11 \ tonnef \cdot m \qquad \text{(4.5.3.2.2b-1)}$$

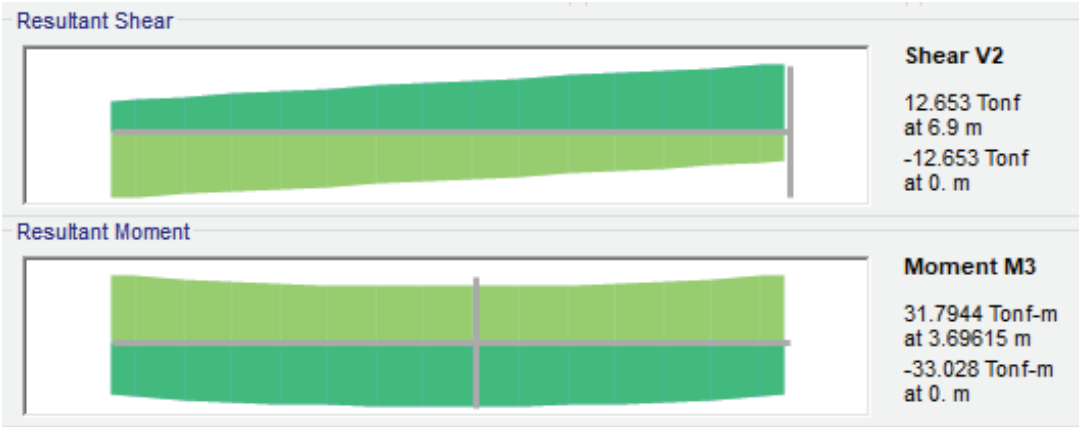
ARCO_CLAVE

| COLUMNA 80x100cm | | |
|---|---|---|
| Pu= 609.85 | t | |
| Mu= 232.11 | t-m | |
| N° | ØM (t.m) | ØP (t) |
| 1 | 0.00 | 1828.00 |
| 2 | 179.74 | 1828.00 |
| 3 | 284.58 | 1730.00 |
| 4 | 365.59 | 1488.00 |
| 5 | 424.18 | 1234.00 |
| 6 | 464.20 | 957.97 |
| 7 | 488.48 | 804.97 |
| 8 | 488.93 | 629.90 |
| 9 | 405.24 | 370.73 |
| 10 | 275.05 | 89.47 |
| 11 | 0.00 | -378.68 |




## 4.5.3.3. DISEÑO DE VIGA RIOSTRA DE LOS ARCOS

i) MOMENTO Y CORTANTE MAXIMOS PARA LA RESISTENCIA I (max)




$M_{u_pos} := 32\ tonnef \cdot m$

$M_{u_neg} := 33\ tonnef \cdot m$

$V_u := 13\ tonnef$

ii) CALCULO DE ACERO POSITIVO

Datos:

$M_{u_pos} = 32\ tonnef \cdot m$

$h := 0.80\ m$ $b := 0.4\ m$ $r := 6\ cm$

$\phi_{varilla} := \frac{3}{4}\ in$ $\phi_{estribo} := \frac{1}{2}\ in$ $N_{capas_varillas} := 1$ $A_{\phi var} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{\ 2} = 2.85\ cm^2$

Calculo de los parametros:

$$z := r + \phi_{estribo} + \frac{N_{capas_varillas}}{2} \cdot \phi_{varilla} + \frac{\phi_{varilla}}{2} = 9.18\ cm$$

$d := h - z = 70.83\ cm$

$$\Delta_s := 0.85 \cdot \frac{f'_{c_300}}{f_y} \cdot b \cdot d \cdot \left(1 - \sqrt[2]{1 - \frac{2 \cdot M_{u_pos}}{0.85 \cdot \phi \cdot f'_{c_300} \cdot b \cdot d^2}}\right) = 12.4\ cm^2$$

$$a := d - \sqrt[2]{d^2 - \frac{2 \cdot M_{u_pos}}{0.85 \cdot \phi \cdot f'_{c_300} \cdot b}} = 5.11\ cm \qquad c := \frac{a}{\beta_1} = 6.01\ cm$$

$$N_{varillas17} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{\ 2} \cdot N_{varillas17} = \Delta_s \xrightarrow{solve,\ N_{varillas17}} \frac{28.067421578347501268 \cdot cm^2}{in^2} = 4.4$$

**5 ϕ 3/4"**

iii) CALCULO DE ACERO NEGATIVO

Datos:

$M_{u_neg} = 33\ tonnef \cdot m$

$h := 0.80\ m$ $b := 0.40\ m$ $r := 6\ cm$

$\phi_{varilla} := \frac{3}{4}\ in$ $\phi_{estribo} := \frac{1}{2}\ in$ $N_{capas_varillas} := 1$ $A_{\phi var} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{\ 2} = 2.85\ cm^2$

Calculo de los parametros:

$$z := r + \phi_{estribo} + \frac{N_{capas_varillas}}{2} \cdot \phi_{varilla} + \frac{\phi_{varilla}}{2} = 9.18\ cm$$

$d := h - z = 70.83\ cm$

$$\Delta_s := 0.85 \cdot \frac{f'_{c_300}}{f_y} \cdot b \cdot d \cdot \left(1 - \sqrt[2]{1 - \frac{2 \cdot M_{u_neg}}{0.85 \cdot \phi \cdot f'_{c_300} \cdot b \cdot d^2}}\right) = 12.8\ cm^2$$

$$a := d - \sqrt[2]{d^2 - \frac{2 \cdot M_{u_neg}}{0.85 \cdot \phi \cdot f'_{c_300} \cdot b}} = 5.27\ cm \qquad c := \frac{a}{\beta_1} = 6.2\ cm$$

$$N_{varillas18} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{\ 2} \cdot N_{varillas18} = \Delta_s \xrightarrow{solve,\ N_{varillas18}} \frac{28.979752221747574958 \cdot cm^2}{in^2} = 4.5$$

**5 ϕ 3/4"**

iv) DISEÑO POR CORTE

datos:

$V_u = 13\ tonnef$ $b = 0.4\ m$ $d = 0.71\ m$ $f'_{c_300} = 300\ \frac{kgf}{cm^2}$

CORTANTE NOMINAL RESISTENTE DEL CONCRETO (art. 5.7.3.4.1) (art. 5.7.2.5-1) (C 5.7.3.3-3)

$$V_c := 0.53 \cdot \sqrt[2]{f'_{c_300} \cdot \frac{cm^2}{kgf}} \cdot b \cdot d \cdot \frac{1}{cm^2} \cdot kgf = 26.01\ tonnef$$

CORTANTE NOMINAL RESISTENTE DEL ACERO (art. 5.7.3.4.1) (C 5.7.3.3-1)

$\phi_{estribo} := \frac{1}{2}\ in$ $\quad A_{\phi var_estribo} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{estribo}^{\ 2} = 1.27\ cm^2$

$s_{estribo} := 0.20\ m$ ==>Espaciamiento asumido de estribos

$N_{ramas_estribo} := 2$ ==>Asumiendo 2 ramas de Estribo

$$V_s := \frac{N_{ramas_estribo} \cdot A_{\phi var_estribo} \cdot f_y \cdot d}{s_{estribo}} = 37.68\ tonnef$$

CORTANTE NOMINAL DE LA FUERZA DE PRETENSADO (Vp=0)

$V_P := 0\ tonnef$

$V_{n1} := V_c + V_s + V_P = 63.69\ tonnef$

$V_{n2} := 0.25 \cdot f'_{c_300} \cdot b \cdot d + V_P = 212.48\ tonnef$

$V_n := min\left(V_{n1}, V_{n2}\right) = 63.69\ tonnef$

CORTANTE RESITENTE TOTAL

$V_r := \phi \cdot V_n = 57.32\ tonnef$

if $V_u < V_r$
  "OK, CUMPLE POR CORTE"
else
  "NO CUMPLE, mejorar el espaciamiento "

= "OK, CUMPLE POR CORTE"

$factor := \frac{V_r}{V_u} = 4.4$

**Estribo: $\phi$ 1/2"@0.20m**

## 4.5.3.4. DISEÑO POR CORTE EN EL ARCO

datos:

$V_{arranque} = 88.9\ tonnef$

$h := 1.3\ m$ $\quad b := 1\ m$ $\quad r := 6\ cm$ $\quad f'_{c_300} = 300\ \frac{kgf}{cm^2}$

$z := r + \frac{2.54\ cm}{2} = 7.27\ cm$

$d := h - z = 1.23\ m$

CORTANTE NOMINAL RESISTENTE DEL CONCRETO (art. 5.7.3.4.1) (art. 5.7.2.5-1) (C 5.7.3.3-3)

$$V_c := 0.53 \cdot \sqrt[2]{f'_{c_300} \cdot \frac{cm^2}{kgf}} \cdot b \cdot d \cdot \frac{1}{cm^2} \cdot kgf = 112.66\ tonnef$$

CORTANTE NOMINAL RESISTENTE DEL ACERO

**(art. 5.7.3.4.1)**
**(C 5.7.3.3-1)**

$\phi_{estribo} := \frac{1}{2}\ in$ $\qquad A_{\phi var_estribo} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{estribo}^{\ 2} = 1.27\ cm^2$

$s_{estribo} := 0.30\ m$ $\qquad ==>$ Espaciamiento asumido de estribos

$N_{ramas_estribo} := 2$ $\qquad ==>$ Asumiendo 2 ramas de Estribo

$$V_s := \frac{N_{ramas_estribo} \cdot A_{\phi var_estribo} \cdot f_y \cdot d}{s_{estribo}} = 43.53\ tonnef$$

CORTANTE NOMINAL DE LA FUERZA DE PRETENSADO (Vp=0)

$V_P := 0\ tonnef$

$V_{n1} := V_c + V_s + V_P = 156.2\ tonnef$

$V_{n2} := 0.25 \cdot f'_{c_300} \cdot b \cdot d + V_P = 920.48\ tonnef$

$V_n := min\left(V_{n1}, V_{n2}\right) = 156.2\ tonnef$

CORTANTE RESITENTE TOTAL

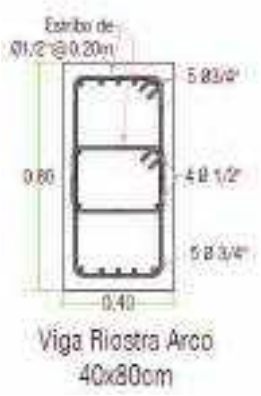
$V_r := \phi \cdot V_n = 140.58\ tonnef$

if $V_u < V_r$
  "OK, CUMPLE POR CORTE"
else
  "NO CUMPLE, mejorar el espaciamiento "

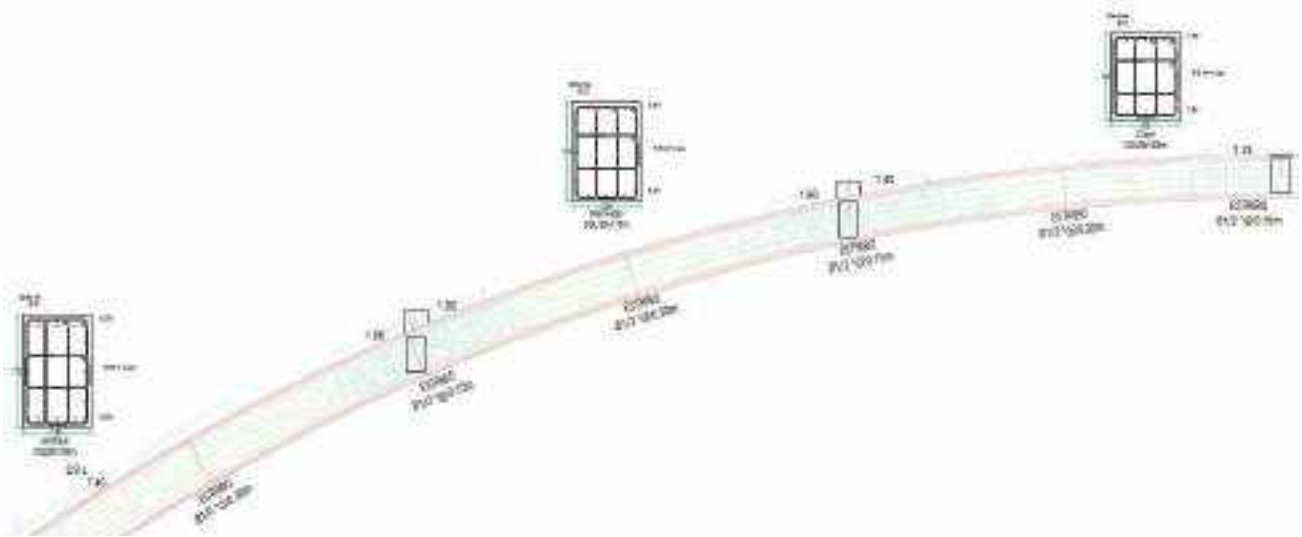
= "OK, CUMPLE POR CORTE"

$factor := \frac{V_r}{V_{arranque}} = 1.6$

**Estribo: $\phi$ 1/2"@0.30m**



Viga Riostra Arco
40x80cm



# 5.0. DISEÑO DE LOS DISPOSITIVOS DE APOYO

## 5.1. DATOS GENERICOS

### 5.1.1. NEOPRENO EN EL PONTON

De las reacciones en los apoyos se tiene para SERVICIO I

$P_{DW} := 1.60\ tonnef$ ==>Apoyo critico

$P_{DC} := 17.51\ tonnef$ ==>Apoyo critico (DC=PP+Railing)

$P_{LL} := 30.17\ tonnef$ ==>Apoyo critico Para FATIGA I

$P_{DC_DW} := P_{DW} + P_{DC} = 19.11\ tonnef$ ==>Apoyo critico (carga muerta)

$P_T := P_{DW} + P_{DC} + P_{LL} = 49.28\ tonnef$ ==>Apoyo critico (carga total)

DATOS:

$L_{puente} := 13\ m$ ==>Longitud de la viga o puente

W= $b := 0.30\ m$ ==>Ancho de la viga de apoyo

$F_y := 2530\ \frac{kgf}{cm^2}$ ==>Placa de refuerzo es Acero A36

$\Delta_{post} := 0\ cm$ ==>Acortamiento por postensado

$\Delta_{retrac_c} := 0\ cm$ ==>Retraccion del concreto

$G_{min} := 9.14\ \frac{kgf}{cm^2}$ ==> Elastomero de Dureza 60 **(tabla 14.7.6.2-1 y art. 14.7.6.2)**

$G_{max} := 14.06\ \frac{kgf}{cm^2}$ ==> Elastomero de Dureza 60 **(tabla 14.7.6.2-1 y art. 14.7.6.2)**

$\sigma_{s_1} := 87.9\ \frac{kgf}{cm^2}$ ==>Esfuerzo maximo permisible **(14.7.6.3.2.8)**

$T_{inst} := 17\ c$ ==>Temperatura de instalacion en centigrado

$T_{sup} := 18\ c$ ==>Temperatura maxima en el sitio en centigrado

$T_{inf} := 4\ c$ ==>Temperatura minima en el sitio en centigrado

$\alpha := 10.8 \cdot 10^{-6} \cdot \frac{1}{c}$ ==>Coeficiente de dilatacion termica **(art. 5.4.2.2)**

i) Area en la planta del elastomero (A=LxW)

$$A_{req} := \frac{P_T}{\sigma_{s_1}} = 560.64\ cm^2$$

$L := \frac{A_{req}}{b} = 18.69\ cm$ ==> A lo largo de la longitud de la viga

$\therefore$ Se adopta $L := 30\ cm$ y $W := 30\ cm$

$A := L \cdot W = 900\ cm^2$

ii) Maxima deformacion por corte $\Delta_s$

$\gamma_{TU} := 1.2$ **(tabla 3.4.1-1)**

Por temperatura

$\Delta_{temp} := L_{puente} \cdot \alpha \cdot (T_{inst} - T_{inf}) = 0.18\ cm$

Por postensado

$\Delta_{post} = 0\ cm$

Por retraccion de fragua

$\Delta_{retrac_c} = 0\ cm$

$\Delta_s := \gamma_{TU} \cdot (\Delta_{temp} + \Delta_{post} + \Delta_{retrac_c}) = 0.22\ cm$ ==>Acortamiento total de viga, Estado limite de SERVICIO I

iii) Espesor requerido de elastomero $h_{rt_1}$

$h_{rt_1} := 2 \cdot \Delta_s = 0.44\ cm$ ==>Espesor minimo **(14.7.6.3.4-1)**

iv) Factor de forma minimo en una capa interior de neopreno $S_i$

$\sigma_{s_2} := \frac{P_T}{A} = 54.76\ \frac{kgf}{cm^2}$ ==>Recalculando

$S_{i_min} := \frac{\sigma_{s_2}}{1.25 \cdot G_{min}} = 4.79$ ==>Factor de forma minima **(14.7.6.3.2-7)**

vi) Grosor de una capa interior del elastomero $h_{ri}$

$h_{ri_max} := \frac{L \cdot W}{2 \cdot S_{i_min} \cdot (L + W)} = 1.56\ cm$ ==>Grosor Maximo **(14.7.5.1-1)**

Adoptamos: $h_{ri} := 1.5\ cm$

$S_i := \frac{L \cdot W}{2 \cdot h_{ri} \cdot (L + W)} = 5$

```
if S_i ≥ S_i_min
    "OK, Cumple"
else
    "NO Cumple, Disminuir hri"
```
= "OK, Cumple"

vii) Grosor de las capas exteriores $h_{re}$

$h_{re_max} := 0.7 \cdot h_{ri} = 1.05\ cm$ **(art 14.7.6.1)**

Adoptamos: $h_{re} := 0.8\ cm$

$S_e := \frac{L \cdot W}{2 \cdot h_{re} \cdot (L + W)} = 9.38$

viii) Numero de capas inteiores $n$

$$n_1 := \frac{h_{rt_1} - 2 \cdot h_{re}}{h_{ri}} = -0.77$$

Adoptamos: $n := 3$

$$\frac{S_i^2}{n} = 8.33 \qquad \text{(C 14.7.6.1)}$$

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } \frac{S_i^2}{n} < 20 \\ \quad \| \text{“OK, Cumple”} \\ \text{else} \\ \quad \| \text{“NO Cumple, Aumentar n”} \end{array} \right\| = \text{“OK, Cumple”}$$

ix) Espesor total de elastomero $h_{rt_2}$

$$h_{rt_2} := n \cdot h_{ri} + 2 \cdot h_{re} = 6.1 \ cm$$

x) Espesor de las placas de refuerzo $h_s$

*) En el estado limite de Servicio

$$h_{max} := \max\left(h_{ri}, h_{re}\right) = 1.5 \ cm$$

$$h_{s_1} := \frac{3 \cdot h_{max} \cdot \sigma_{s_2}}{F_y} = 0.1 \ cm \qquad ==> \text{valor minimo} \qquad \text{(14.7.5.3.5-1)}$$

**) En el estado limite de Fatiga

$$\Delta F_{TH} := 1687 \ \frac{kgf}{cm^2} \qquad ==> \text{Categoria A} \qquad \text{(tabla 6.6.1.2.3-1)}$$

$$\sigma_L := \frac{P_{LL}}{A} = 33.52 \ \frac{kgf}{cm^2}$$

$$h_{s_2} := \frac{3 \cdot h_{max} \cdot \sigma_L}{\Delta F_{TH}} = 0.09 \ cm \qquad ==> \text{valor minimo} \qquad \text{(14.7.5.3.5-2)}$$

$$h_{s_min} := \max\left(h_{s_1}, h_{s_2}, \frac{1}{16} \ in\right) = 0.16 \ cm \qquad \text{(art. 14.7.5.3.5)}$$

Adoptamos: $h_s := 0.2 \ cm$

xi) Altura total del dispositivo de elastomero reforzado $H$

$$H := h_{rt_2} + (n + 1) \cdot h_s = 6.9 \ cm$$

xii) Verificaciones

1) Estabilidad del dispositivo

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } H < \frac{L}{3} \\ \quad \| \text{“OK, CUMPLE”} \\ \text{else} \\ \quad \| \text{“NO CUMPLE”} \end{array} \right\| = \text{“OK, CUMPLE”}$$ **(art. 14.7.6.3.6)**

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } H \le \frac{W}{3} \\ \quad \| \text{“OK, CUMPLE”} \\ \text{else} \\ \quad \| \text{“NO CUMPLE”} \end{array} \right\| = \text{“OK, CUMPLE”}$$

2) Esfuerzo de compresion por carga total $\sigma_{s_2}$

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } \sigma_{s_2} \le 1.25 \cdot G_{min} \cdot S_i \\ \quad \| \text{“OK, CUMPLE”} \\ \text{else} \\ \quad \| \text{“NO CUMPLE”} \end{array} \right\| = \text{“OK, CUMPLE”}$$ **(art. 14.7.6.3.2-7)**

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } \sigma_{s_2} \le \sigma_{s_1} \\ \quad \| \text{“OK, CUMPLE”} \\ \text{else} \\ \quad \| \text{“NO CUMPLE”} \end{array} \right\| = \text{“OK, CUMPLE”}$$ **(art. 14.7.6.3.2-8)**

3) Deformaciones por compresion en el dispositivo **(art. 14.7.6.3.3 y art. 14.7.5.3.6)**

$$\sigma_D := \frac{P_{DC_DW}}{A} = 21.23 \ \frac{kgf}{cm^2}$$

Datos de entrada

fig A => $\sigma_D = 0.3$ *ksi* ==> $S_i = 5$ => $\varepsilon_{D_int} := 0.022$

fig B => $\sigma_{s_2} = 0.78$ *ksi* ==> $S_i = 5$ => $\varepsilon_{s_int} := 0.0465$

fig C => $\sigma_D = 0.3$ *ksi* ==> $S_e = 9.38$ => $\varepsilon_{D_ext} := 0.014$

fig D => $\sigma_{s_2} = 0.78$ *ksi* ==> $S_e = 9.38$ => $\varepsilon_{s_ext} := 0.032$

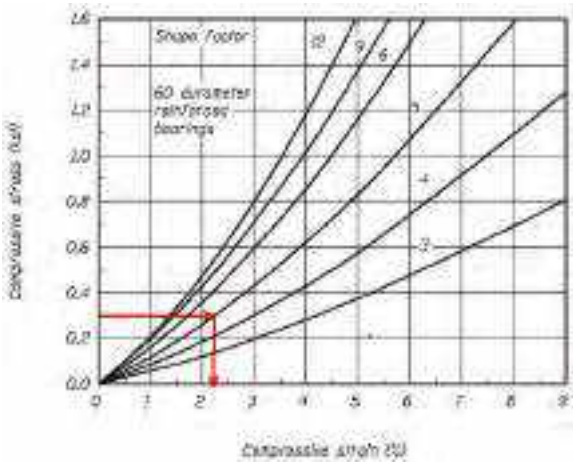



fig A ($\sigma, S$ => $\varepsilon$)

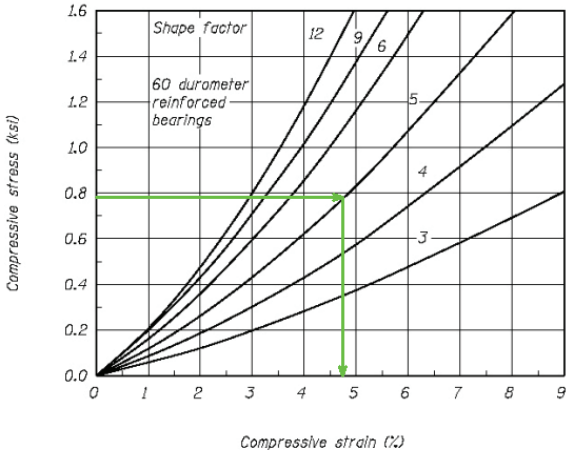



fig B ($\sigma, S$ => $\varepsilon$)

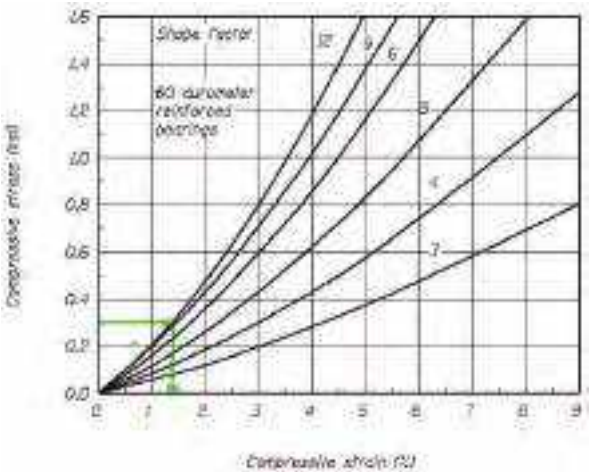



fig C $(\sigma, S => \varepsilon)$

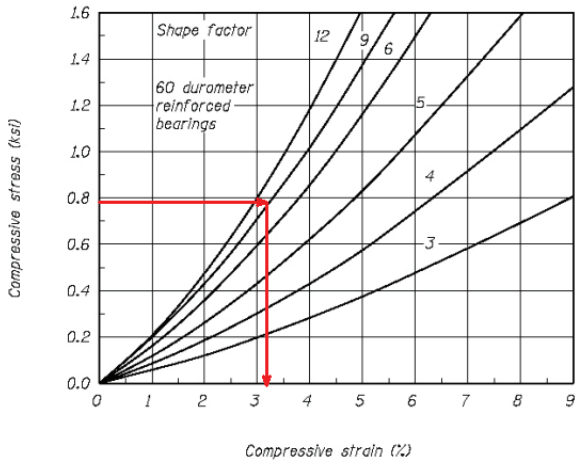



fig D $(\sigma, S => \varepsilon)$

Deflexion por compresion inicial del dispositivo

$$\delta := n \cdot h_{ri} \cdot \varepsilon_{s_int} + 2 \cdot h_{re} \cdot \varepsilon_{s_ext} = 0.26\ cm$$

Deflexion por compresion inicial debido a la carga muerta

$$\delta_{DC} := n \cdot h_{ri} \cdot \varepsilon_{D_int} + 2 \cdot h_{re} \cdot \varepsilon_{D_ext} = 0.12\ cm$$

Deflexion por compresion debido a la carga viva

$$\delta_{LL} := \delta - \delta_{DC} = 0.14\ cm$$

Deflexion por Creep

$C_d := 0.35$ ==>Para Dureza 60

$$\delta_{creep} := C_d \cdot \delta_{DC} = 0.04\ cm$$

Deflexion debido al creep y la carga viva

$$\delta_{creep_LL} := \delta_{creep} + \delta_{LL} = 0.18\ cm$$

if $\delta_{creep_LL} < \frac{1}{8}\ in$ "OK, CUMPLE" else "NO CUMPLE" = "OK, CUMPLE"

Deflexion por compresion inicial de una capa interior de elastomero

$$\delta_i := \varepsilon_{s_int} \cdot h_{ri} = 0.07\ cm$$

$$0.09 \cdot h_{ri} = 0.14\ cm$$

if $\delta_i < 0.09 \cdot h_{ri}$ "OK, CUMPLE" else "NO CUMPLE" = "OK, CUMPLE"

xiii) Anclaje del dispositivo

$\mu := 0.2$ **(C 14.8.3.1)**

$$\Delta_u := \gamma_{TU} \cdot \Delta_s = 0.26 \ cm$$

$$H_u := G_{max} \cdot A \cdot \frac{\Delta_u}{h_{rt_2}} = 0.55 \ tonnef$$

$$F_t := \mu \cdot P_{DC} = 3.5 \ tonnef$$

```
if H_u < F_t
    "NO Requiere Anclajes"
else
    "SI Requiere Anclajes"
```
= "NO Requiere Anclajes" **(C 14.8.3.1)**

**RESUMEN**

$L = 0.3 \ m$ =>Largo del neopreno

$W = 0.3 \ m$ =>Ancho de la Viga

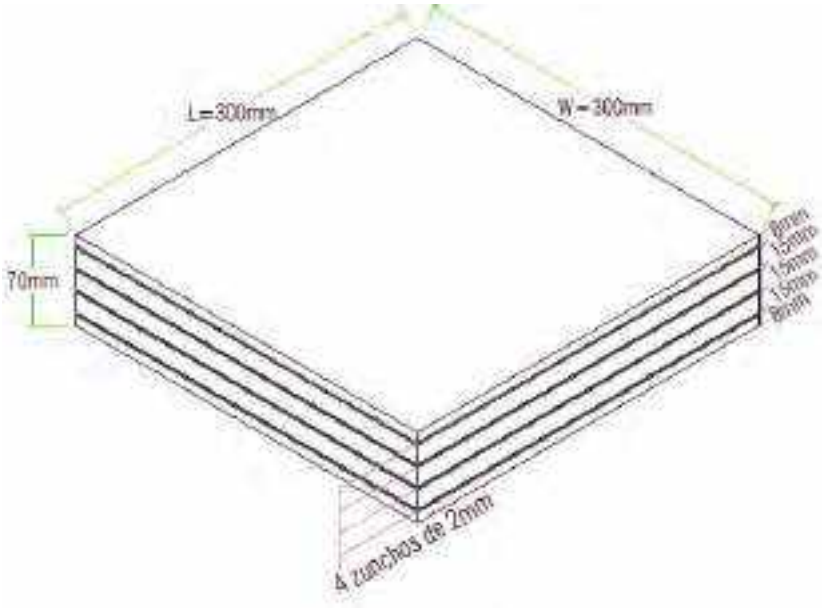
$H = 69 \ mm$ =>Altura total elastomero

$n = 3$ =>Numero c. interiores

$h_{ri} = 15 \ mm$ =>Espesor c. interior

$h_{re} = 8 \ mm$ =>Espesor c. exterior

$h_s = 2 \ mm$ =>Espesor de refuerzo



# 6.0. DISEÑO DE LOS ESTRIBOS

## 6.1. ESTRIBO IZQUIERDO

### 6.1.1. PREDIMENSION

$H := 14.70\ m$ $\Phi_{pilote} := 1.20\ m$

$$t_{superior} := \begin{bmatrix} \frac{H}{24} \\ 0.30\ m \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.61 \\ 0.3 \end{bmatrix} m \quad ==> \quad t_{sup} := 0.80\ m$$

$$t_{inferior} := \frac{H}{12} = 1.23\ m \quad ==> \quad t_{inf} := 2.00\ m$$

$$B := \begin{bmatrix} \frac{1}{2} \cdot H \\ \frac{2}{3} \cdot H \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 7.35 \\ 9.8 \end{bmatrix} m \quad ==> \quad B := 8.50\ m$$

$$D := \begin{bmatrix} \frac{1}{10} \cdot H \\ 1.2 \cdot \Phi_{pilote} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1.47 \\ 1.44 \end{bmatrix} m \quad ==> \quad D := 1.50\ m$$

$$L_{punta} := \frac{B}{3} = 2.83\ m \quad ==> \quad L_{punta} := 2.00\ m$$

$$==> \quad L_{talon} := B - L_{punta} - t_{inf} = 4.5\ m$$

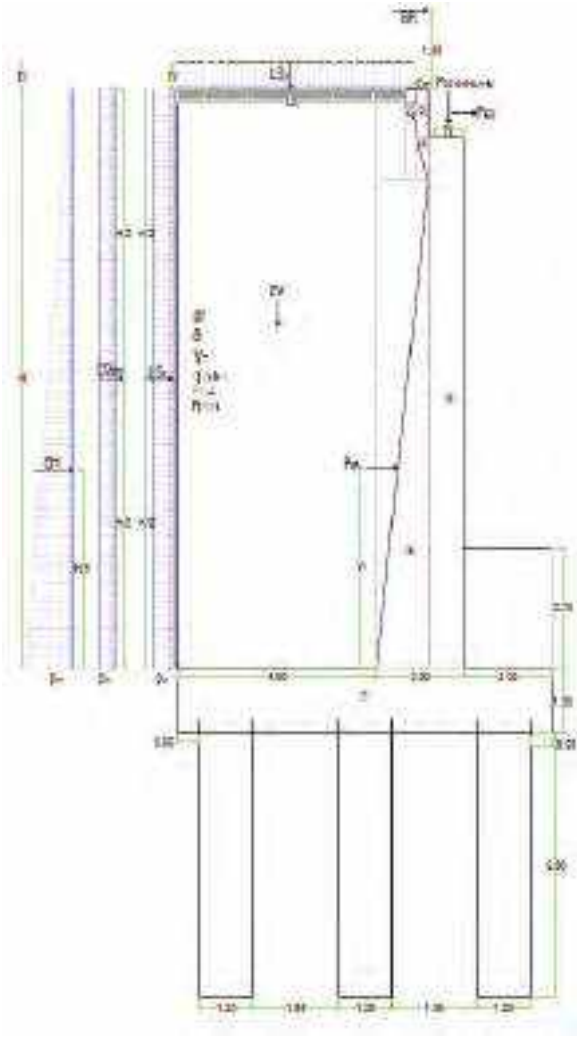
$H' := 0\ m$ ==> Altura promedio de las columnas que soporta el tablero

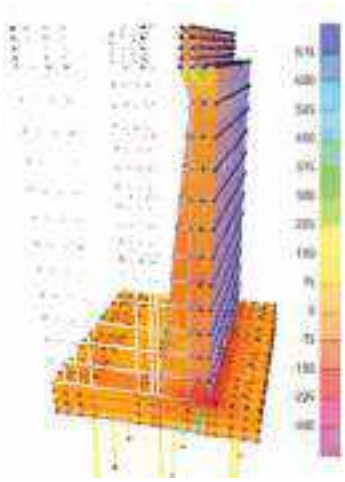
$L_{luz} := 13\ m$ ==>Longitud entre juntas de Expansion adyacente

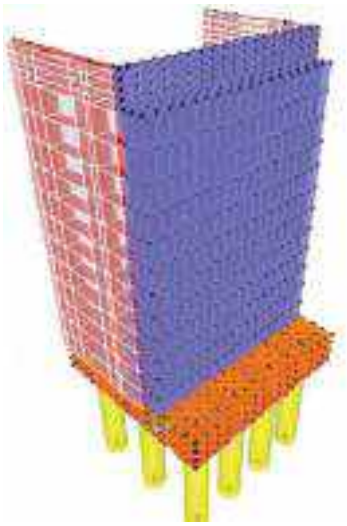
$s := 0\ °$ ==>Angulo de esviacion del puente en grados sexagecimales

$$N_{min} := \left(200 + 0.0017 \cdot L_{luz} \cdot \frac{1}{mm} + 0.0067 \cdot H' \cdot \frac{1}{mm}\right) \cdot \left(1 + 0.000125 \cdot \left(s \cdot \frac{1}{°}\right)^2\right) mm = 0.22\ m$$

$$==> \quad N := 0.80\ m$$







DATOS

***GEOMETRIA DEL ESTRIBO***

$H := 14.70\ m$

$H_{pantalla} := 13.20\ m$

$h := 4.25\ m$

$h' := 0.60\ m$

$h_{parapeto} := 1.10\ m$

$b_w := 0.30\ m$

$t_{sup} := 0.80\ m$

$t_{inf} := 2.00\ m$

$s_{talon} := 6\ °$

$L_{cajuela} := 7.40\ m$

$N := 0.80\ m$

$D := 1.50\ m$

$L_{LS} := 4.50\ m$

***CARGAS***

$P_{DC} := 8.71\ \frac{tonnef}{m}$

$P_{DW} := 0.72\ \frac{tonnef}{m}$

$P_{LL_IM} := 15.56\ \frac{tonnef}{m}$

$BR := 1.11\ \frac{tonnef}{m}$

***SUELO***

$\phi_f := 30\ °$

$\delta := 0\ °$

$\beta := 0\ °$

$\theta := 90\ °$

$i := 0\ °$

$\beta' := 0\ °$

$\gamma_{suelo} := 1.90\ \frac{tonnef}{m^3}$

$q_{adm_cimiento} := 7.16\ \frac{kgf}{cm^2}$

$FS := 3$

$q_{adm_pilote} := 11.03\ \frac{kgf}{cm^2}$

***SISMO***

$PGA := 0.30$

$F_{pga} := 1$

***CONCRETO***

$\gamma_c := 2400\ \frac{kgf}{m^3}$

$f'_{c_210} := 210\ \frac{kgf}{cm^2}$

## 6.1.2. CALCULO DE ACERO

### 6.1.2.1. MURO PANTALLA

CARGAS VERTICAES

*) Carga LSy

$$p_{LSy} := h' \cdot \gamma_{suelo} = 1.14 \ \frac{tonnef}{m^2}$$

$$LS_y := L_{LS} \cdot p_{LSy} = 5.13 \ \frac{tonnef}{m}$$

*) Carga EV

$$p_{EV_talon} := H_{pantalla} \cdot \gamma_{suelo} = 25.08 \ \frac{tonnef}{m^2}$$

$$p_{EV_punta} := (h - D) \cdot \gamma_{suelo} = 5.23 \ \frac{tonnef}{m^2}$$

CARGAS HORIZONTALES

EN LA BASE DE LA PANTALLA

| PESO DE LA PATALLA en todo H | | | | |
|---|---|---|---|---|
| ELEM. | VOL (m2/m) | DC (t/m) | Ya (m) | Ya*DC (t*m/m) |
| 1 | 0.04 | 0.10 | 12.78 | 1.23 |
| 2 | 0.02 | 0.05 | 12.61 | 0.61 |
| 3 | 0.33 | 0.79 | 12.65 | 10.02 |
| 4 | 0.15 | 0.36 | 11.77 | 4.24 |
| 5 | 6.66 | 15.98 | 3.70 | 59.14 |
| 6 | 9.68 | 23.23 | 6.05 | 140.55 |
| ∑= | | 40.51 | | 215.78 |

$$DC_{pantalla} := 40.51 \ \frac{tonnef}{m} \qquad Ya.DC_{pantalla} := 215.78 \ \frac{tonnef \cdot m}{m}$$

$$y_{p_DC} := \frac{Ya.DC_{pantalla}}{DC_{pantalla}} = 5.33 \ m$$

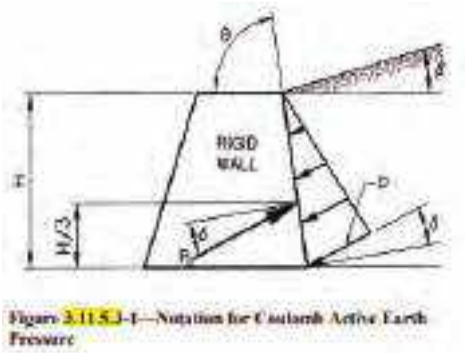


Figure 3.11.5.3-1—Notation for Coulomb Active Earth Pressure

*) Calculo de LSx sobre la Pantalla

$\phi_f$: Angulo de friccion interna
$\delta$: Angulo de friccion entre el suelo y el muro
$\beta$: Angulo del material del suelo con la horizontal
$\theta$: Angulo de inclinacion del muro del lado del terreno

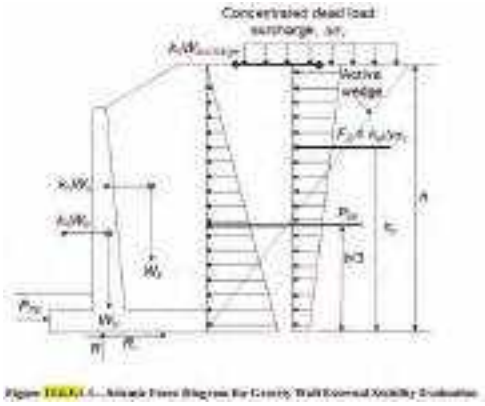
$$k_a := \frac{\left(\sin(\theta + \phi_f)\right)^2}{\left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_f + \delta) \cdot \sin(\phi_f - \beta)}{\sin(\theta - \delta) \cdot \sin(\theta + \beta)}}\right)^2 \cdot \left(\sin(\theta)^2 \cdot \sin(\theta - \delta)\right)} = 0.33$$

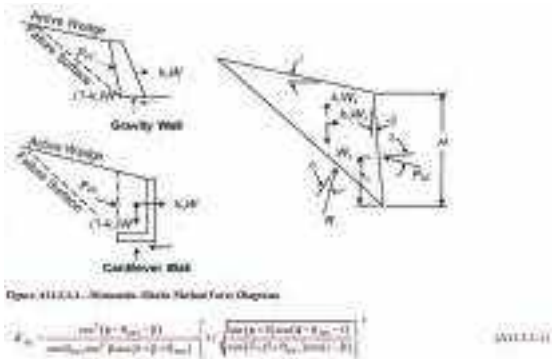
$$p''_{LS} := k_a \cdot h' \cdot \gamma_{suelo} = 0.38 \ \frac{tonnef}{m^2}$$

$$LS_{x_pantalla} := p''_{LS} \cdot H_{pantalla} = 5.02 \ \frac{tonnef}{m}$$

$$y_{p_LSx} := \frac{H_{pantalla}}{2} = 6.6\ m$$

*) Calculo de EQ sobre la Pantalla





$\phi_f$: Angulo de friccion interna

$\delta$: Angulo de friccion entre el suelo y el muro

$\iota = \beta$: Angulo del material del suelo con la horizontal

$\beta'$: Angulo de inclinacion del muro con la vertical

$\theta$: Angulo de inclinacion del muro del lado del terreno

$\iota$: Angulo del material del suelo con la horizontal

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta_{MO} - \beta)}{\cos\theta_{MO}\cos^2\beta\cos(\delta+\beta+\theta_{MO})}\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\sin(\phi-\theta_{MO}-i)}{\cos(\delta+\beta+\theta_{MO})\cos(i-\beta)}}\right]^2$$

where:

$K_{AE}$ = seismic active earth pressure coefficient (dim)
$\gamma$ = unit weight of soil (kcf)
$H$ = height of wall (ft)
$b$ = vertical distance between ground surface and wall base at the back of wall heel (ft)
$\phi$ = friction angle of soil (degrees)
$\theta_{MO}$ = arc tan [$k_h$/(1 − $k_v$)] (degrees)
$\delta$ = wall backfill interface friction angle (degrees)
$k_h$ = horizontal seismic acceleration coefficient (dim.)
$k_v$ = vertical seismic acceleration coefficient (dim.)
$i$ = backfill slope angle (degrees)
$\beta$ = slope of wall to the vertical, negative as shown (degrees)

$$k_{ho} := F_{pga} \cdot PGA = 0.3 \qquad \text{(art 11.6.5.2.1)}$$

$$k_h := \frac{1}{2} \cdot k_{ho} = 0.15 \qquad \text{(C 11.6.5.2.2)}$$

$$k_v := 0 \qquad \text{(C 11.6.5.2.2)}$$

$$\theta' := \operatorname{atan}\left(\frac{k_h}{1-k_v}\right) = 8.53\ ^\circ$$

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } \phi_f > i + \theta' \\ \quad \| \text{ "Continuar"} \\ \text{else} \\ \quad \| \text{ "NO, Cumple"} \end{array} \right\| = \text{"Continuar"}$$

$$k_{AE} := \frac{\cos\left(\phi_f - i - \theta'\right)^2}{\cos\left(\theta'\right)\cdot\cos\left(\beta'\right)^2 \cdot \cos\left(\delta+\beta'+\theta'\right)\cdot\left(1+\sqrt{\frac{\sin\left(\phi_f+\delta\right)\cdot\sin\left(\phi_f-\theta'-i\right)}{\cos\left(\delta+\beta'+\theta'\right)\cdot\cos\left(i-\beta'\right)}}\right)^2} = 0.43$$

$$p'_{EQ} := \frac{1}{2} \cdot \left(k_{AE} - k_a\right) \cdot H_{pantalla} \cdot \gamma_{suelo} = 1.25 \ \frac{tonnef}{m^2}$$

$$EQ_{terr_pantalla} := p'_{EQ} \cdot H_{pantalla} = 16.49 \ \frac{tonnef}{m}$$

$$y_{p_EQterr} := \frac{H_{pantalla}}{2} = 6.6 \ m$$

*) Calculo de EH sobre la Pantalla

$$p_{EH} := k_a \cdot H_{pantalla} \cdot \gamma_{suelo} = 8.36 \ \frac{tonnef}{m^2}$$

$$EH_{pantalla} := \frac{1}{2} \cdot H_{pantalla} \cdot p_{EH} = 55.18 \ \frac{tonnef}{m}$$

$$y_{p_EH} := \frac{H_{pantalla}}{3} = 4.4 \ m$$

*) Calculo de PIR sobre la Pantalla **(C 11.6.5.1)**

$$P_{IR_pantalla} := k_h \cdot DC_{pantalla} = 6.08 \ \frac{tonnef}{m}$$ **(11.6.5.1-1)**

$$0.5 P_{IR_pantalla1} := 0.5 \cdot P_{IR_pantalla} = 3.04 \ \frac{tonnef}{m} \qquad ==> \text{sin incluir la masa del suelo}$$

$$y_{p_PIR} := y_{p_DC} = 5.33 \ m$$

*) Calculo de PAE sobre la Pantalla

$$P_{AE} := EH_{pantalla} + EQ_{terr_pantalla} = 71.66 \ \frac{tonnef}{m}$$

$$comb01 := P_{AE} + 0.5 \cdot P_{IR_pantalla} = 74.7 \ \frac{tonnef}{m}$$ **(Art. 11.6.5.1)**

$$comb02 := \left\| \begin{array}{l} \text{if } 0.5 \cdot P_{AE} > EH_{pantalla} \\ \quad \left\| 0.5 \cdot P_{AE} + P_{IR_pantalla} \right. \\ \text{else} \\ \quad \left\| EH_{pantalla} + P_{IR_pantalla} \right. \end{array} \right\| = 61.25 \ \frac{tonnef}{m}$$

$$Combine := \max\left(comb01 , comb02\right) = 74.7 \ \frac{tonnef}{m}$$

$$EQ_{terr} := P_{AE} - EH_{pantalla} = 16.49 \ \frac{tonnef}{m}$$

$$0.5 \cdot P_{IR_pantalla} = 3.04 \ \frac{tonnef}{m}$$

*) Carga Sismica por Superestructura ($P_{EQ}$) **(Art. 3.10.9.1)**

$$A_s := k_{ho} = 0.3$$

$$P_{EQ} := \left(P_{DC} + P_{DW}\right) \cdot A_s = 2.83 \ \frac{tonnef}{m}$$

$$y_{p_PEQ} := H_{pantalla} - \frac{h_{parapeto}}{2} = 12.65 \ m$$

*) Carga del frenado Equivalente sobre el Estribo ($BR'$)

$$BR = 1.11 \ \frac{tonnef}{m} \qquad BR' := \frac{BR \cdot \left(H_{pantalla} + h_{parapeto} + 1.8 \ m\right)}{H_{pantalla} + h_{parapeto}} = 1.25 \ \frac{tonnef}{m}$$

$$y_{p_BR'} := H_{pantalla} = 13.2 \ m$$

| RESUMEN DE CARGAS EN BASE DE PANTALLA | | | | |
|---|---|---|---|---|
| CARGA | q (t/m2) | P (t/m) | yp (m) | M (t*m/m) |
| LSx | 0.38 | 5.02 | 6.60 | 33.13 |
| EH | 8.36 | 55.18 | 4.40 | 242.79 |
| EQterr | 1.25 | 16.49 | 6.60 | 108.83 |
| 0.5PIR | | 3.04 | 5.33 | 16.20 |
| PEQ | | 2.83 | 12.65 | 35.80 |
| BR | | 1.25 | 13.20 | 16.50 |

$M = y_p \cdot P$

$M_{LSx} := 33.13\ tonnef \cdot m$ $M_{EQterr} := 108.83\ tonnef \cdot m$ $V_{LSx} := 5.02\ tonnef$ $V_{EQterr} := 16.49\ tonnef$ $\eta_D := 1$

$M_{EH} := 242.79\ tonnef \cdot m$ $M_{0.5PIR} := 16.20\ tonnef \cdot m$ $V_{EH} := 55.18\ tonnef$ $V_{0.5PIR} := 3.04\ tonnef$ $\eta_R := 1$

$M_{BR} := 16.50\ tonnef \cdot m$ $M_{PEQ} := 35.80\ tonnef \cdot m$ $V_{BR} := 1.25\ tonnef$ $V_{PEQ} := 2.83\ tonnef$ $\eta_I := 1$

$\eta := \eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I = 1$

*) Estado Limite de Resistencia I

$M_{u_resist} := \eta \cdot (1.75 \cdot M_{LSx} + 1.50 \cdot M_{EH} + 1.75 \cdot M_{BR}) = 451.04\ tonnef \cdot m$

$V_{u_resist} := \eta \cdot (1.75 \cdot V_{LSx} + 1.50 \cdot V_{EH} + 1.75 \cdot V_{BR}) = 93.74\ tonnef$

**) Estado Limite de Evento Extremo I

$M_{u_EE} := \eta \cdot (0.50 \cdot M_{LSx} + 1.0 \cdot M_{EH} + 1.0 \cdot (M_{EQterr} + M_{0.5PIR} + M_{PEQ}) + 0.50\ M_{BR}) = 428.44\ tonnef \cdot m$

$V_{u_EE} := \eta \cdot (0.50 \cdot V_{LSx} + 1.0 \cdot V_{EH} + 1.0 \cdot (V_{EQterr} + V_{0.5PIR} + V_{PEQ}) + 0.50 \cdot V_{BR}) = 80.68\ tonnef$

## CALCULO DE ACERO

$M_u := \max(M_{u_resist}, M_{u_EE}) = 451.04\ tonnef \cdot m$

$h := 2\ m$ $\phi_{varilla} := 1\ in$ $\phi := 0.9$ $f'_c := 210\ \frac{kgf}{cm^2}$

$b := 1\ m$ $\phi_{estribo} := \frac{1}{2}\ in$ $\beta_1 := 0.85$ $f_y := 4200\ \frac{kgf}{cm^2}$

$r := 5\ cm$ $A_{\phi var} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{\ 2} = 5.07\ cm^2$

$d := h - r - \phi_{estribo} - \frac{\phi_{varilla}}{2} = 1.92\ m$

$\Delta_s := 0.85 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \left(1 - \sqrt[2]{1 - \frac{2 \cdot M_u}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}}\right) = 64.55\ cm^2$

$a := d - \sqrt[2]{d^2 - \frac{2 \cdot M_u}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b}} = 15.19\ cm$ $c := \frac{a}{\beta_1} = 17.87\ cm$

$N_{varillas2} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{\ 2} \cdot N_{varillas2} = \Delta_s \xrightarrow{solve,\ N_{varillas2}} \frac{82.181265452454348259 \cdot cm^2}{in^2} = 13$

$N_{varillas2} = 13$

$$S_{xm} := \frac{A_{\phi var}}{\Delta_s}\, m = 0.08\ m$$

$$\phi 1 := \left\| \begin{array}{l} \text{if } 0.65 + 0.15 \cdot \left(\frac{d}{c} - 1\right) \le 0.9 \\ \quad \left\| \phi 1 \leftarrow 0.65 + 0.15 \cdot \left(\frac{d}{c} - 1\right) \right. \\ \text{else} \\ \quad \left\| \phi 1 \leftarrow 0.9 \right. \end{array} \right\| = 0.9$$

**Φ1" @ 0.10 m** $\phi_{varilla} = 1\ in$ $N_{varillas2} = 13$ $S_{xm} = 0.08\ m$

ii) Acero de temperatura

$h_{pantalla} := 13.20\ m$ $b_{pantalla} := \frac{t_{sup} + t_{inf}}{2} = 1.4\ m$ $\phi_{varilla} := \frac{3}{4}\ in$ $A_{\phi var} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{\ 2} = 2.85\ cm^2$

$$\Delta_{s_temp1} := \frac{0.18 \cdot b_{pantalla} \cdot h_{pantalla}}{2 \cdot \left(b_{pantalla} + h_{pantalla}\right)} \cdot \frac{cm}{m} = 11.39\ \frac{cm^2}{m} \quad ==>\text{En cada cara}$$

$$\Delta_{s_temp} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } 2.33\ \frac{cm^2}{m} \le \Delta_{s_temp1} \le 12.70\ \frac{cm^2}{m} \\ \quad \left\| \Delta_{s_temp} \leftarrow \Delta_{s_temp1} \right. \\ \text{if } \Delta_{s_temp1} \le 2.33\ \frac{cm^2}{m} \\ \quad \left\| 2.33\ \frac{cm^2}{m} \right. \\ \text{if } \Delta_{s_temp1} \ge 12.70\ \frac{cm^2}{m} \\ \quad \left\| 12.70\ \frac{cm^2}{m} \right. \end{array} \right\| = 11.39\ \frac{cm^2}{m}$$

Espaciamiento de acero por temperatura

$$s_{max1} := \frac{A_{\phi var}}{\Delta_{s_temp}} = 0.25\ m$$

$$s_{max2} := 3 \cdot b_{pantalla} = 4.2\ m$$

$$s_{max3} := 0.45\ m$$

$$s_{temperatura} := min\left(s_{max1}, s_{max1}, s_{max2}\right) = 0.25\ m$$

**Φ3/4" @ 0.25 m** *EN CADA CARA* $\phi_{varilla} = 0.75\ in$ $s_{temperatura} = 0.25\ m$

## EN EL MEDIO DE LA PANTALLA

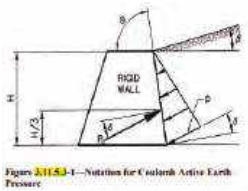
$H_{pantalla0.5H} := 7.15\ m$

| PESO DE LA PATALLA en H/2 | | | | |
|---|---|---|---|---|
| ELEM. | VOL (m2/m) | DC (t/m) | Ya (m) | Ya*DC (t*m/m) |
| 1 | 0.04 | 0.10 | 6.73 | 0.65 |
| 2 | 0.02 | 0.05 | 6.56 | 0.32 |
| 3 | 0.33 | 0.79 | 6.60 | 5.23 |
| 4 | 0.15 | 0.36 | 5.72 | 2.06 |
| 5 | 3.41 | 8.18 | 1.68 | 13.77 |
| 6 | 4.84 | 11.62 | 3.03 | 35.14 |
| ∑= | | 21.09 | | 57.16 |

$DC_{pantalla} := 21.09\ \frac{tonnef}{m}$ $Ya.DC_{pantalla} := 57.16\ \frac{tonnef \cdot m}{m}$

$$y_{p_DC} := \frac{Ya.DC_{pantalla}}{DC_{pantalla}} = 2.71\ m$$

*) Calculo de LSx sobre la Pantalla




$\phi_f$: Angulo de friccion interna
$\delta$: Angulo de friccion entre el suelo y el muro
$\beta$: Angulo del material del suelo con la horizontal
$\theta$: Angulo de inclinacion del muro del lado del terreno

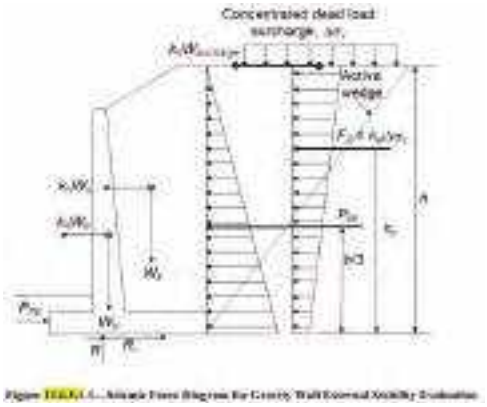
$$k_a := \frac{\left(\sin\left(\theta+\phi_f\right)\right)^2}{\left(1+\sqrt{\frac{\sin\left(\phi_f+\delta\right)\cdot\sin\left(\phi_f-\beta\right)}{\sin\left(\theta-\delta\right)\cdot\sin\left(\theta+\beta\right)}}\right)^2\cdot\left(\sin\left(\theta\right)^2\cdot\sin\left(\theta-\delta\right)\right)} = 0.33$$

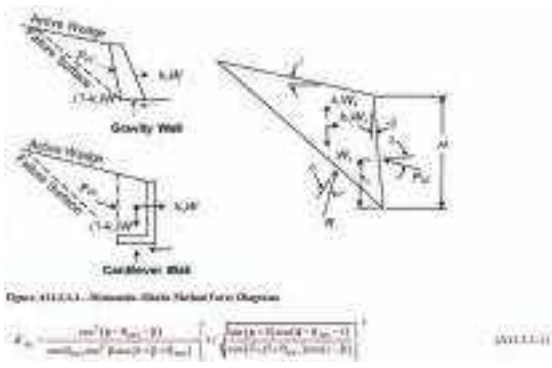
$$p''_{LS} := k_a \cdot h' \cdot \gamma_{suelo} = 0.38\ \frac{tonnef}{m^2}$$

$$LS_{x_pantalla} := p''_{LS} \cdot H_{pantalla0.5H} = 2.72\ \frac{tonnef}{m}$$

$$y_{p_LSx} := \frac{H_{pantalla0.5H}}{2} = 3.58\ m$$

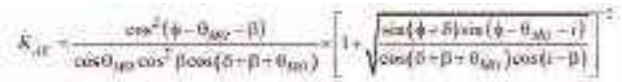
*) Calculo de EQ sobre la Pantalla




$\phi_f$: Angulo de friccion interna
$\delta$: Angulo de friccion entre el suelo y el muro
$\iota = \beta$: Angulo del material del suelo con la horizontal

$\beta'$ : Angulo de inclinacion del muro con la vertical
$\theta$ : Angulo de inclinacion del muro del lado del terreno
$\iota$ : Angulo del material del suelo con la horizontal



where:

$K_{AE}$ = seismic active earth pressure coefficient (dim)
$\gamma$ = unit weight of soil (kcf)
$H$ = height of wall (ft)
$b$ = vertical distance between ground surface and wall base at the back of wall heel (ft)
$\phi$ = friction angle of soil (degrees)
$\theta_{MO}$ = arc tan [$k_h$/(1 − $k_v$)] (degrees)
$\delta$ = wall backfill interface friction angle (degrees)
$k_h$ = horizontal seismic acceleration coefficient (dim.)
$k_v$ = vertical seismic acceleration coefficient (dim.)
$i$ = back fill slope angle (degrees)
$\beta$ = slope of wall to the vertical, negative as shown (degrees)

$k_{ho} := F_{pga} \cdot PGA = 0.3$ (art 11.6.5.2.1)

$k_h := \frac{1}{2} \cdot k_{ho} = 0.15$ (C 11.6.5.2.2)

$k_v := 0$ (C 11.6.5.2.2)

$\theta' := \operatorname{atan}\left(\frac{k_h}{1-k_v}\right) = 8.53\ ^\circ$

if $\phi_f > i + \theta'$
  "Continuar"
else
  "NO, Cumple"
= "Continuar"

$$k_{AE} := \frac{\cos\left(\phi_f - i - \theta'\right)^2}{\cos\left(\theta'\right) \cdot \cos\left(\beta'\right)^2 \cdot \cos\left(\delta + \beta' + \theta'\right) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin\left(\phi_f + \delta\right) \cdot \sin\left(\phi_f - \theta' - i\right)}{\cos\left(\delta + \beta' + \theta'\right) \cdot \cos\left(i - \beta'\right)}}\right)^2} = 0.43$$

$p'_{EQ} := \frac{1}{2} \cdot \left(k_{AE} - k_a\right) \cdot H_{pantalla0.5H} \cdot \gamma_{suelo} = 0.68\ \frac{tonnef}{m^2}$

$EQ_{terr_pantalla} := p'_{EQ} \cdot H_{pantalla0.5H} = 4.84\ \frac{tonnef}{m}$

$y_{p_EQterr} := \frac{H_{pantalla0.5H}}{2} = 3.58\ m$

*) Calculo de EH sobre la Pantalla

$p_{EH} := k_a \cdot H_{pantalla0.5H} \cdot \gamma_{suelo} = 4.53\ \frac{tonnef}{m^2}$

$EH_{pantalla} := \frac{1}{2} \cdot H_{pantalla0.5H} \cdot p_{EH} = 16.19\ \frac{tonnef}{m}$

$y_{p_EH} := \frac{H_{pantalla0.5H}}{3} = 2.38\ m$

*) Calculo de PIR sobre la Pantalla (C 11.6.5.1)

$P_{IR_pantalla} := k_h \cdot DC_{pantalla} = 3.16\ \frac{tonnef}{m}$ (11.6.5.1-1)

$0.5 P_{IR_pantalla1} := 0.5 \cdot P_{IR_pantalla} = 1.58\ \frac{tonnef}{m}$ ==>sin incluir la masa del suelo

$$y_{p_PIR} := y_{p_DC} = 2.71\ m$$

*) Calculo de PAE sobre la Pantalla

$$P_{AE} := EH_{pantalla} + EQ_{terr_pantalla} = 21.03\ \frac{tonnef}{m}$$

$$comb01 := P_{AE} + 0.5 \cdot P_{IR_pantalla} = 22.61\ \frac{tonnef}{m}$$ **(Art. 11.6.5.1)**

$$comb02 := \left\| \begin{array}{l} \text{if } 0.5 \cdot P_{AE} > EH_{pantalla} \\ \quad \| 0.5 \cdot P_{AE} + P_{IR_pantalla} \\ \text{else} \\ \quad \| EH_{pantalla} + P_{IR_pantalla} \end{array} \right\| = 19.35\ \frac{tonnef}{m}$$

$$Combine := \max(comb01, comb02) = 22.61\ \frac{tonnef}{m}$$

$$EQ_{terr} := P_{AE} - EH_{pantalla} = 4.84\ \frac{tonnef}{m}$$

$$0.5 \cdot P_{IR_pantalla} = 1.58\ \frac{tonnef}{m}$$

*) Carga Sismica por Superestructura ($P_{EQ}$) **(Art. 3.10.9.1)**

$$A_s := k_{ho} = 0.3$$

$$P_{EQ} := (P_{DC} + P_{DW}) \cdot A_s = 2.83\ \frac{tonnef}{m}$$

$$y_{p_PEQ} := H_{pantalla0.5H} - \frac{h_{parapeto}}{2} = 6.6\ m$$

*) Carga del frenado Equivalente sobre el Estribo ($BR'$)

$$BR = 1.11\ \frac{tonnef}{m} \qquad BR' := \frac{BR \cdot (H_{pantalla0.5H} + h_{parapeto} + 1.8\ m)}{H_{pantalla0.5H} + h_{parapeto}} = 1.35\ \frac{tonnef}{m}$$

$$y_{p_BR'} := H_{pantalla0.5H} = 7.15\ m$$

RESUMEN DE CARGAS EN MEDIO DE PANTALLA

| CARGA | q (t/m2) | P (t/m) | yp (m) | M (t*m/m) |
|---|---|---|---|---|
| LSx | 0.38 | 2.72 | 3.58 | 9.74 |
| EH | 4.53 | 16.19 | 2.38 | 38.53 |
| EQterr | 0.68 | 4.84 | 3.58 | 17.33 |
| 0.5PIR | | 1.58 | 2.71 | 4.28 |
| PEQ | | 2.83 | 6.60 | 18.68 |
| BR | | 1.35 | 7.15 | 9.65 |

$M = y_p \cdot P$

$M_{LSx} := 9.74\ tonnef \cdot m$ $M_{EQterr} := 17.33\ tonnef \cdot m$ $V_{LSx} := 2.72\ tonnef$ $V_{EQterr} := 4.84\ tonnef$ $\eta_D := 1$

$M_{EH} := 38.53\ tonnef \cdot m$ $M_{0.5PIR} := 4.28\ tonnef \cdot m$ $V_{EH} := 16.19\ tonnef$ $V_{0.5PIR} := 1.58\ tonnef$ $\eta_R := 1$

$M_{BR} := 9.65\ tonnef \cdot m$ $M_{PEQ} := 18.68\ tonnef \cdot m$ $V_{BR} := 1.35\ tonnef$ $V_{PEQ} := 2.83\ tonnef$ $\eta_I := 1$

$$\eta := \eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I = 1$$

*) Estado Limite de Resistencia I

$$M_{u_resist} := \eta \cdot \left(1.75 \cdot M_{LSx} + 1.50 \cdot M_{EH} + 1.75 \cdot M_{BR}\right) = 91.73 \ tonnef \cdot m$$

$$V_{u_resist} := \eta \cdot \left(1.75 \cdot V_{LSx} + 1.50 \cdot V_{EH} + 1.75 \cdot V_{BR}\right) = 31.41 \ tonnef$$

**) Estado Limite de Evento Extremo I

$$M_{u_EE} := \eta \cdot \left(0.50 \cdot M_{LSx} + 1.0 \cdot M_{EH} + 1.0 \cdot \left(M_{EQterr} + M_{0.5PIR} + M_{PEQ}\right) + 0.50 \ M_{BR}\right) = 88.52 \ tonnef \cdot m$$

$$V_{u_EE} := \eta \cdot \left(0.50 \cdot V_{LSx} + 1.0 \cdot V_{EH} + 1.0 \cdot \left(V_{EQterr} + V_{0.5PIR} + V_{PEQ}\right) + 0.50 \cdot V_{BR}\right) = 27.48 \ tonnef$$

## CALCULO DE ACERO

$$M_u := \max\left(M_{u_resist}, M_{u_EE}\right) = 91.73 \ tonnef \cdot m$$

$h := 1.35 \ m$ $\quad \phi_{varilla} := 1 \ in$ $\quad \phi := 0.9$ $\quad f'_c := 210 \ \frac{kgf}{cm^2}$

$b := 1 \ m$ $\quad \phi_{estribo} := \frac{1}{2} \ in$ $\quad \beta_1 := 0.85$ $\quad f_y := 4200 \ \frac{kgf}{cm^2}$

$r := 5 \ cm$

$$A_{\phi var} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{\ 2} = 5.07 \ cm^2$$

$$d := h - r - \phi_{estribo} - \frac{\phi_{varilla}}{2} = 1.27 \ m$$

$$\Delta_s := 0.85 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \left(1 - \sqrt[2]{1 - \frac{2 \cdot M_u}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}}\right) = 19.39 \ cm^2$$

$$a := d - \sqrt[2]{d^2 - \frac{2 \cdot M_u}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b}} = 4.56 \ cm \qquad c := \frac{a}{\beta_1} = 5.37 \ cm$$

$$N_{varillas3} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{\ 2} \cdot N_{varillas3} = \Delta_s \xrightarrow{solve\ ,\ N_{varillas3}} \frac{24.682272194177667868 \cdot cm^2}{in^2} = 4$$

$$N_{varillas3} = 4$$

$$S_{xm} := \frac{A_{\phi var}}{\Delta_s} \ m = 0.26 \ m$$

$$\phi 1 := \left\| \begin{array}{l} \text{if } 0.65 + 0.15 \cdot \left(\frac{d}{c} - 1\right) \le 0.9 \\ \quad \left\| \phi 1 \leftarrow 0.65 + 0.15 \cdot \left(\frac{d}{c} - 1\right) \right. \\ \text{else} \\ \quad \left\| \phi 1 \leftarrow 0.9 \right. \end{array} \right\| = 0.9$$

**Φ1" @ 0.20 m** $\qquad \phi_{varilla} = 1 \ in \quad N_{varillas3} = 4 \quad S_{xm} = 0.26 \ m$

ii) Acero de temperatura

$h_{pantalla} := 7.15\ m$ $t_{inf} := 1.35\ m$ $\phi_{varilla} := \frac{5}{8}\ in$ $A_{\phi var} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{\ 2} = 1.98\ cm^2$

$$b_{pantalla} := \frac{t_{sup} + t_{inf}}{2} = 1.08\ m$$

$$\Delta_{s_temp1} := \frac{0.18 \cdot b_{pantalla} \cdot h_{pantalla}}{2 \cdot (b_{pantalla} + h_{pantalla})} \cdot \frac{cm}{m} = 8.41\ \frac{cm^2}{m} \quad ==>\text{En cada cara}$$

$$\Delta_{s_temp} := \left| \begin{array}{l} \text{if } 2.33\ \frac{cm^2}{m} \le \Delta_{s_temp1} \le 12.70\ \frac{cm^2}{m} \\ \quad \Delta_{s_temp} \leftarrow \Delta_{s_temp1} \\ \text{if } \Delta_{s_temp1} \le 2.33\ \frac{cm^2}{m} \\ \quad 2.33\ \frac{cm^2}{m} \\ \text{if } \Delta_{s_temp1} \ge 12.70\ \frac{cm^2}{m} \\ \quad 12.70\ \frac{cm^2}{m} \end{array} \right| = 8.41\ \frac{cm^2}{m}$$

**Espaciamiento de acero por temperatura**

$$s_{max1} := \frac{A_{\phi var}}{\Delta_{s_temp}} = 0.24\ m$$

$$s_{max2} := 3 \cdot b_{pantalla} = 3.23\ m$$

$$s_{max3} := 0.45\ m$$

$$s_{temperatura} := min\left(s_{max1}, s_{max1}, s_{max2}\right) = 0.24\ m$$

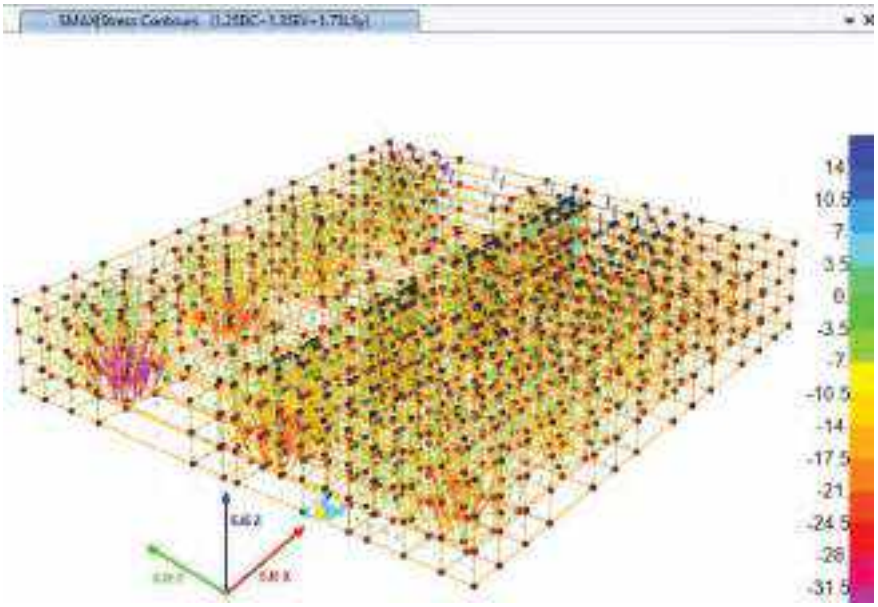
**Φ5/8" @ 0.25 m** *EN CADA CARA* $\phi_{varilla} = 0.63\ in$ $s_{temperatura} = 0.24\ m$

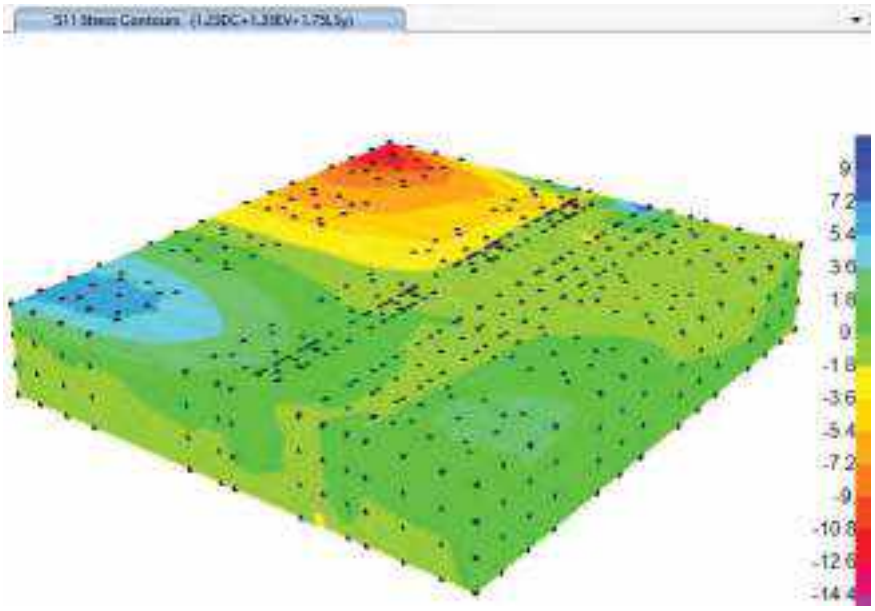
6.1.2.2. ENCEPADO

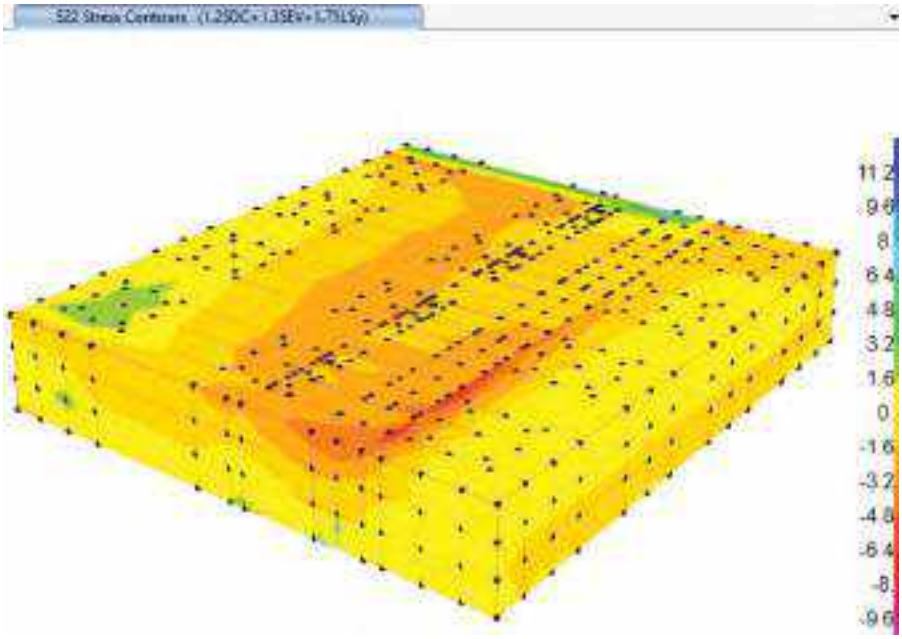
$$\eta := \eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I = 1$$

$$M_{u_resist} = \eta \cdot \left(1.25\ M_{DC} + 1.35\ M_{EV} + 1.75\ M_{LSy}\right)$$

$$V_{u_resist} = \eta \cdot \left(1.25\ V_{DC} + 1.35\ V_{EV} + 1.75\ V_{LSy}\right)$$


14
10.5
7
3.5
0
-3.5
-7
-10.5
-14
-17.5
-21
-24.5
-28
-31.5


9
7.2
5.4
3.6
1.8
0
-1.8
-3.6
-5.4
-7.2
-9
-10.8
-12.6
-14.4


11.2
9.6
8
6.4
4.8
3.2
1.6
0
-1.6
-3.2
-4.8
-6.4
-8
-9.6

$M_{xx_eje} := 597.19\ tonnef \cdot m$ $M_{yy_eje} := 511.08\ tonnef \cdot m$

$M_{xx_inter} := 482.27\ tonnef \cdot m$ $M_{yy_inter} := 393.81\ tonnef \cdot m$

$b_x := 9.20\ m$ $b_y := 8.50\ m$ $h := 1.50\ m$

## CALCULO DE ACERO

### i) Calculo de acero sobre el eje de los pilotes (DIR X-X)

$M_{xx_eje} = 597.19\ tonnef \cdot m$

$h := 1.5\ m$ $\phi_{varilla} := \frac{3}{4}\ in$ $\phi := 0.9$ $\beta_1 := 0.85$ $f'_c := 210\ \frac{kgf}{cm^2}$

$b := 9.20\ m$ $\phi_{estribo} := \frac{1}{2}\ in$ $f_y := 4200\ \frac{kgf}{cm^2}$

$r := 5\ cm$

$A_{\phi var} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{\ 2} = 2.85\ cm^2$

$d := h - r - \phi_{estribo} - \frac{\phi_{varilla}}{2} = 1.43\ m$

$\Delta_s := 0.85 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \left(1 - \sqrt[2]{1 - \frac{2 \cdot M_{xx_eje}}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}}\right) = 111.77\ cm^2$

$a := d - \sqrt[2]{d^2 - \frac{2 \cdot M_{xx_eje}}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b}} = 2.86\ cm$ $c := \frac{a}{\beta_1} = 3.36\ cm$

$N_{varillas9} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{\ 2} \cdot N_{varillas9} = \Delta_s \xrightarrow{solve,\ N_{varillas9}} \frac{252.99855431509310779 \cdot cm^2}{in^2} = 39$

$N_{varillas9} = 39$

$S_{xm} := \frac{b}{N_{varillas9}} = 0.23\ m$

$\phi 1 := \left\| \begin{array}{l} \text{if } 0.65 + 0.15 \cdot \left(\frac{d}{c} - 1\right) \le 0.9 \\ \quad \left\| \phi 1 \leftarrow 0.65 + 0.15 \cdot \left(\frac{d}{c} - 1\right) \right. \\ \text{else} \\ \quad \left\| \phi 1 \leftarrow 0.9 \right. \end{array} \right\| = 0.9$

**Φ 3/4" @ 0.20 m** $\phi_{varilla} = 0.75\ in$ $N_{varillas9} = 39$ $S_{xm} = 0.23\ m$

### ii) Calculo de acero en el medio de entre los ejes (DIR X-X)

$M_{xx_inter} = 482.27\ tonnef \cdot m$

$h := 1.5\ m$ $\quad \phi_{varilla} := \frac{3}{4}\ in$ $\quad \phi := 0.9$ $\quad \beta_1 := 0.85$ $\quad f'_c := 210\ \frac{kgf}{cm^2}$

$b := 9.20\ m$ $\quad \phi_{estribo} := \frac{1}{2}\ in$ $\quad f_y := 4200\ \frac{kgf}{cm^2}$

$r := 5\ cm$

$$A_{\phi var} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{\ 2} = 2.85\ cm^2$$

$$d := h - r - \phi_{estribo} - \frac{\phi_{varilla}}{2} = 1.43\ m$$

$$\Delta_s := 0.85 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \left(1 - \sqrt[2]{1 - \frac{2 \cdot M_{xx_inter}}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}}\right) = 90.09\ cm^2$$

$$a := d - \sqrt[2]{d^2 - \frac{2 \cdot M_{xx_inter}}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b}} = 2.3\ cm \qquad c := \frac{a}{\beta_1} = 2.71\ cm$$

$$N_{varillas10} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{\ 2} \cdot N_{varillas10} = \Delta_s \xrightarrow{solve\ ,\ N_{varillas10}} \frac{203.91283591567698814 \cdot cm^2}{in^2} = 32$$

$$N_{varillas10} = 32$$

$$S_{xm} := \frac{b}{N_{varillas10}} = 0.29\ m$$

$$\phi 1 := \left\| \begin{array}{l} \text{if } 0.65 + 0.15 \cdot \left(\frac{d}{c} - 1\right) \le 0.9 \\ \quad \left\| \phi 1 \leftarrow 0.65 + 0.15 \cdot \left(\frac{d}{c} - 1\right) \right. \\ \text{else} \\ \quad \left\| \phi 1 \leftarrow 0.9 \right. \end{array} \right\| = 0.9$$

**Φ 3/4" @ 0.25 m** $\qquad \phi_{varilla} = 0.75\ in \quad N_{varillas10} = 32 \quad S_{xm} = 0.29\ m$

### iii) Calculo de acero sobre los ejes (DIR Y-Y)

$M_{yy_eje} = 511.08\ tonnef \cdot m$

$h := 1.5\ m$ $\quad \phi_{varilla} := \frac{3}{4}\ in$ $\quad \phi := 0.9$ $\quad \beta_1 := 0.85$ $\quad f'_c := 210\ \frac{kgf}{cm^2}$

$b := 8.50\ m$ $\quad \phi_{estribo} := \frac{1}{2}\ in$ $\quad f_y := 4200\ \frac{kgf}{cm^2}$

$r := 5\ cm$

$$A_{\phi var} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{\ 2} = 2.85\ cm^2$$

$$d := h - r - \phi_{estribo} - \frac{\phi_{varilla}}{2} = 1.43\ m$$

$$\Delta_s := 0.85 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \left(1 - \sqrt[2]{1 - \frac{2 \cdot M_{yy_eje}}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}}\right) = 95.58\ cm^2$$

$$a := d - \sqrt[2]{d^2 - \frac{2 \cdot M_{yy_eje}}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b}} = 2.65\ cm \qquad c := \frac{a}{\beta_1} = 3.11\ cm$$

$$N_{varillas11} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}{}^2 \cdot N_{varillas11} = \Delta_s \xrightarrow{solve,\ N_{varillas11}} \frac{216.35540345692716365 \cdot cm^2}{in^2} = 34$$

$$N_{varillas11} = 34$$

$$S_{xm} := \frac{b}{N_{varillas11}} = 0.25\ m$$

$$\phi 1 := \left\| \begin{array}{l} \text{if } 0.65 + 0.15 \cdot \left(\frac{d}{c} - 1\right) \le 0.9 \\ \quad \left\| \phi 1 \leftarrow 0.65 + 0.15 \cdot \left(\frac{d}{c} - 1\right) \right. \\ \text{else} \\ \quad \left\| \phi 1 \leftarrow 0.9 \right. \end{array} \right\| = 0.9$$

**Φ3/4" @ 0.25 m**

$\phi_{varilla} = 0.75\ in$ $N_{varillas11} = 34$ $S_{xm} = 0.25\ m$

**iv) Calculo de acero en el medio de entre los ejes (DIR Y-Y)**

$M_{yy_inter} = 393.81\ tonnef \cdot m$

$h := 1.5\ m$ $\phi_{varilla} := \frac{5}{8}\ in$ $\phi := 0.9$ $\beta_1 := 0.85$ $f'_c := 210\ \frac{kgf}{cm^2}$

$b := 8.50\ m$ $\phi_{estribo} := \frac{1}{2}\ in$ $f_y := 4200\ \frac{kgf}{cm^2}$

$r := 5\ cm$

$$A_{\phi var} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}{}^2 = 1.98\ cm^2$$

$$d := h - r - \phi_{estribo} - \frac{\phi_{varilla}}{2} = 1.43\ m$$

$$\Delta_s := 0.85 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \left(1 - \sqrt[2]{1 - \frac{2 \cdot M_{yy_inter}}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}}\right) = 73.41\ cm^2$$

$$a := d - \sqrt[2]{d^2 - \frac{2 \cdot M_{yy_inter}}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b}} = 2.03\ cm \qquad c := \frac{a}{\beta_1} = 2.39\ cm$$

$$N_{varillas12} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}{}^2 \cdot N_{varillas12} = \Delta_s \xrightarrow{solve,\ N_{varillas12}} \frac{239.27691111793443029 \cdot cm^2}{in^2} = 37$$

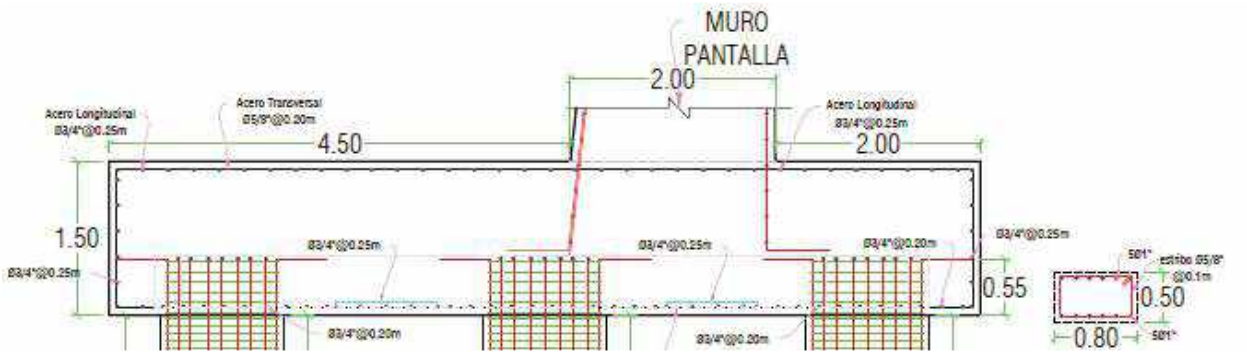
$$N_{varillas12} = 37$$

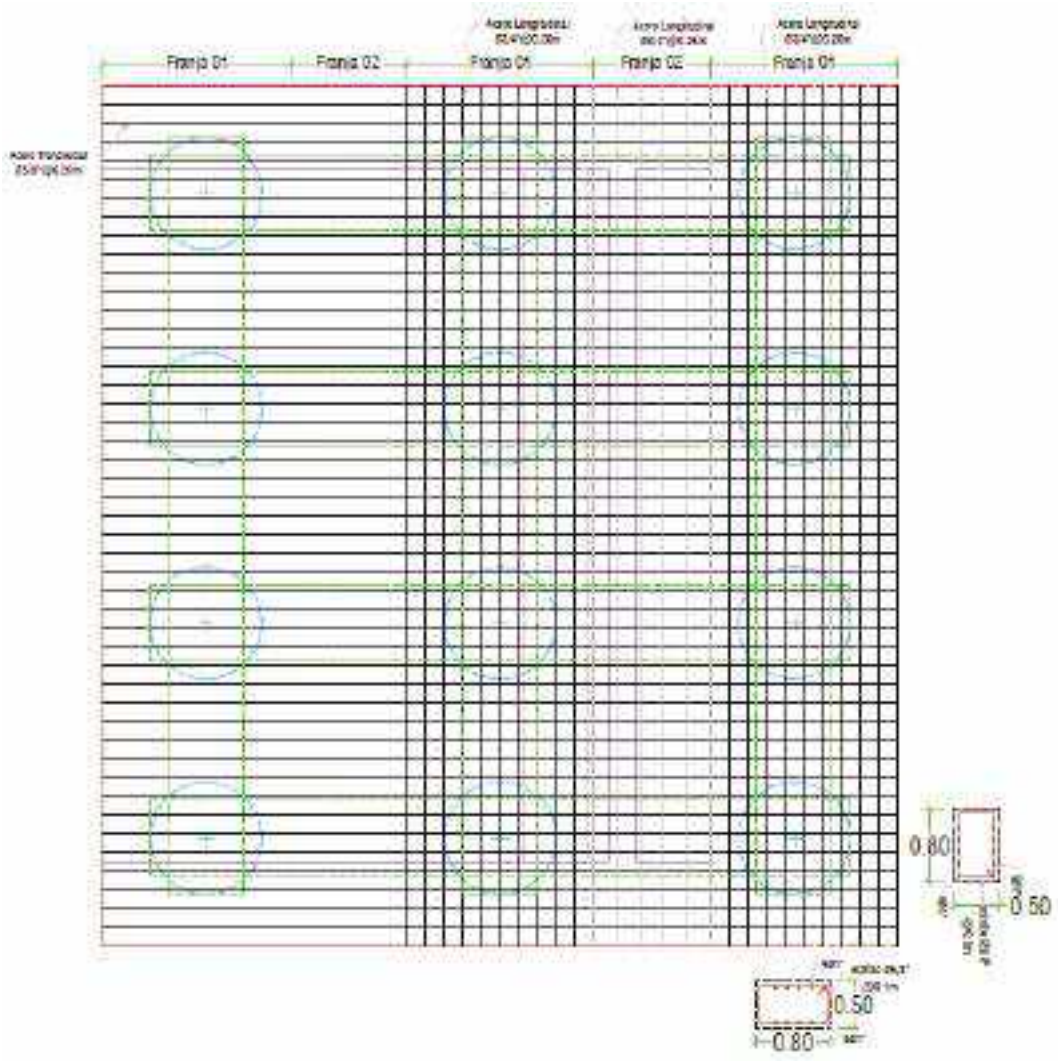
$$S_{xm} := \frac{b}{N_{varillas12}} = 0.23\ m$$

$$\phi 1 := \left\| \begin{array}{l} \text{if } 0.65 + 0.15 \cdot \left(\frac{d}{c} - 1\right) \le 0.9 \\ \quad \left\| \phi 1 \leftarrow 0.65 + 0.15 \cdot \left(\frac{d}{c} - 1\right) \right. \\ \text{else} \\ \quad \left\| \phi 1 \leftarrow 0.9 \right. \end{array} \right\| = 0.9$$

**Φ5/8" @ 0.20 m**

$\phi_{varilla} = 0.63\ in \quad N_{varillas12} = 37 \quad S_{xm} = 0.23\ m$



## 6.1.2.3. PILOTES

$$\eta = \eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I$$

$$M_{u_STR} = \eta \cdot \begin{pmatrix} 1.75\ M_{LSx} + 1.75 \cdot M_{LSy} + 1.75 \cdot M_{LL_IM} + 1.5 \cdot M_{EH} + 1.5 \cdot M_{EV} + 1.5 \cdot M_{PDC} \\ + 1.5 \cdot M_{PDW} + 1.5 \cdot M_{DC} + 1.75 \cdot M_{BR} \end{pmatrix}$$

$$M_{u_SERV} = \eta \cdot \left(1.0 \cdot M_{DC} + 1.0 \cdot M_{EV} + 1.0 \cdot M_{PDC} + 1.0 \cdot M_{PDW} + 1.0 \cdot M_{LSy}\right)$$



Fuerzas Axiales Mayoradas



Momentos Mayorada

$P := 569.92\ tonnef$ $M_{22} := 177.88\ tonnef \cdot m$ $M_{33} := 10.45\ tonnef \cdot m$ $V_2 := 2.56\ tonnef$ $V_3 := 49.21\ tonnef$

i) CALCUL DE LA RESISTENCIA DE LOS PILOTES

*) Resistencia de la punta

$\Phi := 36.29°$ $D_p := 1.2\ m$ $m_{suelo} := 500$ $FS := 4$

$\gamma_{suelo} := 1.89\ \frac{tonnef}{m^3}$ $L_p := 6\ m$ $p_{atm} := 100\ \frac{kN}{m^2}$ $q_{adm_pilote} := 11.03\ \frac{kgf}{cm^2}$

$p_a$ = presión atmosférica (= 100 kN/m²)

$m = \begin{cases} 100 \text{ a } 200 \text{ (suelo suelto)} \\ 200 \text{ a } 500 \text{ (suelo medio denso)} \\ 500 \text{ a } 1000 \text{ (suelo denso)} \end{cases}$

*) Soporte de la punta

$$\sigma_i := \gamma_{suelo} \cdot L_p = 11.34\ \frac{tonnef}{m^2}$$

$$N_q := \tan\left(45° + \frac{\Phi}{2}\right)^2 \cdot e^{\pi \cdot \tan(\Phi)} = 39.17$$ ==>Meyerhof $N_q = \tan^2\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right) e^{\pi \tan \phi'}$

$$F_{qs} := 1 + \tan(\Phi) = 1.73$$

$$C := 2\ \tan(\Phi) \cdot (1 - \sin(\Phi))^2 = 0.24$$

$$F_{qd} := 1 + C \cdot \operatorname{atan}\left(\frac{L_p}{D_p}\right) = 1.34$$

$$I_{cr} := 0.5 \cdot e^{2.85 \cdot \cot\left(45° - \frac{\Phi}{2}\right)} = 139.14$$

$$E_s := m_{suelo} \cdot p_{atm} = 5098.58 \ \frac{tonnef}{m^2} \qquad ==>1\text{tonnef/m2}=9.8067\text{kN/m2}$$

$$\mu_s := 0.1 + 0.3 \cdot \left( \frac{\Phi - 25°}{20°} \right) = 0.27$$

$$I_r := \frac{E_s}{2 \cdot (1 + \mu_s) \cdot \sigma_i \cdot \tan(\Phi)} = 241.18$$

$$n_{suelo} := 0.005 \cdot \left( 1 - \frac{\Phi - 25°}{20°} \right) = 0.0022$$

$$\Delta_{suelo} := n_{suelo} \cdot \frac{\sigma_i}{p_{atm}} = 0.0024$$

$$I_{rr} := \frac{I_r}{1 + I_r \cdot \Delta_{suelo}} = 152.26$$

$$F_{qc} := e^{\left( -3.8 \cdot \tan(\Phi) + \frac{3.07 \cdot \sin(\Phi) \cdot \log(2 \cdot I_{rr})}{1 + \sin(\Phi)} \right)} = 1.05$$

$$Q_p := \left( \frac{\pi}{4} \cdot D_p^{\ 2} \right) \cdot \left( \sigma_i \cdot (N_q - 1) \cdot F_{qs} \cdot F_{qd} \cdot F_{qc} \right) = 1186.02 \ tonnef$$

**) Resistencia por friccion

$$z_i := \frac{L_p}{2} = 3 \ m$$

$$p_{perimetro} := \pi \cdot D_p = 3.77 \ m$$

$$\beta_i := 2 - 0.15 \cdot \left( z_i \cdot \frac{1}{m} \right)^{0.75} = 1.66$$

$$\sigma_{ozi} := \gamma_{suelo} \cdot z_i = 5.67 \ \frac{tonnef}{m^2}$$

$$f_i := \beta_i \cdot \sigma_{ozi} = 9.4 \ \frac{tonnef}{m^2}$$

$$Q_s := f_i \cdot p_{perimetro} \cdot L_p = 212.65 \ tonnef$$

$$Q_{u_neto} := Q_p + Q_s = 1398.67 \ tonnef$$

$$Q_u := \frac{Q_{u_neto}}{FS} = 349.67 \ tonnef$$

$$Q_{total_pilotes} := 12 \cdot Q_u = 4196.02 \ tonnef$$

| CARGAS AXIALES (SERV I) | |
|---|---|
| N° | CARGA (t) |
| P1 | 146.76 |
| P2 | 141.59 |
| P3 | 139.91 |
| P4 | 142.23 |
| P5 | 219.97 |
| P6 | 210.31 |
| P7 | 209.33 |
| P8 | 142.23 |
| P9 | 256.82 |
| P10 | 232.07 |
| P11 | 233.39 |
| P12 | 262.53 |
| CARGA TOTAL= | 2337.14 |

$Q_{total_serv} := 2337.14\ tonnef$

if $Q_{total_serv} \le Q_{total_pilotes}$ "LOS PILOTES ABSORBEN TODA LAS CARGAS" else $\frac{Q_{total_pilotes}}{Q_{total_serv}}$ = "LOS PILOTES ABSORBEN TODA LAS CARGAS"

ii) DISEÑO DE LOS PILOTES

*) Revision de la esbeltez

$D := 1.2\ m$ $L := 6\ m$ $k := 1$

$A := \frac{\pi}{4} \cdot D^2 = 11309.73\ cm^2$

$I := \frac{\pi}{64} \cdot D^4 = 10178760.2\ cm^4$

$r := \sqrt[2]{\frac{I}{A}} = 30\ cm$

$Esbeltez := \frac{k \cdot L}{r} = 20$

if $Esbeltez < 22$ "Pilote NO Esbelta" else "Pilote Esbelta" = "Pilote NO Esbelta"

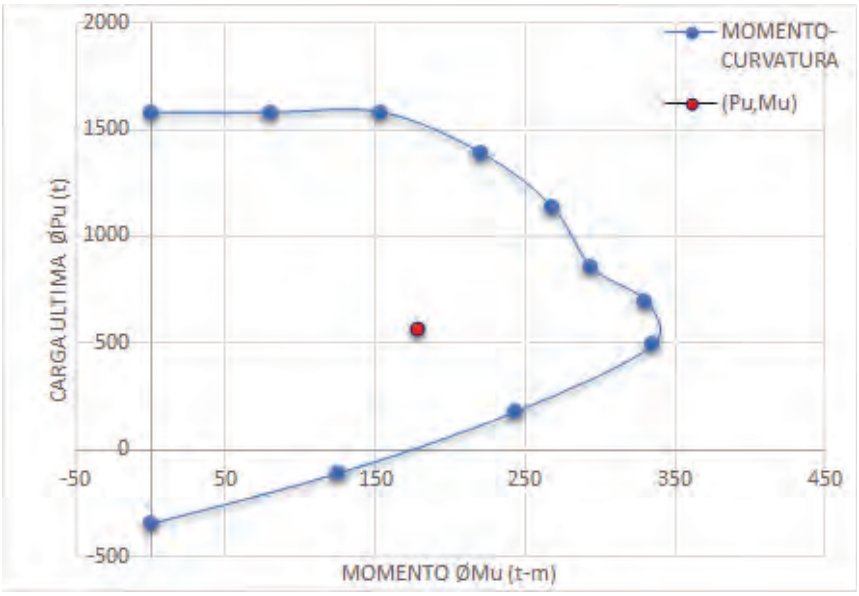
**) Acero minimo de refuerzo

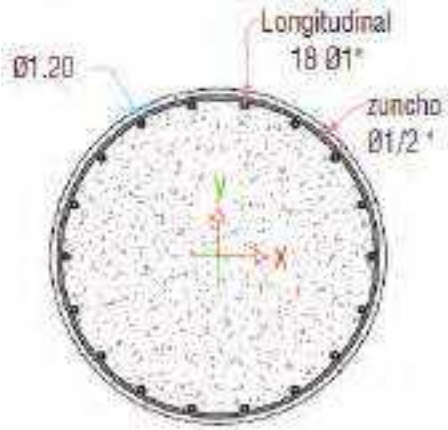
$\Phi_{varilla} := 1\ in$ $\Delta_{varilla} := \frac{\pi}{4} \cdot \Phi_{varilla}^2 = 5.07\ cm^2$

$\Delta_{s_min} := 0.008 \cdot A = 90.48\ cm^2$ **(5.13.4.5.2)**

$N_{varillas12} := \frac{\Delta_{s_min}}{\Delta_{varilla}} = 18$

| PILOTE D=120cm | | |
|---|---|---|
| Pu= 569.92 | t | |
| Mu= 177.88 | t-m | |
| N° | ØM (t.m) | ØP (t) |
| 1 | 0.00 | 1581.00 |
| 2 | 80.56 | 1581.00 |
| 3 | 154.14 | 1581.00 |
| 4 | 220.50 | 1391.00 |
| 5 | 268.24 | 1136.00 |
| 6 | 293.90 | 855.13 |
| 7 | 330.43 | 696.12 |
| 8 | 335.43 | 491.67 |
| 9 | 243.88 | 177.53 |
| 10 | 125.30 | -111.43 |
| 11 | 0.00 | -348.30 |




***) Detalle por corte

**(5.13.4.6.2b)**

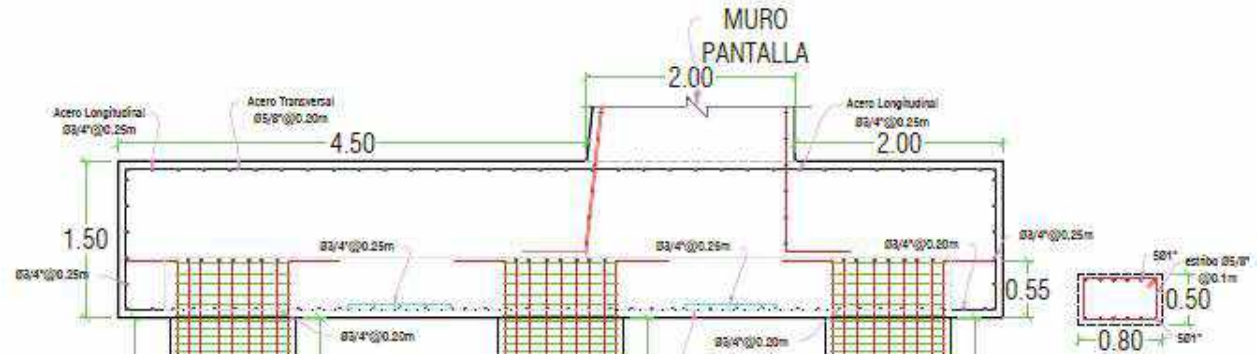
$$L_1 := 1.5 \cdot D_p = 1.8\ m$$

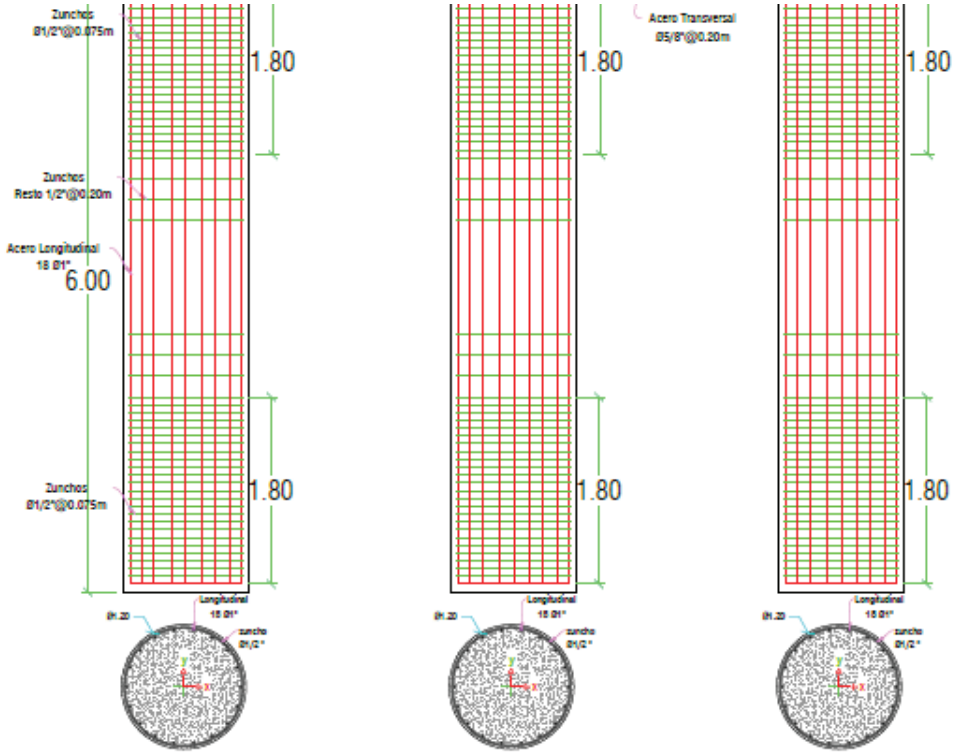
$$L_2 := 0.60\ m$$

$$L_{confinamiento} := \max\left(L_1, L_2\right) = 1.8\ m$$

Distribucion en el Pilote
1 @ 0.05 m
24 @ 0.075 m
R @ 0.20 m

Distribucion dentro del Embebido
R @ 0.10 m



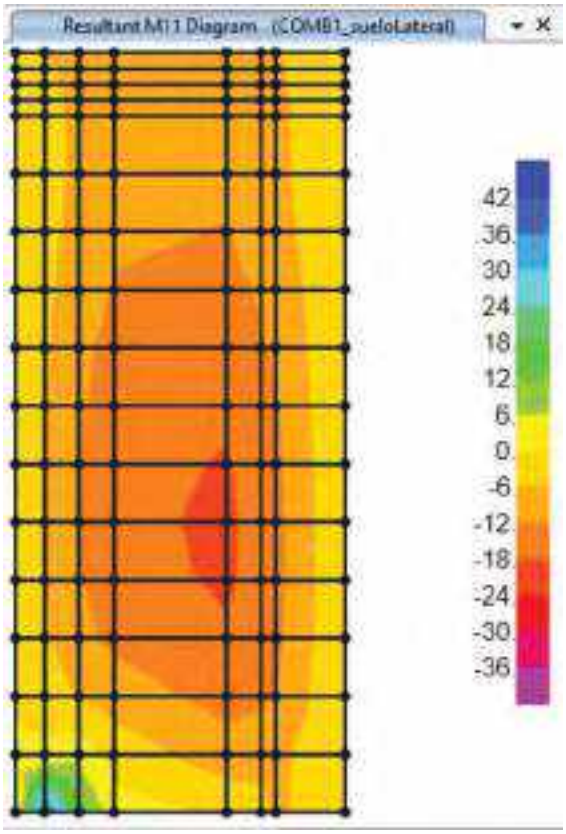


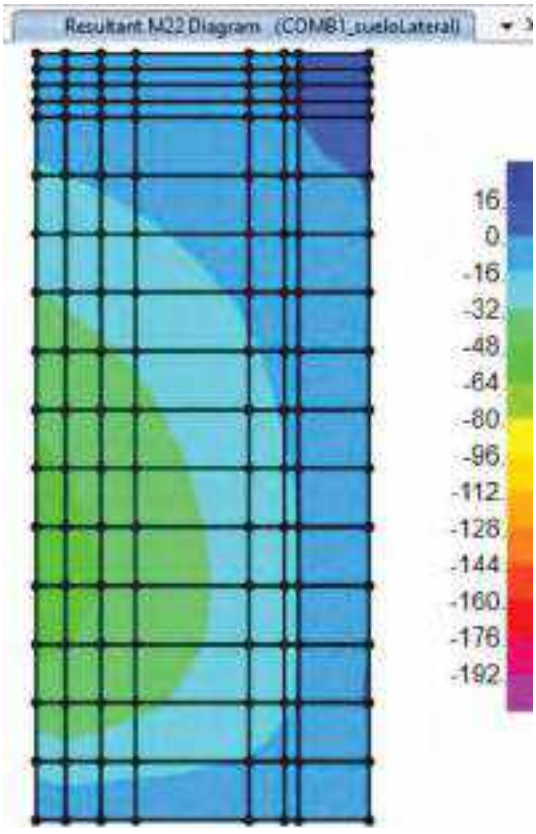

## 6.1.2.4. DISEÑO DE ALAS

$$\eta = \eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I$$

$$M_u = \eta \cdot \left(1.4 \cdot M_{DC} + 1.4 \cdot M_{EV}\right)$$

$$V_u = \eta \cdot \left(1.4 \cdot V_{DC} + 1.4 \cdot V_{EV}\right)$$



Momentos maximos por metro de franja

$M_{x_base} := 37.18\ tonnef \cdot m$ $M_{y_base} := 192.29\ tonnef \cdot m$

$M_{x_medio} := 12.73\ tonnef \cdot m$ $M_{y_medio} := 30.14\ tonnef \cdot m$

i) CALCULO DE ACERO

***) Acero en la base (DIR X-X)**

$M_{x_base} = 37.18\ tonnef \cdot m$

$h := 1\ m$ $\phi_{varilla} := \frac{3}{4}\ in$ $\phi := 0.9$ $f'_c := 210\ \frac{kgf}{cm^2}$

$b := 1\ m$ $\phi_{estribo} := \frac{1}{2}\ in$ $\beta_1 := 0.85$ $f_y := 4200\ \frac{kgf}{cm^2}$

$r := 5\ cm$

$A_{\phi var} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{\ 2} = 2.85\ cm^2$

$d := h - r - \phi_{estribo} - \frac{\phi_{varilla}}{2} = 0.93\ m$

$$\Delta_s := 0.85 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \left(1 - \sqrt[2]{1 - \frac{2 \cdot M_{x_base}}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}}\right) = 10.75\ cm^2$$

$$a := d - \sqrt[2]{d^2 - \frac{2 \cdot M_{x_base}}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b}} = 2.53\ cm \qquad c := \frac{a}{\beta_1} = 2.98\ cm$$

$$N_{varillas13} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{\ 2} \cdot N_{varillas13} = \Delta_s \xrightarrow{solve,\ N_{varillas13}} \frac{24.328892709234542941 \cdot cm^2}{in^2} = 4$$

$N_{varillas13} = 4$

$$S_{xm} := \frac{b}{N_{varillas13}} = 0.27\ m$$

$$\phi 1 := \left\| \begin{array}{l} \text{if } 0.65 + 0.15 \cdot \left(\frac{d}{c} - 1\right) \le 0.9 \\ \quad \left\| \phi 1 \leftarrow 0.65 + 0.15 \cdot \left(\frac{d}{c} - 1\right) \right. \\ \text{else} \\ \quad \left\| \phi 1 \leftarrow 0.9 \right. \end{array} \right\| = 0.9$$

**Φ 3/4" @ 0.25 m** $\phi_{varilla} = 0.75\ in$ $N_{varillas13} = 4$ $S_{xm} = 0.27\ m$

****) Acero en mitad (DIR X-X)**

$M_{x_medio} = 12.73\ tonnef \cdot m$

$h := 0.5\ m$ $\phi_{varilla} := \frac{5}{8}\ in$ $\phi := 0.9$ $f'_c := 210\ \frac{kgf}{cm^2}$

$b := 1\ m$ $\quad \phi_{estribo} := \frac{1}{2}\ in$ $\quad \beta_1 := 0.85$ $\quad f_y := 4200\ \frac{kgf}{cm^2}$

$r := 5\ cm$

$A_{\phi var} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{\ 2} = 1.98\ cm^2$

$d := h - r - \phi_{estribo} - \frac{\phi_{varilla}}{2} = 0.43\ m$

$$\Delta_s := 0.85 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \left(1 - \sqrt[2]{1 - \frac{2 \cdot M_{x_medio}}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}}\right) = 8.02\ cm^2$$

$$a := d - \sqrt[2]{d^2 - \frac{2 \cdot M_{x_medio}}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b}} = 1.89\ cm \qquad c := \frac{a}{\beta_1} = 2.22\ cm$$

$$N_{varillas14} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{\ 2} \cdot N_{varillas14} = \Delta_s \xrightarrow{solve\ ,\ N_{varillas14}} \frac{26.14041059141946223 \cdot cm^2}{in^2} = 4$$

$N_{varillas14} = 4$

$$S_{xm} := \frac{b}{N_{varillas14}} = 0.25\ m$$

$$\phi 1 := \left\| \begin{array}{l} \text{if } 0.65 + 0.15 \cdot \left(\frac{d}{c} - 1\right) \le 0.9 \\ \quad \left\| \phi 1 \leftarrow 0.65 + 0.15 \cdot \left(\frac{d}{c} - 1\right) \right. \\ \text{else} \\ \quad \left\| \phi 1 \leftarrow 0.9 \right. \end{array} \right\| = 0.9$$

**Φ5/8" @ 0.25 m** $\qquad \phi_{varilla} = 0.63\ in \quad N_{varillas14} = 4 \quad S_{xm} = 0.25\ m$

***) Acero en la Base (DIR Y-Y)

$M_{y_base} = 192.29\ tonnef \cdot m$

$h := 1\ m$ $\quad \phi_{varilla} := 1\ in$ $\quad \phi := 0.9$ $\quad f'_c := 210\ \frac{kgf}{cm^2}$

$b := 1\ m$ $\quad \phi_{estribo} := \frac{1}{2}\ in$ $\quad \beta_1 := 0.85$ $\quad f_y := 4200\ \frac{kgf}{cm^2}$

$r := 5\ cm$

$A_{\phi var} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{\ 2} = 5.07\ cm^2$

$d := h - r - \phi_{estribo} - \frac{\phi_{varilla}}{2} = 0.92\ m$

$$\Delta_s := 0.85 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \left(1 - \sqrt[2]{1 - \frac{2 \cdot M_{y_base}}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}}\right) = 59.53\ cm^2$$

$$a := d - \sqrt[2]{d^2 - \frac{2 \cdot M_{y_base}}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b}} = 14.01\ cm \qquad c := \frac{a}{\beta_1} = 16.48\ cm$$

$$N_{varillas15} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{\ 2} \cdot N_{varillas15} = \Delta_s \xrightarrow{solve,\ N_{varillas15}} \frac{75.792920787457428459 \cdot cm^2}{in^2} = 12$$

$$N_{varillas15} = 12$$

$$S_{xm} := \frac{b}{N_{varillas15}} = 0.09\ m$$

$$\phi 1 := \left\| \begin{array}{l} \text{if } 0.65 + 0.15 \cdot \left(\frac{d}{c} - 1\right) \le 0.9 \\ \quad \left\| \phi 1 \leftarrow 0.65 + 0.15 \cdot \left(\frac{d}{c} - 1\right) \right. \\ \text{else} \\ \quad \left\| \phi 1 \leftarrow 0.9 \right. \end{array} \right\| = 0.9$$

**Φ1" @ 0.1 m**

$\phi_{varilla} = 1\ in \quad N_{varillas15} = 12 \quad S_{xm} = 0.09\ m$

****) Acero en Mitad (DIR Y-Y)

$M_{y_medio} = 30.14\ tonnef \cdot m$

$h := 0.5\ m$ $\quad \phi_{varilla} := 1\ in$ $\quad \phi := 0.9$ $\quad f'_c := 210\ \frac{kgf}{cm^2}$

$b := 1\ m$ $\quad \phi_{estribo} := \frac{1}{2}\ in$ $\quad \beta_1 := 0.85$ $\quad f_y := 4200\ \frac{kgf}{cm^2}$

$r := 5\ cm$

$$A_{\phi var} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{\ 2} = 5.07\ cm^2$$

$$d := h - r - \phi_{estribo} - \frac{\phi_{varilla}}{2} = 0.42\ m$$

$$\Delta_s := 0.85 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \left(1 - \sqrt[2]{1 - \frac{2 \cdot M_{y_medio}}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}}\right) = 19.87\ cm^2$$

$$a := d - \sqrt[2]{d^2 - \frac{2 \cdot M_{y_medio}}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b}} = 4.68\ cm \qquad c := \frac{a}{\beta_1} = 5.5\ cm$$

$$N_{varillas16} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{\ 2} \cdot N_{varillas16} = \Delta_s \xrightarrow{solve,\ N_{varillas16}} \frac{25.303426159959058938 \cdot cm^2}{in^2} = 4$$

$$N_{varillas16} = 4$$

$$S_{xm} := \frac{b}{N_{varillas16}} = 0.25\ m$$

$$\phi 1 := \left\| \begin{array}{l} \text{if } 0.65 + 0.15 \cdot \left(\frac{d}{c} - 1\right) \le 0.9 \\ \quad \left\| \phi 1 \leftarrow 0.65 + 0.15 \cdot \left(\frac{d}{c} - 1\right) \right. \\ \text{else} \\ \quad \left\| \phi 1 \leftarrow 0.9 \right. \end{array} \right\| = 0.9$$

**Φ1" @ 0.2 m** $\phi_{varilla} = 1\ in$ $N_{varillas16} = 4$ $S_{xm} = 0.25\ m$

## 6.2. ESTRIBO CENTRAL

### 6.2.1. PREDIMENSION

$H := 11.04\ m$ $\Phi_{pilote} := 1.20\ m$

$$t_{superior} := \begin{bmatrix} 2 \cdot \frac{H}{24} \\ 2 \cdot 0.30\ m \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.92 \\ 0.6 \end{bmatrix} m \quad ==> \quad t_{sup} := 1.30\ m$$

$$t_{inferior} := 2 \cdot \frac{H}{12} = 1.84\ m \quad ==> \quad t_{inf} := 1.30\ m$$

$$B := \begin{bmatrix} 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot H \\ 2 \cdot \frac{2}{3} \cdot H \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 11.04 \\ 14.72 \end{bmatrix} m \quad ==> \quad B := 0\ m$$

$$D := \begin{bmatrix} 2 \cdot \frac{1}{10} \cdot H \\ 2 \cdot 1.2 \cdot \Phi_{pilote} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 2.21 \\ 2.88 \end{bmatrix} m \quad ==> \quad D := 0\ m$$

$$L_{punta} := \frac{B}{3} = 0\ m \quad ==> \quad L_{punta} := 0\ m$$

$==>$ $L_{talon} := 0\ m$

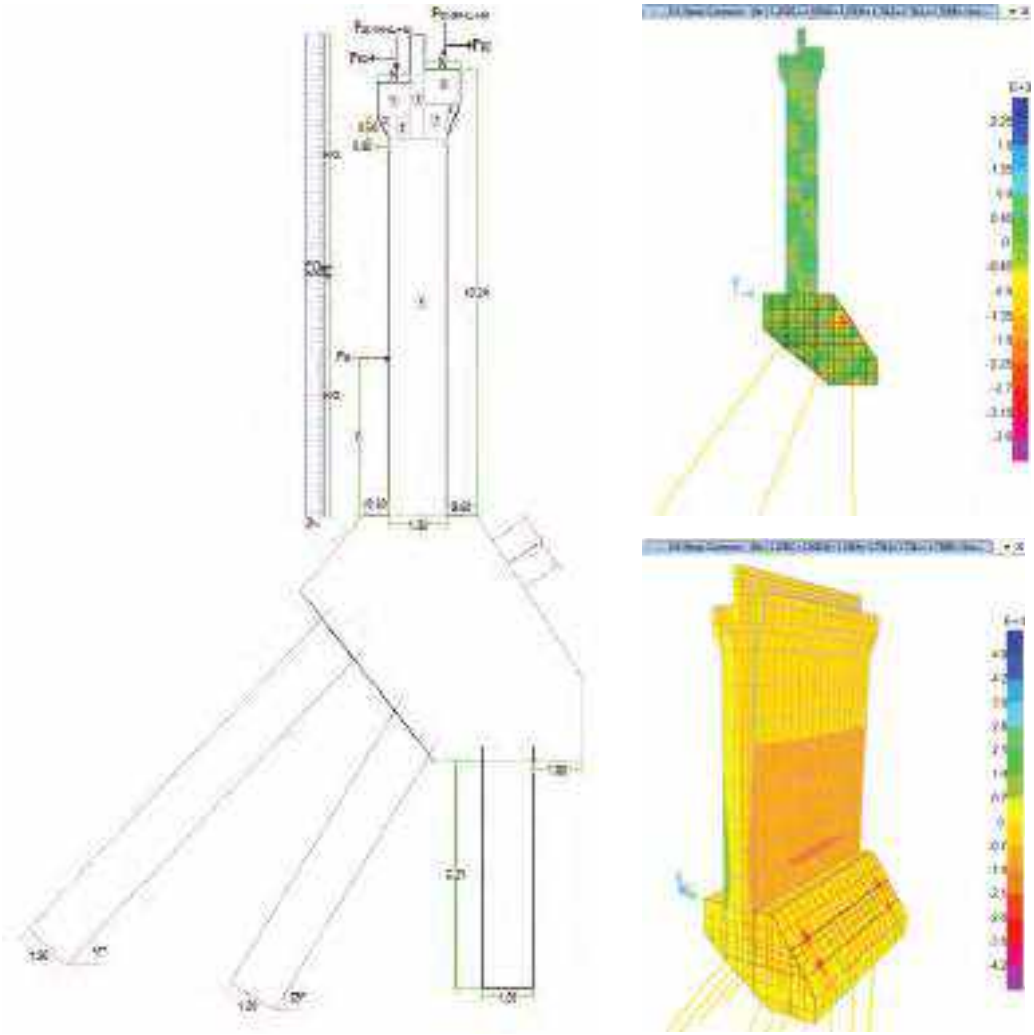
$H' := 0\ m$ $==>$ Altura promedio de las columnas que soporta el tablero

$L_{luz} := 10\ m$ $==>$ Longitud entre juntas de Expansion adyacente

$s := 0\ °$ $==>$ Angulo de esviacion del puente en grados sexagecimales

$$N_{min} := \left(200 + 0.0017 \cdot L_{luz} \cdot \frac{1}{mm} + 0.0067 \cdot H' \cdot \frac{1}{mm}\right) \cdot \left(1 + 0.000125 \cdot \left(s \cdot \frac{1}{°}\right)^2\right) mm = 0.22\ m$$

$==>$ $N := 0.80\ m$



DATOS

**GEOMETRIA DEL ESTRIBO**

$H := 11.04\ m$

$H_{pantalla} := 10.24\ m$

$h_{parapeto_izq} := 1.10\ m$

$h_{parapeto_der} := 0.80\ m$

$b_w := 0.30\ m$

$t_{sup} := 1.50\ m$

$t_{inf} := 1.50\ m$

$L_{cajuela} := 7.40\ m$

$N := 0.80\ m$

**CARGAS VERTICALES**

$P_{DC_Vizq} := 8.71\ \frac{tonnef}{m}$

$P_{DC_Vder} := 5.21\ \frac{tonnef}{m}$

$P_{DW_Vizq} := 0.72\ \frac{tonnef}{m}$

$P_{DW_Vder} := 0.43\ \frac{tonnef}{m}$

$P_{LL_IM_Vizq} := 15.56\ \frac{tonnef}{m}$

$P_{LL_IM_Vder} := 13.27\ \frac{tonnef}{m}$

**CARGAS HORIZONTALES**

$P_{DC_Hizq} := 1.55\ \frac{tonnef}{m}$

$P_{DC_Hder} := 0.97\ \frac{tonnef}{m}$

$P_{DW_Hizq} := 0.19\ \frac{tonnef}{m}$

$P_{DW_Hder} := 0.22\ \frac{tonnef}{m}$

$P_{LL_IM_Hizq} := 13.43\ \frac{tonnef}{m}$

$P_{LL_IM_Hder} := 10.25\ \frac{tonnef}{m}$

$BR_{Hizq} := 1.11\ \frac{tonnef}{m}$

$BR_{Hder} := 1.11\ \frac{tonnef}{m}$

**SUELO**

$\phi_f := 30\ °$

$\delta := 0\ °$

$\beta := 0\ °$

$\theta := 90\ °$

$i := 0\ °$

$\beta' := 0\ °$

$\gamma_{suelo} := 1.90\ \frac{tonnef}{m^3}$

$q_{adm_cimiento} := 7.16\ \frac{kgf}{cm^2}$

$FS := 3$

$q_{adm_pilote} := 14.70\ \frac{kgf}{cm^2}$

**SISMO**

$PGA := 0.30$

$F_{pga} := 1$

**CONCRETO**

$\gamma_c := 2400\ \frac{kgf}{m^3}$

$f'_{c_210} := 210\ \frac{kgf}{cm^2}$

## 6.2.2. CALCULO DE ACERO

### 6.2.2.1. MURO PANTALLA

CARGAS HORIZONTALES

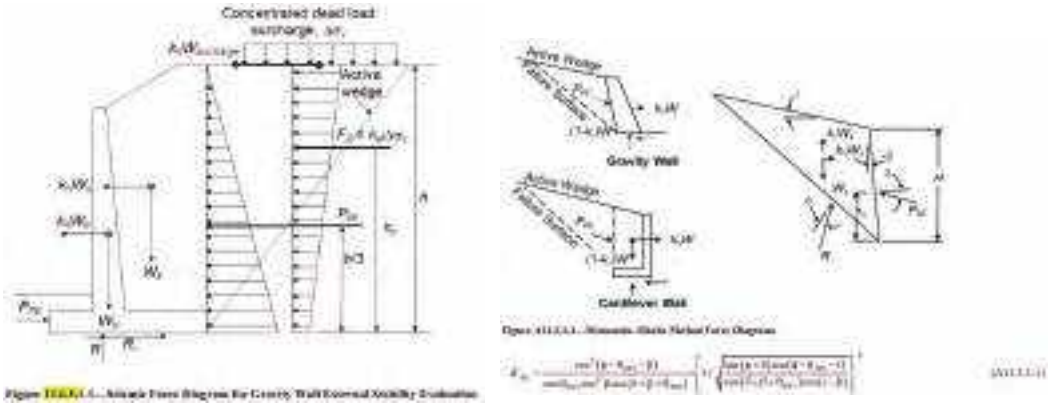
EN LA BASE DE LA PANTALLA

| PESO DE LA PATALLA en todo H | | | | |
|---|---|---|---|---|
| ELEM. | VOL (m2/m) | DC (t/m) | Ya (m) | Ya*DC (t*m/m) |
| 1 | 0.64 | 1.54 | 9.54 | 14.65 |
| 2 | 0.08 | 0.18 | 8.97 | 1.62 |
| 3 | 0.25 | 0.60 | 8.89 | 5.33 |
| 4 | 11.23 | 26.96 | 4.32 | 116.45 |
| 5 | 0.72 | 1.73 | 9.84 | 17.00 |
| 6 | 0.64 | 1.54 | 9.84 | 15.11 |
| 7 | 0.40 | 0.96 | 9.04 | 8.68 |
| 8 | 0.12 | 0.29 | 9.17 | 2.64 |
| ∑= | | 33.78 | | 181.49 |

$DC_{pantalla} := 33.78 \ \frac{tonnef}{m}$ $Ya.DC_{pantalla} := 181.49 \ \frac{tonnef \cdot m}{m}$

$$y_{p_DC} := \frac{Ya.DC_{pantalla}}{DC_{pantalla}} = 5.37 \ m$$

*) Calculo de EQ sobre la Pantalla




$\phi_f$ : Angulo de friccion interna

$\delta$ : Angulo de friccion entre el suelo y el muro

$\iota = \beta$ : Angulo del material del suelo con la horizontal"

$\beta$' : Angulo de inclinacion del muro con la vertical

$\theta$ : Angulo de inclinacion del muro del lado del terreno

$\iota$ : Angulo del material del suelo con la horizontal

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta_{MO} - \beta)}{\cos\theta_{MO}\cos^2\beta\cos(\delta + \beta + \theta_{MO})}\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta)\sin(\phi - \theta_{MO} - \iota)}{\cos(\delta + \beta + \theta_{MO})\cos(\iota - \beta)}}\right]^2$$

where:

$K_{AE}$ = seismic active earth pressure coefficient (dim)
$\gamma$ = unit weight of soil (kcf)
$H$ = height of wall (ft)
$b$ = vertical distance between ground surface and wall base at the back of wall heel (ft)
$\phi_f$ = friction angle of soil (degrees)
$\theta_{MO}$ = arc tan $[k_h/(1 - k_v)]$ (degrees)
$\delta$ = wall backfill interface friction angle (degrees)
$k_h$ = horizontal seismic acceleration coefficient (dim.)

$k_v$ – vertical seismic acceleration coefficient (dim.)
$i$ – backfill slope angle (degrees)
$\beta$ – slope of wall to the vertical, negative as shown (degrees)

$k_{ho} := F_{pga} \cdot PGA = 0.3$ (art 11.6.5.2.1)

$k_h := \frac{1}{2} \cdot k_{ho} = 0.15$ (C 11.6.5.2.2)

$k_v := 0$ (C 11.6.5.2.2)

$\theta' := \operatorname{atan}\left(\frac{k_h}{1 - k_v}\right) = 8.53\ °$

if $\phi_f > i + \theta'$ "Continuar" else "NO, Cumple" = "Continuar"

$$k_{AE} := \frac{\cos\left(\phi_f - i - \theta'\right)^2}{\cos\left(\theta'\right) \cdot \cos\left(\beta'\right)^2 \cdot \cos\left(\delta + \beta' + \theta'\right) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin\left(\phi_f + \delta\right) \cdot \sin\left(\phi_f - \theta' - i\right)}{\cos\left(\delta + \beta' + \theta'\right) \cdot \cos\left(i - \beta'\right)}}\right)^2} = 0.43$$

$p'_{EQ} := \frac{1}{2} \cdot k_{AE} \cdot H_{pantalla} \cdot \gamma_{suelo} = 4.21\ \frac{tonnef}{m^2}$

$EQ_{terr_pantalla} := p'_{EQ} \cdot H_{pantalla} = 43.13\ \frac{tonnef}{m}$

$y_{p_EQterr} := \frac{H_{pantalla}}{2} = 5.12\ m$

*) Calculo de PIR sobre la Pantalla (C 11.6.5.1)

$P_{IR_pantalla} := k_h \cdot DC_{pantalla} = 5.07\ \frac{tonnef}{m}$ (11.6.5.1-1)

$0.5 P_{IR_pantalla1} := 0.5 \cdot P_{IR_pantalla} = 2.53\ \frac{tonnef}{m}$ ==>sin incluir la masa del suelo

$y_{p_PIR} := y_{p_DC} = 5.37\ m$

*) Calculo de PAE sobre la Pantalla

$P_{AE} := EQ_{terr_pantalla} = 43.13\ \frac{tonnef}{m}$

$comb01 := P_{AE} + 0.5 \cdot P_{IR_pantalla} = 45.66\ \frac{tonnef}{m}$ (Art. 11.6.5.1)

$comb02 :=$ if $0.5 \cdot P_{AE} > 0$ $0.5 \cdot P_{AE} + P_{IR_pantalla}$ else $P_{IR_pantalla}$ $= 26.63\ \frac{tonnef}{m}$

$Combine := \max(comb01, comb02) = 45.66\ \frac{tonnef}{m}$

$EQ_{terr} := P_{AE} = 43.13\ \frac{tonnef}{m}$

$0.5 \cdot P_{IR_pantalla} = 2.53\ \frac{tonnef}{m}$

*) Carga Sismica por Superestructura ($P_{EQ}$) **(Art. 3.10.9.1)**

$A_s := k_{ho} = 0.3$

$P_{EQ_izq} := \left(P_{DC_Vizq} + P_{DW_Vizq}\right) \cdot A_s = 2.83 \ \frac{tonnef}{m}$

$y_{p_PEQ_izq} := H - \frac{h_{parapeto_izq}}{2} = 10.49 \ m$

$P_{EQ_der} := \left(P_{DC_Vder} + P_{DW_Vder}\right) \cdot A_s = 1.69 \ \frac{tonnef}{m}$

$y_{p_PEQ_der} := H - \frac{h_{parapeto_der}}{2} = 10.64 \ m$

*) Carga del frenado Equivalente sobre el Estribo ($BR'$)

$BR = 1.11 \ \frac{tonnef}{m}$ $\qquad$ $BR' := \frac{BR \cdot \left(H + h_{parapeto_der} + 1.8 \ m\right)}{H + h_{parapeto_der}} = 1.28 \ \frac{tonnef}{m}$

$y_{p_BR'} := H = 11.04 \ m$

RESUMEN DE CARGAS EN BASE DE PANTALLA

| CARGA | q (t/m2) | P (t/m) | yp (m) | M (t*m/m) |
|---|---|---|---|---|
| PDC_Hizq | | 1.55 | 9.94 | 15.41 |
| PDW_Hizq | | 0.19 | 9.94 | 1.89 |
| PLL+IM_Hizq | | 13.43 | 9.94 | 133.49 |
| BRHizq | | 1.11 | 11.04 | 12.25 |
| PDC_Hder | | 0.97 | 10.24 | 9.93 |
| PDW_Hder | | 0.22 | 10.24 | 2.25 |
| PLL+IM_Hder | | 10.25 | 10.24 | 104.96 |
| BRHder | | 1.11 | 11.04 | 12.25 |
| EQterr | 4.21 | 43.13 | 5.12 | 220.83 |
| 0.5PIR | | 2.53 | 5.37 | 13.59 |
| PEQ_izq | | 2.83 | 10.49 | 29.69 |
| PEQ_der | | 1.69 | 10.64 | 17.98 |

$M = y_p \cdot P$

$M_{DC_Hizq} := 15.41 \ tonnef \cdot m$ $\quad$ $M_{EQterr} := 220.83 \ tonnef \cdot m$ $\quad$ $V_{DC_Hizq} := 1.55 \ tonnef$ $\quad$ $V_{EQterr} := 43.13 \ tonnef$ $\quad$ $\eta_D := 1$

$M_{DW_Hizq} := 1.89 \ tonnef \cdot m$ $\quad$ $M_{0.5PIR} := 13.59 \ tonnef \cdot m$ $\quad$ $V_{DW_Hizq} := 0.19 \ tonnef$ $\quad$ $V_{0.5PIR} := 2.53 \ tonnef$ $\quad$ $\eta_R := 1$

$M_{LL_IM_Hizq} := 133.49 \ tonnef \cdot m$ $\quad$ $M_{PEQ_Hizq} := 29.69 \ tonnef \cdot m$ $\quad$ $V_{LL_IM_Hizq} := 13.43 \ tonnef$ $\quad$ $V_{PEQ_izq} := 2.83 \ tonnef$ $\quad$ $\eta_I := 1$

$M_{BR_Hizq} := 12.25 \ tonnef \cdot m$ $\quad$ $M_{PEQ_Hder} := 17.98 \ tonnef \cdot m$ $\quad$ $V_{BR_Hizq} := 1.11 \ tonnef$ $\quad$ $V_{PEQ_der} := 1.69 \ tonnef$

$M_{DC_Hder} := 9.93 \ tonnef \cdot m$ $\quad$ $V_{DC_Hder} := 0.97 \ tonnef$

$M_{DW_Hder} := 2.25 \ tonnef \cdot m$ $\quad$ $V_{DW_Hder} := 0.22 \ tonnef$

$M_{LL_IM_Hder} := 104.96 \ tonnef \cdot m$ $\quad$ $V_{LL_IM_Hder} := 10.25 \ tonnef$

$M_{BR_Hder} := 12.25 \ tonnef \cdot m$ $\quad$ $V_{BR_Hder} := 1.11 \ tonnef$

$$\eta := \eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I = 1$$

*) Estado Limite de Resistencia I

$$M_{u_resist} := \eta \cdot \begin{pmatrix} 1.75 \cdot \left(M_{LL_IM_Hizq} + M_{LL_IM_Hder}\right) \\ +1.50 \cdot \left(M_{DC_Hizq} + M_{DC_Hder} + M_{DW_Hizq} + M_{DW_Hder}\right) \\ +1.75 \cdot \left(M_{BR_Hizq} + M_{BR_Hder}\right) \end{pmatrix} = 504.38 \ tonnef \cdot m$$

$$V_{u_resist} := \eta \cdot \begin{pmatrix} 1.75 \cdot \left(V_{LL_IM_Hizq} + V_{LL_IM_Hder}\right) \\ +1.50 \cdot \left(V_{DC_Hizq} + V_{DC_Hder} + V_{DW_Hizq} + V_{DW_Hder}\right) \\ +1.75 \cdot \left(V_{BR_Hizq} + V_{BR_Hder}\right) \end{pmatrix} = 49.72 \ tonnef$$

**) Estado Limite de Evento Extremo I

$$M_{u_EE} := \eta \cdot \begin{pmatrix} 0.50 \cdot \left(M_{LL_IM_Hizq} + M_{LL_IM_Hder}\right) \\ +1.0 \cdot \left(M_{DC_Hizq} + M_{DC_Hder} + M_{DW_Hizq} + M_{DW_Hder}\right) \\ +1.0 \cdot \left(M_{EQterr} + M_{0.5PIR} + M_{PEQ_Hizq} + M_{PEQ_Hder}\right) \\ +0.50 \ M_{BR_Hizq} + 0.5 \cdot M_{BR_Hder} \end{pmatrix} = 443.05 \ tonnef \cdot m$$

$$V_{u_EE} := \eta \cdot \begin{pmatrix} 0.50 \cdot \left(V_{LL_IM_Hizq} + V_{LL_IM_Hder}\right) \\ +1.0 \cdot \left(V_{DC_Hizq} + V_{DW_Hizq} + V_{DC_Hder} + V_{DW_Hder}\right) \\ +1.0 \cdot \left(V_{EQterr} + V_{0.5PIR} + V_{PEQ_izq} + V_{PEQ_der}\right) \\ +0.50 \cdot V_{BR_Hizq} + 0.5 \cdot V_{BR_Hder} \end{pmatrix} = 66.06 \ tonnef$$

## CALCULO DE ACERO

$$M_u := \max\left(M_{u_resist}, M_{u_EE}\right) = 504.38 \ tonnef \cdot m$$

$h := 1.50 \ m$ $\quad \phi_{varilla} := 2 \ in$ $\quad \phi := 0.9$ $\quad f'_c := 210 \ \frac{kgf}{cm^2}$

$b := 1 \ m$ $\quad \phi_{estribo} := \frac{1}{2} \ in$ $\quad \beta_1 := 0.85$ $\quad f_y := 4200 \ \frac{kgf}{cm^2}$

$r := 5 \ cm$

$$A_{\phi var} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{\ 2} = 20.27 \ cm^2$$

$$d := h - r - \phi_{estribo} - \frac{\phi_{varilla}}{2} = 1.41 \ m$$

$$\Delta_s := 0.85 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \left(1 - \sqrt[2]{1 - \frac{2 \cdot M_u}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}}\right) = 103.42 \ cm^2$$

$$a := d - \sqrt[2]{d^2 - \frac{2 \cdot M_u}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b}} = 24.33 \ cm \qquad c := \frac{a}{\beta_1} = 28.63 \ cm$$

$$N_{varillas4} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{\ 2} \cdot N_{varillas4} = \Delta_s \xrightarrow{solve\ ,\ N_{varillas4}} \frac{32.919335501519502219 \cdot cm^2}{in^2} = 5$$

$$N_{varillas4} = 5$$

$$S_{xm} := \frac{A_{\phi var}}{\Delta_s} \ m = 0.2 \ m$$

$$\phi 1 := \left\| \begin{array}{l} \text{if } 0.65 + 0.15 \cdot \left(\frac{d}{c} - 1\right) \le 0.9 \\ \quad \left\| \phi 1 \leftarrow 0.65 + 0.15 \cdot \left(\frac{d}{c} - 1\right) \right. \\ \text{else} \\ \quad \left\| \phi 1 \leftarrow 0.9 \right. \end{array} \right\| = 0.9$$

**2 Φ 1" @ 0.20 m** $\phi_{varilla} = 2\ in \quad N_{varillas4} = 5 \quad S_{xm} = 0.2\ m$

ii) Acero de temperatura

$h_{pantalla} := 10.24\ m$ $b_{pantalla} := \frac{t_{sup} + t_{inf}}{2} = 1.5\ m$ $\phi_{varilla} := \frac{3}{4}\ in$ $A_{\phi var} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{\ 2} = 2.85\ cm^2$

$$\Delta_{s_temp1} := \frac{0.18 \cdot b_{pantalla} \cdot h_{pantalla}}{2 \cdot \left(b_{pantalla} + h_{pantalla}\right)} \cdot \frac{cm}{m} = 11.78\ \frac{cm^2}{m} \quad ==> \text{En cada cara}$$

$$\Delta_{s_temp} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } 2.33\ \frac{cm^2}{m} \le \Delta_{s_temp1} \le 12.70\ \frac{cm^2}{m} \\ \quad \left\| \Delta_{s_temp} \leftarrow \Delta_{s_temp1} \right. \\ \text{if } \Delta_{s_temp1} \le 2.33\ \frac{cm^2}{m} \\ \quad \left\| 2.33\ \frac{cm^2}{m} \right. \\ \text{if } \Delta_{s_temp1} \ge 12.70\ \frac{cm^2}{m} \\ \quad \left\| 12.70\ \frac{cm^2}{m} \right. \end{array} \right\| = 11.78\ \frac{cm^2}{m}$$

**Espaciamiento de acero por temperatura**

$$s_{max1} := \frac{A_{\phi var}}{\Delta_{s_temp}} = 0.24\ m$$

$$s_{max2} := 3 \cdot b_{pantalla} = 4.5\ m$$

$$s_{max3} := 0.45\ m$$

$$s_{temperatura} := min\left(s_{max1}, s_{max1}, s_{max2}\right) = 0.24\ m$$

**Φ 3/4" @ 0.25 m** *EN CADA CARA* $\phi_{varilla} = 0.75\ in \quad s_{temperatura} = 0.24\ m$

**EN EL MEDIO DE LA PANTALLA**

$H := 6.72\ m$ $H_{pantalla} := 5.92\ m$

| PESO DE LA PATALLA en H/2 | | | | |
|---|---|---|---|---|
| ELEM. | VOL (m2/m) | DC (t/m) | Ya (m) | Ya*DC (t*m/m) |
| 1 | 0.64 | 1.54 | 5.22 | 8.02 |
| 2 | 0.08 | 0.18 | 4.65 | 0.84 |
| 3 | 0.25 | 0.60 | 4.57 | 2.74 |
| 4 | 5.62 | 13.48 | 2.16 | 29.11 |
| 5 | 0.72 | 1.73 | 5.52 | 9.54 |
| 6 | 0.64 | 1.54 | 5.52 | 8.48 |
| 7 | 0.40 | 0.96 | 4.72 | 4.53 |
| 8 | 0.12 | 0.29 | 4.85 | 1.40 |
| ∑= | | 20.31 | | 64.66 |

$DC_{pantalla} := 20.31 \ \frac{tonnef}{m}$ $Ya.DC_{pantalla} := 64.66 \ \frac{tonnef \cdot m}{m}$

$$y_{p_DC} := \frac{Ya.DC_{pantalla}}{DC_{pantalla}} = 3.18 \ m$$

*) Calculo de EQ sobre la Pantalla

$\phi_f$: Angulo de friccion interna
$\delta$: Angulo de friccion entre el suelo y el muro
$\iota = \beta$: Angulo del material del suelo con la horizontal
$\beta'$: Angulo de inclinacion del muro con la vertical
$\theta$: Angulo de inclinacion del muro del lado del terreno
$\iota$: Angulo del material del suelo con la horizontal

$k_{ho} := F_{pga} \cdot PGA = 0.3$ (art 11.6.5.2.1)

$k_h := \frac{1}{2} \cdot k_{ho} = 0.15$ (C 11.6.5.2.2)

$k_v := 0$ (C 11.6.5.2.2)

$\theta' := \operatorname{atan}\left(\frac{k_h}{1 - k_v}\right) = 8.53 \ °$

if $\phi_f > i + \theta'$ "Continuar" else "NO, Cumple" = "Continuar"

$$k_{AE} := \frac{\cos\left(\phi_f - i - \theta'\right)^2}{\cos\left(\theta'\right) \cdot \cos\left(\beta'\right)^2 \cdot \cos\left(\delta + \beta' + \theta'\right) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin\left(\phi_f + \delta\right) \cdot \sin\left(\phi_f - \theta' - i\right)}{\cos\left(\delta + \beta' + \theta'\right) \cdot \cos\left(i - \beta'\right)}}\right)^2} = 0.43$$

$$p'_{EQ} := \frac{1}{2} \cdot k_{AE} \cdot H_{pantalla} \cdot \gamma_{suelo} = 2.43 \ \frac{tonnef}{m^2}$$

$$EQ_{terr_pantalla} := p'_{EQ} \cdot H_{pantalla} = 14.41 \ \frac{tonnef}{m}$$

$$y_{p_EQterr} := \frac{H_{pantalla}}{2} = 2.96 \ m$$

*) Calculo de PIR sobre la Pantalla (C 11.6.5.1)

$$P_{IR_pantalla} := k_h \cdot DC_{pantalla} = 3.05 \ \frac{tonnef}{m}$$ **(11.6.5.1-1)**

$$0.5\,P_{IR_pantalla1} := 0.5 \cdot P_{IR_pantalla} = 1.52 \ \frac{tonnef}{m} \qquad ==>\text{sin incluir la masa del suelo}$$

$$y_{p_PIR} := y_{p_DC} = 3.18 \ m$$

*) Calculo de PAE sobre la Pantalla

$$P_{AE} := EQ_{terr_pantalla} = 14.41 \ \frac{tonnef}{m}$$

$$comb01 := P_{AE} + 0.5 \cdot P_{IR_pantalla} = 15.94 \ \frac{tonnef}{m}$$ **(Art. 11.6.5.1)**

$$comb02 := \left\| \begin{array}{l} \text{if } 0.5 \cdot P_{AE} > 0 \\ \quad \| \, 0.5 \cdot P_{AE} + P_{IR_pantalla} \\ \text{else} \\ \quad \| \, P_{IR_pantalla} \end{array} \right\| = 10.25 \ \frac{tonnef}{m}$$

$$Combine := \max(comb01, comb02) = 15.94 \ \frac{tonnef}{m}$$

$$EQ_{terr} := P_{AE} = 14.41 \ \frac{tonnef}{m}$$

$$0.5 \cdot P_{IR_pantalla} = 1.52 \ \frac{tonnef}{m}$$

*) Carga Sismica por Superestructura ($P_{EQ}$) **(Art. 3.10.9.1)**

$$A_s := k_{ho} = 0.3$$

$$P_{EQ_izq} := \left(P_{DC_Vizq} + P_{DW_Vizq}\right) \cdot A_s = 2.83 \ \frac{tonnef}{m}$$

$$y_{p_PEQ_izq} := H - \frac{h_{parapeto_izq}}{2} = 6.17 \ m$$

$$P_{EQ_der} := \left(P_{DC_Vder} + P_{DW_Vder}\right) \cdot A_s = 1.69 \ \frac{tonnef}{m}$$

$$y_{p_PEQ_der} := H - \frac{h_{parapeto_der}}{2} = 6.32 \ m$$

*) Carga del frenado Equivalente sobre el Estribo ($BR'$)

$$BR = 1.11 \ \frac{tonnef}{m} \qquad BR' := \frac{BR \cdot \left(H + h_{parapeto_der} + 1.8 \ m\right)}{H + h_{parapeto_der}} = 1.38 \ \frac{tonnef}{m}$$

$$y_{p_BR'} := H = 6.72 \ m$$

| RESUMEN DE CARGAS EN BASE DE PANTALLA | | | | |
|---|---|---|---|---|
| CARGA | q (t/m2) | P (t/m) | yp (m) | M (t*m/m) |
| PDC_Hizq | | 1.55 | 5.62 | 8.71 |
| PDW_Hizq | | 0.19 | 5.62 | 1.07 |
| PLL+IM_Hizq | | 13.43 | 5.62 | 75.48 |
| BRHizq | | 1.11 | 6.72 | 7.46 |
| PDC_Hder | | 0.97 | 5.92 | 5.74 |
| PDW_Hder | | 0.22 | 5.92 | 1.30 |
| PLL+IM_Hder | | 10.25 | 5.92 | 60.68 |
| BRHder | | 1.11 | 6.72 | 7.46 |
| EQterr | 2.43 | 14.41 | 3.36 | 48.42 |
| 0.5PIR | | 1.52 | 3.18 | 4.83 |
| PEQ_izq | | 2.83 | 6.32 | 17.89 |
| PEQ_der | | 1.69 | 6.32 | 10.68 |

$M = y_p \cdot P$

$M_{DC_Hizq} := 8.71\ tonnef \cdot m$ $M_{EQterr} := 48.42\ tonnef \cdot m$ $V_{DC_Hizq} := 1.55\ tonnef$ $V_{EQterr} := 14.41\ tonnef$ $\eta_D := 1$

$M_{DW_Hizq} := 1.07\ tonnef \cdot m$ $M_{0.5PIR} := 4.83\ tonnef \cdot m$ $V_{DW_Hizq} := 0.19\ tonnef$ $V_{0.5PIR} := 1.52\ tonnef$ $\eta_R := 1$

$M_{LL_IM_Hizq} := 75.48\ tonnef \cdot m$ $M_{PEQ_Hizq} := 17.89\ tonnef \cdot m$ $V_{LL_IM_Hizq} := 13.43\ tonnef$ $V_{PEQ_izq} := 2.83\ tonnef$ $\eta_I := 1$

$M_{BR_Hizq} := 7.46\ tonnef \cdot m$ $M_{PEQ_Hder} := 10.68\ tonnef \cdot m$ $V_{BR_Hizq} := 1.11\ tonnef$ $V_{PEQ_der} := 1.69\ tonnef$

$M_{DC_Hder} := 5.74\ tonnef \cdot m$ $V_{DC_Hder} := 0.97\ tonnef$

$M_{DW_Hder} := 1.30\ tonnef \cdot m$ $V_{DW_Hder} := 0.22\ tonnef$

$M_{LL_IM_Hder} := 60.68\ tonnef \cdot m$ $V_{LL_IM_Hder} := 10.25\ tonnef$

$M_{BR_Hder} := 7.46\ tonnef \cdot m$ $V_{BR_Hder} := 1.11\ tonnef$

$$\eta := \eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I = 1$$

*) Estado Limite de Resistencia I

$$M_{u_resist} := \eta \cdot \begin{pmatrix} 1.75 \cdot \left(M_{LL_IM_Hizq} + M_{LL_IM_Hder}\right) \\ +1.50 \cdot \left(M_{DC_Hizq} + M_{DC_Hder} + M_{DW_Hizq} + M_{DW_Hder}\right) \\ +1.75 \cdot \left(M_{BR_Hizq} + M_{BR_Hder}\right) \end{pmatrix} = 289.62\ tonnef \cdot m$$

$$V_{u_resist} := \eta \cdot \begin{pmatrix} 1.75 \cdot \left(V_{LL_IM_Hizq} + V_{LL_IM_Hder}\right) \\ +1.50 \cdot \left(V_{DC_Hizq} + V_{DC_Hder} + V_{DW_Hizq} + V_{DW_Hder}\right) \\ +1.75 \cdot \left(V_{BR_Hizq} + V_{BR_Hder}\right) \end{pmatrix} = 49.72\ tonnef$$

**) Estado Limite de Evento Extremo I

$$M_{u_EE} := \eta \cdot \begin{pmatrix} 0.50 \cdot \left(M_{LL_IM_Hizq} + M_{LL_IM_Hder}\right) \\ +1.0 \cdot \left(M_{DC_Hizq} + M_{DC_Hder} + M_{DW_Hizq} + M_{DW_Hder}\right) \\ +1.0 \cdot \left(M_{EQterr} + M_{0.5PIR} + M_{PEQ_Hizq} + M_{PEQ_Hder}\right) \\ +0.50\ M_{BR_Hizq} + 0.5 \cdot M_{BR_Hder} \end{pmatrix} = 174.18\ tonnef \cdot m$$

$$V_{u_EE} := \eta \cdot \begin{pmatrix} 0.50 \cdot \left(V_{LL_IM_Hizq} + V_{LL_IM_Hder}\right) \\ +1.0 \cdot \left(V_{DC_Hizq} + V_{DW_Hizq} + V_{DC_Hder} + V_{DW_Hder}\right) \\ +1.0 \cdot \left(V_{EQterr} + V_{0.5PIR} + V_{PEQ_izq} + V_{PEQ_der}\right) \\ +0.50 \cdot V_{BR_Hizq} + 0.5 \cdot V_{BR_Hder} \end{pmatrix} = 36.33\ tonnef$$

## CALCULO DE ACERO

$M_u := \max\left(M_{u_resist}, M_{u_EE}\right) = 289.62\ tonnef \cdot m$

$h := 1.50\ m$ $\quad \phi_{varilla} := 1.5\ in$ $\quad \phi := 0.9$ $\quad f'_c := 210\ \frac{kgf}{cm^2}$

$b := 1\ m$ $\quad \beta_1 := 0.85$

$\phi_{estribo} := \frac{1}{2}\ in$ $\quad f_y := 4200\ \frac{kgf}{cm^2}$

$r := 5\ cm$

$A_{\phi var} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{\ 2} = 11.4\ cm^2$

$d := h - r - \phi_{estribo} - \frac{\phi_{varilla}}{2} = 1.42\ m$

$\Delta_s := 0.85 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \left(1 - \sqrt[2]{1 - \frac{2 \cdot M_u}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}}\right) = 56.69\ cm^2$

$a := d - \sqrt[2]{d^2 - \frac{2 \cdot M_u}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b}} = 13.34\ cm$ $\qquad c := \frac{a}{\beta_1} = 15.69\ cm$

$N_{varillas5} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{\ 2} \cdot N_{varillas5} = \Delta_s \xrightarrow{solve,\ N_{varillas5}} \frac{32.079689052347953879 \cdot cm^2}{in^2} = 5$ $\qquad N_{varillas5} = 5$

$S_{xm} := \frac{A_{\phi var}}{\Delta_s}\ m = 0.2\ m$

$\phi 1 := \left\| \begin{array}{l} \text{if } 0.65 + 0.15 \cdot \left(\frac{d}{c} - 1\right) \le 0.9 \\ \quad \left\| \phi 1 \leftarrow 0.65 + 0.15 \cdot \left(\frac{d}{c} - 1\right) \right. \\ \text{else} \\ \quad \left\| \phi 1 \leftarrow 0.9 \right. \end{array} \right\| = 0.9$

**1 Φ1" +1 Φ1/2" @ 0.20 m** $\qquad \phi_{varilla} = 1.5\ in$ $\quad N_{varillas5} = 5$ $\quad S_{xm} = 0.2\ m$

ii) Acero de temperatura

$h_{pantalla} := 5.92\ m$ $\qquad b_{pantalla} := \frac{t_{sup} + t_{inf}}{2} = 1.5\ m$ $\qquad \phi_{varilla} := \frac{3}{4}\ in$ $\qquad A_{\phi var} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{\ 2} = 2.85\ cm^2$

$\Delta_{s_temp1} := \frac{0.18 \cdot b_{pantalla} \cdot h_{pantalla}}{2 \cdot \left(b_{pantalla} + h_{pantalla}\right)} \cdot \frac{cm}{m} = 10.77\ \frac{cm^2}{m}$ $\qquad ==>$ En cada cara

$\Delta_{s_temp} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } 2.33\ \frac{cm^2}{m} \le \Delta_{s_temp1} \le 12.70\ \frac{cm^2}{m} \\ \quad \left\| \Delta_{s_temp} \leftarrow \Delta_{s_temp1} \right. \\ \text{if } \Delta_{s_temp1} \le 2.33\ \frac{cm^2}{m} \\ \quad \left\| 2.33\ \frac{cm^2}{m} \right. \\ \text{if } \Delta_{s_temp1} \ge 12.70\ \frac{cm^2}{m} \\ \quad \left\| 12.70\ \frac{cm^2}{m} \right. \end{array} \right\| = 10.77\ \frac{cm^2}{m}$

**Espaciamiento de acero por temperatura**

$$s_{max1} := \frac{A_{\phi var}}{\Delta_{s_temp}} = 0.26\ m$$

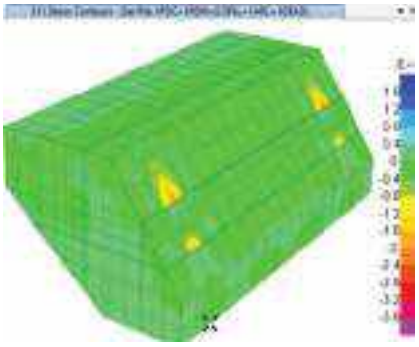
$$s_{max2} := 3 \cdot b_{pantalla} = 4.5\ m$$

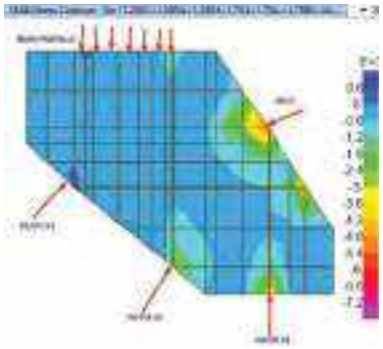
$$s_{max3} := 0.45\ m$$

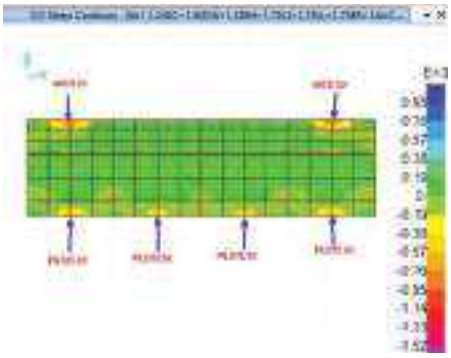
$$s_{temperatura} := min\left(s_{max1}, s_{max1}, s_{max2}\right) = 0.26\ m$$

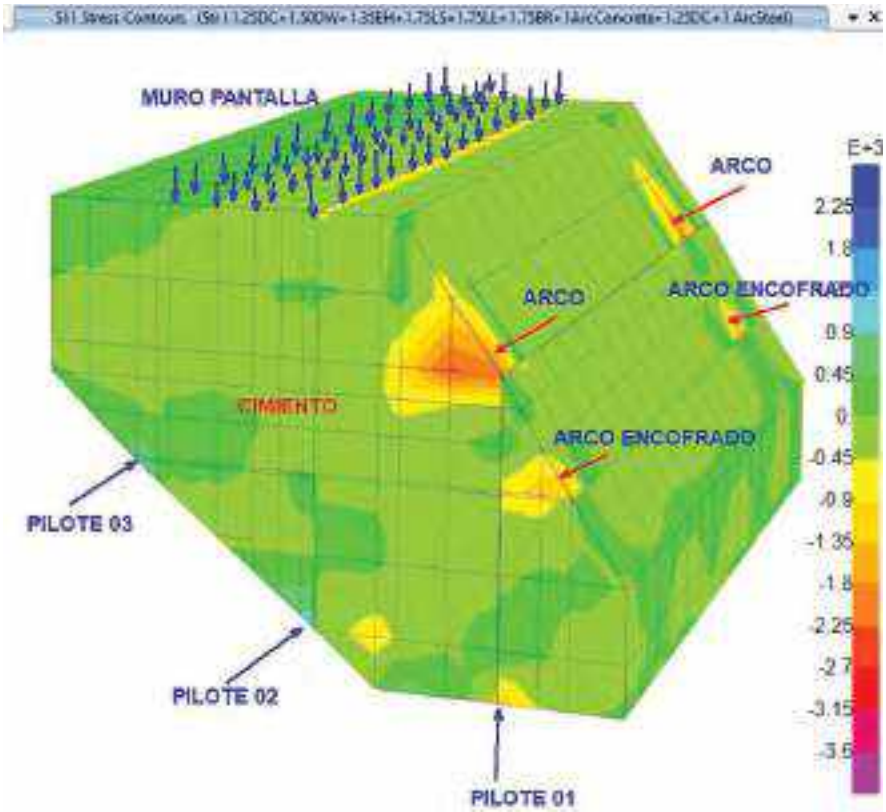
**Φ3/4" @ 0.25 m** *EN CADA CARA* $\phi_{varilla} = 0.75\ in$ $s_{temperatura} = 0.26\ m$

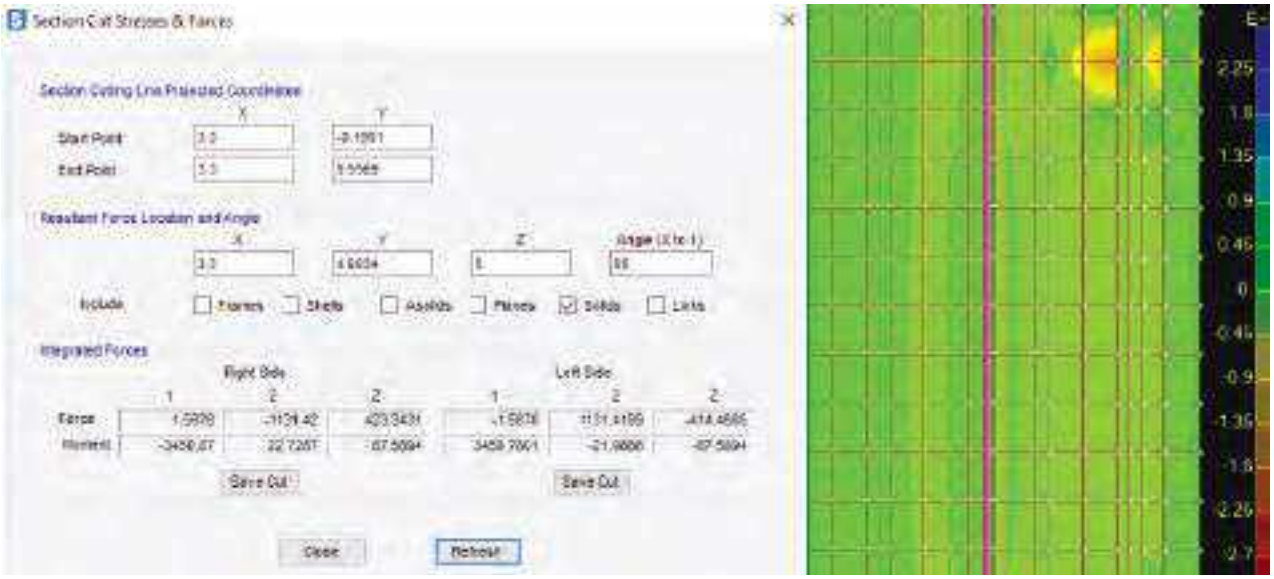
6.2.2.2. CIMIENTO












$M_1 := 9144.05\ tonnef \cdot m$ $b := 9.20\ m$ $h := 4.02\ m$ $b_{real} := 4.02\ m$ =>Acero Longitudinal

$M_2 := 5413.59\ tonnef \cdot m$ $b := 3.05\ m$ $h := 9.20\ m$ $b_{real} := 3.30\ m$ =>Acero Longitudinal

$M_3 := 6189.26\ tonnef \cdot m$ $b := 3.22\ m$ $h := 9.20\ m$ $b_{real} := 9.19\ m$ =>Acero Longitudinal

$M_4 := 3450.87\ tonnef \cdot m$ $b := 9.20\ m$ $h := 3.35\ m$ $b_{real} := 3.35\ m$ =>Acero transversal

## i) M1 ACERO LONGITUDINAL

$M_u := M_1 = 9144.05\ tonnef \cdot m$

$h := 9.20\ m$ $\phi_{varilla} := 1.5\ in$ $\phi := 0.9$ $f'_c := 210\ \frac{kgf}{cm^2}$

$b := 4.02\ m$ $\beta_1 := 0.85$

$\phi_{estribo} := \frac{1}{2}\ in$ $f_y := 4200\ \frac{kgf}{cm^2}$

$r := 5\ cm$

$b_{real} := 4.02\ m$ ==>longitud real de distribucion de acero

$A_{\phi var} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{\ 2} = 11.4\ cm^2$

$d := h - r - \phi_{estribo} - \frac{\phi_{varilla}}{2} = 9.12\ m$

$\Delta_s := 0.85 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \left(1 - \sqrt[2]{1 - \frac{2 \cdot M_u}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}}\right) = 267.6\ cm^2$

$a := d - \sqrt[2]{d^2 - \frac{2 \cdot M_u}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b}} = 15.66\ cm$ $c := \frac{a}{\beta_1} = 18.43\ cm$

$N_{varillas18} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{\ 2} \cdot N_{varillas18} = \Delta_s \xrightarrow{solve,\ N_{varillas18}} \frac{151.42898495399217631 \cdot cm^2}{in^2} = 23$

$N_{varillas18} = 23$

$S_{xm} := \frac{b_{real}}{N_{varillas18}} = 0.17\ m$

**1 Φ1" +1 Φ1/2" @ 0.15 m** $\phi_{varilla} = 1.5\ in \quad N_{varillas18} = 23 \quad S_{xm} = 0.17\ m$

### ii) M2 ACERO LONGITUDINAL

$M_u := M_2 = 5413.59\ tonnef \cdot m$

$h := 9.20\ m$ $\quad \phi_{varilla} := 1\ in$ $\quad \phi := 0.9$ $\quad f'_c := 210\ \frac{kgf}{cm^2}$

$b := 3.05\ m$ $\quad \phi_{estribo} := \frac{1}{2}\ in$ $\quad \beta_1 := 0.85$ $\quad f_y := 4200\ \frac{kgf}{cm^2}$

$r := 5\ cm$

$b_{real} := 3.30\ m$ ==> longitud real de distribucion de acero

$$A_{\phi var} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{\ 2} = 5.07\ cm^2$$

$$d := h - r - \phi_{estribo} - \frac{\phi_{varilla}}{2} = 9.12\ m$$

$$\Delta_s := 0.85 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \left(1 - \sqrt[2]{1 - \frac{2 \cdot M_u}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}}\right) = 158.01\ cm^2$$

$$a := d - \sqrt[2]{d^2 - \frac{2 \cdot M_u}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b}} = 12.19\ cm \qquad c := \frac{a}{\beta_1} = 14.34\ cm$$

$$N_{varillas19} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{\ 2} \cdot N_{varillas19} = \Delta_s \xrightarrow{solve,\ N_{varillas19}} \frac{201.18728951994387573 \cdot cm^2}{in^2} = 31$$

$N_{varillas19} = 31$

$$S_{xm} := \frac{b_{real}}{N_{varillas19}} = 0.106\ m$$

**1 Φ1" @ 0.10 m** $\phi_{varilla} = 1\ in \quad N_{varillas19} = 31 \quad S_{xm} = 0.11\ m$

### iii) M3 ACERO LONGITUDINAL

$M_u := M_3 = 6189.26\ tonnef \cdot m$

$h := 9.20\ m$ $\quad \phi_{varilla} := \frac{3}{4}\ in$ $\quad \phi := 0.9$ $\quad f'_c := 210\ \frac{kgf}{cm^2}$

$b := 3.22\ m$ $\quad \phi_{estribo} := \frac{1}{2}\ in$ $\quad \beta_1 := 0.85$ $\quad f_y := 4200\ \frac{kgf}{cm^2}$

$r := 5\ cm$

$b_{real} := 9.19\ m$ ==> longitud real de distribucion de acero

$$A_{\phi var} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{\ 2} = 2.85\ cm^2$$

$$d := h - r - \phi_{estribo} - \frac{\phi_{varilla}}{2} = 9.13\ m$$

$$\Delta_s := 0.85 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \left(1 - \sqrt[2]{1 - \frac{2 \cdot M_u}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}}\right) = 180.69\ cm^2$$

$$a := d - \sqrt[2]{d^2 - \frac{2 \cdot M_u}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b}} = 13.2\ cm \qquad c := \frac{a}{\beta_1} = 15.53\ cm$$

$$N_{varillas20} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{2} \cdot N_{varillas20} = \Delta_s \xrightarrow{solve,\ N_{varillas20}} \frac{408.9988507349762845 \cdot cm^2}{in^2} = 63$$

$$N_{varillas20} = 63$$

$$S_{xm} := \frac{b_{real}}{N_{varillas20}} = 0.14\ m$$

**1 Φ 3/4" @ 0.15 m** $\phi_{varilla} = 0.75\ in$ $N_{varillas20} = 63$ $S_{xm} = 0.14\ m$

### iv) M4 ACERO TRANSVERSAL

$$M_u := M_4 = 3450.87\ tonnef \cdot m$$

$h := 3.35\ m$ $\phi_{varilla} := 1\ in$ $\phi := 0.9$ $f'_c := 210\ \frac{kgf}{cm^2}$

$b := 9.20\ m$ $\phi_{estribo} := \frac{1}{2}\ in$ $\beta_1 := 0.85$ $f_y := 4200\ \frac{kgf}{cm^2}$

$r := 5\ cm$

$b_{real} := 9.20\ m$ ==> longitud real de distribucion de acero

$$A_{\phi var} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{2} = 5.07\ cm^2$$

$$d := h - r - \phi_{estribo} - \frac{\phi_{varilla}}{2} = 3.27\ m$$

$$\Delta_s := 0.85 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_u}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}}\right) = 281.89\ cm^2$$

$$a := d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_u}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b}} = 7.21\ cm \qquad c := \frac{a}{\beta_1} = 8.48\ cm$$

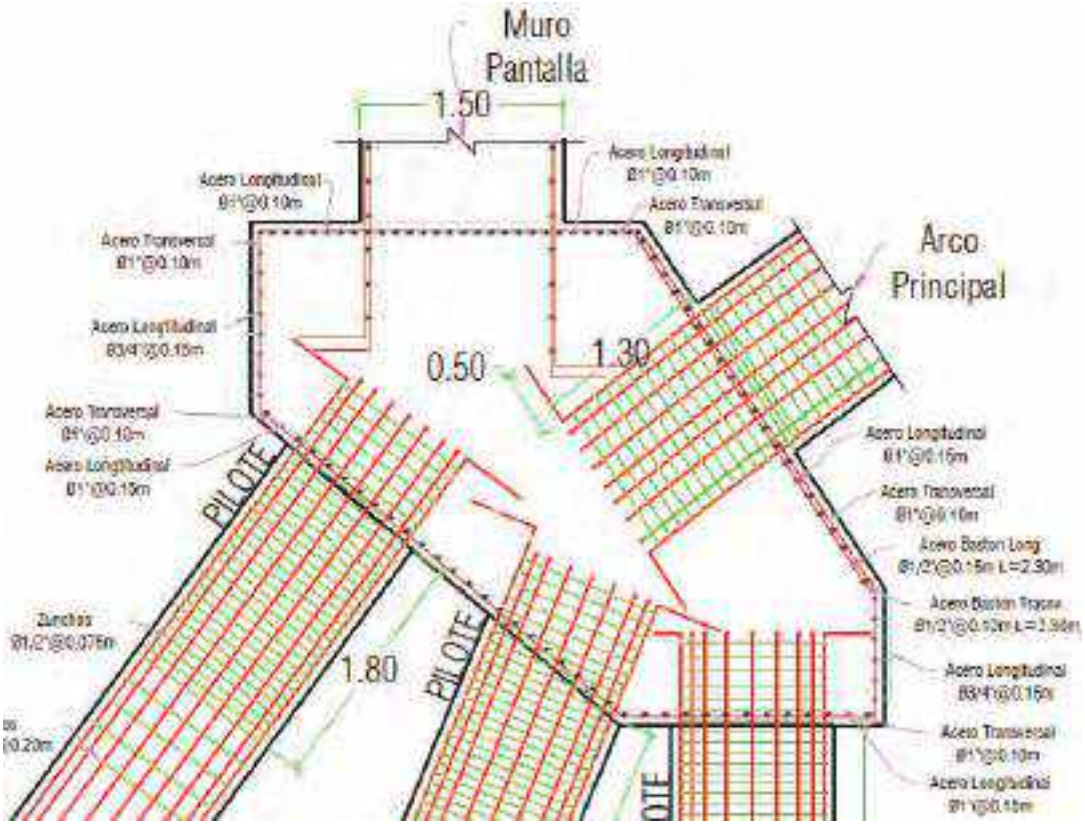
$$N_{varillas21} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{2} \cdot N_{varillas21} = \Delta_s \xrightarrow{solve,\ N_{varillas21}} \frac{358.91864583854043331 \cdot cm^2}{in^2} = 56$$

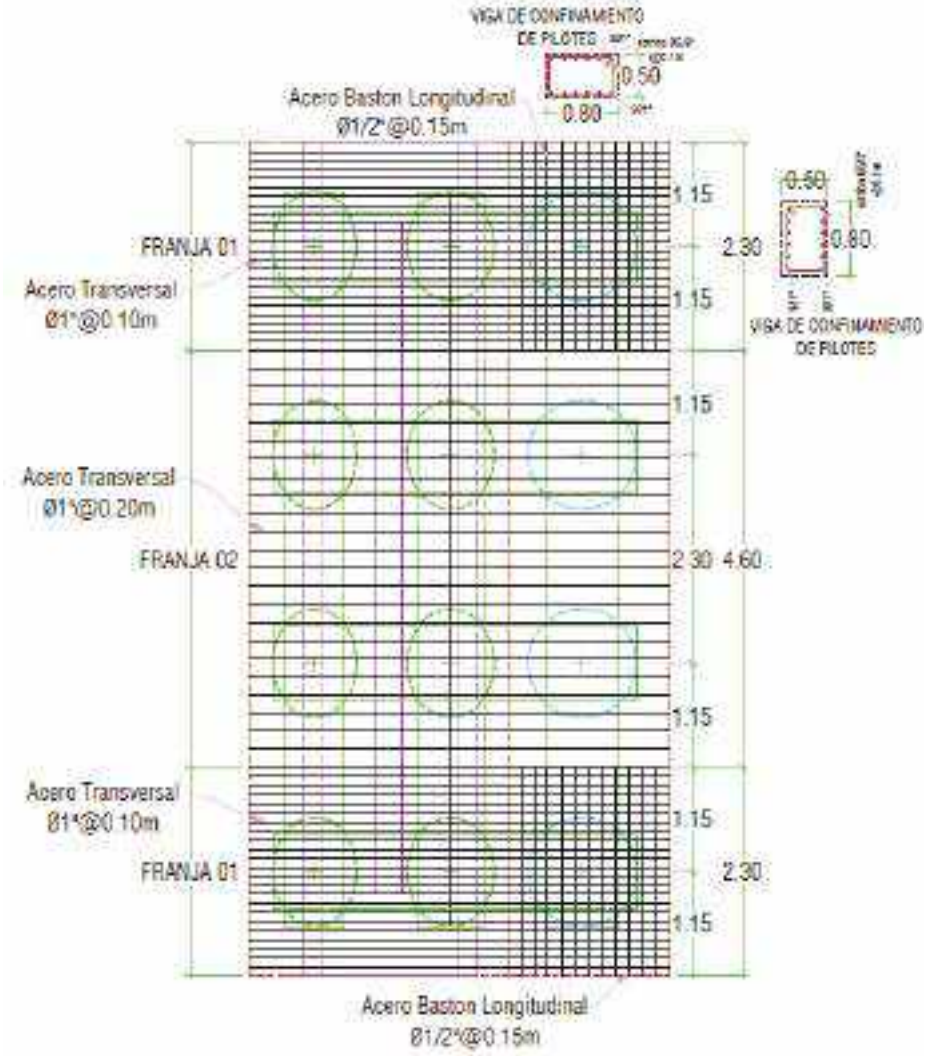
$$N_{varillas21} = 56$$

$$S_{xm} := \frac{b_{real}}{N_{varillas21}} = 16.537\ cm$$

**1 Φ 1" @ 0.10 m cerca del arco** $\phi_{varilla} = 1\ in$ $N_{varillas21} = 56$ $S_{xm} = 0.17\ m$

**1 Φ 1" @ 0.20 m en el todo el medio (entre los arcos)**


Muro
Pantalla
1.50
Acero Longitudinal
Ø1"@0.10m
Acero Transversal
Ø1"@0.10m
Acero Longitudinal
Ø3/4"@0.15m
Acero Transversal
Ø1"@0.10m
Acero Longitudinal
Ø1"@0.15m
Zunchos
Ø1/2"@0.075m
PILOTE
0.50
1.30
Arco
Principal
1.80
Acero Transversal
Ø1"@0.10m
Acero Longitudinal
Ø1"@0.15m
Acero Transversal
Ø1"@0.10m
Acero Baston Long
Ø1/2"@0.15m L=2.30m
Acero Baston Trans
Ø1/2"@0.10m L=1.90m
Acero Longitudinal
Ø3/4"@0.15m
Acero Transversal
Ø1"@0.10m
Acero Longitudinal
Ø1"@0.15m


VIGA DE CONFINAMIENTO
DE PILOTES
0.50
0.80
Acero Baston Longitudinal
Ø1/2"@0.15m
FRANJA 01
Acero Transversal
Ø1"@0.10m
FRANJA 02
Acero Transversal
Ø1"@0.20m
Acero Transversal
Ø1"@0.10m
FRANJA 01
1.15
2.30
1.15
1.15
2.30
4.60
1.15
1.15
2.30
1.15
0.50
0.80
VIGA DE CONFINAMIENTO
DE PILOTES
Acero Baston Longitudinal
Ø1/2"@0.15m

## 6.2.2.3. PILOTES

$$\eta = \eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I$$

Caso combinacion para la resistencia I

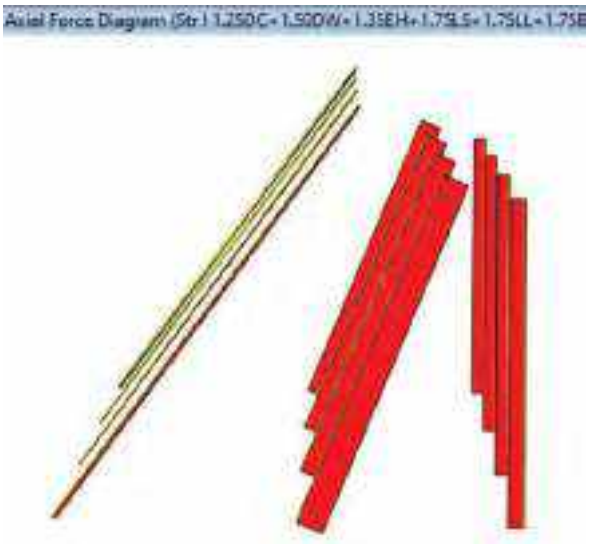
$$M_{u_Str} = \eta \cdot \left(1.5\ M_{DC} + 1.5\ M_{DW} + 1.75\ M_{LL} + 1.75\ M_{BR} + 1.5\ M_{Arc}\right)$$

$$V_{u_Str} = \eta \cdot \left(1.5\ V_{DC} + 1.5\ V_{DW} + 1.75\ V_{LL} + 1.75\ V_{BR} + 1.5\ V_{Arc}\right)$$

Caso combinacion para Servicio I

$$M_{u_Serv} = \eta \cdot \left(1.0\ M_{DC} + 1.0\ M_{DW} + 1.0\ M_{LL} + 1.0\ M_{BR} + 1.0\ M_{Arc}\right)$$

$$V_{u_Serv} = \eta \cdot \left(1.0\ V_{DC} + 1.0\ V_{DW} + 1.0\ V_{LL} + 1.0\ V_{BR} + 1.0\ V_{Arc}\right)$$







PILOTE CRITICO 1

$M_{u_1} := 272.79\ tonnef \cdot m$

$P_{u_1} := 496.12\ tonnef$

$V_{u_1} := 81.85\ tonnef$

PILOTE CRITICO 2

$M_{u_2} := 274.98\ tonnef \cdot m$

$P_{u_2} := 447.28\ tonnef$

$V_{u_2} := 81.82\ tonnef$

i) CALCULO DE LA CAPACIDAD DEL PILOTE

$\Phi := 36.29°$

$\gamma_{suelo} := 2.13\ \frac{tonnef}{m^3}$

$D_p := 1.2\ m$

$L_p := 8\ m$

$m_{suelo} := 500$

$p_{atm} := 100\ \frac{kN}{m^2}$

$FS := 4$

$p_a$ = presión atmosférica (= 100 kN/m²)

$m = \begin{cases} 100 \text{ a } 200 \text{ (suelo suelto)} \\ 200 \text{ a } 500 \text{ (suelo medio denso)} \\ 500 \text{ a } 1000 \text{ (suelo denso)} \end{cases}$

*) Soporte de la punta

$$\sigma_i := \gamma_{suelo} \cdot L_p = 17.04\ \frac{tonnef}{m^2}$$

$$N_q := \tan\left(45° + \frac{\Phi}{2}\right)^2 \cdot e^{\pi \cdot \tan(\Phi)} = 39.17$$

==>Meyerhof

$$N_q = \tan^2\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right) e^{\pi \tan \phi'}$$

$F_{qs} := 1 + \tan(\Phi) = 1.73$

$C := 2\ \tan(\Phi) \cdot (1 - \sin(\Phi))^2 = 0.24$

$F_{qd} := 1 + C \cdot \operatorname{atan}\left(\frac{L_p}{D_p}\right) = 1.35$

$I_{cr} := 0.5 \cdot e^{2.85 \cdot \cot\left(45° - \frac{\Phi}{2}\right)} = 139.14$

$E_s := m_{suelo} \cdot p_{atm} = 5098.58\ \frac{tonnef}{m^2}$ ==>1tonnef/m2=9.8067kN/m2

$\mu_s := 0.1 + 0.3 \cdot \left(\frac{\Phi - 25°}{20°}\right) = 0.27$

$I_r := \frac{E_s}{2 \cdot (1 + \mu_s) \cdot \sigma_i \cdot \tan(\Phi)} = 160.51$

$n_{suelo} := 0.005 \cdot \left(1 - \frac{\Phi - 25°}{20°}\right) = 0.0022$

$\Delta_{suelo} := n_{suelo} \cdot \frac{\sigma_i}{p_{atm}} = 0.0036$

$I_{rr} := \frac{I_r}{1 + I_r \cdot \Delta_{suelo}} = 101.33$

$F_{qc} := e^{\left(-3.8 \cdot \tan(\Phi) + \frac{3.07 \cdot \sin(\Phi) \cdot \log(2 \cdot I_{rr})}{1 + \sin(\Phi)}\right)} = 0.85$

$Q_p := \left(\frac{\pi}{4} \cdot D_p^2\right) \cdot \left(\sigma_i \cdot (N_q - 1) \cdot F_{qs} \cdot F_{qd} \cdot F_{qc}\right) = 1469.32\ tonnef$

**) Soporte por friccion

$p_p := \pi \cdot D_p = 3.77\ m$ ==>Perimetro del pilote

$z_i := \frac{L_p}{2} = 4\ m$

$\sigma_{mi} := \gamma_{suelo} \cdot z_i = 8.52\ \frac{tonnef}{m^2}$

$\beta_i := 2 - 0.15 \cdot \left(z_i \cdot \frac{1}{m}\right)^{0.75} = 1.58$

$f_i := \beta_i \cdot \sigma_{mi} = 13.43\ \frac{tonnef}{m^2}$

$Q_s := f_i \cdot p_p \cdot L_p = 404.9\ tonnef$

$Q_{u_neto} := Q_p + Q_s = 1874.22\ tonnef$

$Q_u := \frac{Q_{u_neto}}{FS} = 468.55\ tonnef$

$Q_{grupo} := 12 \cdot Q_u = 5622.66\ tonnef$

***) Calculo d ela resistencia de los pilotes

| CARGAS AXIALES (SERV I) | |
|---|---|
| N° | CARGA (t) |
| P1 | 125.30 |
| P2 | 85.38 |
| P3 | 85.59 |
| P4 | 125.07 |
| P5 | 454.82 |
| P6 | 408.53 |
| P7 | 407.21 |
| P8 | 449.28 |
| P9 | 161.17 |
| P10 | 112.14 |
| P11 | 110.51 |
| P12 | 155.40 |
| CARGA TOTAL= | 2680.40 |

$Q_{total_serv} := 2680.40\ tonnef$

if $Q_{total_serv} \le Q_{grupo}$
  "LOS PILOTES ABSORBEN TODA LAS CARGAS"
else
  $\frac{Q_{total_pilotes}}{Q_{total_serv}}$
= "LOS PILOTES ABSORBEN TODA LAS CARGAS"

ii) DISEÑO DE LOS PILOTES

*) Revision de la esbeltez

$D := 1.2\ m$ $L := 8\ m$ $k := 1$

$A := \frac{\pi}{4} \cdot D^2 = 11309.73\ cm^2$

$I := \frac{\pi}{64} \cdot D^4 = 10178760.2\ cm^4$

$r := \sqrt[2]{\frac{I}{A}} = 30\ cm$

$Esbeltez := \frac{k \cdot L}{r} = 26.67$

if $Esbeltez < 22$
  "Pilote NO Esbelta"
else
  "Pilote Esbelta"
= "Pilote Esbelta"

Mayoracion de Momento (pilote critico 1)

**DATOS :**

$D_p := 1.20\ m$ $M_u := 272.79\ tonnef \cdot m$ $f_c := 210\ \frac{kgf}{cm^2}$ $I_s := 0\ cm^4$

$L_p := 8\ m$ $M_{du} := 0\ tonnef \cdot m$ $f_y := 4200\ \frac{kgf}{cm^2}$ $E_s := 2040000\ \frac{kgf}{cm^2}$

$P_u := 496.12\ tonnef$

$$E_c := 15300 \cdot \sqrt{f_c \cdot \frac{cm^2}{kgf}} \cdot \frac{kgf}{cm^2} = 221718.06 \ \frac{kgf}{cm^2}$$

$$I_c := \frac{\pi}{64} \cdot D_p^{\ 4} = 10178760.2 \ cm^4$$

**CALCULO DE LA ESBELTEZ:**

$\phi_k := 0.75$ $C_m := 1$ $k := 1$

$$\beta_d := \frac{M_{du}}{M_u} = 0$$

$$EI_1 := \frac{\frac{E_c \cdot I_c}{5} + E_s \cdot I_s}{1 + \beta_d} = 451363001428.94 \ kgf \cdot cm^2 \qquad \text{(5.6.4.3-1)}$$

$$EI_2 := \frac{\frac{E_c \cdot I_c}{2.5}}{1 + \beta_d} = 902726002857.88 \ kgf \cdot cm^2 \qquad \text{(5.6.4.3-2)}$$

$$EI := \max\left(EI_1, EI_2\right) = 902726002857.88 \ kgf \cdot cm^2$$

$$P_e := \frac{\pi^2 \cdot EI}{\left(k \cdot L_p\right)^2} = 13921.17 \ tonnef \qquad \text{(art. 4.5.3.2.2b) y (4.5.3.2.2b-5)}$$

$$\delta_{b1} := \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi_k \cdot P_e}} = 1.05 \qquad \text{(4.5.3.2.2b-3)}$$

$$\delta_b := \left\| \begin{array}{l} \text{if } \delta_{b1} \geq 1 \\ \quad \left\| \delta_{b_long} \leftarrow \delta_{b1} \right. \\ \text{else} \\ \quad \left\| \delta_{b_long} \leftarrow 1 \right. \end{array} \right\| = 1.05$$

$$\delta_{s1} := \frac{1}{1 - \frac{P_u}{\phi_k \cdot P_e}} = 1.05 \qquad \text{(4.5.3.2.2b-4)}$$

$$\delta_s := \left\| \begin{array}{l} \text{if } \delta_{s1} \geq 1 \\ \quad \left\| \delta_{s_long} \leftarrow \delta_{b1} \right. \\ \text{else} \\ \quad \left\| \delta_{s_long} \leftarrow 1 \right. \end{array} \right\| = 1.05$$

$$M_{2b} + M_{2s} = M_u = 272.79 \ tonnef \cdot m$$

$$\delta_b = \delta_s = 1.05$$

$$M_{cp} = \delta_b * (M_{2b} + M_{2s}) = \delta_b * M_u$$

$M_{cp} := \delta_b \cdot M_u = 286.4\ tonnef \cdot m$ **(4.5.3.2.2b-1)**

Mayoracion de Momento (pilote critico 2)

**DATOS:**

$D_p := 1.20\ m$ $M_u := 274.98\ tonnef \cdot m$ $f_c := 210\ \frac{kgf}{cm^2}$ $I_s := 0\ cm^4$

$L_p := 8\ m$ $M_{du} := 0\ tonnef \cdot m$ $f_y := 4200\ \frac{kgf}{cm^2}$ $E_s := 2040000\ \frac{kgf}{cm^2}$

$P_u := 447.28\ tonnef$

$$E_c := 15300 \cdot \sqrt{f_c \cdot \frac{cm^2}{kgf}} \cdot \frac{kgf}{cm^2} = 221718.06\ \frac{kgf}{cm^2}$$

$$I_c := \frac{\pi}{64} \cdot D_p^{\ 4} = 10178760.2\ cm^4$$

**CALCULO DE LA ESBELTEZ:**

$\phi_k := 0.75$ $C_m := 1$ $k := 1$

$$\beta_d := \frac{M_{du}}{M_u} = 0$$

$$EI_1 := \frac{\frac{E_c \cdot I_c}{5} + E_s \cdot I_s}{1 + \beta_d} = 451363001428.94\ kgf \cdot cm^2$$ **(5.6.4.3-1)**

$$EI_2 := \frac{\frac{E_c \cdot I_c}{2.5}}{1 + \beta_d} = 902726002857.88\ kgf \cdot cm^2$$ **(5.6.4.3-2)**

$EI := \max(EI_1, EI_2) = 902726002857.88\ kgf \cdot cm^2$

$$P_e := \frac{\pi^2 \cdot EI}{(k \cdot L_p)^2} = 13921.17\ tonnef$$ **(art. 4.5.3.2.2b) y (4.5.3.2.2b-5)**

$$\delta_{b1} := \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi_k \cdot P_e}} = 1.04$$ **(4.5.3.2.2b-3)**

$\delta_b :=$ if $\delta_{b1} \geq 1$ $\delta_{b_long} \leftarrow \delta_{b1}$ else $\delta_{b_long} \leftarrow 1$ $= 1.04$

$$\delta_{s1} := \frac{1}{1 - \frac{P_u}{\phi_k \cdot P_e}} = 1.04 \qquad \text{(4.5.3.2.2b-4)}$$

$$\delta_s := \left\| \begin{array}{l} \text{if } \delta_{s1} \geq 1 \\ \quad \left\| \delta_{s_long} \leftarrow \delta_{b1} \right. \\ \text{else} \\ \quad \left\| \delta_{s_long} \leftarrow 1 \right. \end{array} \right. = 1.04$$

$$M_{2b} + M_{2s} = M_u = 274.98 \ tonnef \cdot m$$

$$\delta_b = \delta_s = 1.04$$

$$M_{cp} = \delta_b * (M_{2b} + M_{2s}) = \delta_b * M_u$$

$$M_{cp} := \delta_b \cdot M_u = 287.29 \ tonnef \cdot m \qquad \text{(4.5.3.2.2b-1)}$$

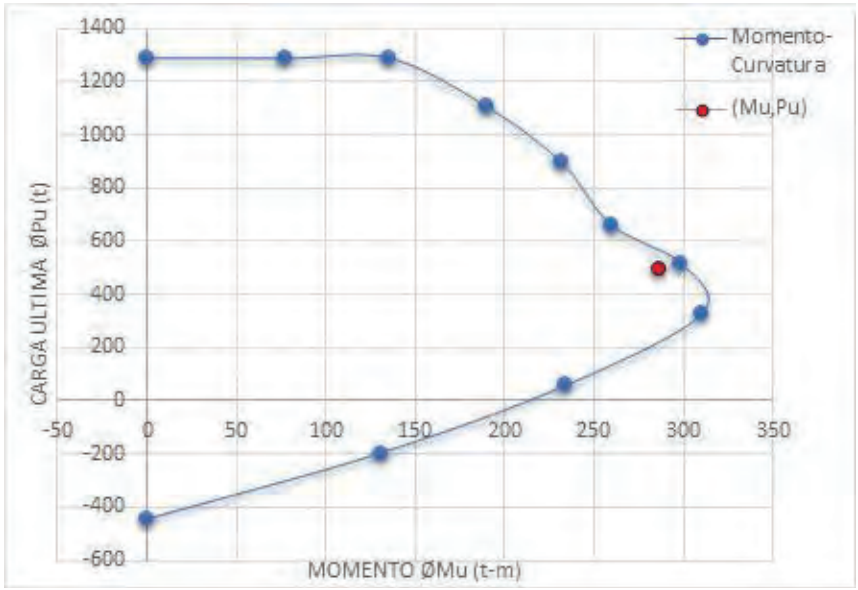
**) Acero minimo de refuerzo (Pilote Critico 1)

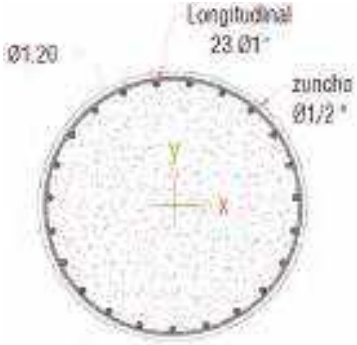
$$\Phi_{varilla} := 1 \ in \qquad \Delta_{varilla} := \frac{\pi}{4} \cdot \Phi_{varilla}^{\ 2} = 5.07 \ cm^2$$

$$\Delta_{s_min} := 0.008 \cdot A = 90.48 \ cm^2 \qquad \text{(5.13.4.5.2)}$$

$$N_{varillas12} := \frac{\Delta_{s_min}}{\Delta_{varilla}} + 5 = 23$$

| PILOTE 01 _ D120cm | | |
|---|---|---|
| Pu= 496.12 | t | |
| Mu= 286.4 | t-m | |
| N° | øM (t.m) | øP (t) |
| 1 | 0.00 | 1289.00 |
| 2 | 77.54 | 1289.00 |
| 3 | 135.69 | 1289.00 |
| 4 | 189.70 | 1108.00 |
| 5 | 231.47 | 898.48 |
| 6 | 259.39 | 661.94 |
| 7 | 298.51 | 516.78 |
| 8 | 310.25 | 328.49 |
| 9 | 234.32 | 58.92 |
| 10 | 130.56 | -196.28 |
| 11 | 0.00 | -445.06 |



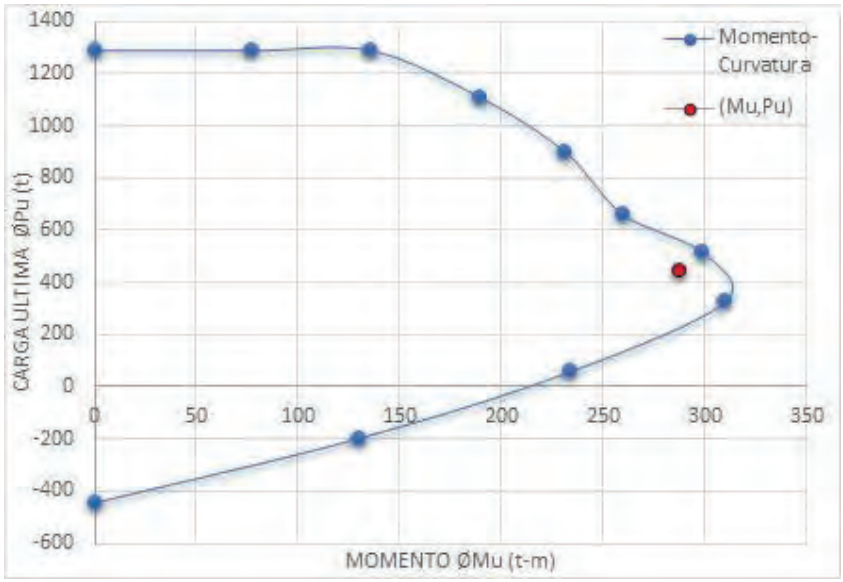
**) Acero minimo de refuerzo (Pilote Critico 2)

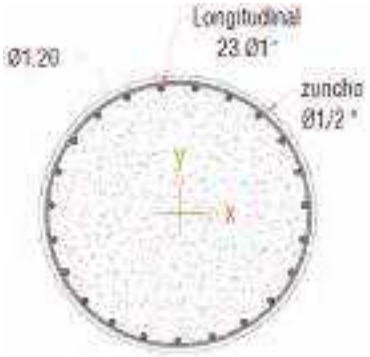
$\Phi_{varilla} := 1\ in$ $\qquad$ $\Delta_{varilla} := \frac{\pi}{4} \cdot \Phi_{varilla}^{\ 2} = 5.07\ cm^2$

$\Delta_{s_min} := 0.008 \cdot A = 90.48\ cm^2$ **(5.13.4.5.2)**

$N_{varillas12} := \frac{\Delta_{s_min}}{\Delta_{varilla}} + 5 = 23$

| PILOTE 02 _ D120cm | | |
|---|---|---|
| Pu= 447.28 | t | |
| Mu= 287.29 | t-m | |
| N° | øM (t.m) | øP (t) |
| 1 | 0.00 | 1289.00 |
| 2 | 77.54 | 1289.00 |
| 3 | 135.69 | 1289.00 |
| 4 | 189.70 | 1108.00 |
| 5 | 231.47 | 898.48 |
| 6 | 259.39 | 661.94 |
| 7 | 298.51 | 516.78 |
| 8 | 310.25 | 328.49 |
| 9 | 234.32 | 58.92 |
| 10 | 130.56 | -196.28 |
| 11 | 0.00 | -445.06 |




***) Detalle por corte

**(5.13.4.6.2b)**

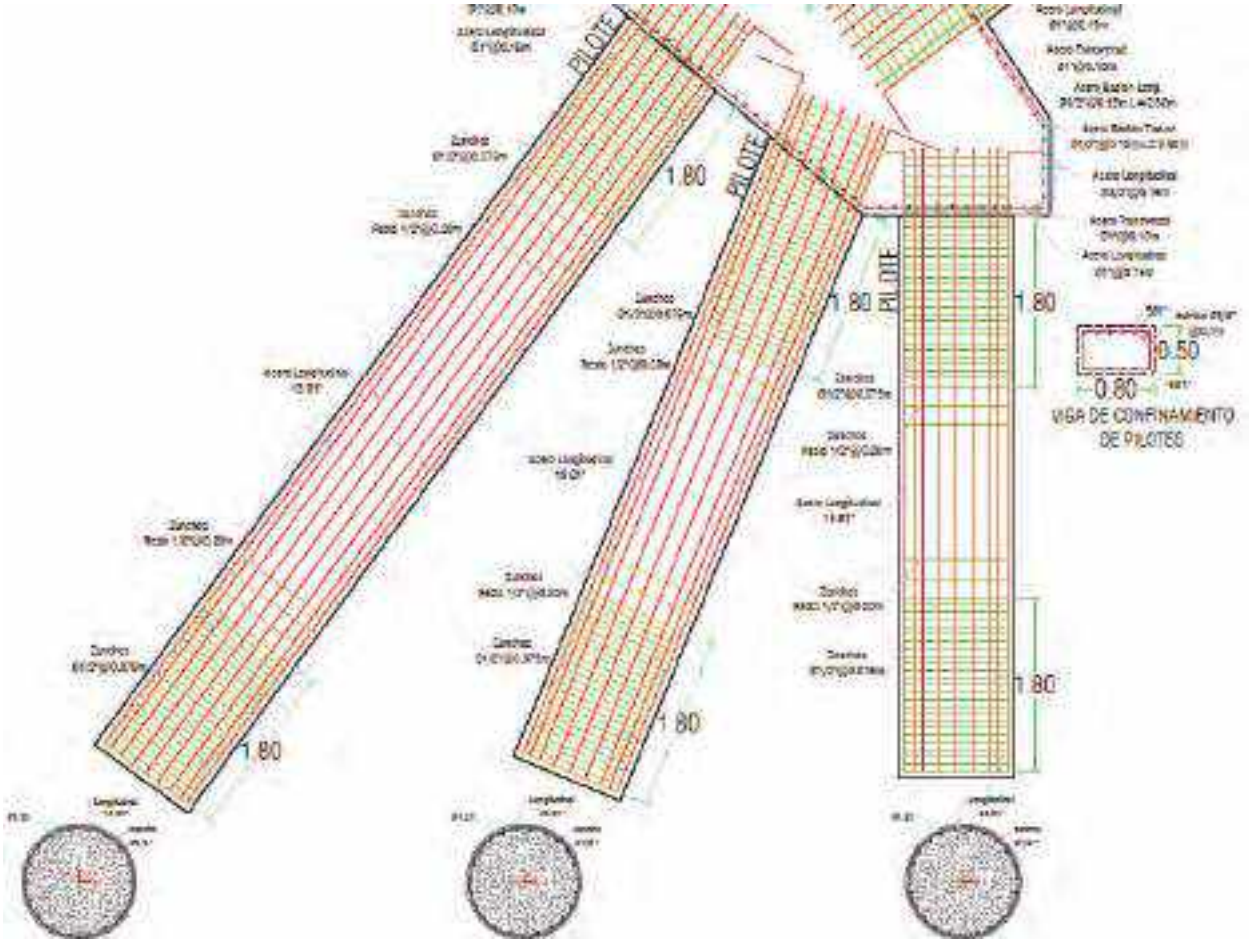
$L_1 := 1.5 \cdot D_p = 1.8\ m$

$L_2 := 0.60\ m$

$L_{confinamiento} := \max(L_1, L_2) = 1.8\ m$

Distribucion en el Pilote
1 @ 0.05 m
24 @ 0.075 m
R @ 0.20 m

Distribucion dentro del Embebido
R @ 0.10 m




## 6.3. ESTRIBO DERECHO

### 6.3.1. PREDIMENSION

$H := 10.80\ m$

$$t_{superior} := \begin{bmatrix} \frac{H}{24} \\ 0.30\ m \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.45 \\ 0.3 \end{bmatrix} m \quad ==> \quad t_{sup} := 0.80\ m$$

$$t_{inferior} := \frac{H}{12} = 0.9\ m \quad ==> \quad t_{inf} := 2.00\ m$$

$$B := \begin{bmatrix} \frac{1}{2} \cdot H \\ \frac{2}{3} \cdot H \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 5.4 \\ 7.2 \end{bmatrix} m \quad ==> \quad B := 0\ m$$

$$D := \frac{1}{10} \cdot H = 1.08\ m \quad ==> \quad D := 0\ m$$

$$L_{punta} := \frac{B}{3} = 0\ m \quad ==> \quad L_{punta} := 0\ m$$

$$==> \quad L_{talon} := 0$$

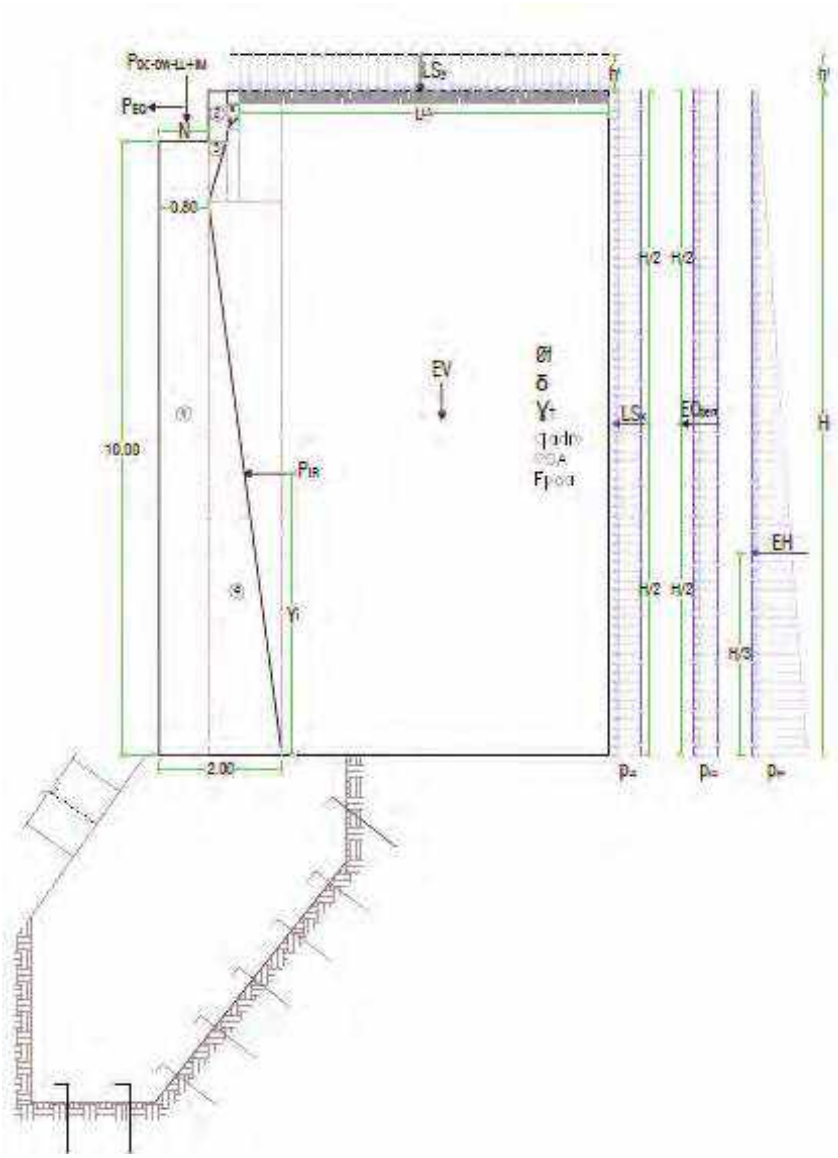
$H' := 0\ m$ ==> Altura promedio de las columnas que soporta el tablero

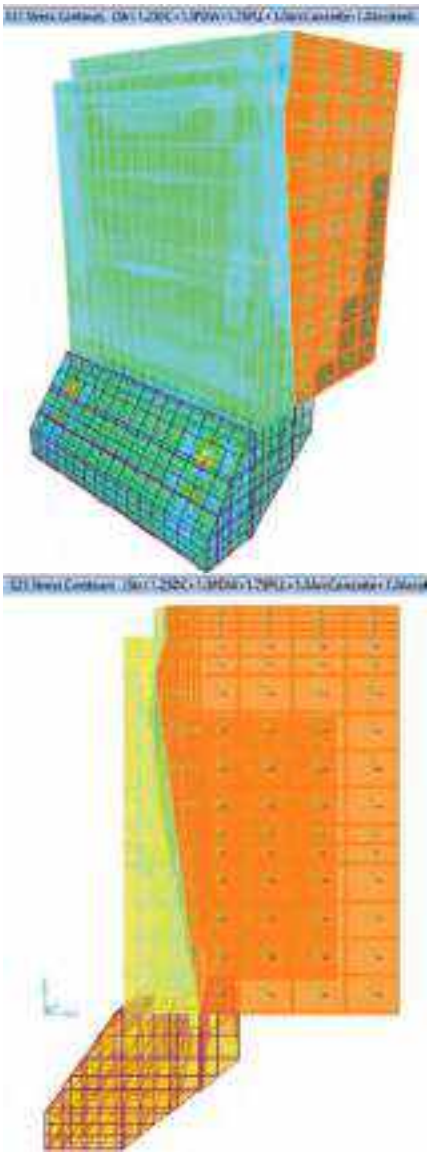
$L_{luz} := 10\ m$ ==>Longitud entre juntas de Expansion adyacente

$s := 0\ °$ ==>Angulo de esviacion del puente en grados sexagecimales

$$N_{min} := \left(200 + 0.0017 \cdot L_{luz} \cdot \frac{1}{mm} + 0.0067 \cdot H' \cdot \frac{1}{mm}\right) \cdot \left(1 + 0.000125 \cdot \left(s \cdot \frac{1}{°}\right)^2\right) mm = 0.22\ m$$

==> $N := 0.80\ m$



DATOS

**GEOMETRIA DEL ESTRIBO**

$H := 10\ m$

$H_{pantalla} := 10.80\ m$

$h := 0\ m$

$h' := 0.60\ m$

$h_{parapeto} := 0.8\ m$

$b_w := 0.30\ m$

$t_{sup} := 0.80\ m$

$t_{inf} := 2.00\ m$

$s_{talon} := 8\ °$

$L_{cajuela} := 7.40\ m$

$N := 0.80\ m$

$D := 0\ m$

$L_{LS} := 6\ m$

**CARGAS**

$P_{DC} := 4.97\ \frac{tonnef}{m}$

$P_{DW} := 0.44\ \frac{tonnef}{m}$

$P_{LL_IM} := 12.58\ \frac{tonnef}{m}$

$BR := 1.11\ \frac{tonnef}{m}$

**SUELO**

$\phi_f := 30\ °$

$\delta := 0\ °$

$\beta := 0\ °$

$\theta := 90\ °$

$i := 0\ °$

$\beta' := 0\ °$

$\gamma_{suelo} := 1.90\ \frac{tonnef}{m^3}$

$q_{adm_cimiento} := 18.12\ \frac{kgf}{cm^2}$

$FS := 3$

**SISMO**

$PGA := 0.30$

$F_{pga} := 1$

**CONCRETO**

$\gamma_c := 2400\ \frac{kgf}{m^3}$

$f'_{c_210} := 210\ \frac{kgf}{cm^2}$

## 6.3.2. CALCULO DE ACERO

### 6.3.2.1. MURO PANTALLA

CARGAS VERTICAES

*) Carga LSy

$$p_{LSy} := h' \cdot \gamma_{suelo} = 1.14\ \frac{tonnef}{m^2}$$

$$LS_y := L_{LS} \cdot p_{LSy} = 6.84\ \frac{tonnef}{m}$$

*) Carga EV

$$p_{EV_talon} := H_{pantalla} \cdot \gamma_{suelo} = 20.52\ \frac{tonnef}{m^2}$$

$$p_{EV_punta} := (h - D) \cdot \gamma_{suelo} = 0\ \frac{tonnef}{m^2}$$

CARGAS HORIZONTALES

EN LA BASE DE LA PANTALLA

| PESO DE LA PATALLA en todo H | | | | |
|---|---|---|---|---|
| ELEM. | VOL (m2/m) | DC (t/m) | Ya (m) | Ya*DC (t*m/m) |
| 1 | 8.00 | 19.20 | 5.00 | 96.00 |
| 2 | 0.24 | 0.58 | 10.40 | 5.99 |
| 3 | 0.15 | 0.36 | 9.67 | 3.48 |
| 4 | 5.40 | 12.96 | 3.00 | 38.88 |
| 5 | 0.04 | 0.10 | 10.50 | 1.01 |
| 6 | 0.02 | 0.05 | 10.33 | 0.50 |
| Σ= | | 33.24 | | 145.85 |

$DC_{pantalla} := 33.24\ \frac{tonnef}{m}$

$Ya.DC_{pantalla} := 145.85\ \frac{tonnef \cdot m}{m}$

$$y_{p_DC} := \frac{Ya.DC_{pantalla}}{DC_{pantalla}} = 4.39\ m$$

*) Calculo de LSx sobre la Pantalla

$\phi_f$: Angulo de friccion interna
$\delta$: Angulo de friccion entre el suelo y el muro
$\beta$: Angulo del material del suelo con la horizontal
$\theta$: Angulo de inclinacion del muro del lado del terreno

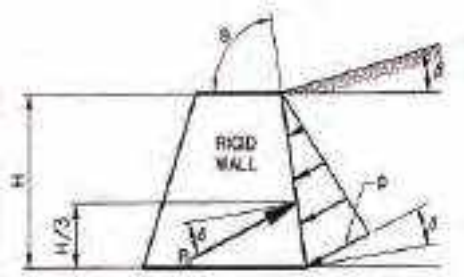



Figure 3.11.5.3-1—Notation for Coulomb Active Earth Pressure

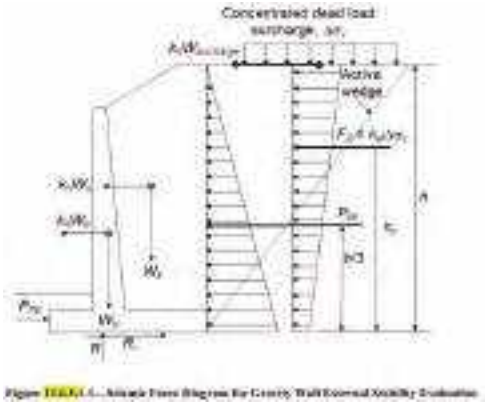
$$k_a := \frac{\left(\sin\left(\theta+\phi_f\right)\right)^2}{\left(1+\sqrt[2]{\frac{\sin\left(\phi_f+\delta\right)\cdot\sin\left(\phi_f-\beta\right)}{\sin\left(\theta-\delta\right)\cdot\sin\left(\theta+\beta\right)}}\right)^2\cdot\left(\sin\left(\theta\right)^2\cdot\sin\left(\theta-\delta\right)\right)} = 0.33$$

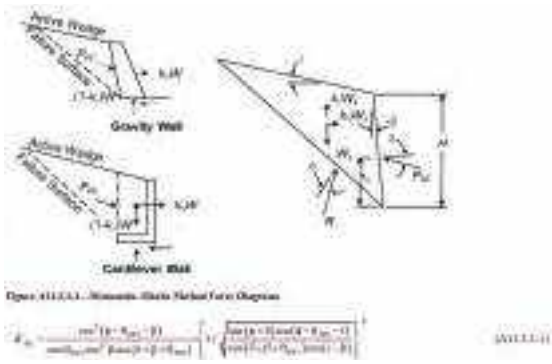
$$p''_{LS} := k_a \cdot h' \cdot \gamma_{suelo} = 0.38\ \frac{tonnef}{m^2}$$

$$LS_{x_pantalla} := p''_{LS} \cdot H_{pantalla} = 4.1\ \frac{tonnef}{m}$$

$$y_{p_LSx} := \frac{H_{pantalla}}{2} = 5.4\ m$$

*) Calculo de EQ sobre la Pantalla




$\phi_f$: Angulo de friccion interna
$\delta$: Angulo de friccion entre el suelo y el muro
$\iota = \beta$: Angulo del material del suelo con la horizontal
$\beta'$: Angulo de inclinacion del muro con la vertical
$\theta$: Angulo de inclinacion del muro del lado del terreno
$\iota$: Angulo del material del suelo con la horizontal

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta_{MO} - \beta)}{\cos\theta_{MO}\cos^2\beta\cos(\delta+\beta+\theta_{MO})}\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\sin(\phi-\theta_{MO}-i)}{\cos(\delta+\beta+\theta_{MO})\cos(i-\beta)}}\right]^2$$

where:

$K_{AE}$ = seismic active earth pressure coefficient (dim)
$\gamma$ = unit weight of soil (kcf)
$H$ = height of wall (ft)
$b$ = vertical distance between ground surface and wall base at the back of wall heel (ft)
$\phi$ = friction angle of soil (degrees)
$\theta_{MO}$ = arc tan $[k_h/(1-k_v)]$ (degrees)
$\delta$ = wall backfill interface friction angle (degrees)
$k_h$ = horizontal seismic acceleration coefficient (dim.)
$k_v$ = vertical seismic acceleration coefficient (dim.)
$i$ = backfill slope angle (degrees)
$\beta$ = slope of wall to the vertical, negative as shown (degrees)

$k_{ho} := F_{pga} \cdot PGA = 0.3$ (art 11.6.5.2.1)

$k_h := \frac{1}{2} \cdot k_{ho} = 0.15$ (C 11.6.5.2.2)

$k_v := 0$ (C 11.6.5.2.2)

$\theta' := \operatorname{atan}\left(\frac{k_h}{1-k_v}\right) = 8.53\ °$

if $\phi_f > i + \theta'$ "Continuar" else "NO, Cumple" = "Continuar"

$$k_{AE} := \frac{\cos(\phi_f - i - \theta')^2}{\cos(\theta')\cdot\cos(\beta')^2 \cdot \cos(\delta+\beta'+\theta')\cdot\left(1+\sqrt{\frac{\sin(\phi_f+\delta)\cdot\sin(\phi_f-\theta'-i)}{\cos(\delta+\beta'+\theta')\cdot\cos(i-\beta')}}\right)^2} = 0.43$$

$p'_{EQ} := \frac{1}{2}\cdot(k_{AE}-k_a)\cdot H_{pantalla}\cdot\gamma_{suelo} = 1.02\ \frac{tonnef}{m^2}$

$EQ_{terr_pantalla} := p'_{EQ}\cdot H_{pantalla} = 11.04\ \frac{tonnef}{m}$

$y_{p_EQterr} := \frac{H_{pantalla}}{2} = 5.4\ m$

*) Calculo de EH sobre la Pantalla

$p_{EH} := k_a \cdot H_{pantalla}\cdot\gamma_{suelo} = 6.84\ \frac{tonnef}{m^2}$

$EH_{pantalla} := \frac{1}{2}\cdot H_{pantalla}\cdot p_{EH} = 36.94\ \frac{tonnef}{m}$

$y_{p_EH} := \frac{H_{pantalla}}{3} = 3.6\ m$

*) Calculo de PIR sobre la Pantalla (C 11.6.5.1)

$P_{IR_pantalla} := k_h \cdot DC_{pantalla} = 4.99\ \frac{tonnef}{m}$ (11.6.5.1-1)

$0.5P_{IR_pantalla1} := 0.5\cdot P_{IR_pantalla} = 2.49\ \frac{tonnef}{m}$ ==>sin incluir la masa del suelo

$y_{p_PIR} := y_{p_DC} = 4.39\ m$

*) Calculo de PAE sobre la Pantalla

$$P_{AE} := EH_{pantalla} + EQ_{terr_pantalla} = 47.97 \ \frac{tonnef}{m}$$

$$comb01 := P_{AE} + 0.5 \cdot P_{IR_pantalla} = 50.47 \ \frac{tonnef}{m}$$ **(Art. 11.6.5.1)**

$$comb02 := \left\| \begin{array}{l} \text{if } 0.5 \cdot P_{AE} > EH_{pantalla} \\ \quad \| 0.5 \cdot P_{AE} + P_{IR_pantalla} \\ \text{else} \\ \quad \| EH_{pantalla} + P_{IR_pantalla} \end{array} \right\| = 41.92 \ \frac{tonnef}{m}$$

$$Combine := \max(comb01, comb02) = 50.47 \ \frac{tonnef}{m}$$

$$EQ_{terr} := P_{AE} - EH_{pantalla} = 11.04 \ \frac{tonnef}{m}$$

$$0.5 \cdot P_{IR_pantalla} = 2.49 \ \frac{tonnef}{m}$$

*) Carga Sismica por Superestructura ($P_{EQ}$) **(Art. 3.10.9.1)**

$$A_s := k_{ho} = 0.3$$

$$P_{EQ} := (P_{DC} + P_{DW}) \cdot A_s = 1.62 \ \frac{tonnef}{m}$$

$$y_{p_PEQ} := H_{pantalla} - \frac{h_{parapeto}}{2} = 10.4 \ m$$

*) Carga del frenado Equivalente sobre el Estribo ($BR'$)

$$BR = 1.11 \ \frac{tonnef}{m} \qquad BR' := \frac{BR \cdot (H_{pantalla} + h_{parapeto} + 1.8 \ m)}{H_{pantalla} + h_{parapeto}} = 1.28 \ \frac{tonnef}{m}$$

$$y_{p_BR'} := H_{pantalla} = 10.8 \ m$$

RESUMEN DE CARGAS EN BASE DE PANTALLA

| CARGA | q (t/m2) | P (t/m) | yp (m) | M (t*m/m) |
|---|---|---|---|---|
| LSx | 0.38 | 4.10 | 5.40 | 22.14 |
| EH | 6.84 | 36.94 | 3.60 | 132.98 |
| EQterr | 1.02 | 11.04 | 5.40 | 59.62 |
| 0.5PIR | | 2.49 | 4.39 | 10.93 |
| PEQ | | 1.62 | 10.40 | 16.85 |
| BR | | 1.28 | 10.80 | 13.82 |

$M = y_p \cdot P$

$M_{LSx} := 22.14 \ tonnef \cdot m$ $M_{EQterr} := 59.62 \ tonnef \cdot m$ $V_{LSx} := 4.10 \ tonnef$ $V_{EQterr} := 11.04 \ tonnef$ $\eta_D := 1$

$M_{EH} := 132.98 \ tonnef \cdot m$ $M_{0.5PIR} := 10.93 \ tonnef \cdot m$ $V_{EH} := 36.94 \ tonnef$ $V_{0.5PIR} := 2.49 \ tonnef$ $\eta_R := 1$

$M_{BR} := 13.82 \ tonnef \cdot m$ $M_{PEQ} := 16.85 \ tonnef \cdot m$ $V_{BR} := 1.28 \ tonnef$ $V_{PEQ} := 1.62 \ tonnef$ $\eta_I := 1$

$$\eta := \eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I = 1$$

*) Estado Limite de Resistencia I

$$M_{u_resist} := \eta \cdot (1.75 \cdot M_{LSx} + 1.50 \cdot M_{EH} + 1.75 \cdot M_{BR}) = 262.4 \ tonnef \cdot m$$

$$V_{u_resist} := \eta \cdot \left(1.75 \cdot V_{LSx} + 1.50 \cdot V_{EH} + 1.75 \cdot V_{BR}\right) = 64.83\ tonnef$$

**) Estado Limite de Evento Extremo I

$$M_{u_EE} := \eta \cdot \left(0.50 \cdot M_{LSx} + 1.0 \cdot M_{EH} + 1.0 \cdot \left(M_{EQterr} + M_{0.5PIR} + M_{PEQ}\right) + 0.50\ M_{BR}\right) = 238.36\ tonnef \cdot m$$

$$V_{u_EE} := \eta \cdot \left(0.50 \cdot V_{LSx} + 1.0 \cdot V_{EH} + 1.0 \cdot \left(V_{EQterr} + V_{0.5PIR} + V_{PEQ}\right) + 0.50 \cdot V_{BR}\right) = 54.78\ tonnef$$

## CALCULO DE ACERO

$$M_u := \max\left(M_{u_resist}, M_{u_EE}\right) = 262.4\ tonnef \cdot m$$

$h := 2\ m$ $\quad \phi_{varilla} := 1\ in$ $\quad \phi := 0.9$ $\quad f'_c := 210\ \frac{kgf}{cm^2}$

$b := 1\ m$ $\quad \phi_{estribo} := \frac{1}{2}\ in$ $\quad \beta_1 := 0.85$ $\quad f_y := 4200\ \frac{kgf}{cm^2}$

$r := 5\ cm$

$$A_{\phi var} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{\ 2} = 5.07\ cm^2$$

$$d := h - r - \phi_{estribo} - \frac{\phi_{varilla}}{2} = 1.92\ m$$

$$\Delta_s := 0.85 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \left(1 - \sqrt[2]{1 - \frac{2 \cdot M_u}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}}\right) = 36.9\ cm^2$$

$$a := d - \sqrt[2]{d^2 - \frac{2 \cdot M_u}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b}} = 8.68\ cm \qquad c := \frac{a}{\beta_1} = 10.21\ cm$$

$$N_{varillas6} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{\ 2} \cdot N_{varillas6} = \Delta_s \xrightarrow{solve,\ N_{varillas6}} \frac{46.984024275990645489 \cdot cm^2}{in^2} = 7$$

$$N_{varillas6} = 7$$

$$S_{xm} := \frac{A_{\phi var}}{\Delta_s}\ m = 0.14\ m$$

$$\phi 1 := \left\| \begin{array}{l} \text{if } 0.65 + 0.15 \cdot \left(\frac{d}{c} - 1\right) \le 0.9 \\ \quad \left\| \phi 1 \leftarrow 0.65 + 0.15 \cdot \left(\frac{d}{c} - 1\right) \right. \\ \text{else} \\ \quad \left\| \phi 1 \leftarrow 0.9 \right. \end{array} \right\| = 0.9$$

**Φ1" @ 0.10 m** $\qquad \phi_{varilla} = 1\ in \quad N_{varillas6} = 7 \quad S_{xm} = 0.14\ m$

ii) Acero de temperatura

$h_{pantalla} := 10.80\ m$ $\quad b_{pantalla} := \frac{t_{sup} + t_{inf}}{2} = 1.4\ m$ $\quad \phi_{varilla} := \frac{3}{4}\ in$ $\quad A_{\phi var} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{\ 2} = 2.85\ cm^2$

$$\Delta_{s_temp1} := \frac{0.18 \cdot b_{pantalla} \cdot h_{pantalla}}{2 \cdot (b_{pantalla} + h_{pantalla})} \cdot \frac{cm}{m} = 11.15 \ \frac{cm^2}{m} \quad ==> \text{En cada cara}$$

$$\Delta_{s_temp} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } 2.33 \ \frac{cm^2}{m} \le \Delta_{s_temp1} \le 12.70 \ \frac{cm^2}{m} \\ \quad \Delta_{s_temp} \leftarrow \Delta_{s_temp1} \\ \text{if } \Delta_{s_temp1} \le 2.33 \ \frac{cm^2}{m} \\ \quad 2.33 \ \frac{cm^2}{m} \\ \text{if } \Delta_{s_temp1} \ge 12.70 \ \frac{cm^2}{m} \\ \quad 12.70 \ \frac{cm^2}{m} \end{array} \right\| = 11.15 \ \frac{cm^2}{m}$$

**Espaciamiento de acero por temperatura**

$$s_{max1} := \frac{A_{\phi var}}{\Delta_{s_temp}} = 0.26 \ m$$

$$s_{max2} := 3 \cdot b_{pantalla} = 4.2 \ m$$

$$s_{max3} := 0.45 \ m$$

$$s_{temperatura} := min\left(s_{max1}, s_{max1}, s_{max2}\right) = 0.26 \ m$$

**Φ 3/4" @ 0.25 m** *EN CADA CARA* $\phi_{varilla} = 0.75 \ in$ $s_{temperatura} = 0.26 \ m$

**EN EL MEDIO DE LA PANTALLA**

$H_{pantalla0.5H} := 5.80 \ m$

| PESO DE LA PATALLA en H/2 | | | | |
|---|---|---|---|---|
| ELEM. | VOL (m2/m) | DC (t/m) | Ya (m) | Ya*DC (t*m/m) |
| 1 | 4.00 | 9.60 | 2.50 | 24.00 |
| 2 | 0.24 | 0.58 | 5.40 | 3.11 |
| 3 | 0.15 | 0.36 | 4.67 | 1.68 |
| 4 | 1.06 | 2.54 | 1.33 | 3.39 |
| 5 | 0.04 | 0.10 | 5.50 | 0.53 |
| 6 | 0.02 | 0.05 | 5.33 | 0.26 |
| Σ= | | 13.22 | | 32.97 |

$DC_{pantalla} := 13.22 \ \frac{tonnef}{m}$ $Ya.DC_{pantalla} := 32.97 \ \frac{tonnef \cdot m}{m}$

$$y_{p_DC} := \frac{Ya.DC_{pantalla}}{DC_{pantalla}} = 2.49 \ m$$

*) Calculo de LSx sobre la Pantalla

$\phi_f$: Angulo de friccion interna
$\delta$: Angulo de friccion entre el suelo y el muro
$\beta$: Angulo del material del suelo con la horizontal
$\theta$: Angulo de inclinacion del muro del lado del terreno

$$k_a := \frac{\left(\sin\left(\theta+\phi_f\right)\right)^2}{\left(1+\sqrt{\frac{\sin\left(\phi_f+\delta\right)\cdot\sin\left(\phi_f-\beta\right)}{\sin\left(\theta-\delta\right)\cdot\sin\left(\theta+\beta\right)}}\right)^2\cdot\left(\sin\left(\theta\right)^2\cdot\sin\left(\theta-\delta\right)\right)} = 0.33$$

$$p''_{LS} := k_a\cdot h'\cdot\gamma_{suelo} = 0.38\ \frac{tonnef}{m^2}$$

$$LS_{x_pantalla} := p''_{LS}\cdot H_{pantalla0.5H} = 2.2\ \frac{tonnef}{m}$$

$$y_{p_LSx} := \frac{H_{pantalla0.5H}}{2} = 2.9\ m$$

*) Calculo de EQ sobre la Pantalla

$\phi_f$: Angulo de friccion interna
$\delta$: Angulo de friccion entre el suelo y el muro
$\iota = \beta$: Angulo del material del suelo con la horizontal
$\beta'$: Angulo de inclinacion del muro con la vertical
$\theta$: Angulo de inclinacion del muro del lado del terreno
$\iota$: Angulo del material del suelo con la horizontal

$$k_{ho} := F_{pga}\cdot PGA = 0.3 \qquad \text{(art 11.6.5.2.1)}$$

$$k_h := \frac{1}{2}\cdot k_{ho} = 0.15 \qquad \text{(C 11.6.5.2.2)}$$

$$k_v := 0 \qquad \text{(C 11.6.5.2.2)}$$

$$\theta' := \operatorname{atan}\left(\frac{k_h}{1-k_v}\right) = 8.53\ ^\circ$$

$$\left\| \begin{array}{l} \text{if } \phi_f > i+\theta' \\ \quad \| \text{“Continuar”} \\ \text{else} \\ \quad \| \text{“NO, Cumple”} \end{array} \right\| = \text{“Continuar”}$$

$$k_{AE} := \frac{\cos\left(\phi_f-i-\theta'\right)^2}{\cos\left(\theta'\right)\cdot\cos\left(\beta'\right)^2\cdot\cos\left(\delta+\beta'+\theta'\right)\cdot\left(1+\sqrt{\frac{\sin\left(\phi_f+\delta\right)\cdot\sin\left(\phi_f-\theta'-i\right)}{\cos\left(\delta+\beta'+\theta'\right)\cdot\cos\left(i-\beta'\right)}}\right)^2} = 0.43$$

$$p'_{EQ} := \frac{1}{2}\cdot\left(k_{AE}-k_a\right)\cdot H_{pantalla0.5H}\cdot\gamma_{suelo} = 0.55\ \frac{tonnef}{m^2}$$

$$EQ_{terr_pantalla} := p'_{EQ}\cdot H_{pantalla0.5H} = 3.18\ \frac{tonnef}{m}$$

$$y_{p_EQterr} := \frac{H_{pantalla0.5H}}{2} = 2.9\ m$$

*) Calculo de EH sobre la Pantalla

$$p_{EH} := k_a\cdot H_{pantalla0.5H}\cdot\gamma_{suelo} = 3.67\ \frac{tonnef}{m^2}$$

$$EH_{pantalla} := \frac{1}{2} \cdot H_{pantalla0.5H} \cdot p_{EH} = 10.65 \ \frac{tonnef}{m}$$

$$y_{p_EH} := \frac{H_{pantalla0.5H}}{3} = 1.93 \ m$$

*) Calculo de PIR sobre la Pantalla **(C 11.6.5.1)**

$$P_{IR_pantalla} := k_h \cdot DC_{pantalla} = 1.98 \ \frac{tonnef}{m} \qquad \textbf{(11.6.5.1-1)}$$

$$0.5 P_{IR_pantalla1} := 0.5 \cdot P_{IR_pantalla} = 0.99 \ \frac{tonnef}{m} \qquad ==>\text{sin incluir la masa del suelo}$$

$$y_{p_PIR} := y_{p_DC} = 2.49 \ m$$

*) Calculo de PAE sobre la Pantalla

$$P_{AE} := EH_{pantalla} + EQ_{terr_pantalla} = 13.84 \ \frac{tonnef}{m}$$

$$comb01 := P_{AE} + 0.5 \cdot P_{IR_pantalla} = 14.83 \ \frac{tonnef}{m} \qquad \textbf{(Art. 11.6.5.1)}$$

$$comb02 := \left\| \begin{array}{l} \text{if } 0.5 \cdot P_{AE} > EH_{pantalla} \\ \quad \| 0.5 \cdot P_{AE} + P_{IR_pantalla} \\ \text{else} \\ \quad \| EH_{pantalla} + P_{IR_pantalla} \end{array} \right\| = 12.64 \ \frac{tonnef}{m}$$

$$Combine := \max(comb01, comb02) = 14.83 \ \frac{tonnef}{m}$$

$$EQ_{terr} := P_{AE} - EH_{pantalla} = 3.18 \ \frac{tonnef}{m}$$

$$0.5 \cdot P_{IR_pantalla} = 0.99 \ \frac{tonnef}{m}$$

*) Carga Sismica por Superestructura ($P_{EQ}$)2 **(Art. 3.10.9.1)**

$$A_s := k_{ho} = 0.3$$

$$P_{EQ} := (P_{DC} + P_{DW}) \cdot A_s = 1.62 \ \frac{tonnef}{m}$$

$$y_{p_PEQ} := H_{pantalla0.5H} - \frac{h_{parapeto}}{2} = 5.4 \ m$$

*) Carga del frenado Equivalente sobre el Estribo ($BR'$)

$$BR = 1.11 \ \frac{tonnef}{m} \qquad BR' := \frac{BR \cdot (H_{pantalla0.5H} + h_{parapeto} + 1.8 \ m)}{H_{pantalla0.5H} + h_{parapeto}} = 1.41 \ \frac{tonnef}{m}$$

$$y_{p_BR'} := H_{pantalla0.5H} = 5.8 \ m$$

| RESUMEN DE CARGAS EN MEDIO DE PANTALLA | | | | |
|---|---|---|---|---|
| CARGA | q (t/m2) | P (t/m) | yp (m) | M (t*m/m) |
| LSx | 0.38 | 2.20 | 2.90 | 6.38 |
| EH | 3.67 | 10.65 | 1.93 | 20.55 |
| EQterr | 0.55 | 3.18 | 2.90 | 9.22 |
| 0.5PIR | | 0.99 | 2.49 | 2.47 |
| PEQ | | 1.62 | 5.40 | 8.75 |
| BR | | 1.41 | 5.80 | 8.18 |

$M = y_p \cdot P$

$M_{LSx} := 6.38\ tonnef \cdot m$ $M_{EQterr} := 9.22\ tonnef \cdot m$ $V_{LSx} := 2.20\ tonnef$ $V_{EQterr} := 3.18\ tonnef$ $\eta_D := 1$

$M_{EH} := 20.55\ tonnef \cdot m$ $M_{0.5PIR} := 2.47\ tonnef \cdot m$ $V_{EH} := 10.65\ tonnef$ $V_{0.5PIR} := 0.99\ tonnef$ $\eta_R := 1$

$M_{BR} := 8.18\ tonnef \cdot m$ $M_{PEQ} := 8.75\ tonnef \cdot m$ $V_{BR} := 1.41\ tonnef$ $V_{PEQ} := 1.62\ tonnef$ $\eta_I := 1$

$$\eta := \eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I = 1$$

*) Estado Limite de Resistencia I

$$M_{u_resist} := \eta \cdot \left(1.75 \cdot M_{LSx} + 1.50 \cdot M_{EH} + 1.75 \cdot M_{BR}\right) = 56.31\ tonnef \cdot m$$

$$V_{u_resist} := \eta \cdot \left(1.75 \cdot V_{LSx} + 1.50 \cdot V_{EH} + 1.75 \cdot V_{BR}\right) = 22.29\ tonnef$$

**) Estado Limite de Evento Extremo I

$$M_{u_EE} := \eta \cdot \left(0.50 \cdot M_{LSx} + 1.0 \cdot M_{EH} + 1.0 \cdot \left(M_{EQterr} + M_{0.5PIR} + M_{PEQ}\right) + 0.50\ M_{BR}\right) = 48.27\ tonnef \cdot m$$

$$V_{u_EE} := \eta \cdot \left(0.50 \cdot V_{LSx} + 1.0 \cdot V_{EH} + 1.0 \cdot \left(V_{EQterr} + V_{0.5PIR} + V_{PEQ}\right) + 0.50 \cdot V_{BR}\right) = 18.25\ tonnef$$

## CALCULO DE ACERO

$$M_u := \max\left(M_{u_resist}, M_{u_EE}\right) = 56.31\ tonnef \cdot m$$

$h := 1.35\ m$ $\phi_{varilla} := \frac{3}{4}\ in$ $\phi := 0.9$ $f'_c := 210\ \frac{kgf}{cm^2}$

$b := 1\ m$ $\beta_1 := 0.85$

$r := 5\ cm$ $\phi_{estribo} := \frac{1}{2}\ in$ $f_y := 4200\ \frac{kgf}{cm^2}$

$$A_{\phi var} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{\ 2} = 2.85\ cm^2$$

$$d := h - r - \phi_{estribo} - \frac{\phi_{varilla}}{2} = 1.28\ m$$

$$\Delta_s := 0.85 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \left(1 - \sqrt[2]{1 - \frac{2 \cdot M_u}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}}\right) = 11.79\ cm^2$$

$$a := d - \sqrt[2]{d^2 - \frac{2 \cdot M_u}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b}} = 2.77\ cm \qquad c := \frac{a}{\beta_1} = 3.26\ cm$$

$$N_{varillas7} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{\ 2} \cdot N_{varillas7} = \Delta_s \xrightarrow{solve,\ N_{varillas7}} \frac{26.676362308227746085 \cdot cm^2}{in^2} = 4$$

$$N_{varillas7} = 4$$

$$S_{xm} := \frac{A_{\phi var}}{\Delta_s}\ m = 0.24\ m$$

$$\phi 1 := \left\| \begin{array}{l} \text{if } 0.65 + 0.15 \cdot \left(\frac{d}{c} - 1\right) \le 0.9 \\ \quad \left\| \phi 1 \leftarrow 0.65 + 0.15 \cdot \left(\frac{d}{c} - 1\right) \right. \\ \text{else} \\ \quad \left\| \phi 1 \leftarrow 0.9 \right. \end{array} \right\| = 0.9$$

**Φ 3/4" @ 0.20 m**

$\phi_{varilla} = 0.75\ in \quad N_{varillas7} = 4 \quad S_{xm} = 0.24\ m$

ii) Acero de temperatura

$h_{pantalla} := 5.80\ m \quad t_{inf} := 1.33\ m \quad \phi_{varilla} := \frac{5}{8}\ in \quad A_{\phi var} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{\ 2} = 1.98\ cm^2$

$$b_{pantalla} := \frac{t_{sup} + t_{inf}}{2} = 1.07\ m$$

$$\Delta_{s_temp1} := \frac{0.18 \cdot b_{pantalla} \cdot h_{pantalla}}{2 \cdot \left(b_{pantalla} + h_{pantalla}\right)} \cdot \frac{cm}{m} = 8.1\ \frac{cm^2}{m} \quad ==> \text{En cada cara}$$

$$\Delta_{s_temp} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } 2.33\ \frac{cm^2}{m} \le \Delta_{s_temp1} \le 12.70\ \frac{cm^2}{m} \\ \quad \left\| \Delta_{s_temp} \leftarrow \Delta_{s_temp1} \right. \\ \text{if } \Delta_{s_temp1} \le 2.33\ \frac{cm^2}{m} \\ \quad \left\| 2.33\ \frac{cm^2}{m} \right. \\ \text{if } \Delta_{s_temp1} \ge 12.70\ \frac{cm^2}{m} \\ \quad \left\| 12.70\ \frac{cm^2}{m} \right. \end{array} \right\| = 8.1\ \frac{cm^2}{m}$$

**Espaciamiento de acero por temperatura**

$$s_{max1} := \frac{A_{\phi var}}{\Delta_{s_temp}} = 0.24\ m$$

$$s_{max2} := 3 \cdot b_{pantalla} = 3.2\ m$$

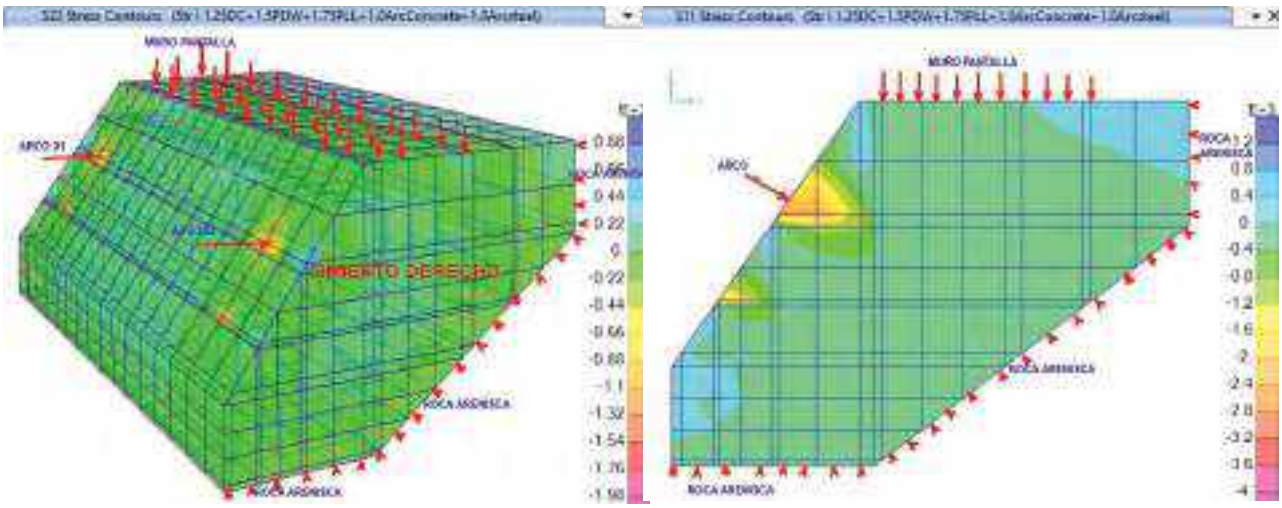
$$s_{max3} := 0.45\ m$$

$$s_{temperatura} := min\left(s_{max1}, s_{max1}, s_{max2}\right) = 0.24\ m$$

**Φ 5/8" @ 0.25 m** *EN CADA CARA*

$\phi_{varilla} = 0.63\ in \quad s_{temperatura} = 0.24\ m$

## 6.3.2.2. CIMIENTO




| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| $M_1 := 2494.84\ tonnef \cdot m$ | $b := 9.20\ m$ | $h := 2.51\ m$ | $b_{real} := 9.20$ | ==> Acero Transversal |
| $M_2 := 1276.44\ tonnef \cdot m$ | $b := 9.20\ m$ | $h := 2.05\ m$ | $b_{real} := 9.20$ | ==> Acero Transversal |
| $M_3 := 7296.74\ tonnef \cdot m$ | $b := 3.42\ m$ | $h := 9.20\ m$ | $b_{real} := 3.83$ | ==> Acero Longitudinal |
| $M_4 := 941.67\ tonnef \cdot m$ | $b := 1.65\ m$ | $h := 9.20\ m$ | $b_{real} := 1.65$ | ==> Acero Longitudinal |
| $M_5 := 17756.32\ tonnef \cdot m$ | $b := 3.91\ m$ | $h := 9.20\ m$ | $b_{real} := 8.57$ | ==> Acero Longitudinal |

$$\eta := \eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I = 1$$

*) Estado Limite de Resistencia I

$$M_{u_resist} = \eta \cdot \left(1.5 \cdot M_{DC} + 1.5 \cdot M_{PDW} + 1.75 \cdot M_{LL} + 1.75 \cdot M_{Arc}\right)$$

$$V_{u_resist} = \eta \cdot \left(1.5 \cdot V_{DC} + 1.5 \cdot V_{PDW} + 1.75 \cdot V_{LL} + 1.75 \cdot V_{Arc}\right)$$

### CALCULO DE ACERO

#### i) Acero trasnsversal 1

$M_u := M_1 = 2494.84\ tonnef \cdot m$

$h := 2.51\ m$

$b := 9.20\ m$

$r := 5\ cm$

$\phi_{varilla} := 1\ in$

$\phi_{estribo} := \frac{1}{2}\ in$

$\phi := 0.9$

$\beta_1 := 0.85$

$f'_c := 210\ \frac{kgf}{cm^2}$

$f_y := 4200\ \frac{kgf}{cm^2}$

$b_{real} := 9.20\ m$

$$A_{\phi var} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{\ 2} = 5.07\ cm^2$$

$$d := h - r - \phi_{estribo} - \frac{\phi_{varilla}}{2} = 2.43\ m$$

$$\Delta_s := 0.85 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \left(1 - \sqrt[2]{1 - \frac{2 \cdot M_u}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}}\right) = 275.07\ cm^2$$

$$a := d - \sqrt[2]{d^2 - \frac{2 \cdot M_u}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b}} = 7.04\ cm \qquad c := \frac{a}{\beta_1} = 8.28\ cm$$

$$N_{varillas30} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{\ 2} \cdot N_{varillas30} = \Delta_s \xrightarrow{solve,\ N_{varillas30}} \frac{350.23043241372973094 \cdot cm^2}{in^2} = 54$$

$$N_{varillas30} = 54$$

$$S_{xm} := \frac{b_{real}}{N_{varillas30}} = 16.95\ cm$$

$$\phi 1 := \left\| \begin{array}{l} \text{if } 0.65 + 0.15 \cdot \left(\frac{d}{c} - 1\right) \le 0.9 \\ \quad \phi 1 \leftarrow 0.65 + 0.15 \cdot \left(\frac{d}{c} - 1\right) \\ \text{else} \\ \quad \phi 1 \leftarrow 0.9 \end{array} \right\| = 0.9$$

**Φ1" @ 0.17 m cerca del arco** $\phi_{varilla} = 1\ in$ $N_{varillas30} = 54$ $S_{xm} = 0.17\ m$

**ii) Acero trasnsversal 2**

$M_u := M_2 = 1276.44\ tonnef \cdot m$

$h := 2.05\ m$ $\phi_{varilla} := \frac{3}{4}\ in$ $\phi := 0.9$ $f'_c := 210\ \frac{kgf}{cm^2}$

$b := 9.20\ m$ $\beta_1 := 0.85$

$\phi_{estribo} := \frac{1}{2}\ in$ $f_y := 4200\ \frac{kgf}{cm^2}$

$r := 5\ cm$

$b_{real} := 9.20\ m$

$$A_{\phi var} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{\ 2} = 2.85\ cm^2$$

$$d := h - r - \phi_{estribo} - \frac{\phi_{varilla}}{2} = 1.98\ m$$

$$\Delta_s := 0.85 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \left(1 - \sqrt[2]{1 - \frac{2 \cdot M_u}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}}\right) = 172.67\ cm^2$$

$$a := d - \sqrt[2]{d^2 - \frac{2 \cdot M_u}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b}} = 4.42\ cm \qquad c := \frac{a}{\beta_1} = 5.2\ cm$$

$$N_{varillas31} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{\ 2} \cdot N_{varillas31} = \Delta_s \xrightarrow{solve,\ N_{varillas31}} \frac{390.8364778150395664 \cdot cm^2}{in^2} = 61$$

$$N_{varillas31} = 61$$

$$S_{xm} := \frac{b_{real}}{N_{varillas31}} = 15.19\ cm$$

$$\phi 1 := \left\| \begin{array}{l} \text{if } 0.65 + 0.15 \cdot \left(\frac{d}{c} - 1\right) \le 0.9 \\ \quad \left\| \phi 1 \leftarrow 0.65 + 0.15 \cdot \left(\frac{d}{c} - 1\right) \right. \\ \text{else} \\ \quad \left\| \phi 1 \leftarrow 0.9 \right. \end{array} \right\| = 0.9$$

**Φ3/4" @ 0.15 m en medio entre los arcos** $\phi_{varilla} = 0.75\ in \quad N_{varillas31} = 61 \quad S_{xm} = 0.15\ m$

iii) Acero Longitudinal 1

$M_u := M_3 = 7296.74\ tonnef \cdot m$

$h := 9.20\ m$ $\quad \phi_{varilla} := 1\ in$ $\quad \phi := 0.9$ $\quad f'_c := 210\ \frac{kgf}{cm^2}$

$b := 3.42\ m$ $\quad \phi_{estribo} := \frac{1}{2}\ in$ $\quad \beta_1 := 0.85$ $\quad f_y := 4200\ \frac{kgf}{cm^2}$

$r := 5\ cm$

$b_{real} := 3.83\ m$

$$A_{\phi var} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{\ 2} = 5.07\ cm^2$$

$$d := h - r - \phi_{estribo} - \frac{\phi_{varilla}}{2} = 9.12\ m$$

$$\Delta_s := 0.85 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \left(1 - \sqrt[2]{1 - \frac{2 \cdot M_u}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}}\right) = 213.27\ cm^2$$

$$a := d - \sqrt[2]{d^2 - \frac{2 \cdot M_u}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b}} = 14.67\ cm \qquad c := \frac{a}{\beta_1} = 17.26\ cm$$

$$N_{varillas32} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{\ 2} \cdot N_{varillas32} = \Delta_s \xrightarrow{solve\ ,\ N_{varillas32}} \frac{271.54343721982865128 \cdot cm^2}{in^2} = 42$$

$N_{varillas32} = 42$

$$S_{xm} := \frac{b_{real}}{N_{varillas31}} = 0.06\ m$$

$$\phi 1 := \left\| \begin{array}{l} \text{if } 0.65 + 0.15 \cdot \left(\frac{d}{c} - 1\right) \le 0.9 \\ \quad \left\| \phi 1 \leftarrow 0.65 + 0.15 \cdot \left(\frac{d}{c} - 1\right) \right. \\ \text{else} \\ \quad \left\| \phi 1 \leftarrow 0.9 \right. \end{array} \right\| = 0.9$$

**Φ1" @ 0.10 m** $\phi_{varilla} = 1\ in \quad N_{varillas32} = 42 \quad S_{xm} = 0.06\ m$

### iv) Acero Longitudinal 2

$M_u := M_4 = 941.67\ tonnef \cdot m$

$h := 9.20\ m$ $\quad \phi_{varilla} := \frac{3}{4}\ in$ $\quad \phi := 0.9$ $\quad f'_c := 210\ \frac{kgf}{cm^2}$

$b := 1.65\ m$ $\quad \beta_1 := 0.85$

$\phi_{estribo} := \frac{1}{2}\ in$ $\quad f_y := 4200\ \frac{kgf}{cm^2}$

$r := 5\ cm$

$b_{real} := 1.65\ m$

$A_{\phi var} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{\ 2} = 2.85\ cm^2$

$d := h - r - \phi_{estribo} - \frac{\phi_{varilla}}{2} = 9.13\ m$

$\Delta_s := 0.85 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \left(1 - \sqrt[2]{1 - \frac{2 \cdot M_u}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}}\right) = 27.35\ cm^2$

$a := d - \sqrt[2]{d^2 - \frac{2 \cdot M_u}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b}} = 3.9\ cm$ $\qquad c := \frac{a}{\beta_1} = 4.59\ cm$

$N_{varillas33} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{\ 2} \cdot N_{varillas33} = \Delta_s \xrightarrow{solve,\ N_{varillas33}} \frac{61.909666390683088428 \cdot cm^2}{in^2} = 10$

$N_{varillas33} = 10$

$S_{xm} := \frac{b_{real}}{N_{varillas33}} = 0.17\ m$

$$\phi 1 := \left\| \begin{array}{l} \text{if } 0.65 + 0.15 \cdot \left(\frac{d}{c} - 1\right) \le 0.9 \\ \quad \left\| \phi 1 \leftarrow 0.65 + 0.15 \cdot \left(\frac{d}{c} - 1\right) \right. \\ \text{else} \\ \quad \left\| \phi 1 \leftarrow 0.9 \right. \end{array} \right\| = 0.9$$

**Φ 3/4" @ 0.17 m** $\qquad \phi_{varilla} = 0.75\ in$ $\quad N_{varillas33} = 10$ $\quad S_{xm} = 0.17\ m$

### v) Acero Longitudinal 3

$M_u := M_5 = 17756.32\ tonnef \cdot m$

$h := 9.20\ m$ $\quad \phi_{varilla} := 1\ in$ $\quad \phi := 0.9$ $\quad f'_c := 210\ \frac{kgf}{cm^2}$

$b := 3.91\ m$ $\quad \beta_1 := 0.85$

$\phi_{estribo} := \frac{1}{2}\ in$ $\quad f_y := 4200\ \frac{kgf}{cm^2}$

$r := 5\ cm$

$b_{real} := 8.57\ m$

$$A_{\phi var} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{\ 2} = 5.07\ cm^2$$

$$d := h - r - \phi_{estribo} - \frac{\phi_{varilla}}{2} = 9.12\ m$$

$$\Delta_s := 0.85 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \left(1 - \sqrt[2]{1 - \frac{2 \cdot M_u}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}}\right) = 523.86\ cm^2$$

$$a := d - \sqrt[2]{d^2 - \frac{2 \cdot M_u}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b}} = 31.52\ cm \qquad c := \frac{a}{\beta_1} = 37.09\ cm$$

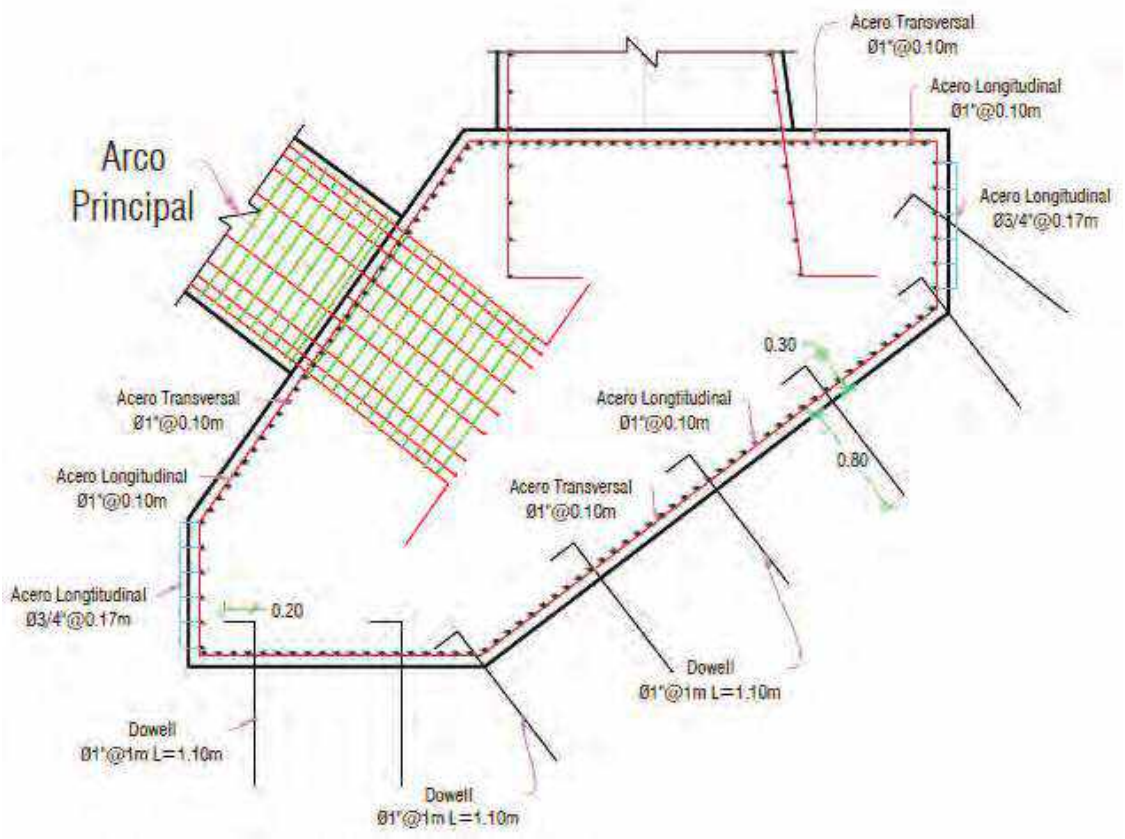
$$N_{varillas50} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{\ 2} \cdot N_{varillas50} = \Delta_s \xrightarrow{solve,\ N_{varillas50}} \frac{666.99906206664073935 \cdot cm^2}{in^2} = 103$$

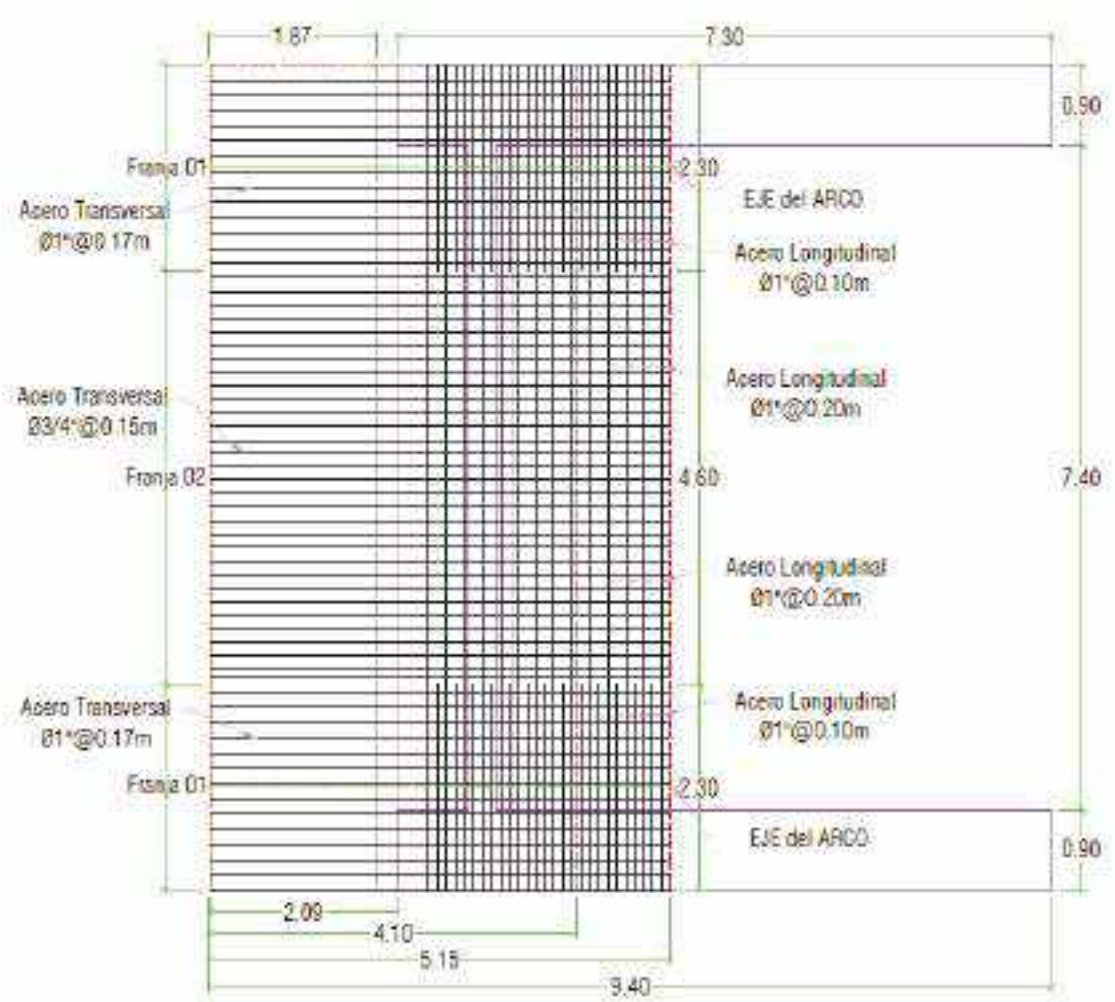
$$N_{varillas50} = 103$$

$$S_{xm} := \frac{b_{real}}{N_{varillas50}} = 0.08\ m$$

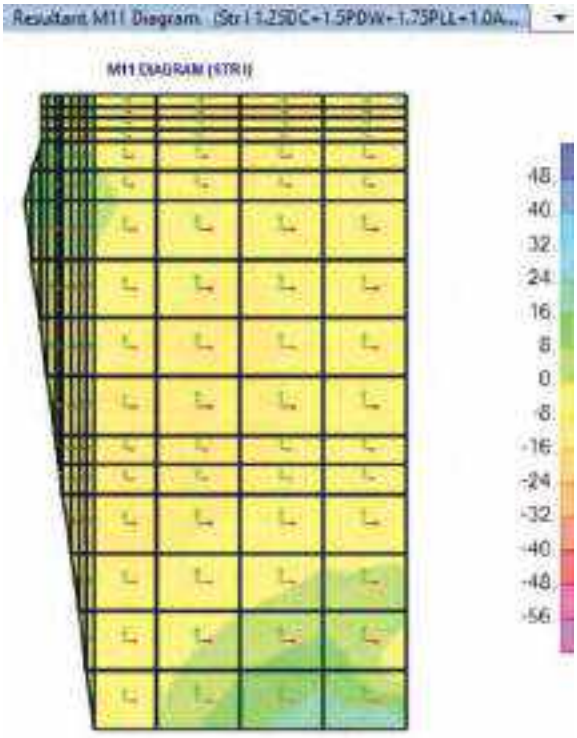
$$\phi 1 := \left\| \begin{array}{l} \text{if } 0.65 + 0.15 \cdot \left(\frac{d}{c} - 1\right) \le 0.9 \\ \quad \left\| \phi 1 \leftarrow 0.65 + 0.15 \cdot \left(\frac{d}{c} - 1\right) \right. \\ \text{else} \\ \quad \left\| \phi 1 \leftarrow 0.9 \right. \end{array} \right\| = 0.9$$

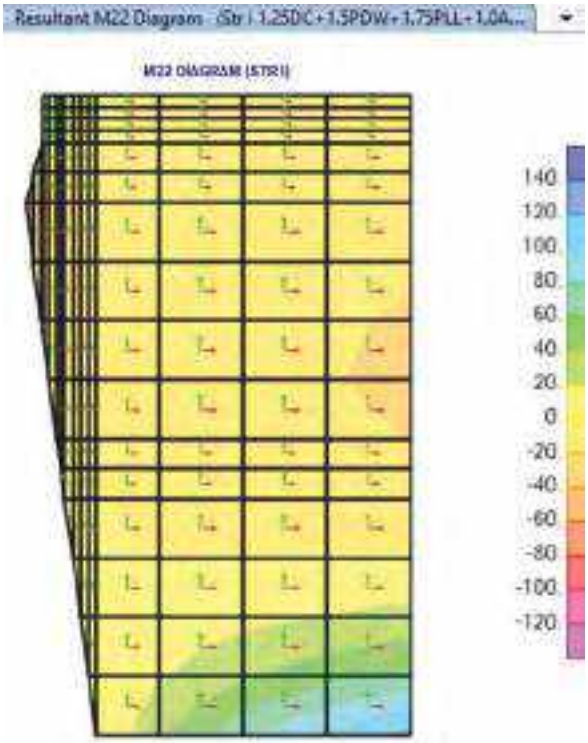
**Φ1" @ 0.10 m** $\qquad \phi_{varilla} = 1\ in \qquad N_{varillas33} = 10 \qquad S_{xm} = 0.08\ m$






## 6.3.2.3. DISEÑO DE ALAS



Section Cutting Line Projected Coordinates

| | X | Y | |
|---|---|---|---|
| Start Point | 2 | 8 | PARA ACERO VERTICAL |
| End Point | 9.7132 | 8 | |

Resultant Force Location and Angle

| X | Y | Z | Angle (X to 1) |
|---|---|---|---|
| 6.3503 | 8 | 0. | 0 |

Include: ☐ Frames ☑ Shells ☐ Asolids ☐ Planes ☐ Solids ☐ Links

Integrated Forces

| | Right Side | | | Left Side | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | 1 | 2 | Z | 1 | 2 | Z |
| Force | 1.1791 | 9.786E-03 | 86.2201 | -0.5363 | -0.2409 | -47.7712 |
| Moment | -689.883 | 12.9986 | 9.2851 | 384.1403 | -21.1466 | -3.3773 |

Save Cut | Save Cut

Section Cutting Line Projected Coordinates

| | X | Y | |
|---|---|---|---|
| Start Point | 5 | 0. | PARA ACERO HORIZONTAL |
| End Point | 5 | 11.266 | |

Resultant Force Location and Angle

| X | Y | Z | Angle (X to 1) |
|---|---|---|---|
| 5 | 5.633 | 0. | 0 |

Include: ☐ Frames ☑ Shells ☐ Asolids ☐ Planes ☐ Solids ☐ Links

Integrated Forces

| | Right Side | | | Left Side | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | 1 | 2 | Z | 1 | 2 | Z |
| Force | 10.6606 | 1.5872 | 32.203 | -10.6606 | -1.5872 | 9.4375 |
| Moment | -181.923 | 43.0411 | 58.4443 | -52.6378 | -27.4259 | -58.4443 |

Save Cut | Save Cut

$M_{vert} := 689.88\ tonnef \cdot m$ $b := 6.37\ m$ $h := 0.90\ m$ => Acero Vertical

$M_{horiz} := 181.92\ tonnef \cdot m$ $b := 10.80\ m$ $h := 0.90\ m$ => Acero Horizontal

$\eta := \eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I = 1$

*) Estado Limite de Resistencia I

$$M_{u_resist} = \eta \cdot \left(1.25 \cdot M_{DC} + 1.50 \cdot M_{EH} + 1.75\ M_{LSX}\right)$$

$$V_{u_resist} = \eta \cdot \left(1.25 \cdot V_{DC} + 1.50 \cdot V_{EH} + 1.75\ V_{LSX}\right)$$

## CALCULO DE ACERO

### i) Acero Vertical

$M_u := M_{vert} = 689.88\ tonnef \cdot m$

$h := 0.9\ m$ $\quad \phi_{varilla} := 1\ in$ $\quad \phi := 0.9$ $\quad f'_c := 210\ \frac{kgf}{cm^2}$

$b := 6.37\ m$ $\quad \beta_1 := 0.85$

$r := 5\ cm$ $\quad \phi_{estribo} := \frac{1}{2}\ in$ $\quad f_y := 4200\ \frac{kgf}{cm^2}$

$$A_{\phi var} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{\ 2} = 5.07\ cm^2$$

$$d := h - r - \phi_{estribo} - \frac{\phi_{varilla}}{2} = 0.82\ m$$

$$\Delta_s := 0.85 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \left(1 - \sqrt[2]{1 - \frac{2 \cdot M_u}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}}\right) = 233.55\ cm^2$$

$$a := d - \sqrt[2]{d^2 - \frac{2 \cdot M_u}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b}} = 8.63\ cm \qquad c := \frac{a}{\beta_1} = 10.15\ cm$$

$$N_{varillas35} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{\ 2} \cdot N_{varillas35} = \Delta_s \xrightarrow{solve,\ N_{varillas35}} \frac{297.35922121033237021 \cdot cm^2}{in^2} = 46$$

$N_{varillas35} = 46$

$$S_{xm} := \frac{b}{N_{varillas35}} = 0.14\ m$$

$$\phi 1 := \left\| \begin{array}{l} \text{if } 0.65 + 0.15 \cdot \left(\frac{d}{c} - 1\right) \le 0.9 \\ \quad \left\| \phi 1 \leftarrow 0.65 + 0.15 \cdot \left(\frac{d}{c} - 1\right) \right. \\ \text{else} \\ \quad \left\| \phi 1 \leftarrow 0.9 \right. \end{array} \right\| = 0.9$$

**Φ1" @ 0.15 m** $\qquad \phi_{varilla} = 1\ in \quad N_{varillas35} = 46 \quad S_{xm} = 0.14\ m$

### ii) Acero Horizontal

$M_u := M_{horiz} = 181.92\ tonnef \cdot m$

$h := 0.9\ m$ $\quad \phi_{varilla} := \frac{1}{2}\ in$ $\quad \phi := 0.9$ $\quad f'_c := 210\ \frac{kgf}{cm^2}$

$b := 10.80\ m$ $\quad \beta_1 := 0.85$

$r := 5\ cm$ $\quad \phi_{estribo} := \frac{1}{2}\ in$ $\quad f_y := 4200\ \frac{kgf}{cm^2}$

$$A_{\phi var} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}^{\ 2} = 1.27\ cm^2$$

$$d := h - r - \phi_{estribo} - \frac{\phi_{varilla}}{2} = 0.83\ m$$

$$\Delta_s := 0.85 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \left(1 - \sqrt[2]{1 - \frac{2 \cdot M_u}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}}\right) = 58.36\ cm^2$$

$$a := d - \sqrt[2]{d^2 - \frac{2 \cdot M_u}{\phi \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b}} = 1.27\ cm \qquad c := \frac{a}{\beta_1} = 1.5\ cm$$

$$N_{varillas36} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}{}^2 \cdot N_{varillas36} = \Delta_s \xrightarrow{solve\ ,\ N_{varillas36}} \frac{297.24840584152820786 \cdot cm^2}{in^2} = 46$$

$$N_{varillas36} = 46$$

$$S_{xm} := \frac{b}{N_{varillas36}} = 0.23\ m$$

$$\phi 1 := \left\| \begin{array}{l} \text{if } 0.65 + 0.15 \cdot \left(\frac{d}{c} - 1\right) \leq 0.9 \\ \quad \left\| \phi 1 \leftarrow 0.65 + 0.15 \cdot \left(\frac{d}{c} - 1\right) \right. \\ \text{else} \\ \quad \left\| \phi 1 \leftarrow 0.9 \right. \end{array} \right\| = 0.9$$

**Φ 1/2" @ 0.20 m** $\qquad \phi_{varilla} = 0.5\ in \quad N_{varillas36} = 46 \quad S_{xm} = 0.23\ m$

iii) Acero de temperatura

$h_{pantalla} := 10.80\ m$ $\quad t_{inf} := 1.50\ m$ $\quad t_{sup} := 0.30\ m$ $\quad \phi_{varilla} := \frac{5}{8}\ in$ $\quad A_{\phi var} := \frac{\pi}{4} \cdot \phi_{varilla}{}^2 = 1.98\ cm^2$

$$b_{pantalla} := \frac{t_{sup} + t_{inf}}{2} = 0.9\ m$$

$$\Delta_{s_temp1} := \frac{0.18 \cdot b_{pantalla} \cdot h_{pantalla}}{2 \cdot (b_{pantalla} + h_{pantalla})} \cdot \frac{cm}{m} = 7.48\ \frac{cm^2}{m} \qquad ==>\text{En cada cara}$$

$$\Delta_{s_temp} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } 2.33\ \frac{cm^2}{m} \leq \Delta_{s_temp1} \leq 12.70\ \frac{cm^2}{m} \\ \quad \left\| \Delta_{s_temp} \leftarrow \Delta_{s_temp1} \right. \\ \text{if } \Delta_{s_temp1} \leq 2.33\ \frac{cm^2}{m} \\ \quad \left\| 2.33\ \frac{cm^2}{m} \right. \\ \text{if } \Delta_{s_temp1} \geq 12.70\ \frac{cm^2}{m} \\ \quad \left\| 12.70\ \frac{cm^2}{m} \right. \end{array} \right\| = 7.48\ \frac{cm^2}{m}$$

## Espaciamiento de acero por temperatura

$$s_{max1} := \frac{A_{\phi var}}{\Delta_{s_temp}} = 0.26\ m$$

$$s_{max2} := 3 \cdot b_{pantalla} = 2.7\ m$$

$$s_{max3} := 0.45\ m$$

$$s_{temperatura} := min\left(s_{max1}, s_{max1}, s_{max2}\right) = 0.26\ m$$

**Φ 5/8" @ 0.25 m** *EN CARA EXTERIOR*

$\phi_{varilla} = 0.63\ in$ $s_{temperatura} = 0.26\ m$

## 7.1. ENCOFRADO METALICO

### 7.1.1. MATERIALES

A992Fy50
Grado 50

$f_y := 50\ ksi = 3515.35\ \frac{kgf}{cm^2}$

$f_u := 4569.95\ \frac{kgf}{cm^2}$

$f_{ye} := 3866.88\ \frac{kgf}{cm^2}$

$f_{ue} := 5026.94\ \frac{kgf}{cm^2}$

$E_s := 2038901.9\ \frac{kgf}{cm^2}$

$\mu := 0.3$

$\alpha := 1.17 \cdot 10^{-5}$

$\gamma_s := 7849.04\ \frac{kgf}{m^3}$

### 7.1.2. CALCULO DE LAS CARGAS

i) Carga del concreto (Arco)

$L_{arco} := 65.06\ m \qquad b := 0.80\ m \qquad h := 1.15\ m \qquad \gamma_c := 2500\ \frac{kgf}{m^3}$

$q_c := b \cdot h \cdot \gamma_c = 2.3\ \frac{tonnef}{m}$

ii) Carga del Personal

$L_{tributario} := 2\ m \qquad q_{unitario} := 300\ \frac{kgf}{m^2}$

$q_p := L_{tributario} \cdot q_{unitario} = 0.6\ \frac{tonnef}{m}$

iii) Carga de Acero Corrugado

$\Phi_{var_1pulg} := 1\ in \qquad \Phi_{var_0.75pulg} := \frac{3}{4}\ in \qquad \Phi_{var_0.5pulg} := 1\ in \qquad I := 60\%$

$N_{var_1pulg} := 24 \qquad N_{var_0.75pulg} := 10 \qquad N_{var_0.5pulg} := 9$

$q_{u_1pulg} := 3.97\ \frac{kgf}{m} \qquad q_{u_0.75pulg} := 2.24\ \frac{kgf}{m} \qquad q_{u_0.5pulg} := 0.99\ \frac{kgf}{m}$

$q_{acero} := (1 + I) \cdot (N_{var_1pulg} \cdot q_{u_1pulg} + N_{var_0.75pulg} \cdot q_{u_0.75pulg} + N_{var_0.5pulg} \cdot q_{u_0.5pulg})$

$q_{acero} = 0.2\ \frac{tonnef}{m}$

iv) Carga del Encofrado

$$q_{encofrado} := 1 \ \frac{tonnef}{m}$$

v) Carga de Proteccion

$$q_{proteccion} := 0.5 \ \frac{tonnef}{m}$$

$$q_{viva} := q_c + q_p + q_{acero} + q_{encofrado} + q_{proteccion} = 4.6 \ \frac{tonnef}{m}$$

## 7.1.3. PARAMETROS SISMICO

Z : zona sisimica 2
U : factor de uso "B"
S : factor de suelo "S2"
Tp : periodo del suelo
Tl : periodo del suelo
Ia : Irregularidad en altura
Ip : irregularidad en planta
R : sistema estructural "PORTICO ESPECIALES CONCENTRICAS ARRIOSTRADOS (SCBF)

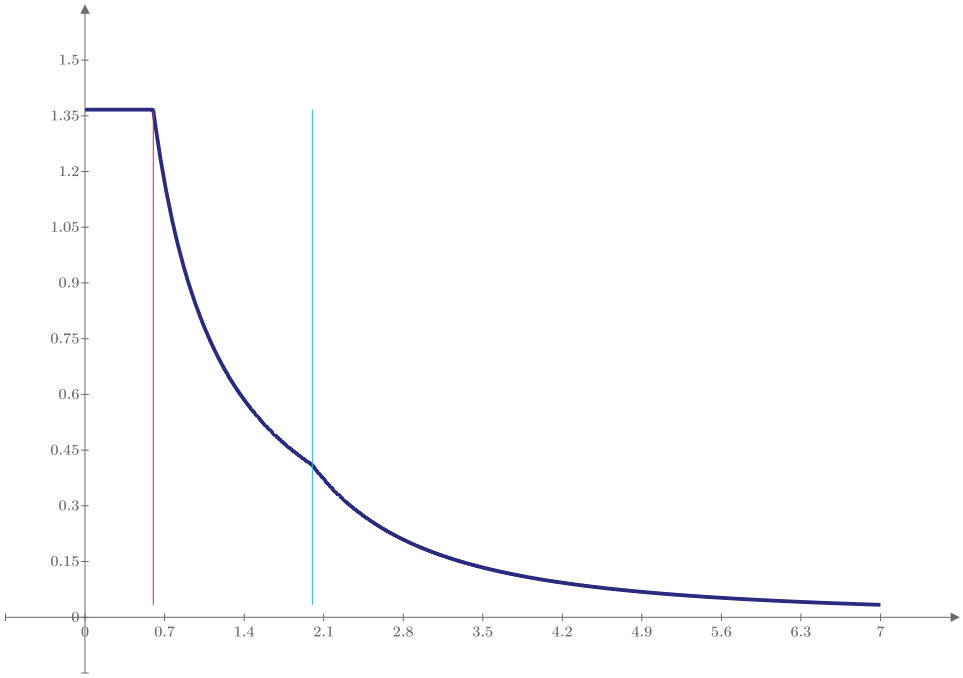
$Z := 0.25$ $\quad S := 1.20$ $\quad R_0 := 7$ $\quad g := 9.81 \ \frac{m}{s^2}$

$U := 1.30$ $\quad T_P := 0.6$ $\quad I_a := 1$ $\quad T := 0, 0.001 .. 7$

$T_L := 2.0$ $\quad I_p := 1$

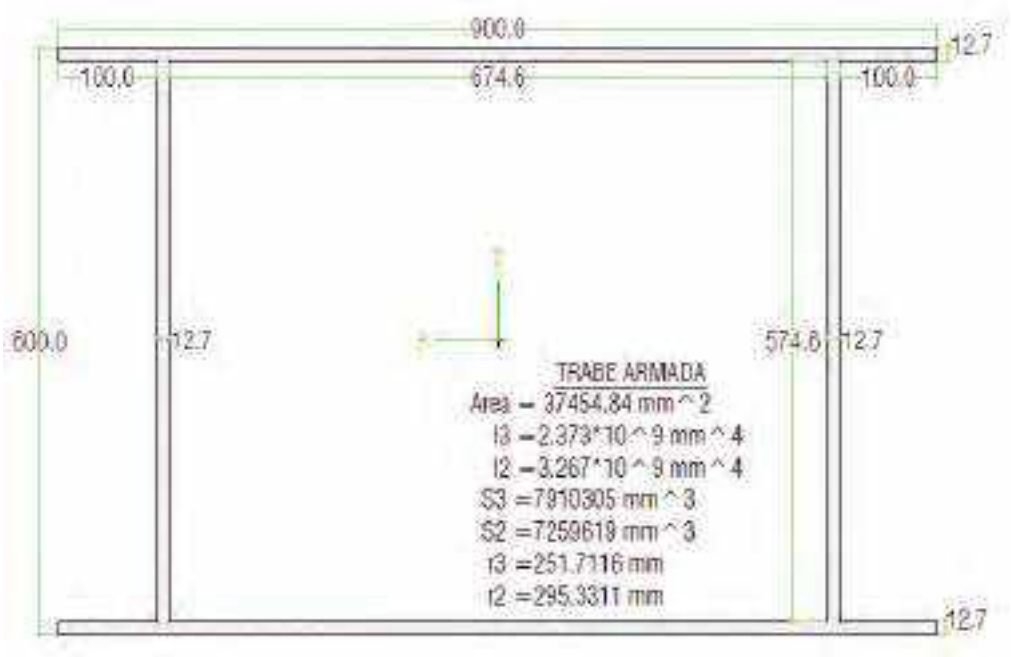
$$R := R_0 \cdot I_a \cdot I_p = 7$$

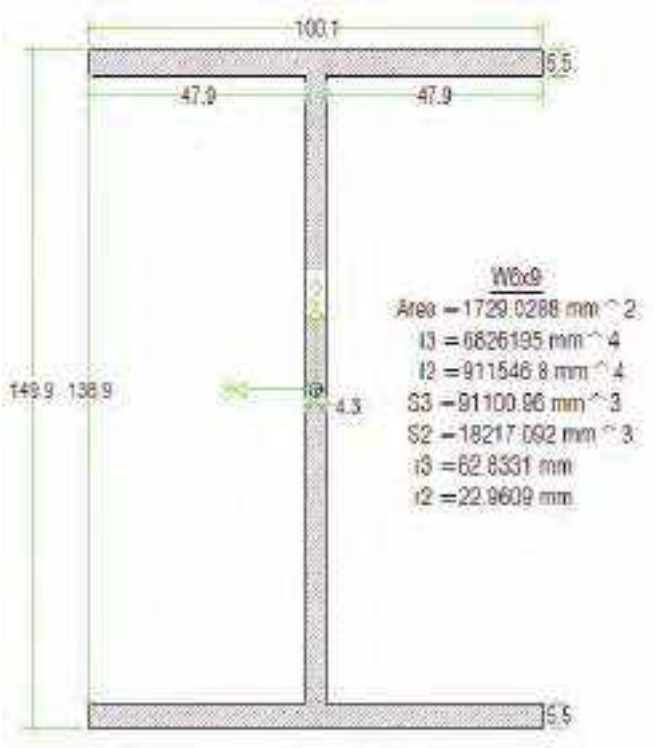
$$S(T) := \left\| \begin{array}{l} \text{if } T \le T_P \\ \quad \left\| \frac{Z \cdot U \cdot 2.5 \cdot S}{R} \cdot g \right. \\ \text{if } T_P < T \le T_L \\ \quad \left\| \frac{Z \cdot U \cdot 2.5 \cdot \frac{T_P}{T} \cdot S}{R} \cdot g \right. \\ \text{if } T > T_L \\ \quad \left\| \frac{Z \cdot U \cdot 2.5 \cdot \frac{T_P \cdot T_L}{T^2} \cdot S}{R} \cdot g \right. \end{array} \right.$$




## 7.1.4. PROPIEDADES MECANICAS DE LOS PERFILES

Area : Area de la seccion
I3 : Momento de inercia en la direccion 3
I2 : Momento de inercia en la direccion 2
S3 : Modulo de seccion en la direccion 3
S2 : Modulo de seccion en la direccion 2
r3 : Radio de giro en la direccion 3
r2 : Radio de giro en la direccion 2






## 7.1.5. DISEÑO DEL ARCO

La metodologia de diseño esta basada en LRFD (factores de carga y resistencia), segun especifica la AISC (Instituto Americana de Construccion en Acero)

$$\Sigma \gamma_i Q_i \leq \phi R_n$$

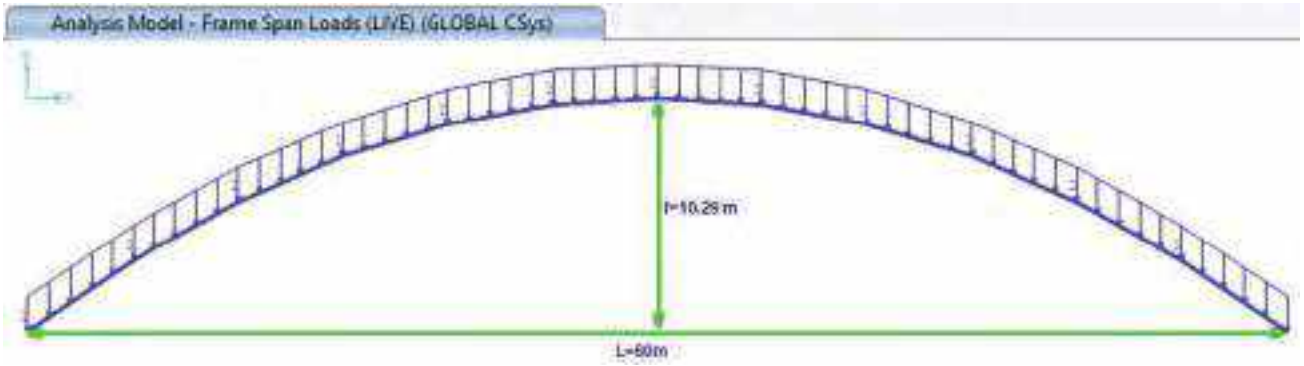
$Q_i$ : Efecto de la carga (Fuerza o Momento)
$\gamma_i$ : Factor de carga
$R_n$ : Resitencia nominal
$\phi$ : Factor de resistencia
$\phi R_n$ : Resistencia de diseño

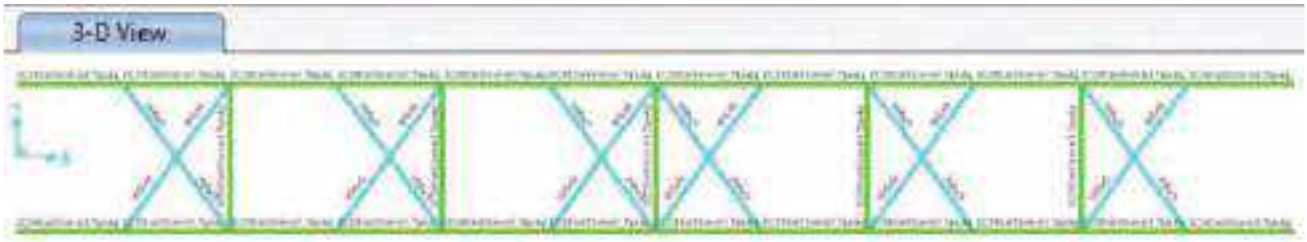
Tambien la AISC especifica la combinacion de cargas y da las siguientes ecuaciones:

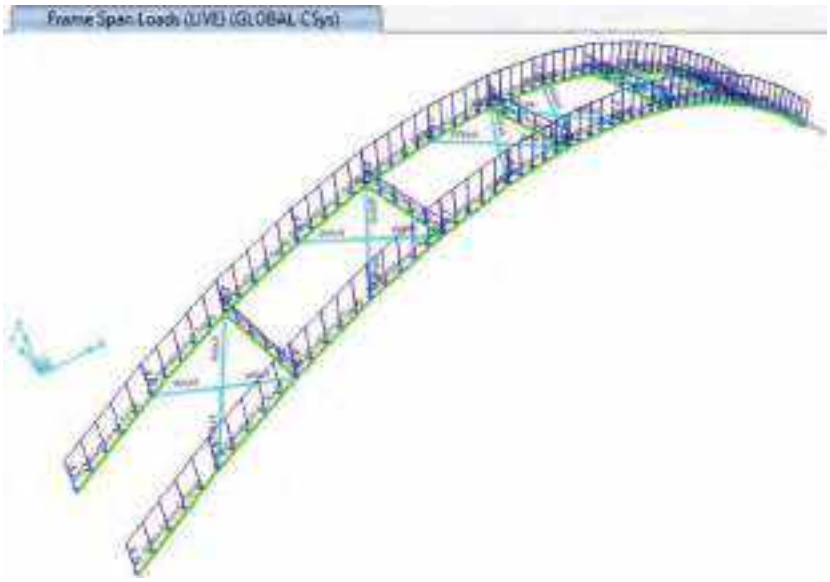
1) 1.4D
2) 1.2D+1.6L+0.5($L_r$ o S o R)
3) 1.2D+1.6($L_r$ o S o R)+(0.5L o 0.8W)
4) 1.2D+1.3W+0.5L+0.5($L_r$ o S o R)
5) 1.2D+-1.0E+0.5L+0.2S
6) 0.9D+-(1.3W o 1.0E)

D : Carga muerta
L : Carga viva
$L_r$ : Carga viva en el Techo
S : Carga de nieve
R : Carga de Lluvia o Hielo
W : Carga de viento
E : Carga del sismo

### 7.1.5.1. ASIGNACION DE LAS CARGAS




### 7.1.5.2. REVISION DEL COEFICIENTE DE PANDEO

La ecuacion que gobierna el pandeo en la estructura en arco

$$\left|K_e + \lambda K_G\right| = 0$$

$K_e$ : Matriz de rigidez elastica
$K_G$ : Matriz geometrica para la carga exterior unitaria
$\lambda$ : Coeficiente por el que se debe multiplicar la solicitacion exterior para que la estructura pandee
$\lambda$ : SCALE FACTOR

| TABLE: FACTOR DE PANDEO | | | |
|---|---|---|---|
| OutputCase | StepType | StepNum | ScaleFactor |
| Buckling | Mode | 1 | 3.59 |
| Buckling | Mode | 2 | 6.04 |
| Buckling | Mode | 3 | 7.44 |
| Buckling | Mode | 4 | 7.44 |
| Buckling | Mode | 5 | 7.61 |
| Buckling | Mode | 6 | 8.16 |

### 7.1.5.3. RATIO DE LA CAPACIDAD DE LOS ELEMENTOS

i) Revision de RATIO para el TRABE ARMADO

```
AISC-LRFD93 STEEL SECTION CHECK
Combo   : 1.2D+1.6L
Units   : Tonf, m, C



Frame   : 189              Design Sect: SD90x60cmx0.5pulg
X Mid   : 2.5              Design Type: Brace
Y Mid   : -3.45            Frame Type : Moment Resisting Frame
Z Mid   : -9.396           Sect Class : Non-Compact
Length : 6.04              Major Axis : 0. degrees counterclockwise from local 3
Loc     : 0.               RLLF       : 1.

Area    : 0.037            SMajor : 0.008          rMajor : 0.252          AVMajor: 0.015
IMajor : 0.002             SMinor : 0.007          rMinor : 0.295          AVMinor: 0.019
IMinor : 0.003             ZMajor : 0.009          E      : 20389019.158
Ixy     : 0.               ZMinor : 0.01           Fy     : 35153.481


STRESS CHECK FORCES & MOMENTS
    Location          Pu        Mu33        Mu22        Vu2         Vu3          Tu
    0.          -475.103     -55.318       6.899     -23.646       2.273       0.055

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO
    Governing        Total          P      MMajor      MMinor       Ratio      Status
    Equation         Ratio      Ratio       Ratio       Ratio       Limit       Check
    (H1-1a)          0.666  =   0.443   +   0.196   +   0.027        0.95          OK

AXIAL FORCE DESIGN
                        Pu     phi*Pnc     phi*Pnt
                     Force    Capacity    Capacity
    Axial         -475.103    1073.027    1185.001

MOMENT DESIGN
                        Mu      phi*Mn      Cm      B1      B2       K       L      Cb
                    Moment    Capacity  Factor  Factor  Factor  Factor  Factor  Factor
    Major Moment    -55.318     250.267    0.85      1.      1.      1.      1.   1.943
    Minor Moment      6.899     229.681   0.204      1.      1.      1.      1.

SHEAR DESIGN
                        Vu      phi*Vn      Stress      Status          Tu
                     Force    Capacity       Ratio       Check     Torsion
    Major Shear     23.646     287.009       0.082          OK          0.
    Minor Shear      2.273     357.487       0.006          OK          0.
```



Ratio=0.67 para el elemento critico (Trabe Armado SD900x600x12.7mm)

ii) Revision de RATIO para la RIOSTRA en el perfil W6x9

AISC-LRFD93 STEEL SECTION CHECK
Combo : 1.2D+1.6L
Units : Tonf, m, C

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Frame | : 116 | Design Sect: W6x9 | | | |
| X Mid | : 6.05 | Design Type: Brace | | | |
| Y Mid | : 1.725 | Frame Type : Moment Resisting Frame | | | |
| Z Mid | : -7.008 | Sect Class : Compact | | | |
| Length | : 4.48 | Major Axis : 0. degrees counterclockwise from local 3 | | | |
| Loc | : 2.24 | RLLF : 1. | | | |
| Area | : 0.003 | SMajor : 9.110E-05 | rMajor : 0.063 | AVMajor: 6.471E-04 | |
| IMajor | : 6.826E-06 | SMinor : 1.822E-05 | rMinor : 0.029 | AVMinor: 9.108E-04 | |
| IMinor | : 0. | ZMajor : 1.021E-04 | E : 20389015.152 | | |
| Ixy | : 0. | ZMinor : 2.819E-05 | Fy : 35163.451 | | |

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

| Location | Pu | Mu33 | Mu22 | Vu2 | Vu3 | Tu |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 2.24 | -5.628 | 0.039 | 0. | 0. | 0. | -3.165E-06 |

RMM DEMAND/CAPACITY RATIO

| Governing Equation | Total Ratio | | P Ratio | | MMajor Ratio | | MMinor Ratio | Ratio Limit | Status Check |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| (H1-1a) | 0.671 | = | 0.826 | + | 0.025 | + | 0. | 0.96 | OK |

AXIAL FORCE DESIGN

| | Pu Force | phi*Pnc Capacity | phi*Pnt Capacity |
|---|---|---|---|
| Axial | -5.628 | 6.812 | 24.703 |

MOMENT DESIGN

| | Mu Moment | phi*Mn Capacity | Cm Factor | B1 Factor | B2 Factor | K Factor | L Factor | Cb Factor |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Major Moment | 0.043 | 1.511 | 1. | 1.09 | 1. | 1. | 1. | 1.316 |
| Minor Moment | 0. | 0.865 | 1. | 2.603 | 1. | 1. | 1. | |

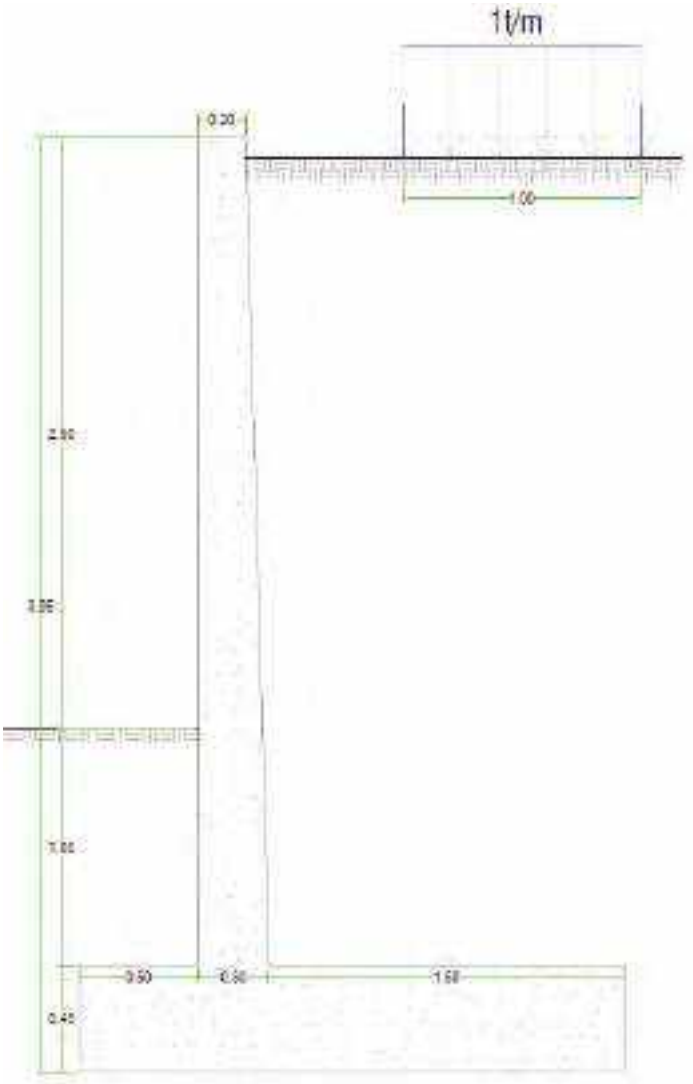
SHEAR DESIGN

| | Vu Force | phi*Vn Capacity | Stress Ratio | Status Check | Tu Torsion |
|---|---|---|---|---|---|
| Major Shear | 0. | 12.284 | 0. | OK | 0. |
| Minor Shear | 0. | 17.29 | 0. | OK | 0. |




Ratio=0.85 para el elemento critico de la Riostra (W6x9)

1) MATERIALES Y GEOMETRIA (Materials and Geometry)




i) Concreto (Concrete)

$f'_c := 210 \ \frac{kgf}{cm^2}$

$f_y := 4200 \ \frac{kgf}{cm^2}$

$\gamma_c := 2400 \ \frac{kgf}{m^3}$

ii) Suelo (Soil)

$q_{adm} := 2 \ \frac{kgf}{cm^2}$ $\qquad \gamma_s := 1.9 \ \frac{tonnef}{m^3}$

$\mu_{friccion} := 0.55$

$\gamma_{sat} := 2 \ \frac{tonnef}{m^3}$

$\Phi := 36.3 \ deg$

iii) Relleno (Backfill)

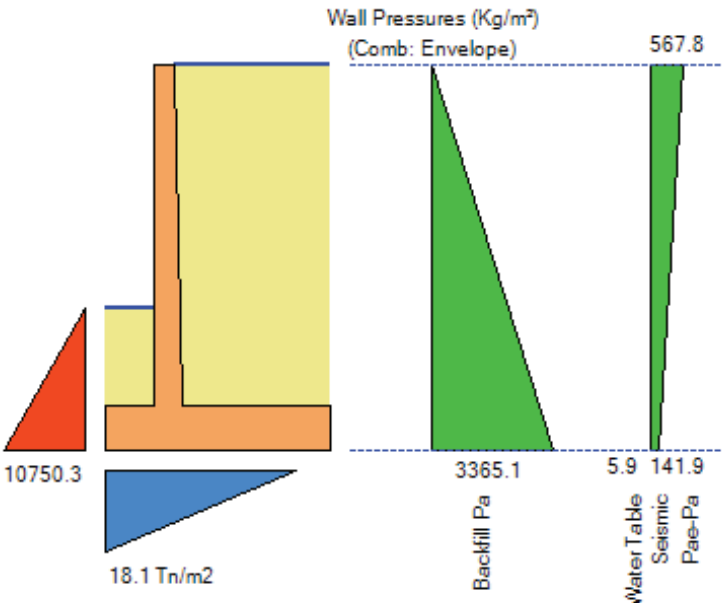
Metodo= Coulomb Active (para la estabilidad)

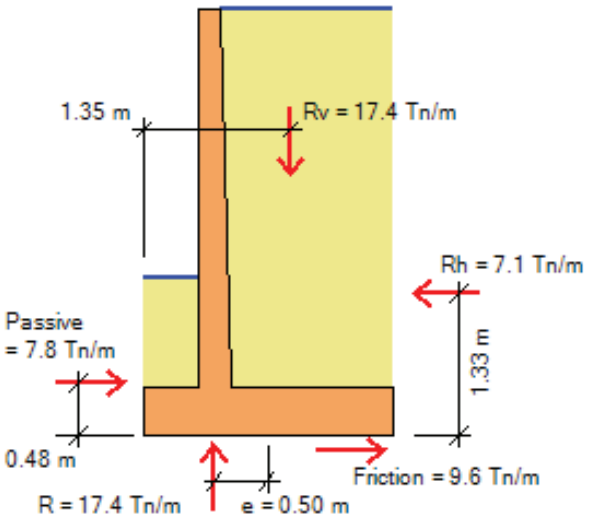
$\Phi := 15 \ deg$

$\gamma_s := 1.7 \ \frac{tonnef}{m^3}$

$\gamma_{sat} := 1.9 \ \frac{tonnef}{m^3}$

2) ESTABILIDAD DEL MURO (Stability)





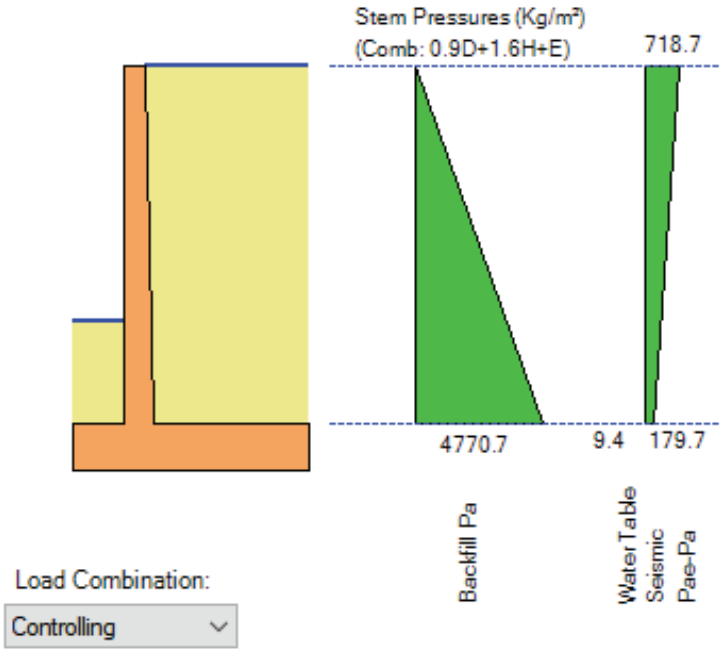

**Stability Safety Factors**

| | | |
|---|---|---|
| Overturning | 2.51 > 1.50 | ✓ |
| Sliding | 2.45 > 1.50 | ✓ |
| Bearing | 1.10 > 1.00 | ✓ |

Load Combination:

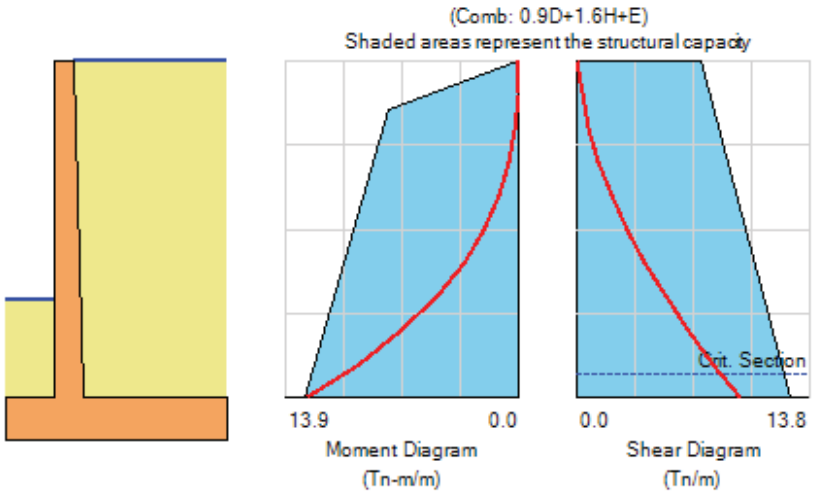
Envelope

3) PRESION EN EL MURO (Stem)

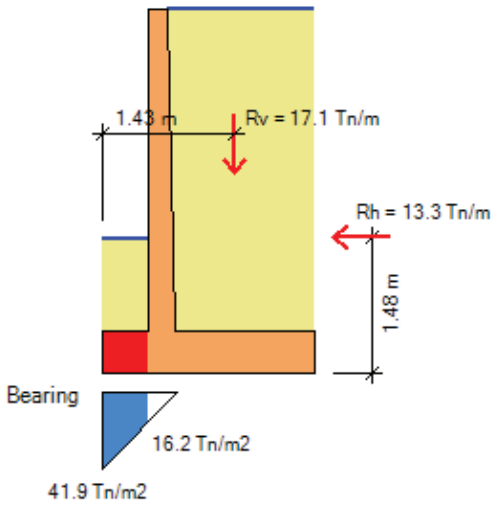



Load Combination:

Controlling



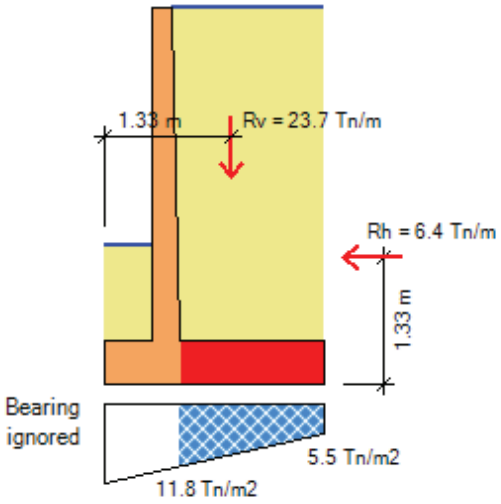
4) PRESION EN LA ZAPATA (Footing)




**Toe Design Ratios**

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Flexure | 0.65 | < 1.00 | ✓ | (0.9D+1.6H+E) |
| Shear | 0.16 | < 1.00 | ✓ | (0.9D+1.6H+E) |

Load Combination:
Controlling

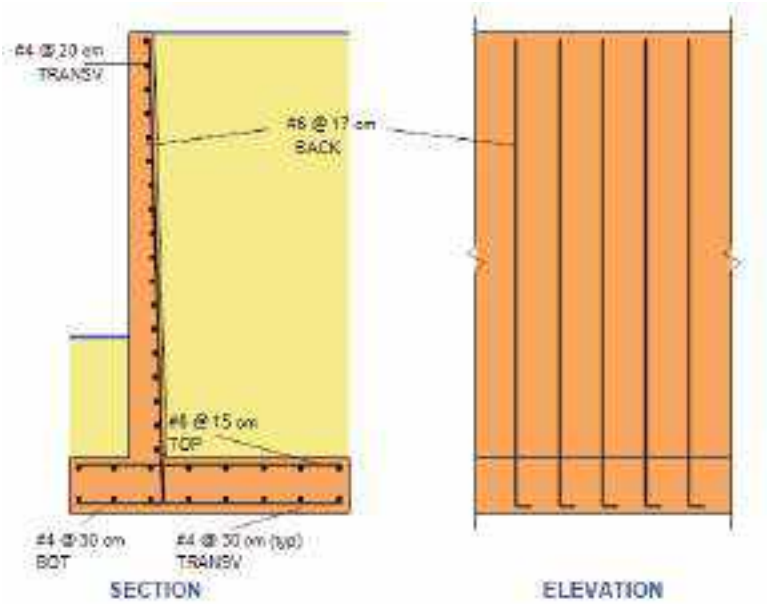


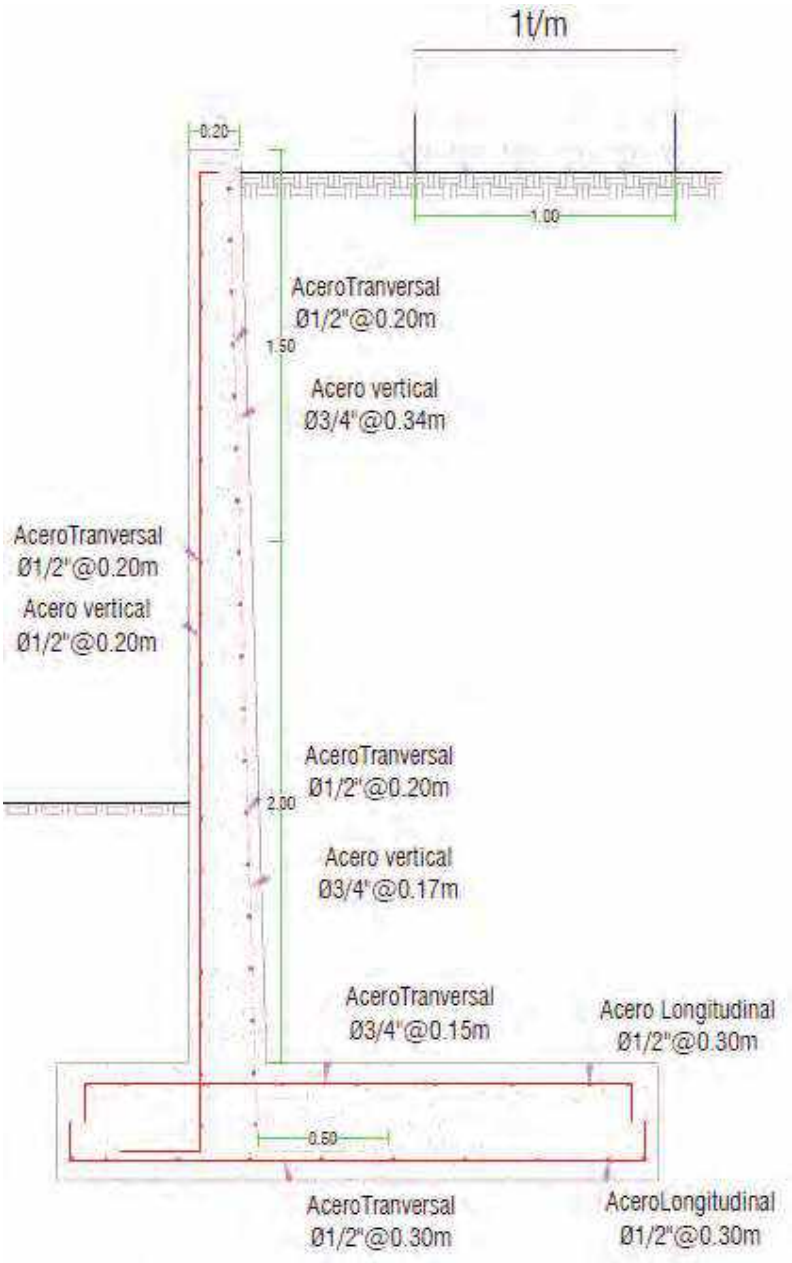

**Heel Design Ratios**

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Flexure | 0.47 | < 1.00 | ✓ | (1.4D+0.9H) |
| Shear | 0.74 | < 1.00 | ✓ | (1.4D+0.9H) |

Load Combination:
Controlling

5) DETALLE DEL REFUERZO (Reinforcement detailed)




1t/m
0.20
1.00
AceroTranversal
Ø1/2"@0.20m
1.50
Acero vertical
Ø3/4"@0.34m
AceroTranversal
Ø1/2"@0.20m
Acero vertical
Ø1/2"@0.20m
AceroTranversal
Ø1/2"@0.20m
2.00
Acero vertical
Ø3/4"@0.17m
AceroTranversal
Ø3/4"@0.15m
Acero Longitudinal
Ø1/2"@0.30m
0.50
AceroTranversal
Ø1/2"@0.30m
AceroLongitudinal
Ø1/2"@0.30m

# ANEXO F: PRESUPUESTO Y PROGRAMACIÓN

## METRADO

## PRESUPUESTO

## ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS

## RELACION DE INSUMOS

## DESAGREGADO DE GASTOS

## CRONOGRAMA

# ANEXO F: PRESUPUESTO Y PROGRAMACIÓN

## METRADO

## PRESUPUESTO

## RELACION DE INSUMOS

## DESAGREGADO DE GASTOS

## CRONOGRAMA

# METRADOS

PROYECTO : DISEÑO PARA EL MEJORAMIENTO EN LA TRANSITABILIDAD, PROPUESTA ESTRUCTURAL EN EL PUENTE PACHAR, OLLANTAYTAMBO – CUSCO, 2019
PRESUPUESTO 1.0 : PROPUESTA ESTRUCTURAL PUENTE PACHAR
PROPIETARIO : UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO
UBICACION : DPTO: CUSCO PROV: URUBAMBA DIST: OLLANTAYTAMBO LOC: PACHAR
FECHA PROYECTO : 25/04/2022

| Item | Descripción | Ref. | N° Elem. | Cant. | Dimensiones | | | Parcial | Total | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | Largo | Ancho | Alto | | | |
| 1.1.1 | CAMPAMENTO PROVISIONAL DE LA OBRA | | | | | | | | 145.00 | m² |
| a) | OFICINA RESIDENTE | | 1.00 | 1.00 | 6.00 | 5.00 | - | 30.00 | | |
| b) | OFICINA INSPECTOR | | 1.00 | 1.00 | 6.00 | 5.00 | - | 30.00 | | |
| c) | GUARDIANIA | | 1.00 | 1.00 | 2.00 | 5.00 | - | 10.00 | | |
| d) | ALMACEN | | 1.00 | 1.00 | 15.00 | 5.00 | - | 75.00 | | |
| 1.1.2 | CARTEL DE IDENTIFICACION DE OBRA | | | | | | | | 1.00 | und |
| a) | CARTEL | | 1.00 | 1.00 | - | - | - | 1.00 | | |
| 1.1.3 | MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPOS Y HERRAMIENTAS | | | | | | | | 1.00 | GLB |
| a) | MOVILIZACIÓN Y DESMOVILIZACIÓN DE EQUIPOS | | 1.00 | 1.00 | - | - | - | 1.00 | | |
| 1.1.4 | INSTALACIÓN PROVISIONAL DE AGUA CON TUB. PVC SAP DE 3/4" | | | | | | | | 10.00 | pto |
| a) | INST. AGUA | | 10.00 | 1.00 | - | - | - | 10.00 | | |
| 1.1.5 | INSTALACION PROVISIONAL DE DESAGÜE | | | | | | | | 5.00 | pto |
| a) | DESAGÜE | | 5.00 | 1.00 | - | - | - | 5.00 | | |
| 1.1.6 | INSTALACION PROVISIONAL DE SS.HH. | | | | | | | | 4.00 | und |
| a) | SS.HH | | 4.00 | 1.00 | - | - | - | 4.00 | | |
| 1.1.7 | INSTALACION PROVISIONAL SUMINISTRO MONOFÁSICO DE ENERGIA ELECTRICA | | | | | | | | 1.00 | GLB |
| a) | INST. Y SUMINISTRO | | 1.00 | 1.00 | - | - | - | 1.00 | | |
| 1.2.1.1 | LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL | | | | | | | | 276.00 | m² |
| a) | ESTRIBO DERECHO | | 1.00 | 1.00 | 15.00 | 9.20 | - | 138.00 | | |
| b) | ESTRIBO CENTRAL | | 1.00 | 1.00 | 5.00 | 9.20 | - | 46.00 | | |
| c) | ESTRIBO IZQUIERDO | | 1.00 | 1.00 | 10.00 | 9.20 | - | 92.00 | | |
| 1.2.1.2 | EXCAVACIÓN PARA ESTRUCTURAS EN ROCA | | | | | | | | 114.62 | m³ |
| a) | 12.4591 | | 1.00 | 1.00 | 12.46 | 9.20 | - | 114.62 | | |
| 1.2.1.3 | EXCAVACION PARA ESTRUCTURAS EN MATERIAL COMUN | | | | | | | | 303.05 | m³ |
| a) | ESTRIBO CENTRAL | | 1.00 | 1.00 | 11.69 | 9.20 | - | 107.55 | | |
| b) | ESTRIBO IZQUIERDO | | 1.00 | 1.00 | 9.20 | 8.50 | 2.50 | 195.50 | | |
| 1.2.1.4 | RELLENO SELECTO Y COMPATACTADO AL 95% (AASTHO) | | | | | | | | 772.79 | m³ |
| a) | ESTRIBO DERECHO | | 1.00 | 1.00 | 63.11 | 7.40 | 0.60 | 280.21 | | |
| b) | ESTRIBO CENTRAL | | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | | |
| c) | ESTRIBO IZQUIERDO | | 1.00 | 1.00 | 66.43 | 7.40 | - | 491.58 | | |
| 1.2.1.5 | ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE | | | | | | | | 372.97 | m³ |
| a) | ESTRIBO DERECHO | | 1.00 | 1.00 | 12.45 | 9.20 | - | 114.54 | | |
| b) | ESTRIBO CENTRAL | | 1.00 | 1.00 | 11.69 | 9.20 | - | 107.55 | | |
| c) | ESTRIBO IZQUIERDO | | 1.00 | 1.00 | 8.20 | 9.20 | 2.00 | 150.88 | | |
| 1.2.2.1.1.1 | ANCLAJES DE CIMENTACIÓN EN ROCA | | | | | | | | 24.00 | und |
| a) | DOWELLS | | 3.00 | 8.00 | - | - | - | 24.00 | | |
| 1.2.2.1.1.2 | CONCRETO ESTRUCTURAL F´C =140 KG/CM2 EN SOLADOS | | | | | | | | 5.52 | m³ |
| a) | SOLADO e=10 cm | | 1.00 | 1.00 | 9.20 | 6.00 | 0.10 | 5.52 | | |
| 1.2.2.1.1.4 | CONCRETO ESTRUCTURAL F´C = 280 KG/CM2 | | | | | | | | 122.10 | m³ |
| a) | CIEMIENTO | | 1.00 | 1.00 | 122.10 | - | - | 122.10 | | |
| 1.2.2.1.1.5 | ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA | | | | | | | | 63.72 | m² |
| a) | CARAS LATERALES | | 2.00 | 1.00 | 12.45 | - | - | 24.90 | | |
| b) | CARA ARRANQUE DE VIGAS | | 1.00 | 1.00 | 4.22 | 9.20 | - | 38.82 | | |
| 1.2.2.1.2.2 | CONCRETO ESTRUCTURAL F´C = 210 KG/CM2 | | | | | | | | 254.12 | m³ |
| a) | ALERO | | 1.00 | 2.00 | 41.79 | - | - | 83.58 | | |
| b) | PANTALLA | | 1.00 | 1.00 | 170.54 | - | - | 170.54 | | |
| 1.2.2.1.2.3 | ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA | | | | | | | | 513.71 | m² |
| a) | ALERO | | 1.00 | 2.00 | 16.10 | - | 10.93 | 351.95 | | |
| b) | PANTALLA | | 1.00 | 2.00 | 7.40 | - | 10.93 | 161.76 | | |
| 1.2.2.2.1.1 | PERFORACIÓN Y MOLDEO DE PILOTES | | | | | | | | 12.00 | und |
| a) | PILOTE 01 | | 1.00 | 4.00 | - | - | - | 4.00 | | |
| b) | PILOTE 02 | | 1.00 | 4.00 | - | - | - | 4.00 | | |
| c) | PILOTE 03 | | 1.00 | 4.00 | - | - | - | 4.00 | | |
| 1.2.2.2.1.3 | CONCRETO ESTRUCTURAL F´C = 210 KG/CM2 | | | | | | | | 109.07 | m³ |
| a) | PILOTE 01 | | 1.00 | 1.00 | 29.11 | - | - | 29.11 | | |
| b) | PILOTE 02 | | 1.00 | 1.00 | 34.72 | - | - | 34.72 | | |
| c) | PILOTE 03 | | 1.00 | 1.00 | 45.24 | - | - | 45.24 | | |
| 1.2.2.2.2.1 | CONCRETO ESTRUCTURAL F´C =140 KG/CM2 EN SOLADOS | | | | | | | | 7.82 | m³ |
| a) | SALADO ENCEPADO | | 1.00 | 1.00 | 9.20 | 8.50 | 0.10 | 7.82 | | |
| 1.2.2.2.2.3 | CONCRETO ESTRUCTURAL F´C = 280 KG/CM2 | | | | | | | | 107.58 | m³ |
| a) | ENCEPADO | | 1.00 | 1.00 | 107.58 | - | - | 107.58 | | |
| 1.2.2.2.2.4 | ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA | | | | | | | | 51.70 | m² |
| a) | POSTERIOR | | 1.00 | 1.00 | 1.40 | 9.20 | - | 12.88 | | |
| b) | ARRANQUE DE ARCO | | 1.00 | 1.00 | 3.22 | 9.20 | - | 29.62 | | |
| c) | BASE | | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 9.20 | - | 9.20 | | |
| 1.2.2.2.3.2 | CONCRETO ESTRUCTURAL F´C = 210 KG/CM2 | | | | | | | | 145.72 | m³ |
| a) | CONCRETO EN PANTAL | | 1.00 | 1.00 | 145.72 | - | - | 145.72 | | |
| 1.2.2.2.3.3 | ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA | | | | | | | | 193.20 | m² |
| a) | ENCOFRADO PANTALLA | | 1.00 | 2.00 | 9.20 | - | 10.50 | 193.20 | | |
| 1.2.2.3.1.1 | PERFORACIÓN Y MOLDEO DE PILOTES | | | | | | | | 12.00 | und |

| Item | Descripción | Ref. | N° Elem. | Cant. | Dimensiones | | | Parcial | Total | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | Largo | Ancho | Alto | | | |
| a) | PILOTE | | 1.00 | 12.00 | - | - | - | 12.00 | | |
| 1.2.2.3.1.3 | CONCRETO ESTRUCTURAL F´C = 210 KG/CM2 | | | | | | | | 78.50 | m³ |
| a) | CONCRETO PILOTES | | 1.00 | 78.50 | - | - | - | 78.50 | | |
| 1.2.2.3.2.1 | CONCRETO ESTRUCTURAL F´C =140 KG/CM2 EN SOLADOS | | | | | | | | 7.82 | m³ |
| a) | SOLADO | | 1.00 | 1.00 | 9.20 | 8.50 | 0.10 | 7.82 | | |
| 1.2.2.3.2.3 | CONCRETO ESTRUCTURAL F´C = 280 KG/CM2 | | | | | | | | 124.95 | m³ |
| a) | ENCEPADO | | 1.00 | 1.00 | 9.80 | 8.50 | 1.50 | 124.95 | | |
| 1.2.2.3.2.4 | ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA | | | | | | | | 54.90 | m² |
| a) | ENCOFRADO ENCEPADO | | 1.00 | 1.00 | 36.60 | 1.50 | - | 54.90 | | |
| 1.2.2.3.3.2 | CONCRETO ESTRUCTURAL F´C = 210 KG/CM2 | | | | | | | | 308.17 | m³ |
| a) | PANTALLA | | 1.00 | 1.00 | 193.93 | - | - | 193.93 | | |
| b) | ALERO | | 1.00 | 2.00 | 57.12 | - | - | 114.24 | | |
| 1.2.2.3.3.3 | ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA | | | | | | | | 655.09 | m² |
| a) | PANTALLA | | 1.00 | 2.00 | 7.40 | - | 12.29 | 181.89 | | |
| b) | ALEROS | | 1.00 | 2.00 | 17.50 | - | 13.52 | 473.20 | | |
| 1.2.3.1 | FABRICACIÓN DE ENCOFRADO METALICO | | | | | | | | 0.00 | t |
| 1.2.3.1 | FABRICACIÓN DE ENCOFRADO METALICO | | | | | | | | 84.04 | t |
| a) | PESO DE ESTRUCTURA DE ENCOFRADO | | 1.00 | 84.04 | - | - | - | 84.04 | | |
| 1.2.3.2 | MONTAJE Y LANZAMIENTO DE ENCOFRADO METALICO | | | | | | | | 0.00 | t |
| 1.2.3.2 | MONTAJE Y LANZAMIENTO DE ENCOFRADO METALICO | | | | | | | | 84.04 | t |
| a) | PESO DE ESTRUCTURA DE ENCOFRADO | | 1.00 | 84.04 | - | - | - | 84.04 | | |
| 1.2.3.4 | CONCRETO ESTRUCTURAL F´C = 300 KG/CM2 | | | | | | | | 0.00 | m³ |
| 1.2.3.4 | CONCRETO ESTRUCTURAL F´C = 300 KG/CM2 | | | | | | | | 120.73 | m³ |
| a) | VIGA ARCO DE SECCIÓN VERIABLE | | 1.00 | 2.00 | 55.49 | - | - | 110.98 | | |
| b) | VIGA RIOSTRA | | 1.00 | 5.00 | 1.95 | - | - | 9.75 | | |
| 1.2.3.5 | ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA | | | | | | | | 0.00 | m² |
| 1.2.3.5 | ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA | | | | | | | | 471.01 | m² |
| a) | VIGA ARCO DE SECCIÓN VERIABLE | | 1.00 | 2.00 | 60.91 | 3.30 | - | 402.01 | | |
| b) | VIGA RIOSTRA | | 1.00 | 5.00 | 6.90 | 2.00 | - | 69.00 | | |
| 1.2.4.2 | CONCRETO ESTRUCTURAL F´C = 300 KG/CM2 | | | | | | | | 10.14 | m³ |
| a) | PILAR P1 | | 1.00 | 2.00 | 1.57 | - | - | 3.14 | | |
| b) | PILAR P2 | | 1.00 | 2.00 | 0.39 | - | - | 0.78 | | |
| c) | PILAR P3 | | 1.00 | 2.00 | 1.58 | - | - | 3.16 | | |
| d) | PILAR P4 | | 1.00 | 2.00 | 1.53 | - | - | 3.06 | | |
| 1.2.4.3 | ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA | | | | | | | | 63.46 | m² |
| a) | PILAR P1 | | 1.00 | 2.00 | 2.40 | - | 5.06 | 24.29 | | |
| b) | PILAR P2 | | 1.00 | 2.00 | 2.40 | - | 1.64 | 7.87 | | |
| c) | PILAR P3 | | 1.00 | 2.00 | 2.40 | - | 1.58 | 7.58 | | |
| d) | PILAR P4 | | 1.00 | 2.00 | 2.40 | - | 4.94 | 23.71 | | |
| 1.2.5.2 | CONCRETO ESTRUCTURAL F´C = 300 KG/CM2 | | | | | | | | 0.00 | m³ |
| 1.2.5.2 | CONCRETO ESTRUCTURAL F´C = 300 KG/CM2 | | | | | | | | 32.31 | m³ |
| a) | VIGA CABEZAL | | 1.00 | 5.00 | 6.24 | - | - | 31.20 | | |
| b) | TOPE | | 1.00 | 1.00 | 1.02 | - | - | 1.02 | | |
| c) | APOYO DE NEOPRENO | | 1.00 | 1.00 | 0.09 | - | - | 0.09 | | |
| 1.2.5.3 | ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA | | | | | | | | 0.00 | m² |
| 1.2.5.3 | ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA | | | | | | | | 101.60 | m² |
| a) | VIGA CABEZAL | | 1.00 | 10.00 | 8.20 | 1.00 | - | 82.00 | | |
| b) | TAPA LATERAL | | 1.00 | 10.00 | 0.80 | - | 1.40 | 11.20 | | |
| c) | TOPE | | 1.00 | 10.00 | 1.60 | - | 0.45 | 7.20 | | |
| d) | APOYO DE NEOPRENO | | 1.00 | 20.00 | 1.20 | - | 0.05 | 1.20 | | |
| 1.2.6.2 | CONCRETO ESTRUCTURAL F´C = 280 KG/CM2 | | | | | | | | 270.28 | m³ |
| I) | TABLERO VIGA LOSA | | | | | | | | | |
| a) | ACERA | | 1.00 | 2.00 | 4.55 | - | - | 9.10 | | |
| b) | VIGA 0.30x1.10 m | | 1.00 | 4.00 | 3.47 | - | - | 13.88 | | |
| c) | VIGA DIAFRAGMA | | 1.00 | 3.00 | 1.20 | - | - | 3.60 | | |
| d) | LOSA | | 1.00 | 1.00 | 26.03 | - | - | 26.03 | | |
| II) | TABLERO ARCO | | | | | | | | | |
| e) | ACERA | | 1.00 | 2.00 | 21.00 | - | - | 42.00 | | |
| f) | VIGA 0.30x0.80 m | | 1.00 | 4.00 | 10.77 | - | - | 43.08 | | |
| g) | VIGA DIAFRAGMA | | 1.00 | 13.00 | 0.75 | - | - | 9.75 | | |
| h) | LOSA | | 1.00 | 1.00 | 122.84 | - | - | 122.84 | | |
| 1.2.6.3 | ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA | | | | | | | | 1,362.86 | m² |
| I) | TABLERO VIGA LOSA | | | | | | | | | |
| a) | ACERA | | 1.00 | 2.00 | 13.00 | 1.61 | - | 41.86 | | |
| b) | VIGA 0.30x1.10 m | | 1.00 | 4.00 | 13.00 | 2.10 | - | 109.20 | | |
| c) | VIGA DIAFRAGMA | | 1.00 | 3.00 | 6.00 | 1.90 | - | 34.20 | | |
| d) | LOSA | | 1.00 | 1.00 | 92.63 | - | - | 92.63 | | |
| II) | TABLERO ARCO | | | | | | | | | |
| e) | ACERA | | 1.00 | 2.00 | 60.04 | 1.61 | - | 193.33 | | |
| f) | VIGA 0.30x0.80 m | | 1.00 | 4.00 | 60.04 | 1.50 | - | 360.24 | | |
| g) | VIGA DIAFRAGMA | | 1.00 | 13.00 | 6.00 | 1.30 | - | 101.40 | | |
| h) | LOSA | | 1.00 | 1.00 | 430.00 | - | - | 430.00 | | |
| 1.2.7.1.2 | CONCRETO ESTRUCTURAL F´C = 210 KG/CM2 | | | | | | | | 10.11 | m³ |
| a) | ACERA | | 1.00 | 1.00 | 2.06 | - | - | 2.06 | | |
| b) | ACERA | | 1.00 | 1.00 | 3.00 | - | - | 3.00 | | |
| c) | ACERA | | 1.00 | 1.00 | 2.99 | - | - | 2.99 | | |
| d) | ACERA | | 1.00 | 1.00 | 2.06 | - | - | 2.06 | | |

| Item | Descripción | Ref. | N° Elem. | Cant. | Dimensiones | | | Parcial | Total | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | Largo | Ancho | Alto | | | |
| 1.2.7.1.3 | ENCOFRADO Y DESENCOFRADO | | | | | | | | 13.28 | m² |
| a) | ACERA | | 1.00 | 2.00 | 5.89 | - | 0.20 | 2.36 | | |
| b) | ACERA | | 1.00 | 2.00 | 13.01 | - | 0.20 | 5.20 | | |
| c) | ACERA | | 1.00 | 2.00 | 8.41 | - | 0.20 | 3.36 | | |
| d) | ACERA | | 1.00 | 2.00 | 5.89 | - | 0.20 | 2.36 | | |
| 1.2.7.2.2 | CONCRETO ESTRUCTURAL F´C = 210 KG/CM2 | | | | | | | | 32.84 | m³ |
| a) | LOSA 01 | | 1.00 | 1.00 | 16.96 | - | - | 16.96 | | |
| b) | LOSA 02 | | 1.00 | 1.00 | 11.56 | - | - | 11.56 | | |
| c) | DADO | | 1.00 | 2.00 | 7.20 | 0.30 | - | 4.32 | | |
| 1.2.7.2.3 | ENCOFRADO Y DESENCOFRADO | | | | | | | | 5.76 | m² |
| a) | LOSA 01 | | 1.00 | 2.00 | 7.20 | - | 0.20 | 2.88 | | |
| b) | LOSA 02 | | 1.00 | 2.00 | 7.20 | - | 0.20 | 2.88 | | |
| 1.2.7.3.2 | CONCRETO ESTRUCTURAL F´C = 210 KG/CM2 | | | | | | | | 4.68 | m³ |
| a) | PARAPETO | | 1.00 | 2.00 | 0.93 | - | - | 1.86 | | |
| b) | PARAPETO | | 1.00 | 2.00 | 1.41 | - | - | 2.82 | | |
| 1.2.7.3.3 | ENCOFRADO Y DESENCOFRADO | | | | | | | | 63.54 | m² |
| a) | PARAPETO | | 2.00 | 2.00 | 5.89 | - | 1.10 | 25.92 | | |
| b) | PARAPETO | | 2.00 | 2.00 | 8.55 | - | 1.10 | 37.62 | | |
| 1.2.8.1 | NEOPRENO DE 30X30X7.5MM | | | | | | | | 36.00 | und |
| a) | NEOPRENO DE 30X30X7.5mm | | 1.00 | 36.00 | - | - | - | 36.00 | | |
| 1.2.8.2 | SUMIDERO DE DRENAJE | | | | | | | | 28.00 | und |
| a) | VIGA LOSA | | 1.00 | 4.00 | - | - | - | 4.00 | | |
| b) | ARCO | | 1.00 | 24.00 | - | - | - | 24.00 | | |
| 1.2.8.3 | JUNTA DE DILATACIÓN PARA PUENTES | | | | | | | | 21.60 | m |
| a) | JUNATA DE DILATACIÓN | | 1.00 | 3.00 | 7.20 | - | - | 21.60 | | |
| 1.2.8.4 | BARANDAS | | | | | | | | 139.60 | m |
| a) | LONGITUD TOTAL BARNDA | | 1.00 | 1.00 | 139.60 | - | - | 139.60 | | |
| 1.2.8.5 | PRUEBA DE CARGA | | | | | | | | 1.00 | GLB |
| a) | PRUEBA DE CARGA | | 1.00 | 1.00 | - | - | - | 1.00 | | |
| 1.3.1.1 | LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL | | | | | | | | 828.00 | m² |
| a) | LIMPIEZA RAMPA | | 1.00 | 1.00 | 90.00 | 9.20 | - | 828.00 | | |
| 1.3.1.2 | CONCRETO ESTRUCTURAL F´C =140 KG/CM2 EN SOLERA | | | | | | | | 25.20 | m³ |
| a) | SOLERA | | 1.00 | 2.00 | 90.00 | 0.14 | - | 25.20 | | |
| 1.3.1.3 | PANEL PREFABRICADO DE CONCRETO (F´C=350 KG/CM2) DE 1.50X1.50X0.14M | | | | | | | | 657.00 | und |
| a) | PANELES | | 1.00 | 657.00 | - | - | - | 657.00 | | |
| 1.3.1.4 | RELLENO SELECTO Y COMPATACTADO AL 95% (AASTHO) | | | | | | | | 7,233.53 | m³ |
| a) | MATERIAL DE RELLENO | | 1.00 | 7,233.53 | - | - | - | 7,233.53 | | |
| 1.3.2.1 | SUB BASE GRANULAR E=20CM | | | | | | | | 216.66 | m³ |
| a) | RAMPA | | 1.00 | 1.00 | 130.46 | 7.20 | 0.20 | 187.86 | | |
| b) | SALIDA | | 1.00 | 1.00 | 18.00 | 8.00 | 0.20 | 28.80 | | |
| 1.3.2.2 | BASE GRANULAR E=20CM | | | | | | | | 216.66 | m³ |
| a) | RAMPA | | 1.00 | 1.00 | 130.46 | 7.20 | 0.20 | 187.86 | | |
| b) | SALIDA | | 1.00 | 1.00 | 18.00 | 8.00 | 0.20 | 28.80 | | |
| 1.3.3.1 | IMPRIMACIÓN ASFALTICA | | | | | | | | 1,654.49 | m² |
| a) | RAMPA | | 1.00 | 1.00 | 130.46 | 7.20 | - | 939.31 | | |
| b) | SALIDA | | 1.00 | 1.00 | 18.00 | 8.00 | - | 144.00 | | |
| c) | PUENTE | | 1.00 | 1.00 | 79.33 | 7.20 | - | 571.18 | | |
| 1.3.3.2 | RIEGO DE LIGA | | | | | | | | 1,654.49 | m² |
| a) | RAMPA | | 1.00 | 1.00 | 130.46 | 7.20 | - | 939.31 | | |
| b) | SALIDA | | 1.00 | 1.00 | 18.00 | 8.00 | - | 144.00 | | |
| c) | PUENTE | | 1.00 | 1.00 | 79.33 | 7.20 | - | 571.18 | | |
| 1.3.3.3 | PAVIMENTO DE CONCRETO ASFALTICO EN CALIENTE | | | | | | | | 82.72 | m³ |
| a) | RAMPA | | 1.00 | 1.00 | 130.46 | 7.20 | 0.05 | 46.97 | | |
| b) | SALIDA | | 1.00 | 1.00 | 18.00 | 8.00 | 0.05 | 7.20 | | |
| c) | PUENTE | | 1.00 | 1.00 | 79.33 | 7.20 | 0.05 | 28.56 | | |
| 1.4.1.1 | TRAZO, NIVELES Y REPLANTEO | | | | | | | | 331.29 | m² |
| a) | REPLANTEO | | 1.00 | 1.00 | 144.04 | 2.30 | - | 331.29 | | |
| 1.4.1.2 | EXCAVACION PARA ESTRUCTURAS EN MATERIAL COMUN | | | | | | | | 691.39 | m³ |
| a) | CORTE | | 1.00 | 1.00 | 144.04 | 4.80 | - | 691.39 | | |
| 1.4.1.3 | RELLENO CON MATERIAL PROPIO | | | | | | | | 252.07 | m³ |
| a) | RELLENO | | 1.00 | 1.00 | 144.04 | 0.50 | 3.50 | 252.07 | | |
| 1.4.1.4 | CONCRETO ESTRUCTURAL F´C =140 KG/CM2 EN SOLADOS | | | | | | | | 33.13 | m³ |
| a) | REPLANTEO | | 1.00 | 1.00 | 144.04 | 2.30 | 0.10 | 33.13 | | |
| 1.4.1.6 | CONCRETO ESTRUCTURAL F´C = 210 KG/CM2 | | | | | | | | 300.45 | m³ |
| a) | CIMIENTO | | 1.00 | 1.00 | 149.20 | - | - | 149.20 | | |
| b) | PANTALLA | | 1.00 | 1.00 | 151.25 | - | - | 151.25 | | |
| 1.4.1.7 | ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL | | | | | | | | 1,137.92 | m² |
| a) | CIMIENTO | | 1.00 | 2.00 | 144.04 | - | 0.45 | 129.64 | | |
| b) | PANTALLA | | 1.00 | 2.00 | 144.04 | - | 3.50 | 1,008.28 | | |
| 1.4.1.8 | SUM. E INSTALACION DE TUBERIA PVC SAP DE 2" | | | | | | | | 288.00 | m |
| a) | TUBERIA | | 1.00 | 288.00 | 1.00 | - | - | 288.00 | | |
| 1.4.1.9 | JUNTA DE DILATACIÓN EN MUROS | | | | | | | | 189.60 | m |
| a) | JUNTA | | 1.00 | 48.00 | 3.95 | - | - | 189.60 | | |
| 1.4.1.10 | JUNTA DE CONSTRUCIÓN EN MUROS | | | | | | | | 189.60 | m |
| a) | JUNTA | | 1.00 | 48.00 | 3.95 | - | - | 189.60 | | |

# ANEXO F: PRESUPUESTO Y PROGRAMACIÓN

METRADO

**PRESUPUESTO**

RELACION DE INSUMOS

DESAGREGADO DE GASTOS

CRONOGRAMA

# HOJA RESUMEN

PROYECTO : DISEÑO PARA EL MEJORAMIENTO EN LA TRANSITABILIDAD, PROPUESTA ESTRUCTURAL EN EL PUENTE PACHAR, OLLANTAYTAMBO – CUSCO, 2019
PROPIETARIO : UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO
UBICACION : DPTO: CUSCO PROV: URUBAMBA DIST: OLLANTAYTAMBO LOC: PACHAR
FECHA PROYECTO : 25/04/2022

| Item | Descripción | Parcial |
|---|---|---|
| 1.0 | PROPUESTA ESTRUCTURAL PUENTE PACHAR | 7,737,784.28 |

| | | |
|---|---|---|
| COSTO DIRECTO | | 7,737,784.28 |
| GASTOS GENERALES | 11.5015041% | 889,961.58 |
| UTILIDAD | 5.00% | 386,889.21 |
| **SUB TOTAL** | | **9,014,635.07** |
| I.G.V | 18.00% | 1,622,634.31 |
| **COSTO DE INVERSIÓN** | | **10,637,269.38** |
| SUPERVISION Y LIQUIDACION DE OBRA | 2.8997103% | 308,450.00 |
| **COSTO TOTAL** | | **10,945,719.38** |

[Son: diez millones novecientos cuarenta y cinco mil setecientos diecinueve Soles con treinta y ocho céntimos]

# PRESUPUESTO DE OBRA

PROYECTO : DISEÑO PARA EL MEJORAMIENTO EN LA TRANSITABILIDAD, PROPUESTA ESTRUCTURAL EN EL PUENTE PACHAR, OLLANTAYTAMBO – CUSCO, 2019
PRESUPUESTO 1.0 : PROPUESTA ESTRUCTURAL PUENTE PACHAR
PROPIETARIO : UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO
UBICACION : DPTO: CUSCO PROV: URUBAMBA DIST: OLLANTAYTAMBO LOC: PACHAR
FECHA PROYECTO : 25/04/2022

| Item | Descripción | Unid. | Cant. | Precio | Parcial | Sub Total |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1.0 | **PROPUESTA ESTRUCTURAL PUENTE PACHAR** | | | | | **7,737,784.28** |
| 1.1 | **TRABAJOS PRELIMINARES** | | | | | **109,312.76** |
| 1.1.1 | CAMPAMENTO PROVISIONAL DE LA OBRA | m² | 145.00 | 166.78 | 24,183.10 | |
| 1.1.2 | CARTEL DE IDENTIFICACION DE OBRA | und | 1.00 | 1,317.01 | 1,317.01 | |
| 1.1.3 | MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPOS Y HERRAMIENTAS | GLB | 1.00 | 75,000.00 | 75,000.00 | |
| 1.1.4 | INSTALACIÓN PROVISIONAL DE AGUA CON TUB. PVC SAP DE 3/4" | pto | 10.00 | 35.06 | 350.60 | |
| 1.1.5 | INSTALACION PROVISIONAL DE DESAGÜE | pto | 5.00 | 67.73 | 338.65 | |
| 1.1.6 | INSTALACION PROVISIONAL DE SS.HH. | und | 4.00 | 1,404.45 | 5,617.80 | |
| 1.1.7 | INSTALACION PROVISIONAL SUMINISTRO MONOFÁSICO DE ENERGIA ELECTRICA | GLB | 1.00 | 2,505.60 | 2,505.60 | |
| 1.2 | **PUENTE** | | | | | **5,796,824.01** |
| 1.2.1 | MOVIMIENTO DE TIERRAS | | | | | 591,853.75 |
| 1.2.1.1 | LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL | m² | 276.00 | 2.85 | 786.60 | |
| 1.2.1.2 | EXCAVACIÓN PARA ESTRUCTURAS EN ROCA | m³ | 114.62 | 29.57 | 3,389.31 | |
| 1.2.1.3 | EXCAVACION PARA ESTRUCTURAS EN MATERIAL COMUN | m³ | 303.05 | 122.45 | 37,108.47 | |
| 1.2.1.4 | RELLENO SELECTO Y COMPATACTADO AL 95% (AASTHO) | m³ | 772.79 | 401.53 | 310,298.37 | |
| 1.2.1.5 | ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE | m³ | 372.97 | 644.21 | 240,271.00 | |
| 1.2.2 | ESTRIBOS | | | | | 1,656,376.77 |
| 1.2.2.1 | ESTRIBO DERECHO | | | | | 549,503.55 |
| 1.2.2.1.1 | CIMIENTO | | | | | 230,970.76 |
| 1.2.2.1.1.1 | ANCLAJES DE CIMENTACIÓN EN ROCA | und | 24.00 | 2,426.26 | 58,230.24 | |
| 1.2.2.1.1.2 | CONCRETO ESTRUCTURAL f´c =140 Kg/cm2 EN SOLADOS | m³ | 5.52 | 396.43 | 2,188.29 | |
| 1.2.2.1.1.3 | ACERO DE REFUERZO f'y = 4200 kg/cm2 | kg | 10,253.89 | 8.03 | 82,338.74 | |
| 1.2.2.1.1.4 | CONCRETO ESTRUCTURAL f´c = 280 Kg/cm2 | m³ | 122.10 | 656.86 | 80,202.61 | |
| 1.2.2.1.1.5 | ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA | m² | 63.72 | 125.72 | 8,010.88 | |
| 1.2.2.1.2 | PANTALLA Y ALEROS | | | | | 318,532.79 |
| 1.2.2.1.2.1 | ACERO DE REFUERZO f'y = 4200 kg/cm2 | kg | 10,403.45 | 8.03 | 83,539.70 | |
| 1.2.2.1.2.2 | CONCRETO ESTRUCTURAL f´c = 210 Kg/cm2 | m³ | 254.12 | 511.25 | 129,918.85 | |
| 1.2.2.1.2.3 | ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA | m² | 513.71 | 204.54 | 105,074.24 | |
| 1.2.2.2 | ESTRIBO CENTRAL | | | | | 515,696.92 |
| 1.2.2.2.1 | PILOTES | | | | | 155,562.88 |
| 1.2.2.2.1.1 | PERFORACIÓN Y MOLDEO DE PILOTES | und | 12.00 | 919.26 | 11,031.12 | |
| 1.2.2.2.1.2 | ACERO DE REFUERZO f'y = 4200 kg/cm2 | kg | 11,054.76 | 8.03 | 88,769.72 | |
| 1.2.2.2.1.3 | CONCRETO ESTRUCTURAL f´c = 210 Kg/cm2 | m³ | 109.07 | 511.25 | 55,762.04 | |
| 1.2.2.2.2 | ENCEPADO | | | | | 166,255.36 |
| 1.2.2.2.2.1 | CONCRETO ESTRUCTURAL f´c =140 Kg/cm2 EN SOLADOS | m³ | 7.82 | 396.43 | 3,100.08 | |
| 1.2.2.2.2.2 | ACERO DE REFUERZO f'y = 4200 kg/cm2 | kg | 10,201.19 | 8.03 | 81,915.56 | |
| 1.2.2.2.2.3 | CONCRETO ESTRUCTURAL f´c = 280 Kg/cm2 | m³ | 107.58 | 656.86 | 70,665.00 | |
| 1.2.2.2.2.4 | ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA | m² | 51.70 | 204.54 | 10,574.72 | |
| 1.2.2.2.3 | PANTALLA | | | | | 193,878.68 |
| 1.2.2.2.3.1 | ACERO DE REFUERZO f'y = 4200 kg/cm2 | kg | 9,945.48 | 8.03 | 79,862.20 | |
| 1.2.2.2.3.2 | CONCRETO ESTRUCTURAL f´c = 210 Kg/cm2 | m³ | 145.72 | 511.25 | 74,499.35 | |
| 1.2.2.2.3.3 | ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA | m² | 193.20 | 204.54 | 39,517.13 | |
| 1.2.2.3 | ESTRIBO IZQUIERDO | | | | | 591,176.30 |
| 1.2.2.3.1 | PILOTES | | | | | 120,917.25 |
| 1.2.2.3.1.1 | PERFORACIÓN Y MOLDEO DE PILOTES | und | 12.00 | 919.26 | 11,031.12 | |
| 1.2.2.3.1.2 | ACERO DE REFUERZO f'y = 4200 kg/cm2 | kg | 8,686.55 | 8.03 | 69,753.00 | |
| 1.2.2.3.1.3 | CONCRETO ESTRUCTURAL f´c = 210 Kg/cm2 | m³ | 78.50 | 511.25 | 40,133.13 | |
| 1.2.2.3.2 | ENCEPADO | | | | | 144,827.06 |
| 1.2.2.3.2.1 | CONCRETO ESTRUCTURAL f´c =140 Kg/cm2 EN SOLADOS | m³ | 7.82 | 396.43 | 3,100.08 | |
| 1.2.2.3.2.2 | ACERO DE REFUERZO f'y = 4200 kg/cm2 | kg | 6,030.27 | 8.03 | 48,423.07 | |
| 1.2.2.3.2.3 | CONCRETO ESTRUCTURAL f´c = 280 Kg/cm2 | m³ | 124.95 | 656.86 | 82,074.66 | |
| 1.2.2.3.2.4 | ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA | m² | 54.90 | 204.54 | 11,229.25 | |
| 1.2.2.3.3 | PANTALLA | | | | | 325,431.99 |
| 1.2.2.3.3.1 | ACERO DE REFUERZO f'y = 4200 kg/cm2 | kg | 4,220.17 | 8.03 | 33,887.97 | |
| 1.2.2.3.3.2 | CONCRETO ESTRUCTURAL f´c = 210 Kg/cm2 | m³ | 308.17 | 511.25 | 157,551.91 | |
| 1.2.2.3.3.3 | ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA | m² | 655.09 | 204.54 | 133,992.11 | |
| 1.2.3 | ARCO | | | | | 2,093,489.45 |
| 1.2.3.1 | FABRICACIÓN DE ENCOFRADO METALICO | t | 84.04 | 16,888.57 | 1,419,315.42 | |
| 1.2.3.2 | MONTAJE Y LANZAMIENTO DE ENCOFRADO METALICO | t | 84.04 | 4,056.54 | 340,911.62 | |
| 1.2.3.3 | ACERO DE REFUERZO f'y = 4200 kg/cm2 | kg | 18,707.92 | 8.03 | 150,224.60 | |
| 1.2.3.4 | CONCRETO ESTRUCTURAL f´c = 300 Kg/cm2 | m³ | 120.73 | 718.11 | 86,697.42 | |
| 1.2.3.5 | ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA | m² | 471.01 | 204.54 | 96,340.39 | |
| 1.2.4 | PILARES | | | | | 32,212.56 |
| 1.2.4.1 | ACERO DE REFUERZO f'y = 4200 kg/cm2 | kg | 1,488.27 | 8.03 | 11,950.81 | |
| 1.2.4.2 | CONCRETO ESTRUCTURAL f´c = 300 Kg/cm2 | m³ | 10.14 | 718.11 | 7,281.64 | |
| 1.2.4.3 | ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA | m² | 63.46 | 204.54 | 12,980.11 | |
| 1.2.5 | VIGA CABEZAL | | | | | 77,532.73 |
| 1.2.5.1 | ACERO DE REFUERZO f'y = 4200 kg/cm2 | kg | 4,031.23 | 8.03 | 32,370.78 | |
| 1.2.5.2 | CONCRETO ESTRUCTURAL f´c = 300 Kg/cm2 | m³ | 32.31 | 718.11 | 23,202.13 | |
| 1.2.5.3 | ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA | m² | 101.60 | 216.14 | 21,959.82 | |
| 1.2.6 | TABLERO | | | | | 806,720.44 |

| Item | Descripción | Unid. | Cant. | Precio | Parcial | Sub Total |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1.2.6.1 | ACERO DE REFUERZO f'y = 4200 kg/cm2 | kg | 43,639.47 | 8.03 | 350,424.94 | |
| 1.2.6.2 | CONCRETO ESTRUCTURAL f´c = 280 Kg/cm2 | m³ | 270.28 | 656.86 | 177,536.12 | |
| 1.2.6.3 | ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA | m² | 1,362.86 | 204.54 | 278,759.38 | |
| 1.2.7 | LOSA DE APROXIMACIÓN | | | | | 64,088.91 |
| 1.2.7.1 | ACERA | | | | | 9,147.51 |
| 1.2.7.1.1 | ACERO DE REFUERZO f'y = 4200 kg/cm2 | kg | 264.47 | 8.03 | 2,123.69 | |
| 1.2.7.1.2 | CONCRETO ESTRUCTURAL f´c = 210 Kg/cm2 | m³ | 10.11 | 511.25 | 5,168.74 | |
| 1.2.7.1.3 | ENCOFRADO Y DESENCOFRADO | m² | 13.28 | 139.69 | 1,855.08 | |
| 1.2.7.2 | LOSA | | | | | 39,524.79 |
| 1.2.7.2.1 | ACERO DE REFUERZO f'y = 4200 kg/cm2 | kg | 2,731.10 | 8.03 | 21,930.73 | |
| 1.2.7.2.2 | CONCRETO ESTRUCTURAL f´c = 210 Kg/cm2 | m³ | 32.84 | 511.25 | 16,789.45 | |
| 1.2.7.2.3 | ENCOFRADO Y DESENCOFRADO | m² | 5.76 | 139.69 | 804.61 | |
| 1.2.7.3 | PARAPETO | | | | | 15,416.61 |
| 1.2.7.3.1 | ACERO DE REFUERZO f'y = 4200 kg/cm2 | kg | 516.57 | 8.03 | 4,148.06 | |
| 1.2.7.3.2 | CONCRETO ESTRUCTURAL f´c = 210 Kg/cm2 | m³ | 4.68 | 511.25 | 2,392.65 | |
| 1.2.7.3.3 | ENCOFRADO Y DESENCOFRADO | m² | 63.54 | 139.69 | 8,875.90 | |
| 1.2.8 | VARIOS | | | | | 474,549.40 |
| 1.2.8.1 | NEOPRENO DE 30x30x7.5mm | und | 36.00 | 9,340.06 | 336,242.16 | |
| 1.2.8.2 | SUMIDERO DE DRENAJE | und | 28.00 | 116.51 | 3,262.28 | |
| 1.2.8.3 | JUNTA DE DILATACIÓN PARA PUENTES | m | 21.60 | 153.88 | 3,323.81 | |
| 1.2.8.4 | BARANDAS | m | 139.60 | 770.25 | 107,526.90 | |
| 1.2.8.5 | PRUEBA DE CARGA | GLB | 1.00 | 24,194.25 | 24,194.25 | |
| 1.3 | **ACCESOS** | | | | | **1,135,550.57** |
| 1.3.1 | RAMPA | | | | | 878,635.80 |
| 1.3.1.1 | LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL | m² | 828.00 | 2.85 | 2,359.80 | |
| 1.3.1.2 | CONCRETO ESTRUCTURAL f´c =140 Kg/cm2 EN SOLERA | m³ | 25.20 | 396.43 | 9,990.04 | |
| 1.3.1.3 | PANEL PREFABRICADO DE CONCRETO (f´c=350 Kg/cm2) DE 1.50x1.50x0.14m | und | 657.00 | 69.14 | 45,424.98 | |
| 1.3.1.4 | RELLENO SELECTO Y COMPATACTADO AL 95% (AASTHO) | m³ | 7,233.53 | 113.48 | 820,860.98 | |
| 1.3.2 | BASES Y SUB BASES | | | | | 63,388.22 |
| 1.3.2.1 | SUB BASE GRANULAR e=20cm | m³ | 216.66 | 145.72 | 31,571.70 | |
| 1.3.2.2 | BASE GRANULAR e=20cm | m³ | 216.66 | 146.85 | 31,816.52 | |
| 1.3.3 | PAVIMENTOS | | | | | 193,526.55 |
| 1.3.3.1 | IMPRIMACIÓN ASFALTICA | m² | 1,654.49 | 49.22 | 81,434.00 | |
| 1.3.3.2 | RIEGO DE LIGA | m² | 1,654.49 | 3.72 | 6,154.70 | |
| 1.3.3.3 | PAVIMENTO DE CONCRETO ASFALTICO EN CALIENTE | m³ | 82.72 | 1,280.68 | 105,937.85 | |
| 1.4 | **PROTECCIÓN RIBEREÑA** | | | | | **696,096.94** |
| 1.4.1 | MURO DE CONTENCIÓN | | | | | 696,096.94 |
| 1.4.1.1 | TRAZO, NIVELES Y REPLANTEO | m² | 331.29 | 6.88 | 2,279.28 | |
| 1.4.1.2 | EXCAVACION PARA ESTRUCTURAS EN MATERIAL COMUN | m³ | 691.39 | 122.45 | 84,660.71 | |
| 1.4.1.3 | RELLENO CON MATERIAL PROPIO | m³ | 252.07 | 143.08 | 36,066.18 | |
| 1.4.1.4 | CONCRETO ESTRUCTURAL f´c =140 Kg/cm2 EN SOLADOS | m³ | 33.13 | 396.43 | 13,133.73 | |
| 1.4.1.5 | ACERO DE REFUERZO f'y = 4200 kg/cm2 | kg | 28,368.61 | 8.03 | 227,799.94 | |
| 1.4.1.6 | CONCRETO ESTRUCTURAL f´c = 210 Kg/cm2 | m³ | 300.45 | 511.25 | 153,605.06 | |
| 1.4.1.7 | ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL | m² | 1,137.92 | 149.41 | 170,016.63 | |
| 1.4.1.8 | SUM. E INSTALACION DE TUBERIA PVC SAP DE 2" | m | 288.00 | 15.43 | 4,443.84 | |
| 1.4.1.9 | JUNTA DE DILATACIÓN EN MUROS | m | 189.60 | 10.36 | 1,964.26 | |
| 1.4.1.10 | JUNTA DE CONSTRUCIÓN EN MUROS | m | 189.60 | 11.22 | 2,127.31 | |

| | | |
|---|---|---|
| COSTO DIRECTO | | 7,737,784.28 |
| GASTOS GENERALES | 11.5015041% | 889,961.58 |
| UTILIDAD | 5% | 386,889.21 |
| **SUB TOTAL** | | **9,014,635.07** |
| I.G.V | 18% | 1,622,634.31 |
| **COSTO DE INVERSIÓN** | | **10,637,269.38** |
| SUPERVISIÓN Y LIQUIDACIÓN | 2.8997103% | 308,450.00 |
| **COSTO TOTAL** | | **10,945,719.38** |

[Son: diez millones novecientos cuarenta y cinco mil setecientos diecinueve Soles con treinta y ocho céntimos]

# ANEXO F: PRESUPUESTO Y PROGRAMACIÓN

METRADO

PRESUPUESTO

**ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS**

RELACION DE INSUMOS

DESAGREGADO DE GASTOS

CRONOGRAMA

# Analisis de Costos Unitarios

PROYECTO : DISEÑO PARA EL MEJORAMIENTO EN LA TRANSITABILIDAD, PROPUESTA ESTRUCTURAL EN EL PUENTE PACHAR, OLLANTAYTAMBO – CUSCO, 2019
PRESUPUESTO 1.0 : PROPUESTA ESTRUCTURAL PUENTE PACHAR
PROPIETARIO : UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO
UBICACION : DPTO: CUSCO PROV: URUBAMBA DIST: OLLANTAYTAMBO LOC: PACHAR
FECHA PROYECTO : 25/04/2022

Partida: 1.1.1 CAMPAMENTO PROVISIONAL DE LA OBRA — Rendimiento:8 m²/Día

Costo unitario por m² **166.78**

| Código | Descripción | Unid. | Recursos | Cantidad | Precio | Parcial |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **MANO DE OBRA** | | | | | | **97.07** |
| 470010001 | OPERARIO | hh | 1.0000 | 1.0000 | 24.2300 | 24.23 |
| 470010002 | OFICIAL | hh | 2.0000 | 2.0000 | 19.1300 | 38.26 |
| 470010003 | PEON | hh | 2.0000 | 2.0000 | 17.2900 | 34.58 |
| **MATERIALES** | | | | | | **66.80** |
| 020010050 | ALAMBRE NEGRO N° 8 | kg | - | 0.4000 | 4.3700 | 1.75 |
| 020010007 | CALAMINA GALVANIZADA DE 1.83m X 0.83m X 3mm | pln | - | 0.7200 | 34.3200 | 24.71 |
| 020010005 | CLAVOS PARA CALAMINA | kg | - | 0.0600 | 6.0000 | 0.36 |
| 020010033 | CLAVOS PARA MADERA C/C 2" | kg | - | 0.1000 | 5.8500 | 0.59 |
| 020010004 | CLAVOS PARA MADERA C/C 3" | kg | - | 0.2000 | 5.8500 | 1.17 |
| 210010001 | CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 Kg) | bol | - | 0.1000 | 22.7000 | 2.27 |
| 040010001 | HORMIGON | m³ | - | 0.1000 | 50.7400 | 5.07 |
| 430010007 | MADERA ROLLIZO DE 4"x2.5 m | pza | - | 0.5000 | 35.0000 | 17.50 |
| 310010001 | TRIPLAY DE 1.20X2.40 m X 8 mm | pln | - | 0.3000 | 44.6000 | 13.38 |
| **EQUIPO** | | | | | | **2.91** |
| 370010001 | HERRAMIENTAS MANUALES | %mo | - | 3.0000 | 97.0700 | 2.91 |

Partida: 1.1.2 CARTEL DE IDENTIFICACION DE OBRA — Rendimiento:1 und/Día

Costo unitario por und **1,317.01**

| Código | Descripción | Unid. | Recursos | Cantidad | Precio | Parcial |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **MANO DE OBRA** | | | | | | **747.12** |
| 470010001 | OPERARIO | hh | 1.0000 | 8.0000 | 24.2300 | 193.84 |
| 470010003 | PEON | hh | 4.0000 | 32.0000 | 17.2900 | 553.28 |
| **MATERIALES** | | | | | | **547.48** |
| 020010004 | CLAVOS PARA MADERA C/C 3" | kg | - | 0.8500 | 5.8500 | 4.97 |
| 040010001 | HORMIGON | m³ | - | 0.3600 | 50.7400 | 18.27 |
| 210010001 | CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 Kg) | bol | - | 1.0500 | 22.7000 | 23.84 |
| 300010063 | PERNO DE ACERO 5/8" X 200 mm | und | - | 15.0000 | 3.6000 | 54.00 |
| 310010009 | POSTE DE MADERA CORRIENTE DE 3"x2" | p² | - | 2.0000 | 4.8000 | 9.60 |
| 310010001 | TRIPLAY DE 1.20X2.40 m X 8 mm | pln | - | 3.0000 | 44.6000 | 133.80 |
| 540010001 | PINTURA ESMALTE | gln | - | 0.2500 | 52.0000 | 13.00 |
| 430010010 | CARTEL DE OBRA BANNER DE 2.40x3.60 (TIPO GIGANTOGRAFIA) | und | - | 1.0000 | 290.0000 | 290.00 |
| **EQUIPO** | | | | | | **22.41** |
| 370010001 | HERRAMIENTAS MANUALES | %mo | - | 3.0000 | 747.1200 | 22.41 |

Partida: 1.1.3 MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPOS Y HERRAMIENTAS — Rendimiento:1 GLB/Día

Costo unitario por GLB **75,000.00**

| Código | Descripción | Unid. | Recursos | Cantidad | Precio | Parcial |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **MATERIALES** | | | | | | **75,000.00** |
| 490010016 | MOVILIZACIÓN Y DEMOVILIZACIÓN DE EQUIPO | GLB | - | 1.0000 | 75,000.00 | 75,000.00 |

Partida: 1.1.4 INSTALACIÓN PROVISIONAL DE AGUA CON TUB. PVC SAP DE 3/4" — Rendimiento:20 pto/Día

Costo unitario por pto **35.06**

| Código | Descripción | Unid. | Recursos | Cantidad | Precio | Parcial |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **MANO DE OBRA** | | | | | | **13.15** |
| 470010001 | OPERARIO | hh | 1.0000 | 0.4000 | 24.2300 | 9.69 |
| 470010003 | PEON | hh | 0.5000 | 0.2000 | 17.2900 | 3.46 |
| **MATERIALES** | | | | | | **21.52** |
| 720010001 | CINTA TEFLON | pza | - | 0.2500 | 1.5000 | 0.38 |
| 300010001 | PEGAMENTO PARA TUBO PVC | gln | - | 0.0020 | 120.0000 | 0.24 |
| 650010001 | NIPLE DE F°G° DE 3" x 1 1/2" | und | - | 1.0000 | 1.1000 | 1.10 |
| 720010011 | CODO PVC SAP DE 3/4" X 90° | und | - | 1.0000 | 2.5000 | 2.50 |
| 720010012 | TEE SP PVC SAP P/AGUA DE 3/4" | und | - | 1.0000 | 2.4500 | 2.45 |
| 720010013 | TUB. PVC SAP 3/4" | m | - | 1.0500 | 13.0000 | 13.65 |
| 720010014 | TRANSICION PVC SAP DE 3/4" | pza | - | 1.0000 | 1.2000 | 1.20 |
| **EQUIPO** | | | | | | **0.39** |
| 370010001 | HERRAMIENTAS MANUALES | %mo | - | 3.0000 | 13.1500 | 0.39 |

Partida: 1.1.5 INSTALACION PROVISIONAL DE DESAGÜE — Rendimiento:20 pto/Día

Costo unitario por pto **67.73**

| Código | Descripción | Unid. | Recursos | Cantidad | Precio | Parcial |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **MANO DE OBRA** | | | | | | **23.52** |
| 470010001 | OPERARIO | hh | 1.0000 | 0.4000 | 24.2300 | 9.69 |
| 470010003 | PEON | hh | 2.0000 | 0.8000 | 17.2900 | 13.83 |
| **MATERIALES** | | | | | | **43.50** |
| 300010001 | PEGAMENTO PARA TUBO PVC | gln | - | 0.0020 | 120.0000 | 0.24 |
| 720010015 | TUBERIA PVC SAL P/DESAGUE DE 4" | m | - | 1.0500 | 7.0000 | 7.35 |
| 720010016 | TUBERIA PVC SAL P/DESAGUE DE 2" | m | - | 1.0500 | 4.2000 | 4.41 |
| 720010017 | CODO PVC SAL DE 4" X 90° | und | - | 1.0000 | 8.5000 | 8.50 |
| 720010018 | REDUCCION PVC SAL 4"-2" | und | - | 1.0000 | 5.0000 | 5.00 |
| 720010019 | YEE PVC SAL 4" YEE PVC SAL 4" | und | - | 3.0000 | 6.0000 | 18.00 |
| **EQUIPO** | | | | | | **0.71** |
| 370010001 | HERRAMIENTAS MANUALES | %mo | - | 3.0000 | 23.5200 | 0.71 |

Partida: 1.1.6 INSTALACION PROVISIONAL DE SS.HH. — Rendimiento:2 und/Día

Costo unitario por und **1,404.45**

| Código | Descripción | Unid. | Recursos | Cantidad | Precio | Parcial |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **MANO DE OBRA** | | | | | | **131.50** |
| 470010001 | OPERARIO | hh | 1.0000 | 4.0000 | 24.2300 | 96.92 |
| 470010003 | PEON | hh | 0.5000 | 2.0000 | 17.2900 | 34.58 |
| **MATERIALES** | | | | | | **1,269.00** |
| 100010001 | DUCHA CROMADA | und | - | 3.0000 | 35.0000 | 105.00 |
| 470010020 | LAVATORIO | und | - | 6.0000 | 84.5000 | 507.00 |
| 470010021 | INODORO | und | - | 3.0000 | 219.0000 | 657.00 |
| **EQUIPO** | | | | | | **3.95** |
| 370010001 | HERRAMIENTAS MANUALES | %mo | - | 3.0000 | 131.5000 | 3.95 |

Partida: 1.1.7 INSTALACION PROVISIONAL SUMINISTRO MONOFÁSICO DE ENERGIA ELECTRICA — Rendimiento:2 GLB/Día

Costo unitario por GLB **2,505.60**

| Código | Descripción | Unid. | Recursos | Cantidad | Precio | Parcial |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **MANO DE OBRA** | | | | | | **136.50** |
| 470010001 | OPERARIO | hh | 0.3000 | 1.2000 | 24.2300 | 29.08 |
| 470010002 | OFICIAL | hh | 0.5000 | 2.0000 | 19.1300 | 38.26 |
| 470010003 | PEON | hh | 1.0000 | 4.0000 | 17.2900 | 69.16 |
| **MATERIALES** | | | | | | **2,365.00** |
| 070010001 | SERVICIO DE INSTALACION DE SUMINISTRO MONOFASICO POR PARTE DE LA CONCESIONARIA | GLB | - | 1.0000 | 2,300.0000 | 2,300.00 |
| 120010001 | CAJA METALICA PORTAMEDIDOR MONOFASICO TIPO ELSE CON LUNA VISORA | pza | - | 1.0000 | 65.0000 | 65.00 |
| **EQUIPO** | | | | | | **4.10** |
| 370010001 | HERRAMIENTAS MANUALES | %mo | - | 3.0000 | 136.5000 | 4.10 |

Partida: 1.2.1.1 LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL — Rendimiento:200 m²/Día

Costo unitario por m² **2.85**

| Código | Descripción | Unid. | Recursos | Cantidad | Precio | Parcial |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **MANO DE OBRA** | | | | | | **2.77** |
| 470010003 | PEON | hh | 4.0000 | 0.1600 | 17.2900 | 2.77 |
| **EQUIPO** | | | | | | **0.08** |
| 370010001 | HERRAMIENTAS MANUALES | %mo | - | 3.0000 | 2.7700 | 0.08 |

Partida: 1.2.1.2 EXCAVACIÓN PARA ESTRUCTURAS EN ROCA — Rendimiento:250 m³/Día

Costo unitario por m³ **29.57**

| Código | Descripción | Unid. | Recursos | Cantidad | Precio | Parcial |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **MANO DE OBRA** | | | | | | **7.26** |
| 470010001 | OPERARIO | hh | 2.0000 | 0.0640 | 24.2300 | 1.55 |
| 470010002 | OFICIAL | hh | 3.0000 | 0.0960 | 19.1300 | 1.84 |
| 470010003 | PEON | hh | 7.0000 | 0.2240 | 17.2900 | 3.87 |
| **MATERIALES** | | | | | | **4.59** |
| 280010001 | MECHA O GUIA BLANCA | m | - | 0.5000 | 1.1700 | 0.59 |
| 280010002 | FULMINANTE #8 | pza | - | 0.5000 | 1.2600 | 0.63 |
| 490010003 | BARRENO | und | - | 0.0040 | 330.4000 | 1.32 |
| 280010003 | DINAMITA AL 65% | kg | - | 0.1000 | 20.4800 | 2.05 |
| **EQUIPO** | | | | | | **17.72** |
| 370010001 | HERRAMIENTAS MANUALES | %mo | - | 3.0000 | 7.2600 | 0.22 |
| 490010015 | EXCAVADORA SOBRE ORUGA 115-165 HP 0.75-1.4 Y3 | hm | 1.0000 | 0.0320 | 290.2600 | 9.29 |
| 490010005 | MARTILLOS NEUMATICOS 29 Kg | hm | 4.0000 | 0.1280 | 6.2400 | 0.80 |
| 490010004 | COMPRESORA NEUMATICA DE 600-690 POM 196HP | hm | 1.0000 | 0.0320 | 231.5900 | 7.41 |

Partida: 1.2.1.3 EXCAVACION PARA ESTRUCTURAS EN MATERIAL COMUN — Rendimiento:450 m³/Día

Costo unitario por m³ **122.45**

| Código | Descripción | Unid. | Recursos | Cantidad | Precio | Parcial |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **MANO DE OBRA** | | | | | | **2.02** |
| 470020373 | OPERADOR DE EQUIPO PESADO | hh | 1.0000 | 0.0178 | 25.2700 | 0.45 |
| 470010002 | OFICIAL | hh | 1.0000 | 0.0178 | 19.1300 | 0.34 |
| 470010003 | PEON | hh | 4.0000 | 0.0711 | 17.2900 | 1.23 |
| **MATERIALES** | | | | | | **115.20** |
| 340010001 | PETROLEO D-2 | gln | - | 7.5000 | 15.3600 | 115.20 |
| **EQUIPO** | | | | | | **5.23** |
| 370010001 | HERRAMIENTAS MANUALES | %mo | - | 3.0000 | 2.0200 | 0.06 |
| 490010015 | EXCAVADORA SOBRE ORUGA 115-165 HP 0.75-1.4 Y3 | hm | 1.0000 | 0.0178 | 290.2600 | 5.17 |

Partida: 1.2.1.4 RELLENO SELECTO Y COMPATACTADO AL 95% (AASTHO) — Rendimiento:280 m³/Día

Costo unitario por m³ **401.53**

| Código | Descripción | Unid. | Recursos | Cantidad | Precio | Parcial |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **MANO DE OBRA** | | | | | | **6.02** |
| 470010004 | OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO | hh | 7.0000 | 0.2000 | 25.1700 | 5.03 |
| 470010003 | PEON | hh | 2.0000 | 0.0571 | 17.2900 | 0.99 |
| **MATERIALES** | | | | | | **361.02** |
| 050010003 | MATERIAL SELECTO DE CANTERA PARA RELLENO | m³ | - | 1.3000 | 4.5000 | 5.85 |
| 340010001 | PETROLEO D-2 | gln | - | 23.1230 | 15.3600 | 355.17 |
| **EQUIPO** | | | | | | **34.49** |
| 370010001 | HERRAMIENTAS MANUALES | %mo | - | 3.0000 | 6.0200 | 0.18 |
| 480010001 | VOLQUETE 15 M3 | hm | 2.0000 | 0.0571 | 347.9900 | 19.87 |
| 490010001 | CARGADOR FRONTAL 160 A 195 HP | hm | 0.2500 | 0.0071 | 272.2000 | 1.93 |
| 490020374 | TRACTOR DE ORUGAS DE 140-160 HP (CON RIPER) | hm | 0.7500 | 0.0214 | 326.8400 | 6.99 |
| 490010012 | MOTONIVELADORA DE 125 HP | hm | 0.2500 | 0.0071 | 210.6200 | 1.50 |
| 490020001 | RODILLO LISO VIBRATORIO AUTOP. 101-135 HP 10-12 TN | hm | 0.5000 | 0.0143 | 202.9400 | 2.90 |
| 490020376 | CAMION CISTERNA 4X2 (AGUA) 100HP 1000 gl | hm | 0.2500 | 0.0071 | 157.4100 | 1.12 |

Partida: 1.2.1.5 ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE — Rendimiento:280 m³/Día

Costo unitario por m³ **644.21**

| Código | Descripción | Unid. | Recursos | Cantidad | Precio | Parcial |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **MANO DE OBRA** | | | | | | **3.15** |
| 470010004 | OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO | hh | 3.0000 | 0.0857 | 25.1700 | 2.16 |
| 470010003 | PEON | hh | 2.0000 | 0.0571 | 17.2900 | 0.99 |
| **MATERIALES** | | | | | | **499.20** |
| 340010001 | PETROLEO D-2 | gln | - | 32.5000 | 15.3600 | 499.20 |
| **EQUIPO** | | | | | | **141.86** |
| 370010001 | HERRAMIENTAS MANUALES | %mo | - | 3.0000 | 3.1500 | 0.09 |
| 480010001 | VOLQUETE 15 M3 | hm | 8.0000 | 0.2286 | 347.9900 | 79.55 |
| 490010001 | CARGADOR FRONTAL 160 A 195 HP | hm | 8.0000 | 0.2286 | 272.2000 | 62.22 |

Partida: 1.2.2.1.1.1 ANCLAJES DE CIMENTACIÓN EN ROCA — Rendimiento:1 und/Día

Costo unitario por und: **2,426.26**

| Código | Descripción | Unid. | Recursos | Cantidad | Precio | Parcial |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **MANO DE OBRA** | | | | | | **429.68** |
| 470010002 | OFICIAL | hh | 1.0000 | 8.0000 | 19.1300 | 153.04 |
| 470010003 | PEON | hh | 2.0000 | 16.0000 | 17.2900 | 276.64 |
| **MATERIALES** | | | | | | **81.05** |
| 030010002 | DOWEL LISTO 1", LONG. PASADOR 41cm, H=9cm, L=1m | m | - | 1.0000 | 51.3300 | 51.33 |
| 040010053 | ARENA GRUESA | m³ | - | 0.0050 | 55.0800 | 0.28 |
| 210010001 | CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 Kg) | bol | - | 0.0200 | 22.7000 | 0.45 |
| 340010001 | PETROLEO D-2 | gln | - | 1.5000 | 15.3600 | 23.04 |
| 490010003 | BARRENO | und | - | 0.0180 | 330.4000 | 5.95 |
| **EQUIPO** | | | | | | **1,915.53** |
| 370010001 | HERRAMIENTAS MANUALES | %mo | - | 3.0000 | 429.6800 | 12.89 |
| 490010004 | COMPRESORA NEUMATICA DE 600-690 POM 196HP | hm | 1.0000 | 8.0000 | 231.5900 | 1,852.72 |
| 490010005 | MARTILLOS NEUMATICOS 29 Kg | hm | 1.0000 | 8.0000 | 6.2400 | 49.92 |

Partida: 1.2.2.1.1.2 CONCRETO ESTRUCTURAL f´c =140 Kg/cm2 EN SOLADOS — Rendimiento:14 m³/Día

Costo unitario por m³: **396.43**

| Código | Descripción | Unid. | Recursos | Cantidad | Precio | Parcial |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **MANO DE OBRA** | | | | | | **146.43** |
| 470010001 | OPERARIO | hh | 2.0000 | 1.1429 | 24.2300 | 27.69 |
| 470010002 | OFICIAL | hh | 1.0000 | 0.5714 | 19.1300 | 10.93 |
| 470010003 | PEON | hh | 8.0000 | 4.5714 | 17.2900 | 79.04 |
| 470010004 | OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO | hh | 2.0000 | 1.1429 | 25.1700 | 28.77 |
| **MATERIALES** | | | | | | **234.68** |
| 010010051 | ACEITE PARA MOTOR SAE-30 | gln | - | 0.0070 | 65.0000 | 0.46 |
| 390010048 | AGUA | m³ | - | 0.1800 | 2.0000 | 0.36 |
| 340010030 | GASOLINA 84 OCTANOS | gln | - | 0.2000 | 16.8000 | 3.36 |
| 050010052 | PIEDRA SELECCIONADA DE 1/2" | m³ | - | 0.8000 | 55.0800 | 44.06 |
| 040010053 | ARENA GRUESA | m³ | - | 0.5000 | 55.0800 | 27.54 |
| 210010001 | CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 Kg) | bol | - | 7.0000 | 22.7000 | 158.90 |
| **EQUIPO** | | | | | | **15.32** |
| 370010001 | HERRAMIENTAS MANUALES | %mo | - | 3.0000 | 146.4300 | 4.39 |
| 480010031 | MEZCLADORA DE CONCRETO DE 9-11P3 | hm | 1.0000 | 0.5714 | 11.9400 | 6.82 |
| 490010032 | VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40" | hm | 1.0000 | 0.5714 | 7.1900 | 4.11 |

Partida: 1.2.2.1.1.3 ACERO DE REFUERZO f'y = 4200 kg/cm2 — Rendimiento:200 kg/Día

Costo unitario por kg: **8.03**

| Código | Descripción | Unid. | Recursos | Cantidad | Precio | Parcial |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **MANO DE OBRA** | | | | | | **1.74** |
| 470010001 | OPERARIO | hh | 1.0000 | 0.0400 | 24.2300 | 0.97 |
| 470010002 | OFICIAL | hh | 1.0000 | 0.0400 | 19.1300 | 0.77 |
| **MATERIALES** | | | | | | **6.02** |
| 020010054 | ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16 | kg | - | 0.0200 | 6.5000 | 0.13 |
| 030010001 | ACERO DE REFUERZO fy=4200 Kg/cm2 (GRADO 60) | kg | - | 1.0500 | 5.6100 | 5.89 |
| **EQUIPO** | | | | | | **0.27** |
| 370010001 | HERRAMIENTAS MANUALES | %mo | - | 3.0000 | 1.7400 | 0.05 |
| 370010055 | TROZADORA DE FIERRO | hm | 0.2500 | 0.0100 | 18.0000 | 0.18 |
| 370010002 | DOBLADORA DE FIERRO | hm | 0.2500 | 0.0100 | 3.7800 | 0.04 |

Partida: 1.2.2.1.1.4 CONCRETO ESTRUCTURAL f´c = 280 Kg/cm2 — Rendimiento:9.5 m³/Día

Costo unitario por m³: **656.86**

| Código | Descripción | Unid. | Recursos | Cantidad | Precio | Parcial |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **MANO DE OBRA** | | | | | | **261.02** |
| 470010001 | OPERARIO | hh | 2.0000 | 1.6842 | 24.2300 | 40.81 |
| 470010002 | OFICIAL | hh | 2.0000 | 1.6842 | 19.1300 | 32.22 |
| 470010003 | PEON | hh | 10.0000 | 8.4211 | 17.2900 | 145.60 |
| 470010004 | OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO | hh | 2.0000 | 1.6842 | 25.1700 | 42.39 |
| **MATERIALES** | | | | | | **371.91** |
| 010010051 | ACEITE PARA MOTOR SAE-30 | gln | - | 0.0040 | 65.0000 | 0.26 |
| 340010030 | GASOLINA 84 OCTANOS | gln | - | 0.2730 | 16.8000 | 4.59 |
| 050010052 | PIEDRA SELECCIONADA DE 1/2" | m³ | - | 0.8000 | 55.0800 | 44.06 |
| 040010053 | ARENA GRUESA | m³ | - | 0.5000 | 55.0800 | 27.54 |
| 390010048 | AGUA | m³ | - | 0.1800 | 2.0000 | 0.36 |
| 210010001 | CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 Kg) | bol | - | 13.0000 | 22.7000 | 295.10 |
| **EQUIPO** | | | | | | **23.93** |
| 370010001 | HERRAMIENTAS MANUALES | %mo | - | 3.0000 | 261.0200 | 7.83 |
| 480010031 | MEZCLADORA DE CONCRETO DE 9-11P3 | hm | 1.0000 | 0.8421 | 11.9400 | 10.05 |
| 490010032 | VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40" | hm | 1.0000 | 0.8421 | 7.1900 | 6.05 |

Partida: 1.2.2.1.1.5 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA — Rendimiento:8 m²/Día

Costo unitario por m² **125.72**

| Código | Descripción | Unid. | Recursos | Cantidad | Precio | Parcial |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **MANO DE OBRA** | | | | | | **60.65** |
| 470010002 | OFICIAL | hh | 1.0000 | 1.0000 | 19.1300 | 19.13 |
| 470010001 | OPERARIO | hh | 1.0000 | 1.0000 | 24.2300 | 24.23 |
| 470010003 | PEON | hh | 1.0000 | 1.0000 | 17.2900 | 17.29 |
| **MATERIALES** | | | | | | **63.25** |
| 020010050 | ALAMBRE NEGRO N° 8 | kg | - | 0.7000 | 4.3700 | 3.06 |
| 020010054 | ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16 | kg | - | 0.1000 | 6.5000 | 0.65 |
| 020010033 | CLAVOS PARA MADERA C/C 2" | kg | - | 0.2000 | 5.8500 | 1.17 |
| 020010002 | CLAVOS PARA MADERA C/C 4" | kg | - | 0.5000 | 6.5000 | 3.25 |
| 020010004 | CLAVOS PARA MADERA C/C 3" | kg | - | 0.4000 | 5.8500 | 2.34 |
| 540010002 | LACA DESMOLDEADORA | gln | - | 0.1200 | 83.9000 | 10.07 |
| 430010002 | MADERA AGUANO 2"x 3"x10' | p² | - | 2.1500 | 5.8000 | 12.47 |
| 450010001 | TRIPLAY DE 1.20X2.40mX18mm | pln | - | 0.3600 | 84.0000 | 30.24 |
| **EQUIPO** | | | | | | **1.82** |
| 370010001 | HERRAMIENTAS MANUALES | %mo | - | 3.0000 | 60.6500 | 1.82 |

Partida: 1.2.2.1.2.1 ACERO DE REFUERZO f'y = 4200 kg/cm2 — Rendimiento:200 kg/Día

Costo unitario por kg **8.03**

| Código | Descripción | Unid. | Recursos | Cantidad | Precio | Parcial |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **MANO DE OBRA** | | | | | | **1.74** |
| 470010001 | OPERARIO | hh | 1.0000 | 0.0400 | 24.2300 | 0.97 |
| 470010002 | OFICIAL | hh | 1.0000 | 0.0400 | 19.1300 | 0.77 |
| **MATERIALES** | | | | | | **6.02** |
| 020010054 | ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16 | kg | - | 0.0200 | 6.5000 | 0.13 |
| 030010001 | ACERO DE REFUERZO fy=4200 Kg/cm2 (GRADO 60) | kg | - | 1.0500 | 5.6100 | 5.89 |
| **EQUIPO** | | | | | | **0.27** |
| 370010001 | HERRAMIENTAS MANUALES | %mo | - | 3.0000 | 1.7400 | 0.05 |
| 370010055 | TROZADORA DE FIERRO | hm | 0.2500 | 0.0100 | 18.0000 | 0.18 |
| 370010002 | DOBLADORA DE FIERRO | hm | 0.2500 | 0.0100 | 3.7800 | 0.04 |

Partida: 1.2.2.1.2.2 CONCRETO ESTRUCTURAL f´c = 210 Kg/cm2 — Rendimiento:12 m³/Día

Costo unitario por m³ **511.25**

| Código | Descripción | Unid. | Recursos | Cantidad | Precio | Parcial |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **MANO DE OBRA** | | | | | | **206.65** |
| 470010001 | OPERARIO | hh | 2.0000 | 1.3333 | 24.2300 | 32.31 |
| 470010002 | OFICIAL | hh | 2.0000 | 1.3333 | 19.1300 | 25.51 |
| 470010003 | PEON | hh | 10.0000 | 6.6667 | 17.2900 | 115.27 |
| 470010004 | OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO | hh | 2.0000 | 1.3333 | 25.1700 | 33.56 |
| **MATERIALES** | | | | | | **285.65** |
| 010010051 | ACEITE PARA MOTOR SAE-30 | gln | - | 0.0040 | 65.0000 | 0.26 |
| 340010030 | GASOLINA 84 OCTANOS | gln | - | 0.2730 | 16.8000 | 4.59 |
| 050010052 | PIEDRA SELECCIONADA DE 1/2" | m³ | - | 0.8000 | 55.0800 | 44.06 |
| 040010053 | ARENA GRUESA | m³ | - | 0.5000 | 55.0800 | 27.54 |
| 390010048 | AGUA | m³ | - | 0.1800 | 2.0000 | 0.36 |
| 210010001 | CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 Kg) | bol | - | 9.2000 | 22.7000 | 208.84 |
| **EQUIPO** | | | | | | **18.95** |
| 370010001 | HERRAMIENTAS MANUALES | %mo | - | 3.0000 | 206.6500 | 6.20 |
| 480010031 | MEZCLADORA DE CONCRETO DE 9-11P3 | hm | 1.0000 | 0.6667 | 11.9400 | 7.96 |
| 490010032 | VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40" | hm | 1.0000 | 0.6667 | 7.1900 | 4.79 |

Partida: 1.2.2.1.2.3 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA — Rendimiento:8 m²/Día

Costo unitario por m² **204.54**

| Código | Descripción | Unid. | Recursos | Cantidad | Precio | Parcial |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **MANO DE OBRA** | | | | | | **60.65** |
| 470010002 | OFICIAL | hh | 1.0000 | 1.0000 | 19.1300 | 19.13 |
| 470010001 | OPERARIO | hh | 1.0000 | 1.0000 | 24.2300 | 24.23 |
| 470010003 | PEON | hh | 1.0000 | 1.0000 | 17.2900 | 17.29 |
| **MATERIALES** | | | | | | **63.25** |
| 020010050 | ALAMBRE NEGRO N° 8 | kg | - | 0.7000 | 4.3700 | 3.06 |
| 020010054 | ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16 | kg | - | 0.1000 | 6.5000 | 0.65 |
| 020010033 | CLAVOS PARA MADERA C/C 2" | kg | - | 0.2000 | 5.8500 | 1.17 |
| 020010002 | CLAVOS PARA MADERA C/C 4" | kg | - | 0.5000 | 6.5000 | 3.25 |
| 020010004 | CLAVOS PARA MADERA C/C 3" | kg | - | 0.4000 | 5.8500 | 2.34 |
| 540010002 | LACA DESMOLDEADORA | gln | - | 0.1200 | 83.9000 | 10.07 |
| 430010002 | MADERA AGUANO 2"x 3"x10' | p² | - | 2.1500 | 5.8000 | 12.47 |
| 450010001 | TRIPLAY DE 1.20X2.40mX18mm | pln | - | 0.3600 | 84.0000 | 30.24 |
| **EQUIPO** | | | | | | **1.82** |
| 370010001 | HERRAMIENTAS MANUALES | %mo | - | 3.0000 | 60.6500 | 1.82 |
| **SUB-PARTIDAS** | | | | | | **78.82** |
| CU0020004 | DESENCOFRADO | m² | - | 1.0000 | 78.8200 | 78.82 |

Partida: 1.2.2.2.1.1 PERFORACIÓN Y MOLDEO DE PILOTES — Rendimiento:5 und/Día

Costo unitario por und **919.26**

| Código | Descripción | Unid. | Recursos | Cantidad | Precio | Parcial |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **MANO DE OBRA** | | | | | | **157.24** |
| 470020373 | OPERADOR DE EQUIPO PESADO | hh | 1.0000 | 1.6000 | 25.2700 | 40.43 |
| 470010001 | OPERARIO | hh | 1.0000 | 1.6000 | 24.2300 | 38.77 |
| 470010023 | TOPOGRAFO | hh | 1.0000 | 1.6000 | 31.4900 | 50.38 |
| 470010003 | PEON | hh | 1.0000 | 1.6000 | 17.2900 | 27.66 |
| **EQUIPO** | | | | | | **762.02** |
| 370010001 | HERRAMIENTAS MANUALES | %mo | - | 3.0000 | 157.2400 | 4.72 |
| 490010006 | PERFORADORA ROTATIVA | hm | 1.0000 | 1.6000 | 103.3100 | 165.30 |
| 490010007 | ADAPTADOR DE TORCIÓN | hm | 1.0000 | 1.6000 | 350.0000 | 560.00 |
| 490010026 | ESTACION TOTAL | hm | 1.0000 | 1.6000 | 20.0000 | 32.00 |

Partida: 1.2.2.2.1.2 ACERO DE REFUERZO f'y = 4200 kg/cm2 — Rendimiento:200 kg/Día

Costo unitario por kg **8.03**

| Código | Descripción | Unid. | Recursos | Cantidad | Precio | Parcial |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **MANO DE OBRA** | | | | | | **1.74** |
| 470010001 | OPERARIO | hh | 1.0000 | 0.0400 | 24.2300 | 0.97 |
| 470010002 | OFICIAL | hh | 1.0000 | 0.0400 | 19.1300 | 0.77 |
| **MATERIALES** | | | | | | **6.02** |
| 020010054 | ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16 | kg | - | 0.0200 | 6.5000 | 0.13 |
| 030010001 | ACERO DE REFUERZO fy=4200 Kg/cm2 (GRADO 60) | kg | - | 1.0500 | 5.6100 | 5.89 |
| **EQUIPO** | | | | | | **0.27** |
| 370010001 | HERRAMIENTAS MANUALES | %mo | - | 3.0000 | 1.7400 | 0.05 |
| 370010055 | TROZADORA DE FIERRO | hm | 0.2500 | 0.0100 | 18.0000 | 0.18 |
| 370010002 | DOBLADORA DE FIERRO | hm | 0.2500 | 0.0100 | 3.7800 | 0.04 |

Partida: 1.2.2.2.1.3 CONCRETO ESTRUCTURAL f´c = 210 Kg/cm2 — Rendimiento:12 m³/Día

Costo unitario por m³ **511.25**

| Código | Descripción | Unid. | Recursos | Cantidad | Precio | Parcial |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **MANO DE OBRA** | | | | | | **206.65** |
| 470010001 | OPERARIO | hh | 2.0000 | 1.3333 | 24.2300 | 32.31 |
| 470010002 | OFICIAL | hh | 2.0000 | 1.3333 | 19.1300 | 25.51 |
| 470010003 | PEON | hh | 10.0000 | 6.6667 | 17.2900 | 115.27 |
| 470010004 | OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO | hh | 2.0000 | 1.3333 | 25.1700 | 33.56 |
| **MATERIALES** | | | | | | **285.65** |
| 010010051 | ACEITE PARA MOTOR SAE-30 | gln | - | 0.0040 | 65.0000 | 0.26 |
| 340010030 | GASOLINA 84 OCTANOS | gln | - | 0.2730 | 16.8000 | 4.59 |
| 050010052 | PIEDRA SELECCIONADA DE 1/2" | m³ | - | 0.8000 | 55.0800 | 44.06 |
| 040010053 | ARENA GRUESA | m³ | - | 0.5000 | 55.0800 | 27.54 |
| 390010048 | AGUA | m³ | - | 0.1800 | 2.0000 | 0.36 |
| 210010001 | CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 Kg) | bol | - | 9.2000 | 22.7000 | 208.84 |
| **EQUIPO** | | | | | | **18.95** |
| 370010001 | HERRAMIENTAS MANUALES | %mo | - | 3.0000 | 206.6500 | 6.20 |
| 480010031 | MEZCLADORA DE CONCRETO DE 9-11P3 | hm | 1.0000 | 0.6667 | 11.9400 | 7.96 |
| 490010032 | VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40" | hm | 1.0000 | 0.6667 | 7.1900 | 4.79 |

Partida: 1.2.2.2.2.1 CONCRETO ESTRUCTURAL f´c =140 Kg/cm2 EN SOLADOS — Rendimiento:14 m³/Día

Costo unitario por m³ **396.43**

| Código | Descripción | Unid. | Recursos | Cantidad | Precio | Parcial |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **MANO DE OBRA** | | | | | | **146.43** |
| 470010001 | OPERARIO | hh | 2.0000 | 1.1429 | 24.2300 | 27.69 |
| 470010002 | OFICIAL | hh | 1.0000 | 0.5714 | 19.1300 | 10.93 |
| 470010003 | PEON | hh | 8.0000 | 4.5714 | 17.2900 | 79.04 |
| 470010004 | OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO | hh | 2.0000 | 1.1429 | 25.1700 | 28.77 |
| **MATERIALES** | | | | | | **234.68** |
| 010010051 | ACEITE PARA MOTOR SAE-30 | gln | - | 0.0070 | 65.0000 | 0.46 |
| 390010048 | AGUA | m³ | - | 0.1800 | 2.0000 | 0.36 |
| 340010030 | GASOLINA 84 OCTANOS | gln | - | 0.2000 | 16.8000 | 3.36 |
| 050010052 | PIEDRA SELECCIONADA DE 1/2" | m³ | - | 0.8000 | 55.0800 | 44.06 |
| 040010053 | ARENA GRUESA | m³ | - | 0.5000 | 55.0800 | 27.54 |
| 210010001 | CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 Kg) | bol | - | 7.0000 | 22.7000 | 158.90 |
| **EQUIPO** | | | | | | **15.32** |
| 370010001 | HERRAMIENTAS MANUALES | %mo | - | 3.0000 | 146.4300 | 4.39 |
| 480010031 | MEZCLADORA DE CONCRETO DE 9-11P3 | hm | 1.0000 | 0.5714 | 11.9400 | 6.82 |
| 490010032 | VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40" | hm | 1.0000 | 0.5714 | 7.1900 | 4.11 |

Partida: 1.2.2.2.2.2 ACERO DE REFUERZO f'y = 4200 kg/cm2 — Rendimiento:200 kg/Día

Costo unitario por kg **8.03**

| Código | Descripción | Unid. | Recursos | Cantidad | Precio | Parcial |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **MANO DE OBRA** | | | | | | **1.74** |
| 470010001 | OPERARIO | hh | 1.0000 | 0.0400 | 24.2300 | 0.97 |
| 470010002 | OFICIAL | hh | 1.0000 | 0.0400 | 19.1300 | 0.77 |
| **MATERIALES** | | | | | | **6.02** |
| 020010054 | ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16 | kg | - | 0.0200 | 6.5000 | 0.13 |
| 030010001 | ACERO DE REFUERZO fy=4200 Kg/cm2 (GRADO 60) | kg | - | 1.0500 | 5.6100 | 5.89 |
| **EQUIPO** | | | | | | **0.27** |
| 370010001 | HERRAMIENTAS MANUALES | %mo | - | 3.0000 | 1.7400 | 0.05 |
| 370010055 | TROZADORA DE FIERRO | hm | 0.2500 | 0.0100 | 18.0000 | 0.18 |
| 370010002 | DOBLADORA DE FIERRO | hm | 0.2500 | 0.0100 | 3.7800 | 0.04 |

Partida: 1.2.2.2.2.3 CONCRETO ESTRUCTURAL f´c = 280 Kg/cm2 — Rendimiento:9.5 m³/Día

Costo unitario por m³ **656.86**

| Código | Descripción | Unid. | Recursos | Cantidad | Precio | Parcial |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **MANO DE OBRA** | | | | | | **261.02** |
| 470010001 | OPERARIO | hh | 2.0000 | 1.6842 | 24.2300 | 40.81 |
| 470010002 | OFICIAL | hh | 2.0000 | 1.6842 | 19.1300 | 32.22 |
| 470010003 | PEON | hh | 10.0000 | 8.4211 | 17.2900 | 145.60 |
| 470010004 | OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO | hh | 2.0000 | 1.6842 | 25.1700 | 42.39 |
| **MATERIALES** | | | | | | **371.91** |
| 010010051 | ACEITE PARA MOTOR SAE-30 | gln | - | 0.0040 | 65.0000 | 0.26 |
| 340010030 | GASOLINA 84 OCTANOS | gln | - | 0.2730 | 16.8000 | 4.59 |
| 050010052 | PIEDRA SELECCIONADA DE 1/2" | m³ | - | 0.8000 | 55.0800 | 44.06 |
| 040010053 | ARENA GRUESA | m³ | - | 0.5000 | 55.0800 | 27.54 |
| 390010048 | AGUA | m³ | - | 0.1800 | 2.0000 | 0.36 |
| 210010001 | CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 Kg) | bol | - | 13.0000 | 22.7000 | 295.10 |
| **EQUIPO** | | | | | | **23.93** |
| 370010001 | HERRAMIENTAS MANUALES | %mo | - | 3.0000 | 261.0200 | 7.83 |
| 480010031 | MEZCLADORA DE CONCRETO DE 9-11P3 | hm | 1.0000 | 0.8421 | 11.9400 | 10.05 |
| 490010032 | VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40" | hm | 1.0000 | 0.8421 | 7.1900 | 6.05 |

Partida: 1.2.2.2.2.4 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA — Rendimiento:8 m²/Día

Costo unitario por m² **204.54**

| Código | Descripción | Unid. | Recursos | Cantidad | Precio | Parcial |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **MANO DE OBRA** | | | | | | **60.65** |
| 470010002 | OFICIAL | hh | 1.0000 | 1.0000 | 19.1300 | 19.13 |
| 470010001 | OPERARIO | hh | 1.0000 | 1.0000 | 24.2300 | 24.23 |
| 470010003 | PEON | hh | 1.0000 | 1.0000 | 17.2900 | 17.29 |
| **MATERIALES** | | | | | | **63.25** |
| 020010050 | ALAMBRE NEGRO N° 8 | kg | - | 0.7000 | 4.3700 | 3.06 |
| 020010054 | ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16 | kg | - | 0.1000 | 6.5000 | 0.65 |
| 020010033 | CLAVOS PARA MADERA C/C 2" | kg | - | 0.2000 | 5.8500 | 1.17 |
| 020010002 | CLAVOS PARA MADERA C/C 4" | kg | - | 0.5000 | 6.5000 | 3.25 |
| 020010004 | CLAVOS PARA MADERA C/C 3" | kg | - | 0.4000 | 5.8500 | 2.34 |
| 540010002 | LACA DESMOLDEADORA | gln | - | 0.1200 | 83.9000 | 10.07 |
| 430010002 | MADERA AGUANO 2"x 3"x10' | p² | - | 2.1500 | 5.8000 | 12.47 |
| 450010001 | TRIPLAY DE 1.20X2.40mX18mm | pln | - | 0.3600 | 84.0000 | 30.24 |
| **EQUIPO** | | | | | | **1.82** |
| 370010001 | HERRAMIENTAS MANUALES | %mo | - | 3.0000 | 60.6500 | 1.82 |
| **SUB-PARTIDAS** | | | | | | **78.82** |
| CU0020004 | DESENCOFRADO | m² | - | 1.0000 | 78.8200 | 78.82 |

Partida: 1.2.2.2.3.1 ACERO DE REFUERZO f'y = 4200 kg/cm2 — Rendimiento:200 kg/Día

Costo unitario por kg **8.03**

| Código | Descripción | Unid. | Recursos | Cantidad | Precio | Parcial |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **MANO DE OBRA** | | | | | | **1.74** |
| 470010001 | OPERARIO | hh | 1.0000 | 0.0400 | 24.2300 | 0.97 |
| 470010002 | OFICIAL | hh | 1.0000 | 0.0400 | 19.1300 | 0.77 |
| **MATERIALES** | | | | | | **6.02** |
| 020010054 | ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16 | kg | - | 0.0200 | 6.5000 | 0.13 |
| 030010001 | ACERO DE REFUERZO fy=4200 Kg/cm2 (GRADO 60) | kg | - | 1.0500 | 5.6100 | 5.89 |
| **EQUIPO** | | | | | | **0.27** |
| 370010001 | HERRAMIENTAS MANUALES | %mo | - | 3.0000 | 1.7400 | 0.05 |
| 370010055 | TROZADORA DE FIERRO | hm | 0.2500 | 0.0100 | 18.0000 | 0.18 |
| 370010002 | DOBLADORA DE FIERRO | hm | 0.2500 | 0.0100 | 3.7800 | 0.04 |

Partida: 1.2.2.2.3.2 CONCRETO ESTRUCTURAL f´c = 210 Kg/cm2 — Rendimiento:12 m³/Día

Costo unitario por m³ **511.25**

| Código | Descripción | Unid. | Recursos | Cantidad | Precio | Parcial |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **MANO DE OBRA** | | | | | | **206.65** |
| 470010001 | OPERARIO | hh | 2.0000 | 1.3333 | 24.2300 | 32.31 |
| 470010002 | OFICIAL | hh | 2.0000 | 1.3333 | 19.1300 | 25.51 |
| 470010003 | PEON | hh | 10.0000 | 6.6667 | 17.2900 | 115.27 |
| 470010004 | OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO | hh | 2.0000 | 1.3333 | 25.1700 | 33.56 |
| **MATERIALES** | | | | | | **285.65** |
| 010010051 | ACEITE PARA MOTOR SAE-30 | gln | - | 0.0040 | 65.0000 | 0.26 |
| 340010030 | GASOLINA 84 OCTANOS | gln | - | 0.2730 | 16.8000 | 4.59 |
| 050010052 | PIEDRA SELECCIONADA DE 1/2" | m³ | - | 0.8000 | 55.0800 | 44.06 |
| 040010053 | ARENA GRUESA | m³ | - | 0.5000 | 55.0800 | 27.54 |
| 390010048 | AGUA | m³ | - | 0.1800 | 2.0000 | 0.36 |
| 210010001 | CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 Kg) | bol | - | 9.2000 | 22.7000 | 208.84 |
| **EQUIPO** | | | | | | **18.95** |
| 370010001 | HERRAMIENTAS MANUALES | %mo | - | 3.0000 | 206.6500 | 6.20 |
| 480010031 | MEZCLADORA DE CONCRETO DE 9-11P3 | hm | 1.0000 | 0.6667 | 11.9400 | 7.96 |
| 490010032 | VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40" | hm | 1.0000 | 0.6667 | 7.1900 | 4.79 |

Partida: 1.2.2.2.3.3 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA — Rendimiento:8 m²/Día

Costo unitario por m² **204.54**

| Código | Descripción | Unid. | Recursos | Cantidad | Precio | Parcial |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **MANO DE OBRA** | | | | | | **60.65** |
| 470010002 | OFICIAL | hh | 1.0000 | 1.0000 | 19.1300 | 19.13 |
| 470010001 | OPERARIO | hh | 1.0000 | 1.0000 | 24.2300 | 24.23 |
| 470010003 | PEON | hh | 1.0000 | 1.0000 | 17.2900 | 17.29 |
| **MATERIALES** | | | | | | **63.25** |
| 020010050 | ALAMBRE NEGRO N° 8 | kg | - | 0.7000 | 4.3700 | 3.06 |
| 020010054 | ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16 | kg | - | 0.1000 | 6.5000 | 0.65 |
| 020010033 | CLAVOS PARA MADERA C/C 2" | kg | - | 0.2000 | 5.8500 | 1.17 |
| 020010002 | CLAVOS PARA MADERA C/C 4" | kg | - | 0.5000 | 6.5000 | 3.25 |
| 020010004 | CLAVOS PARA MADERA C/C 3" | kg | - | 0.4000 | 5.8500 | 2.34 |
| 540010002 | LACA DESMOLDEADORA | gln | - | 0.1200 | 83.9000 | 10.07 |
| 430010002 | MADERA AGUANO 2"x 3"x10' | p² | - | 2.1500 | 5.8000 | 12.47 |
| 450010001 | TRIPLAY DE 1.20X2.40mX18mm | pln | - | 0.3600 | 84.0000 | 30.24 |
| **EQUIPO** | | | | | | **1.82** |
| 370010001 | HERRAMIENTAS MANUALES | %mo | - | 3.0000 | 60.6500 | 1.82 |
| **SUB-PARTIDAS** | | | | | | **78.82** |
| CU0020004 | DESENCOFRADO | m² | - | 1.0000 | 78.8200 | 78.82 |

Partida: 1.2.2.3.1.1 PERFORACIÓN Y MOLDEO DE PILOTES — Rendimiento:5 und/Día

Costo unitario por und **919.26**

| Código | Descripción | Unid. | Recursos | Cantidad | Precio | Parcial |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **MANO DE OBRA** | | | | | | **157.24** |
| 470020373 | OPERADOR DE EQUIPO PESADO | hh | 1.0000 | 1.6000 | 25.2700 | 40.43 |
| 470010001 | OPERARIO | hh | 1.0000 | 1.6000 | 24.2300 | 38.77 |
| 470010023 | TOPOGRAFO | hh | 1.0000 | 1.6000 | 31.4900 | 50.38 |
| 470010003 | PEON | hh | 1.0000 | 1.6000 | 17.2900 | 27.66 |
| **EQUIPO** | | | | | | **762.02** |
| 370010001 | HERRAMIENTAS MANUALES | %mo | - | 3.0000 | 157.2400 | 4.72 |
| 490010006 | PERFORADORA ROTATIVA | hm | 1.0000 | 1.6000 | 103.3100 | 165.30 |
| 490010007 | ADAPTADOR DE TORCIÓN | hm | 1.0000 | 1.6000 | 350.0000 | 560.00 |
| 490010026 | ESTACION TOTAL | hm | 1.0000 | 1.6000 | 20.0000 | 32.00 |

Partida: 1.2.2.3.1.2 ACERO DE REFUERZO f'y = 4200 kg/cm2 — Rendimiento:200 kg/Día

Costo unitario por kg **8.03**

| Código | Descripción | Unid. | Recursos | Cantidad | Precio | Parcial |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **MANO DE OBRA** | | | | | | **1.74** |
| 470010001 | OPERARIO | hh | 1.0000 | 0.0400 | 24.2300 | 0.97 |
| 470010002 | OFICIAL | hh | 1.0000 | 0.0400 | 19.1300 | 0.77 |
| **MATERIALES** | | | | | | **6.02** |
| 020010054 | ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16 | kg | - | 0.0200 | 6.5000 | 0.13 |
| 030010001 | ACERO DE REFUERZO fy=4200 Kg/cm2 (GRADO 60) | kg | - | 1.0500 | 5.6100 | 5.89 |
| **EQUIPO** | | | | | | **0.27** |
| 370010001 | HERRAMIENTAS MANUALES | %mo | - | 3.0000 | 1.7400 | 0.05 |
| 370010055 | TROZADORA DE FIERRO | hm | 0.2500 | 0.0100 | 18.0000 | 0.18 |
| 370010002 | DOBLADORA DE FIERRO | hm | 0.2500 | 0.0100 | 3.7800 | 0.04 |

Partida: 1.2.2.3.1.3 CONCRETO ESTRUCTURAL f´c = 210 Kg/cm2 — Rendimiento:12 m³/Día

Costo unitario por m³ **511.25**

| Código | Descripción | Unid. | Recursos | Cantidad | Precio | Parcial |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **MANO DE OBRA** | | | | | | **206.65** |
| 470010001 | OPERARIO | hh | 2.0000 | 1.3333 | 24.2300 | 32.31 |
| 470010002 | OFICIAL | hh | 2.0000 | 1.3333 | 19.1300 | 25.51 |
| 470010003 | PEON | hh | 10.0000 | 6.6667 | 17.2900 | 115.27 |
| 470010004 | OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO | hh | 2.0000 | 1.3333 | 25.1700 | 33.56 |
| **MATERIALES** | | | | | | **285.65** |
| 010010051 | ACEITE PARA MOTOR SAE-30 | gln | - | 0.0040 | 65.0000 | 0.26 |
| 340010030 | GASOLINA 84 OCTANOS | gln | - | 0.2730 | 16.8000 | 4.59 |
| 050010052 | PIEDRA SELECCIONADA DE 1/2" | m³ | - | 0.8000 | 55.0800 | 44.06 |
| 040010053 | ARENA GRUESA | m³ | - | 0.5000 | 55.0800 | 27.54 |
| 390010048 | AGUA | m³ | - | 0.1800 | 2.0000 | 0.36 |
| 210010001 | CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 Kg) | bol | - | 9.2000 | 22.7000 | 208.84 |
| **EQUIPO** | | | | | | **18.95** |
| 370010001 | HERRAMIENTAS MANUALES | %mo | - | 3.0000 | 206.6500 | 6.20 |
| 480010031 | MEZCLADORA DE CONCRETO DE 9-11P3 | hm | 1.0000 | 0.6667 | 11.9400 | 7.96 |
| 490010032 | VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40" | hm | 1.0000 | 0.6667 | 7.1900 | 4.79 |

Partida: 1.2.2.3.2.1 CONCRETO ESTRUCTURAL f´c =140 Kg/cm2 EN SOLADOS — Rendimiento:14 m³/Día

Costo unitario por m³ **396.43**

| Código | Descripción | Unid. | Recursos | Cantidad | Precio | Parcial |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **MANO DE OBRA** | | | | | | **146.43** |
| 470010001 | OPERARIO | hh | 2.0000 | 1.1429 | 24.2300 | 27.69 |
| 470010002 | OFICIAL | hh | 1.0000 | 0.5714 | 19.1300 | 10.93 |
| 470010003 | PEON | hh | 8.0000 | 4.5714 | 17.2900 | 79.04 |
| 470010004 | OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO | hh | 2.0000 | 1.1429 | 25.1700 | 28.77 |
| **MATERIALES** | | | | | | **234.68** |
| 010010051 | ACEITE PARA MOTOR SAE-30 | gln | - | 0.0070 | 65.0000 | 0.46 |
| 390010048 | AGUA | m³ | - | 0.1800 | 2.0000 | 0.36 |
| 340010030 | GASOLINA 84 OCTANOS | gln | - | 0.2000 | 16.8000 | 3.36 |
| 050010052 | PIEDRA SELECCIONADA DE 1/2" | m³ | - | 0.8000 | 55.0800 | 44.06 |
| 040010053 | ARENA GRUESA | m³ | - | 0.5000 | 55.0800 | 27.54 |
| 210010001 | CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 Kg) | bol | - | 7.0000 | 22.7000 | 158.90 |
| **EQUIPO** | | | | | | **15.32** |
| 370010001 | HERRAMIENTAS MANUALES | %mo | - | 3.0000 | 146.4300 | 4.39 |
| 480010031 | MEZCLADORA DE CONCRETO DE 9-11P3 | hm | 1.0000 | 0.5714 | 11.9400 | 6.82 |
| 490010032 | VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40" | hm | 1.0000 | 0.5714 | 7.1900 | 4.11 |

Partida: 1.2.2.3.2.2 ACERO DE REFUERZO f'y = 4200 kg/cm2 — Rendimiento:200 kg/Día

Costo unitario por kg **8.03**

| Código | Descripción | Unid. | Recursos | Cantidad | Precio | Parcial |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **MANO DE OBRA** | | | | | | **1.74** |
| 470010001 | OPERARIO | hh | 1.0000 | 0.0400 | 24.2300 | 0.97 |
| 470010002 | OFICIAL | hh | 1.0000 | 0.0400 | 19.1300 | 0.77 |
| **MATERIALES** | | | | | | **6.02** |
| 020010054 | ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16 | kg | - | 0.0200 | 6.5000 | 0.13 |
| 030010001 | ACERO DE REFUERZO fy=4200 Kg/cm2 (GRADO 60) | kg | - | 1.0500 | 5.6100 | 5.89 |
| **EQUIPO** | | | | | | **0.27** |
| 370010001 | HERRAMIENTAS MANUALES | %mo | - | 3.0000 | 1.7400 | 0.05 |
| 370010055 | TROZADORA DE FIERRO | hm | 0.2500 | 0.0100 | 18.0000 | 0.18 |
| 370010002 | DOBLADORA DE FIERRO | hm | 0.2500 | 0.0100 | 3.7800 | 0.04 |

Partida: 1.2.2.3.2.3 CONCRETO ESTRUCTURAL f´c = 280 Kg/cm2 — Rendimiento:9.5 m³/Día

Costo unitario por m³ **656.86**

| Código | Descripción | Unid. | Recursos | Cantidad | Precio | Parcial |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **MANO DE OBRA** | | | | | | **261.02** |
| 470010001 | OPERARIO | hh | 2.0000 | 1.6842 | 24.2300 | 40.81 |
| 470010002 | OFICIAL | hh | 2.0000 | 1.6842 | 19.1300 | 32.22 |
| 470010003 | PEON | hh | 10.0000 | 8.4211 | 17.2900 | 145.60 |
| 470010004 | OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO | hh | 2.0000 | 1.6842 | 25.1700 | 42.39 |
| **MATERIALES** | | | | | | **371.91** |
| 010010051 | ACEITE PARA MOTOR SAE-30 | gln | - | 0.0040 | 65.0000 | 0.26 |
| 340010030 | GASOLINA 84 OCTANOS | gln | - | 0.2730 | 16.8000 | 4.59 |
| 050010052 | PIEDRA SELECCIONADA DE 1/2" | m³ | - | 0.8000 | 55.0800 | 44.06 |
| 040010053 | ARENA GRUESA | m³ | - | 0.5000 | 55.0800 | 27.54 |
| 390010048 | AGUA | m³ | - | 0.1800 | 2.0000 | 0.36 |
| 210010001 | CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 Kg) | bol | - | 13.0000 | 22.7000 | 295.10 |
| **EQUIPO** | | | | | | **23.93** |
| 370010001 | HERRAMIENTAS MANUALES | %mo | - | 3.0000 | 261.0200 | 7.83 |
| 480010031 | MEZCLADORA DE CONCRETO DE 9-11P3 | hm | 1.0000 | 0.8421 | 11.9400 | 10.05 |
| 490010032 | VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40" | hm | 1.0000 | 0.8421 | 7.1900 | 6.05 |

Partida: 1.2.2.3.2.4 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA — Rendimiento:8 m²/Día

Costo unitario por m² **204.54**

| Código | Descripción | Unid. | Recursos | Cantidad | Precio | Parcial |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **MANO DE OBRA** | | | | | | **60.65** |
| 470010002 | OFICIAL | hh | 1.0000 | 1.0000 | 19.1300 | 19.13 |
| 470010001 | OPERARIO | hh | 1.0000 | 1.0000 | 24.2300 | 24.23 |
| 470010003 | PEON | hh | 1.0000 | 1.0000 | 17.2900 | 17.29 |
| **MATERIALES** | | | | | | **63.25** |
| 020010050 | ALAMBRE NEGRO N° 8 | kg | - | 0.7000 | 4.3700 | 3.06 |
| 020010054 | ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16 | kg | - | 0.1000 | 6.5000 | 0.65 |
| 020010033 | CLAVOS PARA MADERA C/C 2" | kg | - | 0.2000 | 5.8500 | 1.17 |
| 020010002 | CLAVOS PARA MADERA C/C 4" | kg | - | 0.5000 | 6.5000 | 3.25 |
| 020010004 | CLAVOS PARA MADERA C/C 3" | kg | - | 0.4000 | 5.8500 | 2.34 |
| 540010002 | LACA DESMOLDEADORA | gln | - | 0.1200 | 83.9000 | 10.07 |
| 430010002 | MADERA AGUANO 2"x 3"x10' | p² | - | 2.1500 | 5.8000 | 12.47 |
| 450010001 | TRIPLAY DE 1.20X2.40mX18mm | pln | - | 0.3600 | 84.0000 | 30.24 |
| **EQUIPO** | | | | | | **1.82** |
| 370010001 | HERRAMIENTAS MANUALES | %mo | - | 3.0000 | 60.6500 | 1.82 |
| **SUB-PARTIDAS** | | | | | | **78.82** |
| CU0020004 | DESENCOFRADO | m² | - | 1.0000 | 78.8200 | 78.82 |

Partida: 1.2.2.3.3.1 ACERO DE REFUERZO f'y = 4200 kg/cm2 — Rendimiento:200 kg/Día

Costo unitario por kg **8.03**

| Código | Descripción | Unid. | Recursos | Cantidad | Precio | Parcial |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **MANO DE OBRA** | | | | | | **1.74** |
| 470010001 | OPERARIO | hh | 1.0000 | 0.0400 | 24.2300 | 0.97 |
| 470010002 | OFICIAL | hh | 1.0000 | 0.0400 | 19.1300 | 0.77 |
| **MATERIALES** | | | | | | **6.02** |
| 020010054 | ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16 | kg | - | 0.0200 | 6.5000 | 0.13 |
| 030010001 | ACERO DE REFUERZO fy=4200 Kg/cm2 (GRADO 60) | kg | - | 1.0500 | 5.6100 | 5.89 |
| **EQUIPO** | | | | | | **0.27** |
| 370010001 | HERRAMIENTAS MANUALES | %mo | - | 3.0000 | 1.7400 | 0.05 |
| 370010055 | TROZADORA DE FIERRO | hm | 0.2500 | 0.0100 | 18.0000 | 0.18 |
| 370010002 | DOBLADORA DE FIERRO | hm | 0.2500 | 0.0100 | 3.7800 | 0.04 |

Partida: 1.2.2.3.3.2 CONCRETO ESTRUCTURAL f´c = 210 Kg/cm2 — Rendimiento:12 m³/Día

Costo unitario por m³ **511.25**

| Código | Descripción | Unid. | Recursos | Cantidad | Precio | Parcial |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **MANO DE OBRA** | | | | | | **206.65** |
| 470010001 | OPERARIO | hh | 2.0000 | 1.3333 | 24.2300 | 32.31 |
| 470010002 | OFICIAL | hh | 2.0000 | 1.3333 | 19.1300 | 25.51 |
| 470010003 | PEON | hh | 10.0000 | 6.6667 | 17.2900 | 115.27 |
| 470010004 | OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO | hh | 2.0000 | 1.3333 | 25.1700 | 33.56 |
| **MATERIALES** | | | | | | **285.65** |
| 010010051 | ACEITE PARA MOTOR SAE-30 | gln | - | 0.0040 | 65.0000 | 0.26 |
| 340010030 | GASOLINA 84 OCTANOS | gln | - | 0.2730 | 16.8000 | 4.59 |
| 050010052 | PIEDRA SELECCIONADA DE 1/2" | m³ | - | 0.8000 | 55.0800 | 44.06 |
| 040010053 | ARENA GRUESA | m³ | - | 0.5000 | 55.0800 | 27.54 |
| 390010048 | AGUA | m³ | - | 0.1800 | 2.0000 | 0.36 |
| 210010001 | CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 Kg) | bol | - | 9.2000 | 22.7000 | 208.84 |
| **EQUIPO** | | | | | | **18.95** |
| 370010001 | HERRAMIENTAS MANUALES | %mo | - | 3.0000 | 206.6500 | 6.20 |
| 480010031 | MEZCLADORA DE CONCRETO DE 9-11P3 | hm | 1.0000 | 0.6667 | 11.9400 | 7.96 |
| 490010032 | VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40" | hm | 1.0000 | 0.6667 | 7.1900 | 4.79 |

Partida: 1.2.2.3.3.3 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA — Rendimiento:8 m²/Día

Costo unitario por m² **204.54**

| Código | Descripción | Unid. | Recursos | Cantidad | Precio | Parcial |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **MANO DE OBRA** | | | | | | **60.65** |
| 470010002 | OFICIAL | hh | 1.0000 | 1.0000 | 19.1300 | 19.13 |
| 470010001 | OPERARIO | hh | 1.0000 | 1.0000 | 24.2300 | 24.23 |
| 470010003 | PEON | hh | 1.0000 | 1.0000 | 17.2900 | 17.29 |
| **MATERIALES** | | | | | | **63.25** |
| 020010050 | ALAMBRE NEGRO N° 8 | kg | - | 0.7000 | 4.3700 | 3.06 |
| 020010054 | ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16 | kg | - | 0.1000 | 6.5000 | 0.65 |
| 020010033 | CLAVOS PARA MADERA C/C 2" | kg | - | 0.2000 | 5.8500 | 1.17 |
| 020010002 | CLAVOS PARA MADERA C/C 4" | kg | - | 0.5000 | 6.5000 | 3.25 |
| 020010004 | CLAVOS PARA MADERA C/C 3" | kg | - | 0.4000 | 5.8500 | 2.34 |
| 540010002 | LACA DESMOLDEADORA | gln | - | 0.1200 | 83.9000 | 10.07 |
| 430010002 | MADERA AGUANO 2"x 3"x10' | p² | - | 2.1500 | 5.8000 | 12.47 |
| 450010001 | TRIPLAY DE 1.20X2.40mX18mm | pln | - | 0.3600 | 84.0000 | 30.24 |
| **EQUIPO** | | | | | | **1.82** |
| 370010001 | HERRAMIENTAS MANUALES | %mo | - | 3.0000 | 60.6500 | 1.82 |
| **SUB-PARTIDAS** | | | | | | **78.82** |
| CU0020004 | DESENCOFRADO | m² | - | 1.0000 | 78.8200 | 78.82 |

Partida: 1.2.3.1 FABRICACIÓN DE ENCOFRADO METALICO — Rendimiento:0.7 t/Día

Costo unitario por t **16,888.57**

| Código | Descripción | Unid. | Recursos | Cantidad | Precio | Parcial |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **MANO DE OBRA** | | | | | | **3,948.69** |
| 470010005 | TECNICO SOLDADOR | hh | 2.0000 | 22.8571 | 25.6300 | 585.83 |
| 470010006 | TECNICO (CONTROL DE CALIDAD) | hh | 1.0000 | 11.4286 | 31.4900 | 359.89 |
| 470010007 | OPERARIO ELECTROMECANICO | hh | 2.0000 | 22.8571 | 25.8000 | 589.71 |
| 470010002 | OFICIAL | hh | 2.0000 | 22.8571 | 19.1300 | 437.26 |
| 470010003 | PEON | hh | 10.0000 | 114.2857 | 17.2900 | 1,976.00 |
| **MATERIALES** | | | | | | **4,661.54** |
| 530010003 | OXIGENO | m³ | - | 12.0000 | 9.5600 | 114.72 |
| 530010004 | ACETILENO | kg | - | 4.0000 | 35.4800 | 141.92 |
| 300010003 | SOLDADURA (AWS E7018) | kg | - | 120.0000 | 17.2300 | 2,067.60 |
| 430010001 | MADERA AGUANO | p² | - | 3.0000 | 6.3000 | 18.90 |
| 510010001 | ACERO ESTRUCTURAL ASTM A709 | t | - | 1.0500 | 2,208.000 | 2,318.40 |
| **EQUIPO** | | | | | | **8,278.34** |
| 370010001 | HERRAMIENTAS MANUALES | %mo | - | 3.0000 | 3,948.690 | 118.46 |
| 490010008 | EQUIPO DE OXICORTE | hm | 2.0000 | 22.8571 | 5.8200 | 133.03 |
| 490010009 | GATAS DE 50 ton | hm | 2.0000 | 22.8571 | 211.0000 | 4,822.85 |
| 490010010 | TECLE DE 5 ton | hm | 2.0000 | 22.8571 | 15.8600 | 362.51 |
| 490010011 | MONTACARGA 80 HP 5 ton | hm | 1.0000 | 11.4286 | 117.0300 | 1,337.49 |
| 490010536 | MOTOSOLDADORA DE 250 AMP. | hm | 2.0000 | 22.8571 | 65.8000 | 1,504.00 |

Partida: 1.2.3.1 FABRICACIÓN DE ENCOFRADO METALICO — Rendimiento:0.7 t/Día

Costo unitario por t **16,888.57**

| Código | Descripción | Unid. | Recursos | Cantidad | Precio | Parcial |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **MANO DE OBRA** | | | | | | **3,948.69** |
| 470010005 | TECNICO SOLDADOR | hh | 2.0000 | 22.8571 | 25.6300 | 585.83 |
| 470010006 | TECNICO (CONTROL DE CALIDAD) | hh | 1.0000 | 11.4286 | 31.4900 | 359.89 |
| 470010007 | OPERARIO ELECTROMECANICO | hh | 2.0000 | 22.8571 | 25.8000 | 589.71 |
| 470010002 | OFICIAL | hh | 2.0000 | 22.8571 | 19.1300 | 437.26 |
| 470010003 | PEON | hh | 10.0000 | 114.2857 | 17.2900 | 1,976.00 |
| **MATERIALES** | | | | | | **4,661.54** |
| 530010003 | OXIGENO | m³ | - | 12.0000 | 9.5600 | 114.72 |
| 530010004 | ACETILENO | kg | - | 4.0000 | 35.4800 | 141.92 |
| 300010003 | SOLDADURA (AWS E7018) | kg | - | 120.0000 | 17.2300 | 2,067.60 |
| 430010001 | MADERA AGUANO | p² | - | 3.0000 | 6.3000 | 18.90 |
| 510010001 | ACERO ESTRUCTURAL ASTM A709 | t | - | 1.0500 | 2,208.000 | 2,318.40 |
| **EQUIPO** | | | | | | **8,278.34** |
| 370010001 | HERRAMIENTAS MANUALES | %mo | - | 3.0000 | 3,948.690 | 118.46 |
| 490010008 | EQUIPO DE OXICORTE | hm | 2.0000 | 22.8571 | 5.8200 | 133.03 |
| 490010009 | GATAS DE 50 ton | hm | 2.0000 | 22.8571 | 211.0000 | 4,822.85 |
| 490010010 | TECLE DE 5 ton | hm | 2.0000 | 22.8571 | 15.8600 | 362.51 |
| 490010011 | MONTACARGA 80 HP 5 ton | hm | 1.0000 | 11.4286 | 117.0300 | 1,337.49 |
| 490010536 | MOTOSOLDADORA DE 250 AMP. | hm | 2.0000 | 22.8571 | 65.8000 | 1,504.00 |

Partida: 1.2.3.2 MONTAJE Y LANZAMIENTO DE ENCOFRADO METALICO — Rendimiento:3 t/Día

Costo unitario por t **5,892.67**

| Código | Descripción | Unid. | Recursos | Cantidad | Precio | Parcial |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **MANO DE OBRA** | | | | | | **921.36** |
| 470010005 | TECNICO SOLDADOR | hh | 2.0000 | 5.3333 | 25.6300 | 136.69 |
| 470010006 | TECNICO (CONTROL DE CALIDAD) | hh | 1.0000 | 2.6667 | 31.4900 | 83.97 |
| 470010007 | OPERARIO ELECTROMECANICO | hh | 2.0000 | 5.3333 | 25.8000 | 137.60 |
| 470010002 | OFICIAL | hh | 2.0000 | 5.3333 | 19.1300 | 102.03 |
| 470010003 | PEON | hh | 10.0000 | 26.6667 | 17.2900 | 461.07 |
| **MATERIALES** | | | | | | **2,113.63** |
| 300010003 | SOLDADURA (AWS E7018) | kg | - | 120.0000 | 17.2300 | 2,067.60 |
| 510010003 | CABLES, ESTRIBOS, ETC | est | - | 1.0000 | 25.0000 | 25.00 |
| 510010004 | APOYOS PROVISIONALES | und | - | 0.0850 | 25.0000 | 2.13 |
| 430010001 | MADERA AGUANO | p² | - | 3.0000 | 6.3000 | 18.90 |
| **EQUIPO** | | | | | | **2,857.68** |
| 370010001 | HERRAMIENTAS MANUALES | %mo | - | 3.0000 | 921.3600 | 27.64 |
| 490010009 | GATAS DE 50 ton | hm | 2.0000 | 5.3333 | 211.0000 | 1,125.33 |
| 490010010 | TECLE DE 5 ton | hm | 2.0000 | 5.3333 | 15.8600 | 84.59 |
| 490010021 | TIRFOR DE 5 ton | hm | 2.0000 | 5.3333 | 5.2900 | 28.21 |
| 490010536 | MOTOSOLDADORA DE 250 AMP. | hm | 0.2500 | 0.6667 | 65.8000 | 43.87 |
| 490010022 | GRUA HIDRAULICA AUTOPROPULSADA 127 HP 18 ton 9 m | hm | 2.0000 | 5.3333 | 290.2600 | 1,548.04 |

Partida: 1.2.3.2 MONTAJE Y LANZAMIENTO DE ENCOFRADO METALICO — Rendimiento:3 t/Día

Costo unitario por t **4,056.54**

| Código | Descripción | Unid. | Recursos | Cantidad | Precio | Parcial |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **MANO DE OBRA** | | | | | | **940.18** |
| 470010005 | TECNICO SOLDADOR | hh | 2.0000 | 5.3333 | 25.6300 | 136.69 |
| 470010006 | TECNICO (CONTROL DE CALIDAD) | hh | 1.0000 | 2.6667 | 31.4900 | 83.97 |
| 470010001 | OPERARIO | hh | 4.0000 | 10.6667 | 24.2300 | 258.45 |
| 470010003 | PEON | hh | 10.0000 | 26.6667 | 17.2900 | 461.07 |
| **MATERIALES** | | | | | | **258.11** |
| 300010003 | SOLDADURA (AWS E7018) | kg | - | 5.0000 | 17.2300 | 86.15 |
| 510010003 | CABLES, ESTROBOS, ETC | est | - | 1.0000 | 25.0000 | 25.00 |
| 510010004 | APOYOS PROVISIONALES | und | - | 0.0850 | 25.0000 | 2.13 |
| 430010001 | MADERA AGUANO | p² | - | 2.8500 | 6.3000 | 17.96 |
| 340010001 | PETROLEO D-2 | gln | - | 8.2600 | 15.3600 | 126.87 |
| **EQUIPO** | | | | | | **2,858.25** |
| 370010001 | HERRAMIENTAS MANUALES | %mo | - | 3.0000 | 940.1800 | 28.21 |
| 490010009 | GATAS DE 50 ton | hm | 2.0000 | 5.3333 | 211.0000 | 1,125.33 |
| 490010010 | TECLE DE 5 ton | hm | 2.0000 | 5.3333 | 15.8600 | 84.59 |
| 490010021 | TIRFOR DE 5 ton | hm | 2.0000 | 5.3333 | 5.2900 | 28.21 |
| 490010536 | MOTOSOLDADORA DE 250 AMP. | hm | 0.2500 | 0.6667 | 65.8000 | 43.87 |
| 490010022 | GRUA HIDRAULICA AUTOPROPULSADA 127 HP 18 ton 9 m | hm | 2.0000 | 5.3333 | 290.2600 | 1,548.04 |

Partida: 1.2.3.3 ACERO DE REFUERZO f'y = 4200 kg/cm2 — Rendimiento:200 kg/Día

Costo unitario por kg **8.03**

| Código | Descripción | Unid. | Recursos | Cantidad | Precio | Parcial |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **MANO DE OBRA** | | | | | | **1.74** |
| 470010001 | OPERARIO | hh | 1.0000 | 0.0400 | 24.2300 | 0.97 |
| 470010002 | OFICIAL | hh | 1.0000 | 0.0400 | 19.1300 | 0.77 |
| **MATERIALES** | | | | | | **6.02** |
| 020010054 | ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16 | kg | - | 0.0200 | 6.5000 | 0.13 |
| 030010001 | ACERO DE REFUERZO fy=4200 Kg/cm2 (GRADO 60) | kg | - | 1.0500 | 5.6100 | 5.89 |
| **EQUIPO** | | | | | | **0.27** |
| 370010001 | HERRAMIENTAS MANUALES | %mo | - | 3.0000 | 1.7400 | 0.05 |
| 370010055 | TROZADORA DE FIERRO | hm | 0.2500 | 0.0100 | 18.0000 | 0.18 |
| 370010002 | DOBLADORA DE FIERRO | hm | 0.2500 | 0.0100 | 3.7800 | 0.04 |

Partida: 1.2.3.3 ACERO DE REFUERZO f'y = 4200 kg/cm2 Rendimiento:200 kg/Día

Costo unitario por kg **8.03**

| Código | Descripción | Unid. | Recursos | Cantidad | Precio | Parcial |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **MANO DE OBRA** | | | | | | **1.74** |
| 470010001 | OPERARIO | hh | 1.0000 | 0.0400 | 24.2300 | 0.97 |
| 470010002 | OFICIAL | hh | 1.0000 | 0.0400 | 19.1300 | 0.77 |
| **MATERIALES** | | | | | | **6.02** |
| 020010054 | ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16 | kg | - | 0.0200 | 6.5000 | 0.13 |
| 030010001 | ACERO DE REFUERZO fy=4200 Kg/cm2 (GRADO 60) | kg | - | 1.0500 | 5.6100 | 5.89 |
| **EQUIPO** | | | | | | **0.27** |
| 370010001 | HERRAMIENTAS MANUALES | %mo | - | 3.0000 | 1.7400 | 0.05 |
| 370010055 | TROZADORA DE FIERRO | hm | 0.2500 | 0.0100 | 18.0000 | 0.18 |
| 370010002 | DOBLADORA DE FIERRO | hm | 0.2500 | 0.0100 | 3.7800 | 0.04 |

Partida: 1.2.3.4 CONCRETO ESTRUCTURAL f´c = 300 Kg/cm2 Rendimiento:9 m³/Día

Costo unitario por m³ **718.11**

| Código | Descripción | Unid. | Recursos | Cantidad | Precio | Parcial |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **MANO DE OBRA** | | | | | | **275.53** |
| 470010001 | OPERARIO | hh | 2.0000 | 1.7778 | 24.2300 | 43.08 |
| 470010002 | OFICIAL | hh | 2.0000 | 1.7778 | 19.1300 | 34.01 |
| 470010003 | PEON | hh | 10.0000 | 8.8889 | 17.2900 | 153.69 |
| 470010004 | OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO | hh | 2.0000 | 1.7778 | 25.1700 | 44.75 |
| **MATERIALES** | | | | | | **417.31** |
| 010010051 | ACEITE PARA MOTOR SAE-30 | gln | - | 0.0040 | 65.0000 | 0.26 |
| 340010030 | GASOLINA 84 OCTANOS | gln | - | 0.2730 | 16.8000 | 4.59 |
| 050010052 | PIEDRA SELECCIONADA DE 1/2" | m³ | - | 0.8000 | 55.0800 | 44.06 |
| 040010053 | ARENA GRUESA | m³ | - | 0.5000 | 55.0800 | 27.54 |
| 390010048 | AGUA | m³ | - | 0.1800 | 2.0000 | 0.36 |
| 210010001 | CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 Kg) | bol | - | 15.0000 | 22.7000 | 340.50 |
| **EQUIPO** | | | | | | **25.27** |
| 370010001 | HERRAMIENTAS MANUALES | %mo | - | 3.0000 | 275.5300 | 8.27 |
| 480010031 | MEZCLADORA DE CONCRETO DE 9-11P3 | hm | 1.0000 | 0.8889 | 11.9400 | 10.61 |
| 490010032 | VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40" | hm | 1.0000 | 0.8889 | 7.1900 | 6.39 |

Partida: 1.2.3.4 CONCRETO ESTRUCTURAL f´c = 300 Kg/cm2 Rendimiento:9 m³/Día

Costo unitario por m³ **718.11**

| Código | Descripción | Unid. | Recursos | Cantidad | Precio | Parcial |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **MANO DE OBRA** | | | | | | **275.53** |
| 470010001 | OPERARIO | hh | 2.0000 | 1.7778 | 24.2300 | 43.08 |
| 470010002 | OFICIAL | hh | 2.0000 | 1.7778 | 19.1300 | 34.01 |
| 470010003 | PEON | hh | 10.0000 | 8.8889 | 17.2900 | 153.69 |
| 470010004 | OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO | hh | 2.0000 | 1.7778 | 25.1700 | 44.75 |
| **MATERIALES** | | | | | | **417.31** |
| 010010051 | ACEITE PARA MOTOR SAE-30 | gln | - | 0.0040 | 65.0000 | 0.26 |
| 340010030 | GASOLINA 84 OCTANOS | gln | - | 0.2730 | 16.8000 | 4.59 |
| 050010052 | PIEDRA SELECCIONADA DE 1/2" | m³ | - | 0.8000 | 55.0800 | 44.06 |
| 040010053 | ARENA GRUESA | m³ | - | 0.5000 | 55.0800 | 27.54 |
| 390010048 | AGUA | m³ | - | 0.1800 | 2.0000 | 0.36 |
| 210010001 | CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 Kg) | bol | - | 15.0000 | 22.7000 | 340.50 |
| **EQUIPO** | | | | | | **25.27** |
| 370010001 | HERRAMIENTAS MANUALES | %mo | - | 3.0000 | 275.5300 | 8.27 |
| 480010031 | MEZCLADORA DE CONCRETO DE 9-11P3 | hm | 1.0000 | 0.8889 | 11.9400 | 10.61 |
| 490010032 | VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40" | hm | 1.0000 | 0.8889 | 7.1900 | 6.39 |

Partida: 1.2.3.5 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA — Rendimiento:8 m²/Día

Costo unitario por m² **204.54**

| Código | Descripción | Unid. | Recursos | Cantidad | Precio | Parcial |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **MANO DE OBRA** | | | | | | **60.65** |
| 470010002 | OFICIAL | hh | 1.0000 | 1.0000 | 19.1300 | 19.13 |
| 470010001 | OPERARIO | hh | 1.0000 | 1.0000 | 24.2300 | 24.23 |
| 470010003 | PEON | hh | 1.0000 | 1.0000 | 17.2900 | 17.29 |
| **MATERIALES** | | | | | | **63.25** |
| 020010050 | ALAMBRE NEGRO N° 8 | kg | - | 0.7000 | 4.3700 | 3.06 |
| 020010054 | ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16 | kg | - | 0.1000 | 6.5000 | 0.65 |
| 020010033 | CLAVOS PARA MADERA C/C 2" | kg | - | 0.2000 | 5.8500 | 1.17 |
| 020010002 | CLAVOS PARA MADERA C/C 4" | kg | - | 0.5000 | 6.5000 | 3.25 |
| 020010004 | CLAVOS PARA MADERA C/C 3" | kg | - | 0.4000 | 5.8500 | 2.34 |
| 540010002 | LACA DESMOLDEADORA | gln | - | 0.1200 | 83.9000 | 10.07 |
| 430010002 | MADERA AGUANO 2"x 3"x10' | p² | - | 2.1500 | 5.8000 | 12.47 |
| 450010001 | TRIPLAY DE 1.20X2.40mX18mm | pln | - | 0.3600 | 84.0000 | 30.24 |
| **EQUIPO** | | | | | | **1.82** |
| 370010001 | HERRAMIENTAS MANUALES | %mo | - | 3.0000 | 60.6500 | 1.82 |
| **SUB-PARTIDAS** | | | | | | **78.82** |
| CU0020004 | DESENCOFRADO | m² | - | 1.0000 | 78.8200 | 78.82 |

Partida: 1.2.3.5 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA — Rendimiento:8 m²/Día

Costo unitario por m² **204.54**

| Código | Descripción | Unid. | Recursos | Cantidad | Precio | Parcial |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **MANO DE OBRA** | | | | | | **60.65** |
| 470010002 | OFICIAL | hh | 1.0000 | 1.0000 | 19.1300 | 19.13 |
| 470010001 | OPERARIO | hh | 1.0000 | 1.0000 | 24.2300 | 24.23 |
| 470010003 | PEON | hh | 1.0000 | 1.0000 | 17.2900 | 17.29 |
| **MATERIALES** | | | | | | **63.25** |
| 020010050 | ALAMBRE NEGRO N° 8 | kg | - | 0.7000 | 4.3700 | 3.06 |
| 020010054 | ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16 | kg | - | 0.1000 | 6.5000 | 0.65 |
| 020010033 | CLAVOS PARA MADERA C/C 2" | kg | - | 0.2000 | 5.8500 | 1.17 |
| 020010002 | CLAVOS PARA MADERA C/C 4" | kg | - | 0.5000 | 6.5000 | 3.25 |
| 020010004 | CLAVOS PARA MADERA C/C 3" | kg | - | 0.4000 | 5.8500 | 2.34 |
| 540010002 | LACA DESMOLDEADORA | gln | - | 0.1200 | 83.9000 | 10.07 |
| 430010002 | MADERA AGUANO 2"x 3"x10' | p² | - | 2.1500 | 5.8000 | 12.47 |
| 450010001 | TRIPLAY DE 1.20X2.40mX18mm | pln | - | 0.3600 | 84.0000 | 30.24 |
| **EQUIPO** | | | | | | **1.82** |
| 370010001 | HERRAMIENTAS MANUALES | %mo | - | 3.0000 | 60.6500 | 1.82 |
| **SUB-PARTIDAS** | | | | | | **78.82** |
| CU0020004 | DESENCOFRADO | m² | - | 1.0000 | 78.8200 | 78.82 |

Partida: 1.2.4.1 ACERO DE REFUERZO f'y = 4200 kg/cm2 — Rendimiento:200 kg/Día

Costo unitario por kg **8.03**

| Código | Descripción | Unid. | Recursos | Cantidad | Precio | Parcial |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **MANO DE OBRA** | | | | | | **1.74** |
| 470010001 | OPERARIO | hh | 1.0000 | 0.0400 | 24.2300 | 0.97 |
| 470010002 | OFICIAL | hh | 1.0000 | 0.0400 | 19.1300 | 0.77 |
| **MATERIALES** | | | | | | **6.02** |
| 020010054 | ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16 | kg | - | 0.0200 | 6.5000 | 0.13 |
| 030010001 | ACERO DE REFUERZO fy=4200 Kg/cm2 (GRADO 60) | kg | - | 1.0500 | 5.6100 | 5.89 |
| **EQUIPO** | | | | | | **0.27** |
| 370010001 | HERRAMIENTAS MANUALES | %mo | - | 3.0000 | 1.7400 | 0.05 |
| 370010055 | TROZADORA DE FIERRO | hm | 0.2500 | 0.0100 | 18.0000 | 0.18 |
| 370010002 | DOBLADORA DE FIERRO | hm | 0.2500 | 0.0100 | 3.7800 | 0.04 |

Partida: 1.2.4.2 CONCRETO ESTRUCTURAL f´c = 300 Kg/cm2 — Rendimiento:9 m³/Día

Costo unitario por m³ **718.11**

| Código | Descripción | Unid. | Recursos | Cantidad | Precio | Parcial |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **MANO DE OBRA** | | | | | | **275.53** |
| 470010001 | OPERARIO | hh | 2.0000 | 1.7778 | 24.2300 | 43.08 |
| 470010002 | OFICIAL | hh | 2.0000 | 1.7778 | 19.1300 | 34.01 |
| 470010003 | PEON | hh | 10.0000 | 8.8889 | 17.2900 | 153.69 |
| 470010004 | OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO | hh | 2.0000 | 1.7778 | 25.1700 | 44.75 |
| **MATERIALES** | | | | | | **417.31** |
| 010010051 | ACEITE PARA MOTOR SAE-30 | gln | - | 0.0040 | 65.0000 | 0.26 |
| 340010030 | GASOLINA 84 OCTANOS | gln | - | 0.2730 | 16.8000 | 4.59 |
| 050010052 | PIEDRA SELECCIONADA DE 1/2" | m³ | - | 0.8000 | 55.0800 | 44.06 |
| 040010053 | ARENA GRUESA | m³ | - | 0.5000 | 55.0800 | 27.54 |
| 390010048 | AGUA | m³ | - | 0.1800 | 2.0000 | 0.36 |
| 210010001 | CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 Kg) | bol | - | 15.0000 | 22.7000 | 340.50 |
| **EQUIPO** | | | | | | **25.27** |
| 370010001 | HERRAMIENTAS MANUALES | %mo | - | 3.0000 | 275.5300 | 8.27 |
| 480010031 | MEZCLADORA DE CONCRETO DE 9-11P3 | hm | 1.0000 | 0.8889 | 11.9400 | 10.61 |
| 490010032 | VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40" | hm | 1.0000 | 0.8889 | 7.1900 | 6.39 |

Partida: 1.2.4.3 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA — Rendimiento:8 m²/Día

Costo unitario por m² **204.54**

| Código | Descripción | Unid. | Recursos | Cantidad | Precio | Parcial |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **MANO DE OBRA** | | | | | | **60.65** |
| 470010002 | OFICIAL | hh | 1.0000 | 1.0000 | 19.1300 | 19.13 |
| 470010001 | OPERARIO | hh | 1.0000 | 1.0000 | 24.2300 | 24.23 |
| 470010003 | PEON | hh | 1.0000 | 1.0000 | 17.2900 | 17.29 |
| **MATERIALES** | | | | | | **63.25** |
| 020010050 | ALAMBRE NEGRO N° 8 | kg | - | 0.7000 | 4.3700 | 3.06 |
| 020010054 | ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16 | kg | - | 0.1000 | 6.5000 | 0.65 |
| 020010033 | CLAVOS PARA MADERA C/C 2" | kg | - | 0.2000 | 5.8500 | 1.17 |
| 020010002 | CLAVOS PARA MADERA C/C 4" | kg | - | 0.5000 | 6.5000 | 3.25 |
| 020010004 | CLAVOS PARA MADERA C/C 3" | kg | - | 0.4000 | 5.8500 | 2.34 |
| 540010002 | LACA DESMOLDEADORA | gln | - | 0.1200 | 83.9000 | 10.07 |
| 430010002 | MADERA AGUANO 2"x 3"x10' | p² | - | 2.1500 | 5.8000 | 12.47 |
| 450010001 | TRIPLAY DE 1.20X2.40mX18mm | pln | - | 0.3600 | 84.0000 | 30.24 |
| **EQUIPO** | | | | | | **1.82** |
| 370010001 | HERRAMIENTAS MANUALES | %mo | - | 3.0000 | 60.6500 | 1.82 |
| **SUB-PARTIDAS** | | | | | | **78.82** |
| CU0020004 | DESENCOFRADO | m² | - | 1.0000 | 78.8200 | 78.82 |

Partida: 1.2.5.1 ACERO DE REFUERZO f'y = 4200 kg/cm2 — Rendimiento:200 kg/Día

Costo unitario por kg **8.03**

| Código | Descripción | Unid. | Recursos | Cantidad | Precio | Parcial |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **MANO DE OBRA** | | | | | | **1.74** |
| 470010001 | OPERARIO | hh | 1.0000 | 0.0400 | 24.2300 | 0.97 |
| 470010002 | OFICIAL | hh | 1.0000 | 0.0400 | 19.1300 | 0.77 |
| **MATERIALES** | | | | | | **6.02** |
| 020010054 | ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16 | kg | - | 0.0200 | 6.5000 | 0.13 |
| 030010001 | ACERO DE REFUERZO fy=4200 Kg/cm2 (GRADO 60) | kg | - | 1.0500 | 5.6100 | 5.89 |
| **EQUIPO** | | | | | | **0.27** |
| 370010001 | HERRAMIENTAS MANUALES | %mo | - | 3.0000 | 1.7400 | 0.05 |
| 370010055 | TROZADORA DE FIERRO | hm | 0.2500 | 0.0100 | 18.0000 | 0.18 |
| 370010002 | DOBLADORA DE FIERRO | hm | 0.2500 | 0.0100 | 3.7800 | 0.04 |

Partida: 1.2.5.1 ACERO DE REFUERZO f'y = 4200 kg/cm2 — Rendimiento:200 kg/Día

Costo unitario por kg **8.03**

| Código | Descripción | Unid. | Recursos | Cantidad | Precio | Parcial |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **MANO DE OBRA** | | | | | | **1.74** |
| 470010001 | OPERARIO | hh | 1.0000 | 0.0400 | 24.2300 | 0.97 |
| 470010002 | OFICIAL | hh | 1.0000 | 0.0400 | 19.1300 | 0.77 |
| **MATERIALES** | | | | | | **6.02** |
| 020010054 | ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16 | kg | - | 0.0200 | 6.5000 | 0.13 |
| 030010001 | ACERO DE REFUERZO fy=4200 Kg/cm2 (GRADO 60) | kg | - | 1.0500 | 5.6100 | 5.89 |
| **EQUIPO** | | | | | | **0.27** |
| 370010001 | HERRAMIENTAS MANUALES | %mo | - | 3.0000 | 1.7400 | 0.05 |
| 370010055 | TROZADORA DE FIERRO | hm | 0.2500 | 0.0100 | 18.0000 | 0.18 |
| 370010002 | DOBLADORA DE FIERRO | hm | 0.2500 | 0.0100 | 3.7800 | 0.04 |

Partida: 1.2.5.2 CONCRETO ESTRUCTURAL f´c = 300 Kg/cm2 Rendimiento:9 m³/Día

Costo unitario por m³ **718.11**

| Código | Descripción | Unid. | Recursos | Cantidad | Precio | Parcial |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **MANO DE OBRA** | | | | | | **275.53** |
| 470010001 | OPERARIO | hh | 2.0000 | 1.7778 | 24.2300 | 43.08 |
| 470010002 | OFICIAL | hh | 2.0000 | 1.7778 | 19.1300 | 34.01 |
| 470010003 | PEON | hh | 10.0000 | 8.8889 | 17.2900 | 153.69 |
| 470010004 | OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO | hh | 2.0000 | 1.7778 | 25.1700 | 44.75 |
| **MATERIALES** | | | | | | **417.31** |
| 010010051 | ACEITE PARA MOTOR SAE-30 | gln | - | 0.0040 | 65.0000 | 0.26 |
| 340010030 | GASOLINA 84 OCTANOS | gln | - | 0.2730 | 16.8000 | 4.59 |
| 050010052 | PIEDRA SELECCIONADA DE 1/2" | m³ | - | 0.8000 | 55.0800 | 44.06 |
| 040010053 | ARENA GRUESA | m³ | - | 0.5000 | 55.0800 | 27.54 |
| 390010048 | AGUA | m³ | - | 0.1800 | 2.0000 | 0.36 |
| 210010001 | CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 Kg) | bol | - | 15.0000 | 22.7000 | 340.50 |
| **EQUIPO** | | | | | | **25.27** |
| 370010001 | HERRAMIENTAS MANUALES | %mo | - | 3.0000 | 275.5300 | 8.27 |
| 480010031 | MEZCLADORA DE CONCRETO DE 9-11P3 | hm | 1.0000 | 0.8889 | 11.9400 | 10.61 |
| 490010032 | VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40" | hm | 1.0000 | 0.8889 | 7.1900 | 6.39 |

Partida: 1.2.5.2 CONCRETO ESTRUCTURAL f´c = 300 Kg/cm2 Rendimiento:9 m³/Día

Costo unitario por m³ **718.11**

| Código | Descripción | Unid. | Recursos | Cantidad | Precio | Parcial |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **MANO DE OBRA** | | | | | | **275.53** |
| 470010001 | OPERARIO | hh | 2.0000 | 1.7778 | 24.2300 | 43.08 |
| 470010002 | OFICIAL | hh | 2.0000 | 1.7778 | 19.1300 | 34.01 |
| 470010003 | PEON | hh | 10.0000 | 8.8889 | 17.2900 | 153.69 |
| 470010004 | OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO | hh | 2.0000 | 1.7778 | 25.1700 | 44.75 |
| **MATERIALES** | | | | | | **417.31** |
| 010010051 | ACEITE PARA MOTOR SAE-30 | gln | - | 0.0040 | 65.0000 | 0.26 |
| 340010030 | GASOLINA 84 OCTANOS | gln | - | 0.2730 | 16.8000 | 4.59 |
| 050010052 | PIEDRA SELECCIONADA DE 1/2" | m³ | - | 0.8000 | 55.0800 | 44.06 |
| 040010053 | ARENA GRUESA | m³ | - | 0.5000 | 55.0800 | 27.54 |
| 390010048 | AGUA | m³ | - | 0.1800 | 2.0000 | 0.36 |
| 210010001 | CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 Kg) | bol | - | 15.0000 | 22.7000 | 340.50 |
| **EQUIPO** | | | | | | **25.27** |
| 370010001 | HERRAMIENTAS MANUALES | %mo | - | 3.0000 | 275.5300 | 8.27 |
| 480010031 | MEZCLADORA DE CONCRETO DE 9-11P3 | hm | 1.0000 | 0.8889 | 11.9400 | 10.61 |
| 490010032 | VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40" | hm | 1.0000 | 0.8889 | 7.1900 | 6.39 |

Partida: 1.2.5.3 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA Rendimiento:8 m²/Día

Costo unitario por m² **204.54**

| Código | Descripción | Unid. | Recursos | Cantidad | Precio | Parcial |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **MANO DE OBRA** | | | | | | **60.65** |
| 470010002 | OFICIAL | hh | 1.0000 | 1.0000 | 19.1300 | 19.13 |
| 470010001 | OPERARIO | hh | 1.0000 | 1.0000 | 24.2300 | 24.23 |
| 470010003 | PEON | hh | 1.0000 | 1.0000 | 17.2900 | 17.29 |
| **MATERIALES** | | | | | | **63.25** |
| 020010050 | ALAMBRE NEGRO N° 8 | kg | - | 0.7000 | 4.3700 | 3.06 |
| 020010054 | ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16 | kg | - | 0.1000 | 6.5000 | 0.65 |
| 020010033 | CLAVOS PARA MADERA C/C 2" | kg | - | 0.2000 | 5.8500 | 1.17 |
| 020010002 | CLAVOS PARA MADERA C/C 4" | kg | - | 0.5000 | 6.5000 | 3.25 |
| 020010004 | CLAVOS PARA MADERA C/C 3" | kg | - | 0.4000 | 5.8500 | 2.34 |
| 540010002 | LACA DESMOLDEADORA | gln | - | 0.1200 | 83.9000 | 10.07 |
| 430010002 | MADERA AGUANO 2"x 3"x10' | p² | - | 2.1500 | 5.8000 | 12.47 |
| 450010001 | TRIPLAY DE 1.20X2.40mX18mm | pln | - | 0.3600 | 84.0000 | 30.24 |
| **EQUIPO** | | | | | | **1.82** |
| 370010001 | HERRAMIENTAS MANUALES | %mo | - | 3.0000 | 60.6500 | 1.82 |
| **SUB-PARTIDAS** | | | | | | **78.82** |
| CU0020004 | DESENCOFRADO | m² | - | 1.0000 | 78.8200 | 78.82 |

Partida: 1.2.5.3 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA — Rendimiento:8 m²/Día

Costo unitario por m² **216.14**

| Código | Descripción | Unid. | Recursos | Cantidad | Precio | Parcial |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **MANO DE OBRA** | | | | | | **60.65** |
| 470010002 | OFICIAL | hh | 1.0000 | 1.0000 | 19.1300 | 19.13 |
| 470010001 | OPERARIO | hh | 1.0000 | 1.0000 | 24.2300 | 24.23 |
| 470010003 | PEON | hh | 1.0000 | 1.0000 | 17.2900 | 17.29 |
| **MATERIALES** | | | | | | **74.85** |
| 020010050 | ALAMBRE NEGRO N° 8 | kg | - | 0.7000 | 4.3700 | 3.06 |
| 020010054 | ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16 | kg | - | 0.1000 | 6.5000 | 0.65 |
| 020010033 | CLAVOS PARA MADERA C/C 2" | kg | - | 0.2000 | 5.8500 | 1.17 |
| 020010002 | CLAVOS PARA MADERA C/C 4" | kg | - | 0.5000 | 6.5000 | 3.25 |
| 020010004 | CLAVOS PARA MADERA C/C 3" | kg | - | 0.4000 | 5.8500 | 2.34 |
| 540010002 | LACA DESMOLDEADORA | gln | - | 0.1200 | 83.9000 | 10.07 |
| 430010002 | MADERA AGUANO 2"x 3"x10' | p² | - | 4.1500 | 5.8000 | 24.07 |
| 430010003 | TRIPLAY DE 1.20X2.40mX18mm | pln | - | 0.3600 | 84.0000 | 30.24 |
| **EQUIPO** | | | | | | **1.82** |
| 370010001 | HERRAMIENTAS MANUALES | %mo | - | 3.0000 | 60.6500 | 1.82 |
| **SUB-PARTIDAS** | | | | | | **78.82** |
| CU0020004 | DESENCOFRADO | m² | - | 1.0000 | 78.8200 | 78.82 |

Partida: 1.2.6.1 ACERO DE REFUERZO f'y = 4200 kg/cm2 — Rendimiento:200 kg/Día

Costo unitario por kg **8.03**

| Código | Descripción | Unid. | Recursos | Cantidad | Precio | Parcial |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **MANO DE OBRA** | | | | | | **1.74** |
| 470010001 | OPERARIO | hh | 1.0000 | 0.0400 | 24.2300 | 0.97 |
| 470010002 | OFICIAL | hh | 1.0000 | 0.0400 | 19.1300 | 0.77 |
| **MATERIALES** | | | | | | **6.02** |
| 020010054 | ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16 | kg | - | 0.0200 | 6.5000 | 0.13 |
| 030010001 | ACERO DE REFUERZO fy=4200 Kg/cm2 (GRADO 60) | kg | - | 1.0500 | 5.6100 | 5.89 |
| **EQUIPO** | | | | | | **0.27** |
| 370010001 | HERRAMIENTAS MANUALES | %mo | - | 3.0000 | 1.7400 | 0.05 |
| 370010055 | TROZADORA DE FIERRO | hm | 0.2500 | 0.0100 | 18.0000 | 0.18 |
| 370010002 | DOBLADORA DE FIERRO | hm | 0.2500 | 0.0100 | 3.7800 | 0.04 |

Partida: 1.2.6.2 CONCRETO ESTRUCTURAL f´c = 280 Kg/cm2 — Rendimiento:9.5 m³/Día

Costo unitario por m³ **656.86**

| Código | Descripción | Unid. | Recursos | Cantidad | Precio | Parcial |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **MANO DE OBRA** | | | | | | **261.02** |
| 470010001 | OPERARIO | hh | 2.0000 | 1.6842 | 24.2300 | 40.81 |
| 470010002 | OFICIAL | hh | 2.0000 | 1.6842 | 19.1300 | 32.22 |
| 470010003 | PEON | hh | 10.0000 | 8.4211 | 17.2900 | 145.60 |
| 470010004 | OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO | hh | 2.0000 | 1.6842 | 25.1700 | 42.39 |
| **MATERIALES** | | | | | | **371.91** |
| 010010051 | ACEITE PARA MOTOR SAE-30 | gln | - | 0.0040 | 65.0000 | 0.26 |
| 340010030 | GASOLINA 84 OCTANOS | gln | - | 0.2730 | 16.8000 | 4.59 |
| 050010052 | PIEDRA SELECCIONADA DE 1/2" | m³ | - | 0.8000 | 55.0800 | 44.06 |
| 040010053 | ARENA GRUESA | m³ | - | 0.5000 | 55.0800 | 27.54 |
| 390010048 | AGUA | m³ | - | 0.1800 | 2.0000 | 0.36 |
| 210010001 | CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 Kg) | bol | - | 13.0000 | 22.7000 | 295.10 |
| **EQUIPO** | | | | | | **23.93** |
| 370010001 | HERRAMIENTAS MANUALES | %mo | - | 3.0000 | 261.0200 | 7.83 |
| 480010031 | MEZCLADORA DE CONCRETO DE 9-11P3 | hm | 1.0000 | 0.8421 | 11.9400 | 10.05 |
| 490010032 | VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40" | hm | 1.0000 | 0.8421 | 7.1900 | 6.05 |

Partida: 1.2.6.3 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA — Rendimiento:8 m²/Día

Costo unitario por m² **204.54**

| Código | Descripción | Unid. | Recursos | Cantidad | Precio | Parcial |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **MANO DE OBRA** | | | | | | **60.65** |
| 470010002 | OFICIAL | hh | 1.0000 | 1.0000 | 19.1300 | 19.13 |
| 470010001 | OPERARIO | hh | 1.0000 | 1.0000 | 24.2300 | 24.23 |
| 470010003 | PEON | hh | 1.0000 | 1.0000 | 17.2900 | 17.29 |
| **MATERIALES** | | | | | | **63.25** |
| 020010050 | ALAMBRE NEGRO N° 8 | kg | - | 0.7000 | 4.3700 | 3.06 |
| 020010054 | ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16 | kg | - | 0.1000 | 6.5000 | 0.65 |
| 020010033 | CLAVOS PARA MADERA C/C 2" | kg | - | 0.2000 | 5.8500 | 1.17 |
| 020010002 | CLAVOS PARA MADERA C/C 4" | kg | - | 0.5000 | 6.5000 | 3.25 |
| 020010004 | CLAVOS PARA MADERA C/C 3" | kg | - | 0.4000 | 5.8500 | 2.34 |
| 540010002 | LACA DESMOLDEADORA | gln | - | 0.1200 | 83.9000 | 10.07 |
| 430010002 | MADERA AGUANO 2"x 3"x10' | p² | - | 2.1500 | 5.8000 | 12.47 |
| 450010001 | TRIPLAY DE 1.20X2.40mX18mm | pln | - | 0.3600 | 84.0000 | 30.24 |
| **EQUIPO** | | | | | | **1.82** |
| 370010001 | HERRAMIENTAS MANUALES | %mo | - | 3.0000 | 60.6500 | 1.82 |
| **SUB-PARTIDAS** | | | | | | **78.82** |
| CU0020004 | DESENCOFRADO | m² | - | 1.0000 | 78.8200 | 78.82 |

Partida: 1.2.7.1.1 ACERO DE REFUERZO f'y = 4200 kg/cm2 — Rendimiento:200 kg/Día

Costo unitario por kg **8.03**

| Código | Descripción | Unid. | Recursos | Cantidad | Precio | Parcial |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **MANO DE OBRA** | | | | | | **1.74** |
| 470010001 | OPERARIO | hh | 1.0000 | 0.0400 | 24.2300 | 0.97 |
| 470010002 | OFICIAL | hh | 1.0000 | 0.0400 | 19.1300 | 0.77 |
| **MATERIALES** | | | | | | **6.02** |
| 020010054 | ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16 | kg | - | 0.0200 | 6.5000 | 0.13 |
| 030010001 | ACERO DE REFUERZO fy=4200 Kg/cm2 (GRADO 60) | kg | - | 1.0500 | 5.6100 | 5.89 |
| **EQUIPO** | | | | | | **0.27** |
| 370010001 | HERRAMIENTAS MANUALES | %mo | - | 3.0000 | 1.7400 | 0.05 |
| 370010055 | TROZADORA DE FIERRO | hm | 0.2500 | 0.0100 | 18.0000 | 0.18 |
| 370010002 | DOBLADORA DE FIERRO | hm | 0.2500 | 0.0100 | 3.7800 | 0.04 |

Partida: 1.2.7.1.2 CONCRETO ESTRUCTURAL f´c = 210 Kg/cm2 — Rendimiento:12 m³/Día

Costo unitario por m³ **511.25**

| Código | Descripción | Unid. | Recursos | Cantidad | Precio | Parcial |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **MANO DE OBRA** | | | | | | **206.65** |
| 470010001 | OPERARIO | hh | 2.0000 | 1.3333 | 24.2300 | 32.31 |
| 470010002 | OFICIAL | hh | 2.0000 | 1.3333 | 19.1300 | 25.51 |
| 470010003 | PEON | hh | 10.0000 | 6.6667 | 17.2900 | 115.27 |
| 470010004 | OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO | hh | 2.0000 | 1.3333 | 25.1700 | 33.56 |
| **MATERIALES** | | | | | | **285.65** |
| 010010051 | ACEITE PARA MOTOR SAE-30 | gln | - | 0.0040 | 65.0000 | 0.26 |
| 340010030 | GASOLINA 84 OCTANOS | gln | - | 0.2730 | 16.8000 | 4.59 |
| 050010052 | PIEDRA SELECCIONADA DE 1/2" | m³ | - | 0.8000 | 55.0800 | 44.06 |
| 040010053 | ARENA GRUESA | m³ | - | 0.5000 | 55.0800 | 27.54 |
| 390010048 | AGUA | m³ | - | 0.1800 | 2.0000 | 0.36 |
| 210010001 | CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 Kg) | bol | - | 9.2000 | 22.7000 | 208.84 |
| **EQUIPO** | | | | | | **18.95** |
| 370010001 | HERRAMIENTAS MANUALES | %mo | - | 3.0000 | 206.6500 | 6.20 |
| 480010031 | MEZCLADORA DE CONCRETO DE 9-11P3 | hm | 1.0000 | 0.6667 | 11.9400 | 7.96 |
| 490010032 | VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40" | hm | 1.0000 | 0.6667 | 7.1900 | 4.79 |

Partida: 1.2.7.1.3 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO — Rendimiento:12 m²/Día

Costo unitario por m² **139.69**

| Código | Descripción | Unid. | Recursos | Cantidad | Precio | Parcial |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **MANO DE OBRA** | | | | | | **51.95** |
| 470010001 | OPERARIO | hh | 1.0000 | 0.6667 | 24.2300 | 16.15 |
| 470010002 | OFICIAL | hh | 1.0000 | 0.6667 | 19.1300 | 12.75 |
| 470010003 | PEON | hh | 2.0000 | 1.3333 | 17.2900 | 23.05 |
| **MATERIALES** | | | | | | **38.89** |
| 020010050 | ALAMBRE NEGRO N° 8 | kg | - | 0.4900 | 4.3700 | 2.14 |
| 020010004 | CLAVOS PARA MADERA C/C 3" | kg | - | 0.1000 | 5.8500 | 0.59 |
| 430010001 | MADERA AGUANO | p² | - | 5.7400 | 6.3000 | 36.16 |
| **EQUIPO** | | | | | | **1.56** |
| 370010001 | HERRAMIENTAS MANUALES | %mo | - | 3.0000 | 51.9500 | 1.56 |
| **SUB-PARTIDAS** | | | | | | **47.29** |
| CU0020179 | DESENCOFRADO DE LOSA | m² | - | 1.0000 | 47.2900 | 47.29 |

Partida: 1.2.7.2.1 ACERO DE REFUERZO f'y = 4200 kg/cm2 — Rendimiento:200 kg/Día

Costo unitario por kg: **8.03**

| Código | Descripción | Unid. | Recursos | Cantidad | Precio | Parcial |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **MANO DE OBRA** | | | | | | **1.74** |
| 470010001 | OPERARIO | hh | 1.0000 | 0.0400 | 24.2300 | 0.97 |
| 470010002 | OFICIAL | hh | 1.0000 | 0.0400 | 19.1300 | 0.77 |
| **MATERIALES** | | | | | | **6.02** |
| 020010054 | ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16 | kg | - | 0.0200 | 6.5000 | 0.13 |
| 030010001 | ACERO DE REFUERZO fy=4200 Kg/cm2 (GRADO 60) | kg | - | 1.0500 | 5.6100 | 5.89 |
| **EQUIPO** | | | | | | **0.27** |
| 370010001 | HERRAMIENTAS MANUALES | %mo | - | 3.0000 | 1.7400 | 0.05 |
| 370010055 | TROZADORA DE FIERRO | hm | 0.2500 | 0.0100 | 18.0000 | 0.18 |
| 370010002 | DOBLADORA DE FIERRO | hm | 0.2500 | 0.0100 | 3.7800 | 0.04 |

Partida: 1.2.7.2.2 CONCRETO ESTRUCTURAL f´c = 210 Kg/cm2 — Rendimiento:12 m³/Día

Costo unitario por m³: **511.25**

| Código | Descripción | Unid. | Recursos | Cantidad | Precio | Parcial |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **MANO DE OBRA** | | | | | | **206.65** |
| 470010001 | OPERARIO | hh | 2.0000 | 1.3333 | 24.2300 | 32.31 |
| 470010002 | OFICIAL | hh | 2.0000 | 1.3333 | 19.1300 | 25.51 |
| 470010003 | PEON | hh | 10.0000 | 6.6667 | 17.2900 | 115.27 |
| 470010004 | OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO | hh | 2.0000 | 1.3333 | 25.1700 | 33.56 |
| **MATERIALES** | | | | | | **285.65** |
| 010010051 | ACEITE PARA MOTOR SAE-30 | gln | - | 0.0040 | 65.0000 | 0.26 |
| 340010030 | GASOLINA 84 OCTANOS | gln | - | 0.2730 | 16.8000 | 4.59 |
| 050010052 | PIEDRA SELECCIONADA DE 1/2" | m³ | - | 0.8000 | 55.0800 | 44.06 |
| 040010053 | ARENA GRUESA | m³ | - | 0.5000 | 55.0800 | 27.54 |
| 390010048 | AGUA | m³ | - | 0.1800 | 2.0000 | 0.36 |
| 210010001 | CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 Kg) | bol | - | 9.2000 | 22.7000 | 208.84 |
| **EQUIPO** | | | | | | **18.95** |
| 370010001 | HERRAMIENTAS MANUALES | %mo | - | 3.0000 | 206.6500 | 6.20 |
| 480010031 | MEZCLADORA DE CONCRETO DE 9-11P3 | hm | 1.0000 | 0.6667 | 11.9400 | 7.96 |
| 490010032 | VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40" | hm | 1.0000 | 0.6667 | 7.1900 | 4.79 |

Partida: 1.2.7.2.3 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO — Rendimiento:12 m²/Día

Costo unitario por m²: **139.69**

| Código | Descripción | Unid. | Recursos | Cantidad | Precio | Parcial |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **MANO DE OBRA** | | | | | | **51.95** |
| 470010001 | OPERARIO | hh | 1.0000 | 0.6667 | 24.2300 | 16.15 |
| 470010002 | OFICIAL | hh | 1.0000 | 0.6667 | 19.1300 | 12.75 |
| 470010003 | PEON | hh | 2.0000 | 1.3333 | 17.2900 | 23.05 |
| **MATERIALES** | | | | | | **38.89** |
| 020010050 | ALAMBRE NEGRO N° 8 | kg | - | 0.4900 | 4.3700 | 2.14 |
| 020010004 | CLAVOS PARA MADERA C/C 3" | kg | - | 0.1000 | 5.8500 | 0.59 |
| 430010001 | MADERA AGUANO | p² | - | 5.7400 | 6.3000 | 36.16 |
| **EQUIPO** | | | | | | **1.56** |
| 370010001 | HERRAMIENTAS MANUALES | %mo | - | 3.0000 | 51.9500 | 1.56 |
| **SUB-PARTIDAS** | | | | | | **47.29** |
| CU0020179 | DESENCOFRADO DE LOSA | m² | - | 1.0000 | 47.2900 | 47.29 |

Partida: 1.2.7.3.1 ACERO DE REFUERZO f'y = 4200 kg/cm2 — Rendimiento:200 kg/Día

Costo unitario por kg: **8.03**

| Código | Descripción | Unid. | Recursos | Cantidad | Precio | Parcial |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **MANO DE OBRA** | | | | | | **1.74** |
| 470010001 | OPERARIO | hh | 1.0000 | 0.0400 | 24.2300 | 0.97 |
| 470010002 | OFICIAL | hh | 1.0000 | 0.0400 | 19.1300 | 0.77 |
| **MATERIALES** | | | | | | **6.02** |
| 020010054 | ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16 | kg | - | 0.0200 | 6.5000 | 0.13 |
| 030010001 | ACERO DE REFUERZO fy=4200 Kg/cm2 (GRADO 60) | kg | - | 1.0500 | 5.6100 | 5.89 |
| **EQUIPO** | | | | | | **0.27** |
| 370010001 | HERRAMIENTAS MANUALES | %mo | - | 3.0000 | 1.7400 | 0.05 |
| 370010055 | TROZADORA DE FIERRO | hm | 0.2500 | 0.0100 | 18.0000 | 0.18 |
| 370010002 | DOBLADORA DE FIERRO | hm | 0.2500 | 0.0100 | 3.7800 | 0.04 |

Partida: 1.2.7.3.2 CONCRETO ESTRUCTURAL f´c = 210 Kg/cm2 — Rendimiento:12 m³/Día

Costo unitario por m³ **511.25**

| Código | Descripción | Unid. | Recursos | Cantidad | Precio | Parcial |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **MANO DE OBRA** | | | | | | **206.65** |
| 470010001 | OPERARIO | hh | 2.0000 | 1.3333 | 24.2300 | 32.31 |
| 470010002 | OFICIAL | hh | 2.0000 | 1.3333 | 19.1300 | 25.51 |
| 470010003 | PEON | hh | 10.0000 | 6.6667 | 17.2900 | 115.27 |
| 470010004 | OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO | hh | 2.0000 | 1.3333 | 25.1700 | 33.56 |
| **MATERIALES** | | | | | | **285.65** |
| 010010051 | ACEITE PARA MOTOR SAE-30 | gln | - | 0.0040 | 65.0000 | 0.26 |
| 340010030 | GASOLINA 84 OCTANOS | gln | - | 0.2730 | 16.8000 | 4.59 |
| 050010052 | PIEDRA SELECCIONADA DE 1/2" | m³ | - | 0.8000 | 55.0800 | 44.06 |
| 040010053 | ARENA GRUESA | m³ | - | 0.5000 | 55.0800 | 27.54 |
| 390010048 | AGUA | m³ | - | 0.1800 | 2.0000 | 0.36 |
| 210010001 | CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 Kg) | bol | - | 9.2000 | 22.7000 | 208.84 |
| **EQUIPO** | | | | | | **18.95** |
| 370010001 | HERRAMIENTAS MANUALES | %mo | - | 3.0000 | 206.6500 | 6.20 |
| 480010031 | MEZCLADORA DE CONCRETO DE 9-11P3 | hm | 1.0000 | 0.6667 | 11.9400 | 7.96 |
| 490010032 | VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40" | hm | 1.0000 | 0.6667 | 7.1900 | 4.79 |

Partida: 1.2.7.3.3 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO — Rendimiento:12 m²/Día

Costo unitario por m² **139.69**

| Código | Descripción | Unid. | Recursos | Cantidad | Precio | Parcial |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **MANO DE OBRA** | | | | | | **51.95** |
| 470010001 | OPERARIO | hh | 1.0000 | 0.6667 | 24.2300 | 16.15 |
| 470010002 | OFICIAL | hh | 1.0000 | 0.6667 | 19.1300 | 12.75 |
| 470010003 | PEON | hh | 2.0000 | 1.3333 | 17.2900 | 23.05 |
| **MATERIALES** | | | | | | **38.89** |
| 020010050 | ALAMBRE NEGRO N° 8 | kg | - | 0.4900 | 4.3700 | 2.14 |
| 020010004 | CLAVOS PARA MADERA C/C 3" | kg | - | 0.1000 | 5.8500 | 0.59 |
| 430010001 | MADERA AGUANO | p² | - | 5.7400 | 6.3000 | 36.16 |
| **EQUIPO** | | | | | | **1.56** |
| 370010001 | HERRAMIENTAS MANUALES | %mo | - | 3.0000 | 51.9500 | 1.56 |
| **SUB-PARTIDAS** | | | | | | **47.29** |
| CU0020179 | DESENCOFRADO DE LOSA | m² | - | 1.0000 | 47.2900 | 47.29 |

Partida: 1.2.8.1 NEOPRENO DE 30x30x7.5mm — Rendimiento:5 und/Día

Costo unitario por und **9,340.06**

| Código | Descripción | Unid. | Recursos | Cantidad | Precio | Parcial |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **MANO DE OBRA** | | | | | | **97.04** |
| 470010002 | OFICIAL | hh | 1.0000 | 1.6000 | 19.1300 | 30.61 |
| 470010001 | OPERARIO | hh | 1.0000 | 1.6000 | 24.2300 | 38.77 |
| 470010003 | PEON | hh | 1.0000 | 1.6000 | 17.2900 | 27.66 |
| **MATERIALES** | | | | | | **9,240.11** |
| 300010004 | NEOPRENO DE 30x30x7.5mm | pza | - | 1.0000 | 9,240.110 | 9,240.11 |
| **EQUIPO** | | | | | | **2.91** |
| 370010001 | HERRAMIENTAS MANUALES | %mo | - | 3.0000 | 97.0400 | 2.91 |

Partida: 1.2.8.2 SUMIDERO DE DRENAJE — Rendimiento:12 und/Día

Costo unitario por und **116.51**

| Código | Descripción | Unid. | Recursos | Cantidad | Precio | Parcial |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **MANO DE OBRA** | | | | | | **21.91** |
| 470010001 | OPERARIO | hh | 1.0000 | 0.6667 | 24.2300 | 16.15 |
| 470010003 | PEON | hh | 0.5000 | 0.3333 | 17.2900 | 5.76 |
| **MATERIALES** | | | | | | **93.94** |
| 020010054 | ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16 | kg | - | 0.0060 | 6.5000 | 0.04 |
| 100010172 | SUMIDERO DE DRENAJE DE F°G° Φ 4" | und | - | 1.0000 | 75.0000 | 75.00 |
| 650010003 | TUBERIA DE F°G° DE 4" | m | - | 1.0500 | 18.0000 | 18.90 |
| **EQUIPO** | | | | | | **0.66** |
| 370010001 | HERRAMIENTAS MANUALES | %mo | - | 3.0000 | 21.9100 | 0.66 |

Partida: 1.2.8.3 JUNTA DE DILATACIÓN PARA PUENTES — Rendimiento:10 m/Día

Costo unitario por m **153.88**

| Código | Descripción | Unid. | Recursos | Cantidad | Precio | Parcial |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **MANO DE OBRA** | | | | | | **34.33** |
| 470010005 | TECNICO SOLDADOR | hh | 1.0000 | 0.8000 | 25.6300 | 20.50 |
| 470010003 | PEON | hh | 1.0000 | 0.8000 | 17.2900 | 13.83 |
| **MATERIALES** | | | | | | **105.36** |
| 030010001 | ACERO DE REFUERZO fy=4200 Kg/cm2 (GRADO 60) | kg | - | 3.2870 | 5.6100 | 18.44 |
| 300010005 | NEOPRENO EXPANSIBLE-COMPRESIBLE (TIPO PANAL) | m | - | 1.0000 | 28.7400 | 28.74 |
| 300010003 | SOLDADURA (AWS E7018) | kg | - | 0.1000 | 17.2300 | 1.72 |
| 510010002 | ACERO ESTRUCTURAL GRADO 36 | t | - | 0.0249 | 2,267.550 | 56.46 |
| **EQUIPO** | | | | | | **14.19** |
| 370010001 | HERRAMIENTAS MANUALES | %mo | - | 3.0000 | 34.3300 | 1.03 |
| 490010536 | MOTOSOLDADORA DE 250 AMP. | hm | 0.2500 | 0.2000 | 65.8000 | 13.16 |

Partida: 1.2.8.4 BARANDAS — Rendimiento:1 m/Día

Costo unitario por m **770.25**

| Código | Descripción | Unid. | Recursos | Cantidad | Precio | Parcial |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **MATERIALES** | | | | | | **197.29** |
| 300010063 | PERNO DE ACERO 5/8" X 200 mm | pza | - | 3.2000 | 3.6000 | 11.52 |
| 530010003 | OXIGENO | m³ | - | 0.3225 | 9.5600 | 3.08 |
| 530010004 | ACETILENO | kg | - | 0.1075 | 35.4800 | 3.81 |
| 300010003 | SOLDADURA (AWS E7018) | kg | - | 4.0309 | 17.2300 | 69.45 |
| 510010002 | ACERO ESTRUCTURAL GRADO 36 | t | - | 0.0194 | 2,267.550 | 43.99 |
| 650010004 | TUBO DE FIERRO NEGRO STD Φ3" | m | - | 1.0500 | 39.0600 | 41.01 |
| 650010005 | TUBO DE FIERRO NEGRO STD Φ2" | m | - | 1.0500 | 23.2700 | 24.43 |
| **EQUIPO** | | | | | | **572.96** |
| 490010008 | EQUIPO DE OXICORTE | hm | 1.0000 | 8.0000 | 5.8200 | 46.56 |
| 490010536 | MOTOSOLDADORA DE 250 AMP. | hm | 1.0000 | 8.0000 | 65.8000 | 526.40 |

Partida: 1.2.8.5 PRUEBA DE CARGA — Rendimiento:1 GLB/Día

Costo unitario por GLB **24,194.25**

| Código | Descripción | Unid. | Recursos | Cantidad | Precio | Parcial |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **MANO DE OBRA** | | | | | | **1,213.60** |
| 470010002 | OFICIAL | hh | 1.0000 | 8.0000 | 19.1300 | 153.04 |
| 470020373 | OPERADOR DE EQUIPO PESADO | hh | 4.0000 | 32.0000 | 25.2700 | 808.64 |
| 470010023 | TOPOGRAFO | hh | 1.0000 | 8.0000 | 31.4900 | 251.92 |
| **MATERIALES** | | | | | | **1,744.56** |
| 040010053 | ARENA GRUESA | m³ | - | 30.0000 | 55.0800 | 1,652.40 |
| 340010001 | PETROLEO D-2 | gln | - | 6.0000 | 15.3600 | 92.16 |
| **EQUIPO** | | | | | | **11,236.09** |
| 370010001 | HERRAMIENTAS MANUALES | %mo | - | 3.0000 | 1,213.600 | 36.41 |
| 490010025 | NIVEL TOPOGRAFICO | hm | 1.0000 | 8.0000 | 8.0000 | 64.00 |
| 480010001 | VOLQUETE 15 M3 | hm | 4.0000 | 32.0000 | 347.9900 | 11,135.68 |
| **SUB-CONTRATOS** | | | | | | **10,000.00** |
| 390010003 | SC INGENIERIA Y CONTROL DE PRUEBA DE CARGA | gbl | - | 1.0000 | 10,000.00 | 10,000.00 |

Partida: 1.3.1.1 LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL — Rendimiento:200 m²/Día

Costo unitario por m² **2.85**

| Código | Descripción | Unid. | Recursos | Cantidad | Precio | Parcial |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **MANO DE OBRA** | | | | | | **2.77** |
| 470010003 | PEON | hh | 4.0000 | 0.1600 | 17.2900 | 2.77 |
| **EQUIPO** | | | | | | **0.08** |
| 370010001 | HERRAMIENTAS MANUALES | %mo | - | 3.0000 | 2.7700 | 0.08 |

Partida: 1.3.1.2 CONCRETO ESTRUCTURAL f´c =140 Kg/cm2 EN SOLERA — Rendimiento:14 m³/Día

Costo unitario por m³ **396.43**

| Código | Descripción | Unid. | Recursos | Cantidad | Precio | Parcial |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **MANO DE OBRA** | | | | | | **146.43** |
| 470010001 | OPERARIO | hh | 2.0000 | 1.1429 | 24.2300 | 27.69 |
| 470010002 | OFICIAL | hh | 1.0000 | 0.5714 | 19.1300 | 10.93 |
| 470010003 | PEON | hh | 8.0000 | 4.5714 | 17.2900 | 79.04 |
| 470010004 | OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO | hh | 2.0000 | 1.1429 | 25.1700 | 28.77 |
| **MATERIALES** | | | | | | **234.68** |
| 010010051 | ACEITE PARA MOTOR SAE-30 | gln | - | 0.0070 | 65.0000 | 0.46 |
| 390010048 | AGUA | m³ | - | 0.1800 | 2.0000 | 0.36 |
| 340010030 | GASOLINA 84 OCTANOS | gln | - | 0.2000 | 16.8000 | 3.36 |
| 050010052 | PIEDRA SELECCIONADA DE 1/2" | m³ | - | 0.8000 | 55.0800 | 44.06 |
| 040010053 | ARENA GRUESA | m³ | - | 0.5000 | 55.0800 | 27.54 |
| 210010001 | CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 Kg) | bol | - | 7.0000 | 22.7000 | 158.90 |
| **EQUIPO** | | | | | | **15.32** |
| 370010001 | HERRAMIENTAS MANUALES | %mo | - | 3.0000 | 146.4300 | 4.39 |
| 480010031 | MEZCLADORA DE CONCRETO DE 9-11P3 | hm | 1.0000 | 0.5714 | 11.9400 | 6.82 |
| 490010032 | VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40" | hm | 1.0000 | 0.5714 | 7.1900 | 4.11 |

Partida: 1.3.1.3 PANEL PREFABRICADO DE CONCRETO (f´c=350 Kg/cm2) DE 1.50x1.50x0.14m — Rendimiento:12 und/Día

Costo unitario por und **69.14**

| Código | Descripción | Unid. | Recursos | Cantidad | Precio | Parcial |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **MANO DE OBRA** | | | | | | **40.43** |
| 470010001 | OPERARIO | hh | 1.0000 | 0.6667 | 24.2300 | 16.15 |
| 470010002 | OFICIAL | hh | 1.0000 | 0.6667 | 19.1300 | 12.75 |
| 470010003 | PEON | hh | 1.0000 | 0.6667 | 17.2900 | 11.53 |
| **MATERIALES** | | | | | | **27.50** |
| 310010002 | PANEL PREFABRICADO DE CONCRETO (f´c=350 Kg/cm2) DE 1.50x1.50x0.14m | und | - | 1.0000 | 20.0000 | 20.00 |
| 020010003 | GEOSTRAP 5HA 50mm DE ANCHO | und | - | 0.5000 | 15.0000 | 7.50 |
| **EQUIPO** | | | | | | **1.21** |
| 370010001 | HERRAMIENTAS MANUALES | %mo | - | 3.0000 | 40.4300 | 1.21 |

Partida: 1.3.1.4 RELLENO SELECTO Y COMPATACTADO AL 95% (AASTHO) — Rendimiento:280 m³/Día

Costo unitario por m³ **113.48**

| Código | Descripción | Unid. | Recursos | Cantidad | Precio | Parcial |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **MANO DE OBRA** | | | | | | **3.16** |
| 470020373 | OPERADOR DE EQUIPO PESADO | hh | 3.0000 | 0.0857 | 25.2700 | 2.17 |
| 470010003 | PEON | hh | 2.0000 | 0.0571 | 17.2900 | 0.99 |
| **MATERIALES** | | | | | | **98.01** |
| 050010003 | MATERIAL SELECTO DE CANTERA PARA RELLENO | m³ | - | 1.3000 | 4.5000 | 5.85 |
| 340010001 | PETROLEO D-2 | gln | - | 6.0000 | 15.3600 | 92.16 |
| **EQUIPO** | | | | | | **12.31** |
| 370010001 | HERRAMIENTAS MANUALES | %mo | - | 3.0000 | 3.1600 | 0.09 |
| 490010012 | MOTONIVELADORA DE 125 HP | hm | 0.7500 | 0.0214 | 210.6200 | 4.51 |
| 490020001 | RODILLO LISO VIBRATORIO AUTOP. 101-135 HP 10-12 TN | hm | 0.7500 | 0.0214 | 202.9400 | 4.34 |
| 490020376 | CAMION CISTERNA 4X2 (AGUA) 100HP 1000 gl | hm | 0.7500 | 0.0214 | 157.4100 | 3.37 |

Partida: 1.3.2.1 SUB BASE GRANULAR e=20cm — Rendimiento:380 m³/Día

Costo unitario por m³ **145.72**

| Código | Descripción | Unid. | Recursos | Cantidad | Precio | Parcial |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **MANO DE OBRA** | | | | | | **2.52** |
| 470020373 | OPERADOR DE EQUIPO PESADO | hh | 2.0000 | 0.0421 | 25.2700 | 1.06 |
| 470010003 | PEON | hh | 4.0000 | 0.0842 | 17.2900 | 1.46 |
| **MATERIALES** | | | | | | **134.40** |
| 340010001 | PETROLEO D-2 | gln | - | 6.0000 | 15.3600 | 92.16 |
| 050010004 | MATERIAL DE SUB-BASE | m³ | - | 1.2000 | 35.0000 | 42.00 |
| 390010048 | AGUA | m³ | - | 0.1200 | 2.0000 | 0.24 |
| **EQUIPO** | | | | | | **8.80** |
| 370010001 | HERRAMIENTAS MANUALES | %mo | - | 3.0000 | 2.5200 | 0.08 |
| 490020001 | RODILLO LISO VIBRATORIO AUTOP. 101-135 HP 10-12 TN | hm | 1.0000 | 0.0211 | 202.9400 | 4.28 |
| 490010012 | MOTONIVELADORA DE 125 HP | hm | 1.0000 | 0.0211 | 210.6200 | 4.44 |

Partida: 1.3.2.2 BASE GRANULAR e=20cm — Rendimiento:350 m³/Día

Costo unitario por m³ **146.85**

| Código | Descripción | Unid. | Recursos | Cantidad | Precio | Parcial |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **MANO DE OBRA** | | | | | | **2.73** |
| 470020373 | OPERADOR DE EQUIPO PESADO | hh | 2.0000 | 0.0457 | 25.2700 | 1.15 |
| 470010003 | PEON | hh | 4.0000 | 0.0914 | 17.2900 | 1.58 |
| **MATERIALES** | | | | | | **134.57** |
| 340010001 | PETROLEO D-2 | gln | - | 6.0000 | 15.3600 | 92.16 |
| 050010005 | MATERIAL DE BASE | m³ | - | 1.2000 | 35.1400 | 42.17 |
| 390010048 | AGUA | m³ | - | 0.1200 | 2.0000 | 0.24 |
| **EQUIPO** | | | | | | **9.55** |
| 370010001 | HERRAMIENTAS MANUALES | %mo | - | 3.0000 | 2.7300 | 0.08 |
| 490020001 | RODILLO LISO VIBRATORIO AUTOP. 101-135 HP 10-12 TN | hm | 1.0000 | 0.0229 | 202.9400 | 4.65 |
| 490010012 | MOTONIVELADORA DE 125 HP | hm | 1.0000 | 0.0229 | 210.6200 | 4.82 |

Partida: 1.3.3.1 IMPRIMACIÓN ASFALTICA — Rendimiento:4500 m²/Día

Costo unitario por m² **49.22**

| Código | Descripción | Unid. | Recursos | Cantidad | Precio | Parcial |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **MANO DE OBRA** | | | | | | **0.22** |
| 470020373 | OPERADOR DE EQUIPO PESADO | hh | 2.0000 | 0.0036 | 25.2700 | 0.09 |
| 470010002 | OFICIAL | hh | 2.0000 | 0.0036 | 19.1300 | 0.07 |
| 470010003 | PEON | hh | 2.0000 | 0.0036 | 17.2900 | 0.06 |
| **MATERIALES** | | | | | | **48.45** |
| 130010001 | ASFALTO LIQUIDO RC-250 | gln | - | 0.3200 | 7.4200 | 2.37 |
| 340010001 | PETROLEO D-2 | gln | - | 3.0000 | 15.3600 | 46.08 |
| **EQUIPO** | | | | | | **0.55** |
| 370010001 | HERRAMIENTAS MANUALES | %mo | - | 3.0000 | 0.2200 | 0.01 |
| 490010014 | COMPRESORA NEUMATICA 87 HP 250-330 PCM | hm | 1.0000 | 0.0018 | 106.6000 | 0.19 |
| 490010017 | TRACTOR DE TIRO DE 63 HP | hm | 1.0000 | 0.0018 | 73.3800 | 0.13 |
| 490010018 | CAMIÓN IMPRIMADOR 6X2 178-210 HP 1,800 gln | hm | 1.0000 | 0.0018 | 120.5300 | 0.22 |

Partida: 1.3.3.2 RIEGO DE LIGA — Rendimiento:1600 m²/Día

Costo unitario por m² **3.72**

| Código | Descripción | Unid. | Recursos | Cantidad | Precio | Parcial |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **MANO DE OBRA** | | | | | | **0.32** |
| 470020373 | OPERADOR DE EQUIPO PESADO | hh | 1.0000 | 0.0050 | 25.2700 | 0.13 |
| 470010002 | OFICIAL | hh | 1.0000 | 0.0050 | 19.1300 | 0.10 |
| 470010003 | PEON | hh | 1.0000 | 0.0050 | 17.2900 | 0.09 |
| **MATERIALES** | | | | | | **1.47** |
| 130010003 | CEMENTO ASFALTICO PEN 60/70 | gln | - | 0.2000 | 7.3700 | 1.47 |
| **EQUIPO** | | | | | | **1.93** |
| 370010001 | HERRAMIENTAS MANUALES | %mo | - | 3.0000 | 0.3200 | 0.01 |
| 490010013 | COCINA DE ASFALTO 320 GLN | hm | 1.0000 | 0.0050 | 84.5800 | 0.42 |
| 490010014 | COMPRESORA NEUMATICA 87 HP 250-330 PCM | hm | 1.0000 | 0.0050 | 106.6000 | 0.53 |
| 490010017 | TRACTOR DE TIRO DE 63 HP | hm | 1.0000 | 0.0050 | 73.3800 | 0.37 |
| 490010018 | CAMIÓN IMPRIMADOR 6X2 178-210 HP 1,800 gln | hm | 1.0000 | 0.0050 | 120.5300 | 0.60 |

Partida: 1.3.3.3 PAVIMENTO DE CONCRETO ASFALTICO EN CALIENTE — Rendimiento:50 m³/Día

Costo unitario por m³ **1,280.68**

| Código | Descripción | Unid. | Recursos | Cantidad | Precio | Parcial |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **MANO DE OBRA** | | | | | | **22.72** |
| 470010002 | OFICIAL | hh | 2.0000 | 0.3200 | 19.1300 | 6.12 |
| 470010003 | PEON | hh | 6.0000 | 0.9600 | 17.2900 | 16.60 |
| **MATERIALES** | | | | | | **1,158.93** |
| 130010001 | ASFALTO LIQUIDO RC-250 | gln | - | 3.3600 | 7.4200 | 24.93 |
| 130010004 | MEZCLA ASFALTICA EN CALIENTE | m³ | - | 1.2500 | 907.2000 | 1,134.00 |
| **EQUIPO** | | | | | | **99.03** |
| 370010001 | HERRAMIENTAS MANUALES | %mo | - | 3.0000 | 22.7200 | 0.68 |
| 490020001 | RODILLO LISO VIBRATORIO AUTOP. 101-135 HP 10-12 TN | hm | 1.0000 | 0.1600 | 202.9400 | 32.47 |
| 490010019 | RODILLO TANDEM VIB. AUTOP. 111-130 HP, 9-11 Ton | hm | 1.0000 | 0.1600 | 213.5000 | 34.16 |
| 490010020 | PAVIMENTADORA SOBRE ORUGAS 105 HP | hm | 1.0000 | 0.1600 | 198.2800 | 31.72 |

Partida: 1.4.1.1 TRAZO, NIVELES Y REPLANTEO — Rendimiento:180 m²/Día

Costo unitario por m² **6.88**

| Código | Descripción | Unid. | Recursos | Cantidad | Precio | Parcial |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **MANO DE OBRA** | | | | | | **4.47** |
| 470010023 | TOPOGRAFO | hh | 1.0000 | 0.0444 | 31.4900 | 1.40 |
| 470010003 | PEON | hh | 4.0000 | 0.1778 | 17.2900 | 3.07 |
| **MATERIALES** | | | | | | **1.03** |
| 020010033 | CLAVOS PARA MADERA C/C 2" | kg | - | 0.0360 | 5.8500 | 0.21 |
| 300010024 | YESO (28 kg) | bol | - | 0.0100 | 16.8000 | 0.17 |
| 430010001 | MADERA AGUANO | p² | - | 0.0200 | 6.3000 | 0.13 |
| 540010001 | PINTURA ESMALTE | gln | - | 0.0100 | 52.0000 | 0.52 |
| **EQUIPO** | | | | | | **1.38** |
| 370010001 | HERRAMIENTAS MANUALES | %mo | - | 3.0000 | 4.4700 | 0.13 |
| 490010025 | NIVEL TOPOGRAFICO | hm | 1.0000 | 0.0444 | 8.0000 | 0.36 |
| 490010026 | ESTACION TOTAL | hm | 1.0000 | 0.0444 | 20.0000 | 0.89 |

Partida: 1.4.1.2 EXCAVACION PARA ESTRUCTURAS EN MATERIAL COMUN — Rendimiento:450 m³/Día

Costo unitario por m³ **122.45**

| Código | Descripción | Unid. | Recursos | Cantidad | Precio | Parcial |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **MANO DE OBRA** | | | | | | **2.02** |
| 470020373 | OPERADOR DE EQUIPO PESADO | hh | 1.0000 | 0.0178 | 25.2700 | 0.45 |
| 470010002 | OFICIAL | hh | 1.0000 | 0.0178 | 19.1300 | 0.34 |
| 470010003 | PEON | hh | 4.0000 | 0.0711 | 17.2900 | 1.23 |
| **MATERIALES** | | | | | | **115.20** |
| 340010001 | PETROLEO D-2 | gln | - | 7.5000 | 15.3600 | 115.20 |
| **EQUIPO** | | | | | | **5.23** |
| 370010001 | HERRAMIENTAS MANUALES | %mo | - | 3.0000 | 2.0200 | 0.06 |
| 490010015 | EXCAVADORA SOBRE ORUGA 115-165 HP 0.75-1.4 Y3 | hm | 1.0000 | 0.0178 | 290.2600 | 5.17 |

Partida: 1.4.1.3 RELLENO CON MATERIAL PROPIO — Rendimiento:5 m³/Día

Costo unitario por m³ **143.08**

| Código | Descripción | Unid. | Recursos | Cantidad | Precio | Parcial |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **MANO DE OBRA** | | | | | | **74.71** |
| 470010001 | OPERARIO | hh | 0.5000 | 0.8000 | 24.2300 | 19.38 |
| 470010003 | PEON | hh | 2.0000 | 3.2000 | 17.2900 | 55.33 |
| **MATERIALES** | | | | | | **10.31** |
| 040010047 | MATERIAL PROPIO SELECCIONADO | m³ | - | 1.0300 | 10.0000 | 10.30 |
| 390010048 | AGUA | m³ | - | 0.0050 | 2.0000 | 0.01 |
| **EQUIPO** | | | | | | **58.06** |
| 370010001 | HERRAMIENTAS MANUALES | %mo | - | 3.0000 | 74.7100 | 2.24 |
| 490010028 | COMPACTADORA VIBRATORIA TIPO PLANCHA 5.8 HP | hm | 1.0000 | 1.6000 | 34.8900 | 55.82 |

Partida: 1.4.1.4 CONCRETO ESTRUCTURAL f´c =140 Kg/cm2 EN SOLADOS — Rendimiento:14 m³/Día

Costo unitario por m³ **396.43**

| Código | Descripción | Unid. | Recursos | Cantidad | Precio | Parcial |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **MANO DE OBRA** | | | | | | **146.43** |
| 470010001 | OPERARIO | hh | 2.0000 | 1.1429 | 24.2300 | 27.69 |
| 470010002 | OFICIAL | hh | 1.0000 | 0.5714 | 19.1300 | 10.93 |
| 470010003 | PEON | hh | 8.0000 | 4.5714 | 17.2900 | 79.04 |
| 470010004 | OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO | hh | 2.0000 | 1.1429 | 25.1700 | 28.77 |
| **MATERIALES** | | | | | | **234.68** |
| 010010051 | ACEITE PARA MOTOR SAE-30 | gln | - | 0.0070 | 65.0000 | 0.46 |
| 390010048 | AGUA | m³ | - | 0.1800 | 2.0000 | 0.36 |
| 340010030 | GASOLINA 84 OCTANOS | gln | - | 0.2000 | 16.8000 | 3.36 |
| 050010052 | PIEDRA SELECCIONADA DE 1/2" | m³ | - | 0.8000 | 55.0800 | 44.06 |
| 040010053 | ARENA GRUESA | m³ | - | 0.5000 | 55.0800 | 27.54 |
| 210010001 | CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 Kg) | bol | - | 7.0000 | 22.7000 | 158.90 |
| **EQUIPO** | | | | | | **15.32** |
| 370010001 | HERRAMIENTAS MANUALES | %mo | - | 3.0000 | 146.4300 | 4.39 |
| 480010031 | MEZCLADORA DE CONCRETO DE 9-11P3 | hm | 1.0000 | 0.5714 | 11.9400 | 6.82 |
| 490010032 | VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40" | hm | 1.0000 | 0.5714 | 7.1900 | 4.11 |

Partida: 1.4.1.5 ACERO DE REFUERZO f'y = 4200 kg/cm2 — Rendimiento:200 kg/Día

Costo unitario por kg **8.03**

| Código | Descripción | Unid. | Recursos | Cantidad | Precio | Parcial |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **MANO DE OBRA** | | | | | | **1.74** |
| 470010001 | OPERARIO | hh | 1.0000 | 0.0400 | 24.2300 | 0.97 |
| 470010002 | OFICIAL | hh | 1.0000 | 0.0400 | 19.1300 | 0.77 |
| **MATERIALES** | | | | | | **6.02** |
| 020010054 | ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16 | kg | - | 0.0200 | 6.5000 | 0.13 |
| 030010001 | ACERO DE REFUERZO fy=4200 Kg/cm2 (GRADO 60) | kg | - | 1.0500 | 5.6100 | 5.89 |
| **EQUIPO** | | | | | | **0.27** |
| 370010001 | HERRAMIENTAS MANUALES | %mo | - | 3.0000 | 1.7400 | 0.05 |
| 370010055 | TROZADORA DE FIERRO | hm | 0.2500 | 0.0100 | 18.0000 | 0.18 |
| 370010002 | DOBLADORA DE FIERRO | hm | 0.2500 | 0.0100 | 3.7800 | 0.04 |

Partida: 1.4.1.6 CONCRETO ESTRUCTURAL f´c = 210 Kg/cm2 — Rendimiento:12 m³/Día

Costo unitario por m³ **511.25**

| Código | Descripción | Unid. | Recursos | Cantidad | Precio | Parcial |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **MANO DE OBRA** | | | | | | **206.65** |
| 470010001 | OPERARIO | hh | 2.0000 | 1.3333 | 24.2300 | 32.31 |
| 470010002 | OFICIAL | hh | 2.0000 | 1.3333 | 19.1300 | 25.51 |
| 470010003 | PEON | hh | 10.0000 | 6.6667 | 17.2900 | 115.27 |
| 470010004 | OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO | hh | 2.0000 | 1.3333 | 25.1700 | 33.56 |
| **MATERIALES** | | | | | | **285.65** |
| 010010051 | ACEITE PARA MOTOR SAE-30 | gln | - | 0.0040 | 65.0000 | 0.26 |
| 340010030 | GASOLINA 84 OCTANOS | gln | - | 0.2730 | 16.8000 | 4.59 |
| 050010052 | PIEDRA SELECCIONADA DE 1/2" | m³ | - | 0.8000 | 55.0800 | 44.06 |
| 040010053 | ARENA GRUESA | m³ | - | 0.5000 | 55.0800 | 27.54 |
| 390010048 | AGUA | m³ | - | 0.1800 | 2.0000 | 0.36 |
| 210010001 | CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 Kg) | bol | - | 9.2000 | 22.7000 | 208.84 |
| **EQUIPO** | | | | | | **18.95** |
| 370010001 | HERRAMIENTAS MANUALES | %mo | - | 3.0000 | 206.6500 | 6.20 |
| 480010031 | MEZCLADORA DE CONCRETO DE 9-11P3 | hm | 1.0000 | 0.6667 | 11.9400 | 7.96 |
| 490010032 | VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40" | hm | 1.0000 | 0.6667 | 7.1900 | 4.79 |

Partida: 1.4.1.7 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL — Rendimiento:12 m²/Día

Costo unitario por m² **149.41**

| Código | Descripción | Unid. | Recursos | Cantidad | Precio | Parcial |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **MANO DE OBRA** | | | | | | **51.95** |
| 470010001 | OPERARIO | hh | 1.0000 | 0.6667 | 24.2300 | 16.15 |
| 470010002 | OFICIAL | hh | 1.0000 | 0.6667 | 19.1300 | 12.75 |
| 470010003 | PEON | hh | 2.0000 | 1.3333 | 17.2900 | 23.05 |
| **MATERIALES** | | | | | | **48.61** |
| 020010050 | ALAMBRE NEGRO N° 8 | kg | - | 0.4900 | 4.3700 | 2.14 |
| 020010004 | CLAVOS PARA MADERA C/C 3" | kg | - | 0.1000 | 5.8500 | 0.59 |
| 430010001 | MADERA AGUANO | p² | - | 5.7400 | 6.3000 | 36.16 |
| 450010001 | TRIPLAY DE 1.20X2.40mX18mm | pln | - | 0.1157 | 84.0000 | 9.72 |
| **EQUIPO** | | | | | | **1.56** |
| 370010001 | HERRAMIENTAS MANUALES | %mo | - | 3.0000 | 51.9500 | 1.56 |
| **SUB-PARTIDAS** | | | | | | **47.29** |
| CU0020179 | DESENCOFRADO DE LOSA | m² | - | 1.0000 | 47.2900 | 47.29 |

Partida: 1.4.1.8 SUM. E INSTALACION DE TUBERIA PVC SAP DE 2" — Rendimiento:60 m/Día

Costo unitario por m **15.43**

| Código | Descripción | Unid. | Recursos | Cantidad | Precio | Parcial |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **MANO DE OBRA** | | | | | | **7.84** |
| 470010001 | OPERARIO | hh | 1.0000 | 0.1333 | 24.2300 | 3.23 |
| 470010003 | PEON | hh | 2.0000 | 0.2667 | 17.2900 | 4.61 |
| **MATERIALES** | | | | | | **7.35** |
| 720010015 | TUBERIA PVC SAL P/DESAGUE DE 4" | m | - | 1.0500 | 7.0000 | 7.35 |
| **EQUIPO** | | | | | | **0.24** |
| 370010001 | HERRAMIENTAS MANUALES | %mo | - | 3.0000 | 7.8400 | 0.24 |

Partida: 1.4.1.9 JUNTA DE DILATACIÓN EN MUROS — Rendimiento:70 m/Día

Costo unitario por m **10.36**

| Código | Descripción | Unid. | Recursos | Cantidad | Precio | Parcial |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **MANO DE OBRA** | | | | | | **4.17** |
| 470010002 | OFICIAL | hh | 1.0000 | 0.1143 | 19.1300 | 2.19 |
| 470010003 | PEON | hh | 1.0000 | 0.1143 | 17.2900 | 1.98 |
| **MATERIALES** | | | | | | **6.06** |
| 300010006 | POLIESTIRENO EXPANDIDO DE 1/2" | pln | - | 0.3500 | 6.3000 | 2.21 |
| 530010005 | SELLADOR ELASTICO DE POLIURETANO | gln | - | 0.0105 | 210.5300 | 2.21 |
| 530010006 | PRIMER PARA SELLADOR | gln | - | 0.0040 | 410.5900 | 1.64 |
| **EQUIPO** | | | | | | **0.13** |
| 370010001 | HERRAMIENTAS MANUALES | %mo | - | 3.0000 | 4.1700 | 0.13 |

Partida: 1.4.1.10 JUNTA DE CONSTRUCIÓN EN MUROS — Rendimiento:70 m/Día

Costo unitario por m **11.22**

| Código | Descripción | Unid. | Recursos | Cantidad | Precio | Parcial |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **MANO DE OBRA** | | | | | | **6.14** |
| 470010002 | OFICIAL | hh | 1.0000 | 0.1143 | 19.1300 | 2.19 |
| 470010003 | PEON | hh | 2.0000 | 0.2286 | 17.2900 | 3.95 |
| **MATERIALES** | | | | | | **4.90** |
| 530010005 | SELLADOR ELASTICO DE POLIURETANO | gln | - | 0.0028 | 210.5300 | 0.59 |
| 530010006 | PRIMER PARA SELLADOR | gln | - | 0.0105 | 410.5900 | 4.31 |
| **EQUIPO** | | | | | | **0.18** |
| 370010001 | HERRAMIENTAS MANUALES | %mo | - | 3.0000 | 6.1400 | 0.18 |

**Detalle de sub-partidas del presupuesto**

CU0020004 DESENCOFRADO Rendimiento:10 m²/Día

Costo unitario por m² **78.82**

| Código | Descripción | Unid. | Recursos | Cantidad | Precio | Parcial |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **MANO DE OBRA** | | | | | | **76.52** |
| 470010002 | OFICIAL | hh | 5.0000 | 4.0000 | 19.1300 | 76.52 |
| **EQUIPO** | | | | | | **2.30** |
| 370010001 | HERRAMIENTAS MANUALES | %mo | - | 3.0000 | 76.5200 | 2.30 |

CU0020179 DESENCOFRADO DE LOSA Rendimiento:20 m²/Día

Costo unitario por m² **47.29**

| Código | Descripción | Unid. | Recursos | Cantidad | Precio | Parcial |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **MANO DE OBRA** | | | | | | **45.91** |
| 470010002 | OFICIAL | hh | 6.0000 | 2.4000 | 19.1300 | 45.91 |
| **EQUIPO** | | | | | | **1.38** |
| 370010001 | HERRAMIENTAS MANUALES | %mo | - | 3.0000 | 45.9100 | 1.38 |

# ANEXO F: PRESUPUESTO Y PROGRAMACIÓN

METRADO

PRESUPUESTO

ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS

RELACION DE INSUMOS

**DESAGREGADO DE GASTOS**

CRONOGRAMA

# GASTOS GENERALES

PROYECTO : DISEÑO PARA EL MEJORAMIENTO EN LA TRANSITABILIDAD, PROPUESTA ESTRUCTURAL EN EL PUENTE PACHAR, OLLANTAYTAMBO – CUSCO, 2019
PRESUPUESTO 1.0 : PROPUESTA ESTRUCTURAL PUENTE PACHAR
PROPIETARIO : UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO
UBICACION : DPTO: CUSCO PROV: URUBAMBA DIST: OLLANTAYTAMBO LOC: PACHAR
FECHA PROYECTO : 25/04/2022

| Item | Descripción | Unid. | Precio | Cantidad | Meses | Mes 1 | Mes 2 | Mes 3 | Mes 4 | Mes 5 | Mes 6 | Mes 7 | Mes 8 | Mes 9 | Mes 10 | Mes 11 | Parcial |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1.0 | **GASTOS GENERALES FIJOS** | | | | | | | | | | | | | | | | **34,100.00** |
| 1.1 | PRUEBA DE CONTROL DE CALIDAD | | | | | | | | | | | | | | | | 11,600.00 |
| 1.1.1 | DISEÑO DE MEZCLA f´c=210 kg/cm2 | und | 500.00 | 6.00 | 1 | 6 | | | | | | | | | | | 3,000.00 |
| 1.1.2 | PRUEBA DE COMPACTACIÓN DE SUELO | und | 500.00 | 10.00 | 1 | 10 | | | | | | | | | | | 5,000.00 |
| 1.1.3 | ROTURA DE BRIQUETAS | und | 30.00 | 120.00 | 1 | 120 | | | | | | | | | | | 3,600.00 |
| 1.2 | INSUMOS DE OFICINA | | | | | | | | | | | | | | | | 6,500.00 |
| 1.2.1 | UTILERIA (CDs,TINTA,TONER, ETC) | und | 4,000.00 | 1.00 | 1 | 1 | | | | | | | | | | | 4,000.00 |
| 1.2.2 | MOBILIARIO Y EQUIPAMIENTO DE OFICINA | und | 2,500.00 | 1.00 | 1 | 1 | | | | | | | | | | | 2,500.00 |
| 1.3 | GATOS DE LIQUIDACIÓN | | | | | | | | | | | | | | | | 16,000.00 |
| 1.3.1 | INGENIERO RESIDENTE DE OBRA | meses | 9,500.00 | 1.00 | 1 | 1 | | | | | | | | | | | 9,500.00 |
| 1.3.2 | INGENIERO ASISTENTE | meses | 5,000.00 | 1.00 | 1 | 1 | | | | | | | | | | | 5,000.00 |
| 1.3.3 | GASTOS DE IMPRESIONES, PAPELERA, ETC | gbl | 1,500.00 | 1.00 | 1 | 1 | | | | | | | | | | | 1,500.00 |
| 2.0 | **GASTOS GENERALES VARIABLES** | | | | | | | | | | | | | | | | **855,861.58** |
| 2.1 | INGENIERIA | | | | | | | | | | | | | | | | 410,657.50 |
| 2.1.1 | INGENIERO RESIDENTE DE OBRA | meses | 9,500.00 | 11.00 | 11 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 104,500.00 |
| 2.1.2 | INGENIERO ASISTENTE | meses | 5,000.00 | 11.00 | 11 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 55,000.00 |
| 2.1.3 | ESPECIALISTA DE INGENIERIA ESTRUCTURAL | meses | 7,000.00 | 11.00 | 11 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 77,000.00 |
| 2.1.4 | TOPOGRAFO - CADISTA | meses | 3,500.00 | 11.00 | 11 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 38,500.00 |
| 2.1.5 | BENEFICIOS SOCIALES (49.33%) | meses | 12,332.50 | 11.00 | 11 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 135,657.50 |
| 2.2 | ADIMINISTRACIÓN | | | | | | | | | | | | | | | | 271,033.95 |
| 2.2.1 | ADMINISTRADOR DE OBRA | meses | 4,000.00 | 11.00 | 11 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 44,000.00 |
| 2.2.2 | ENCARGADO DE ALMACEN | meses | 3,000.00 | 11.00 | 11 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 33,000.00 |
| 2.2.3 | PERSONAL DE LIMPIEZA | meses | 2,200.00 | 11.00 | 11 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 24,200.00 |
| 2.2.4 | PROFEIONAL EN LA SALUD | meses | 2,800.00 | 11.00 | 11 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 30,800.00 |
| 2.2.5 | GUARDIANDES 1x3 TURNOS | meses | 1,500.00 | 33.00 | 11 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 49,500.00 |
| 2.2.6 | BENEFICIOS SOCIALES (49.33%) | meses | 8,139.45 | 11.00 | 11 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 89,533.95 |
| 2.3 | SERVICIOS | | | | | | | | | | | | | | | | 6,050.00 |
| 2.3.1 | SERVICIO DE COMUNICACIONES (TELEFONIA, INTERNET) PARA REPORTE DIARIO DE EJECUCIÓN | meses | 250.00 | 11.00 | 11 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 2,750.00 |
| 2.3.2 | FOTOCOPIAS A4, PLOTEO DE PLANOS A0,A1,A2,A3 | meses | 150.00 | 11.00 | 11 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1,650.00 |
| 2.3.3 | ENERGIA ELECTRICA | meses | 150.00 | 11.00 | 11 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1,650.00 |
| 2.4 | EQUIPO NO INCLUIDO EN COSTO DIRECTO | | | | | | | | | | | | | | | | 9,900.00 |
| 2.4.1 | ALQUILER DE EQUIPO DE COMPUTO | meses | 600.00 | 11.00 | 11 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 6,600.00 |
| 2.4.2 | IMPRESORA MULTIFUNCIONAL | meses | 300.00 | 11.00 | 11 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 3,300.00 |
| 2.5 | GASTOS FINANCIEROS | | | | | | | | | | | | | | | | 158,220.13 |
| 2.5.1 | CARTA FIANZA DE FIEL CUMPLIMIENTO | est | 17,207.79 | 1.00 | 1 | 1 | | | | | | | | | | | 17,207.79 |
| 2.5.2 | CARTA FIANZA DE ADELANTO DIRECTO | est | 17,207.79 | 1.00 | 1 | 1 | | | | | | | | | | | 17,207.79 |
| 2.5.3 | CARTA FIANZA DE ADELANTO DE MATERIALES | est | 92,853.41 | 1.00 | 1 | 1 | | | | | | | | | | | 92,853.41 |
| 2.5.4 | GASTOS FINANCIEROS DE OBRA (ITF 2 MOVIMIENTOS) | est | 15,475.57 | 1.00 | 1 | 1 | | | | | | | | | | | 15,475.57 |
| 2.5.5 | SENCICO (0,2% DEL PRESUPUESTO SIN IGV) | est | 15,475.57 | 1.00 | 1 | 1 | | | | | | | | | | | 15,475.57 |

# SUPERVISIÓN Y LIQUIDACIÓN DE OBRA

PROYECTO : DISEÑO PARA EL MEJORAMIENTO EN LA TRANSITABILIDAD, PROPUESTA ESTRUCTURAL EN EL PUENTE PACHAR, OLLANTAYTAMBO – CUSCO, 2019
PRESUPUESTO 1.0 : PROPUESTA ESTRUCTURAL PUENTE PACHAR
PROPIETARIO : UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO
UBICACION : DPTO: CUSCO PROV: URUBAMBA DIST: OLLANTAYTAMBO LOC: PACHAR
FECHA PROYECTO : 25/04/2022

| Item | Descripción | Unid. | Precio | Cantidad | Meses | Mes 1 | Mes 2 | Mes 3 | Mes 4 | Mes 5 | Mes 6 | Mes 7 | Mes 8 | Mes 9 | Mes 10 | Mes 11 | Parcial |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1.0 | **GASTOS DE SUPERVISIÓN FIJOS** | | | | | | | | | | | | | | | | **68,100.00** |
| 1.1 | MOVILIARIO Y EQUIPAMIENTO | | | | | | | | | | | | | | | | 5,800.00 |
| 1.1.1 | UTILES DE OFICINA | gbl | 2,500.00 | 1.00 | 1 | 1 | | | | | | | | | | | 2,500.00 |
| 1.1.2 | MOVILIARIO DE OFICINA | gbl | 1,800.00 | 1.00 | 1 | 1 | | | | | | | | | | | 1,800.00 |
| 1.1.3 | EQUIPOS DE PROTECCIÓN PERSONAL | und- mes | 1,500.00 | 1.00 | 1 | 1 | | | | | | | | | | | 1,500.00 |
| 1.2 | SEGUROS | | | | | | | | | | | | | | | | 44,000.00 |
| 1.2.1 | TASA SALUD | est | 1,000.00 | 22.00 | 11 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 22,000.00 |
| 1.2.2 | TASA PENSIÓN | est | 600.00 | 22.00 | 11 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 13,200.00 |
| 1.2.3 | VIDA LEY | est | 400.00 | 22.00 | 11 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 8,800.00 |
| 1.3 | GASTOS DE LIQUIDACIÓN | | | | | | | | | | | | | | | | 18,300.00 |
| 1.3.1 | SUPERVISOR DE OBRA | meses | 11,000.00 | 1.00 | 1 | 1 | | | | | | | | | | | 11,000.00 |
| 1.3.2 | ASISTENTE DE SUPERVISOR | meses | 5,500.00 | 1.00 | 1 | 1 | | | | | | | | | | | 5,500.00 |
| 1.3.3 | GASTOS DE IMPRESIONES, PAPELERA, ETC | gbl | 1,800.00 | 1.00 | 1 | 1 | | | | | | | | | | | 1,800.00 |
| 2.0 | **GASTOS GASTOS DE SUPERVISIÓN VARIABLES** | | | | | | | | | | | | | | | | **240,350.00** |
| 2.1 | PERSONAL PROFESIONAL - INCLUYE BENEFICIOS SOCIALES Y OTROS | | | | | | | | | | | | | | | | 181,500.00 |
| 2.1.1 | SUPERVISOR DE OBRA | meses | 11,000.00 | 11.00 | 11 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 121,000.00 |
| 2.1.2 | ASISTENTE DE SUPERVISOR | meses | 5,500.00 | 11.00 | 11 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 60,500.00 |
| 2.2 | ALQUILERES Y SERVICIOS | | | | | | | | | | | | | | | | 58,850.00 |
| 2.2.1 | ALQUILER DE OFICINA ACONDICIONADO Y MANTENIMIENTO | meses | 350.00 | 11.00 | 11 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 3,850.00 |
| 2.2.2 | ALQUILER DE CAMIONETA INCLUYE COMBUSTIBLE Y OPERADOR | meses | 5,000.00 | 11.00 | 11 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 55,000.00 |

# ANEXO F: PRESUPUESTO Y PROGRAMACIÓN

METRADO

PRESUPUESTO

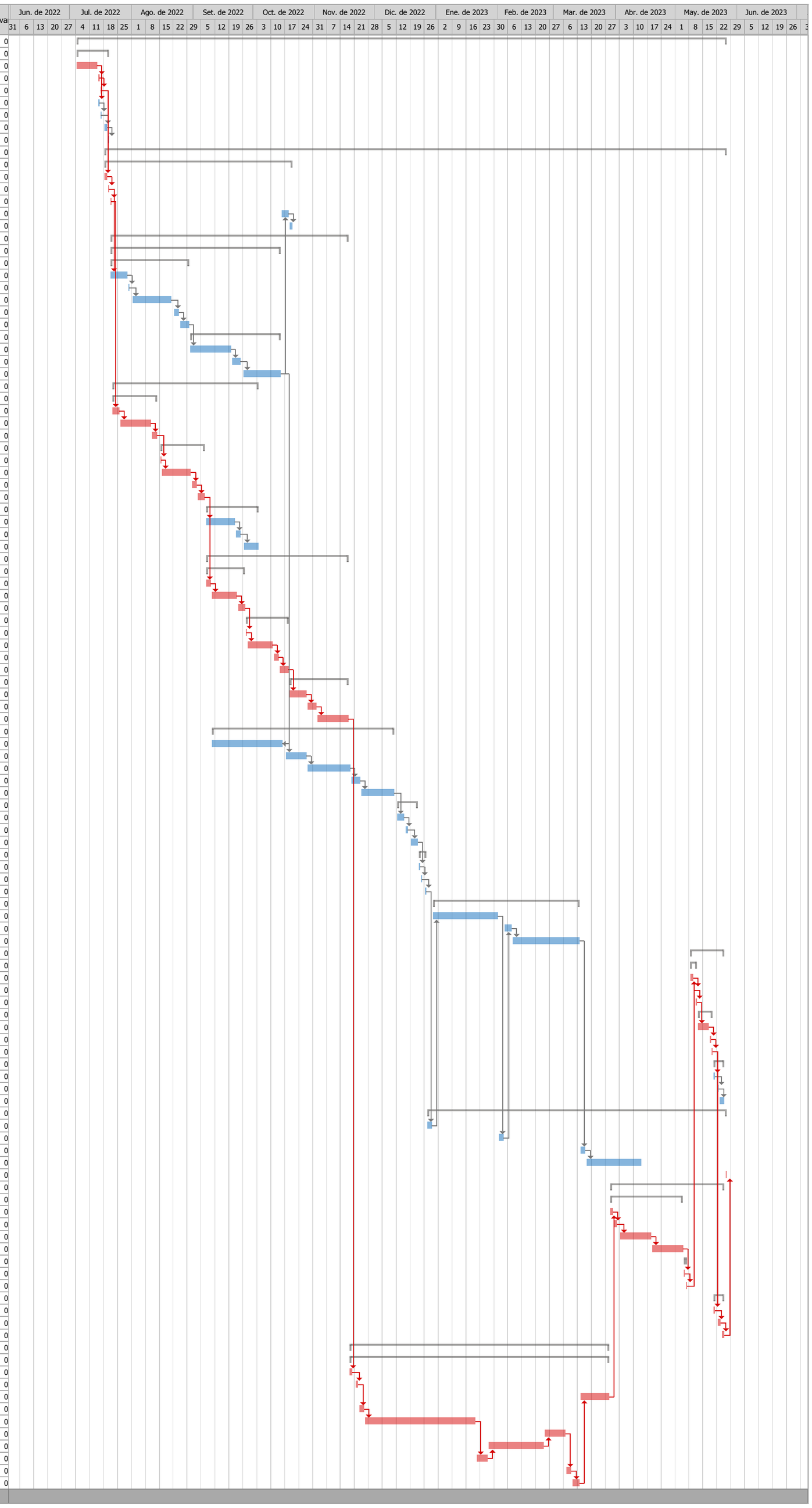
ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS

RELACION DE INSUMOS

DESAGREGADO DE GASTOS

**CRONOGRAMA**

| Descripcion | Dias Cal. | Duración | Inicio | Fin | Predecesoras | Modo de Tarea | Avan |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| PROPUESTA ESTRUCTURAL PUENTE PANCHAR | 327 | 280 | 04/07/2022 | 26/05/2023 | | | 0 |
| TRABAJOS PRELIMINARES | 17 | 15 | 04/07/2022 | 20/07/2022 | | | 0 |
| CAMPAMENTO PROVISIONAL DE LA OBRA | 11 | 10 | 04/07/2022 | 14/07/2022 | | | 0 |
| CARTEL DE IDENTIFICACION DE OBRA | 1 | 1 | 15/07/2022 | 15/07/2022 | 3 | | 0 |
| MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPOS Y HERRAMIENTAS | 1 | 1 | 16/07/2022 | 16/07/2022 | 4 | | 0 |
| INSTALACIÓN PROVISIONAL DE AGUA CON TUB. PVC SAP DE 3/4" | 1 | 1 | 15/07/2022 | 15/07/2022 | 3 | | 0 |
| INSTALACION PROVISIONAL DE DESAGÜE | 1 | 1 | 16/07/2022 | 16/07/2022 | 6 | | 0 |
| INSTALACION PROVISIONAL DE SS.HH. | 2 | 2 | 18/07/2022 | 19/07/2022 | 7 | | 0 |
| INSTALACION PROVISIONAL SUMINISTRO MONOFÁSICO DE ENERGIA ELECTRICA | 1 | 1 | 20/07/2022 | 20/07/2022 | 8 | | 0 |
| PUENTE | 313 | 268 | 18/07/2022 | 26/05/2023 | | | 0 |
| MOVIMIENTO DE TIERRAS | 95 | 82 | 18/07/2022 | 20/10/2022 | | | 0 |
| LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL | 2 | 2 | 18/07/2022 | 19/07/2022 | 5 | | 0 |
| EXCAVACIÓN PARA ESTRUCTURAS EN ROCA | 1 | 1 | 20/07/2022 | 20/07/2022 | 12 | | 0 |
| EXCAVACION PARA ESTRUCTURAS EN MATERIAL COMUN | 1 | 1 | 21/07/2022 | 21/07/2022 | 13 | | 0 |
| RELLENO SELECTO Y COMPATACTADO AL 95% (AASTHO) | 4 | 3 | 15/10/2022 | 18/10/2022 | 28 | | 0 |
| ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE | 2 | 2 | 19/10/2022 | 20/10/2022 | 15 | | 0 |
| ESTRIBOS | 120 | 103 | 21/07/2022 | 17/11/2022 | | | 0 |
| ESTRIBO DERECHO | 86 | 74 | 21/07/2022 | 14/10/2022 | | | 0 |
| CIMIENTO | 40 | 34 | 21/07/2022 | 29/08/2022 | | | 0 |
| ANCLAJES DE CIMENTACIÓN EN ROCA | 9 | 8 | 21/07/2022 | 29/07/2022 | 13 | | 0 |
| CONCRETO ESTRUCTURAL f´c =140 Kg/cm2 EN SOLADOS | 1 | 1 | 30/07/2022 | 30/07/2022 | 20 | | 0 |
| ACERO DE REFUERZO f'y = 4200 kg/cm2 | 20 | 18 | 01/08/2022 | 20/08/2022 | 21 | | 0 |
| CONCRETO ESTRUCTURAL f´c = 280 Kg/cm2 | 3 | 3 | 22/08/2022 | 24/08/2022 | 22 | | 0 |
| ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA | 5 | 4 | 25/08/2022 | 29/08/2022 | 23 | | 0 |
| PANTALLA Y ALEROS | 46 | 40 | 30/08/2022 | 14/10/2022 | | | 0 |
| ACERO DE REFUERZO f'y = 4200 kg/cm2 | 21 | 18 | 30/08/2022 | 19/09/2022 | 24 | | 0 |
| CONCRETO ESTRUCTURAL f´c = 210 Kg/cm2 | 5 | 5 | 20/09/2022 | 24/09/2022 | 26 | | 0 |
| ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA | 19 | 17 | 26/09/2022 | 14/10/2022 | 27 | | 0 |
| ESTRIBO CENTRAL | 74 | 63 | 22/07/2022 | 03/10/2022 | | | 0 |
| PILOTES | 23 | 20 | 22/07/2022 | 13/08/2022 | | | 0 |
| PERFORACIÓN Y MOLDEO DE PILOTES | 4 | 3 | 22/07/2022 | 25/07/2022 | 14 | | 0 |
| ACERO DE REFUERZO f'y = 4200 kg/cm2 | 16 | 14 | 26/07/2022 | 10/08/2022 | 31 | | 0 |
| CONCRETO ESTRUCTURAL f´c = 210 Kg/cm2 | 3 | 3 | 11/08/2022 | 13/08/2022 | 32 | | 0 |
| ENCEPADO | 23 | 20 | 15/08/2022 | 06/09/2022 | | | 0 |
| CONCRETO ESTRUCTURAL f´c =140 Kg/cm2 EN SOLADOS | 1 | 1 | 15/08/2022 | 15/08/2022 | 33 | | 0 |
| ACERO DE REFUERZO f'y = 4200 kg/cm2 | 15 | 13 | 16/08/2022 | 30/08/2022 | 35 | | 0 |
| CONCRETO ESTRUCTURAL f´c = 280 Kg/cm2 | 3 | 3 | 31/08/2022 | 02/09/2022 | 36 | | 0 |
| ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA | 4 | 3 | 03/09/2022 | 06/09/2022 | 37 | | 0 |
| PANTALLA | 27 | 23 | 07/09/2022 | 03/10/2022 | | | 0 |
| ACERO DE REFUERZO f'y = 4200 kg/cm2 | 15 | 13 | 07/09/2022 | 21/09/2022 | 38 | | 0 |
| CONCRETO ESTRUCTURAL f´c = 210 Kg/cm2 | 3 | 3 | 22/09/2022 | 24/09/2022 | 40 | | 0 |
| ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA | 8 | 7 | 26/09/2022 | 03/10/2022 | 41 | | 0 |
| ESTRIBO IZQUIERDO | 72 | 62 | 07/09/2022 | 17/11/2022 | | | 0 |
| PILOTES | 20 | 17 | 07/09/2022 | 26/09/2022 | | | 0 |
| PERFORACIÓN Y MOLDEO DE PILOTES | 3 | 3 | 07/09/2022 | 09/09/2022 | 38 | | 0 |
| ACERO DE REFUERZO f'y = 4200 kg/cm2 | 13 | 11 | 10/09/2022 | 22/09/2022 | 45 | | 0 |
| CONCRETO ESTRUCTURAL f´c = 210 Kg/cm2 | 4 | 3 | 23/09/2022 | 26/09/2022 | 46 | | 0 |
| ENCEPADO | 22 | 19 | 27/09/2022 | 18/10/2022 | | | 0 |
| CONCRETO ESTRUCTURAL f´c =140 Kg/cm2 EN SOLADOS | 1 | 1 | 27/09/2022 | 27/09/2022 | 47 | | 0 |
| ACERO DE REFUERZO f'y = 4200 kg/cm2 | 13 | 11 | 28/09/2022 | 10/10/2022 | 49 | | 0 |
| CONCRETO ESTRUCTURAL f´c = 280 Kg/cm2 | 3 | 3 | 11/10/2022 | 13/10/2022 | 50 | | 0 |
| ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA | 5 | 4 | 14/10/2022 | 18/10/2022 | 51 | | 0 |
| PANTALLA | 30 | 26 | 19/10/2022 | 17/11/2022 | | | 0 |
| ACERO DE REFUERZO f'y = 4200 kg/cm2 | 9 | 8 | 19/10/2022 | 27/10/2022 | 52 | | 0 |
| CONCRETO ESTRUCTURAL f´c = 210 Kg/cm2 | 5 | 4 | 28/10/2022 | 01/11/2022 | 54 | | 0 |
| ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA | 16 | 14 | 02/11/2022 | 17/11/2022 | 55 | | 0 |
| ARCO | 92 | 79 | 10/09/2022 | 10/12/2022 | | | 0 |
| FABRICACIÓN DE ENCOFRADO METALICO | 36 | 31 | 10/09/2022 | 15/10/2022 | 28FF+1 | | 0 |
| MONTAJE Y LANZAMIENTO DE ENCOFRADO METALICO | 11 | 10 | 17/10/2022 | 27/10/2022 | 58 | | 0 |
| ACERO DE REFUERZO f'y = 4200 kg/cm2 | 22 | 19 | 28/10/2022 | 18/11/2022 | 59 | | 0 |
| CONCRETO ESTRUCTURAL f´c = 300 Kg/cm2 | 5 | 4 | 19/11/2022 | 23/11/2022 | 60 | | 0 |
| ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA | 17 | 15 | 24/11/2022 | 10/12/2022 | 61 | | 0 |
| PILARES | 11 | 10 | 12/12/2022 | 22/12/2022 | | | 0 |
| ACERO DE REFUERZO f'y = 4200 kg/cm2 | 4 | 4 | 12/12/2022 | 15/12/2022 | 62 | | 0 |
| CONCRETO ESTRUCTURAL f´c = 300 Kg/cm2 | 2 | 2 | 16/12/2022 | 17/12/2022 | 64 | | 0 |
| ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA | 4 | 4 | 19/12/2022 | 22/12/2022 | 65 | | 0 |
| VIGA CABEZAL | 4 | 3 | 23/12/2022 | 26/12/2022 | | | 0 |
| ACERO DE REFUERZO f'y = 4200 kg/cm2 | 1 | 1 | 23/12/2022 | 23/12/2022 | 66 | | 0 |
| CONCRETO ESTRUCTURAL f´c = 300 Kg/cm2 | 1 | 1 | 24/12/2022 | 24/12/2022 | 68 | | 0 |
| ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA | 1 | 1 | 26/12/2022 | 26/12/2022 | 69 | | 0 |
| TABLERO | 74 | 63 | 30/12/2022 | 13/03/2023 | | | 0 |
| ACERO DE REFUERZO f'y = 4200 kg/cm2 | 33 | 28 | 30/12/2022 | 31/01/2023 | 89 | | 0 |
| CONCRETO ESTRUCTURAL f´c = 280 Kg/cm2 | 4 | 3 | 04/02/2023 | 07/02/2023 | 90 | | 0 |
| ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA | 34 | 29 | 08/02/2023 | 13/03/2023 | 73 | | 0 |
| LOSA DE APROXIMACIÓN | 18 | 16 | 08/05/2023 | 25/05/2023 | | | 0 |
| ACERA | 4 | 4 | 08/05/2023 | 11/05/2023 | | | 0 |
| ACERO DE REFUERZO f'y = 4200 kg/cm2 | 2 | 2 | 08/05/2023 | 09/05/2023 | 102 | | 0 |
| CONCRETO ESTRUCTURAL f´c = 210 Kg/cm2 | 1 | 1 | 10/05/2023 | 10/05/2023 | 77 | | 0 |
| ENCOFRADO Y DESENCOFRADO | 1 | 1 | 11/05/2023 | 11/05/2023 | 78 | | 0 |
| LOSA | 8 | 7 | 12/05/2023 | 19/05/2023 | | | 0 |
| ACERO DE REFUERZO f'y = 4200 kg/cm2 | 6 | 5 | 12/05/2023 | 17/05/2023 | 79 | | 0 |
| CONCRETO ESTRUCTURAL f´c = 210 Kg/cm2 | 1 | 1 | 18/05/2023 | 18/05/2023 | 81 | | 0 |
| ENCOFRADO Y DESENCOFRADO | 1 | 1 | 19/05/2023 | 19/05/2023 | 82 | | 0 |
| PARAPETO | 6 | 5 | 20/05/2023 | 25/05/2023 | | | 0 |
| ACERO DE REFUERZO f'y = 4200 kg/cm2 | 1 | 1 | 20/05/2023 | 20/05/2023 | 83 | | 0 |
| CONCRETO ESTRUCTURAL f´c = 210 Kg/cm2 | 1 | 1 | 22/05/2023 | 22/05/2023 | 85 | | 0 |
| ENCOFRADO Y DESENCOFRADO | 3 | 3 | 23/05/2023 | 25/05/2023 | 86 | | 0 |
| VARIOS | 151 | 129 | 27/12/2022 | 26/05/2023 | | | 0 |
| NEOPRENO DE 30x30x7.5mm | 3 | 3 | 27/12/2022 | 29/12/2022 | 70 | | 0 |
| SUMIDERO DE DRENAJE | 3 | 3 | 01/02/2023 | 03/02/2023 | 72 | | 0 |
| JUNTA DE DILATACIÓN PARA PUENTES | 3 | 3 | 14/03/2023 | 16/03/2023 | 74 | | 0 |
| BARANDAS | 28 | 24 | 17/03/2023 | 13/04/2023 | 91 | | 0 |
| PRUEBA DE CARGA | 1 | 1 | 26/05/2023 | 26/05/2023 | 106 | | 0 |
| ACCESOS | 58 | 49 | 29/03/2023 | 25/05/2023 | | | 0 |
| RAMPA | 37 | 31 | 29/03/2023 | 04/05/2023 | | | 0 |
| LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL | 2 | 2 | 29/03/2023 | 30/03/2023 | 111 | | 0 |
| CONCRETO ESTRUCTURAL f´c =140 Kg/cm2 EN SOLERA | 2 | 2 | 31/03/2023 | 01/04/2023 | 96 | | 0 |
| PANEL PREFABRICADO DE CONCRETO (f´c=350 Kg/cm2) DE 1.50x1.50x0.14m | 16 | 14 | 03/04/2023 | 18/04/2023 | 97 | | 0 |
| RELLENO SELECTO Y COMPATACTADO AL 95% (AASTHO) | 16 | 13 | 19/04/2023 | 04/05/2023 | 98 | | 0 |
| BASES Y SUB BASES | 2 | 2 | 05/05/2023 | 06/05/2023 | | | 0 |
| SUB BASE GRANULAR e=20cm | 1 | 1 | 05/05/2023 | 05/05/2023 | 99 | | 0 |
| BASE GRANULAR e=20cm | 1 | 1 | 06/05/2023 | 06/05/2023 | 101 | | 0 |
| PAVIMENTOS | 6 | 5 | 20/05/2023 | 25/05/2023 | | | 0 |
| IMPRIMACIÓN ASFALTICA | 1 | 1 | 20/05/2023 | 20/05/2023 | 83 | | 0 |
| RIEGO DE LIGA | 2 | 2 | 22/05/2023 | 23/05/2023 | 104 | | 0 |
| PAVIMENTO DE CONCRETO ASFALTICO EN CALIENTE | 2 | 2 | 24/05/2023 | 25/05/2023 | 105 | | 0 |
| PROTECCIÓN RIBEREÑA | 131 | 112 | 18/11/2022 | 28/03/2023 | | | 0 |
| MURO DE CONTENCIÓN | 131 | 112 | 18/11/2022 | 28/03/2023 | | | 0 |
| TRAZO, NIVELES Y REPLANTEO | 2 | 2 | 18/11/2022 | 19/11/2022 | 56 | | 0 |
| EXCAVACION PARA ESTRUCTURAS EN MATERIAL COMUN | 2 | 2 | 21/11/2022 | 22/11/2022 | 109 | | 0 |
| RELLENO CON MATERIAL PROPIO | 15 | 13 | 14/03/2023 | 28/03/2023 | 118 | | 0 |
| CONCRETO ESTRUCTURAL f´c =140 Kg/cm2 EN SOLADOS | 3 | 3 | 23/11/2022 | 25/11/2022 | 110 | | 0 |
| ACERO DE REFUERZO f'y = 4200 kg/cm2 | 56 | 48 | 26/11/2022 | 20/01/2023 | 112 | | 0 |
| CONCRETO ESTRUCTURAL f´c = 210 Kg/cm2 | 11 | 9 | 24/02/2023 | 06/03/2023 | 115 | | 0 |
| ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL | 28 | 24 | 27/01/2023 | 23/02/2023 | 116 | | 0 |
| SUM. E INSTALACION DE TUBERIA PVC SAP DE 2" | 6 | 5 | 21/01/2023 | 26/01/2023 | 113 | | 0 |
| JUNTA DE DILATACIÓN EN MUROS | 3 | 3 | 07/03/2023 | 09/03/2023 | 114 | | 0 |
| JUNTA DE CONSTRUCIÓN EN MUROS | 4 | 3 | 10/03/2023 | 13/03/2023 | 117 | | 0 |




Tarea Programada
Critical
Hito
Resumen de Tarea

Progreso
División de Tarea
Critical Split

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO
FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIA CIVIL
ESCUALA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

# CRONOGRAMA VALORIZADO DEL PROYECTO

PROYECTO : DISEÑO PARA EL MEJORAMIENTO EN LA TRANSITABILIDAD, PROPUESTA ESTRUCTURAL EN EL PUENTE PACHAR, OLLANTAYTAMBO – CUSCO, 2019
PROPIETARIO : UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO
UBICACION : DPTO: CUSCO PROV: URUBAMBA DIST: OLLANTAYTAMBO LOC: PACHAR
FECHA PROYECTO : 25/04/2022

| Item | Descripción | Unid. | Cantidad | Precio | Parcial | Mes 1 Del 04/07/2022 Al 03/08/2022 | Mes 2 Del 04/08/2022 Al 03/09/2022 | Mes 3 Del 04/09/2022 Al 03/10/2022 | Mes 4 Del 04/10/2022 Al 03/11/2022 | Mes 5 Del 04/11/2022 Al 03/12/2022 | Mes 6 Del 04/12/2022 Al 03/01/2023 | Mes 7 Del 04/01/2023 Al 03/02/2023 | Mes 8 Del 04/02/2023 Al 03/03/2023 | Mes 9 Del 04/03/2023 Al 03/04/2023 | Mes 10 Del 04/04/2023 Al 03/05/2023 | Mes 11 Del 04/05/2023 Al 03/06/2023 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | PROPUESTA ESTRUCTURAL PUENTE PANCHAR | | | | 7,737,784.28 | 286,495.47 | 433,046.33 | 1,496,162.62 | 1,834,654.87 | 495,431.83 | 657,975.95 | 428,846.02 | 619,295.41 | 237,313.95 | 840,220.75 | 408,341.08 |
| 1.1 | TRABAJOS PRELIMINARES | | | | 109,312.76 | 109,312.76 | | | | | | | | | | |
| 1.1.1 | CAMPAMENTO PROVISIONAL DE LA OBRA | m² | 145.00 | 166.78 | 24,183.10 | 24,183.10 | | | | | | | | | | |
| 1.1.2 | CARTEL DE IDENTIFICACION DE OBRA | und | 1.00 | 1,317.01 | 1,317.01 | 1,317.01 | | | | | | | | | | |
| 1.1.3 | MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPOS Y HERRAMIENTAS | GLB | 1.00 | 75,000.00 | 75,000.00 | 75,000.00 | | | | | | | | | | |
| 1.1.4 | INSTALACIÓN PROVISIONAL DE AGUA CON TUB. PVC SAP DE 3/4" | pto | 10.00 | 35.06 | 350.60 | 350.60 | | | | | | | | | | |
| 1.1.5 | INSTALACION PROVISIONAL DE DESAGÜE | pto | 5.00 | 67.73 | 338.65 | 338.65 | | | | | | | | | | |
| 1.1.6 | INSTALACION PROVISIONAL DE SS.HH. | und | 4.00 | 1,404.45 | 5,617.80 | 5,617.80 | | | | | | | | | | |
| 1.1.7 | INSTALACION PROVISIONAL SUMINISTRO MONOFÁSICO DE ENERGIA | GLB | 1.00 | 2,505.60 | 2,505.60 | 2,505.60 | | | | | | | | | | |
| 1.2 | PUENTE | | | | 5,796,824.01 | 177,182.71 | 433,046.33 | 1,496,162.62 | 1,834,654.87 | 362,137.29 | 534,584.31 | 303,626.51 | 379,396.36 | 147,427.26 | 40,322.59 | 88,283.16 |
| 1.2.1 | MOVIMIENTO DE TIERRAS | | | | 591,853.75 | 41,284.38 | | | 550,569.37 | | | | | | | |
| 1.2.1.1 | LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL | m² | 276.00 | 2.85 | 786.60 | 786.60 | | | | | | | | | | |
| 1.2.1.2 | EXCAVACIÓN PARA ESTRUCTURAS EN ROCA | m³ | 114.62 | 29.57 | 3,389.31 | 3,389.31 | | | | | | | | | | |
| 1.2.1.3 | EXCAVACION PARA ESTRUCTURAS EN MATERIAL COMUN | m³ | 303.05 | 122.45 | 37,108.47 | 37,108.47 | | | | | | | | | | |
| 1.2.1.4 | RELLENO SELECTO Y COMPATACTADO AL 95% (AASTHO) | m³ | 772.79 | 401.53 | 310,298.37 | | | | 310,298.37 | | | | | | | |
| 1.2.1.5 | ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE | m³ | 372.97 | 644.21 | 240,271.00 | | | | 240,271.00 | | | | | | | |
| 1.2.2 | ESTRIBOS | | | | 1,656,376.77 | 135,898.33 | 433,046.33 | 580,475.25 | 392,106.48 | 114,850.38 | | | | | | |
| 1.2.2.1 | ESTRIBO DERECHO | | | | 549,503.55 | 74,141.65 | 180,034.58 | 233,518.94 | 61,808.38 | | | | | | | |
| 1.2.2.1.1 | CIMIENTO | | | | 230,970.76 | 74,141.65 | 156,829.11 | | | | | | | | | |
| 1.2.2.1.1.1 | ANCLAJES DE CIMENTACIÓN EN ROCA | und | 24.00 | 2,426.26 | 58,230.24 | 58,230.24 | | | | | | | | | | |
| 1.2.2.1.1.2 | CONCRETO ESTRUCTURAL f´c =140 Kg/cm2 EN SOLADOS | m³ | 5.52 | 396.43 | 2,188.29 | 2,188.29 | | | | | | | | | | |
| 1.2.2.1.1.3 | ACERO DE REFUERZO f'y = 4200 kg/cm2 | kg | 10,253.89 | 8.03 | 82,338.74 | 13,723.12 | 68,615.62 | | | | | | | | | |
| 1.2.2.1.1.4 | CONCRETO ESTRUCTURAL f´c = 280 Kg/cm2 | m³ | 122.10 | 656.86 | 80,202.61 | | 80,202.61 | | | | | | | | | |
| 1.2.2.1.1.5 | ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA | m² | 63.72 | 125.72 | 8,010.88 | | 8,010.88 | | | | | | | | | |
| 1.2.2.1.2 | PANTALLA Y ALEROS | | | | 318,532.79 | | 23,205.47 | 233,518.94 | 61,808.38 | | | | | | | |
| 1.2.2.1.2.1 | ACERO DE REFUERZO f'y = 4200 kg/cm2 | kg | 10,403.45 | 8.03 | 83,539.70 | | 23,205.47 | 60,334.23 | | | | | | | | |
| 1.2.2.1.2.2 | CONCRETO ESTRUCTURAL f´c = 210 Kg/cm2 | m³ | 254.12 | 511.25 | 129,918.85 | | | 129,918.85 | | | | | | | | |
| 1.2.2.1.2.3 | ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA | m² | 513.71 | 204.54 | 105,074.24 | | | 43,265.86 | 61,808.38 | | | | | | | |
| 1.2.2.2 | ESTRIBO CENTRAL | | | | 515,696.92 | 61,756.67 | 253,011.75 | 200,928.49 | | | | | | | | |
| 1.2.2.2.1 | PILOTES | | | | 155,562.88 | 61,756.67 | 93,806.21 | | | | | | | | | |
| 1.2.2.2.1.1 | PERFORACIÓN Y MOLDEO DE PILOTES | und | 12.00 | 919.26 | 11,031.12 | 11,031.12 | | | | | | | | | | |
| 1.2.2.2.1.2 | ACERO DE REFUERZO f'y = 4200 kg/cm2 | kg | 11,054.76 | 8.03 | 88,769.72 | 50,725.55 | 38,044.17 | | | | | | | | | |
| 1.2.2.2.1.3 | CONCRETO ESTRUCTURAL f´c = 210 Kg/cm2 | m³ | 109.07 | 511.25 | 55,762.04 | | 55,762.04 | | | | | | | | | |
| 1.2.2.2.2 | ENCEPADO | | | | 166,255.36 | | 159,205.55 | 7,049.81 | | | | | | | | |
| 1.2.2.2.2.1 | CONCRETO ESTRUCTURAL f´c =140 Kg/cm2 EN SOLADOS | m³ | 7.82 | 396.43 | 3,100.08 | | 3,100.08 | | | | | | | | | |
| 1.2.2.2.2.2 | ACERO DE REFUERZO f'y = 4200 kg/cm2 | kg | 10,201.19 | 8.03 | 81,915.56 | | 81,915.56 | | | | | | | | | |
| 1.2.2.2.2.3 | CONCRETO ESTRUCTURAL f´c = 280 Kg/cm2 | m³ | 107.58 | 656.86 | 70,665.00 | | 70,665.00 | | | | | | | | | |
| 1.2.2.2.2.4 | ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA | m² | 51.70 | 204.54 | 10,574.72 | | 3,524.91 | 7,049.81 | | | | | | | | |
| 1.2.2.2.3 | PANTALLA | | | | 193,878.68 | | | 193,878.68 | | | | | | | | |
| 1.2.2.2.3.1 | ACERO DE REFUERZO f'y = 4200 kg/cm2 | kg | 9,945.48 | 8.03 | 79,862.20 | | | 79,862.20 | | | | | | | | |
| 1.2.2.2.3.2 | CONCRETO ESTRUCTURAL f´c = 210 Kg/cm2 | m³ | 145.72 | 511.25 | 74,499.35 | | | 74,499.35 | | | | | | | | |
| 1.2.2.2.3.3 | ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA | m² | 193.20 | 204.54 | 39,517.13 | | | 39,517.13 | | | | | | | | |
| 1.2.2.3 | ESTRIBO IZQUIERDO | | | | 591,176.30 | | | 146,027.82 | 330,298.10 | 114,850.38 | | | | | | |
| 1.2.2.3.1 | PILOTES | | | | 120,917.25 | | | 120,917.25 | | | | | | | | |
| 1.2.2.3.1.1 | PERFORACIÓN Y MOLDEO DE PILOTES | und | 12.00 | 919.26 | 11,031.12 | | | 11,031.12 | | | | | | | | |
| 1.2.2.3.1.2 | ACERO DE REFUERZO f'y = 4200 kg/cm2 | kg | 8,686.55 | 8.03 | 69,753.00 | | | 69,753.00 | | | | | | | | |
| 1.2.2.3.1.3 | CONCRETO ESTRUCTURAL f´c = 210 Kg/cm2 | m³ | 78.50 | 511.25 | 40,133.13 | | | 40,133.13 | | | | | | | | |
| 1.2.2.3.2 | ENCEPADO | | | | 144,827.06 | | | 25,110.57 | 119,716.49 | | | | | | | |
| 1.2.2.3.2.1 | CONCRETO ESTRUCTURAL f´c =140 Kg/cm2 EN SOLADOS | m³ | 7.82 | 396.43 | 3,100.08 | | | 3,100.08 | | | | | | | | |
| 1.2.2.3.2.2 | ACERO DE REFUERZO f'y = 4200 kg/cm2 | kg | 6,030.27 | 8.03 | 48,423.07 | | | 22,010.49 | 26,412.58 | | | | | | | |
| 1.2.2.3.2.3 | CONCRETO ESTRUCTURAL f´c = 280 Kg/cm2 | m³ | 124.95 | 656.86 | 82,074.66 | | | | 82,074.66 | | | | | | | |
| 1.2.2.3.2.4 | ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA | m² | 54.90 | 204.54 | 11,229.25 | | | | 11,229.25 | | | | | | | |
| 1.2.2.3.3 | PANTALLA | | | | 325,431.99 | | | | 210,581.61 | 114,850.38 | | | | | | |
| 1.2.2.3.3.1 | ACERO DE REFUERZO f'y = 4200 kg/cm2 | kg | 4,220.17 | 8.03 | 33,887.97 | | | | 33,887.97 | | | | | | | |
| 1.2.2.3.3.2 | CONCRETO ESTRUCTURAL f´c = 210 Kg/cm2 | m³ | 308.17 | 511.25 | 157,551.91 | | | | 157,551.91 | | | | | | | |
| 1.2.2.3.3.3 | ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA | m² | 655.09 | 204.54 | 133,992.11 | | | | 19,141.73 | 114,850.38 | | | | | | |
| 1.2.3 | ARCO | | | | 2,093,489.45 | | | 915,687.37 | 891,979.02 | 247,286.91 | 38,536.16 | | | | | |
| 1.2.3.1 | FABRICACIÓN DE ENCOFRADO METALICO | t | 84.04 | 16,888.57 | 1,419,315.42 | | | 915,687.37 | 503,628.05 | | | | | | | |
| 1.2.3.2 | MONTAJE Y LANZAMIENTO DE ENCOFRADO METALICO | t | 84.04 | 4,056.54 | 340,911.62 | | | | 340,911.62 | | | | | | | |
| 1.2.3.3 | ACERO DE REFUERZO f'y = 4200 kg/cm2 | kg | 18,707.92 | 8.03 | 150,224.60 | | | | 47,439.35 | 102,785.25 | | | | | | |
| 1.2.3.4 | CONCRETO ESTRUCTURAL f´c = 300 Kg/cm2 | m³ | 120.73 | 718.11 | 86,697.42 | | | | | 86,697.42 | | | | | | |
| 1.2.3.5 | ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA | m² | 471.01 | 204.54 | 96,340.39 | | | | | 57,804.23 | 38,536.16 | | | | | |
| 1.2.4 | PILARES | | | | 32,212.56 | | | | | | 32,212.56 | | | | | |
| 1.2.4.1 | ACERO DE REFUERZO f'y = 4200 kg/cm2 | kg | 1,488.27 | 8.03 | 11,950.81 | | | | | | 11,950.81 | | | | | |
| 1.2.4.2 | CONCRETO ESTRUCTURAL f´c = 300 Kg/cm2 | m³ | 10.14 | 718.11 | 7,281.64 | | | | | | 7,281.64 | | | | | |
| 1.2.4.3 | ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA | m² | 63.46 | 204.54 | 12,980.11 | | | | | | 12,980.11 | | | | | |
| 1.2.5 | VIGA CABEZAL | | | | 77,532.73 | | | | | | 77,532.73 | | | | | |
| 1.2.5.1 | ACERO DE REFUERZO f'y = 4200 kg/cm2 | kg | 4,031.23 | 8.03 | 32,370.78 | | | | | | 32,370.78 | | | | | |
| 1.2.5.2 | CONCRETO ESTRUCTURAL f´c = 300 Kg/cm2 | m³ | 32.31 | 718.11 | 23,202.13 | | | | | | 23,202.13 | | | | | |
| 1.2.5.3 | ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA | m² | 101.60 | 216.14 | 21,959.82 | | | | | | 21,959.82 | | | | | |
| 1.2.6 | TABLERO | | | | 806,720.44 | | | | | | 50,060.71 | 300,364.23 | 379,396.36 | 76,899.14 | | |
| 1.2.6.1 | ACERO DE REFUERZO f'y = 4200 kg/cm2 | kg | 43,639.47 | 8.03 | 350,424.94 | | | | | | 50,060.71 | 300,364.23 | | | | |
| 1.2.6.2 | CONCRETO ESTRUCTURAL f´c = 280 Kg/cm2 | m³ | 270.28 | 656.86 | 177,536.12 | | | | | | | | 177,536.12 | | | |
| 1.2.6.3 | ENCOFRADO Y DESENCOFRADO CARAVISTA | m² | 1,362.86 | 204.54 | 278,759.38 | | | | | | | | 201,860.24 | 76,899.14 | | |
| 1.2.7 | LOSA DE APROXIMACIÓN | | | | 64,088.91 | | | | | | | | | | | 64,088.91 |
| 1.2.7.1 | ACERA | | | | 9,147.51 | | | | | | | | | | | 9,147.51 |
| 1.2.7.1.1 | ACERO DE REFUERZO f'y = 4200 kg/cm2 | kg | 264.47 | 8.03 | 2,123.69 | | | | | | | | | | | 2,123.69 |
| 1.2.7.1.2 | CONCRETO ESTRUCTURAL f´c = 210 Kg/cm2 | m³ | 10.11 | 511.25 | 5,168.74 | | | | | | | | | | | 5,168.74 |
| 1.2.7.1.3 | ENCOFRADO Y DESENCOFRADO | m² | 13.28 | 139.69 | 1,855.08 | | | | | | | | | | | 1,855.08 |
| 1.2.7.2 | LOSA | | | | 39,524.79 | | | | | | | | | | | 39,524.79 |
| 1.2.7.2.1 | ACERO DE REFUERZO f'y = 4200 kg/cm2 | kg | 2,731.10 | 8.03 | 21,930.73 | | | | | | | | | | | 21,930.73 |
| 1.2.7.2.2 | CONCRETO ESTRUCTURAL f´c = 210 Kg/cm2 | m³ | 32.84 | 511.25 | 16,789.45 | | | | | | | | | | | 16,789.45 |
| 1.2.7.2.3 | ENCOFRADO Y DESENCOFRADO | m² | 5.76 | 139.69 | 804.61 | | | | | | | | | | | 804.61 |
| 1.2.7.3 | PARAPETO | | | | 15,416.61 | | | | | | | | | | | 15,416.61 |
| 1.2.7.3.1 | ACERO DE REFUERZO f'y = 4200 kg/cm2 | kg | 516.57 | 8.03 | 4,148.06 | | | | | | | | | | | 4,148.06 |
| 1.2.7.3.2 | CONCRETO ESTRUCTURAL f´c = 210 Kg/cm2 | m³ | 4.68 | 511.25 | 2,392.65 | | | | | | | | | | | 2,392.65 |
| 1.2.7.3.3 | ENCOFRADO Y DESENCOFRADO | m² | 63.54 | 139.69 | 8,875.90 | | | | | | | | | | | 8,875.90 |
| 1.2.8 | VARIOS | | | | 474,549.40 | | | | | | 336,242.16 | 3,262.28 | | 70,528.12 | 40,322.59 | 24,194.25 |
| 1.2.8.1 | NEOPRENO DE 30x30x7.5mm | und | 36.00 | 9,340.06 | 336,242.16 | | | | | | 336,242.16 | | | | | |
| 1.2.8.2 | SUMIDERO DE DRENAJE | und | 28.00 | 116.51 | 3,262.28 | | | | | | | 3,262.28 | | | | |
| 1.2.8.3 | JUNTA DE DILATACIÓN PARA PUENTES | m | 21.60 | 153.88 | 3,323.81 | | | | | | | | | 3,323.81 | | |
| 1.2.8.4 | BARANDAS | m | 139.60 | 770.25 | 107,526.90 | | | | | | | | | 67,204.31 | 40,322.59 | |
| 1.2.8.5 | PRUEBA DE CARGA | GLB | 1.00 | 24,194.25 | 24,194.25 | | | | | | | | | | | 24,194.25 |
| 1.3 | ACCESOS | | | | 1,135,550.57 | | | | | | | | | 15,594.48 | 799,898.17 | 320,057.92 |
| 1.3.1 | RAMPA | | | | 878,635.80 | | | | | | | | | 15,594.48 | 799,898.17 | 63,143.15 |
| 1.3.1.1 | LIMPIEZA DE TERRENO MANUAL | m² | 828.00 | 2.85 | 2,359.80 | | | | | | | | | 2,359.80 | | |
| 1.3.1.2 | CONCRETO ESTRUCTURAL f´c =140 Kg/cm2 EN SOLERA | m³ | 25.20 | 396.43 | 9,990.04 | | | | | | | | | 9,990.04 | | |
| 1.3.1.3 | PANEL PREFABRICADO DE CONCRETO (f´c=350 Kg/cm2) DE 1.50x1.50x0.14m | und | 657.00 | 69.14 | 45,424.98 | | | | | | | | | 3,244.64 | 42,180.34 | |
| 1.3.1.4 | RELLENO SELECTO Y COMPATACTADO AL 95% (AASTHO) | m³ | 7,233.53 | 113.48 | 820,860.98 | | | | | | | | | | 757,717.83 | 63,143.15 |
| 1.3.2 | BASES Y SUB BASES | | | | 63,388.22 | | | | | | | | | | | 63,388.22 |
| 1.3.2.1 | SUB BASE GRANULAR e=20cm | m³ | 216.66 | 145.72 | 31,571.70 | | | | | | | | | | | 31,571.70 |
| 1.3.2.2 | BASE GRANULAR e=20cm | m³ | 216.66 | 146.85 | 31,816.52 | | | | | | | | | | | 31,816.52 |
| 1.3.3 | PAVIMENTOS | | | | 193,526.55 | | | | | | | | | | | 193,526.55 |
| 1.3.3.1 | IMPRIMACIÓN ASFALTICA | m² | 1,654.49 | 49.22 | 81,434.00 | | | | | | | | | | | 81,434.00 |
| 1.3.3.2 | RIEGO DE LIGA | m² | 1,654.49 | 3.72 | 6,154.70 | | | | | | | | | | | 6,154.70 |
| 1.3.3.3 | PAVIMENTO DE CONCRETO ASFALTICO EN CALIENTE | m³ | 82.72 | 1,280.68 | 105,937.85 | | | | | | | | | | | 105,937.85 |

| Item | Descripción | Unid. | Cantidad | Precio | Parcial | Mes 1 Del 04/07/2022 Al 03/08/2022 | Mes 2 Del 04/08/2022 Al 03/09/2022 | Mes 3 Del 04/09/2022 Al 03/10/2022 | Mes 4 Del 04/10/2022 Al 03/11/2022 | Mes 5 Del 04/11/2022 Al 03/12/2022 | Mes 6 Del 04/12/2022 Al 03/01/2023 | Mes 7 Del 04/01/2023 Al 03/02/2023 | Mes 8 Del 04/02/2023 Al 03/03/2023 | Mes 9 Del 04/03/2023 Al 03/04/2023 | Mes 10 Del 04/04/2023 Al 03/05/2023 | Mes 11 Del 04/05/2023 Al 03/06/2023 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1.4 | **PROTECCIÓN RIBEREÑA** | | | | **696,096.94** | | | | | **133,294.54** | **123,391.63** | **125,219.51** | **239,899.05** | **74,292.21** | | |
| 1.4.1 | MURO DE CONTENCIÓN | | | | 696,096.94 | | | | | 133,294.54 | 123,391.63 | 125,219.51 | 239,899.05 | 74,292.21 | | |
| 1.4.1.1 | TRAZO, NIVELES Y REPLANTEO | m² | 331.29 | 6.88 | 2,279.28 | | | | | 2,279.28 | | | | | | |
| 1.4.1.2 | EXCAVACION PARA ESTRUCTURAS EN MATERIAL COMUN | m³ | 691.39 | 122.45 | 84,660.71 | | | | | 84,660.71 | | | | | | |
| 1.4.1.3 | RELLENO CON MATERIAL PROPIO | m³ | 252.07 | 143.08 | 36,066.18 | | | | | | | | | 36,066.18 | | |
| 1.4.1.4 | CONCRETO ESTRUCTURAL f´c =140 Kg/cm2 EN SOLADOS | m³ | 33.13 | 396.43 | 13,133.73 | | | | | 13,133.73 | | | | | | |
| 1.4.1.5 | ACERO DE REFUERZO f'y = 4200 kg/cm2 | kg | 28,368.61 | 8.03 | 227,799.94 | | | | | 33,220.82 | 123,391.63 | 71,187.48 | | | | |
| 1.4.1.6 | CONCRETO ESTRUCTURAL f´c = 210 Kg/cm2 | m³ | 300.45 | 511.25 | 153,605.06 | | | | | | | | 119,470.60 | 34,134.46 | | |
| 1.4.1.7 | ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL | m² | 1,137.92 | 149.41 | 170,016.63 | | | | | | | 49,588.18 | 120,428.45 | | | |
| 1.4.1.8 | SUM. E INSTALACION DE TUBERIA PVC SAP DE 2" | m | 288.00 | 15.43 | 4,443.84 | | | | | | | 4,443.84 | | | | |
| 1.4.1.9 | JUNTA DE DILATACIÓN EN MUROS | m | 189.60 | 10.36 | 1,964.26 | | | | | | | | | 1,964.26 | | |
| 1.4.1.10 | JUNTA DE CONSTRUCIÓN EN MUROS | m | 189.60 | 11.22 | 2,127.31 | | | | | | | | | 2,127.31 | | |
| | Costo directo: | | | | 7,737,784.28 | 286,495.47 | 433,046.33 | 1,496,162.62 | 1,834,654.87 | 495,431.83 | 657,975.95 | 428,846.02 | 619,295.41 | 237,313.95 | 840,220.75 | 408,341.08 |
| | Porcentaje de avance por Mes | | | | | 3.70% | 5.60% | 19.34% | 23.71% | 6.40% | 8.50% | 5.54% | 8.00% | 3.07% | 10.86% | 5.28% |
| | Porcentaje de avance acumulado | | | | | 3.70% | 9.30% | 28.64% | 52.35% | 58.75% | 67.25% | 72.79% | 80.79% | 83.86% | 94.72% | 100.00% |

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO
FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERIA CIVIL
ESCUALA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

# CALENDARIO DE ADQUISICIONES DEL PROYECTO

PROYECTO : DISEÑO PARA EL MEJORAMIENTO EN LA TRANSITABILIDAD, PROPUESTA ESTRUCTURAL EN EL PUENTE PACHAR, OLLANTAYTAMBO – CUSCO, 2019
PROPIETARIO : UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO
UBICACION : DPTO: CUSCO PROV: URUBAMBA DIST: OLLANTAYTAMBO LOC: PACHAR
FECHA PROYECTO : 25/04/2022

| Tipo | Descripcion | Unidad | Precio Unit. | Mes 1 | | Mes 2 | | Mes 3 | | Mes 4 | | Mes 5 | | Mes 6 | | Mes 7 | | Mes 8 | | Mes 9 | | Mes 10 | | Mes 11 | | Total Cantidad | Total Parcial S/ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | Cantidad | Parcial S/ | Cantidad | Parcial S/ | Cantidad | Parcial S/ | Cantidad | Parcial S/ | Cantidad | Parcial S/ | Cantidad | Parcial S/ | Cantidad | Parcial S/ | Cantidad | Parcial S/ | Cantidad | Parcial S/ | Cantidad | Parcial S/ | Cantidad | Parcial S/ | | |
| MANO DE OBRA | OFICIAL | hh | 19.13 | 826.6180 | 15,813.20 | 1,748.2080 | 33,443.22 | 5,240.3319 | 100,247.55 | 4,096.4019 | 78,364.17 | 5,148.1534 | 98,484.17 | 2,991.9993 | 57,236.95 | 2,880.1417 | 55,097.11 | 8,172.9253 | 156,348.06 | 2,057.9272 | 39,368.15 | 406.6080 | 7,778.41 | 507.2703 | 9,704.08 | 34,076.5849 | 651,885.07 |
| | OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO | hh | 25.17 | 6.3095 | 158.81 | 541.1802 | 13,621.51 | 646.7251 | 16,278.07 | 807.7697 | 20,331.56 | 252.5156 | 6,355.82 | 75.4723 | 1,899.64 | | | 766.7692 | 19,299.58 | 117.8265 | 2,965.69 | | | 63.5067 | 1,598.46 | 3,278.0749 | 82,509.15 |
| | OPERADOR DE EQUIPO PESADO | hh | 25.27 | 24.5957 | 621.53 | | | 19.1991 | 485.16 | | | 12.3120 | 311.13 | | | | | | | | | 573.3802 | 14,489.32 | 113.1337 | 2,858.89 | 742.6207 | 18,766.02 |
| | OPERARIO | hh | 24.23 | 530.3449 | 12,850.26 | 1,677.9949 | 40,657.82 | 2,261.6048 | 54,798.68 | 2,505.5976 | 60,710.63 | 1,774.6749 | 43,000.37 | 1,572.2385 | 38,095.34 | 2,130.6172 | 51,624.85 | 2,290.9748 | 55,510.32 | 726.6849 | 17,607.58 | 406.6304 | 9,852.65 | 259.1568 | 6,279.37 | 16,136.5196 | 390,987.87 |
| | OPERARIO ELECTROMECANICO | hh | 25.80 | | | | | 1,239.2905 | 31,973.70 | 681.6098 | 17,585.53 | | | | | | | | | | | | | | | 1,920.9003 | 49,559.23 |
| | PEON | hh | 17.29 | 859.8636 | 14,867.04 | 2,778.0036 | 48,031.68 | 9,879.6634 | 170,819.38 | 9,272.1644 | 160,315.72 | 2,176.7351 | 37,635.75 | 788.3917 | 13,631.29 | 528.5773 | 9,139.10 | 5,895.4215 | 101,931.84 | 1,989.1908 | 34,393.11 | 789.1531 | 13,644.46 | 591.3599 | 10,224.61 | 35,548.5244 | 614,633.99 |
| | TECNICO (CONTROL DE CALIDAD) | hh | 31.49 | | | | | 619.6571 | 19,513.00 | 564.9092 | 17,788.99 | | | | | | | | | | | | | | | 1,184.5664 | 37,301.99 |
| | TECNICO SOLDADOR | hh | 25.63 | | | | | 1,239.3026 | 31,763.32 | 1,129.8188 | 28,957.26 | | | | | | | | | 17.2766 | 442.80 | 0.0000 | 0.00 | | | 2,386.3980 | 61,163.38 |
| | TOPOGRAFO | hh | 31.49 | 19.1985 | 604.56 | | | 19.1985 | 604.56 | | | 14.7287 | 463.81 | | | | | | | | | | | 8.0000 | 251.92 | 61.1256 | 1,924.85 |
| Total MANO DE OBRA | | | | | 44,915.40 | | 135,754.22 | | 426,483.43 | | 384,053.86 | | 186,251.05 | | 110,863.22 | | 115,861.07 | | 333,089.80 | | 94,777.33 | | 45,764.84 | | 30,917.33 | | 1,908,731.55 |
| MATERIALES | ACEITE PARA MOTOR SAE-30 | gln | 65.00 | 0.0391 | 2.54 | 1.4103 | 91.67 | 1.9687 | 127.97 | 1.7325 | 112.61 | 0.7174 | 46.63 | 0.1698 | 11.04 | | | 2.0159 | 131.03 | 0.4454 | 28.95 | | | 0.1905 | 12.38 | 8.6895 | 564.82 |
| | ACERO DE REFUERZO fy=4200 Kg/cm2 (GRADO 60) | kg | 5.61 | 8,426.5714 | 47,273.07 | 27,690.0342 | 155,341.09 | 30,328.4233 | 170,142.45 | 14,086.8352 | 79,027.15 | 17,782.5974 | 99,760.37 | 28,473.6253 | 159,737.04 | 48,579.8492 | 272,532.95 | | | 70.9989 | 398.30 | | | 3,687.4340 | 20,686.50 | 179,126.3690 | 1,004,898.93 |
| | ACERO ESTRUCTURAL ASTM A709 | t | 2,208.00 | | | | | 56.9303 | 125,702.15 | 31.3117 | 69,136.18 | | | | | | | | | | | | | | | 88.2420 | 194,838.34 |
| | ACERO ESTRUCTURAL GRADO 36 | t | 2,267.55 | | | | | | | | | | | | | | | | | 2.2305 | 5,057.66 | 1.0156 | 2,302.88 | | | 3.2460 | 7,360.54 |
| | ACETILENO | kg | 35.48 | | | | | 216.8774 | 7,694.81 | 119.2826 | 4,232.15 | | | | | | | | | 9.3693 | 332.42 | 5.6216 | 199.45 | | | 351.1509 | 12,458.83 |
| | AGUA | m³ | 2.00 | 0.9936 | 1.99 | 62.3826 | 124.77 | 87.5088 | 175.02 | 77.9616 | 155.92 | 27.6948 | 55.39 | 7.6410 | 15.28 | | | 90.7134 | 181.43 | 17.8144 | 35.63 | | | 60.5718 | 121.14 | 433.2820 | 866.56 |
| | ALAMBRE NEGRO N° 8 | kg | 4.37 | 58.0664 | 253.75 | 56.6859 | 247.72 | 307.5365 | 1,343.93 | 315.5698 | 1,379.04 | 591.0714 | 2,582.98 | 247.5057 | 1,081.60 | 162.5290 | 710.25 | 1,085.7682 | 4,744.81 | 263.2590 | 1,150.44 | | | 40.4396 | 176.72 | 3,128.4314 | 13,671.25 |
| | ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16 | kg | 6.50 | 160.5197 | 1,043.38 | 535.5693 | 3,481.20 | 621.6527 | 4,040.74 | 313.4101 | 2,037.17 | 423.1561 | 2,750.51 | 577.7472 | 3,755.36 | 925.5813 | 6,016.28 | 98.6899 | 641.48 | 37.5961 | 244.37 | | | 70.2428 | 456.58 | 3,764.1653 | 24,467.07 |
| | APOYOS PROVISIONALES | und | 25.00 | | | | | | | 7.1602 | 179.01 | | | | | | | | | | | | | | | 7.1602 | 179.01 |
| | ARENA GRUESA | m³ | 55.08 | 2.8820 | 158.74 | 173.2850 | 9,544.54 | 243.0800 | 13,388.85 | 216.5600 | 11,928.12 | 76.9300 | 4,237.30 | 21.2250 | 1,169.07 | | | 251.9817 | 13,879.15 | 45.9833 | 2,532.76 | | | 53.8150 | 2,964.13 | 1,085.7420 | 59,802.67 |
| | ASFALTO LIQUIDO RC-250 | gln | 7.42 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 806.3815 | 5,983.35 | 806.3815 | 5,983.35 |
| | BARRENO | und | 330.40 | 0.8901 | 294.10 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 0.8901 | 294.10 |
| | CABLES, ESTROBOS, ETC | est | 25.00 | | | | | | | 84.0400 | 2,101.00 | | | | | | | | | | | | | | | 84.0400 | 2,101.00 |
| | CAJA METALICA PORTAMEDIDOR MONOFASICO TIPO ELSE CON LUNA VISORA | pza | 65.00 | 1.0000 | 65.00 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 1.0000 | 65.00 |
| | CALAMINA GALVANIZADA DE 1.83m X 0.83m X 3mm | pln | 34.32 | 104.3983 | 3,582.95 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 104.3983 | 3,582.95 |
| | CARTEL DE OBRA BANNER DE 2.40x3.60 (TIPO GIGANTOGRAFIA) | und | 290.00 | 1.0000 | 290.00 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 1.0000 | 290.00 |
| | CEMENTO ASFALTICO PEN 60/70 | gln | 7.37 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 330.0000 | 2,432.10 | 330.0000 | 2,432.10 |
| | CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 Kg) | bol | 22.70 | 54.6660 | 1,240.92 | 4,044.0240 | 91,799.34 | 4,455.4680 | 101,139.12 | 4,459.5140 | 101,230.97 | 2,042.8600 | 46,372.92 | 636.7500 | 14,454.23 | | | 5,663.5267 | 128,562.06 | 790.6533 | 17,947.83 | | | 438.1960 | 9,947.05 | 22,585.6580 | 512,694.44 |
| | CINTA TEFLON | pza | 1.50 | 2.5333 | 3.80 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 2.5333 | 3.80 |
| | CLAVOS PARA CALAMINA | kg | 6.00 | 8.7000 | 52.20 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 8.7000 | 52.20 |
| | CLAVOS PARA MADERA C/C 2" | kg | 5.85 | 14.6239 | 85.55 | 16.1907 | 94.72 | 87.8389 | 513.86 | 90.1333 | 527.28 | 180.7148 | 1,057.18 | 70.6928 | 413.55 | | | 197.3797 | 1,154.67 | 75.1923 | 439.87 | | | | | 732.7664 | 4,286.68 |
| | CLAVOS PARA MADERA C/C 3" | kg | 5.85 | 29.8496 | 174.62 | 32.3813 | 189.43 | 175.6777 | 1,027.71 | 180.2667 | 1,054.56 | 337.6447 | 1,975.22 | 141.3856 | 827.11 | 33.4730 | 195.82 | 476.0510 | 2,784.90 | 150.3846 | 879.75 | | | 8.3286 | 48.72 | 1,565.4427 | 9,157.84 |
| | CLAVOS PARA MADERA C/C 4" | kg | 6.50 | | | 40.4767 | 263.10 | 219.5972 | 1,427.38 | 225.3333 | 1,464.67 | 422.0559 | 2,743.36 | 176.7320 | 1,148.76 | | | 493.4493 | 3,207.42 | 187.9807 | 1,221.87 | | | | | 1,765.6250 | 11,476.56 |
| | CODO PVC SAL DE 4" X 90° | und | 8.50 | 5.0000 | 42.50 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 5.0000 | 42.50 |
| | CODO PVC SAP DE 3/4" X 90° | und | 2.50 | 10.0000 | 25.00 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 10.0000 | 25.00 |
| | DINAMITA AL 65% | kg | 20.48 | 11.4732 | 234.97 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 11.4732 | 234.97 |
| | DOWEL LISTO 1", LONG. PASADOR 41cm, H=9cm, L=1m | m | 51.33 | 24.0000 | 1,231.92 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 24.0000 | 1,231.92 |
| | DUCHA CROMADA | und | 35.00 | 12.0000 | 420.00 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 12.0000 | 420.00 |
| | FULMINANTE #8 | pza | 1.26 | 57.3100 | 72.21 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 57.3100 | 72.21 |
| | GASOLINA 84 OCTANOS | gln | 16.80 | 1.1040 | 18.55 | 94.1153 | 1,581.14 | 132.2533 | 2,221.86 | 118.3346 | 1,988.02 | 39.6112 | 665.47 | 11.5979 | 194.85 | | | 137.6900 | 2,313.19 | 23.2816 | 391.13 | | | 13.0132 | 218.62 | 571.0011 | 9,592.82 |
| | GEOSTRAP 5HA 50mm DE ANCHO | und | 15.00 | | | | | | | | | | | | | | | | | 23.4643 | 351.96 | 305.0357 | 4,575.54 | | | 328.5000 | 4,927.50 |
| | HORMIGON | m³ | 50.74 | 14.8486 | 753.42 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 14.8486 | 753.42 |
| | INODORO | und | 219.00 | 12.0000 | 2,628.00 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 12.0000 | 2,628.00 |
| | LACA DESMOLDEADORA | gln | 83.90 | | | 9.7163 | 815.20 | 52.7138 | 4,422.69 | 54.0907 | 4,538.21 | 101.3135 | 8,500.20 | 42.4241 | 3,559.38 | | | 118.4514 | 9,938.07 | 45.1243 | 3,785.93 | | | | | 423.8342 | 35,559.69 |
| | LAVATORIO | und | 84.50 | 24.0000 | 2,028.00 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 24.0000 | 2,028.00 |
| | MADERA AGUANO | p² | 6.30 | | | | | 162.6581 | 1,024.75 | 329.0426 | 2,072.97 | 6.8361 | 43.07 | | | 1,904.9624 | 12,001.26 | 4,626.3372 | 29,145.92 | | | | | 473.9830 | 2,986.09 | 7,503.8194 | 47,274.06 |
| | MADERA AGUANO 2"x 3"x10' | p² | 5.80 | | | 174.0497 | 1,009.49 | 944.2678 | 5,476.75 | 968.9333 | 5,619.81 | 1,814.8402 | 10,526.07 | 963.1476 | 5,586.26 | | | 2,121.8320 | 12,306.63 | 808.3170 | 4,688.24 | | | | | 7,795.3875 | 45,213.25 |
| | MADERA ROLLIZO DE 4"x2.5 m | pza | 35.00 | 72.5000 | 2,537.50 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 72.5000 | 2,537.50 |
| | MATERIAL DE BASE | m³ | 35.14 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 260.0043 | 9,136.55 | 260.0043 | 9,136.55 |
| | MATERIAL DE SUB-BASE | m³ | 35.00 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 259.9920 | 9,099.72 | 259.9920 | 9,099.72 |
| | MATERIAL PROPIO SELECCIONADO | m³ | 10.00 | | | | | | | | | | | | | | | | | 259.6321 | 2,596.32 | | | | | 259.6321 | 2,596.32 |
| | MATERIAL SELECTO DE CANTERA PARA RELLENO | m³ | 4.50 | | | | | | | 1,004.6270 | 4,520.82 | | | | | | | | | | | 8,680.2360 | 39,061.06 | 723.3530 | 3,255.09 | 10,408.2160 | 46,836.97 |
| | MECHA O GUIA BLANCA | m | 1.17 | 57.7998 | 67.63 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 57.7998 | 67.63 |
| | MEZCLA ASFALTICA EN CALIENTE | m³ | 907.20 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 103.4000 | 93,804.48 | 103.4000 | 93,804.48 |
| | MOVILIZACIÓN Y DEMOVILIZACIÓN DE EQUIPO | GLB | 75,000.00 | 1.0000 | 75,000.00 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 1.0000 | 75,000.00 |
| | NEOPRENO DE 30x30x7.5mm | pza | 9,240.11 | | | | | | | | | | | 36.0000 | 332,643.96 | | | | | | | | | | | 36.0000 | 332,643.96 |
| | NEOPRENO EXPANSIBLE-COMPRESIBLE (TIPO PANAL) | m | 28.74 | | | | | | | | | | | | | | | | | 21.6000 | 620.78 | | | | | 21.6000 | 620.78 |
| | NIPLE DE F°G° DE 3" x 1 1/2" | und | 1.10 | 10.0000 | 11.00 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 10.0000 | 11.00 |
| | OXIGENO | m³ | 9.56 | | | | | 650.6323 | 6,220.04 | 357.8477 | 3,421.02 | | | | | | | | | 28.1098 | 268.73 | 16.8659 | 161.24 | | | 1,053.4557 | 10,071.04 |
| | PANEL PREFABRICADO DE CONCRETO (f´c=350 Kg/cm2) DE 1.50x1.50x0.14m | und | 20.00 | | | | | | | | | | | | | | | | | 46.9286 | 938.57 | 610.0714 | 12,201.43 | | | 657.0000 | 13,140.00 |
| | PEGAMENTO PARA TUBO PVC | gln | 120.00 | 0.0300 | 3.60 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 0.0300 | 3.60 |
| | PERNO DE ACERO 5/8" X 200 mm | pza | 3.60 | | | | | | | | | | | | | | | | | 279.2000 | 1,005.12 | 167.5200 | 603.07 | | | 446.7200 | 1,608.19 |
| | | und | 3.60 | 15.0000 | 54.00 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 15.0000 | 54.00 |
| | PETROLEO D-2 | gln | 15.36 | 2,308.8750 | 35,464.32 | | | | | 30,684.9351 | 471,320.60 | 5,185.4250 | 79,648.13 | | | | | | | | | 40,062.6277 | 615,361.96 | 10,907.9423 | 167,545.99 | 89,149.8051 | 1,369,341.01 |
| | PIEDRA SELECCIONADA DE 1/2" | m³ | 55.08 | 4.4156 | 243.21 | 277.2308 | 15,269.87 | 388.8927 | 21,420.21 | 346.4645 | 19,083.27 | 123.0768 | 6,779.07 | 33.9569 | 1,870.35 | | | 403.1341 | 22,204.62 | 73.5667 | 4,052.05 | | | 38.1005 | 2,098.58 | 1,688.8387 | 93,021.23 |
| | PINTURA ESMALTE | gln | 52.00 | 0.2500 | 13.00 | | | | | | | 3.3129 | 172.27 | | | | | | | | | | | | | 3.5629 | 185.27 |
| | POLIESTIRENO EXPANDIDO DE 1/2" | pln | 6.30 | | | | | | | | | | | | | | | | | 66.5105 | 419.02 | | | | | 66.5105 | 419.02 |
| | POSTE DE MADERA CORRIENTE DE 3"x2" | p² | 4.80 | 2.0000 | 9.60 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 2.0000 | 9.60 |
| | PRIMER PARA SELLADOR | gln | 410.59 | | | | | | | | | | | | | | | | | 2.7476 | 1,128.12 | | | | | 2.7476 | 1,128.12 |
| | REDUCCION PVC SAL 4"-2" | und | 5.00 | 5.0000 | 25.00 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 5.0000 | 25.00 |
| | SELLADOR ELASTICO DE POLIURETANO | gln | 210.53 | | | | | | | | | | | | | | | | | 2.5216 | 530.88 | | | | | 2.5216 | 530.88 |
| | SERVICIO DE INSTALACION DE SUMINISTRO MONOFASICO POR PARTE DE LA CONCESIONARIA | GLB | 2,300.00 | 1.0000 | 2,300.00 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 1.0000 | 2,300.00 |
| | SOLDADURA (AWS E7018) | kg | 17.23 | | | | | 6,506.3226 | 112,103.94 | 3,998.6774 | 68,897.21 | | | | | | | | | 353.8401 | 6,096.66 | 211.0103 | 3,635.71 | | | 11,069.8504 | 190,733.52 |
| | SUMIDERO DE DRENAJE DE F°G° Φ 4" | und | 75.00 | | | | | | | | | | | | | 28.0000 | 2,100.00 | | | | | | | | | 28.0000 | 2,100.00 |
| | TEE SP PVC SAP P/AGUA DE 3/4" | und | 2.45 | 10.0000 | 24.50 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 10.0000 | 24.50 |
| | TRANSICION PVC SAP DE 3/4" | pza | 1.20 | 10.0000 | 12.00 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 10.0000 | 12.00 |
| | TRIPLAY DE 1.20X2.40 m X 8 mm | pln | 44.60 | 46.5000 | 2,073.90 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 46.5000 | 2,073.90 |
| | TRIPLAY DE 1.20X2.40mX18mm | pln | 84.00 | | | 29.1432 | 2,448.03 | 158.1100 | 13,281.24 | 162.2400 | 13,628.16 | 303.8802 | 25,525.94 | 127.2470 | 10,688.75 | 38.4048 | 3,226.00 | 448.5523 | 37,678.39 | 135.3461 | 11,369.07 | | | | | 1,402.9236 | 117,845.58 |
| | TUB. PVC SAP 3/4" | m | 13.00 | 10.5000 | 136.50 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 10.5000 | 136.50 |
| | TUBERIA DE F°G° DE 4" | m | 18.00 | | | | | | | | | | | | | 29.4000 | 529.20 | | | | | | | | | 29.4000 | 529.20 |
| | TUBERIA PVC SAL P/DESAGUE DE 2" | m | 4.20 | 5.2500 | 22.05 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 5.2500 | 22.05 |
| | TUBERIA PVC SAL P/DESAGUE DE 4" | m | 7.00 | 5.2500 | 36.75 | | | | | | | | | | | 302.4000 | 2,116.80 | | | | | | | | | 307.6500 | 2,153.55 |
| | TUBO DE FIERRO NEGRO STD Φ2" | m | 23.27 | | | | | | | | | | | | | | | | | 91.5994 | 2,131.52 | 54.9596 | 1,278.91 | | | 146.5590 | 3,410.43 |
| | TUBO DE FIERRO NEGRO STD Φ3" | m | 39.06 | | | | | | | | | | | | | | | | | 91.6058 | 3,578.12 | 54.9635 | 2,146.87 | | | 146.5693 | 5,725.00 |
| | YEE PVC SAL 4" YEE PVC SAL 4" | und | 6.00 | 15.0000 | 90.00 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 15.0000 | 90.00 |
| | YESO (28 kg) | bol | 16.80 | | | | | | | | | 3.3523 | 56.32 | | | | | | | | | | | | | 3.3523 | 56.32 |
| Total MATERIALES | | | | | 180,101.72 | | 282,301.30 | | 592,895.47 | | 869,655.92 | | 293,498.42 | | 537,156.57 | | 299,428.57 | | 268,873.77 | | 74,222.11 | | 681,528.12 | | 330,973.81 | | 4,410,635.80 |
| EQUIPO | ADAPTADOR DE TORCIÓN | hm | 350.00 | 19.2000 | 6,720.00 | | | 19.2000 | 6,720.00 | | | | | | | | | | | | | | | | | 38.4000 | 13,440.00 |
| | CAMION CISTERNA 4X2 (AGUA) 100HP 1000 gl | hm | 157.41 | | | | | | | 5.4985 | 865.52 | | | | | | | | | | | 142.9505 | 22,501.84 | 11.9125 | 1,875.15 | 160.3616 | 25,242.52 |
| | CAMIÓN IMPRIMADOR 6X2 178-210 HP 1,800 gln | hm | 120.53 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 11.2560 | 1,356.68 | 11.2560 | 1,356.68 |
| | CARGADOR FRONTAL 160 A 195 HP | hm | 272.20 | | | | | | | 90.7336 | 24,697.68 | | | | | | | | | | | | | | | 90.7336 | 24,697.68 |
| | COCINA DE ASFALTO 320 GLN | hm | 84.58 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 8.2157 | 694.89 | 8.2157 | 694.89 |
| | COMPACTADORA VIBRATORIA TIPO PLANCHA 5.8 HP | hm | 34.89 | | | | | | | | | | | | | | | | | 403.2831 | 14,070.55 | | | | | 403.2831 | 14,070.55 |
| | COMPRESORA NEUMATICA 87 HP 250-330 PCM | hm | 106.60 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 11.1748 | 1,191.23 | 11.1748 | 1,191.23 |
| | COMPRESORA NEUMATICA DE 600-690 POM 196HP | hm | 231.59 | 195.6674 | 45,314.61 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 195.6674 | 45,314.61 |
| | DOBLADORA DE FIERRO | hm | 3.78 | 84.9311 | 321.04 | 279.0868 | 1,054.95 | 305.6790 | 1,155.47 | 141.9807 | 536.69 | 179.2301 | 677.49 | 286.9846 | 1,084.80 | 489.6344 | 1,850.82 | | | | | | | 37.1655 | 140.49 | 1,804.6921 | 6,821.74 |
| | EQUIPO DE OXICORTE | hm | 5.82 | | | | | 1,239.3128 | 7,212.80 | 681.6221 | 3,967.04 | | | | | | | | | 698.0000 | 4,062.36 | 418.8000 | 2,437.42 | | | 3,037.7349 | 17,679.62 |
| | ESTACION TOTAL | hm | 20.00 | 19.2000 | 384.00 | | | 19.2000 | 384.00 | | | 14.7424 | 294.85 | | | | | | | | | | | | | 53.1424 | 1,062.85 |
| | EXCAVADORA SOBRE ORUGA 115-165 HP 0.75-1.4 Y3 | hm | 290.26 | 9.0663 | 2,631.59 | | | | | | | 12.3148 | 3,574.49 | | | | | | | | | | | | | 21.3811 | 6,206.07 |
| | GATAS DE 50 ton | hm | 211.00 | | | | | 1,239.2977 | 261,491.82 | 1,129.8257 | 238,393.23 | | | | | | | | | | | | | | | 2,369.1234 | 499,885.05 |
| | GRUA HIDRAULICA AUTOPROPULSADA 127 HP 18 ton 9 m | hm | 290.26 | | | | | | | 448.2095 | 130,097.28 | | | | | | | | | | | | | | | 448.2095 | 130,097.28 |
| | HERRAMIENTAS MANUALES | %mo | 1,908,731.55 | 0.0696 | 1,328.72 | 0.2103 | 4,014.61 | 0.6671 | 12,733.32 | 0.6021 | 11,492.61 | 0.2909 | 5,553.03 | 0.1712 | 3,268.10 | 0.1769 | 3,376.89 | 0.5240 | 10,000.87 | 0.1489 | 2,842.23 | 0.0702 | 1,339.13 | 0.0484 | 924.19 | 2.9797 | 56,873.69 |
| | MARTILLOS NEUMATICOS 29 Kg | hm | 6.24 | 206.6949 | 1,289.78 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 206.6949 | 1,289.78 |
| | MEZCLADORA DE CONCRETO DE 9-11P3 | hm | 11.94 | 3.1530 | 37.65 | 270.5037 | 3,229.81 | 323.3600 | 3,860.92 | 310.6181 | 3,708.78 | 126.2054 | 1,506.89 | 37.7215 | 450.39 | | | 383.2859 | 4,576.43 | 58.9051 | 703.33 | | | 31.7533 | 379.13 | 1,545.5059 | 18,453.34 |
| | MONTACARGA 80 HP 5 ton | hm | 117.03 | | | | | 619.6518 | 72,517.84 | 340.8085 | 39,884.81 | | | | | | | | | | | | | | | 960.4602 | 112,402.66 |
| | MOTONIVELADORA DE 125 HP | hm | 210.62 | | | | | | | 5.5037 | 1,159.19 | | | | | | | | | | | 142.9766 | 30,113.74 | 21.4403 | 4,515.75 | 169.9206 | 35,788.68 |
| | MOTOSOLDADORA DE 250 AMP. | hm | 65.80 | | | | | 1,239.2995 | 81,545.91 | 737.6457 | 48,537.09 | | | | | | | | | 702.3200 | 46,212.66 | 418.8000 | 27,557.04 | | | 3,098.0652 | 203,852.69 |
| | NIVEL TOPOGRAFICO | hm | 8.00 | | | | | | | | | 14.9081 | 119.26 | | | | | | | | | | | 8.0000 | 64.00 | 22.9081 | 183.26 |
| | PAVIMENTADORA SOBRE ORUGAS 105 HP | hm | 198.28 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 13.2332 | 2,623.88 | 13.2332 | 2,623.88 |
| | PERFORADORA ROTATIVA | hm | 103.31 | 19.2005 | 1,983.60 | | | 19.2005 | 1,983.60 | | | | | | | | | | | | | | | | | 38.4009 | 3,967.20 |
| | RODILLO LISO VIBRATORIO AUTOP. 101-135 HP 10-12 TN | hm | 202.94 | | | | | | | 11.0431 | 2,241.09 | | | | | | | | | | | 142.7941 | 28,978.63 | 34.6683 | 7,035.58 | 188.5055 | 38,255.30 |
| | RODILLO TANDEM VIB. AUTOP. 111-130 HP, 9-11 Ton | hm | 213.50 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 13.2352 | 2,825.72 | 13.2352 | 2,825.72 |
| | TECLE DE 5 ton | hm | 15.86 | | | | | 1,239.2849 | 19,655.06 | 1,129.8377 | 17,919.23 | | | | | | | | | | | | | | | 2,369.1226 | 37,574.28 |
| | TIRFOR DE 5 ton | hm | 5.29 | | | | | | | 448.1604 | 2,370.77 | | | | | | | | | | | | | | | 448.1604 | 2,370.77 |
| | TRACTOR DE ORUGAS DE 140-160 HP (CON RIPER) | hm | 326.84 | | | | | | | 16.5274 | 5,401.80 | | | | | | | | | | | | | | | 16.5274 | 5,401.80 |
| | TRACTOR DE TIRO DE 63 HP | hm | 73.38 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 11.2734 | 827.25 | 11.2734 | 827.25 |
| | TROZADORA DE FIERRO | hm | 18.00 | 80.2599 | 1,444.68 | 263.7370 | 4,747.27 | 288.8666 | 5,199.60 | 134.1717 | 2,415.09 | 169.3724 | 3,048.70 | 271.2004 | 4,881.61 | 462.7045 | 8,328.68 | | | | | | | | | 35.1214 | 632.19 | 1,705.4340 | 30,697.81 |
| | VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40" | hm | 7.19 | 3.1554 | 22.69 | 270.3963 | 1,944.15 | 323.1417 | 2,323.39 | 310.4425 | 2,232.08 | 126.2349 | 907.63 | 37.7268 | 271.26 | | | 383.1067 | 2,754.54 | 58.8852 | 423.38 | | | 31.7313 | 228.15 | 1,544.8207 | 11,107.26 |
| | VOLQUETE 15 M3 | hm | 347.99 | | | | | | | 129.3862 | 45,025.10 | | | | | | | | | | | | | 32.0000 | 11,135.68 | 161.3862 | 56,160.78 |
| Total EQUIPO | | | | | 61,478.35 | | 14,990.79 | | 476,783.72 | | 580,945.08 | | 15,682.34 | | 9,956.15 | | 13,556.39 | | 17,331.84 | | 68,314.50 | | 112,927.80 | | 36,449.95 | | 1,408,416.92 |
| SUB-CONTRATOS | SC INGENIERIA Y CONTROL DE PRUEBA DE CARGA | gbl | 10,000.00 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 1.0000 | 10,000.00 | 1.0000 | 10,000.00 |
| Total SUB-CONTRATOS | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 10,000.00 | | 10,000.00 |
| Total General | | | | | 286,495.48 | | 433,046.32 | | 1,496,162.62 | | 1,834,654.87 | | 495,431.81 | | 657,975.94 | | 428,846.02 | | 619,295.41 | | 237,313.94 | | 840,220.76 | | 408,341.09 | | 7,737,784.26 |