



UNIVERSIDAD ESTATAL DEL SUR DE
MANABÍ

Facultad de Ciencias Técnicas

Carrera de Ingeniería Civil

**MODALIDAD PROYECTO DE INVESTIGACIÓN
PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL**

TEMA:

**“DISEÑO DEL PUENTE SOBRE LA QUEBRADA EL TORO
EN LA CIUDAD BAHIA DE CARAQUEZ”**

Autor:

Luis Wilfrido Andrade Chica

Tutor:

Ing. Manuel Octavio Cordero Garcés

Jipijapa – Manabí – Ecuador

2019

**Ingeniero Civil. Manuel Octavio Cordero Garcés. En calidad de Tutor de
Proyectos de Titulación**

CERTIFICA:

Que el tema: **“Diseño del Puente sobre la Quebrada El Toro en la Ciudad Bahía de Caráquez”**. Es original del autor **Sr. Luis Wilfrido Andrade Chica CI. 130787742-1** y ha sido realizado bajo mi dirección y supervisión.

Luego de haber revisado el respectivo informe certifico que, el trabajo cumple con todos los requisitos de la ley dentro de la Unidad de Titulación de la Universidad Estatal del Sur de Manabí, previo a la obtención del Título Profesional de Ingeniero Civil por tanto sirvase a continuar con el respectivo procedimiento de presentación y defensa.



ING. MANUEL OCTAVIO CORDERO GARCÉS. Mg. Sc

TUTOR DE PROYECTOS DE INVESTIGACIÓN

CERTIFICACIÓN DE APROBACIÓN

Proyecto de titulación sometida a consideración de la Comisión de titulación de la Carrera de Ingeniería Civil de la Facultad de Ciencias Técnicas de la Universidad Estatal del Sur de Manabí como requisito para la obtención del Título de Ingeniero Civil.

TEMA: "DISEÑO DEL PUENTE SOBRE LA QUEBRADA EL TORO EN LA CIUDAD BAHIA DE CARAQUEZ"

APROBADO POR EL TRIBUNAL EXAMINADOR DEL PROYECTO DE INVESTIGACIÓN



ING. BYRON PATRICIO BAQUE CAMPOZANO. Mg Sc

PRESIDENTE DEL TRIBUNAL



ING. JAIME ADRIÁN PERALTA DELGADO. Mg. Sc

MIEMBRO DEL TRIBUNAL



ING. PABLO GALLARDO ARMIJOS. Mg. Sc

MIEMBRO DEL TRIBUNAL



ING. ERIK VILLAVICENCIO CEDEÑO. Mg. Sc

MIEMBRO DEL TRIBUNAL

AUTORIZACIÓN DE LA AUTORÍA INTELECTUAL

El contenido, las ideas y opiniones del presente Proyecto de Investigación cuyo tema versa: **"Diseño del Puente sobre la Quebrada El Toro en la Ciudad Bahía de Caráquez"**, son de exclusiva responsabilidad de su autor: **Luis Wilfrido Andrade Chica**, egresado de la Facultad de Ciencias Técnicas de la carrera de Ingeniería Civil el mismo que autoriza a la Universidad Estatal del Sur de Manabí, hacer uso del contenido con fines estrictamente de investigación o académicos.

Los derechos que como autor me corresponden, con excepción de la presente autorización, seguirán vigentes a mi favor, de conformidad con lo establecido en la Ley de Propiedad Intelectual y su Reglamento.

Jipijapa, 08 Marzo del 2019



Luis Wilfrido Andrade Chica

130787742-1

DEDICATORIA.

Es mi deseo como sencillo gesto de agradecimiento dedicar mi trabajo, plasmado en el presente informe, a DIOS por ser quien nos da la vida para hacer posible todas nuestras metas y logros, a mis amados padres por su gran apoyo incondicional en mis metas, a mis amados hijos Emily, Luis y Adriana por su cariño y motivación a seguir adelante el lograr esta meta.

Todos ellos fueron quienes permanentemente me apoyaron con espíritu alentador contribuyendo incondicionalmente a lograr las metas y objetivos propuestos.

RECONOCIMIENTO.

Un gran reconocimiento a nuestra querida, Universidad Estatal del Sur de Manabí, lugar donde recibimos el conocimiento, que fueron impartidos en sus aulas de clases.

De manera especial a los docentes, quienes nos compartieron sus conocimientos técnicos y experiencias profesionales, para ayudarnos en nuestra formación y entregar a la sociedad profesionales capaces y eficientes en el campo profesional.

A mis compañeros de clases, los cuales compartimos buenos momentos en las aulas de clases.

De manera especial a mi tutor el Ing. Manuel Cordero Garcés quien con sus conocimientos fue mi guía para realizar este proyecto.

CONTENIDO

Tabla de contenido

CERTIFICA:	¡Error! Marcador no definido.
CERTIFICACIÓN DE APROBACIÓN	¡Error! Marcador no definido.
DEDICATORIA.....	iv
RECONOCIMIENTO.....	vi
CONTENIDO	vii
INDICE DE FIGURAS	xvii
INDICE DE CUADROS	xix
ÍNDICE DE ECUACIONES	xxi
RESUMEN.....	xxiv
ABSTRACT.....	xxv
1. INTRODUCCIÓN.....	1
2. OBJETIVOS.....	2
2.1. OBJETIVO GENERAL.....	2
2.1.2. Objetivos Específicos.....	2
3.- MARCO TEÓRICO.....	3
3.1. UBICACIÓN Y LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO.....	3
3.2. VISITA TÉCNICA.....	4
3.2.1. Trabajo de Campo.....	5
3.2.2. Visión General de los Suelos.....	5
3.2.3. Vegetación y Cultivos de la Zona.....	6
3.3. EVALUACIÓN DE CAMPO.....	6
3.4. PARÁMETROS BÁSICOS PARA EL DISEÑO.....	6
3.4.1. Parámetros Físico- Morfometricos de la Cuenca.....	6
3.5. TOPOGRÁFIA.....	7

3.6. TRANSITO PROMEDIO DIARIO ANUAL (TPDA)	8
3.6.1 El Tráfico	8
3.7. ESTUDIO DE SUELOS.....	8
3.7.1. Ensayos de Laboratorio.....	11
3.7.2. Ensayos In Situ.	12
3.8. GEOLOGÍA.....	13
3.9. ESTUDIO HIDROLOGICO	13
3.9.1. Tiempos de Concentración.	14
3.9.2. Periodo de Retorno (TR).....	15
3.9.3. Régimen hidrológico- climático.	16
3.9.3.1. Intensidades de lluvias.	16
3.9.3.2. Caudal de Diseño	17
3.9.3.3. Método de cálculo para el caudal de diseño.	17
3.10. ESTUDIO HIDRÁULICO.	18
3.10.1. Dimensionamiento Hidráulico del Puente.	18
3.10.2. Socavación.	18
3.11. DISEÑO DE PUENTE.....	20
3.11.1. Cargas.	20
3.11.2. Cargas Peatonales.	24
3.11.5. Efecto Sísmico.	24
3.11.6. Aplicación de sobrecargas vehiculares de diseño.	24
3.11.7 Estructuras de Hormigón Armado	25
3.12. Diseño de la Losa.....	25
3.13. Armadura de Temperatura.	25
3.14. DISEÑOS DE LAS VIGAS.....	26
3.15. DIAFRAGMAS.....	26
3.16. FLECHA Y CONTRAFLECHA.....	26

3.17. ESTRIBOS.....	26
3.18. MUROS DE ALA.	27
3.19. FORMA CONDICIONES GEOMÉTRICAS Y DE CARGA.	29
3.19.1. Diseño Geométrico.	29
3.20. TIPOS DE APOYOS.....	29
3.20.1. Apoyos de Acero.....	29
3.20.2. Apoyo de Neopreno.	29
4. MATERIALES Y METODOS.....	30
4.1. MATERIALES.	30
4.2. MÉTODOS	30
4.3. TÉCNICAS.....	31
5. ANALISIS Y RESULTADOS	32
5.1. TOPOGRAFIA.....	32
5.1.1 Introducción	32
5.1.2. Descripción Topográfica General de la Cuenca.	32
5.2. ESTUDIO DEL TRÁFICO.	36
5.2.1. Transito Promedio Diario Anual (TPDA).....	36
5.2.3. Calculo del Tránsito Promedio Diario Semanal. (TPDS).....	37
5.3. ESTUDIO DE SUELOS.....	41
5.3.1 Informe Técnico.....	41
5.3.2 Estratigrafía.....	44
5.4. HIDROLOGÍA.....	46
5.4.1. Coeficientes de Escorrentías	47
5.4.2 Calculo del Tiempo de Concentración.....	47
5.4.3. Intensidades de Lluvias.....	48
5.4.4. Calculo del Caudal de Diseño.....	49
5.5. ESTUDIO HIDRÁULICO.	50

5.5.1. Resultados del Estudio Hidráulico.....	50
5.5.2. Dimensionamiento Hidráulico.....	55
5.5.3. Calculo del Número de Froude.....	55
5.5.4. Socavación en el Cauce del Rio.....	56
5.6. DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE.....	58
5.6.1. Introducción.....	58
5.6.2. Datos de los Elementos Estructurales del Puente.....	58
5.6.3. Método de Diseño.....	59
5.6.4. DISEÑO DE LOSA INTERMEDIA.....	59
5.6.5. Predimensionamiento de los Elementos Estructurales.....	60
5.6.6 Vigas.....	60
5.6.7. Momento por Carga Muerta.....	62
5.6.8. Analisis por Carga Viva.....	63
5.6.9. Analisis por Factor de Impacto.....	63
5.6.10. Momento por Impacto.....	64
5.6.11. Momento Ultimo de Diseño.....	65
5.6.12. Diseño del Tablero a Flexion.Usando Ecuaciones Para Secciones Armadas.....	65
5.6.13. Calculo del Coeficiente K.....	65
3.6.14. Calculo del Indice de Refuerzo.....	65
5.6.15. Calculo de la Cuantia o Porcentaje de Refuerzo.....	66
5.6.16. Calculo del Acero Principal. (Momento Positivo).....	68
5.6.17. Calculo del Acero Principal (momento negativo).....	69
5.6.18. Calculo del Acero de Repartición.....	69
5.6.19. Calculo de Armadura de Temperatura.....	70
5.7. DISEÑO DE LA LOSA EXTERIOR.....	71
5.7.1. Análisis de la Carga Muerta.....	71
5.7.2. Analisis de la Carga Muerta Repartida.....	71

5.7.3. Análisis de la carga muerta puntual	72
5.7.4. Analisis de la Carga Viva en la Losa de Volado.	72
5.7.5. Combinaciones de Carga.	74
5.7.6. Momento Último de Diseño.....	74
5.7.7. Diseño de Refuerzo en Volado.	74
5.7.8. Cálculo del Coeficiente K.....	74
5.7.9. Cálculo del Índice de Refuerzo.....	74
5.7.10. Cálculo de la Cuantía o Porcentaje de Refuerzo.....	75
5.7.11. Calculo del Acero Principal.....	75
5.7.12. Calculo del Acero Normativo.	75
5.8. DISEÑO DE LAS VIGAS INTERIORES.....	76
5.8.1 Analisis de la Carga Muerta.....	77
5.8.2. Calculo del Peso del Diafragma.....	78
5.8.3. Calculo del Momento Máximo de la Viga.....	78
5.8.4. Cálculos de los Máximos Momentos y Cortantes en la Viga.	78
5.8.5. Análisis de la Carga Viva Utilizando Líneas de Influencia.	79
5.8.6. Momento Absoluto.	81
5.8.7. Momentos máximos.....	81
5.8.8. Momentos Producidos por Efecto del Impacto de la Carga Viva:.....	82
5.8.9. Esfuerzos Cortantes Producidos por Esfuerzo del Impacto.	82
5.8.11. Calculo de los momentos últimos de diseño.....	86
5.9. DISEÑO DE VIGAS “T” INTERIORES.....	87
5.9.1. Calculo del Prediseño del Acero Principal.	88
5.9.2. Cálculo del Peralte dr:.....	89
5.9.3. Comprobación de Cálculo del Pre diseño del AS Principal.	90
5.9.4. Acero de Refuerzo Lateral	90
5.9.5. Calculo del Acero Mínimo en la Cara Superior:	90

5.9.6. Verificación del Cortante.....	91
5.9.7. Cortante de Carga Muerta, Viva e Impacto a una Distancia d_r de la Cara del Apoyo.....	91
5.9.8. Separación de Estribos Verticales.....	92
5.10. VIGAS "T" EXTERIORES.....	94
5.10.1. Análisis de Torsión en la Viga Exterior.....	95
5.10.2. Análisis de las Cargas por Metro Lineal.....	96
5.10.4. Calculo del Cortante Absorbido por el Hormigón (V_{tc})	99
5.10.5. Cálculo del Cortante Ultimo de Diseño.....	101
5.10.6. Comprobacion del Cortante.....	101
. Cargas de Diseño.....	102
5.11.1. Calculo del Area Transversal del Acero (AT)	103
5.11.2. Calculo de la Profundidad del Eje Neutro.....	103
5.11.3. Determinación de la Contraflecha.....	105
5.12. DISEÑOS DEL PASAMANOS.....	106
5.12.1. Calculo de la Resistencia Última.....	107
5.12.2. Calculo del Acero de Refuerzo.....	108
5.12.3 Separación de Estribos.....	108
5.12.4. Diseño de la Acera.....	109
5.12.5. Carga de Acera.....	109
5.12.6. Resistencia Ultima.....	110
5.12.7. Calculo del Acero Superior en la Acera.....	110
5.13. DISEÑO DEL DIAFRAGMA.....	110
5.13.2. Calculo de la Resistencia Última.....	111
5.13.3. Calculo del AS	112
5.13.4. Esfuerzo Cortante por Carga Viva e Impacto.....	112
5.13.5. Comprobación del Cortante.....	113

5.13.6. Refuerzo Lateral.....	113
5.14. DISEÑO DE ESTRIBOS DE PUENTE.....	114
5.14.1. Primer Estado de Carga.	114
5.14.2. Predimensionamiento:.....	115
5.14.3. Empuje de Suelo.	119
5.14.4. Calculo Momentos.	119
5.14.5. Factor de Seguridad de Volcamiento.	120
5.14.6. Factor de Seguridad de Deslizamiento.	120
5.14.7. Resultante Dentro del Tercio Medio (x):	121
5.14.8. Cálculo de la Excentricidad (e):.....	121
5.14.9. Cálculo de las Reacciones (fatiga del suelo).....	122
5.15. SEGUNDO ESTADO DE CARGA	123
5.15.1. Empuje del Suelo mas Sismos en el Suelo	123
5.15.2. Prueba de la Estabilidad	123
5.15.3. Calculos de Momentos.....	123
5.15.4. Cálculo de las Reacciones (fatiga del suelo):	124
5.16. TERCER ESTADO DE CARGA.....	124
5.16.1. Empuje del Suelo más Reacciones de Carga Muerta y Viva.....	124
5.16.2. Determinación de la Carga Muerta de la Superestructura:	124
5.16.3. Reacciones por Carga Muerta.	125
5.16.4. Determinación de la Carga Viva de la Superestructura.	125
5.16.5. Resultante del Tercio Medio.	126
5.16.6. Determinación de la Excentricidad.....	126
5.16.7. Cálculo de las Reacciones.....	127
5.17. CUARTO ESTADO DE CARGA.....	127
5.17.1. Empuje del Suelo (E) mas Carga Muerta (CM) mas Empuje del Sismo, del Puente y Muro (EQM+EQP).	127

5.17.2. Carga Total.....	127
5.17.3. Calculos de Momentos.....	128
5.17.4. Factoras de Seguridad.....	128
5.17.5. Resultante dentro Tercio Medio.....	128
5.17.6. Análisis de la Excentricidad.....	128
5.17.7. Calculo de las Reacciones.....	129
5.18. QUINTO ESTADO DE CARGA.....	129
5.18.1. Empuje del Suelo (E) + Carga Muerta (CM)+ Carga Viva del Terraplén (PV).	129
5.18.2. Calculo de Momentos.....	129
5.18.3. Factores de Seguridad.....	130
5.18.4. Resultante Dentro del Tercio Medio.....	130
5.18.5. Cálculo de las Reacciones.....	131
5.19.1. Primer Estado de Carga E= Tercer Estado de Carga (E):.....	131
5.19.2. Segundo Estado de Carga (E+EQM).....	131
5.19.3. Cuarto Estado de Carga (E+EQM+EQP).....	132
5.19.4. Diseño Estructural de la Pantalla bajo el Cuarto Estado de Carga por ser el mas Critico.....	133
5.19.5. Verificación del Cortante.....	134
5.19.6. Calculo del Acero de la Pantalla de las Tres Secciones.....	134
5.19.7. Verificacion del Cortante.....	135
5.19.8. Calculo del Acero de la Pantalla de las Tres Secciones.....	135
5.19.9. Verificación del Cortante.....	135
5.19.10. Calculo del Acero de la Pantalla de las Tres Secciones.....	136
5.19.11. Armadura Vertical en la Cara Exterior.....	136
5.19.12. Armadura Transversal.....	137
5.20. DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN.....	138
5.20.1. Talón o Zapata Posterior.....	138

5.20.2. Dedo o Zapata Delantera.	138
5.20.3. Pendiente. m.....	138
5.20.4. Longitud del Dedo X	139
5.20.5. Diseño del Dedo.....	139
5.20.6. Reacciones que Bajan:	139
5.20.7. Peso Propio e Dedo (WDD dedo).....	139
5.20.8. Reacciones Resultantes.	140
5.20.9. Calculo del Acero del Dedo.	141
5.21. DISEÑO DEL TALON.	142
5.21.1. Calculo del Acero	144
5.21.2. Refuerzo Mínimo para la Zapata.	145
5.21. Apoyos de Neopreno.....	146
5.21.1. Diseño de Apoyo de Neopreno	146
5.21.2. Ancho del Neopreno	146
5.21.3. Altura del Neopreno.....	146
5.21.4. Selección de la Dureza del Neopreno	147
5.22. DISEÑO DEL MURO DE ALA	148
5.22.1 Selección de las Dimensiones.	148
5.22.2. Verificación de las Dimensiones.	149
5.22.3. Calculo del Empuje del Suelo.....	149
5.22.4. Calculos de mmomentos.	150
5.22.5. Transmision de Presiones.	150
5.22.6. Calculo Estructural del Muro de Ala	151
5.22.7. Alto de la Pantalla	151
5.22.8. Calculo de y'	152
5.22.9. Analisis y Calculo del Acero Estructural	152
5.22.10. Calculo del Acero Sección.....	153

5.22.11. Armado Vertical del Acero.....	153
5.22.12. Analisis y Calculo del Acero Estructural.....	153
5.22.13. Empuje del Muro del Sismo	154
5.22.14. Calculo del Acero principal	154
5.22.15. Armado Vertical del Acero de las Secciones 2.....	154
5.22.16. Análisis y Calculo del Acero	155
5.22.17. Empuje del Muro del Sismo.	155
5.22.18. Calculo del Acero Sección 2.....	156
5.23. CIMENTACION DE LA ZAPATA DEL MURO DE ALA	156
5.23.1. Ecuacion para Zapatas Cuadradas	157
5.23.2. Capacidad Admisible	157
5.24. CALCULO DEL ACERO DEL DEDO.....	157
5.24.1. Calculo de Dedo de la Zapata.	158
5.24.2. Acero del Dedo.	159
5.25. CALCULO DEL ACERO DEL TALON.....	159
5.25.1. Resultante Dentro del Tercio Medio.....	159
5.25.2. Peso del Suelo por Metro Lineal.....	159
5.25.3. Acero del Dedo.	160
6. CONCLUSIONES.....	162
RECOMENDACIONES.	163
6.1. BIBLIOGRAFÍA.....	164
6.2. ANEXO.	166
6.3. FOTOS.....	189

INDICE DE FIGURAS

FIGURA 1: Ubicación del Proyecto (Manabí)	3
FIGURA 2: Ubicación del puente.....	4
FIGURA 3: Lugar de localización del Puente.	5
FIGURA 4: Cruce del Puente.....	5
FIGURA 5: Posición de la Rueda	22
FIGURA 6: Camión HS 20 – 44	22
FIGURA 7 : Carga de Faja.....	23
FIGURA 8: Carga de Faja de la norma AASTHO LRFD	23
FIGURA 9: Armadura de Temperatura.	26
FIGURA 10: Secciones de Empuje de Suelo y Fuerza.	27
FIGURA 11: Muro de Ala Corte en Planta.....	28
FIGURA 12: Muro de Ala Corte Frontal	28
FIGURA 13: Corte Frontal del Muro de Ala	28
FIGURA 14: Corte Transversal del Puente.....	29
Figura 15: Topografía.....	33
FIGURA 16: Estación Total Utilizada en las Mediciones de Campo.....	34
FIGURA 17: Canal Abierto	50
FIGURA 18: Elementos Estructurales del Puente	58
FIGURA 19: Momentos de Carga Muerta.	62
FIGURA 20: Cargas Vivas.	63
FIGURA 21: Armadura del Acero de la Losa.....	71
FIGURA 22: Carga Viva en la Losa del Volado.	73
FIGURA 23: Momento de Carga Viva en Pasamanos.....	73
FIGURA 24: Acero Normativo en Volado.	76
FIGURA 25: Viga Interior	77
FIGURA 26: Momentos Máximos en vigas.	78
FIGURA 27: Momentos Máximos.....	80
FIGURA 28: Momento Absoluto.....	81
FIGURA 29: Envolvente.....	82
FIGURA 30: Viga T.....	87
FIGURA 31: Armado del Acero	89
FIGURA 32: Viga T Exteriores	95

FIGURA 33: Detalles de la viga - Acera – Postes.	96
FIGURA 34: Análisis de Torsión.....	98
FIGURA 35: Cortantes.....	99
FIGURA 36: Momento por Carga Viva.....	100
FIGURA 37: Carga de Diseño.	102
FIGURA 38: Eje Neutro.	104
FIGURA 39: Deformaciones	106
FIGURA 40: Carga del Pasamanos.....	107
FIGURA 41: Acero del Pasamanos y Acera.	109
FIGURA 42: Cortante por Carga Viva e Impacto.....	112
FIGURA 43: Refuerzo Lateral	114
FIGURA 44: Dimensionamiento del Estribo.	116
FIGURA 45: Empuje del suelo.	118
FIGURA 46: Momento Resistente.....	120
FIGURA 47: Deslizamiento.....	121
FIGURA 48: Excentricidad.....	122
FIGURA 49: Momento de Empuje	124
FIGURA 50: Reacciones de las Cargas	125
FIGURA 51: Factor de Volcamiento	126
FIGURA 52: Excentricidad del Estribo.	129
FIGURA 53: Excentricidad del Tercio Medio.....	130
FIGURA 54: Diseño de la Pantalla.....	133
FIGURA 55: Reacciones del Dedo de la Zapata Delantera.	138
FIGURA 56: Diseño del Dedo.	139
Figura 57: Peso Propio del Dedo.....	140
Figura 58: Reacciones	140
FIGURA 59: Diseño del Talón	142
FIGURA 60: Reacciones del Dedo.	144
FIGURA 61: Diseño del AS del Estribo.	145
FIGURA 62: Medidas del Neopreno.	147
FIGURA 63: Dureza del Neopreno.....	147
FIGURA 64: Dimensionamiento del Muro de Ala	148
FIGURA 65: Vista Lateral del Muro de Ala.....	161

INDICE DE CUADROS

CUADRO 1: Parámetros Físicos Morfometricos.....	7
CUADRO 2: Clasificación de la ASTM Y AASTHO.....	9
CUADRO 3: Clasificación según (AASHTO).....	9
CUADRO 4: Cuadro de Ensayos in situ.	13
CUADRO 5: Coeficiente de Riesgos.	15
CUADRO 6: Tabla Para la Selección de la Recurrencia de Diseño del Puente	16
CUADRO 8: Punto de las Estaciones	34
CUADRO 9: Características Técnicas de la Estación Total	35
CUADRO 10: Modelo de Conteo de Trafico.....	36
CUADRO 11: Conteo Total de Vehículos (TS).....	36
CUADRO 12: Resumen de Volúmenes en 12 horas Doble Sentido (veh /12h).	37
CUADRO 13: Calculo de Trafico Actual.	38
CUADRO 14: Coeficientes de Transformación a Vehículos Livianos.....	38
CUADRO 15: Transformación a Vehículos Livianos	39
CUADRO 16: Tasa de Crecimiento del trafico	39
CUADRO 17: Trafico Futuro para el Diseño.	40
CUADRO 18: Clasificación Funcional de las vías en base al TPDA.....	40
CUADRO 19 : Camino Básico	40
CUADRO 20: Granulometría del Suelo.....	41
CUADRO 21: Resultados de Humedad Natural	42
CUADRO 22: Resultados Limites Líquidos	42
CUADRO 23: Resultados Limites Plásticos	42
CUADRO 24: Curva Granulométrica	43
CUADRO 25: Resultados Muestra 1	43
CUADRO 26: Resultados de Muestras 2	43
CUADRO 27: Capacidad. De Carga del Suelo.....	45
CUADRO 28: Valores de los Coeficientes	47
CUADRO 29: Coeficiente de Riesgos	47
CUADRO 30: Tabla Para la Selección de la Recurrencia de Diseño del Puente	48
CUADRO 31: Valor de las Isolineas (Id)	48
CUADRO 32: Resultados de Intensidades.....	49
CUADRO 33: Caudales de Diseños.....	49

CUADRO 34: Datos Hidrológicos para el Diseño Estructural	55
CUADRO 35 Cuantías.....	67
CUADRO 36: Momentos y Cortantes por Carga Muerta.....	79
CUADRO 37: Momentos de Carga Muerta.....	85
CUADRO 38: Momentos Últimos de Diseño.....	85
CUADRO 39: Cortante por Carga Muerta e Impacto.....	86
CUADRO 40: Momentos Últimos.....	86
CUADRO 41: Detalles de Momento y Acero.....	90
CUADRO 42: Acero Refuerzo Lateral.....	90
CUADRO 43: Acero de Refuerzo.....	90
CUADRO 44: Valores de Torsión.....	98
CUADRO 45: Valores de Dimensiones del Parapeto.....	116
CUADRO 46: Centros de Gravedad de las Secciones.....	117
CUADRO 47: Cortantes y Momentos.....	132
CUADRO 48: Datos de Figuras y Momentos.....	149
CUADRO 49: Momentos y Corte.....	152

ÍNDICE DE ECUACIONES

ECUACIÓN 1: Humedad Natural.....	11
ECUACIÓN 2: Tiempo de Concentración.....	15
ECUACIÓN 3: Intensidades de Lluvias.	16
ECUACIÓN 4: Caudal de Diseño.....	17
ECUACIÓN 5: N. de FROUDE	18
ECUACIÓN 6: Socavación.....	19
ECUACIÓN 7: Carga de Impacto.....	21
ECUACIÓN 8 : TPDS	37
ECUACIÓN 9: Transito Actual.	38
ECUACIÓN 10: Tráfico Futuro.....	39
ECUACIÓN 11: N- Corregido.....	45
ECUACIÓN 12: Área	50
ECUACIÓN 13:	51
ECUACIÓN 14: Caudal.....	52
ECUACIÓN 15: área	52
ECUACIÓN 16: Perímetro Hidráulico.	53
ECUACIÓN 17: Radio Hidráulico.	53
ECUACIÓN 18: cálculo de velocidad	54
ECUACIÓN 19: Ecuación de FROUDE	56
ECUACIÓN 20: Socavación.....	57
ECUACIÓN 21: Altura de Viga	60
ECUACIÓN 22: T =Espesor de Losa	61
ECUACIÓN 23: Peso de la Losa	61
ECUACIÓN 24: Peso del Asfalto	62
ECUACIÓN 25: Peso Total.	62
ECUACIÓN 26: Carga Muerta	62
ECUACIÓN 27: Carga Viva.....	63
ECUACIÓN 28: Impacto	64
ECUACIÓN 29: Momento de Impacto.....	64
ECUACIÓN 30: Combinación de Carga.	64
ECUACIÓN 31: Momento Último.	65
ECUACIÓN 32: Coeficiente K.....	65

ECUACIÓN 33: W- Índice de Refuerzo.....	65
ECUACIÓN 34: Cuantía de Refuerzo	66
ECUACIÓN 35: cuantía balanceada.....	66
ECUACIÓN 36:	66
ECUACIÓN 37: Ru sísmico	67
ECUACIÓN 38: d- Mínimo.....	67
ECUACIÓN 39: Acero Principal.....	68
ECUACIÓN 40: # de Varillas.....	68
ECUACIÓN 41: Separación de AS	69
ECUACIÓN 42: % DE Acero de repartición.....	69
ECUACIÓN 43: Carga Muerta Puntual.....	72
ECUACIÓN 44: Carga Viva en Volado	72
ECUACIÓN 45: X- Aplicación de Carga.....	72
ECUACIÓN 46: Reacciones.....	79
ECUACIÓN 47: Esfuerzos Cortantes (n/# de la luz).....	82
ECUACIÓN 48: Momento Límite.....	88
ECUACIÓN 49: Cortantes.....	91
ECUACIÓN 50: Resistencia Última (Hormigón).....	92
ECUACIÓN 51: Separación Vertical.....	93
ECUACIÓN 52: Cortante Admisible.....	97
ECUACIÓN 53: Contra Flecha.....	105
ECUACIÓN 54: Comprobación de la Contra flecha	105
ECUACIÓN 55: Carga Viva por m2	109
ECUACIÓN 56: Sumatoria de Pesos.....	117
ECUACIÓN 57: Valor de KA en Radianes	119
ECUACIÓN 58: Empuje de Suelo.....	119
ECUACIÓN 59: Momento de Volcamiento.....	119
ECUACIÓN 60: Momento Resistente.....	119
ECUACIÓN 61: Factor de Seguridad al Deslizamiento.....	120
ECUACIÓN 62: Resultante.....	121
ECUACIÓN 63: Excentricidad;.....	121
ECUACIÓN 64: Ancho del Neopreno.....	146
ECUACIÓN 65: Altura del Neopreno>	146
ECUACIÓN 66: Tensión del Neopreno.....	147

ECUACIÓN 67: Factores de Forma del Neopreno.....	148
ECUACIÓN 68: Empuje del Suelo.....	149
ECUACIÓN 69: Transmisión de Presiones	150
ECUACIÓN 70: Alto de la pantalla.....	151
ECUACIÓN 71: Cálculo de Y'	151
ECUACIÓN 72: Zapatas Cuadradas.....	157
ECUACIÓN 73: Capacidad Admisible.....	157
ECUACIÓN 74: Exentricidad.....	158
ECUACIÓN 75: Reacciones.....	158

RESUMEN

“DISEÑO DEL PUENTE SOBRE LA QUEBRADA EL TORO EN LA CIUDAD BAHÍA DE CARAQUEZ”

El presente trabajo aborda una gran necesidad de la población de este sector que ayudaría mucho en el desarrollo y seguridad como es la del puente que se detalla en este proyecto, con todos sus pasos a seguir contemplando, normas vigentes y ajustándose a las condiciones de terreno, clima y necesidades básicas de la población.

En este documento se dará a conocer todos los estudios obligatorios realizados y cálculos para dar seguridad total a la estructura.

Como resultado de este conjunto de estudios, cálculos, análisis y diseño concluye con una estructura que puede soportar las sollicitaciones y fenómenos que se pueden dar en la zona de implantación, este puente es diseñado con un tablero, vigas y estribos de hormigón armado y con una cimentación capaz de soportar las cargas para las cual será sometido.

ABSTRACT.

"DESIGN OF THE BRIDGE OVER THE QUEBRADA EL TORO IN THE CITY BAHIA DE CARAQUEZ"

The present work addresses a great need of the population of this sector that would help a lot in the development and safety of this, as is the bridge that is detailed in this project, with all its steps to continue contemplating, current standards and adjusting to the conditions of terrain, climate and basic needs of the population.

In this document, all the mandatory studies carried out and calculations will be announced to give total security to the structure, and a reference budget of the project is also detailed.

Because of this set of studies, calculations, analysis and design concludes with a structure that can withstand the stresses and phenomena that can occur in implantation, this bridge is designed with a board and beams of reinforced concrete and with a foundation able to withstand the loads for which it will be subjected.

1. INTRODUCCIÓN.

Manabí es una de las provincias de mayor población y de grandes riquezas naturales, y brinda al Ecuador un gran aporte económico, siendo Bahía de Caráquez una ciudad muy atractiva, tanto turísticamente como de inversión en proyectos inmobiliarios, la cual genera un crecimiento en la población.

Bahía se desarrolla sobre una de las zonas de mayor sismicidad a nivel mundial por estar ubicada en el cinturón de fuego del pacifico, y necesita obras de tipo ingenieril. Como vías seguras, puentes de rápida evacuación en casos de emergencia ante cualquier fenómeno natural. Esta ciudad cuenta ya con una vía existente y es necesario realizar estudios de ingeniería para la construcción de una vía alterna y un puente buscando la mejor alternativa técnica y económica para el diseño.

Dentro de los objetivos planteados, se prioriza complementar la red Vial Urbana con la finalidad de proporcionar a la ciudad de Bahía de Caráquez un desarrollo ordenado y eficaz del tránsito vehicular a velocidades adecuadas sin congestionamiento y niveles de servicio aceptables

El presente estudio es detallar los trabajos realizados como partes de los diseños estructurales de las obras que se realizaran en la vía Rocafuerte, específicamente el puente sobre la quebrada el toro en la parroquia de Leónidas Plaza.

2. OBJETIVOS.

2.1. OBJETIVO GENERAL.

- Efectuar el Diseño del puente sobre la quebrada el toro en la parroquia de Leónidas Plaza Gutiérrez en la ciudad de Bahía De Caráquez.

2.1.2. Objetivos Específicos.

- Realizar el levantamiento topográfico del cauce de la Quebrada del Rio el Toro.
- Realizar el estudio de tráfico vehicular
- Ejecutar el estudio de suelo para determinar sus características y sus propiedades mecánicas.
- Realizar el estudio hidrológico - hidráulico para determinar las máximas crecientes.
- Realizar el diseño del puente sobre el Rio de la Quebrada el Toro.

3.- MARCO TEÓRICO.

3.1. UBICACIÓN Y LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO.

Este proyecto se localizará en la parroquia de Leónidas Plaza, se ubica al noroeste de la provincia de Manabí a 3.5 Km de la ciudad de Bahía de Caráquez.

Provincia:	Manabí
Cantón:	Sucre
Parroquia:	Leónidas Plaza
Sector:	Quebrada del Toro
Población del cantón:	57.159 habitantes
Población de la parroquia:	4586 habitantes
Eje de coordenadas:	3.5 Km de la Ciudad de Bahía de Caráquez
Clima:	Tropical
Temperatura:	De 22 a 26.1 Grados C
Pluviosidad	400 a 500 mm al año
Coordenadas de Ubicación.	Coordenadas UTM E 563979 - N 9929709.



FIGURA 1: Ubicación del Proyecto (Manabí)

FUENTE: (Elaboracion Propia)

(ZONA DE ESTUDIO ECUADOR/ MANABI/ LEONIDA PLAZA)



FIGURA 2: Ubicación del puente.

FUENTE: (Elaboracion Propia)

3.2. VISITA TÉCNICA.

Un parámetro muy importante es la inspección de campo, donde recopilamos información de los materiales del lecho de la quebrada, taludes del cauce, identificación de los problemas de erosión, cobertura de la vegetación existente en la cuenca hidrográfica. Se analizará las huellas de las crecidas de las épocas de lluviosas, el trazado, y también obras de protección de los márgenes de encausamientos.

Esta quebrada tiene un área aportante de $4\ 129918.508\ m^2$.



FIGURA 3: Lugar de localización del Puente.

FUENTE: (Elaboracion Propia)



FIGURA 4: Cruce del Puente.

FUENTE: (Elaboracion Propia)

3.2.1. Trabajo de Campo

3.2.2. Visión General de los Suelos.

El área de la cuenca en estudio tiene características de relieve Montañoso – Ondulado (ya que la pendiente de la cuenca es del 7%), por presencia de la cordillera costanera en orientación paralela a la costa.

Generalmente los suelos, de esta zona están compuestos de arenas arcillosas, que consiste en una mezcla de arena y arcilla, de color amarillento.

Morfológicamente se ubica junto a una pequeña llanura rodeadas de la montaña que forman la cuenca.

3.2.3. Vegetación y Cultivos de la Zona.

Generalmente el clima de esta zona es tropical, (su altura varía entre los 5 a 350 msnm) su vegetación y áreas de cultivos son típicos de este sitio, donde se cultiva el maíz, cítricos caña de azúcar, algodón etc. Donde su temperatura varía entre los 22.4 y 27.5 grados centígrados.

Su nivel pluvial resulta entre los 400 y 500 mm al año, las construcciones de las casas están alejadas del cauce de la quebrada fuera del alcance de inundaciones.

3.3. EVALUACIÓN DE CAMPO.

El proyecto del puente sobre la quebrada el toro forma parte de un corredor vial paralelo, a carretera principal del ingreso y salida de la ciudad de Bahía de Caráquez.

En tiempos de escorrentías debido al arrastre del caudal de un río propio de montaña, la implantación de un puente se realizó en condiciones para máximas crecidas.

3.4. PARÁMETROS BÁSICOS PARA EL DISEÑO.

3.4.1. Parámetros Físico- Morfométricos de la Cuenca.

Para determinar las características físicas, morfométricos de la cuenca en estudio se las obtuvieron de las cartas topográficas a escala 1:50.0000 en la cual se graficó y se delimitó la cuenca hidrográfica. Los principales datos obtenidos de interés se exponen en los siguientes datos:

CUADRO 1: Parámetros Físicos Morfométricos.

DATOS DE LA CUENCA	QUEBRADA EL TORO		
AREA =	4'129.918,508 m ²	4,13 Km	413 has
Lr =	4.292,56 m	4,30 Km	
Hmax de la cuenca =	308 msnm		
Hmin de la cuenca =	66 m		
Pendiente max. =	0,22 m/m	22 %	
Pendiente media =	0,07 m/m	7 %	
Tipo de Suelo =	CL - ML		
Perímetro =	7.68 Km		

FUENTE: (Elaboracion Propia)

A: Área de la cuenca en Km².

P: perímetro en Km.

Lr: Longitud del cauce principal en Km.

Hmax: Altitud máxima de la cuenca hidrográfica sobre el rio más largo en m.

Hmin: Altitud mínima de la cuenca hidrográfica en m

Pendiente del cauce en m/m.

3.5. TOPOGRÁFIA.

El levantamiento topográfico proporciona los datos suficientes para la localización del lugar del puente; deberán ubicarse las características físicas significativas, en la zona adyacente al sitio del cruce, especialmente en aquellas que podrían resultar afectada por la edificación u operación del puente.

La extensión de este levantamiento estará relacionada con las condiciones topográficas y con las pendientes de las corrientes. En cursos de agua con pendiente reducidas. Los efectos de la estructura podrían reflejarse, aguas arriba, hasta una distancia considerable y será necesario disponer de un levantamiento más extenso para ubicar las características físicas que se afectarían por la edificación de la estructura. Además, el levantamiento deberá destacar el uso de suelo, tipo y densidad de vegetación existente y cualquier obstáculo físico que pudiera afectar el escurrimiento. (Manual de Diseño de Carretera, 2003)

3.6. TRANSITO PROMEDIO DIARIO ANUAL (TPDA)

Se abrevia con las letras TPDA y representa el tráfico que circula por la carretera durante un año dividido para 365, ósea que es el volumen del tránsito promedio del día. Este valor es importante para determinar el uso anual como justificación del costo en el análisis económico y para dimensionar los elementos estructurales y funcionales de la carretera. (NEVI -12 2a.201.2.2.)

3.6.1 El Tráfico

El diseño de una carretera o de un tramo de la misma debe basarse entre otras informaciones en los datos sobre el tráfico, con el objeto de compararlo con la capacidad máxima de vehículos que puede absorber. El tráfico, en consecuencia afecta a las características del diseño geométrico. Fuente (Manual de Diseño de Carretera, 2003)

3.7. ESTUDIO DE SUELOS.

El Suelo y su Origen

La definición de “suelo” que el autor da y que considera bastante completa por las conclusiones que de ella pueden obtenerse es “suelo es una delgada capa sobre la corteza terrestre de material que proviene de la desintegración y/o alteración física y/o química de las rocas y de los residuos de las actividades de los seres vivos que sobre ella se asientan”. (Velez, 2004)

Tipos de Suelos.

De acuerdo con el origen de sus elementos (aspectos que ya se ha desglosado en la definición), los suelos se dividen dos grandes tipos: suelos cuyo origen se debe a la descomposición física y/o química de las rocas, o sea de los suelos inorgánicos, y suelos cuyo origen es principalmente orgánico. (Velez, 2004)

CUADRO 2: Clasificación de la ASTM Y AASTHO

DIVISIONES PRINCIPALES		SÍMBOLOS DEL GRUPO	DENOMINACIÓN TÍPICA	CRITERIOS DE CLASIFICACIÓN	
SUELOS DE GRANO GRUESO (Máx del 50% del material es retenido en tamiz N° 200)	GRAVAS (Máx del 50% de la fracción gruesa es retenido por el tamiz N° 4)	GW	Gravas y mezclas grava, arena bien graduada, con pocos finos o sin finos.	$C_u - \frac{D_{60}}{D_{10}} > 4$ $C_c = \frac{D_{60} - D_{10}}{D_{30} - D_{10}} > 4$ Cuando no se cumplan simultáneamente las dos condiciones para GW. Debajo de la línea A o $IP < 4$. Por encima de línea A o $IP > 7$. Los casos intermedios requieren doble símbolo.	
		GP	Gravas y mezclas grava-arena mal graduadas, con pocos finos o sin finos.		
		GM	Gravas limosas, mezclas grava arena - arena - limo.		
		GC	Gravas arcillosas, mezclas grava - arena - arcillo.		
	ARENAS (Máx del 50% de la fracción gruesa pasa por el tamiz N° 4)	GRAVAS CON FINOS	SW	Arenas y arenas con grava bien graduadas, con pocos finos o sin finos.	$C_u - \frac{D_{60}}{D_{10}} > 4$ $C_c = \frac{D_{60} - D_{10}}{D_{30} - D_{10}} > 4$ Cuando no se cumpla simultáneamente las dos condiciones para SW. Debajo de la línea A o $IP < 4$. Por encima de línea A o $IP > 7$. Los casos intermedios requieren doble símbolo.
			SP	Arenas y arenas con grava mal graduadas, con pocos finos o sin finos.	
		ARENAS CON FINOS	SM	Arenas y arenas con grava mal graduadas, con pocos finos o sin finos.	
			SC	Arenas arcillosas, mezclas de arena y arcilla.	
	SUELOS DE GRANO FINO (50% o más del material pasa en tamiz N° 200)	LIMOS Y ARCILLAS (Límite Líquido igual o menor que 50)	ML	Limos inorgánicos, arenas muy finas, polvo de roca, arenas finas limosas o arcillosas.	GRÁFICO DE PLASTICIDAD Para la clasificación de suelo de grano fino y de fracción fina de los suelos de grano grueso.
			CL	Arcillas inorgánicas de plasticidad baja o media, arcillas con gravas, arcillas arenosas, arcillas limosas.	
			OL	Limos orgánicos y arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad.	
		LIMOS Y ARCILLAS (Límite Líquido mayor de 50)	MH	Limos inorgánicos arena finas o limos con mica o diatomeas, limos elásticos.	
CH			Arcillas inorgánicas de elevada plasticidad.		
OH			Arcillas orgánicas de plasticidad media o elevada.		
SUELOS DE ESTRUCTURA ORGÁNICA	PT	Turbos, fangos y otros suelos de alto contenido orgánico.	Fácilmente identificables por la presencia de raíces, hojas y materia vegetal fibrosa en descomposición, así como su color marrón oscuro o negro, su tacto suave y esponjoso.		

*Basado en el material que pasa el tamiz de 3 pulgadas (75mm)

FUENTE: (AASHTO)

CUADRO 3: Clasificación según (AASHTO).

CLASIFICACIÓN GENERAL	MATERIALES GRANULARES (35% o menos pasa el Tamiz # 200)						MATERIALES LIMO-ARCILLOSOS (más del 35% pasa el Tamiz # 200)			
	A-1		A-3	A-2			A-4	A-5	A-6	A-7
CLASIFICACIÓN POR SUBGRUPOS	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7			
Análisis granulométrico: % que pasa por el tamiz										
Nº 10 (2 UNE)	Máx. 50									
Nº 40 (0,40 UNE)	Máx. 30	Máx. 50	Mín. 51							
Nº 200 (0,080 UNE)	Máx. 15	Máx. 25	Máx. 10	Máx. 35	Máx. 35	Máx. 35	Máx. 35	Mín. 36	Mín. 36	Mín. 36
Características de la fracción que pasa por el Tamiz Nº 40										
Límite Líquido			Máx. 40	Mín. 41	Máx. 40	Mín. 41	Máx. 40	Mín. 41	Máx. 40	Mín. 41
Índice de Plasticidad	Máx. 6	N. P.	Máx. 10	Máx. 10	Mín. 11	Mín. 11	Máx. 10	Máx. 10	Mín. 11	Mín. 11
Índice de Grupo	0	0	0	0	4 Máx.	4 Máx.	8 Máx.	12 Máx.	16 Máx.	20 Máx.
Tipo de material preponderante	Fragmento de piedra, grava y arena		Arena Fina			Grava y arena limosa y arcillosa		Suelos limosos		Suelos arcillosos
Clasificación general como fundación o explanada	Excelente a bueno					Regular a deficiente				
El índice de plasticidad del subgrupo A-7-5 es igual o menor que el límite líquido menos 30.										
El índice de plasticidad del subgrupo A-7-6 es mayor que el límite líquido menos 30.										

FUENTE: (AASHTO)

Gravas.

Las gravas son acumulaciones sueltas de fragmento de rocas y que tienen más de dos milímetros de diámetro. Dado el origen, cuando son acarreadas por las aguas las gravas sufren desgaste en sus aristas y son, por lo tanto, redondeadas. Como material suelto suele encontrarse en los lechos, en las márgenes y en los conos de deyección de los ríos, también en muchas depresiones de terreno rellenadas por el acarreo de los ríos, y en muchos otros lugares a los cuales las gravas han sido retransportadas. Las gravas ocupan grandes extensiones, pero casi siempre se encuentran con mayor o menor proporción de cantos rodados, arenas, limos y arcillas. Sus partículas desde 7.62 cm (3'') hasta 2.0 mm. (Velez, 2004)

Arenas

Las arenas es el nombre que se le da a los granos más finos procedente de la denudación de las rocas o de su trituración artificial, cuyas partículas varían entre 2 mm y 0.05 mm de diámetro. (Velez, 2004)

Limos

Los limos son suelos de grano finos con poca o ninguna plasticidad, pudiendo ser limo inorgánico como el producido en canteras, o limos orgánicos como el que suele encontrarse en los ríos siendo en este el último caso de características plásticas. El diámetro de las partículas de los limos está comprendida entre 0.05 mm y 0.005 mm. (Velez, 2004)

Arcillas.

Se da el nombre de arcillas a las partículas sólidas con diámetros menores de 0.005 mm y cuya masa tiene la propiedad de volverse plástica al ser mezcladas con agua. Químicamente es un silicato de alúmina hidratado, aunque no en pocas ocasiones contiene también silicato de hierro o de magnesio hidratado. La estructura de estos minerales es de generalmente, cristalina y complicada, y sus átomos están dispuestos en forma laminar. (Velez, 2004)

Suelos Cohesivos.

Que consiste principalmente en limos y arcillas cuya resistencia depende en gran parte de la cantidad de agua que contienen (la arcilla contiene cantidad importante de agua). (Addleson, 1983)

Suelos no Cohesivos

Que están formados principalmente por gravas y arenas cuya resistencia depende de la relación de compacidad del agregado de partículas a la intensidad de la fuerza externa. (Addleson, 1983)

3.7.1. Ensayos de Laboratorio.

Los ensayos de laboratorio se deberán realizar basados en las normas AASHTO o ASTM correspondiente o de acuerdo con las normas provistas por el propietario, pueden incluir los siguientes ensayos para suelos y rocas.

Humedad natural.

El contenido de agua en un suelo, o humedad natural, w , es la relación de peso (en porcentaje) de agua respecto al suelo seco (puede variar entre cero y tendiendo al infinito). (Caballero., 2001)

$$W = \frac{P_w}{P_s}$$

ECUACIÓN 1: Humedad Natural

Limite líquido.

El límite líquido se define como el contenido de humedad expresado en porciento con respecto al peso seco de la muestra, con el cual el suelo cambia del estado líquido al plástico

Límite plástico.

El límite plástico (L.P.) se define como el contenido de humedad, expresado en porcentaje con respecto al peso seco de la muestra secada al horno, para el cual.

P_s = peso de los trocitos de los filamentos pesados en gramos.

P_w = peso del agua contenida en los filamentos pesados en gramos.

(Velez, 2004)

Índice de plasticidad.

Se denomina índice de plasticidad o índice plástico, (I.P.) a la diferencia numérica entre los límites líquidos y plásticos, e indica el margen de humedades dentro del cual se encuentra en estado plástico tal como lo definen los ensayos. (Velez, 2004)

3.7.2. Ensayos In Situ.

Se pueden realizar ensayos in situ para obtener parámetros de deformación y resistencia de los suelos o roca de fundación a utilizar en el diseño y/o análisis. Los ensayos se deberán realizar con las normas recomendadas por ASTM o AASTHO, y puede incluir ensayo de suelo in situ como ensayos de roca in situ (AASTHO)

CUADRO 4: Cuadro de Ensayos in situ.

TIPO DE ENSAYO	MEJOR APLICACIÓN	NO ES APLICABLE PARA	PROPIEDADES QUE PERMITE DETERMINAR
Ensayo de Penetración Estándar (SPT)	Arena	Grava gruesa	Evaluación cualitativa de la compacidad. Comparación cualitativa de la estratificación del subsuelo.
Ensayo de Penetración Dinámica (Cono Dinámico)	Arena y Grava	Arcilla	Evaluación cualitativa de la compacidad. Comparación cualitativa de la estratificación del subsuelo.
Ensayo de Penetración Estática (Cono Estático)	Arena, Limo y Arcilla	–	Evaluación continua de la densidad y resistencia de las arenas. Evaluación continua de la resistencia al corte no drenada en arcillas.
Ensayo de Molinete	Arcilla	Todos los demás suelos	Resistencia al corte no drenada.
Ensayo Presiométrico	Roca blanda, Arena, Grava y Till	Arcillas blandas sensibles	Capacidad de carga y compresibilidad
Ensayo con Placa de Carga y Ensayo con Barrena Helicoidal	Arena y Arcilla	–	Módulo de deformación. Módulo de reacción de la subrasante. Capacidad de carga.
Ensayo con Dilatómetro de Placa Plana	Arena y Arcilla	Grava	Correlación empírica para tipo de suelo, K_v , relación de sobreconsolidación, módulo y resistencia al corte no drenada.
Ensayo de Permeabilidad	Arena y Grava	–	Evaluación del coeficiente de permeabilidad

FUENTE: (AASHTO)

3.8. GEOLOGÍA.

Los objetivos de estos estudios son establecer las características geotécnicas, es decir, la estratigrafía la identificación y las propiedades físicas y mecánicas de los suelos para el diseño de cimentaciones estables. (Estudio basicos para la construccion de puentes, 2010).

3.9. ESTUDIO HIDROLOGICO

En el análisis hidrológico de las áreas de drenajes intervienen fundamentalmente los dos componentes del ciclo: precipitación y escurrimiento. Con base en los registros de medición efectuadas, considerando las mediciones directas de obtener, la estimación de condiciones que no son posibles de medir directamente y la predicción de las probables ocurrencia de eventos dentro de un lapso especificado; a esta quedara supeditadas las condiciones de diseño de la estructura. (Manual de Diseño de Carretera, 2003)

Existen varios metodos para valuar los caudales de diseño que pueden ser:

(a) Empiricos

Que se emplean para tener una idea preliminar sobre el caudal de diseño, o bien cuando se conocen las características de la precipitación de la zona correspondiente a la zona de estudio; los métodos más comunes son Creager y Lowry.

(b) Semi-empiricos.

Estos metodos son similares al anterior, pero hacen intervenir a la intensidades de lluvias en la relacion funcional que define el caudal de diseño. Estos métodos se basan en el conocimiento del ciclo hidrológico y difieren de otros en el mayor o menor detalle con que se toman los factores que intervienen en dicho ciclo. Los métodos más utilizados son el Racional y el de Ven Te Chow.

(c) Estadisticos

Son de gran utilidad en sitios que se encuentra un buen registro de caudales ocurridos. Se basan en suponer que los caudales maximos anuales aforados en una cuenca. Son de muestra aleatorias de una poblacion de caudales maximos. Difieren de ellos en la forma de funcion de distribucion de la probabilidad que suponen tiene poblacion.

(d) Modelos matematicos

Existen actualmente una serie d modelos matematicos de gran utilidad que reieren de datos externos y completos los cuales son dificiles de obtener. No obstante, todas las limitaciones que puedan presentarse, se recomienda su utilizacion, debiendo tener cuidado de la informacion que se ingresa y de la interpretacion de los resultados.

3.9.1. Tiempos de Concentración.

Es importante disponer de un valor para la duración de las lluvias el cual nos permita realizar el cálculo del caudal máximo de diseño en el sitio donde se ubicará el puente.

Para el cálculo del tiempo de concentración existen varias formulaciones que nos permiten definir el tiempo de concentración. Para este caso utilizaremos lo recomendado por el **MTOP**, se utilizó la fórmula de KIRPICH, la cual ha proporcionado resultados satisfactorios. Fuente (Manual de Diseño de Carretera, 2003)

$$TC = \left(0.87 \frac{L^3}{H}\right)^{0.385}$$

ECUACIÓN 2: Tiempo de Concentración.

Donde:

Tc: Tiempo de concentración. Minutos

L: longitud del cauce principal Km

H: desnivel medio de la cuenca

3.9.2. Periodo de Retorno (TR).

El periodo de retorno depende de los factores socioeconómicos, de impacto, vulnerabilidad, diseño e importancia de la obra. Este se basa en un coeficiente R.

CUADRO 5: Coeficiente de Riesgos.

COEFICIENTE DE RIESGOS	Tr (Años)
10.0 < C < 16.7	25
16.7 < C < 23.3	50
23.3 < C < 30.0	100

Fuente: (MTOPI)

En la matriz propuesta por el MTOPI para el cálculo del coeficiente de riesgo, la cual consta en la “Normas de Diseño de Obras de Drenajes” y se basa en diferentes factores cualitativos y cuantitativos de los diferentes factores. Este estudio nos dio como resultados en dicha matriz.

CUADRO 6: Tabla Para la Selección de la Recurrencia de Diseño del Puente

FACTOR	COEFICIENTES			Sitio del Puente
	1	2	3	
daños de la carretera	Bajo	Mediano	Alto	3
daños fuera de la carretera	Bajo	Mediano	Alto	2
Pérdidas potenciales de vidas	Bajo	Mediano	Alto	1
Altura del terraplén de acceso	< 6 m	< 6 a 15 m	> 15 m	1
costo de reposición	Bajo	Mediano	Alto	3
Trafico promedio diario	< 100	100 a 750	> 750	3
Existencia de caminos alternativos	Si	Poco	Ninguno	2
Números de crecidas registradas	Ninguna	Una	Varias	3
Impacto económico	Bajo	Mediano	Alto	3
Otros (defensa, sanidad etc.)	No	Talvez	Si	3
C				24

Fuente: (MTOPI)

3.9.3. Régimen hidrológico- climático.

3.9.3.1. Intensidades de lluvias.

El área de influencia del proyecto es un clima donde predomina la estación lluviosa. Presentándose mayormente en los meses de febrero y marzo, sin mayor incremento en la temperatura.

Las ecuaciones establecidas por el (INAHMI) de acuerdo con la Zona N° 4 donde se ubica nuestra área de estudio son:

$$I_t Tr = 42.8786t^{-0.3100}I_d \quad 5 \text{ min} < 110\text{min}$$

$$I_t Tr = 667.1149t^{-0.8949}I_d \quad 110 \text{ min} < 1440 \text{ min}$$

ECUACIÓN 3: Intensidades de Lluvias.

Donde:

$I_t Tr$: intensidad máxima de lluvia con duración t y periodo de retorno de Tr (mm/h)

t : duración de lluvia (minutos)

I_d : intensidad diaria para un periodo de retorno de Tr

3.9.3.2. Caudal de Diseño

El cálculo del caudal de diseño, para un periodo de retorno establecido, dependerá de la información hidrológica disponible, de la importancia de la estructura que se diseñara y del servicio del drenaje que prestara. Fuente: (Manual de Diseño de Carretera, 2003)

3.9.3.3. Método de cálculo para el caudal de diseño.

El método adecuado y recomendado utilizado para estimar el caudal máximo en cuencas pequeñas, que no exceda 400 has, es denominado “Método Racional” que permite determinar el caudal en función del área de la Cuenca, de la topografía y del tipo de suelo. (Manual de Diseño de Carretera, 2003)

$$Q = \frac{(C)(I)(A)}{360}$$

ECUACIÓN 4: Caudal de Diseño

Donde:

Q = El caudal máximo, en m³/ sg.

C = Coeficiente de escorrentía (tabla IX.5).

I = Intensidad de la precipitación, en mm/h.

A = Área de la cuenca en Ha.

3.10. ESTUDIO HIDRÁULICO.

El análisis hidráulico de una estructura de drenaje se basa en la aplicación de los principios básicos de la hidráulica y en sus ecuaciones fundamentales de la continuidad, energía y cantidad de movimiento. En estos principios y ecuaciones son iguales válidos en condiciones forzadas o a superficies libres; sin embargo, en este último caso, es necesario considerar, además, las condiciones inherentes al flujo, debido a que el tirante de la sección tiene la libertad de variar su magnitud de acuerdo con las características geométricas e hidráulicas a lo largo de la conducción. Fuente (Manual de Diseño de Carretera, 2003)

3.10.1. Dimensionamiento Hidráulico del Puente.

El número de Reynolds y los términos laminar y turbulentos no bastan para caracterizar toda clase de flujos en los canales abiertos. Además de la viscosidad y los efectos inerciales, también es importante la relación de las fuerzas inerciales a las gravitacionales, dada por el número de Froude N_f definido como. (Mott, 2006)

$$N. \text{ de FROUDE} = \frac{V}{\sqrt{g \cdot h}} \quad h = \frac{A}{T} =$$

ECUACIÓN 5: N. de FROUDE

Donde

V: Velocidad correspondiente al caudal máximo instantáneo en m/seg

g: Aceleración de la gravedad en m/seg²

h: Tirante A/B en m

A: Área de la sección hidráulica en m².

T: Ancho de espejo de agua en m.

3.10.2. Socavación.

Para el cálculo de socavación general se presentarán los dos métodos más utilizados, debiendo ser uno de los métodos de LISCHTVAN – LEVEDIEV. Este método, que incluye la

socavación por reducción del ancho del río por efecto de las pilas, se fundamenta en las condiciones de equilibrio en la velocidad real y media del flujo (V_r) y la velocidad media del flujo (V_c) que se requiere para iniciar el movimiento de las partículas del cauce. Para su aplicación se debe considerar: (1) el tipo de río con cauce definido o no. (2) el tipo de material del fondo cohesivo o friccionante y (3) la estratigrafía del suelo, bajo la sección en estudio, homogénea o heterogénea. Fuente (Manual de Diseño de Carretera, 2003).

$$\alpha = \frac{Qd}{H_m^{5/3} B_e \mu} =$$

ECUACIÓN 6: Socavación

Y luego

Donde

α = Valor constante, adimensional.

Qd = Caudal de diseño, m³/seg

H_m = profundidad media del flujo antes de la socavación, m = área hidráulica/ B_e

B_e = ancho efectivo de la superficie libre.

M = coeficiente de contracción, función de la velocidad media y del claro

β = coeficiente de flujo, depende de la frecuencia con la que la creciente baja.

γ_d = peso volumétrico del caudal del cauce

Ψ = coeficiente de reducción, función de la densidad del agua con las partículas de supresión

H_o = profundidad del flujo en un punto dado, durante la avenida.

Y_s = profundidad o espesor de la socavación, m.

3.11. DISEÑO DE PUENTE.

Se considera como puentes a la estructura que se construirá en una vía terrestre de comunicación, para cruzar un curso de agua (rio, arroyo, estuario, brazo de mar, etc.)

En forma convencional se considerara que las obras de drenaje que tiene mayor a 6.00 metros se clasificara como puente. (Manual de Diseño de Carretera, 2003)

El puente sobre la quebrada el Toro se diseñara de hormigón armado bajo la norma AASTHO Standard.

Tipos de Puentes.

Estos se pueden clasificar:

- Por su uso: ferrocarriles, peatonales, canales, tuberías, mixtos.
- Según su duración: provisionales y definitivos.
- Por su condición: fijos movibles y desmontables.
- Por la forma de efectuar el cruce: normal y diagonal.
- Por la posición relativa del piso con respecto a los elementos principales de soporte:

De paso superior, de paso inferior, de paso atreves. Fuente. (Molina 2008).

3.11.1. Cargas.

Toda estructura está sometida a distintos tipos de cargas durante su vida útil. Estas cargas varían dependiendo de la ubicación geográfica y del uso de esta. La estructura al ser diseñada, debe contemplar todas estas cargas, o bien, las de mayor impacto, de forma a que a lo largo de su vida útil sea capaz de soportarlas, individualmente en forma combinada. Fuente (AASHTO Standard) Sección 3 A.

Las cargas que se analizan en el diseño de puentes, son las siguientes:

- Carga Muerta
- Carga Viva
- Impacto o efectos dinámicos de la carga viva vehicular.
- Cargas viento

- Otra fuerza o acción, tales como: Fuerza de centrifugas, esfuerzos térmicos, presión de tierra, presión de aguas, sismo, etc.

Carga Muerta.

La carga muerta se considera el peso propio de la superestructura completa. Incluye el tablero, pasillo, pasillos, carpeta de rodado, y accesorios tales como tuberías, cables, etc. (AASHTO Standard) Sección 3.3

Los pesos unitarios utilizados para el hormigón serán:

$$2,5 \left(\frac{T}{m^3} \right) \text{ para losa, vigas y pasillos} \quad 2,4 \left(\frac{T}{m^3} \right) \text{ para pavimentos}$$

Carga Viva.

La carga viva vehicular consiste en el peso de la carga en movimiento sobre el puente. Se convierte en dos tipos Vehicular y Peatonal. Fuente (AASHTO Standard) sección 3,4

Factor o Carga de Impacto.

El efecto dinámico que es el tráfico que se produce sobre la estructura es vital tomarse en cuenta. El análisis de este efecto se analiza con una ecuación dada por la norma (AASHTO (1.2.11.A) plantea el procedimiento mediante la siguiente expresión.

$$I = \frac{15,24}{L + 38,11} \leq 30 \%$$

ECUACIÓN 7: Carga de Impacto.

Donde.

I = factor de impacto.

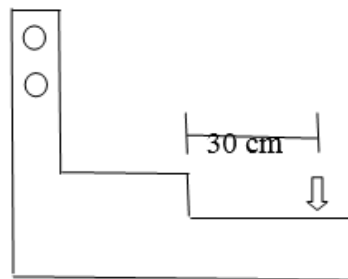
L= longitud en metro de la parte cargada del tramo, donde se produce el máximo efecto en el Elemento.

Camión de Diseño.

Los pesos y las separaciones entre los ejes y las ruedas del camión de diseño serán como se especifica en la figura 1. Se deberá considerar un incremento por cargas dinámicas como se especifica en el artículo 3.6.2. (AASHTO , 2004)Sección 3.6.1.2.2

Las cargas vivas de tráfico para el diseño de un puente serán las denominadas HS- 20-44, la alternativa militar yHL-93 (para el diseño de elementos estructurales por factor de carga y resistencia LRFD: Load and Resistance Factor desing) Las cargas referidas se encuentran normadas por la AASHTO (American Association of state Higway and Transportation Officials) en sus Últimas Versiones.

De igual manera se diseñaras también la denominada Carga HS-MOP. Es necesario mencionar que el ministerio de obras públicas, para ponerse acorde con las necesidades actuales y adicionales para cumplir con la resoluciones tomadas en el pacto Andino, respecto al peso de los Vehículos , se propuso revisar las cargas para el diseños de los puentes y creo el camión Tipo HS – MOP. (Manual de Diseño de Carretera, 2003)



Fuente: (Elaboracion Propia)

FIGURA 5: Posición de la Rueda

Sección Transversal del

Camión.

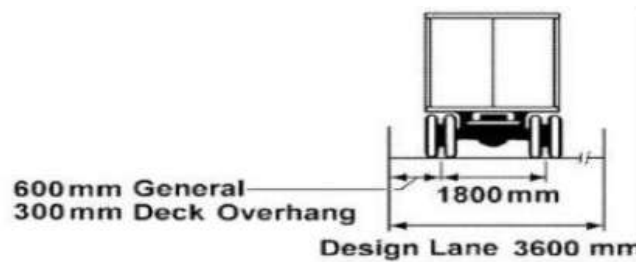


FIGURA 6: Camión HS 20 – 44

Fuete: (AASHTO Standard)

Carga total del camión (Sin remolque) : W	
Camiones H15 y HS15	W = 13.640,00 Kg
Camiones H20 y HS20	W = 18.180,00 Kg
0,20 W : Carga total del eje delantero	
0,80 W : Carga total del segundo (y tercer eje)	
0,10 W : Carga de cada llanta del eje delantero	
0,40 W : Carga de cada llanta del segundo eje (y tercer eje)	
Ancho del carril de tráfico	: 3,60 m
Ancho de la carga por carril	: 3,00 m
Distancia entre centros de las hileras de llantas	: 1,80 m
Distancia entre centro de las llantas y bordes de la carga	: 0,60 m
Distancia entre primer eje y segundo eje	: 4,27 m

Carga de Faja.

La carga de faja consiste en una carga uniforme por metro lineal de vía de tránsito, combinada con una carga concentrada (o dos cargas concentradas en el caso de tramos continuos) colocadas sobre vigas, en posición tal que provoque los máximos esfuerzos (AASHTO Standard) Sección 3.7.1.2.

Fuete: (AASHTO Standard)

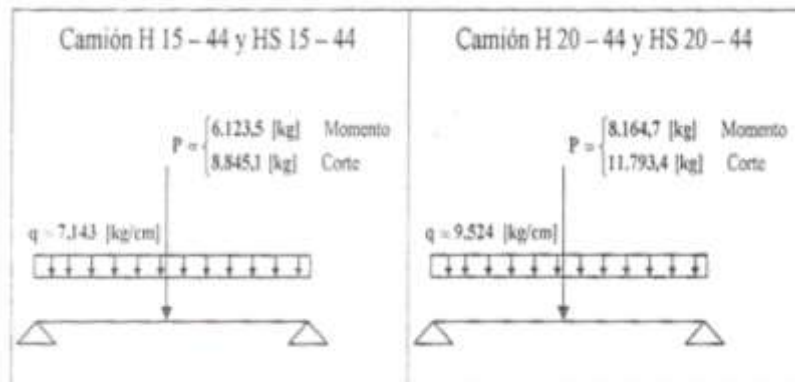


FIGURA 7 : Carga de Faja

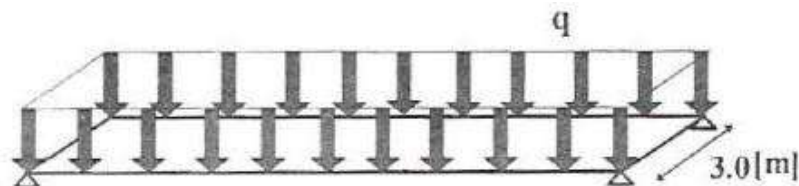


FIGURA 8: Carga de Faja de la norma AASTHO LRFD

Fuete: (AASHTO Standard)

3.11.2. Cargas Peatonales.

Se deberá aplicar una carga peatonal de $3,6 \times 10^{-3}$ en toda las área de más de 600 mm de ancho, y que esta carga se deberá considerar simultáneamente con la sobrecarga vehicular de diseño. (AASTHO , 2004)Sección 3.6.1.6.

3.11.5. Efecto Sísmico.

Se deberá considerar los efectos de la inercia del muro y de la probable amplificación del empuje pasivo y/o movilización de masas de suelos pasivas por parte de un sismo. (AASTHO , 2004) Sección 3.11.4

Las normas (NEC – 11(Norma Ecuatoriana de la Construcción))clasifican también al Ecuador como de alta vulnerabilidad.

Empuje de Suelo:

Los muros que pueden tolerar muy poco o ningún movimiento se debería para el empuje en reposo. Los muros que se pueden mover alejándose de la masa de suelo se deberían diseñar para empujes intermedio entre las condiciones activas y en reposo dependiendo de la magnitud de los movimientos admisibles. (AASTHO , 2004) Sección C3.11.1

3.11.6. Aplicación de sobrecargas vehiculares de diseño.

Tanto los carriles de diseño como el ancho de cargado de 300 mm en cada carril se deberán ubicar que produzcan solicitaciones extremas. El camión o tándem de diseño se deberá ubicar transversalmente de manera que ninguno de los centros de las cargas este a menos de:

- Para el diseño del bueno del tablero – 300 mm a partir de la cara del cordón o baranda, y
- Para el diseño de todos los demás componentes – 600 mm a partir del borde de carril de diseño.

(AASTHO , 2004) Sección 3.6.1.3.1

3.11.7 Estructuras de Hormigón Armado

Elementos Principales.

- Losa o tablero de hormigón armado.
- Vigas de hormigón armado.
- Estribos

Elementos Secundarios.

- Postes de hormigón armado.
- Pasamanos de tubos galvanizados.
- Diafragmas intermedios de hormigón armado.
- Acera de hormigón armado.
- Capas de rodadura de asfalto.

3.12. Diseño de la Losa.

El momento de flexión por carga viva vehicular por metro de ancho de losa deberá ser calculado de acuerdo a los siguientes métodos, a no ser que otros más sean utilizados. (AASHTO Standard) Sección 3,24.

3.13. Armadura de Temperatura.

Se deberá disponer armadura para las tensiones provocadas por contracción y temperatura cerca de las superficies de hormigón expuestas a variaciones diarias de la temperatura y en el hormigón masivo estructural. Se deberá agregar armadura de contracción y temperatura para asegurar que la armadura total en las superficies expuestas no sea menor que la aquí especificada. (AASHTO , 2004) Sección 5.10.8.1.

5 cm en la parte superior.

2.5 cm en la parte inferior.

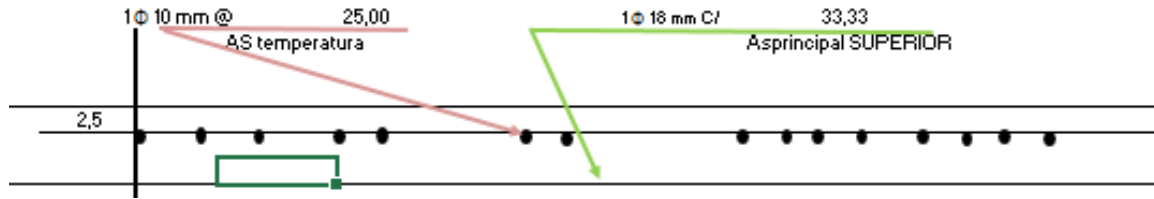


FIGURA 9: Armadura de Temperatura.

Fuente: (Elaboracion Propia)

3.14. DISEÑOS DE LAS VIGAS.

El diseño de vigas exteriores e interiores se lo realiza por separado pero el procedimiento es muy similares por esta razón el desarrollo se lo explica de manera conjunta. (MOP) Literal 6.

3.15. DIAFRAGMAS.

Se puede utilizar diafragmas intermedios entre vigas en sistemas curvos o cuando es necesario proveer resistencia torsional y para soportar el tablero en puntos de discontinuidad o en el punto del quiebre de la viga. (AASTHO , 2004) Sección 5.13.2.2.

3.16. FLECHA Y CONTRAFLECHA

En el cálculo de flecha y contraflecha se debería considerar las cargas permanentes, sobrecarga, pretensado, carga de montaje, fluencia lenta y contracción del hormigón y relajación del acero.

Para determinar las flechas y contraflecha se deberán aplicar los requisitos de los artículos, 4.5.2.2 y 5.9.5.5. (AASTHO , 2004)

3.17. ESTRIBOS.

Estructura que soporta el extremo de un tramo de un puente y proporciona apoyo lateral para el material de relleno sobre el cual descansa el camino inmediatamente adyacente al puente. En la práctica se puede utilizar diferentes tipos de estribos. (AASTHO , 2004)

De acuerdo a la normas (AASTHO LRFD)los estados de cargas a evaluarse son

- Empuje de suelo
- Empuje de suelo más sismo en el muro
- Empuje de suelo más reacciones de carga muerta y carga viva.
- Empuje de suelo más reacciones de carga muerta más sismo del puente y muro.
- Empuje de suelos más reacciones de carga muerta más carga viva en el terraplén

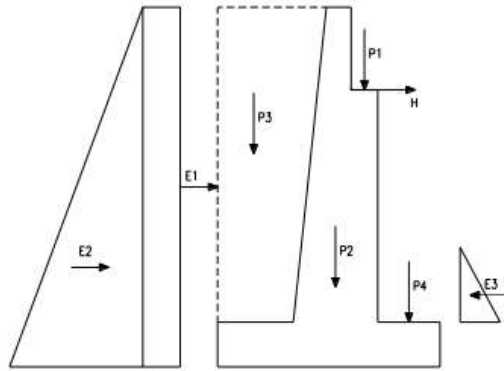


FIGURA 10: Secciones de Empuje de Suelo y Fuerza.

Fuente: (Elaboracion Propia)

PI = carga vertical de la superestructura.

H = carga horizontal de la estructura.

P2 = carga del peso propio del estribo.

P3 = carga del peso propio del relleno posterior.

P4 = carga del peso propio del relleno anterior.

E1 = empuje de tierra de la sobrecarga del relleno.

E2 = empuje de tierra activo.

E3 = empuje de tierra de relleno y compresión.

3.18. MUROS DE ALA.

Los muros de ala se pueden diseñar de forma monolítica con los estribos o bien se pueden separar las paredes del estribo mediante una junta de expansión y diseñar para que trabajen de forma independiente.

Las longitudes de muros de ala se deberían diseñar utilizando las pendientes requeridas para la carretera. Los muros de ala deberían de tener una longitud suficiente para retener el terraplén de la carretera y proveer protección contra la corrosión. (AASTHO , 2004) Sección 11.6.1.4

Para este proyecto se seleccionó muro de ala de pantalla maciza en voladizo



FIGURA 11: Muro de Ala Corte en Planta

Fuente: (Elaboracion Propia)



FIGURA 12: Muro de Ala Corte Frontal

FIGURA 13: Corte Frontal del Muro de Ala

3.19. FORMA CONDICIONES GEOMÉTRICAS Y DE CARGA.

3.19.1. Diseño Geométrico.

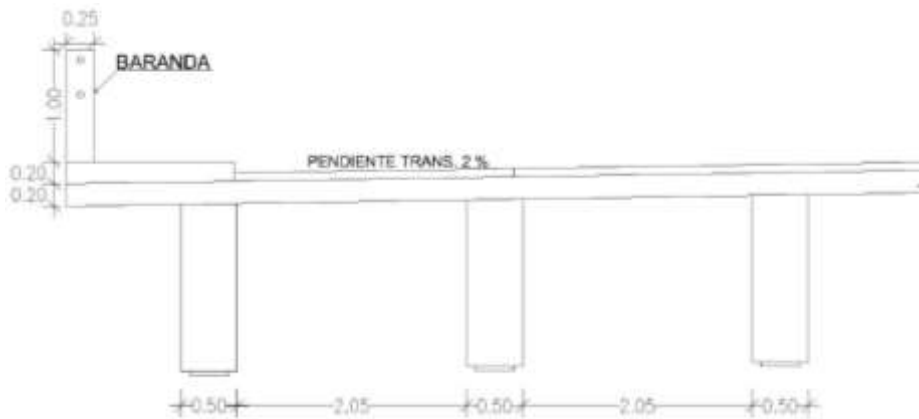


FIGURA 14: Corte Transversal del Puente

Fuente (Elaboracion Propia)

3.20. TIPOS DE APOYOS.

3.20.1. Apoyos de Acero.

El acero es un material excelente para los apoyos en los puentes, por su capacidad de absorber grandes esfuerzos, son utilizados mayormente en apoyos de grandes luces, y tener un adecuado diseño. Son excelente en apoyos de vigas metálicas. También de hormigón con apoyos de neopreno.

3.20.2. Apoyo de Neopreno.

Almohadilla de apoyo clase AASHTO

Dispositivo estructural que transmite carga y permite la traslación y rotación.

Material

Polychloroprene (neoprene): compuesto de caucho (1930

Norma. (AASHTO M-251)

4. MATERIALES Y METODOS.

4.1. MATERIALES.

En el presente proyecto de investigación se utilizaron materiales y equipos los cuales detallaremos a continuación:

Equipo de SPT.

GPS.

Cinta métrica.

Conteo de vehículos en la vía en estudio.

Cámara fotográfica.

Computadora (programas como Excel, Word, AutoCAD, Google Earth).

Instrumentos en el laboratorio de suelos (Tamices, Balanzas, Taras, Martillos, Horno etc.)

4.2. MÉTODOS

En la investigación del estudio de lo puente se utilizaron los siguientes métodos: científico, descriptivos, histórico y descriptivos.

Método Científico nos permitió realizar investigaciones en libros, sitios web, artículos. Toda esta información nos ayudó a desarrollar esta investigación, y argumentar el marco teórico de este estudio con información confiable.

Método Descriptivo este método nos ayudó a dar información detallada del sector donde se realizó el estudio.

Método Histórico nos ayudó a recoger información histórica de los problemas del sector que es la falta de esta estructura.

4.3. TÉCNICAS.

Medición se utilizaron herramientas como (GPS, Estación total, cintas métricas, las cuales nos sirvieron para tomar las diferentes medidas necesarias a tomar.

Observación

La inspección visual nos ayudó a recopilar información para los siguientes ensayos a realizar para este proyecto

5. ANALISIS Y RESULTADOS

5.1. TOPOGRAFIA.

5.1.1 Introducción

Bahía de Caráquez forma parte de la denominada vía del Pacífico o corredor arterial E15 (también llamada Ruta del Sol), que se inicia en la Península de Santa Elena y alcanza la ciudad de Esmeraldas. El ingreso y salida de la ciudad son factores muy importantes en materia seguridad en caso de emergencia por desastre naturales por eso se contempla la construcción del puente sobre la quebrada el toro para tener una vía alterna de salida de la ciudad en casos de emergencia por fenómeno naturales.

5.1.2. Descripción Topográfica General de la Cuenca.

Esta área tiene característica de relieve topográfico montañoso – ondulado por la presencia de la cordillera costera que a la vez presenta una línea de cerros con orientación paralela a la línea de la costa, sus principales elevaciones la forman: Cerros los Navíos con 165 msnm, El Toro 237 msnm, La Mula con 100 msnm. El cauce principal tiene una longitud de 4.3 Km y su elevación mayor es de 308 msnm y en su parte más baja, en el lugar del emplazamiento del puente es de 6 msnm.

Datos Topográficos.

Área = 4,13 km² = 413 Has

Longitud total del cauce = 4.295,56 m = 4,29 km.

Cota mayor de la cuenca = 308,00 msnm.

Cota menor de la cuenca = 66 msnm.

Pendiente máxima de la cuenca = 0,22 m/m = 22 %

Pendiente media de la cuenca = 0,070 m/m = 7 %

Cota mayor del cauce = 6,10

Cota menor en el cauce = 3.04

Pendiente del cauce = 0,012 m/m

Ubicación Del Puente.

La vía donde se emplazara el puente está ubicada en las siguientes coordenadas.

Coordenadas de Ubicación. =

Coordenadas 17 N 9929709 E 0563797 **Cota 1** = N+ 6,03 **Abscisa** 3 + 744,30

Coordenadas 17 N 9929675 E 0563970 **Cota 2** = N + 6,08 **Abscisa** 3 + 770,42

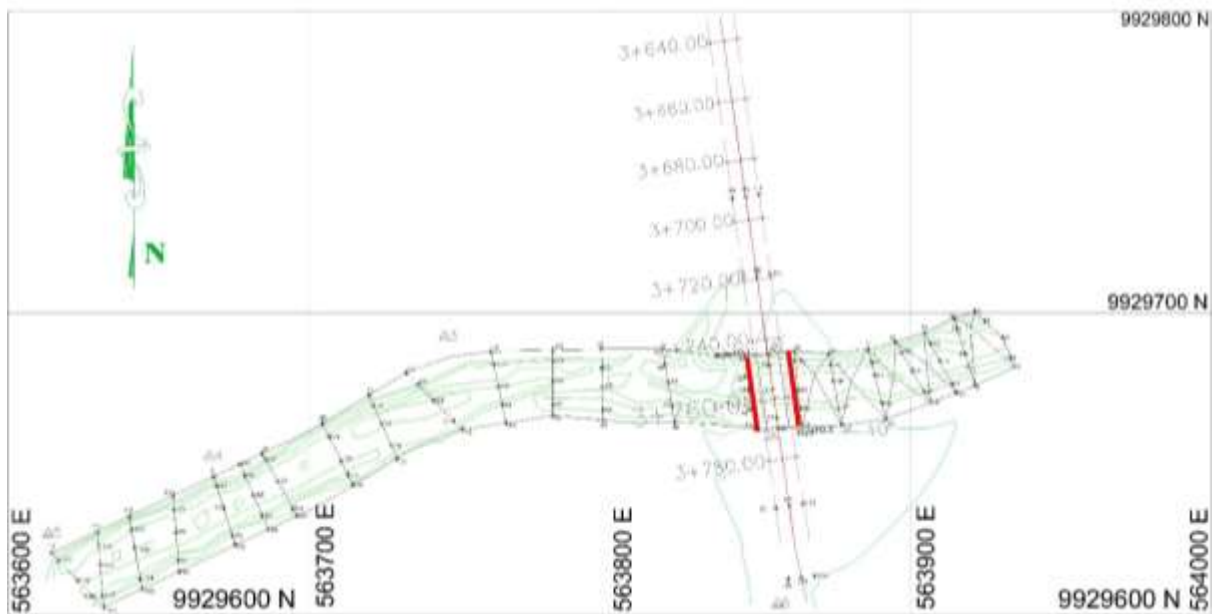


Figura 15: Topografía

Cuadro de puntos topográficos ver en anexo pág.: 167

CUADRO 7: Punto de las Estaciones

ESTACIONES			
N.PUNTO	NORTE	ESTE	COTA
1	9929712,012	563980,201	6,03
2	9929636,011	563971,012	6,08
3	9929723,041	563851,021	7,30
4	9929602,211	563691,101	8,07
5	9929536,014	563599,412	9,30
6	9929636,123	563971,054	8,13

Fuente: (Elaboracion Propia)

Estación Total



FIGURA 16: Estación Total Utilizada en las Mediciones de Campo.

Fuente: (Geotop)

CUADRO 8: Características Técnicas de la Estación Total

CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS

	TRIMBLE M3 1"	TRIMBLE M3 2"	TRIMBLE M3 3"	TRIMBLE M3 5"
Baterías internas de iones de litio	Voltaje de salida. 3,8 V CC			
Carga Completa	4 horas			
Especificaciones Generales				
Sensibilidad del vial de nivel circular	10' / 2 mm			
Tangente/Abrazaderas	Pantalla 1 - QVGA, color de 16 bits, LCD TFT, retroiluminada (320 x 240 píxeles) Pantalla 2 - Retroiluminada, LCD gráfica, (128 x 64 píxeles)			
Plomada láser	4 niveles			
Memoria de puntos	128 MB RAM, memoria Flash de 128 MB			
Peso (incluye maleta de transporte)	6.3 Kg			
Temperatura de funcionamiento	-20 °C a +50 °C			












Fuente: (Geotop)

El polígono base fue medido con Estación Total con la que se tomaron ángulos de ida y retorno comprobando el cierre angular por estación, y las mediciones entre puntos.

5.2. ESTUDIO DEL TRÁFICO.

5.2.1. Transito Promedio Diario Anual (TPDA)

CUADRO 9: Modelo de Conteo de Trafico

ESTACION:		Bahia (Unidad Educativa Marcos Mero Lopez)										AÑO:		2017													
RUTA DE:		Bahia de Caraquez (Entrada Y Salida)										MES:		Marzo													
ESTADO DE TIEMPO:		Soleado										DIA:		Lunes 20													
Peso Muerto Promedio (ton)		7		10		10		27		47		51		48		31		32		27							
Descripcion																											
Tipo		Livianos		2D		2DA		2DB		3A		3S2		3S3		2R2		4C		4O		V3A					
Flujo del Trafico		Sur/Norte		Norte/Sur		Sur/Norte		Norte/Sur		Sur/Norte		Norte/Sur		Sur/Norte		Norte/Sur		Sur/Norte		Norte/Sur		Sur/Norte		Norte/Sur		TOTAL	
Hora		E	S	E	S	E	S	E	S	E	S	E	S	E	S	E	S	E	S	E	S	E	S	E	S	TS	
6:00-8:00		35	44	0	0	12	9	3	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	104
8:00-10:00		50	56	5	4	10	16	3	2	0	0	0	0	1													148
10:00-12:00		55	50	2	1	12	12	2	3	3	0	0	0	0													140
12:00-14:00		64	66	3	3	14	16	3	3	2	0	1	0														175
14:00-16:00		40	40	0	1	15	11	2	3	0	2	0	0														174
16:00-18:00		32	18	2	2	13	10	0	0	0	1	0	0														78
Suma		276	274	12	11	76	74	13	12	5	3	1	1														Total diario
TOTAL		550		23		150		25		8		2															1750

OBSERVACION: Ninguna

Fuente: (Elaboracion Propia).

CUADRO 10: Conteo Total de Vehículos (TS)

Tipo de Vehículo	Marzo							TOTAL TS	PROMEDIO TD
	Lunes 9	Martes 10	Miércoles 11	Jueves 12	Viernes 13	Sábado 14	Domingo 15		
Livianos	550	570	663	562	610	634	494	4083	583
2D	23	13	10	15	12	8	5	86	12
2DA	150	152	157	138	138	84	68	887	127
2DB	25	20	28	22	34	38	16	183	26
3A	8	8	2	5	5	1	1	30	4
3S2	2	1		2	2	2		9	1
3S3			1					0	0
2R2	1	2			2	1		7	1
4C								0	0
4O								0	0
V3A								0	0
Total TD	759	766	861	744	803	768	584	5285	754

Fuente: (Elaboracion Propia)

CUADRO 11: Resumen de Volúmenes en 12 horas Doble Sentido (veh /12h).

	LIVIANOS	BUSES	CAMIONES					
Días	Trafico 12 h	Trafico 12 h	Trafico 12 h	TOTAL	% LIVIANOS	% BUSES	% CAMIONES	TOTAL %
Lunes	550	23	186	759	0,72	0,03	0,25	1,00
Martes	570	13	183	766	0,74	0,02	0,24	1,00
Miércoles	663	10	188	861	0,77	0,01	0,22	1,00
Jueves	562	15	167	744	0,76	0,02	0,22	1,00
Viernes	610	12	181	803	0,76	0,01	0,23	1,00
Sábado	634	8	126	768	0,83	0,01	0,16	1,00
Domingo	494	5	85	584	0,85	0,01	0,15	1,00
PROM.					0,78	0,01	0,21	1,00
TOTAL			5285					

Fuente: (Elaboracion Propia)

Tráfico que circula por la vía donde se emplazara el puente, el cual será atraído hacia esta vía

5.2.3. Calculo del Tránsito Promedio Diario Semanal. (TPDS).

Basados en estudios realizados en vías similares a la estudiada determino que el 70% circula de 6:00 am a 6:00 pm. Y por falta de datos se utilizó el TPDS

Transforma el volumen del tráfico; en el volumen de tráfico semanal.

ECUACIÓN 8 : TPDS

$$TPDS_{24H} = \frac{\# \text{ veh}}{\text{días}} = TPDS_{24H} = \frac{5285 \text{ veh}}{0,7 \text{ días}} = 7550 \text{ Vehiculos.}$$

$$TE = \frac{7550 \text{ veh}}{7 \text{ días}} = 1078 \frac{\text{veh}}{\text{día}}$$

Fuente: (Manual de Diseño de Carretera, 2003)

Transito Actual.

En el Ecuador no se han realizados estudios que determinen la 30^{va} hora, pero las investigaciones realizadas por la composición de tráfico, se puede indicar que el volumen horario para esta hora en mención se la calcula entre 5 y 10 %. (Manual de Diseño de Carretera, 2003)

K= factor de relación. Entre 5 y 10 %... (Para este estudio = 8%)

$$VHD = K * TPDA =$$

$$VHS = 0,08 * 1078 = 86 \text{ Veh/h}$$

$$TPDA = 24h * 86 Veh. = 2064 Vehiculos$$

ECUACIÓN 9: Transito Actual.

CUADRO 12: Calculo de Trafico Actual.

TRÁFICO ACTUAL							
CLASE	TPDA	%	Nº Vehículos	Trafico desviado (10%)	Tráfico generado (20%)	Trafico por desarrollo (5%)	Trafico actual
Livianos	2064	0,78	1600	160	320	80	2160
Buses		0,02	33	3	7	2	45
Camiones		0,21	431	43	86	22	582
TOTAL		1,00	2064		TRÁFICO ACTUAL		2787

Fuente: (Elaboracion Propia)

Tráfico Actual transformado a Vehículos Livianos.

El tráfico debe ser transformado a vehículo livianos es un parámetro muy importante en el cálculo del número de carriles. Para esto se introducen los coeficientes de transformación que son los que caracterizan cuantos vehículos livianos podrían pasar por un mismo sector.

El sitio de implantación del puente, se cuenta con una topografía totalmente plana por lo cual utilizaremos los coeficientes que nos presenta esta tabla del Manual de Diseño de Carretera.

CUADRO 13: Coeficientes de Transformación a Vehículos Livianos

TIPO DE VEHICULO	COEFICIENTE DE TRANSFORMACIÓN	TIPO DE VEHICULO	COEFICIENTE DE TRANSFORMACION
Livianos	1	Remolques con capacidad de carga en kg:	
Motocicletas	0.5	Hasta 6000	3
Buses pesados con capacidad de carga en kg:		12000	3.5
Hasta 2000	1.5	20000	4
5000	2	30000	5
8000	2.5	Mayor a 30000	6
14000	3.5		
Mayor a 14000	4.5		
NOTA: Para terrenos condulados y montañosos estos coeficientes aumentan 1.4 y 2.0 veces respectivamente, menos para vehiculos livianos.			

Fuente: (Manual de Diseño de Carretera, 2003)

CUADRO 14: Transformación a Vehículos Livianos

CLASE	Nº/CLASE	FACTOR DE TRANSFORMACIÓN	Tráfico actual
Livianos	2160	1,00	2160
Buses	45	2,50	113
Camiones	582	4,50	2619
Suman	2787		4892

Fuente: (Manual de Diseño de Carretera, 2003)

Trafico futuro.

El trafico futuro es aquel para el cual sera disenada la via

ECUACIÓN 10: Tráfico Futuro.

$$Tf = Ta(1 + r)^n$$

Fuente: (Manual de Diseño de Carretera, 2003)

Donde:

Tf = trafico futuro o proyectado.

r= tasa de crecimiento.

Ta= trafico actual .

N= numero de años

CUADRO 15: Tasa de Crecimiento del trafico

PERIODO	LIVIANOS	BUS	CAMIONES
2010-2015	4.05	2.53	3.68
2016-2020	3.49	2.25	3.27
2021-2025	3.04	2.02	2.94

Fuente: (MTOF,area Factibilidad)

CUADRO 16: Trafico Futuro para el Diseño.

	Ta (2017)	r (2017- 2019)	n	Tf(2019)	r (2019- 2024)	n	Tf(2024)	r (2024- 2037)	n	Tf(2037)
Livianos	2160	3,64	2	2320	2,41	5	2613	2,41	13	3561
Buses	113	3,12	2	120	2,03	5	133	2,03	13	173
Camiones	2619	6,04	2	2945	2,04	5	3258	2,04	13	4236
TOTAL TRAFICO FUTURO										7970

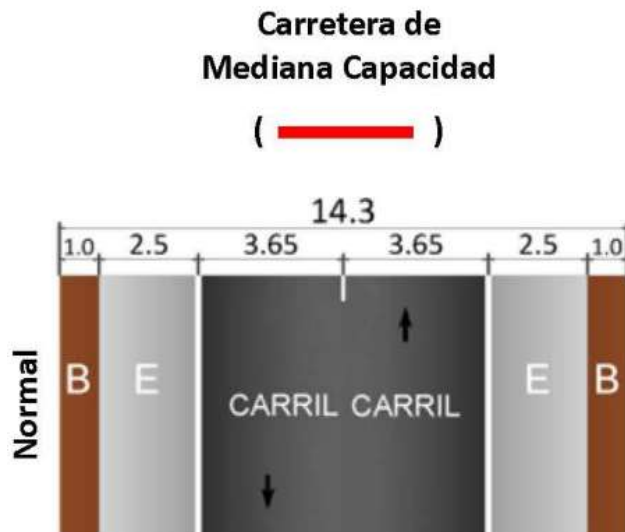
CUADRO 17: Clasificación Funcional de las vías en base al TPDA

Clasificación Funcional de las Vías en base al TPDA _d			
Descripción	Clasificación Funcional	Tráfico Promedio Diario Anual (TPDA _d) al año de horizonte	
		Limite Inferior	Limite Superior
Autopista	AP2	80000	120000
	AP1	50000	80000
Autovia o Carretera Multicarril	AV2	26000	50000
	AV1	8000	26000
Carretera de 2 carriles	C1	1000	8000
	C2	500	1000
	C3	0	500

Fuente: (NEVI 12 VOL 2)

La carretera clase C1

CUADRO 18 : Camino Básico




Fuente: (Manual de Diseño de Carretera, 2003)

5.3. ESTUDIO DE SUELOS

5.3.1 Informe Técnico.

En el presente informe se dan los resultados de las muestras de suelo que se obtuvieron mediante perforación con SPT, en el lugar de implantación de la superestructura.

CUADRO 19: Granulometría del Suelo

LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES							
Granulometría de muestra # 1= -Profundidad 1 metro-							
Proyecto: Puente Sobre la Quebrada el Toro							
Localidad:							
Peso de muestra seca= 329 GR.							
TAMIZ	Diámetro (mm)	Peso recipiente (Tara)	Peso seco más recipiente (Tara)	Peso retenido parcial (gr.)	Peso retenido acumulado (gr.)	% Retenido parcial	% Pasa
4"	101,6			0,00	0,00	0,00	100,00
3"	76,2			0,00	0,00	0,00	100,00
2 ½"	63,5			0,00	0,00	0,00	100,00
2"	50,8			0,00	0,00	0,00	100,00
1 ½"	38,1			0,00	0,00	0,00	100,00
1"	25,4			0,00	0,00	0,00	100,00
¾"	19,1	4,98	16,44	11,46	11,46	3,48	96,52
½"	12,7	0,00	0,00	0,00	11,46	0,00	96,52
⅜"	9,52	7,54	23,66	16,12	27,58	4,90	91,62
N° 4	4,76	9,12	26,82	17,70	45,28	5,38	86,25
10	2	4,94	22,08	17,14	62,42	5,21	81,04
40	0,42	5,30	21,00	15,70	78,12	4,77	76,27
100	0,149	24,20	86,09	61,89	140,01	18,80	57,47
200	0,074	4,76	39,32	34,56	174,57	10,50	46,97
PASA N° 200				154,64	329,21	46,97	0,00
SUMAN				329,21		100,00	

Fuente: (Elaboracion Propia)

CUADRO 20: Resultados de Humedad Natural

HUMEDAD NATURAL - -PROFUNDIDAD 1 METRO-			
Muestra	1	2	3
Peso del recipiente + suelo húmedo	95,66	75,66	99,28
Peso del recipiente + suelo seco	80,22	65,70	84,34
Peso del recipiente	7,54	5,18	7,78
Peso del agua	15,44	9,96	14,94
Peso del suelo seco	72,68	60,52	76,56
Contenido de humedad (%)	21,24	16,46	19,51
Porcentaje promedio (%)	19,07		

Fuente: (Elaboracion Propia)

CUADRO 21: Resultados Limites Líquidos

LIMITE LIQUIDO -PROFUNDIDAD 1 METRO-			
Muestra	1	2	3
Numero de Golpes	3	5	6
Peso del recipiente + suelo húmedo	16,20	13,94	16,96
Peso del recipiente + suelo seco	13,03	11,32	13,72
Peso del recipiente	5,12	4,78	5,10
Peso del agua	3,17	2,62	3,24
Peso del suelo seco	7,91	6,54	8,62
Contenido de humedad (%)	40,08	40,06	37,59
Porcentaje promedio (%)	39,24		

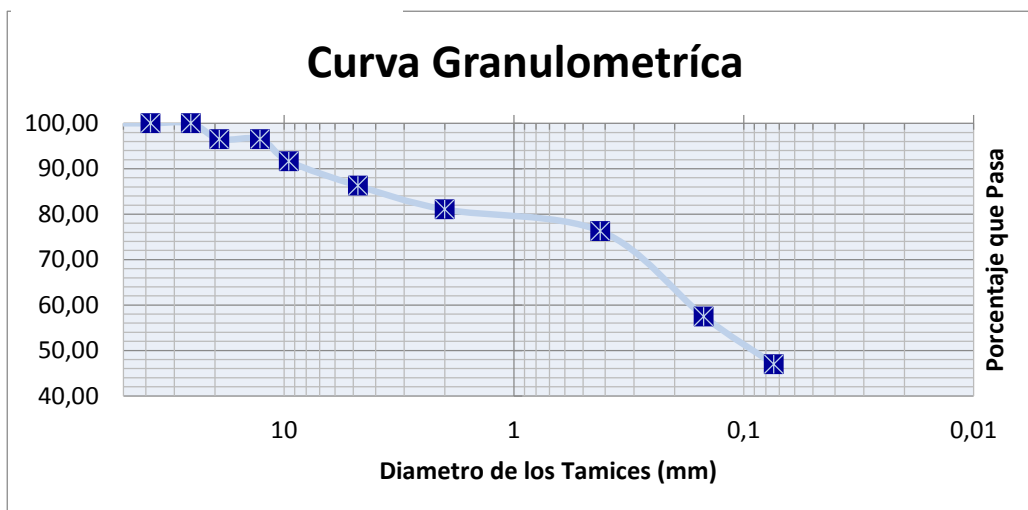
Fuente: (Elaboracion Propia)

CUADRO 22: Resultados Limites Plásticos

LIMITE PLÁSTICO -PROFUNDIDAD 1 METRO-			
Muestra	1	2	3
Peso del recipiente + suelo húmedo	8,58	8,32	8,10
Peso del recipiente + suelo seco	8,32	8,08	7,90
Peso del recipiente	7,30	7,08	7,22
Peso del agua	0,26	0,24	0,20
Peso del suelo seco	1,02	1,00	0,68
Contenido de humedad (%)	25,49	24,00	29,41
Porcentaje promedio (%)	26,30		

Fuente: (Elaboracion Propia)

CUADRO 23: Curva Granulométrica



Fuente: (Elaboracion Propia)

CUADRO 24: Resultados Muestra 1

RESULTADOS DE LAS MUESTRAS DE SUELO DE LA PREFORACION # 1 A LAS DIFERENTES PROFUNDIDADES										
DATOS	Prof. 1	Prof. 2	Prof. 3	Prof. 4	Prof. 5	Prof. 6	Prof. 7	Prof. 8	Prof. 9	Prof. 10
HUMEDAD NATURAL %	19,07	23,48	17,20	34,81	22,91	36,29	36,19	36,40	34,20	35,20
LIMITE LIQUIDO	41,50	17,50	34,50	22,00	24,00	25,00	29,00	28,50	27,40	28,40
LIMITE PLASTICO %	26,3	31,62	18,30	26,88	23,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
INDICE DE PLASTICIDAD %	13,22	56,57	67,30	51,88	60,15	14,00	16,56	16,56	17,22	17,60
TIPO DE SUELO	ML	ML	CL	CL	CL	CL	CL	CL	CL	CL

Fuente: (Elaboracion Propia)

CUADRO 25: Resultados de Muestras 2

RESULTADOS DE LAS MUESTRAS DE SUELO DE LA PERFORACION # 2 A LAS DIFERENTES PROFUNDIDADES										
DATOS	Prof. 1	Prof. 2	Prof. 3	Prof. 4	Prof. 5	Prof. 6	Prof. 7	Prof. 8	Prof. 9	Prof. 10
HUMEDAD NATURAL %	21,3	24,35	17,78	33,67	23,56	36,89	35,56	35,56	30,68	34,21
LIMITE LIQUIDO	34,00	19,50	27,00	28,00	24,00	15,77	28,00	27,00	27,50	28,50
LIMITE PLASTICO %	25,45	32,45	17,67	25,57	25,56	1,12	1,19	0,00	0,00	0,00
INDICE DE PLASTICIDAD %	13,56	49,56	56,57	49,67	59,46	12,55	15,48	19,48	16,43	16,00
TIPO DE SUELO	ML	ML	CL	CL	CL	CL	CL	CL	CL	CL

Fuente: (Elaboracion Propia)

Perforaciones:

Se realizaron 2 perforaciones de 10 mt de profundidad, con el objetivo de conocer sus diferentes propiedades físicas en el área de implantación del puente.

Detalles:

Perforación # 1:	Cota = N+ 6,03	Coordenadas 17 M 0563797
	Abscisa 3 + 744,30	UTM 9929709

Perforación # 2:	Cota = N + 6,08	Coordenadas 17 M 0563970
	Abscisa 3 + 770,42	UTM 9929675

Las perforaciones se realizaron con un equipo de (SPT) Ensayo de Penetración Estándar, con el cual se tomó el número de golpes (N) después de penetrar 15 cm, se toma una muestra de 30 cm de suelo. El peso que se usa es de 140 Lb el martillo es de tipo (SAFETY) el cual tiene una altura de caída de 76 cm.

5.3.2 Estratigrafía.

Según la tabla de clasificación con el Sistema SUCS el suelo se clasifico en:

Suelo ML = Limos orgánicos, arenas muy finas limosas o arcillosas.

Suelo CL = Arcilla inorgánicas de plasticidad baja o media, arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas limosa.

Se realizaron 2 perforaciones mediante ensayos de SPT a 10 m de profundidad se observó el siguiente resultado. **Método de Resistencia última**

ECUACIÓN 11: N- Corregido.

$$N = \frac{n(3) + n(2) + n(1)}{6} =$$

$$N. \text{ corr} = N * N1 * N2 * N3 * N4 = \quad \text{Para } B > 1,22$$

$$Q. \text{ adm} = 11,98 * n. \text{ corr.} \left(\frac{3,28 B + 1}{3,28} \right) * Fd \left(\frac{se}{25,4} \right) =$$

$$Q. \text{ adm} = 11,98 * 7,50 \left(\frac{3,28 * 4,90 + 1}{3,28} \right) * Fd \left(\frac{15}{25,4} \right) = 8,45 \text{Tn/m}^2$$

Donde

Q.adm = Capacidad admisible

n.corr = n corregido

B = base de la zapata

Fd = 1+ 0,33

Se = Asentamiento Admisible.

CUADRO 26: Capacidad. De Carga del Suelo.

ANCHO B	CAP.CARGA
m	ADMISIBLE (T/m ²)
1,00	8.45

Fuente: (Elaboracion Propia)

5.4. HIDROLOGÍA.

El presente estudio hidrológico realizado para la estructura del cruce sobre la quebrada El Toro en la parroquia de Leónidas Plaza – Bahía de Caráquez se logró definir las curvas de intensidades – duración – frecuencias, caudales máximos, datos que serán muy útiles para el diseño estructural del puente.

Este caudal discurre en sentido oeste-este descargando sus aguas en el estuario del Rio Chone en la Bahía de Caráquez.

Los principales cerros que contribuyen como áreas tributarias a este caudal son: Cerro Pan de Azúcar, Cerro la Tablada del Toro, Cerro Azul, y la Loma de los Vientos, todos estos cerros dan formación a los distintos esteros los cuales forman el caudal de esta quebrada.

Todos los drenajes del sector son de flujo intermitente, y otros pequeños causes que alimentan este caudal, pero son de menor área de drenaje que descargan sus aguas en épocas lluviosas entre los meses de Diciembre – Mayo.

Datos de la Cuenca Hidrográfica.

Área = 4,13 km² = 413 Has

Longitud total del cauce = 4.295,56 m = 4,29 km.

Cota máxima de la cuenca = 308,00 msnm.

Cota menor de la cuenca = 66,04 msnm

Longitud de la cuenca = 1100 m

Pendiente máxima de la cuenca= 0,22 m/m = 22%

Cota mayor del cauce = 6,10 msnm.

Cota menor del cauce = 3,03 msnm.

Pendiente del cauce = 0,012 m/m

Perímetro = 7,68 km

Pendiente media de la cuenca = 0,070 m/m = 7%

5.4.1. Coeficientes de Escorrentías

CUADRO 27: Valores de los Coeficientes

Tr = años	coeficientes
100	0,65
50	0,55

Fuente: (MTOF)

El coeficiente de escorrentía se escogió de la TABLA IX.5 del “Manual de Diseño de Carreteras del 2003” donde se tomó el valor de 0,50 multiplicado por 1,30 donde obtuvimos el valor de **0,65** (Ver en anexos) pág.: 182

5.4.2 Calculo del Tiempo de Concentración.

Se determinara la mediante la fórmula de KIRPICH, recomendada en el manual de Diseño de Carreteras.

$$TC = \left(0.87 \frac{L^3}{H}\right)^{0.385} \quad TC = \left(0.87 \frac{(4.3)^3}{302}\right)^{0.385} =$$

Puente sobre la Quebrada el Toro: **Tc= 0.562 horas = 34,02 min.**

Coeficiente de Riesgo Para un periodo de 100 años.

CUADRO 28: Coeficiente de Riesgos

COEFICIENTES DE RIESGOS	Tr. (años)
10.0 < C < 16.7	25
16.7 < C < 23.3	50
23.3 < C < 30.0	100

Fuente (MTOF)

CUADRO 29: Tabla Para la Selección de la Recurrencia de Diseño del Puente

FACTOR	COEFICIENTES			Sitio del Puente
	1	2	3	
Daños de la carretera	Bajo	Mediano	Alto	3
Daños fuera de la carretera	Bajo	Mediano	Alto	2
Pérdidas potenciales de vidas	Bajo	Mediano	Alto	1
Altura del terraplén de acceso	< 6 m	< 6 a 15 m	> 15 m	1
Costo de reposición	Bajo	Mediano	Alto	3
Trafico promedio diario	< 100	100 a 750	> 750	3
Existencia de caminos alternativos	Si	Poco	Ninguno	2
Números de crecidas registradas	Ninguna	Una	Varias	3
Impacto económico	Bajo	Mediano	Alto	3
Otros (defensa, sanidad etc.)	No	Talvez	Si	3
C				24

Fuente: NORMA DE DISEÑO DE DE OBRAS DE DRENAJES

Obtención de un periodo de recurrencia (Tr)

Puente sobre la quebrada el toro:

$$C = 24 \quad Tr = 100 \text{ Años}$$

5.4.3. Intensidades de Lluvias.

Obtenidos estos valores y aplicados en la ecuación de intensidades, de la zona 4. Considerando el tiempo de concentración (Tc) se calcularon los valores de intensidades dándonos los siguientes resultados:

$$I_t Tr = 42.8786t^{-0.3100}Id \quad 5 \text{ min} < 110\text{min}$$

$$I_t Tr = 667.1149t^{-0.8949}Id \quad 110 \text{ min} < 1440 \text{ min}$$

CUADRO 30: Valor de las Isolineas (Id)

Tr	Valor Id
50	7
100	8

Fuente: (Elaboracion Propia)

CUADRO 31: Resultados de Intensidades.

Calculo de Intensidades	mm/ h
Tr= 50	100,58
Tr= 100	114,94

Fuente: (Elaboracion Propia)

5.4.4. Calculo del Caudal de Diseño.

Para el cálculo del caudal de diseño se empleó el METODO RACIONAL el cual es recomendado por el MTOP, para cuencas pequeñas, este nos permitió determinar el caudal en función de los datos de precipitación pluvial en el lugar del área de la cueca.

Este método se expresa mediante la siguiente Ecuación:

$$Q = \frac{C I A}{360} =$$

$$Q = \frac{(0,65)(114,94)(413)}{360} = 85,71 \text{ m}^3/\text{sg}$$

Fuente: (Manual de Diseño de Carretera, 2003)

Donde:

Q = El caudal máximo, en m³/ sg.

C = Coeficiente de escorrentía

I = Intensidad de la precipitación, en mm/h.

A = Área de la cuenca en Ha.

CUADRO 32: Caudales de Diseños.

CAUDAL QUEBRADA EL TORO		
Tr	CAUDAL	UNIDAD
50	63,46	m ³ /seg
100	85,71	m³/seg

Fuente: (Elaboracion Propia)

5.5. ESTUDIO HIDRÁULICO.

El análisis hidráulico de las obras de drenaje, tiene su base en la aplicación de las ecuaciones fundamentales de continuidad, energía y cantidad de movimiento. El diseño hidráulico permite establecer las dimensiones requeridas de la estructura para desalojar los caudales aportados por las lluvias, de conformidad con la eficiencia que se requiera para la evacuación de las aguas.

5.5.1. Resultados del Estudio Hidráulico.

Una vez obtenido los caudales de diseños mediante el estudio hidrológico, se procedió a utilizar las ecuaciones hidráulicas. El análisis hidráulico nos dará datos importantes como área del canal, perímetro mojado, radio hidráulico, velocidad del flujo, etc. Además, permite establecer las dimensiones requeridas para la estructura. En este estudio nos dio datos que los detallamos a continuación.

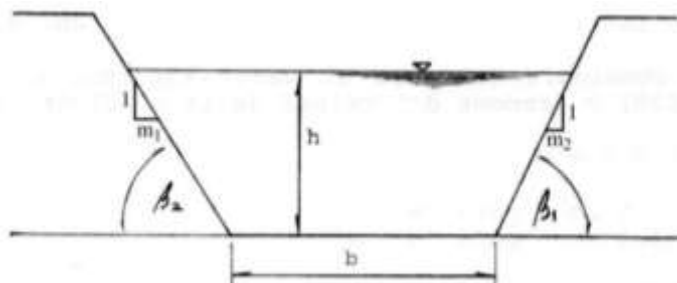


FIGURA 17: Canal Abierto

Fuente: (Gallardo, 2018)

Formulación para el Cálculo Hidráulico (Gallardo, 2018).

Area higráulica del canal: (A)

ECUACIÓN 12: Área

$$A = (b + m * y)(y) =$$

$$A = (21,40 + 2,1 * 3)(3) = 56,10 \text{ m}^2$$

Fuente: (Gallardo, 2018)

Donde

A = Area (m)

b = Base del canal (m)

m= talud

y = altura (m)

Calculo del Caudal (Q)

La pendiente media se la calculo : $S = \frac{\text{cota mayor} - \text{cota menor}}{\text{longitud del cause}}$

$$S = \frac{308 - 3,03 \text{ m}}{4295,56 \text{ m}} = 0,07\text{m/m}$$

ECUACIÓN 13:

La rugosidad del suelo (n)

Ven Te Chow en su obra “Hidraulica en Canales Abiertos “ evalua el coeficiente de manning al considerar el valor de **n** como el resultado de la accion combinada de una serie de factores que lo afectan. Esta forma es llamada el metodo de COWAN.

COEFICIENTE DE MANNING “N”

DESCRIPCION	CARACTERISTICAS	n PARCIAL	VALOR
Tipo de material	cause de tierra	n 0	0,02
Grado de irregularidad	moderado poco irregular	n1	0,012
Variación de la sección transversal	ocasionales	n2	0,005
Efecto relativos de obstrucciones	apreciable	n3	0,025
Vegetación	media	n4	0,014
Cantidad de sinuosidad	apreciable	n5	1,15
Coeficientes n $n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) * n_5 =$			0,087

Fuente: (VenTeChow)

ECUACIÓN 14: Caudal

$$Q = \frac{1}{n} * (b + m * y)(y) * \frac{(b + m * y)(y)}{b + 2(y)\sqrt{1 + (m)^2}} * (is)^{\frac{1}{2}} =$$

La rugosidad del suelo (n)

$$Q = \frac{1}{0,087} * (12,4 + 2,1 * 1,5)(1,5) * \frac{(12,4 + 2,1 * 1,5)(1,5)}{12,4 + 2(1,5)\sqrt{1 + (2,1)^2}} (0,07)^{\frac{1}{2}} = 85,30 \text{ m}^3/\text{s}$$

Fuente: (Gallardo, 2018)

Donde

Q = Caudal

n= rugosidad del Cause

S = pendiente

A = Area (m)

b = Base del canal (m)

m= talud

y = altura (m)

Calculo del Area Hidraulica

ECUACIÓN 15: área

$$A = (b + m * y)(y) =$$

$$A = (12,40 + 2,1 * 1,5)(1,5) = 23,33 \text{ m}^2$$

Donde

A = Area (m)

b = Base del canal (m)

m= talud

y = altura (m)

Perímetro Hidráulico. (Mojado): (P)

ECUACIÓN 16: Perímetro Hidráulico.

$$P = b + 2y\sqrt{1 + (m)^2} =$$

$$P = 12,40 + 2(1,5)\sqrt{1 + (2,1)^2} = 19,38 \text{ m}$$

Fuente: (Gallardo, 2018)

Donde

P = perimetro mojado (m)

b = Base del canal (m)

m= talud

y = altura (m)

Radio Hidraulico: (Rh).

ECUACIÓN 17: Radio Hidráulico.

$$Rh = \frac{A}{P} =$$

$$Rh = \frac{23,33}{19,38} = 1.20 \text{ m}$$

Fuente: (Gallardo, 2018)

Donde

Rh= Radio hidráulico (Rh)

P = perimetro mojado (m)

A = Area (m)

Velocidad Ecuacion de Continuidad (V)

ECUACIÓN 18: cálculo de velocidad

$$v = \frac{Q}{A} =$$

$$v = \frac{85,71}{23,33} = 3,67 \text{ m}^3/\text{s}$$

Fuente: (Gallardo, 2018)

Donde

Q = caudal.

A= Area

Calculo del la velocidad con Manning. (v)

$$V = \frac{1}{n} * R^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}$$

$$V = \frac{1}{0,87} * 1,20^{\frac{2}{3}} * 0,012^{\frac{1}{2}} = 1,42 \text{ m}^3/\text{s}$$

Donde

V = velocidad del flujo

$\frac{1}{n}$ = rugosidad del cause

$R^{\frac{2}{3}}$ = radio hidraulico.

$S^{\frac{1}{2}}$ = pendiente del cause

Pendiente de Cause

$$\frac{1}{S^2} = \frac{\text{C. mayor del cause} - \text{C. menor del cause}}{\text{Long. del Cause}} =$$

$$S^2 = \frac{6,10-3,03}{250} = 0,012 \text{ m/m}$$

Donde

Cota Mayor del Cause = 6,10 m

Cota Menor de Cause = 0,03 m

Long, del Cause m

CUADRO 33: Datos Hidrológicos para el Diseño Estructural

DESCRIPCION	VALORES	UNIDADES
Caudal de crecida para Tr =100 años	85,71	m3/seg
Velocidad mediante la crecida (Ecu. continuidad)	3.67	m/seg
Velocidad con la ecuación de Manning	1,42	m/sg
Galibo mínimo de seguridad	1.5	m
Nivel de máxima crecida (NMC)	4.5	msnm
Nivel normal de estiaje (NNE)	0.10	msnm
Área de la sección transversal para el (NMC)	56,1	m2
Ancho del rio para el (NMC)	25	m
Pendiente hidráulica en el sitio del puente	0.012	m/m
Área de la cuenca	4.13	km
Longitud del cauce principal	4.13	km
Pendiente máxima de la cuenca	22	%
Pendiente media de la cuenca en porcentaje	7,03	%

Fuente: *(Elaboracion Propia)*

5.5.2. Dimensionamiento Hidráulico.

5.5.3. Calculo del Número de Froude.

Las normas establecen que numero de FROUDE mayores a 1,0 determinan la condición para un flujo súper crítico. Si el número es menor 1,0 se puede colocar pilares intermedios, con el fin de disminuir la luz del puente. También hay que considerar un factor muy importante en zonas lluviosas que tiene relación con la velocidad del agua para las crecidas, en este caso por su efecto erosivo y torrencialidad que podrá provocar el colapso del puente.

Se han considerado velocidades valores hasta 4m/sg. y en torrentes este mismo puede llegar hasta 10m/sg.

En este presente estudios el N. Froude es bajo, pero hay q considerar que existen registros de crecidas de las aguas por lo tanto se debe salvar totalmente la estructura del cauce. Además el puente tiene una luz relativamente pequeña por tanto no es conviene económicamente colocar pilas intermedias.

ECUACIÓN 19: Ecuación de FROUDE

$$\text{N. de FROUDE} = \frac{V}{\sqrt{g \cdot h}}$$

$$h = \frac{A}{T}$$

$$\text{N. de FROUDE} = \frac{3.71}{\sqrt{(9.81)(1.24)}} = \mathbf{1.06}$$

$$h = \frac{23.23}{18.70} = 1.24$$

Quebrada el toro: Para un periodo de retorno de 100 años. **N° FROUDE = 1.06**

Donde

V: Velocidad correspondiente al caudal máximo instantáneo en m/seg

g: Aceleración de la gravedad en m/seg²

h: Tirante A/B en m

A: Área de la sección hidráulica en m².

T: Ancho de espejo de agua en m.

5.5.4. Socavación en el Cauce del Rio.

Este método incluye la socavación por reducción del ancho del rio por efectos de las pilas y se fundamenta en condiciones de equilibrio, entre la velocidad del flujo y la velocidad media del flujo.

El lecho del cauce de esta quebrada es de material no cohesivos

METODO DE LISCHTVAN – LEBEDIEV PARA SOCAVACION GENERAL

Por las catacteristicas del lecho, se usa las formulas de suelos no coesivos

ECUACIÓN 20: Socavación

$$H_s = \left(\frac{\alpha H_0^{\frac{5}{3}}}{0,68 \beta D_m^{0,28}} \right)^{1/(1+x)} \quad \text{y luego} \quad \alpha = \frac{Qd}{H_m^{5/3} B_e \mu} =$$

H_s = Socavación en el lugar del puente.

α = Valor constante, adimensional.

Qd = Caudal de diseño, m³/seg. =

H_m = Profundidad media del flujo antes de la socavación, m = área hidráulica / B_e

B_e = Ancho efectivo de la superficie libre

β = Coeficiente de flujo, depende de la frecuencia con la que la creciente baja.

H_0 = profundidad del flujo en un punto dado, durante la avenida.

X = exponente variable, función D_m (Tabla 4,9) anexos.

D_m = Diámetro medio de los granos del fondo, en mm.

$$\alpha = \frac{85,71}{2,30^{5/3} * 42,32 * 0,98} = 0,90$$

$$H_s = \left(\frac{0,90 * 1,50^{\frac{5}{3}}}{0,68 * 1,00 * 6^{0,28}} \right)^{0,72} = 1,38 \text{ m}$$

Socavación general en el cauce en el lugar del puente es de 1.38 m en el ancho del cauce.

5.6. DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE.

5.6.1. Introducción.

Este tipo de puente es una de las estructuras más utilizadas en la construcción de carreteras el cual ha tenido resultados satisfactorios en su desempeño.

La estructura consta de una losa la cual soporta las cargas, las cuales son transmitidas a unas vigas longitudinales y diafragmas transversales, lo cual se apoya en sus estribos.

Las vigas son colocadas paralelas al tráfico, también el esfuerzo principal en la losa estará perpendicular al tráfico de esta vía.

5.6.2. Datos de los Elementos Estructurales del Puente.

Los elementos estructurales del puente como vigas, losa, carriles, tienen las siguientes medidas

Longitud	25 m
Ancho	15,30 m.
Numero de carril	2,00 u
Ancho del carril	3.65 m.
Ancho de la acera	1.5 m.

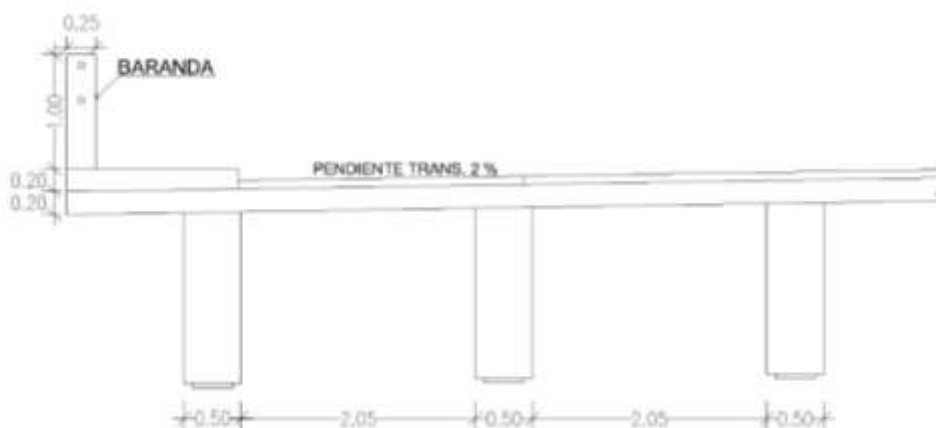


FIGURA 18: Elementos Estructurales del Puente

Fuente: (Elaboracion Propia)

5.6.3. Método de Diseño.

Diseño estructural de un puente de hormigón armado por el método AASTHO LRFD.

Diseño por factores de carga / o por ultima resistencia.

5.6.4. DISEÑO DE LOSA INTERMEDIA.

Datos

L.E.P.	Luz efectiva del puente		25.00 m
A.T.P.	Ancho total del puente		15,30 m
A.C.P.	Ancho de la calzada		12,30 m
A.ACE.	Ancho de la acera		1.50 m
E.ACE.	Espesor de la acera		0.20 m
A. PASA.	Altura del pasamanos		1.00 m
S.P.P.	Seccion del poste del pasamanos	0.25 x 0.25	0.0625 m ²
No. P.	Numero de postes.		30,00 u
No.T.F.T.P.	Total numero de filas en el puente.		4.00 u
L.T.P.	Longitud del tubo del pasamano		25.00 m
t=h	Espesor de losa		0.20 m
H.V.	Altura de viga		1.69 m
No. V.	Numero de vigas.		6.00 m
S'	Distancia entre ejes de vigas		2,55 m
S	Distancia entre caras de vigas.		2,05 m
B = bw.	Ancho del alma de la viga		0.50 m
L.V.	Longitud del volado.		1,28 m
E.A.	Espesor del asfalto.		0.075 m
F'c	Resistencia a la compresion del hormigon.		280.00 Kg/cm ²
FY.	Limite de la fluencia del acero		4200 Kg/cm ²
HS-MTOP-2000.	Tipo de carga de transito		10.00 Tn

5.6.5. Predimensionamiento de los Elementos Estructurales.

5.6.6 Vigas.

Las vigas son elementos estructurales principalmente sometidos a esfuerzos de flexion. Para no realizar revision por deflexion, se tomara un peralte no menor a LEP. entre 18 y la base no debe ser menor a 0.35 metros para no revisar por alaveo.

El alaveo unitario o el alaveo seccional es una funcion $W(Y,Z)$ que predice la forma deformada de la seccion transversal de un mismo prisma mecanico y que define varias caracteristicas geometricas importantes relacionadas con el calculo de tensiones en caso de deflexion, torcion y cortantes combinados. Este alaveo unitario tiene dimension de longitud al cuadrado (L^2)

Altura de Viga

ECUACIÓN 21: Altura de Viga

$$h. \min = (0.15 + \frac{25}{18}) \times 1.10 = \quad h. \min = (0.15 + \frac{L.E.P.}{18}) \times 1.10 = 1,69 \text{ m}$$

$$\text{base de la viga} \quad b = bw \quad \frac{h. \min}{3,5} \quad \frac{1,69}{3,5} = \quad 0,48 \approx 0,50 \text{ m}$$

$$S'' \text{ distancia entre ejes de vigas} \quad A. T. P. N_0 V. \frac{9}{4} = 2,550 \text{ m}$$

$$S \text{ distancia entre caras de vigas} \quad L. C. V. bw = 2,25 - 0,50 = 2,050 \text{ m}$$

$$\text{Distancia de volado.} \quad \frac{S'}{2} \quad \frac{2,550}{2} = \quad 1,225 \text{ m}$$

Losa

Según AASHTO 8.9.2 para losas continuas con refuerzo principal perpendicular a la dirección del tránsito, el espesor (t) se determina mediante la fórmula:

ECUACIÓN 22: $T = \text{Espesor de Losa}$

$$t = \left(0.12 + \frac{S'}{30} \right) \geq 0,175 \text{ m} \quad \left(0.12 + \frac{2.550}{30} \right) = 0.195 \approx 0.20 \text{ m}$$

$$t = 0.20 \geq 0.175$$

OK

$$t = 0.20 \quad d_{\text{sup}} = 0,20 - 0,05 = 0.15$$

$$d_{\text{inf}} = 0.175$$

$$r = 0.05$$

$$b = 100$$

Datos

$$\text{L.E.P.} = 25 \text{ m}$$

$$\text{A.T.P.} = 9.00 \text{ m}$$

$$\text{E.A.} = 0.075 \text{ m}$$

$$\text{A.ACE.} = 1.50 \text{ m}$$

$$\text{E.ACE.} = 0.20 \text{ m}$$

$$\text{A. PASA.} = 1.00 \text{ m}$$

$$\text{S.P.P.} = 0.0625 \text{ m}$$

$$\text{No. P.} = 30.00 \text{ U}$$

$$\text{No. T.F.T.P.} = 4.00 \text{ U}$$

$$\text{L.T.P.} = 29.80 \text{ m}$$

$$S' = 2.550 \text{ m}$$

$$\gamma_{\text{T.P.}} = 0.0053 \text{ T/m}^3$$

$$\gamma_{\text{Hor.}} = 2.40 \text{ T/m}$$

$$\gamma_{\text{Asf.}} = 2.25 \text{ T/m}^3$$

$$P = 10.00 \text{ Tn}$$

Calculo de Peso Propio de los Elementos que Conforman la Losa Interior.(WD)

Peso Propio de la Losa

ECUACIÓN 23: Peso de la Losa

$$t \times 2,40 \frac{\text{Tn}}{\text{m}^3} = 0.20 * 2.4 \frac{\text{Tn}}{\text{m}^3} = 0,4800 \text{ Tn/m}^2$$

Peso Propio del Asfalto

ECUACIÓN 24: *Peso del Asfalto*

$$\text{e.asf.} \times 2.25 \frac{\text{Tn}}{\text{M}^3} = 0.075 \times 2.25 \frac{\text{Tn}}{\text{M}^3} = 0,1688 \text{ Tn/ m}^2$$

Sumatoria de Pesos (WD)

Peso Propio de la Losa	0.4800 Tn/m ²
Peso Propio del Asfalto	0.1688 Tn/m ²
Peso de Instalaciones Publicas	0.0000 <u>Tn/m²</u>
	0.6488 Tn/m ²

$$\text{WD} = 0.6488 \frac{\text{Tn}}{\text{m}^2} \times 1.00 \text{ ml} = 0.6488 \text{ Tn/m}$$

ECUACIÓN 25: *Peso Total.*

5.6.7. Momento por Carga Muerta.

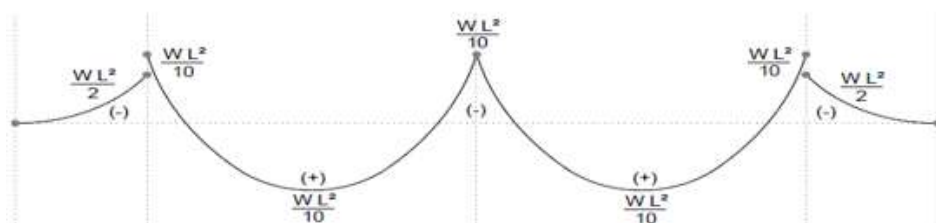


FIGURA 19: *Momentos de Carga Muerta.*

Fuente: (Elaboracion Propia)

$$\text{MD} = \frac{\text{WD} * \text{S}'^2}{10} = \text{MD} = \frac{0.6488 * 2.550'^2}{10} = 0.4219 \text{ Tn-m}$$

ECUACIÓN 26: *Carga Muerta*

5.6.8. Analisis por Carga Viva.

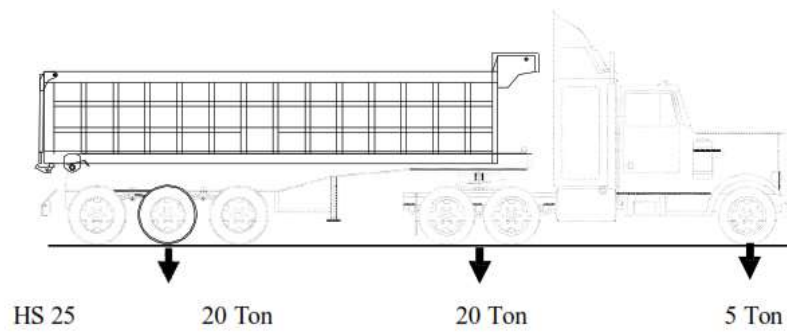
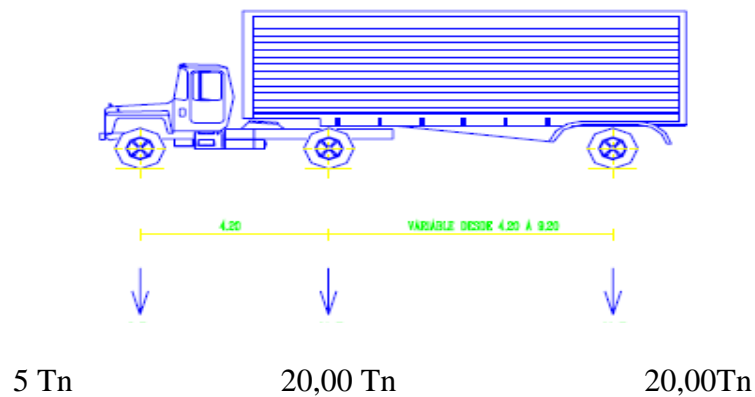


FIGURA 20: Cargas Vivas.

CAMION TIPO HS- MTOP – 2000



En las losas continuas sobre tres o mas apoyos, estos valores deberán multiplicarse por un factor de continuidad de 0.80, para determinar todos los momentos positivos como negativos.

$$ML = \frac{S+0.61}{9.75} \times P \times 0.80 \quad ML = \frac{2,05+0.61}{9.75} * 10 * 0.80 = 2,1826 \text{ Tn} - \text{m}$$

ECUACIÓN 27: Carga Viva.

5.6.9. Analisis por Factor de Impacto.

Las normas AASTHO plantean que debe tomarse en cuenta el efecto dinámico que el tránsito vehicular produce sobre los puentes.

ECUACIÓN 28: Impacto

$$I = \frac{15.24}{L+38.11} \leq 30 \%$$
$$I = \frac{15.24}{X=S+38.11} = I = \frac{15.24}{X=2,05+38.11} = 0,38 \leq 0,30 \approx 0,30$$

5.6.10. Momento por Impacto

$$MI = I X ML = Tn - m \quad MI = 0.30 X 2,1826 = 0,6548 Tn -m$$

ECUACIÓN 29: Momento de Impacto.

Combinaciones de Carga

Cargas actuantes.

Estas cargas son las que si bien actuan en el tablero pero son transmitidas a la infraestructura como son las cargas de viento y el sismo.

Cargas Restringidas.

Son las cargas que resiste directamente el tablero y para las cuales hay que diseñar.

-Carga mueta (D).

-Carga viva mas impacto (L + I).

Por lo tanto se aplica la combinación del grupo un

$$\gamma = [BD * MD + \beta(L + I) * M(L + I)]$$

ECUACIÓN 30: Combinación de Carga.

Donde

$\gamma =$ 1,30 factor de combinación de carga

$\beta_D =$ 1,00 para elementos a flexión y tención

$\beta(L+I) =$ 1,67 para posición normal.

$\beta(L+I) =$ 1,00 cuando se toma en cuenta la carga accidental en voladizo

D= carga muerta

L = carga viva

I = Factor de impacto

5.6.11. Momento Ultimo de Diseño.

$$MU = 1.30 [1 \times MD + 1(ML + MI)] =$$

$$MU = 1.30 [1 \times 0.4219 + 1(2,1826 + 0,6548)] = 4,2371 \text{ Tn-m}$$

ECUACIÓN 31: Momento Último.

5.6.12. Diseño del Tablero a Flexion. Usando Ecuaciones Para Secciones Armadas.

Datos:

$$F'c = 280.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$FY = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$MU = 3,7688 \text{ Tn- m}$$

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

$$b = 100 \text{ cm}$$

5.6.13. Calculo del Coeficiente K

$$K = \frac{Mu * 10^5}{\emptyset * b * d^2 * f'c} = K = \frac{4,2371 * 10^5}{0.9 * 100 * 15^2 * 280} = 0,0747$$

ECUACIÓN 32: Coeficiente K.

3.6.14. Calculo del Indice de Refuerzo.

Con el valor del coeficiente K se calcula el indice de refuerzo (w) con la siguiente formula:

ECUACIÓN 33: W- Índice de Refuerzo

$$\frac{1 - \sqrt{1 - 2.36K}}{1.18} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36(0.0747)}}{1.18} =$$

Negativo = 0,0783 **Positivo = 1,6166**

5.6.15. Calculo de la Cuantía o Porcentaje de Refuerzo

$$p = \frac{w \cdot f'c}{f_y} = \quad p = \frac{0.0747 \cdot 280}{4200} = \quad 0,0052$$

$$0,0159 \geq 0,052 \geq 0,0033 \quad \mathbf{OK}$$

ECUACIÓN 34: Cuantía de Refuerzo

Calculo de la cuantía balanceada.

ECUACIÓN 35: cuantía balanceada

$$\rho_b = 0,85 * \beta_1 * \frac{f'c}{f_y} * \frac{0,003}{\frac{f_y}{ES} + 0,003} =$$

$$\rho_b = 0,85 * 0,85 * \frac{280}{4200} * \frac{0,003}{\frac{4200}{2100000} + 0,003} = 0,0289$$

(NEC 11)

Donde

ρ_b = Cuantía Balanceada

$\beta_1 = 0,85$ para hormigones de 280

$f'c$ = resistencia a la compresion en Kg/cm²

f_y = limite de fluencia del acero.

ES = modulo de elasticidad del acero estructural Kg/Cm²

Cuantía 0,5* ρ_b .

ECUACIÓN 36:

$$0,50 * 0,0289 = 0,0145$$

Calculo del Ru por sismo

ECUACIÓN 37: Ru sísmico

$$RUsismo = 0.50 * fy \left[1 - 0.59 * 0.50 * 0.5\rho_b * \frac{fy}{f'_c} \right] =$$

$$RUsismo = 0.50 * 4200 \left[1 - 0.59 * 0.50 * 0.0145 * \frac{4200}{280} \right] = 53,0850 \text{ kg/cm}^2$$

Cuantia 0,18*(2800/2400)=0,0120

r.min 14 / fy = 14 / 4200 = 0,0033

CUADRO 34 Cuantías.

Cuantías		Ru	
$\rho_b =$	0,0289	90,3352	
0,5 $\rho_b =$	0,0145	53,0850	SISMO
0,75 $r_b =$	0,0217	73,6370	NORMAL
0,18 $f'_c/fy =$	0,0120	45,0475	DEFLEXIÓN
$r_{min} =$	0,0033	13,4552	MÍNIMA

Fuente: (Elaboracion Propia)

ECUACIÓN 38: d- Mínimo

$$d_{min} = \sqrt{\frac{M_u \times 10^5}{\phi * b * R_u}} = d_{min} \sqrt{\frac{4,2371 * 10^5}{0.9 * 100 * 53.0850}} = 9,42 \text{ cm}$$

$$d_{sup} \geq d_{min}$$

15,00cm 9,42 cm

OK

5.6.16. Calculo del Acero Principal. (Momento Positivo)

Datos

$$d \text{ superior} = 15.00 \text{ cm}$$

$$\text{Base} = 1.00 \text{ m}$$

$$F'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

$$b \text{ inferior} = 17.00 \text{ cm}$$

$$\text{Cuantía} = 0,0052$$

$$F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

ECUACIÓN 39: Acero Principal

$$A_{Sp} = \rho \times b \times d_{inf} = A_{Sp} = 0,0054 \times 100 \times 17,500 = 9,100 \text{ cm}^2$$

$$\# \text{ de Varillas} = \frac{A_{s \text{ calculado}}}{A_{s \text{ Varilla}}} = \# \text{ de Varillas} = \frac{9,100}{2,544} = 4,00 \text{ varillas}$$

ECUACIÓN 40: # de Varillas

$$A_{S \text{ min}} = \frac{14 \times b \times d}{f_y} = A_{S \text{ min}} = \frac{14 \times 1,00 \times 17,500}{4200} = 5,8333 \text{ cm}^2$$

Separación Máxima

$$S \leq 45 \text{ cm} \quad 45$$

$$S \leq 1,5 t \quad 30,00$$

Separación Mínima

$$S \geq 2,5 \text{ cm} \quad 2,5$$

$$S \geq 1,5 f \text{ agr. Grueso} \quad 2,86$$

$$S \geq f \text{ acero mayor diametro} \quad 4,80$$

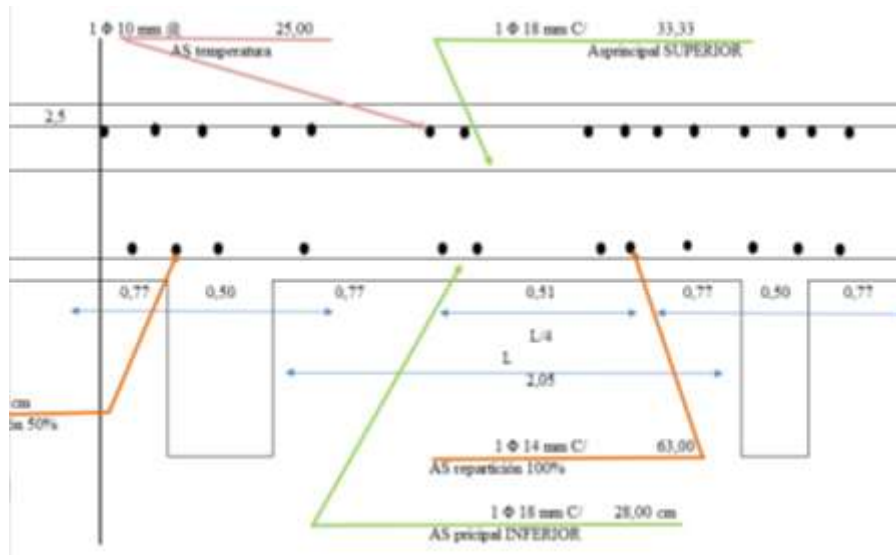


FIGURA 21: Armadura del Acero de la Losa

Fuente: (Elaboracion Propia)

5.7. DISEÑO DE LA LOSA EXTERIOR.

5.7.1. Análisis de la Carga Muerta.

Por estar la vereda y barandas de protección en la parte del volado, se ará un análisis detallado de las cargas que actuan en dicha sección.

5.7.2. Analisis de la Carga Muerta Repartida.

Peso propio de la losa	0.6120 Tn/m
Peso propio de la acera	0.7200 Tn/m
Peso propio del asfalto en el volado de la losa	<u>0,0000 Tn/m</u>
	1,3320 Tn/m

$$MD = \frac{WD * L^2}{2} = MD = \frac{1,3320 * 1,2750^2}{2} = 1,0827 \text{ Tn - m}$$

5.7.3. Análisis de la carga muerta puntual

Peso de un poste por metro cuadrado de losa.	0,1500 Tn
Peso de los tubos de los pasamanos	<u>0,0106 Tn</u>
	0,1606 Tn

$$MD = P \times L = MD = 0,1606 \times 1,2750 = 0,2048 \text{ Tn} - \text{m}$$

ECUACIÓN 43: Carga Muerta Puntual.

5.7.4. Analisis de la Carga Viva en la Losa de Volado.

Cuando la losa queda en voladizo, el ancho de la distribución de la carga de la rueda se la ubica a 0.30 metros de la cara interior del poste del pasamanos, y se la calcula con la siguiente formula:

ECUACIÓN 44: Carga Viva en Volado

$$MLV = \frac{P}{E} * X =$$

Donde

X = Distancia entre el punto de aplicación de la carga y el eje del apoyo del volado

P = Carga de rueda del camion de diseño HS-20-44 (10 T)

E = Ancho de distribución sobre la losa de la carga de rueda

ECUACIÓN 45: X- Aplicación de Carga.

$$E = 0.80 (X) + 1.143 = E = 0.80 (0,73) + 1.143 = 1,7230 \text{ m}$$

$$MLV = \frac{P}{E} * X = MLV = \frac{10}{1,7230} * 0,73 = 4,2078 \text{ Tn} - \text{m/m}$$

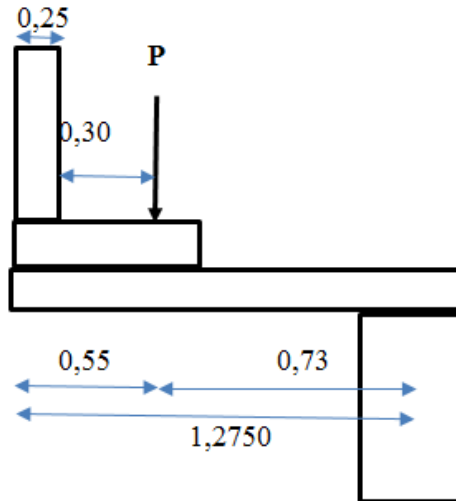


FIGURA 22: Carga Viva en la Losa del Volado.

Factor de impacto = $0,39 \leq 0,30 = 0,30$

Momento de Impacto.= $1,2623 \text{ Tn- m/m}$

Momento por carga viva del pasamanos. = $0,6710 \text{ Tn-m}$

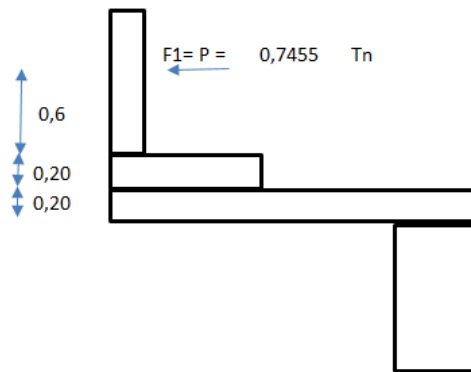


FIGURA 23: Momento de Carga Viva en Pasamanos.

Fuente: (Elaboracion Propia)

5.7.5. Combinaciones de Carga.

$$\gamma = [BD * MD * \beta(L + I) * M(L + I)]$$

5.7.6. Momento Último de Diseño.

$$\begin{aligned} MU &= 1.30 [1 * MD + 1 * (ML + MI + ML_{pasamanos})] = \\ MU &= 1.30 [1 * 1,2875 + 1 * (4,2078 + 1,2623 + 0,6710)] = 9,6572 \text{ Tn-m} \end{aligned}$$

5.7.7. Diseño de Refuerzo en Volado.

Datos.

$$f'_c = 280.00 \text{ Kg/cm}^2 \qquad f_y = 4200.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$MU = 89,6572 \text{ Tn-m} \qquad d = 15 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

5.7.8. Cálculo del Coeficiente K.

$$K = \frac{Mu * 10^5}{\phi * b * d^2 * f'_c} = K = \frac{9,6572 * 10^5}{0,9 * 100 * 225 * 280} = 0,1703$$

5.7.9. Cálculo del Índice de Refuerzo

$$w = \frac{1 \pm \sqrt{1 - 2,36k}}{1,18} \qquad w = \frac{1 - \sqrt{1 - 2,36 * 0,1703}}{1,18} = 0,1921$$

$$w = \frac{1 + \sqrt{1 - 2,36 * 0,1703}}{1,18} = 0,5029$$

5.7.10. Cálculo de la Cuantía o Porcentaje de Refuerzo.

$$\rho = \frac{w * f'c}{f_y} = \rho = \frac{0,1921 * 280}{4200} = 0,0128$$

$$0,0159 < 0,0128 > 0,0033$$

OK

5.7.11. Calculo del Acero Principal.

Datos

d superior	15 cm	d inferior	17,50 cm
Base	100 cm	Cuantia =	0,0128
F'c =	280 Kg/cm ²	Fy =	4200 Kg/cm ²

$$AS_{\text{principal}} = 19,200 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{sumimos}} = \varnothing 16 \text{ mm} \quad A = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$AS_{\text{voladizo}} = 19,200 \text{ cm}^2$$

$$AS_{\text{intrmedio}} = \underline{7,8000 \text{ cm}^2}$$

$$AS_{\text{a cubrir en el volado}} = 11,4000 \text{ cm}^2$$

$$\# \text{ de varillas} = 11,4000 / 2,01 = 6 \text{ varillas}$$

$$\text{Volado ira una varilla de: } 1 \varnothing 16 \text{ mm cada } 17 \text{ cm}^2.$$

5.7.12. Calculo del Acero Normativo.

En la parte inferior ira el acero normativo de 2,65 cm² separación mínima será de 30 cm.

$$\text{Numero de varillas} = 3 \text{ U} \quad \text{asumimos } \varnothing 10 \text{ mm} \quad A = 0,7854 \text{ cm}^2$$

$$\text{Separación AS} = 33 \text{ cm}$$

$$\text{Separación máxima} = 45 \text{ cm} \quad \text{CONDICION } 33,00 \text{ cm}$$

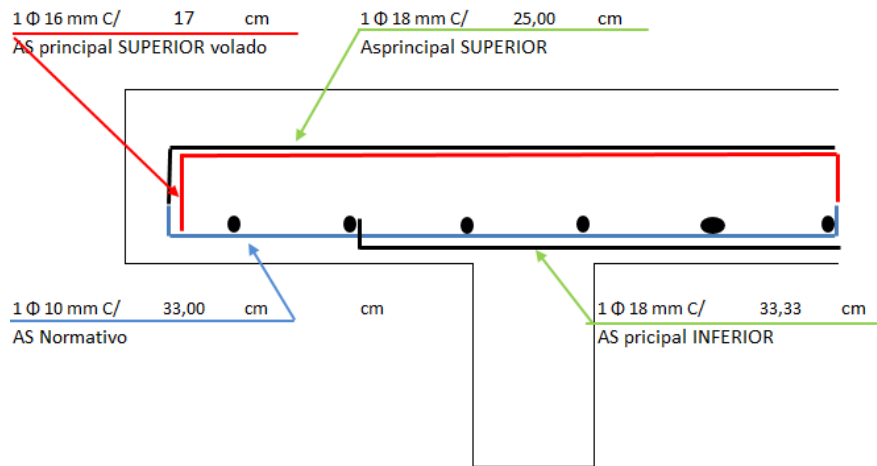


FIGURA 24: Acero Normativo en Volado.

Fuente: (Elaboracion Propia)

5.8. DISEÑO DE LAS VIGAS INTERIORES.

Las vigas deberán proveerse de una adecuada y efectiva adherencias y resistencia al corte, en la union entre la viga y la losa, podra considerarse como parte integral de la viga, siempre y cuando el ancho efectivo (B) del ala de la viga (T), no exeda las siguientes limitaciones.

- | | | | |
|----------------------|---|----------|-----------------------------------|
| 1) $B \leq L/4$ | = | 6.2500 m | B = ancho. |
| 2) $B \leq S$ | = | 2.2500 m | S = separacion entre eje de viga. |
| 3) $B \leq (12*t+b)$ | = | 2.8500 m | t = espesor de la losa. |
| | | | b = alma de viga. |

Generalmente se toma el valor menor, en este caso se tomara como ancho efectivo del ala el valor menor de: 2,2500 m

La altura minima recomendada para viga (T) de la seccion constante t tramo continuo se determina con la siguiente formula:

$$h. \min = \left(0.15 + \frac{L. E. P.}{18}\right) \times 1.10$$

$$h. \min = \left(0.15 + \frac{25,00}{18}\right) \times 1.10 = 1,69 \text{ m}$$

Espesor de la Losa = 0,20 m

Altura de la viga = 1,69 m $1,69 - 0,20 = 1,49$ m

Altura del Diafragma.= 1,19 m. - 80 % de la altura d la viga

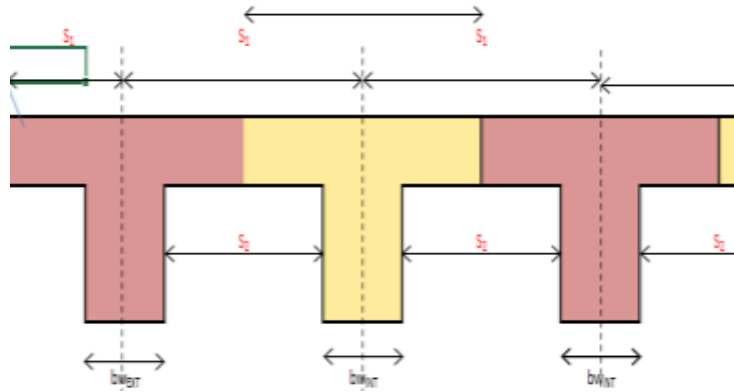


FIGURA 25: Viga Interior

Fuente: (Elaboracion Propia)

5.8.1 Analisis de la Carga Muerta.

Datos

Luz efectiva del puente :	25 m	Distancia entre ejes de vigas:	2.55 m
Distancia entre caras de vigas:	2,05 m	Ancho de viga:	0.50 m
Espesor de asfalto:	0.075 m	Ancho del ala de viga:	2.55 m
Espesor de losa :	0.20 m	Altura de viga:	1.49 m
No. de vigas interiores:	4.00 U	Ancho de la acera:	1.50 m
Aspesor de la acera:	0.20 m	Longitud de tubos:	25,00 m
No. Filas de tubos:	4.00 U	No de diafragmas interiores:	3.00 U
Altura del diafragma:	1.19 m	Ancho del diafragma:	2,05 m
Espesor del diafragma:	0.20 m	Peso unitario del hormigón:	2.40 Tn/m ³
Peso unitario del asfalto:	2.25 Tn/m ³		

Peso del asfalto: 0.4303 Tn/m

Peso de losa 1.2240 Tn/m

Peso del diafragma 1.171 Tn/m

Peso de la viga. 1.788 Tn/m
 Total MD = 4.6133 Tn/m

5.8.2. Calculo del Peso del Diafragma.

$$MD = \frac{P \cdot L}{4} = \frac{W \cdot L^2}{8} = W = \frac{8 \cdot M}{L^2}$$

Peso de diafragma. (P) = 1,171 Tn-m
 Momento de carga muerta.(M) = 7,3188 Tn-m
 Peso propio (w).= 0,0937 Tn/m

5.8.3. Calculo del Momento Máximo de la Viga.

$$MD = \frac{WD \cdot L^2}{8} = MD = \frac{4,6133 \cdot 25^2}{8} = 360,4141 \text{ Tn-m}$$

5.8.4. Cálculos de los Máximos Momentos y Cortantes en la Viga.

Con el fin de determinar los puntos donde puede invertirse una parte d la armadura horizontal, se necesita calcular los cortantes, que actúan en la sección a N/8 de la luz.

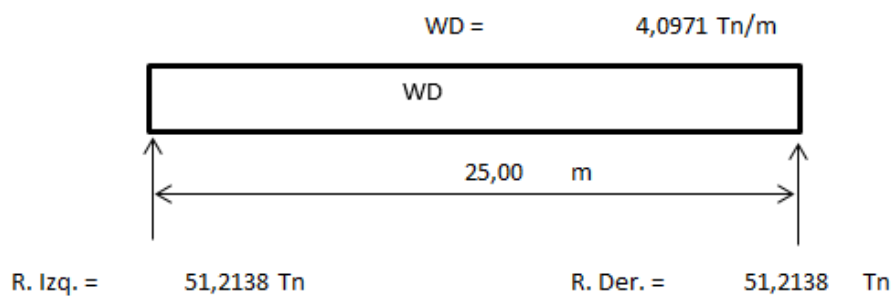


FIGURA 26: Momentos Máximos en vigas.

Fuente: (Elaboracion Propia)

$$RI = RD = \frac{WD * L}{2} = \quad RI = RD = \frac{4,6133 * 25}{2} = 57,6663 \text{ TN}$$

Cuadro de momentos y cortantes debido a la carga muerta (wd) en la viga interior a cad n/8 de la luz

CUADRO 35: Momentos y Cortantes por Carga Muerta.

X (m)	0/8 L 0,3	1/8 L 3,13	2/8 L 6,25	3/8 L 9,38	4/8 L 12,5	L/2 + X/2 13,21
MX (Tn-m)	17,0923 (Tn-m)	157,8975 (Tn-m)	270,3109 (Tn-m)	337,9607 (Tn-m)	360,4147 (Tn-m)	359,2519 (Tn-m)
VX (Tn)	56,2823 (Tn)	43,2267 (Tn)	28,8332 (Tn)	14,3935 (Tn)	0 (Tn)	-3,2754 (Tn)

Fuente: (Elaboracion Propia)

5.8.5. Análisis de la Carga Viva Utilizando Líneas de Influencia.

Este diseño es para camiones HS-MTOP2000 y con esta carga del camión es tanto para momento como para el cortante, en el puente para dos vigas de luces inferiores a 36.50 metros para momento positivo y negativo.

Al calcular los momentos flectores en vigas longitudinales no deberá asumirse ninguna distribución lateral, deberá hacerse suponiendo que la losa esta simplemente apoyada entre las vigas, y que las cargas de las ruedas ocupan la posición más desfavorable.

Su porcentaje se determinará de la siguiente manera.

$$\% P = \frac{S'}{1.829} \quad \% P = \frac{2,55}{1.829} = 1,390 \%$$

P = peso de un semi eje.

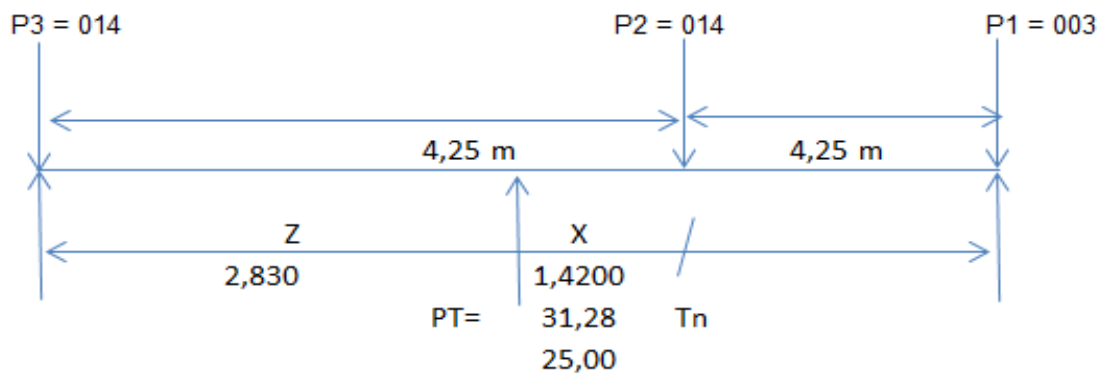
S = Luz entre eje de vigas.

Por lo tanto las cargas transmitidas por las ruedas serán:

HS - MTOP 2000

P1 =	1.390	2.50	3.08 TN
P2 =	1.390	10.00	13,90 TN
P3 =	1.390	10.00	<u>13,90 TN</u>
		Total	31,28 TN

A continuación se calculara la distancia donde se producirá el máximo momento:



$$EMA = (014 \times 000) + (014 \times 004) + (003 \times 009) = 031 \times Z$$

$$Z = 2,83$$

$$X = 004 - Z = 1,4200 \text{ M}$$

$$0,71$$

FIGURA 27: Momentos Máximos.

Fuente: (Elaboracion Propia)

5.8.6. Momento Absoluto.

El momento absoluto se produce cuando la resultante está a una distancia equidistante, de la cara más cercana a la cara de la luz. $L/2 + X/2$.

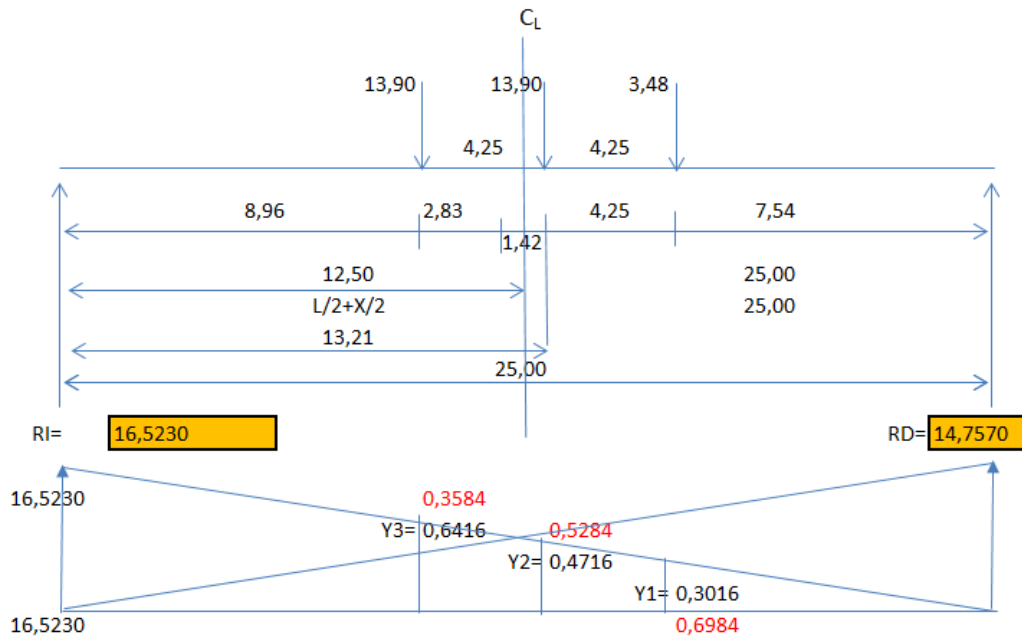


FIGURA 28: Momento Absoluto.

Fuente: (Elaboracion Propia)

5.8.7. Momentos máximos.

Cuando el eje Trasero se ubica en el Apoyo: **RI = 27,3584** **RD = 3,9216**

Cuando el eje trasero se ubica a $(1/8 L)$. **RI = 23,8175** **RD = 7,4625**

Momento maximo cuando el eje trasero se ubica a $(2/8 L)$ **RI = 19,9138** **RD = 11,3662**

Momento maximo cuando el eje trasero se ubica a $(3/8 L)$ **RI = 16,0038** **RD = 15,2762**

Momento maximo cuando el eje trasero se ubica a $(4/8 L)$ **RI = 12,0938** **RD = 19,1862**

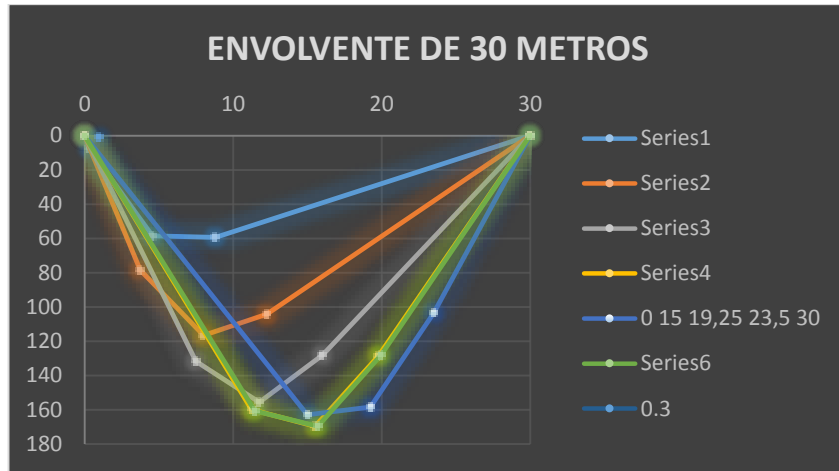


FIGURA 29: Envolvente

Fuente: (Elaboracion Propia)

5.8.8. Momentos Producidos por Efecto del Impacto de la Carga Viva:

$$L.E.P = 25,00 \quad I = \frac{15.24}{L.E.P.+38.11} = \quad I = \frac{15.24}{25 + 38.11} = 0,24$$

Momentos M.F.I.C.V. momentos producidos por carga viva en lineas de influenciaa cada n/8L

0.3	0.3	15,6974 Tn - m	65,4059
1/8 L	3.13	28,0101 Tn - m	116,7089
2/8 L	6.25	36,0048 Tn - m	150,0199
3/8 L	9.38	38,1544 Tn - m	158,9767
4/8 L	12.50	36,2814 Tn - m	151,1725
L/2+x/2	13.21	38,2064 Tn - m	159,1933

5.8.9. Esfuerzos Cortantes Producidos por Esfuerzo del Impacto.

Los esfuerzos cortantes por impacto al igual que los momentos por efecto del impacto de la carga viva, deben calcularse a cada (n/8 L)

ECUACIÓN 47: Esfuerzos Cortantes (n/# de la luz)

$$L = L - \left(\frac{n}{8} * L \right) \quad I = \frac{15.24}{L.+38.11} = \quad V = I * RI$$

Reacciones izquierdas

0.3	0.3	27,3584 Tn
1/8 L	3.13	23,8175 Tn
2/8 L	6.25	19,9138 Tn
3/8 L	9.38	16,0038 Tn
4/8 L	12.50	12,0938 Tn
L/2+x/2	13.21	16,5230 Tn

V= Cortante por impacto de LV

I= Factor de impacto por LV

RI= Cortante por LV

Esfuerzo cortante en el apoyo 0.30

$$RI = 27,3584 \text{ Tn}$$

$$L = 24,70$$

$$I = 0.24$$

$$V = 6,5660$$

Esfuerzo cortante en 1/8 L 3.13

$$RI = 23,8175 \text{ TN}$$

$$L = 21,875 \text{ m}$$

$$I = 0.25$$

$$V = 5.3767 \text{ TN}$$

Esfuerzo cortante a 2/8 L 6.25

$$RI = 19,9138 \text{ Tn}$$

$$L = 18.7500 \text{ m}$$

$$I = 0.27$$

$$V = 5,3767 \text{ Tn}$$

Esfuerzo cortante a 3/8 L 9.38

$$RI = 19,9138 \text{ Tn}$$

$$L = 0 \text{ m}$$

$$I = 0.40$$

$$V = 7.9655 \text{ Tn}$$

Esfuerzo cortante a 4/8 L 12.50

$$RI = 16,0038 \text{ Tn}$$

$$L = 12.50 \text{ m}$$

$$I = 0.30$$

$$V = 4.8011 \text{ Tn}$$

Esfuerzo cortante a L/2+X/2 13.21

$$RI = 12,0938 \text{ Tn}$$

$$L = 13.2100 \text{ m}$$

$$I = 0.30$$

$$V = 3.6281 \text{ Tn}$$

Cortantes producidos por la fuerza del impacto

0,3	6,5660
1/8*L	5,9544
2/8*L	5,3767
3/8*L	7,9655
4/8*L	4,8011
L/2+X/2	3,6281

CUADRO 36: Momentos de Carga Muerta

CUADRO DE RESUMEN DE MOMENTOS POR CARGA MUERTA, VIVA E IMPACTO				
SECCION N/8 L	SECCION X (m)	M.C.M. (Tn-m)	M.C.V (Tn-m)	M.P.I. (Tn-m)
0,3	0,30	17,0923	65,4059	15,6974
1/8*L	3,13	157,8975	116,7089	28,0101
2/8*L	6,25	270,3109	150,0199	36,0048
3/8*L	9,38	337,9607	158,9767	38,1544
4/8*L	12,50	360,4147	151,1725	36,2814
L/2+X/2	13,21	359,2519	159,1933	38,2064

Fuente: (Elaboracion Propia)

5.8.10. Calculo de los Momentos Últimos de Diseño.

$$\gamma = [BD * MD + \beta(L + I) * M(L + I)]$$

Donde

$\gamma = 1.30$

BD = 1.00 Para elementos a flexión y tensión

$\beta(L+I) = 1.67$ Para posición normal

$\beta(L+I) = 1.00$ Cuando si se toma en cuenta la carga accidental en

D = Carga Muerta

L = Carga viva

I = Factor de impacto

$$MU = \gamma[\beta * MD + \beta (ML + MI)]$$

Tomamos

CUADRO 37: Momentos Últimos de Diseño.

MU	0,30	127,6543	Tn-m
MU	3,13	393,4015	Tn-m
MU	6,25	593,2363	Tn-m
MU	9,38	695,6193	Tn-m
MU	12,50	712,2292	Tn-m

MU	13,21	723,6471	Tn-m
----	-------	----------	------

Fuente: (Elaboracion Propia)

CUADRO 38: Cortante por Carga Muerta e Impacto

CUADRO DE RESUMEN DE CORTANTES POR CARGA MUERTA, VIVA E IMPACTO				
SECCION N/8 L	SECCION X (m)	V.C.M. (Tn-m)	V.C.V (Tn-m)	V.P.I. (Tn-m)
0,3	0,30	56,2823	27,3584	0,0000
1/8*L	3,13	43,2267	23,8175	0,0000
2/8*L	6,25	28,8332	19,9138	16,0038
3/8*L	9,38	14,3935	16,0038	0,2400
4/8*L	12,50	0,0000	12,0938	0,2500
L/2+X/2	13,21	-3,3753	16,5230	0,2700

Fuente: (Elaboracion Propia)

5.8.11. Calculo de los momentos últimos de diseño.

$$\gamma = [BD * MD + \beta(L + I) * M (L + I)]$$

Donde

$$\gamma = 1.30$$

$$\beta_D = 1.00 \quad \text{Para elementos a flexión y tensión}$$

$$\beta (LL+I) = 1.67 \quad \text{Para posición normal}$$

$$\beta (LL+I) = 1.00 \quad \text{Cuando si se toma en cuenta la carga accidental en}$$

$$D = \text{Carga Muerta}$$

$$L = \text{Carga viva}$$

$$I = \text{Factor de impacto}$$

$$MU = \gamma[\beta * MD + \beta (ML + MI)]$$

Tomamos:

CUADRO 39: Momentos Últimos.

VU	0,30	108,7329	Tn-m
VU	3,13	87,1575	Tn-m
VU	6,25	84,1760	Tn-m
VU	9,38	39,8285	Tn-m
VU	12,50	16,0469	Tn-m

VU	13,21	17,5729	Tn-m
----	-------	---------	------

Fuente: (Elaboracion Propia)

5.9. DISEÑO DE VIGAS “T” INTERIORES.

Para el diseño de vigas “t” interiores debemos tomar en consideración un aspecto, comprobar si el momento límite es menor que el momento actuante, si es así se diseñara como viga “t”, caso contrario se lo diseñara como viga rectangular.

Momento límite: es el momento que puede soportar la viga “t” como rectangular.

Datos

B =	2,25 m
bw =	0,50 m
t =	0,20 m
d =	1,64 m
r =	0,05 m
h.v =	1,49 m
f'c =	280,00 Kg/cm ²

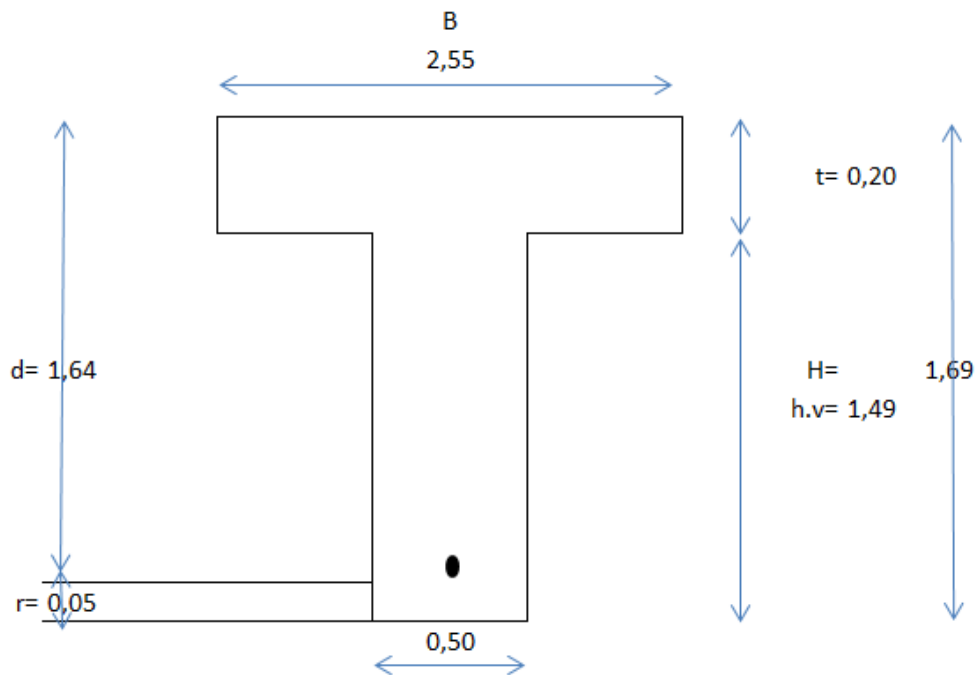


FIGURA 30: Viga T.

Fuente: (Elaboracion Propia)

ECUACIÓN 48: Momento Límite.

$$\text{Momento Limite} = \phi * \beta * f'c * t * B * \left(d - \frac{t}{2}\right) =$$

$$M. \text{ Lim} = 0,9 * 0,85 * 280 * 0,20 * 2,55 * \left(1,64 - \frac{0,20}{2}\right) = 1682,3268 \text{ Tn- m}$$

$$\begin{array}{ccc} M. \text{ Limite} & & M. \text{ Actuante} \\ 1682,3268 & \geq & 723,6471 \end{array}$$

Se diseñara como viga rectangular

5.9.1. Calculo del Prediseño del Acero Principal.

Datos.

$$\begin{array}{ll} \text{Mu.act} = & 723,6471 \text{ Tn-m} \\ b = & 100.00 \text{ cm} \\ B = & 225.00 \text{ cm} \\ bw = & 50.00 \text{ m} \\ \phi = & 0.9 \\ d = & 164.00 \text{ cm} \\ F'c = & 280.00 \text{ cm} \\ Fy = & 4200 \text{ Kg/cm}^2 \end{array}$$

Resultados del calculo:

$$\begin{array}{ll} \text{RU} = & 11,7235 \text{ kg/cm}^2 \\ \rho = & 0,0029 \\ \text{AS min} = & 27,3333 \text{ cm}^2 \\ \rho = & 0,0033 \\ \text{AS} = & 138,0060 \text{ cm}^2 \\ \text{Asumimos } \phi & 32 \text{ mm} \quad A = 8,04 \text{ cm}^2 \\ \text{Estribos } \phi & 12 \text{ mm} \\ \# \text{ de Varillas} = & 18,00 \text{ Varillas} \end{array}$$

Espaciamiento minimo segun el ACI $e = 9,2 \text{ cm}$

SEPARACIONES MÁXIMAS		SEPARACIONES MÍNIMAS	
$S \leq 45 \text{ cm}$	45	$S \geq 2.5 \text{ cm}$	2,5
$S \leq 1.5 t$	30,00	$S \geq 1.5\phi \text{ agr. grueso}$	2,86
		$S \geq 1.5\phi \text{ acero mayor diámetro}$	4,80

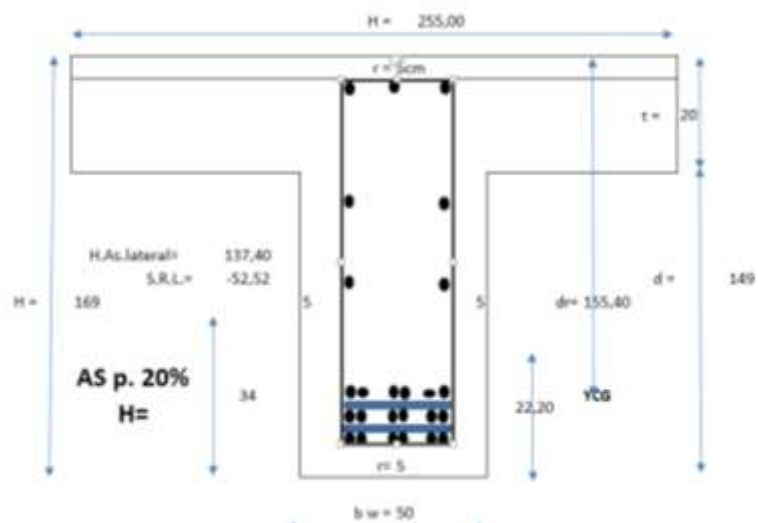


FIGURA 31: Armado del Acero

Fuente: (Elaboracion Propia)

5.9.2. Cálculo del Peralte dr:

Datos

$h = 169,00 \text{ cm}$

$\phi_p = 3,2 \text{ cm}$

$\phi_e = 1,2 \text{ cm}$

$e.v = 3,2 \text{ cm}$

$e.h = 9,2 \text{ cm}$

$r = 5 \text{ cm}$

$\# \text{ Var. Vert} = 5$

$dr = 155,40 \text{ cm}$

5.9.3. Comprobación de Cálculo del Pre diseño del AS Principal.

CUADRO 40: Detalles de Momento y Acero.

N/8 *L	MU	RU	ρ	AS real	Ø 2.8 cm	# Varillas
0,30	127,6543	2,3033	0,0006	130,7691	8,0425	17
3,13	393,4015	7,0983	0,0017	130,7691	8,0425	17
6,25	593,2363	10,7039	0,0026	130,7691	8,0425	17
9,38	695,6193	12,5512	0,0031	130,7691	8,0425	17
12,50	712,2292	12,8509	0,0032	130,7691	8,0425	17
13,21	723,6471	13,057	0,0032	126,8064	8,0425	16

Fuente: (Elaboracion Propia)

En conclusion se ratifica que estuvo bien calculado el prediseño del acero principal

$$128,6800 \text{ cm}^2$$

$$16 \varnothing \text{ de } 32 \text{ mm}$$

5.9.4. Acero de Refuerzo Lateral

En vigas de gran altura según el A.C.I., debe colocarse acero de refuerzo lateral que se lo considera como el 10% del refuerzo principal y no debe ir separado más de 30 cm.

CUADRO 41: Acero Refuerzo Lateral.

Datos

$$\text{Asprin} = 128,6800 \text{ cm}^2$$

$$\text{Ø AS lateral} = 3.1416 \text{ cm}^2$$

$$\text{Diámetro} = 20 \text{ cm}$$

As lateral=	12,868	cm2
# Varillas=	6	Varillas
Separación=	27	cm

5.9.5. Calculo del Acero Mínimo en la Cara Superior:

CUADRO 42: Acero de Refuerzo

AS Superior	∅ Varillas	# Varillas	Separación
cm2	cm2	U	cm
25.641	8,0425	4	12,5

Fuente: (Elaboracion Propia)

5.9.6. Verificación del Cortante.

La resistencia de esfuerzo cortante se la calcula con la siguiente formula

$$VU = \frac{VU \times 103}{\phi * bw * dr} =$$

ECUACIÓN 49: Cortantes.

Donde :

Vu = Cortante unitario ultimo (es la fuerza de corte a una distancia dr de la cara del apoyo)

∅ = Factor de reduccion para corte que es 0.85

bw = Ancho del alma de la viga.

dr = Es la distancia desde el centro del refuerzo hasta la fibra mas alejada

5.9.7. Cortante de Carga Muerta, Viva e Impacto a una Distancia dr de la Cara del Apoyo.

$$EMA = 0$$

$$(014 \times 002) + (014 \times 006) + (003 \times 010) = Rd \times 025$$

$$RD = 5,4906 \text{ Tn}$$

$$RI = 031 - 005 = 25,7894 \text{ Tn} = VL$$

$$VD = RI - (WD * X) \quad VD = 75,6663 - (4,6133 * 1,554) = 50,4972 \text{ Tn}$$

$$RI = 57,6663$$

$$WD = 4.6133 \quad 0.25 \leq 30$$

$$DR=X= 1.554$$

$$VI = 6,5660 \text{ Tn}$$

$$VU = 1.30 [VD + 1 (VL + VI)] =$$

$$VU = 1.30 [50,4972 + 1 (25,7894 + 6,5660)] = 107,7084 \text{ Tn}$$

Ahora remplazaremos valores en (VU) resistencia de esfuerzo cortante.

$$VU = \frac{VU \times 103}{\emptyset * bw * dr} = \quad VU = \frac{107,7084 \times 10^3}{0,85 * 50 * 155,40} = 16,3083 \text{ Kg/cm}^2$$

La resistencia ultima al corte resistida por el hormigon (vuc) no excedera el valor de:

$$VUC=0.53 \sqrt{F'C} = \quad VUC=0.53 \sqrt{280} = 8,8686 \text{ kg/cm}^2$$

ECUACIÓN 50: Resistencia Última (Hormigón)

Según el ACI establece :

$VU > VUC$; Hay que colocar estribos

$VU < VUC$ Y $VU > VUC/2$; Se colocar armadura minima

$VU < VUC/2$; Se puede omitir estribos

Para nuestro caso:

VU		VUC
16.3083	>	8.8686

HAY QUE COLOCAR ESTRIBOS

5.9.8. Separación de Estribos Verticales.

La máxima separación de estribos no espaciara más de (0.50dr), sin exceder de 40 cm.

Pero considerando normas más estrictas para el diseño sismo resistente, en los extremos de la viga la separación será de $(d_r/4)$ sin superar los 10 cm hasta una distancia $4xdr$. Y en el centro tendrá una separación $(d_r/2)$, sin superar los 20 cm. La separación será menor, medida desde el borde de la columna y colocando el primer estribo a 5 centímetros del lado exterior de la viga hasta una distancia igual a $4xdr$.

Cuando la resistencia de esfuerzo cortante (V_u) sea mayor que el valor de $1.59 \sqrt{F'_c C}$

El espaciamiento máximo en los extremos será de $(d_r/4)$.

$$\begin{array}{rcl} V_u & & 1.59 \sqrt{F'_c C} \\ 16,3083 & > & 26,6058 \\ \text{Kg/cm}^2 & & \text{kg/cm}^2 \end{array}$$

El primer estribo debera colocarse de 5 a 7.5 cm de la cara exterior de la viga.

La separacion vertical se calcula con la siguiente formula:

$$\begin{array}{l} \text{El área de la varilla } AV \geq 0.0015 * b * s = 5.83 \text{ cm} \\ S.V. = \frac{2 * AV * F_y}{(V_u - V_{uc}) * b_w} = S.V. = \frac{2 * 1,131 * 4200}{(16,3083 - 8,8686) * 50} = 25,54 \text{ cm} \end{array}$$

ECUACIÓN 51: Separación Vertical.

Datos.

Ø Varilla =	12 cm		20.00 cm
Área Varilla=	1.131 cm ²		
F'c =	280.00 Kg/cm ²	Distancia en los extremos 4xdr =	6.22 m
Fy =	4200.00 kg/cm ²		
VU =	16.3083 Kg/cm ²	Separación en el centro dr/2 =	77.7 cm
			20.0 cm

VUC = 8.8686 kg/cm² Sepa. Máxima sismo resist $d_r/4 = 39.00$ cm
bw = 50 cm 20.0 cm
dr = 155.40 cm

En los extremos se colocara 1 varilla ϕ 12 mm C/10cm hasta una distancia de $4 \times d_r = 6.22$

En el centro se colocara 1 ϕ 12 mm Cada 20cm.

5.10. VIGAS "T" EXTERIORES.

En las vigas "t" exteriores se determinará la reacción de las cargas de rueda, suponiendo que la losa esta simplemente apoyada entre las vigas.

En todo caso la viga deberá resistir sin incremento de resistencia todas las cargas señaladas sin tomar en cuenta la carga viva de la acera.

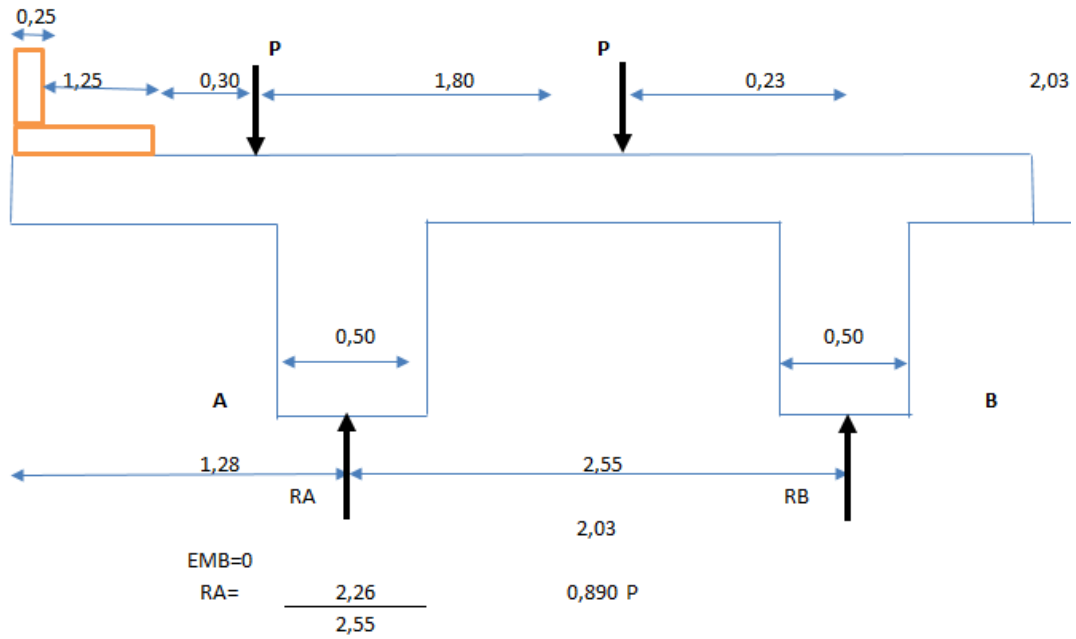


FIGURA 32: Viga T Exteriores

Fuente: (Elaboracion Propia)

El factor de mayoración de (% p) en la viga interior es mayor que el de la viga exterior

Viga interior 1.23%

Viga exterior 0.60%

Pero según el código de la construcción en ningún caso una viga interior deberá tener mayor capacidad que una viga exterior por lo tanto se diseñará con el factor interior, es decir 1.23P.

5.10.1. Análisis de Torsión en la Viga Exterior.

Suponiendo que, por un caso imprevisto, la rueda del camión suba a la acera puede crear un estado crítico en la losa, y en la viga provoca torsión, así mismo puede incrementar los esfuerzos de trabajo hasta un 150%.

Cuando la rueda haya subido a la acera se considera ubicada a 30 cm del borde de los pasamanos

Determinaremos el efecto de torsión en la viga, encontrando de esta manera la cantidad de acero que se incrementa por efecto de la carga viva producto de la torsión.

Datos

Ancho del poste	0.25 m	P.U. Asfalto	2.25 Tn/m ³
Ancho de la acera	1.50 m	Long losa	25.00 m
Long. Losa	1.28 m	Ancho de Losa	1.28 m
Long. Asfalto	0.00 m	P.U. Tubo	0.0053 Tn/m
# De postes	15.00 U	# de filas tubos	2.00 U
P.U. Hormigón	2.40 Tn/m	Long. Del tubo	25,00 m

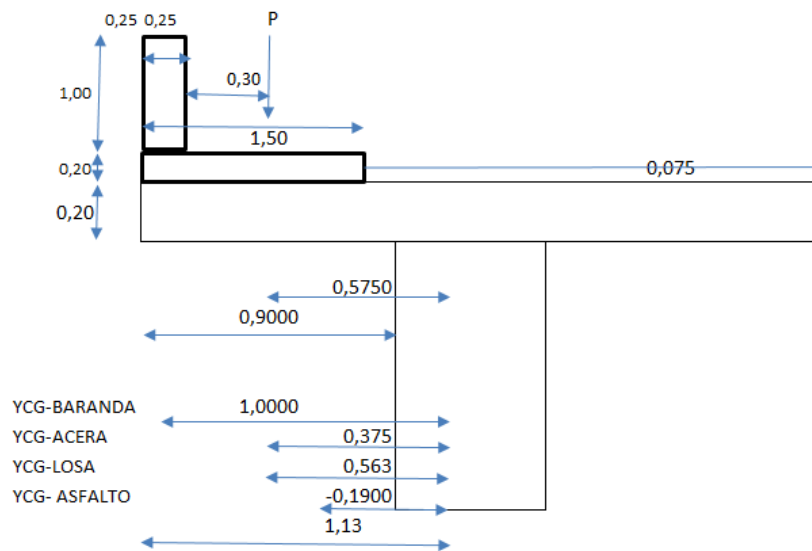


FIGURA 33: Detalles de la viga - Acera – Postes.

Fuente: (Elaboracion Propia)

5.10.2. Análisis de las Cargas por Metro Lineal.

Cargas de poste mas baranda:

Altura del poste x seccion del poste x peso unitario del hormigon	0.1500 T
Un metro lineal x filas de poste x peso unitario del acero	<u>0.0106 T</u>
Total =	0.1606 T

Carga de la acera:

ancho de la acera x espesor de acera x peso unitario del hormigon x un metro lineal 0.7200 T

Carga de la losa:

Ancho de losa x espesor de losa x un metro lineal x peso unitario del hormigon 0.6120 T

Calculo del momento por carga muerta:

BARANDA:	0,1847 T-M
ACERA:	0,3780 T-M
LOSA:	0,3905 T-M
MD =	<hr/> 0,9532 T-M

5.10.3. Calculo del momento por carga viva:

Carga viva = 1,7230

ML = 4,2078 Tn-m

P = 10,00 Tn. (Peso losa interior).

Momento por efecto del impacto = 0,39 ≤ 0,30 = 0,30

Momento por efecto del impacto. = 1,2623 T/m

Momento por torsion = 8,3503 T-m

El reglamento ecuatoriano de la construccion determina que en los esfuerzos de torsion deben incluirse al corte y flexion, siempre que el esfuerzo nominal por torsion (V_{tu}) exceda el cortante admisible (v_{adm}) = $0.40\sqrt{FC}$, de lo contrario puede despreciarse.

$$v_{adm} = 0.40\sqrt{FC} = 6,6933$$

$$V(tu) = \frac{3(tu)}{\phi \in (x^2 y)}$$

ECUACIÓN 52: Cortante Admisible.

V_{tu} = Cortante o esfuerzo nominal por torsion

t_u = Torsion o momento de torsion

Φ = Coeficiente para corte y torsión 0.85

Se supone que la resistencia a la torsion de un elemento con alas es igual a la suma de la resistencia a la torsion del alma y las alas. los ensayos a los elementos aislados han demostrado que esta suposicion es sumamente conservadora

la $\in (x^2Y)$ debe efectuarse para todos los rectangulos componentes de la seccion, pero la anchura del ala a cada lado del alma utilizada para el diseño no debe exceder de tres veces el espesor del alma de la losa.

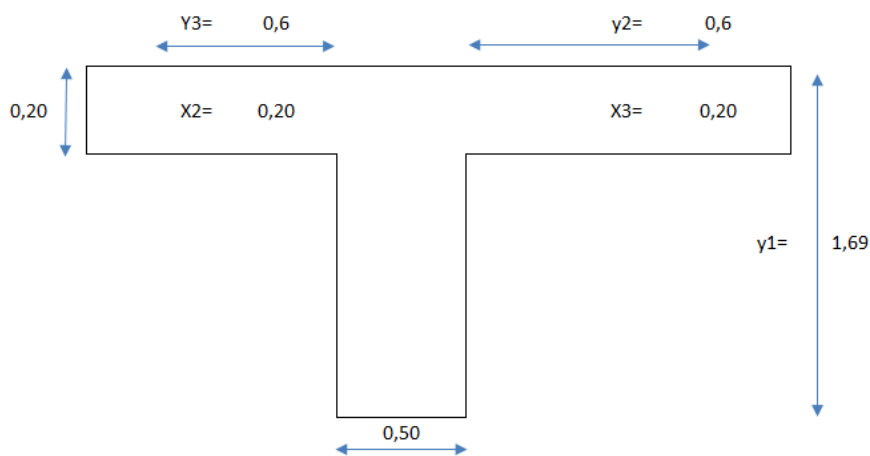


FIGURA 34: Análisis de Torsión

Fuente: (Elaboracion Propia)

CUADRO 43: Valores de Torsión.

Nº	X(cm)	Y(cm)	X ² (cm ²)	X ² Y(cm ³)
1	50,00	169,00	2.500,00	422,500,00
2	20,00	60,00	400,00	24.000,00
3	20,00	60,00	400,00	24.000,00
			$\in (x^2 Y)$	470,500,00

Fuente: (Elaboracion Propia)

$$V(t_u) = \frac{3 (t_u)}{\Phi \in (x^2 y)} \quad V(t_u) = \frac{3 (8,3503)}{0,85 * 470,500} = 6,2639 \text{ kg} - \text{cm}^2$$

$$\begin{array}{ccc}
 V(tu) & & V_{adm} \\
 6.2639 & \geq & 6.6933
 \end{array}$$

OK

5.10.4. Calculo del Cortante Absorbido por el Hormigón (Vtc)

$$V_{tc} = 3,2442 \text{ kg-cm}^2$$

$$V_u = 16,3083 \text{ kg/cm}^2 \quad V_u \text{ calculado en viga interior (resistencia de esfuerzo cortante)}$$

$$V_{tu} = 6,2639 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Cortante o esfuerzo nominal por torsión}$$

$$F'_c = 280.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_T = 2,03 \text{ cm}$$

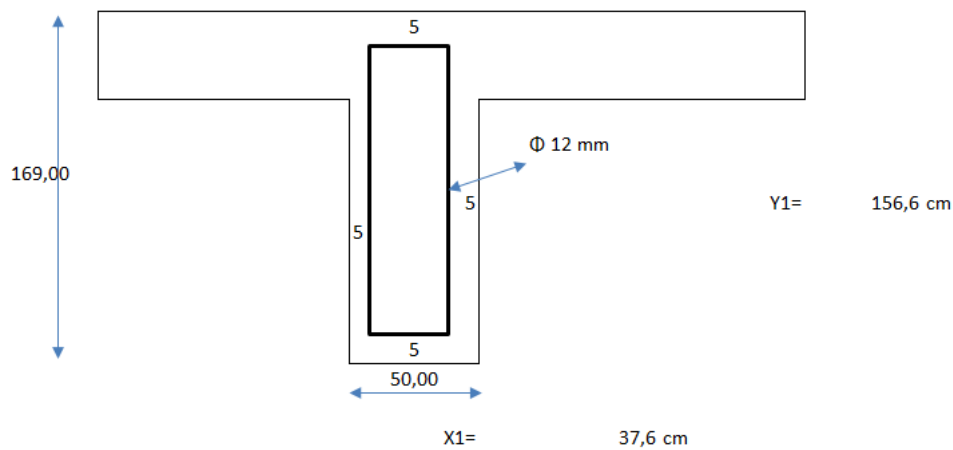


FIGURA 35: Cortantes.

Fuente: (Elaboracion Propia)

$$A_t = \frac{(V_{tu} - V_{tc})(S) (\sum X^2 Y)}{3 (\Delta t) (X_1) (Y_1) (F_y)} =$$

$$A_t = \frac{(6,2639 - 3,2442)(25,54) (470500,00)}{3 (1,5) (37,60) (156,6) (4200)} = 0,33 \text{ cm}^2$$

$$\text{Area Total} = 0,3589 \text{ cm}^2 \approx 36 \text{ cm}^2$$

$$V_{tu} = 6,2639 \text{ kg-cm}^2$$

$$V_{tc} = 3,2442 \text{ kg-cm}^2$$

$$\Delta t = 1,5 \text{ cm}$$

$$S = 25,54 \text{ cm}$$

$$Y_1 = 156,6 \text{ cm}$$

$$X_1 = 37,6 \text{ cm}$$

$$\Sigma x^2 y = 470\,500,00 \text{ cm}^4$$

$$F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Calculo las viga exterior cuando una llanta está sobre la acera y la otra en la calzada, para determinar el corte por carga viva y a que magnitud.

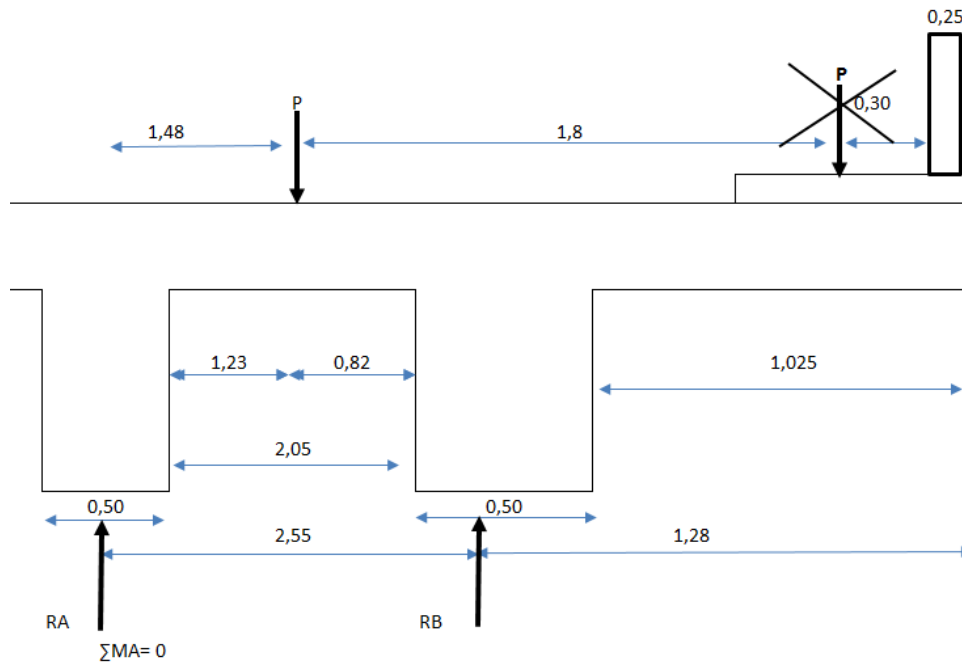


FIGURA 36: Momento por Carga Viva.

Fuente: (Elaboracion Propia)

$$R_B = \frac{1,48}{2,55} = 0,58 P$$

En consecuencia de lo expuesto anteriormente la viga exterior recibirá el: 0.58 % por efecto de carga viva

5.10.5. Cálculo del Cortante Ultimo de Diseño.

Datos obtenidos en la viga interior a una distancia $d_r = 155.40$ cm

$$V_D = 50,4972 \text{ Tn}$$

$$V_L = 25,7894 \text{ Tn}$$

$$I = 0.2400$$

$$\% P = 0.58 \%$$

1) calculo el nuevo $V_L = 14,9579$ Tn

2) calculo el cortante por impacto = 3,5899 Tn

3) calculo el cortante último de diseño = 89,7585

5.10.6. Comprobacion del Cortante.

$$d_r = 155.40 \text{ cm}$$

$$f'_c = 280.00 \text{ m}$$

$$b_w = 0.50 \text{ m}$$

$$F_y = 4200.00 \text{ kg/cm}^2$$

Comprobacion del cortante

Condicion

$$V_{uadm.} = 0.53 \sqrt{F_c} = 8,8686 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{\text{ultimo actuante}} \sqrt{U} > V_{\text{admisible}} = 0.53 \sqrt{F_c}$$

$$13,5905 > 8,8686$$

Ok

$$\varnothing = \text{Seccion varilla para estribo en la viga interior} \quad 1,131 \text{ cm}^2 \quad 12 \text{ mm}$$

$$\varnothing = \text{Seccion para estribo en el viga exterior} \quad 1,5394 \text{ cm}^2 \quad 14 \text{ mm}$$

5.11. CALCULO DE LAS DEFORMACIONES EN LA VIGA.

Se debe considerar para el cálculo las características geométricas de la sección completa de la super estructura, excepto pasamanos, paredes, o cualquier otro elemento que no este unido monolíticamente con la super estructura, antes de mover el encofrado.

Se utiliza como carga viva la de distribución por ser la mas critica, de igual manera, debe basarse en la suposición de que los miembros a flexion actuen conjuntamente.

. Cargas de Diseño.

Camion de diseño, linea de diseño y linea de trafico:

El camion de diseño es el tipico semitrailer, el eje frontal es de 5 toneladas, seguido a 4.25 metros de un eje de 20 toneladas y finalmente un eje posterior que esta ubicado a una distancia variable de 4.25 a 9.00 metros. este camion de diseño a sido usado por aastho desde 1996.

la linea de diseño consiste en una carga distribuida de 0.949 tn/m y se asume que ocupa una region de 3 metros transversales.

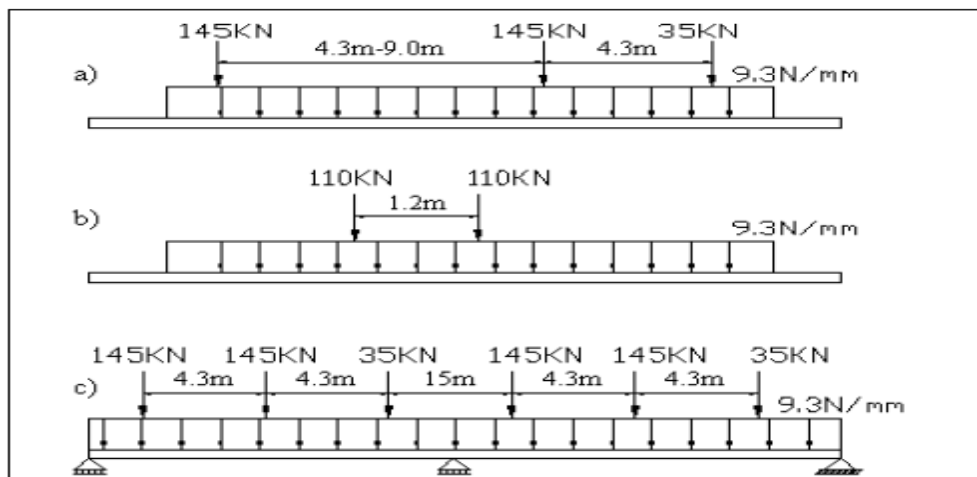


FIGURA 37: Carga de Diseño.

Fuente: (AASHTO Standard)

Datos para el Calculo

Carga muerta wd:	4,6133 tn/m	AS principal:	128,68 cm ²
Carga viva distribuida:	0.9490 tn/m	Carga viva puntual:	10.00 tn/m
Ancho de calzada:	12,30 m	Linea de trafico:	3,65 via

Numero de vigas: 4 U

Carga viva puntual: 5,7 Tn

Carga viva, de diseño: 0.5409 Tn/m

Datos de la viga.

B: 255.00 cm dr: 155.40 cm

bw: 50.00 cm f'c 280.00 kg/cm²

fy: 4200.00 kg/cm² ES: 2100000 kg/cm²

La viga trabaja como rectangular con un ancho de 2.50 metros entonces procedemos a calcular la relación del modulo de elasticidad n.

$$N = \frac{ES}{EC} \qquad N = \frac{2,1 \cdot 10^6}{15100 \cdot \sqrt{280}} = 8,3112 \text{ adimensional}$$

N: relacion del modulo de elasticidad

ES: modulo de elasticidad del acero (2.1x10⁶ kg/cm²)

EC: modulo de elasticidad del hormigon $15100\sqrt{f'c}$

5.11.1. Calculo del Area Transversal del Acero (AT)

$$n = At = 8,3112 \cdot 128,6800 = 1069,4852 \text{ cm}^2$$

5.11.2. Calculo de la Profundidad del Eje Neutro.

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

Positivo	positivo	negativo
1	8,3881	1303,51337

Donde:

A'S (acero superior)= Área del acero de compresion en la viga 25,641 cm²

AS (acero principal)= Área del acero de tracción de la viga 128,68 cm²

Por tanto la deformacion total en el centro de la luz.

Deformacion = 15,2662 cm

5.11.3. Determinación de la Contraflecha.

Para la determinación de la contraflecha de construcción se considerará el 100% de la deformación por carga muerta total (elástica + diferida), más el 25% de la deformación por carga viva.

ECUACIÓN 53: Contra Flecha

$$CF = (1 + F) * \delta_{CM} + 0.25 * (\delta_{CVD} + CVP) =$$

$$CF = (1 + 1,7600) * 5,3051 + 0.25 * (0,622 + 0,0021) = 14,7981 \text{ cm}$$

La ecuacion parabolica de la cntraflecha es:

ECUACIÓN 54: Comprobación de la Contra flecha

$$y = \frac{4 * CF * X}{L^2} * L - X$$

Donde:

CF: contraflecha en metros: $CF = \frac{9,0416}{(10)^2} =$

X: $\frac{n}{8} * L$

L: Luz efectiva del puente 25,00 m

N/8*L

CONTRAFLECHA

0,3 m	0,00700 m		0,7000 cm
3.13 m	0,06480 m		6,4800 cm
6.25 m	0,11100 m		11,1000 cm
9.38 m	0,13880 m		13,8800 cm
12.50 m	0,14800 m	OK	14,8000 cm

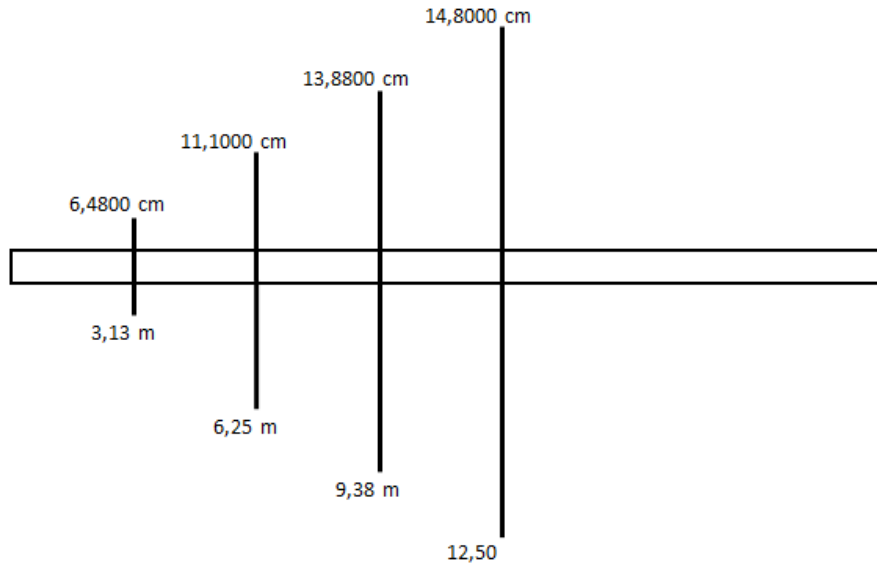


FIGURA 39: Deformaciones

Fuente: (Elaboracion Propia)

5.12. DISEÑOS DEL PASAMANOS.

Con los cálculos analizados anteriormente se diseñará los pasamanos:

Para el cálculo del pasamanos despreciamos MD - MI.

$\gamma =$	1.30	Factor de combinación de carga
$\beta_D =$	1.00	Para elementos a flexión y tensión.
$\beta_{(LL+I)} =$	1.67	Para posición normal
$\beta_{(LL+I)} =$	1.00	Cuando si se toma en cuenta la carga accidental en voladizo
MD=	0.00	Carga muerta
MD=	0.00	Carga viva
MI =	0.00	Factor de carga

$$ML=PL= 0.7455 \text{ Tn-m}$$

Para el diseño del pasamanos se aplicará una carga a la altura de 0.90 m, la cual tendrá un valor 0.7455 Tn.

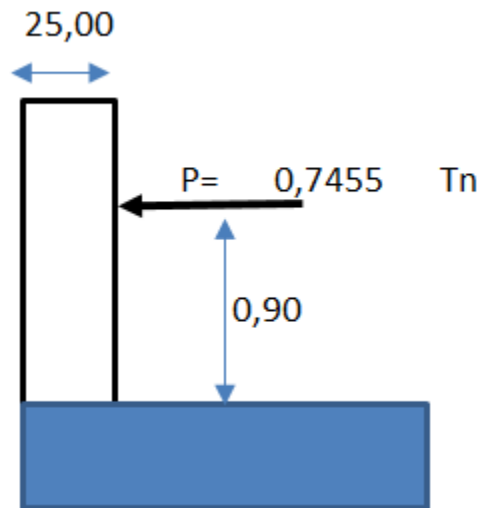


FIGURA 40: Carga del Pasamanos

Fuente: (Elaboracion Propia)

$$ML = PL = 0.7455 \text{ Tn} * 0.90 \text{ m} = 0,671 \text{ Tn} - \text{m}$$

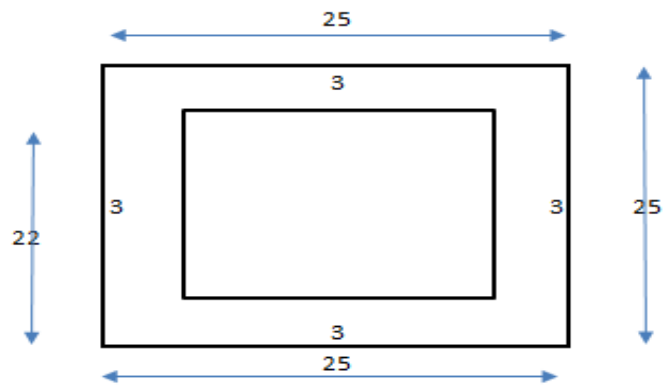
$$MU = 1.30 [1 \times MD + 1(ML + MI)] =$$

$$MU = 1,3(0,671) = 0,8723 \text{ Tn-m}$$

5.12.1. Calculo de la Resistencia Última.

Datos:

MU= 0,8723 Tn-m
 Φ = 0.9
 b = 25 cm
 dsup = 22 cm
 r= 3 cm
 $f'c$ = 280.00 kg/cm²
 F_y = 4200 kg/cm²



La sección mínima a colocarse será de 3.16 cm²

Fuente: (Elaboracion Propia)

Calculo del coeficiente k

$$K = \frac{Mu * 10^5}{\phi * b * d^2 * f'c} = K = \frac{0,8723 * 10^5}{0,9 * 25 * (22)^2 * 280} = 0,0286$$

Indice de refuerzo = 0,0291

Cuantía o Porcentaje de Refuerzo = 0,0019

$$\text{Condicion} = 0,0159 \geq 0,0019 \geq 0,0033 \quad \mathbf{OK}$$

5.12.2. Calculo del Acero de Refuerzo.

$$A_{Sp} = \rho * b * d_{sup} = A_{Sp} = 0,0033 * 25 * 22 = 1,815 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sección mínima} = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$\text{Adoptamos } \phi \text{ 12 mm} = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$\# \text{ De varillas} = 4 \text{ Varillas}$$

5.12.3 Separación de Estribos.

$$\text{Sep} = 0.50 * d_s = \text{Sep} = 0.50 * 22 = 11 \text{ cm}$$

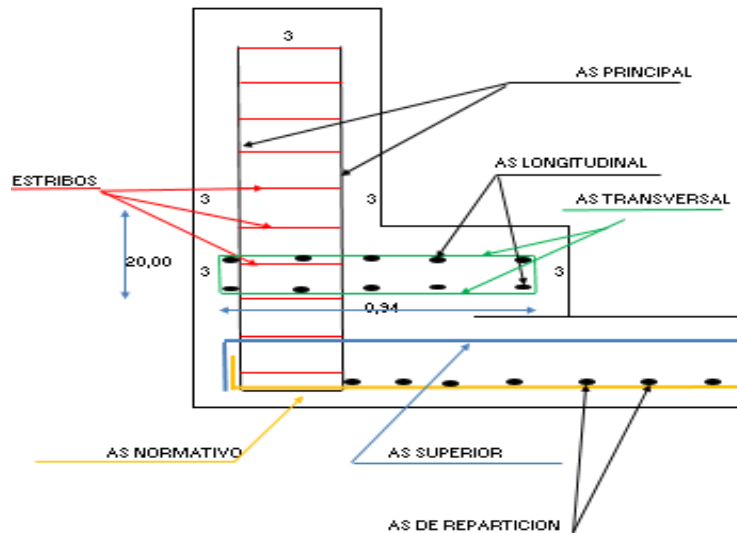


FIGURA 41: Acero del Pasamanos y Acera.

Fuente: (Elaboracion Propia)

5.12.4. Diseño de la Acera.

Datos

H=	0.20 m	b=	0.50 m
Rsup=	1.50 m	Rinf=	0.00 m
r extremos=	0.03 m	dsup =	0.15 m
LV =	1.13 m	P =	10.00 m
γHor. =	2.4 Tn /m3	Q=	0.72 Tn/m

5.12.5. Carga de Acera.

ECUACIÓN 55: Carga Viva por m2

$$P = \left(146.70 + \frac{44.69Kg}{L} \right) \left(\frac{16.7 - W}{15.2} \right) =$$

P= Carga viva por metro cuadrado (maximo 293,60 kg/m2)

L= Carga viva por metro cuadrado (maximo 293,60 kg/m2) 0.50 m

W= Ancho de la acera en metros 1.50 m

$$P = \left(146.70 + \frac{44.69Kg}{0,50} \right) \left(\frac{16.7 - 1,5}{15.2} \right) = 235,78 \text{ kg}$$

Momento por Carga Muerta de la Acera. =	0,135 Tn-m
Momento por Carga Viva de la Acera. =	2,8788 Tn-m
Momento por Efecto de Impacto. =	$0,39 \leq 0,30 \approx 0,30$
Momento de Impacto. =	0,8636 Tn-m
Momento Último de Diseño - Combinación de Carga =	5,0406 Tn-m

5.12.6. Resistencia Ultima.

$$R_u = \frac{M_u * 105}{\phi * b * d^2} \quad R_u = \frac{5,0406 * 105}{0,9 * 150 * (15)^2} = 16,59 \text{ Tn-m}$$

5.12.7. Calculo del Acero Superior en la Acera.

$$A_{S p} = 3,102 \text{ cm}^2$$

$$A_{S \text{ min}} = 7,5 \text{ cm}^2$$

De varillas = 4 U

Sep AS = 24 cm

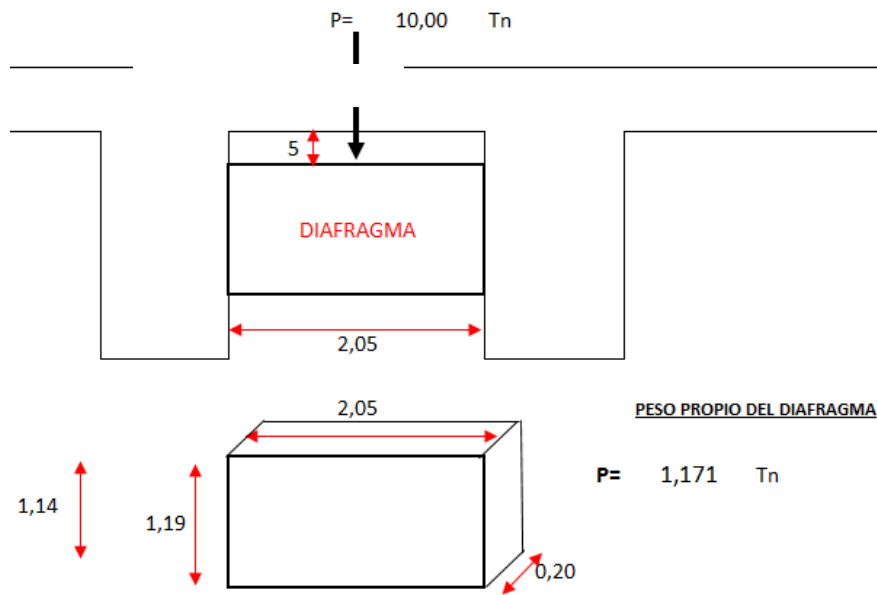
Sep. estribo en la Acera. = 14 cm

1 \varnothing de 12 mm cada 24 cm

5.13. DISEÑO DEL DIAFRAGMA.

Para proveer el soporte entre los bordes del puente se colocarán diafragmas entre las vigas, en cada uno de los extremos y en la parte central, solo entre vigas y vigas. y se deben de fundir monolíticamente el conjunto de vigas, diafragmas y la losa.

Este puede ser calculado como viga de gran peralte, con una carga concentrada en el centro de la luz libre entre vigas.



Fuente: (Elaboracion Propia)

Para evitar momentos negativos a la losa se acostumbra a dejar de 5 a 3 centímetros de la parte inferior de la losa a la parte superior del diafragma.

5.13.1. Calculo de Momentos

$$\text{Momento de Carga Muerta.} = 0,5712 \text{ Tn-m}$$

$$\text{MD} = 0,3001 \text{ Tn-m}$$

$$\text{Momento de Carga Viva} = 5,1250 \text{ Tn-m}$$

$$\text{Factor de Impacto.} = 0,38 \leq 0,30 \approx 0,30$$

$$\text{Momento de Impacto.} = 1,5375 \text{ Tn-m.}$$

$$\text{Momento Último.} = 9,0514 \text{ Tn-m}$$

5.13.2. Calculo de la Resistencia Última.

$$RU = \frac{Mu \times 105}{\phi * b * d^2} = RU = \frac{9,0514 \times 105}{0,9 * 20 * (114)^2} = 3,3795 \text{ kg/cm}^2$$

Calculo de la Cuantía. = $0,00159 \geq 0,0009 \geq 0,0033$

Asumimos la cuantía mínima = $\rho \min \frac{14}{F_y} \quad \rho \min \frac{14}{4200} = 0,0033$

5.13.3. Calculo del AS

AS = 7,5240 cm²

∅ 20 mm A = 3,14 cm²

De varillas 3

Separación. S = 33 cm

1 ∅ de 20 mm cada 33 cm

Esta armadura se colocará tanto en la parte superior como en la parte inferior

5.13.4. Esfuerzo Cortante por Carga Viva e Impacto.

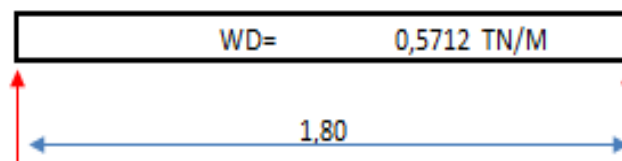


FIGURA 42: Cortante por Carga Viva e Impacto

Fuente: (Elaboracion Propia)

Cortante por Carga Muerta.= 0,5855 Tn

Cortante por Carga Viva.= 5,0000 Tn

Factor de Impacto.= $0,38 \leq 0,30 \approx 0,30$

Cortante por Impacto.= 1,5000 Tn

Cortante Ultimo.= 9,1183 Tn

5.13.5. Comprobación del Cortante.

$$VU = 4,7050 \text{ kg/cm}^2 \leq 0,53\sqrt{f'c} = 8,8685$$

OK

Se podría omitir estribos pero las normas recomiendan poner una sección mínima para estribos de $0.0015 \cdot b \cdot s$, y la separación (s) no deberá exceder de $d/4$ ni de 50 centímetros.

$$d = 1,14 \quad S = \frac{d}{4} \quad S = \frac{114}{4} = 28,5 \text{ cm} \approx 25 \text{ cm}$$

Se colocara 1 varilla de 10 mm cada 25 cm de refuerzo verticala.

5.13.6. Refuerzo Lateral.

El área de refuerzo al corte horizontal AVH no debe ser menor que $0.0025 \cdot b \cdot s$ y (s) no excederá de $d/3$, ni exceder de 50 centímetros.

$$S = \frac{d}{3} = \quad s = \frac{114}{3} = 38 \text{ cm} \approx 25 \text{ cm.}$$

Se colocara 1 varilla de 14 mm cada 25 cm de refuerzo horizontal

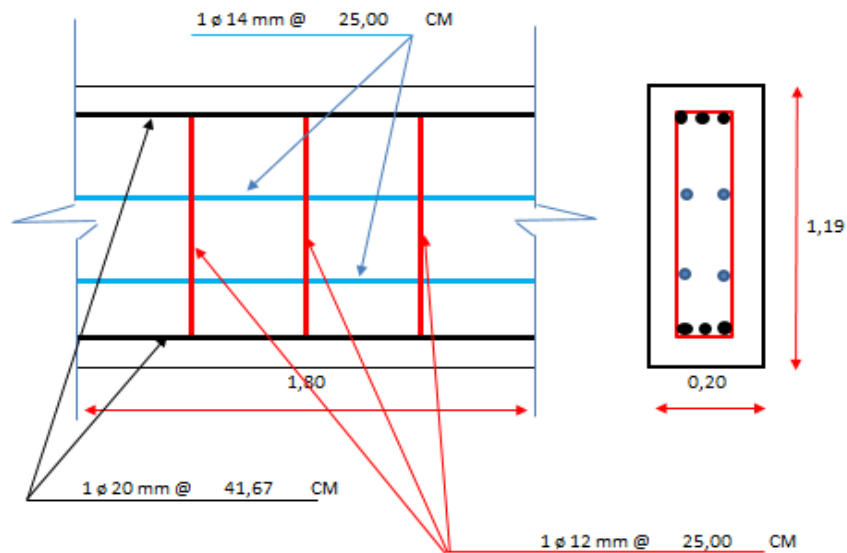


FIGURA 43: Refuerzo Lateral

Fuente: *(Elaboracion Propia)*

5.14. DISEÑO DE ESTRIBOS DE PUENTE

5.14.1. Primer Estado de Carga.

Sirven para transmitir las cargas procedentes de la superestructura a la cimentación; haciendo también las veces de muro de contención que sostiene el relleno de terraplén de acceso al puente.

De acuerdo con las normas AASTHO ESTÁNDAR LRFD, los estados de carga a evaluarse son:

- 1.- Empuje del suelo.
- 2.- Empuje del suelo más sismos en el muro
- 3.- Empuje del suelo más reacción de carga muerta y carga viva.
- 4.- Empuje del suelo más reacción de carga muerta más sismos del puente y muro.
- 5.- Empuje del suelo más reacciones de carga muerta, más carga viva en el terraplén.

De los cinco estados de carga mencionados anteriormente, dos se aplican considerando el estribo independiente y tres estados de carga, tomando en cuenta el conjunto de estribos más puente.

5.14.2. Predimensionamiento:

Altura del estribo: 7.00 m = H

Base de la zapata: 0.70% Por recomendación técnica adopto el 70% de la altura total del estribo (h)

Altura de la zapata: 0.13% Por recomendación técnica adopto el 13% de la altura total del estribo (h).

Peso específico del suelo: 1.928 Ton/m³

Angulo de fricción del suelo: 29.31°

Resistencia a la compresión del hormigón: 280 Kg/cm².

Limite a la fluencia del acero: 4200 Kg/cm².

<u>Datos</u>		0.91
H=	7.00 m	0.46
B=	4.90 m	2.61
H.Z=	0/91 m	1.63
L.D=	1.63 m	
H.VIGA=	1.69 m	

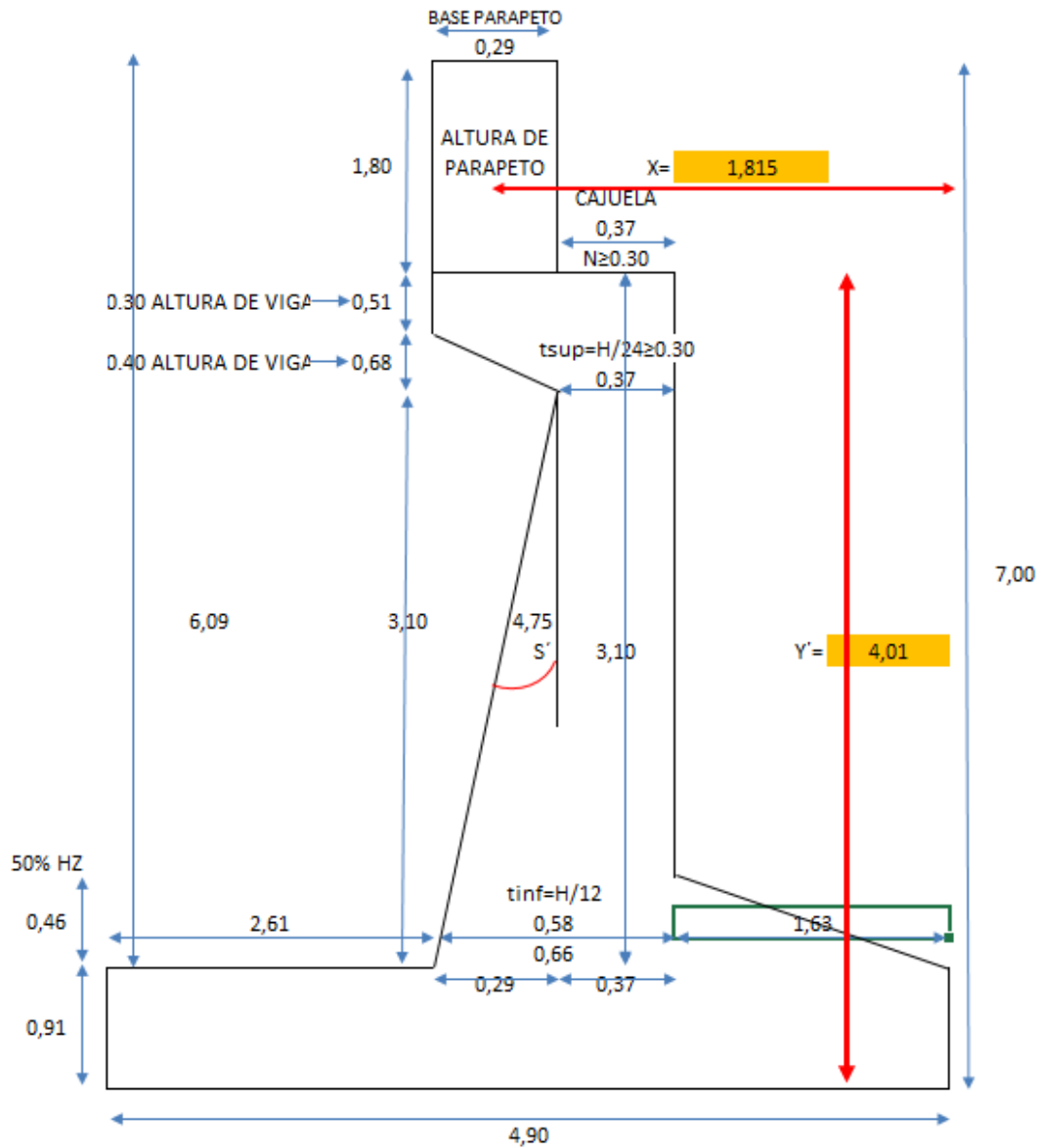


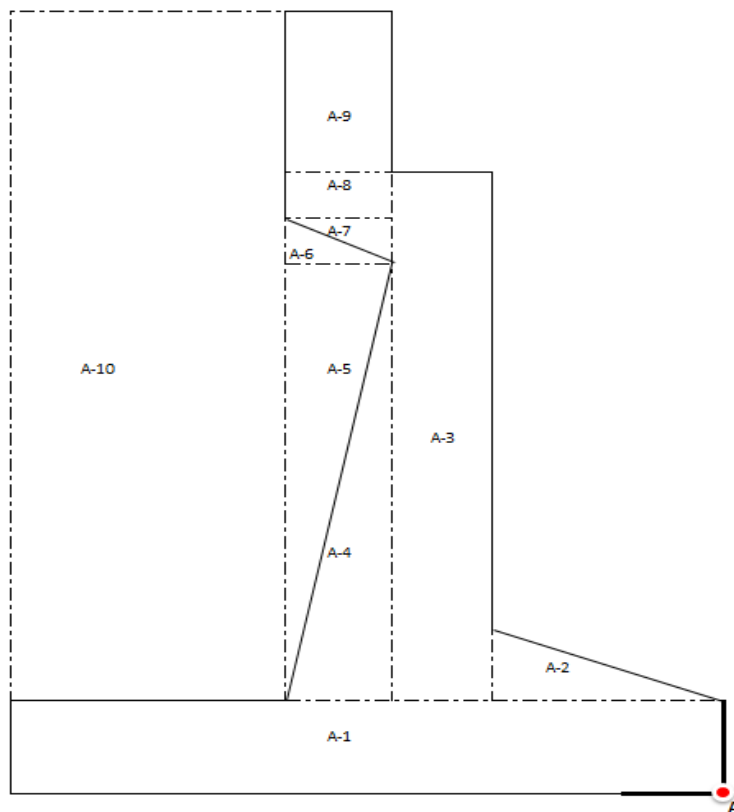
FIGURA 44: Dimensionamiento del Estribo.

Fuente: (Elaboracion Propia)

CUADRO 44: Valores de Dimensiones del Parapeto

t.inf:	0,66
t.sup:	0,37
H.T.E:	7,00
H.parapeto:	1,80
H.Zapata:	0,91

Fuente: (Elaboracion Propia)



Fuente: (Elaboracion Propia)

CUADRO 45: Centros de Gravedad de las Secciones.

SECCION	W (Ton)	X (m)	Y (m)	Mx= Wx (Ton-m)	My= Wy (Ton-m)
1	10,7016	2,4500	0,4600	26,2189	4,9227
2	0,8998	1,0900	1,0600	0,9808	0,9538
3	3,8095	1,8200	3,0600	6,9333	11,6571
4	1,0788	2,1000	1,9400	2,2655	2,09290
5	0,8666	2,1900	2,9800	1,8979	2,5825
6	0,1901	2,1900	4,2400	0,4163	0,8060
7	0,2400	2,1000	4,4600	0,5040	1,0704
8	0,3550	2,1500	4,9500	0,7633	1,7573
9	1,2528	2,1500	6,1000	2,6935	7,6421
10	30,6454	3,6000	3,9600	110,3234	121,3558
Σ	50,0396			152,9969	154,8406

Fuente: (Elaboracion Propia)

ECUACIÓN 56: Sumatoria de Pesos

$$X = \frac{\sum MX}{\sum \epsilon W} = \quad X = \frac{152,9969}{50,0396} = 3,06 \text{ m}$$

$$\bar{Y} = \frac{\sum MY}{\sum \epsilon W} = \quad \bar{Y} = \frac{154,8406}{50,0396} = 3,09 \text{ m}$$

Combinacion de estado de carga

Primer estado de carga - empuje del suelo:

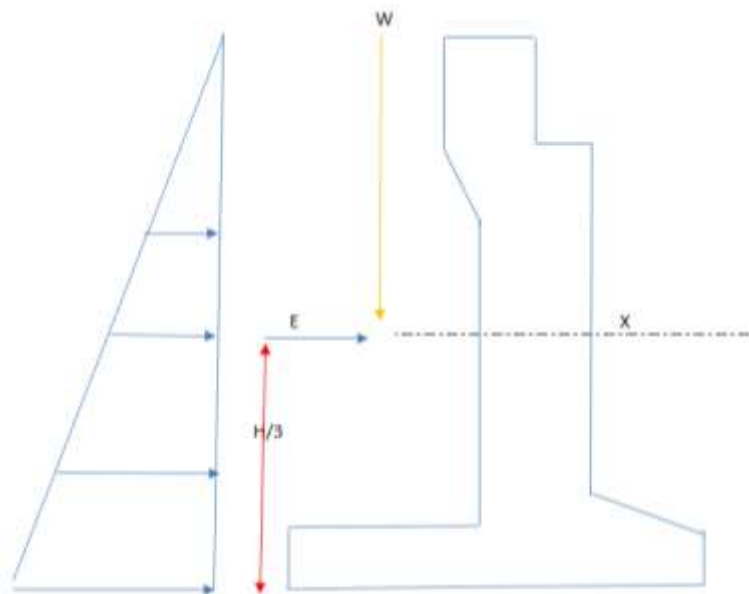


FIGURA 45: Empuje del suelo.

Fuente: (Elaboracion Propia)

Evaluacion de las cargas laterales P1 Y P2

p1= Sobre carga del terraplen.

p2= Presión por empuje del suelo.

$$K_A = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad P1 = K_A * P_v$$

$$K_A = \text{Coeficiente por empuje lateral} = \quad K_A = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

PV = El peso de la sobrecarga = rh=

$$\text{Angulo de Friccion } (\phi) = 29,31^\circ \quad K_A = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) =$$

$$KA = \tan^2 \left(45 - \frac{29,31}{2} \right) = 0,3427 \text{ Radianes}$$

ECUACIÓN 57: Valor de KA en Radianes

5.14.3. Empuje de Suelo.

Se lo calcula con la siguiente formula:

$$E = \frac{1}{2} KA * r * H^2 = 16,1878 \text{ Tn} \quad E = \frac{1}{2} 0,3427 * 1,928 * (7)^2 = 16,1878 \text{ Tn}$$

ECUACIÓN 58: Empuje de Suelo

Donde

E= Empuje de suelo

KA= 0.3427 m

H= 7.00 m altura total del estribo.

r= 1.928 Tn/m³ peso especifico de suelo

5.14.4. Calculo Momentos.

Momento de Volcamiento.

$$MV = \frac{E * H}{3} = \quad MV = \frac{16,1878 * 7,00}{3} = 37,7715 \text{ Tnm}$$

37,7715 Tn-m

ECUACIÓN 59: Momento de Volcamiento.

Momento Estable Resistente. =

$$ME = W * X = \quad ME = 50,0396 * 3,06 = 153,1212 \text{ Tn - m}$$

ECUACIÓN 60: Momento Resistente.

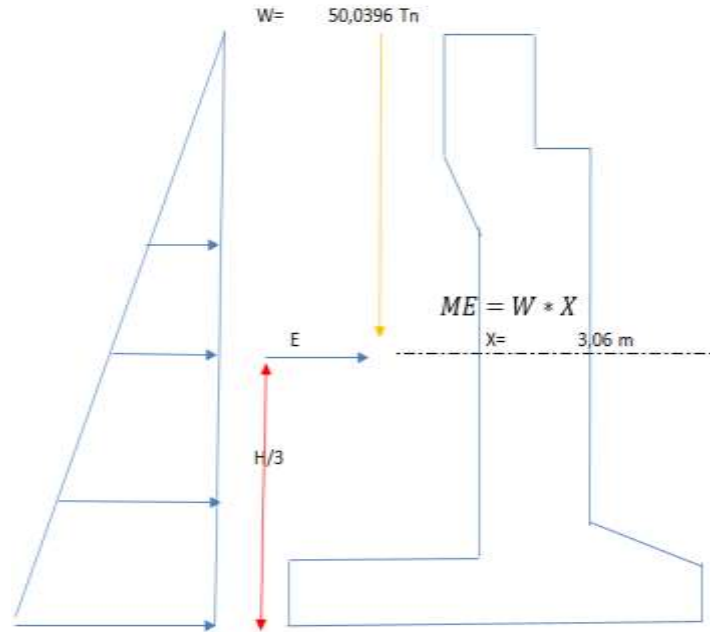


FIGURA 46: Momento Resistente

Fuente: (Elaboracion Propia)

5.14.5. Factor de Seguridad de Volcamiento.

Debe de cumplir la siguiente condicion:

ECUACIÓN 61: Factor de Seguridad al Deslizamiento.

$$\text{F.S.V} = \frac{153,1212}{37,7715} = 4,0530 \geq 2 \quad \text{F. S. V.} = \frac{\text{ME}}{\text{MV}} \geq$$

OK

5.14.6. Factor de Seguridad de Deslizamiento.

Debe satisfacer la siguiente norma:

$$\text{F.S.D} = \frac{50,0396 * \text{Tang}(29.31)}{16,1878} = 1,73 \geq 1,5 \quad \text{F. S. D.} = \frac{W * (\text{tan}\theta)}{E}$$

OK

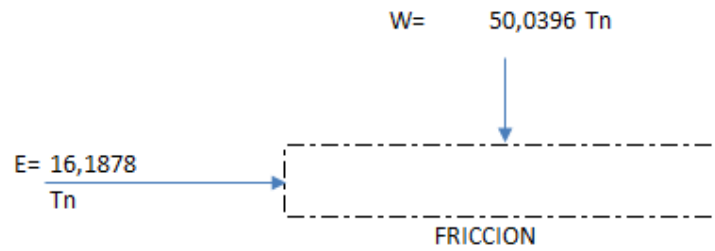


FIGURA 47: Deslizamiento.

Fuente: (Elaboracion Propia)

5.14.7. Resultante Dentro del Tercio Medio (x):

Se determina haciendo uso de la siguiente formula y no debe de exceder del ancho (b) de la zapata dividida para 3.

$$X = \frac{ME - MV}{W} \geq \frac{B}{3} \quad X = \frac{153,1212 - 37,7715}{50,0396} = 2,3100 \geq 1,63 \text{ m}$$

ECUACIÓN 62: Resultante.

5.14.8. Cálculo de la Excentricidad (e):

Se lo calcula de la siguiente ecuación.

$$e = \frac{B}{2} - X \quad e = \frac{4,9}{2} - 2,31 = 0,14 \text{ m}$$

ECUACIÓN 63: Excentricidad;

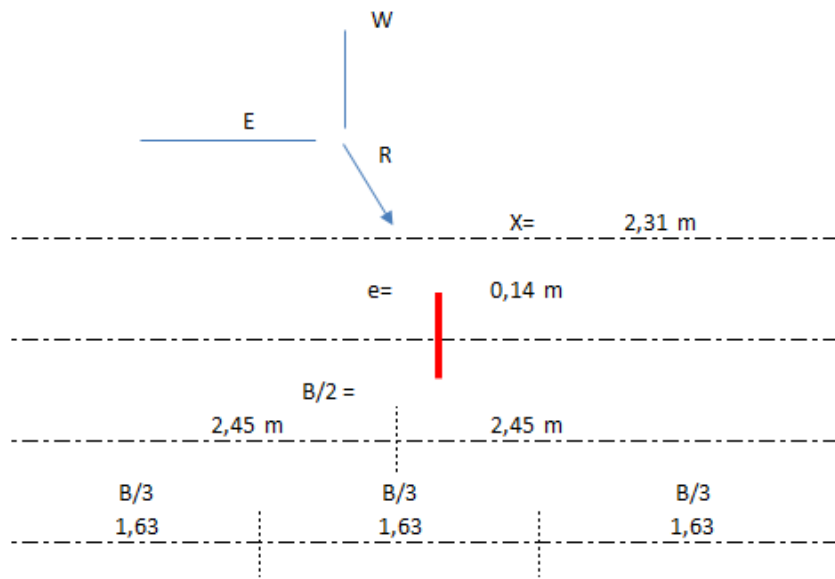


FIGURA 48: Excentricidad

5.14.9. Cálculo de las Reacciones (fatiga del suelo)

$$R = \frac{W}{B \cdot 1,00\text{m}} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right)$$

$$R_{\text{max}} = \left(\frac{50,0396}{4,9} \right) * \left(1 + \frac{6 \cdot 0,14}{4,9} \right) = 11,96228 \text{ Tn/m}^2$$

$$R_{\text{min}} = \left(\frac{50,0396}{4,9} \right) * \left(1 - \frac{6 \cdot 0,14}{4,9} \right) = 8,4615 \text{ Tn/m}^2 < \sigma_{adm}$$

5.15. SEGUNDO ESTADO DE CARGA

5.15.1. Empuje del Suelo mas Sismos en el Suelo

Mediante el análisis elástico el sismo se considera como el 10% del peso de las diez secciones consideradas, así mismo cabe indicar que en los estados en que se incluye el sismo se admite un 33% de incremento en los esfuerzos admisibles.

Datos.

$W = 50.0396 \text{ Tn}$ (empuje de suelo).

$EQ_m = 5.004 \text{ Tn}$ (Empuje del sismo mas muro).

$$E. Q. M. = 0.10 * E$$

5.15.2. Prueba de la Estabilidad

5.15.3. Calculos de Momentos

Momento Resistente =	153,1212 Tn-m	
Momentos de Volcamientos =	53,2339 Tn-m	
Factor de Seguridad al Volcamiento	1,33 > 1,2	OK
Resultante del Tercio Medio.=	1,9962 \geq 1,63 B/3	OK
Excentricidad.=	0,45 m	

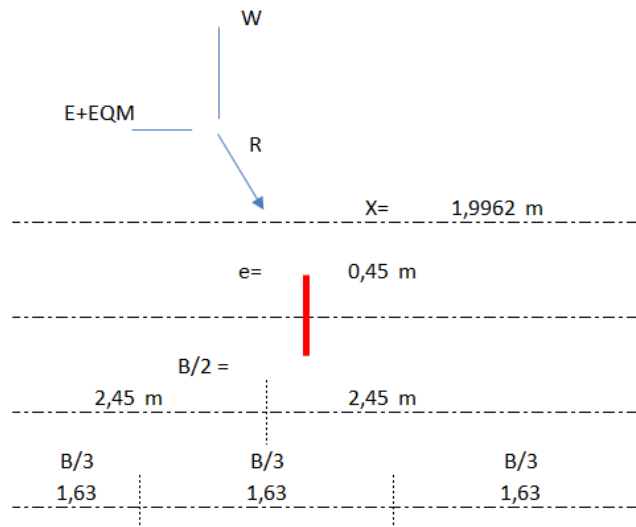


FIGURA 49: Momento de Empuje

Fuente: (Elaboracion Propia)

5.15.4. Cálculo de las Reacciones (fatiga del suelo):

$$R \text{ max} = 15,8392 \text{ Tn-m}$$

$$R \text{ min} = 4,5851 \text{ Tn-m}$$

5.16. TERCER ESTADO DE CARGA

5.16.1. Empuje del Suelo más Reacciones de Carga Muerta y Viva.

5.16.2. Determinación de la Carga Muerta de la Superestructura:

$$\text{Peso Propio de la Losa} = \text{WD (losa)} = 183,6 \text{ Tn}$$

$$\text{Peso Propio de la Acera} = \text{WD (acera)} = 18 \text{ Tn}$$

$$\text{Peso Propio de la Baranda} = \text{WD (baranda)} = 4,5 \text{ Tn}$$

$$\text{Peso Propio del Asfalto.} = \text{WD (ASFALTO)} = 51,8906 \text{ Tn}$$

$$\text{Peso Total de Diafragmas.} = \text{WD (diafragmas)} = 10,5386 \text{ Tn}$$

$$\text{Peso Propio de las Vigas.} = \text{WD (vigas)} = 304,2 \text{ Tn}$$

$$\text{Peso Total de la Superestructura.} = \text{W. súper} = 572,7292 \text{ Tn}$$

5.16.3. Reacciones por Carga Muerta.

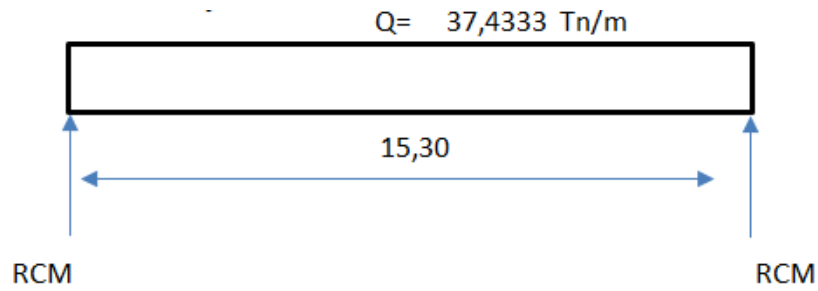
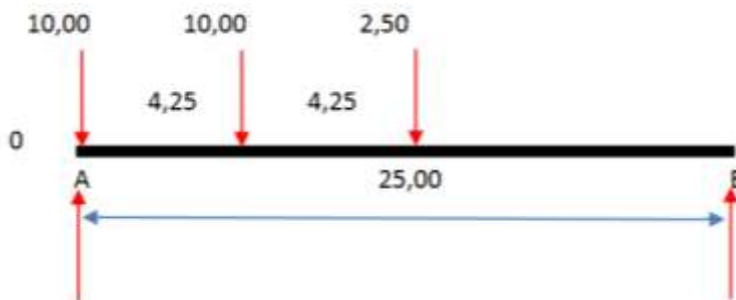


FIGURA 50: Reacciones de las Cargas

Fuente: (Elaboracion Propia)

5.16.4. Determinación de la Carga Viva de la Superestructura.

Suponemos que la rueda posterior está ubicada en el apoyo izquierdo.



$$EMA = 0$$

$$(10 \times 0) + (10 \times 4) + (2,5 \times 8) = R_D \times 25$$

$$R_D = 2,55 \text{ Tn}$$

$$R_I = (23) - (2,5) = 19,95 = R.CM$$

Reacciones por Carga Viva.= 1,3039 Tn/m.

Carga total = 71,0396 Tn

Momento Resistente. = 191,697 Tn-m

Momento al Volcamiento. = 37,7715 Tn-m

$$\begin{array}{rcl} \text{ME} & > & \text{MV} \\ 191,697 & > & 37,7715 \\ & & \text{OK} \end{array}$$

Factor de Seguridad al Volcamiento.

$$\text{F.S.D} = 2,4725 > 1,5$$

OK

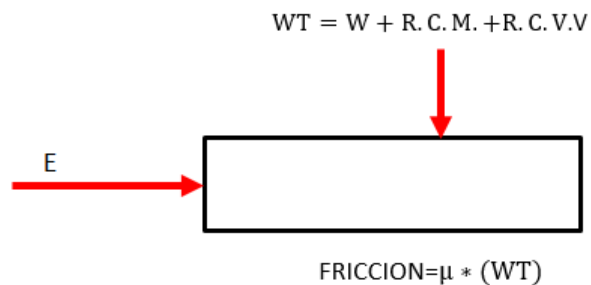


FIGURA 51: Factor de Volcamiento

Fuente: (Elaboracion Propia)

5.16.5. Resultante del Tercio Medio.

La resultante r siempre debe de estar dentro del rango del tercio medio, por esta razón debe de ser mayor que B/3.

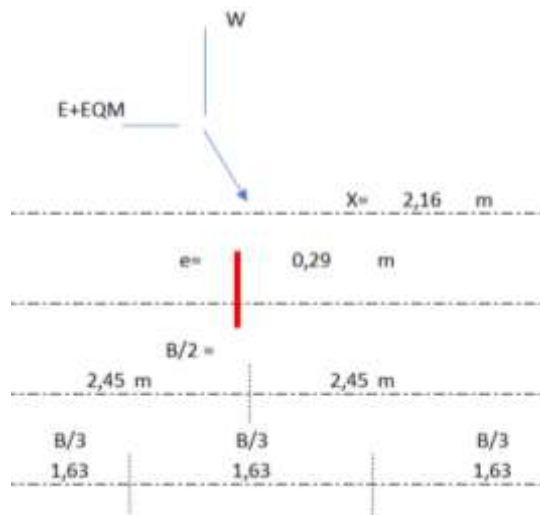
$$B/3 = 1,63$$

$$\text{Resultante} = 2,1550 > 1,63 \text{ m}$$

OK

5.16.6. Determinación de la Excentricidad.

Excentricidad. $e = 0,2953$



Fuente: (Elaboracion Propia)

5.16.7. Cálculo de las Reacciones.

$$R \text{ max} = 19,7341 < \sigma_{adm}$$

$$R \text{ min} = 9,3653 < \sigma_{adm}$$

5.17. CUARTO ESTADO DE CARGA

5.17.1. Empuje del Suelo (E) mas Carga Muerta (CM) mas Empuje del Sismo, del Puente y Muro (EQM+EQP).

5.17.2. Carga Total.

$$W = 50.0396 \text{ Tn} \quad W_t = W + R_{CM} \quad W_t = 50,0336 + 19,95 = 69,99 \text{ Tn}$$

$$R_{CM}: 19.95 \text{ Tn}$$

El empuje del sismo se lo considera 10% del peso de la estructura.

E.Q.P. = (empuje del sismo del puente)

$$W_{sup}: 347.5859 \text{ Tn}$$

W : 9.00 Tn

$$E. Q. P. = \frac{0.10 * W_{sup.}}{2 * W} = \quad E. Q. P. = \frac{0.10 * 347,5859}{2 * 9} = 1,8717 \text{ Tn/m}$$

5.17.3. Calculos de Momentos.

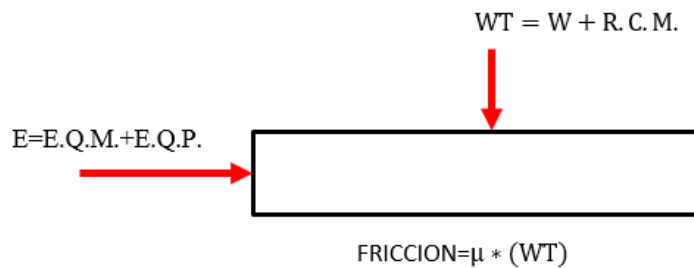
Momento de Volcamiento = 60,7394 Tn- m

Momento Resistente. = 189,3304 Tn-m.

5.17.4. Factoras de Seguridad.

Factor de Seguridad al Volcamiento. = 3,1171 > 2 **OK**

Factor de Seguridad al Deslizamiento. F.S.D. = 1,7037 > 1,5 **OK**



Fuente: (Elaboracion Propia)

5.17.5. Resultante dentro Tercio Medio.

Tercio Medio = x = 1,83 > 1,63 m B/3

OK

5.17.6. Análisis de la Excentricidad.

Excentricidad e = 0,61 m

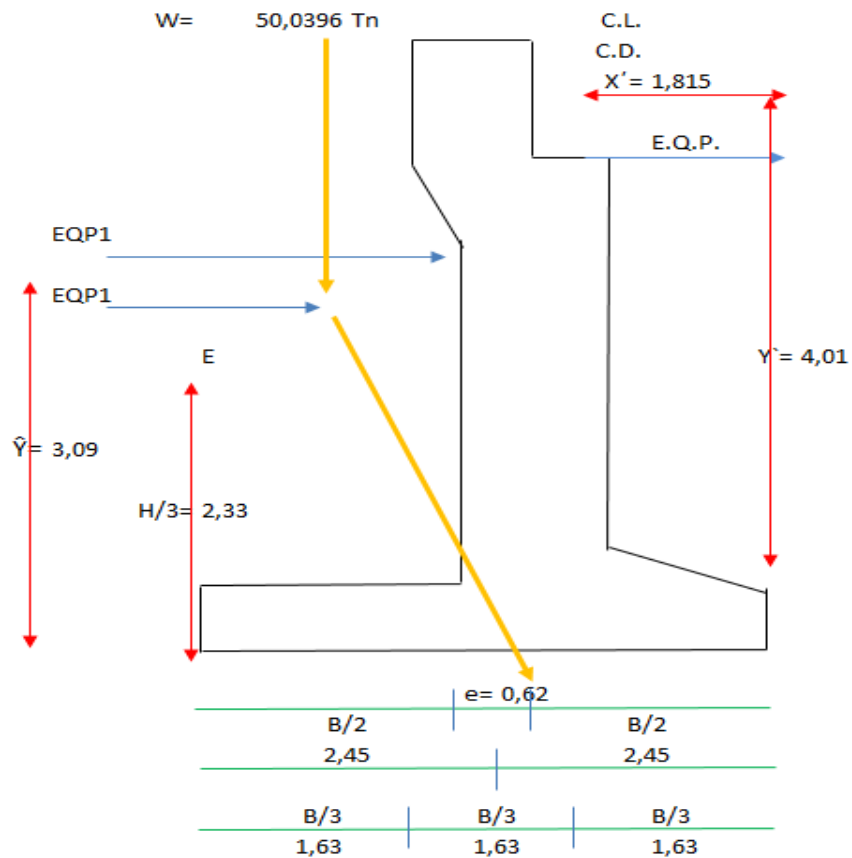


FIGURA 52: Excentricidad del Estribo.

Fuente: (Elaboracion Propia)

5.17.7. Calculo de las Reacciones.

$$R. \max = 24,9526 \text{ Tn} \cdot \text{m}^2 < \sigma_{adm}$$

$$R. \min = 3,6146 \text{ Tn} \cdot \text{m}^2 < \sigma_{adm}$$

5.18. QUINTO ESTADO DE CARGA.

5.18.1. Empuje del Suelo (E) + Carga Muerta (CM)+ Carga Viva del Terraplén (PV).

5.18.2. Calculo de Momentos.

$$\text{Momento de Volcamiento. } MV = 47,4835 \text{ Tn} \cdot \text{m}^2$$

$$\text{Momento Estable} = 189,3304 \text{ Tn} \cdot \text{m}$$

5.18.3. Factores de Seguridad.

Factor de seguridad al Volcamiento = $3,9873 > 2$ **OK**

Factor de Seguridad al Deslizamiento.=

$$FSD = (Wt * \text{tang}\phi) / (E + F) \geq 1.5$$

Donde "f" viene dada por la siguiente formula:

$$F = P1 + \frac{P2}{2} \qquad F = 0,3964 + \frac{5,0215}{2} = 2,9072 \text{ Tn-m}^2$$

$$\mathbf{F.S.D = 5,3345}$$

5.18.4. Resultante Dentro del Tercio Medio

$$X = 2,0267 \geq 1,6333 \quad B/3$$

OK

Excentricidad. $e = 0,4233$

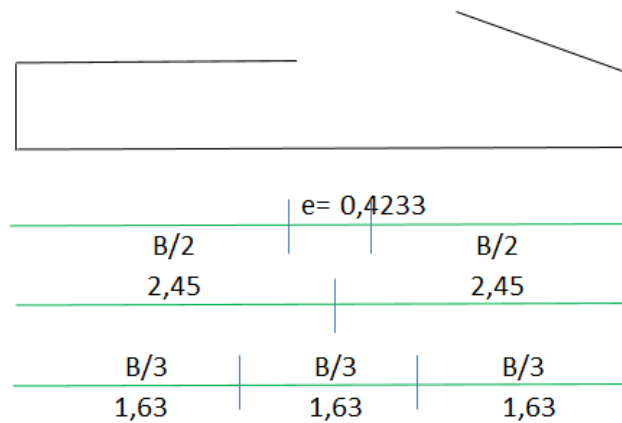


FIGURA 53: Excentricidad del Tercio Medio.

Fuente: (Elaboracion Propia)

5.18.5. Cálculo de las Reacciones

$$R. \max = 21,6872 < \sigma_{adm}$$

$$R. \min = 6,88 < \sigma_{adm}$$

5.19. ANALISIS DE LA PANTALLA

En este caso se consideran solo cuatro estados de carga.

Para realizar el análisis de la pantalla \bar{Y} se la considera como un voladizo, mediante 4 estados de cargas

5.19.1. Primer Estado de Carga E= Tercer Estado de Carga (E):

(E)= Tercer estado de carga

$$(H') = HTE - HZ \qquad HTE: 7.00 \text{ m}$$

$$(H') = 7.00 - 0.91 = 6.09 \text{ m} \qquad HZ: 0.91 \text{ m}$$

HTE= Altura total del estribo

HZ= Altura de la zapata

$$\text{Empuje} = E = 16,1878 \text{ Tn/m.}$$

$$\text{Cortante } VU = 27,3574 \text{ Tn}$$

$$\text{Momento Último } MU. = 63,8339 \text{ Tn-m}$$

5.19.2. Segundo Estado de Carga (E+EQM)

$$\bar{Y}: 3.09 \text{ m}$$

$$HZ: 0.91$$

Cortante

$$VU = 1.3(1.3 * E + EQM)$$

$$VU = 1.3(1.3 * 16,1878 + 5,004) = 34 \text{ Tn}$$

Momento Último

$$MU. = 63,2843 \text{ Tn-m}$$

5.19.3. Cuarto Estado de Carga (E+EQM+EQP)

$$H': \quad 6.09 \text{ m} \quad Y'' = H - \text{ALTURA DE LA VIGA}$$

$$HV: \quad 1.69 \text{ m} \quad Y'' = 6,09 - 1,69 = 4,40 \text{ m}$$

$$E: \quad 16,1878 \text{ Tn/m}$$

$$EQM: \quad 5.004 \text{ Tn/m} \quad VU = 1.3[1.3 * E + EQM + EQP]$$

$$QP: \quad 1,8717 \text{ Tn} \quad VU = 1.3[1.3 * 16,1878 + 5,004 + 1,8717] = 36 \text{ Tn}$$

$$MU = 1.3 \left[1.3 * E * \frac{H'}{3} + EQM * Y' + EQP * Y'' \right]$$

$$MU = 1.3 \left[1.3 * 16,1878 * \frac{6,09}{3} + 5,004 * 2,18 + 1,8717 * 4,40 \right] = 74,6797 \text{ Tn - m}$$

Resumen de cortantes y momentos - estados de cargas

CUADRO 46: Cortantes y Momentos.

	1=3	2	4
VU Tn	27,3574	33,8626	36,2958
MU Tn-m	63,8339	63,2843	74,6797

Fuente: (Elaboracion Propia)

5.19.4. Diseño Estructural de la Pantalla bajo el Cuarto Estado de Carga por ser el mas Critico.

La armadura de la pantalla tiende a disminuir de abajo hacia arriba; por esta razon se la dibira en tres partes, para el presente diseño cada parte tendra:

$$\frac{(H')\text{ALTURADE PANTALLA}}{3} = \frac{6,09}{3} = 2.03 \text{ m}$$

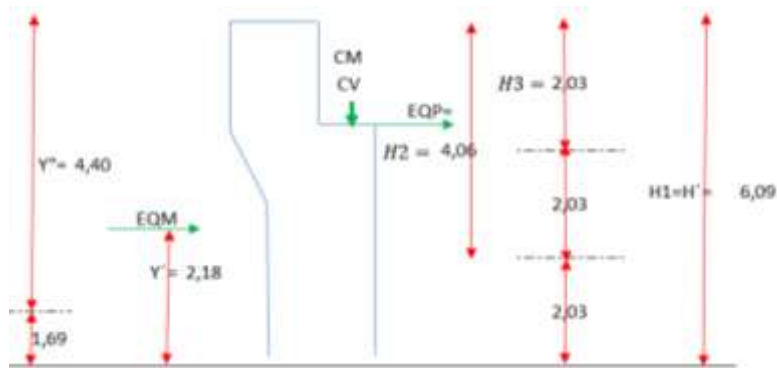


FIGURA 54: Diseño de la Pantalla

Fuente: (Elaboracion Propia)

Seccion #1

Empuje = E = 12,2525 Tn/m

Cortante Ultimo VU = 36,2958 Tn.

Momento Ultimo MU = 80,4229 Tn-m

Sección # 2

Empuje = E = 5,4456 Tn /m

Cortante Ultimo VU = 18,1415 Tn

Momento Ultimo MU = 19,1973 Tn-m

Sección # 3

Empuje = E= 1,3614Tn/m.

Cortante Ultimo VU = 4,734 Tn

Momento Ultimo MU = 2,3841 Tn-m

5.19.5. Verificación del Cortante

Cortante ultimo sección # 1:

VU: 36.2958 Tn

$$d_{cal.} = \frac{VU \cdot 10^3}{\phi \cdot b \cdot VU_{adm.}}$$

E: 12.2525 Tn

$$d_{cal.} = \frac{36,7575 \cdot 10^3}{,85 \cdot 100 \cdot 8,8686} = 49 \text{ cm}$$

b: 100 cm

ϕ : 0.85

$$VU_{act.} = \frac{VU}{\phi \cdot b \cdot a_{sumi}} =$$

Vu adm: 8.8686 kg/cm²

$$VU_{act.} = \frac{36,3729}{0,85 \cdot 100 \cdot 56,00} = 7,6252 \text{ cm}$$

D asumido: 56.00 cm

$$VU_{act} < VU_{adm}$$

$$7,6252 < 8,8686$$

OK

5.19.6. Calculo del Acero de la Pantalla de las Tres Secciones

Sección # 1

RU = 56 kg/cm².

$$\rho = 0,0155 \quad 0,0159 \geq 0,0155 \leq 0,0033$$

OK

AS = 86,800 cm²

S = 7 cm 1 \varnothing 28 A= 6.16 cm²

Se colocara una varilla de 28 mm cada 7 cm

Mas una varilla de 18 mm cada 18 cm

5.19.7. Verificación del Cortante

Cortante ultimo sección # 2:

VU: 16,3368 Tn

d calc = 22 cm

VU act = 5,1429 cm

$$VU_{act} < VU_{adm}$$

$$5,1429 < 8,8686$$

OK

5.19.8. Calculo del Acero de la Pantalla de las Tres Secciones

Sección # 2

RU = 12,3852 kg/cm²

$$\rho = 0,003 \quad 0,0159 \geq 0,0031 \leq 0,0033$$

OK

AS = 12, 8650 cm²

S = 48 cm

Asumimos \varnothing 28 mm A= 6.16 cm²

Se colocara una variila de 28 mm cada 49 cm hasta una longitud de 2.03 m a partir del termino de la primera seccion.

Mas una varilla de 18 mm cada 18 cm

5.19.9. Verificación del Cortante.

Cortante Ultimo de la sección # 3

VU: 4,0842 Tn

$$d \text{ calc} = 5,4179 \text{ Tn}$$

$$\begin{aligned} \text{VU actu} &= 3,3225 \text{ cm} & \text{VUact} &< \text{VU adm} \\ & & 3,3225 &< 8,8686 \end{aligned}$$

OK

5.19.10. Calculo del Acero de la Pantalla de las Tres Secciones

Seccion #3

$$\text{RU} = 3,6337 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma = 0,0009$$

$$0,01159 \geq 0,0009 \leq 0,0033$$

OK

$$\text{AS} = 8,91 \text{ cm}^2$$

$$\text{Separacion. } S = 35 \text{ cm} \quad \text{Se asume } \varnothing \text{ de } 20 \text{ mm} \quad A = 3,14 \text{ cm}^2$$

Se colocara 1 \varnothing 20 mm cada 35 cm

Desde la sección # 2 hasta la terminación de la pantalla.

5.19.11. Armadura Vertical en la Cara Exterior

Se asume la cuantía mínima de 0.0033

Seccion # 1

$$\text{Area del Acero. AS} = 6,72 \text{ cm}^2$$

$$\text{Separacion. } S = 38 \text{ cm} \quad \text{Asumimos } \varnothing \text{ } 18 \text{ mm} \quad 2,54 \text{ cm}^2$$

Una varillad de 18 mm cada 38 cm

seccion # 1 -2 - 3:

$$\text{AS} = 4,98 \text{ cm}^2$$

$$S = 51 \text{ cm}$$

$$\text{Asumimos } \varnothing 18 \text{ mm } 2.54 \text{ cm}^2$$

Una varilla de 18 mm cada 51 cm.

5.19.12. Armadura Transversal

La relación del área de refuerzo horizontal, el área neta de concreto deberá ser

A) $P = 0.002$

Para varillas corrugadas no mayores que $\varnothing 16 \text{ mm}$ con fluencia de 4200 kg/cm^2

B) $P = 0.0025$ Para otras varillas corrugadas

Sección # 1

$$AS = 11,2 \text{ cm}^2$$

$$S = 23 \text{ cm}$$

$$\text{Asumimos } \varnothing 18 \text{ mm } 2.54 \text{ cm}^2$$

Se colocara una varilla de 18 mm cada 23 cm ambas caras

Sección # 2

$$AS = 8,3 \text{ cm}^2$$

$$S = 31 \text{ cm}$$

$$\text{Asumimos } \varnothing 18 \text{ mm } 2.54 \text{ cm}^2$$

Se colocara una varilla de 18 mm cada 31 cm ambas caras

Sección #3

$$AS_{\text{min}} = 5,4 \text{ cm}^2$$

$$S = 47 \text{ cm}$$

$$\text{Asumimos } \varnothing 18 \text{ mm } 2.54 \text{ cm}^2$$

Se colocara una varilla de 18 mm cada 47 cm ambas caras

5.20. DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN

5.20.1. Talón o Zapata Posterior.

El talón se considera como un voladizo que se extiende detrás del alzado o pantalla y se supone empotrado en el plano vertical de la armadura de este, se aconseja esta posición en vez de la cara posterior de la misma, puesto que la transmisión de las tracciones del talón a la pantalla se ejerce a través de armaduras.

5.20.2. Dedo o Zapata Delantera.

El dedo también se considera como un voladizo o cantilever, que empieza en el borde de la cara frontal del alzado o pantalla, las cargas que intervienen en el cálculo son:

El peso del dedo, y la reacción del terreno que actúa sobre él. El diseño estructural de la zapata se realiza con el estado más crítico, en nuestro caso será el cuarto estado de carga.

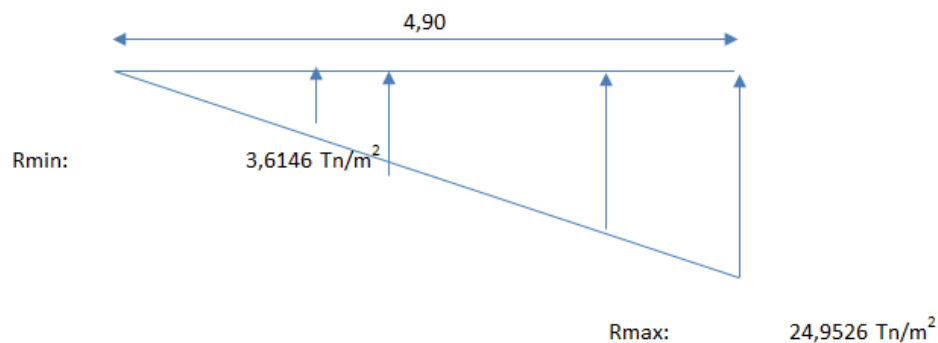


FIGURA 55: Reacciones del Dedo de la Zapata Delantera.

Fuente: (Elaboración Propia)

5.20.3. Pendiente. m

$$m = \frac{R_{\max.} - R_{\min}}{B}$$
$$m = \frac{24,9526 - 3,6146}{4.9} = 4,355 \text{ Tn} - m$$

5.20.4. Longitud del Dedo X

$$X = 1.63 \text{ m}$$

$$RX = R_{\max} - m * x$$

$$RX = 24,9526 - 4,355 * 1.63 = 17,8544 \text{ Tn} - \text{m}$$

5.20.5. Diseño del Dedo

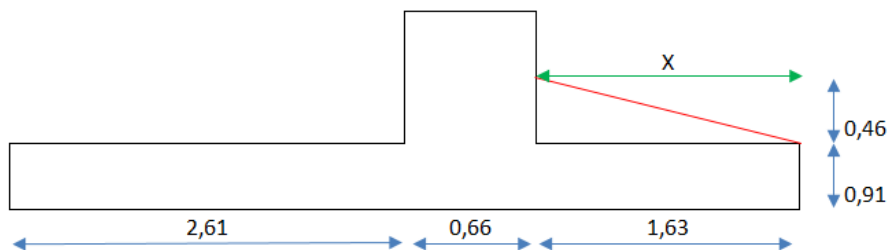


FIGURA 56: Diseño del Dedo.

Fuente: (Elaboracion Propia)

5.20.6. Reacciones que Bajan:

Peso del suelo que esta sobre el dedo (WS):

$$RX = 17,913 \text{ Tn/m}$$

$$WS = 1.3\text{m} * \gamma$$

$$\gamma = 1.928 \text{ Tn/m}^3$$

$$WS = 1.3\text{m} * 1,928 \text{ Tn/m}^2$$

5.20.7. Peso Propio e Dedo (WDD dedo)

$$WD(\text{dedo}) = R: \text{ total} = 2,3881 \text{ Tn/m}$$

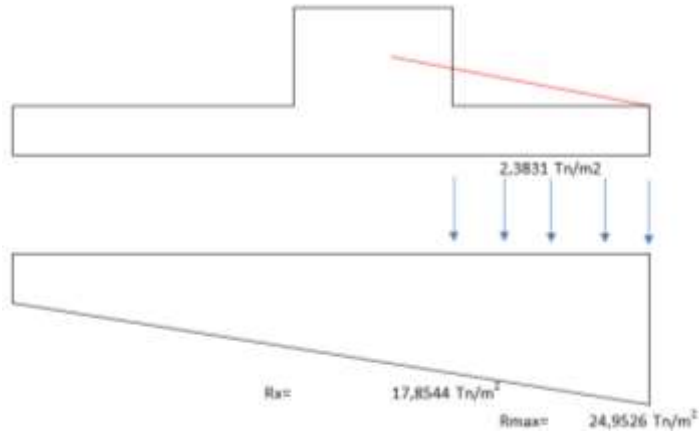


Figura 57: Peso Propio del Dedo

(Elaboracion Propia)

5.20.8. Reacciones Resultantes.

$R_{max} = 22,5695 \text{ Tn} / \text{m}^2$

$R_X = 15,4713 \text{ Tn/m}^2$

$P1 = 5,7850 \text{ Tn}$

$P2 = 36,7883 \text{ Tn}$

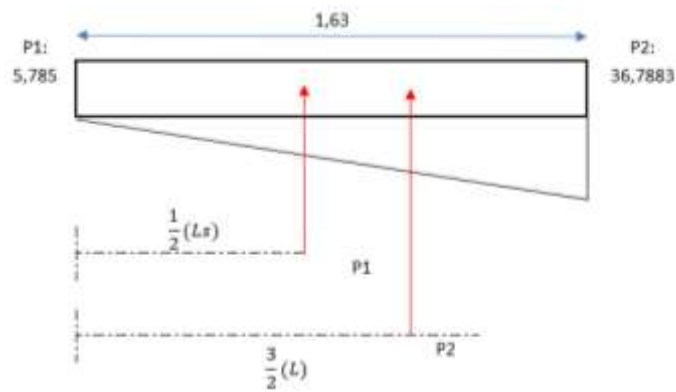


Figura 58: Reacciones

Fuente: (Elaboracion Propia)

Cortante Ultimo. VU = 57,6000 Tn

Momento Ultimo. MU= 75,5285 Tn

Comprobacion del Cortante. VU act. = $8,3662 \text{ kg/cm}^2 \leq 8,8686 \cdot 0,53\sqrt{280}$

OK

5.20.9. Calculo del Acero del Dedo.

RU = 14,3731 kg/cm²

$\sigma = 0,0035$ $0,0035 \geq 0,0035 \leq 0,0033$

OK

AS = 26,9905 cm²

S = 23 cm. Asumimos \varnothing de 28 mm 6.16 cm²

Se colocara una varilla de 28 mm cada 23 cm

5.21. DISEÑO DEL TALON.

Las cargas que intervienen hacia abajo en el talon son:

Peso propio

Sobrecarga del suelo que está por encima del mismo.

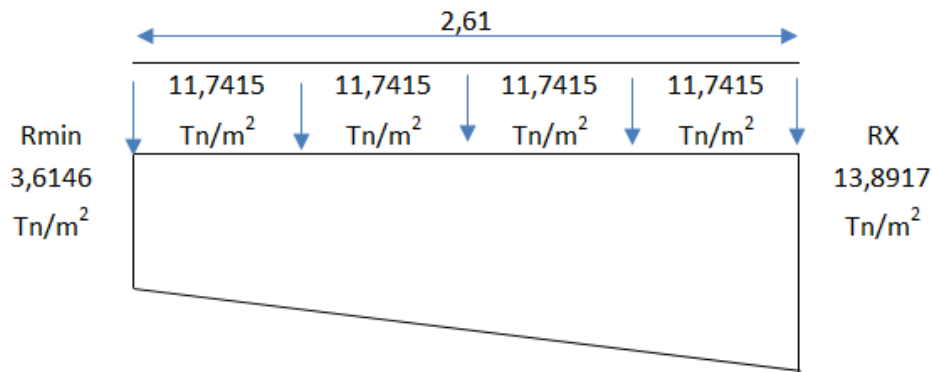


FIGURA 59: Diseño del Talón

Fuente: (Elaboracion Propia)

Cargas que intervienen hacia abajo

Peso del suelo por metro lineal.

Seccion 1: HP 6.09 m

γ : 1.928 Tn/m³

$$PPS = HP * \gamma * 1.00m$$

$$PPS = 6,09 * 1,928 * 1,00 = 11,7415 \text{ Tn/m}^2$$

Seccion 2: LD: 1.63 m

HD: 0.91

$$PPT = HD * \gamma_{horm} * 1.00m$$

$$PPT = 0,91 * 2,4 * 1,00 = 2,1840 \text{ Tn/m}^2$$

$$PPS + PPT = 11,7415 + 2,184 = 13,9255 \text{ Tn}$$

$$X = LD + H. D = X = 1,63 + 0,91 = 2,54 \text{ m}$$

$$L = LT \quad 2,61 \text{ m}$$

Reacion en X:

$$RX = 13,8917 \text{ Tn/m}^2$$

Restando reacciones =

$$(PPS+PPT) - R_{min} = 10,4858 \text{ Tn/m}^2$$

$$(PPS+PPT) - R_x = 0,0338 \text{ Tn m}^2$$

$$P1 = (\gamma_s * RX) * LT * 1.00M =$$

$$P1 = (0,04480 * 2,61 * 1,00) = 0,0882 \text{ Tn}$$

$$P2 = \frac{P1 * LT * 1.00m}{2}$$

$$P2 = \frac{0,0882 * 2,61 * 1,00}{2} = 0,1151 \text{ Tn}$$

En este caso el empuje de tierra hacia abajo va a prevalecer al de las reacciones de abajo hacia arriba, es decir, en sentido contrario del dedo.

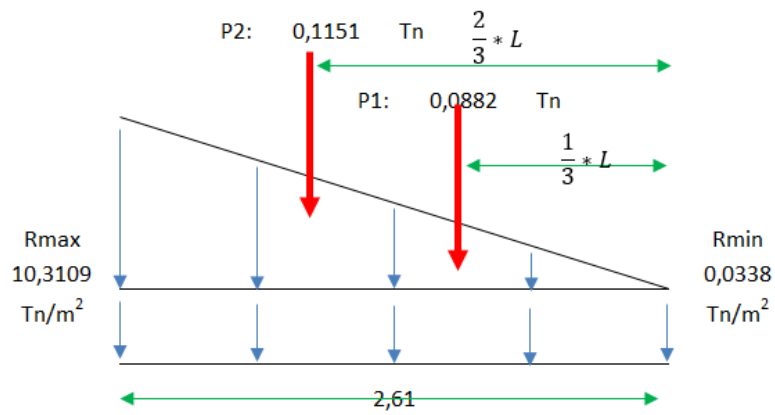


FIGURA 60: Reacciones del Dedo.

Fuente: (Elaboracion Propia)

Cortante Ultimo. $VU = 0,3436 \text{ Tn}$

Verificacion del Cortante Ultimo

$$VU. \text{ Act} = 0,0499 \quad 0,0499 \leq 8,8686 \quad 0,53\sqrt{280}$$

OK

$$MU = 0,5330 \text{ Tn-m}$$

5.21.1. Calculo del Acero

$$RU = 0,0903 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho = 0 \quad 0,0159 \geq \rho \leq 0,0033$$

OK

$$AS = 26,73 \text{ cm}^2$$

$$S = 23 \text{ cm} \quad \text{Asumido } \varnothing 28 \text{ mm} \quad 6.16 \text{ cm}^2$$

Se colocara en ambas caras varillas de 28 mm cada 23 cm

5.21.2. Refuerzo Minimo para la Zapata.

AS = 16,20 cm²

S = 28

Asumimos \varnothing 24 mm 4.54 cm²

Iran en ambas caras refuerzos de 24 mm cada 28 cm

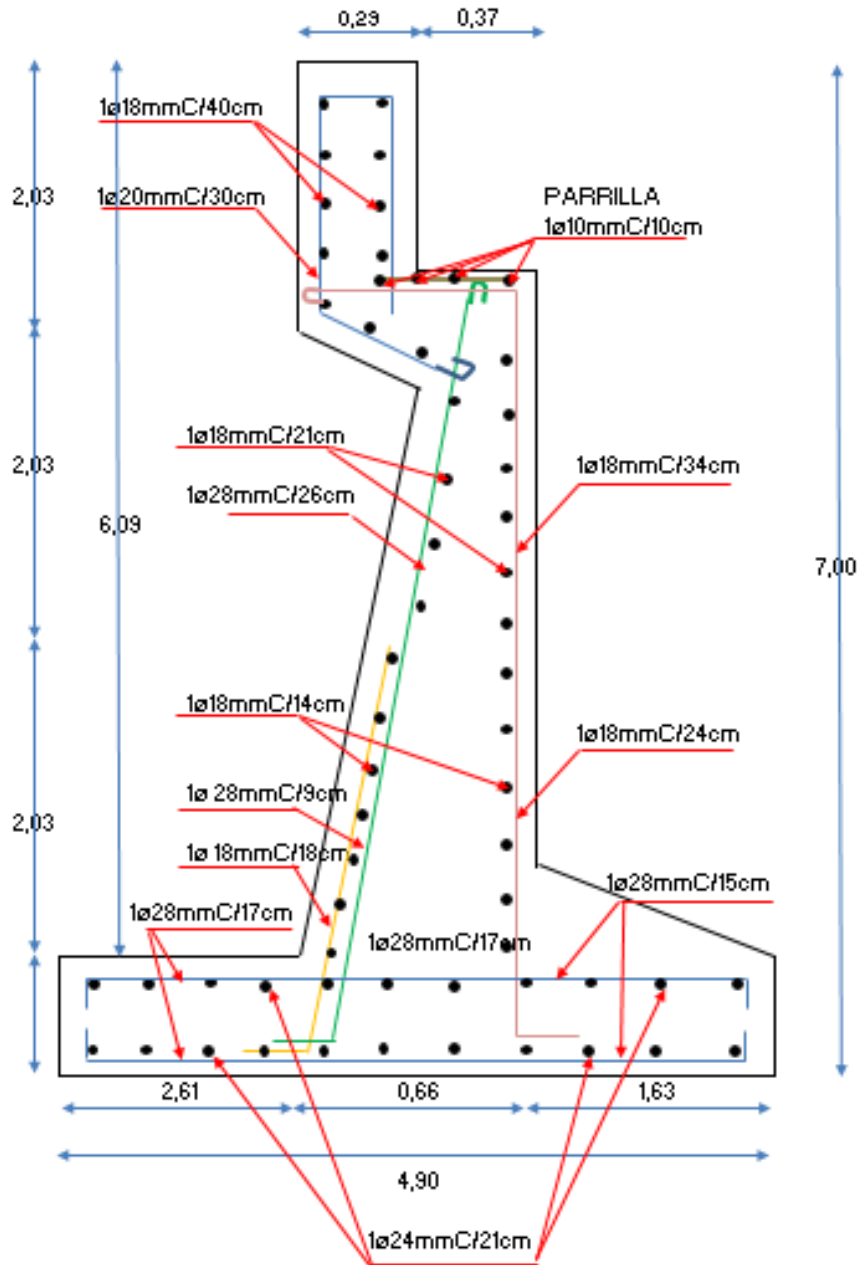


FIGURA 61: Diseño del AS del Estribo.

Fuente: (Elaboracion Propia)

5.21. Apoyos de Neopreno.

Apoyos simples:

Superficie del apoyo : menor o igual 1000 ton /m²

Sara luces no muy grandes.

5.21.1. Diseño de Apoyo de Neopreno

Esta constituido por un paralelepipedo de neopreno sin indusión de placas metalicas.

5.21.2. Ancho del Neopreno

$$h = \frac{1}{8} * 2.54" * L. E. P./3.05 \quad L.E.P = 25,00 \text{ m}$$

$$h = \frac{1}{8} * 2.54" * L. E. P./3.05 = 2.6025 \approx 3.5 \text{ cm}$$

ECUACIÓN 64: Ancho del Neopreno.

5.21.3. Altura del Neopreno

Esta dimension estará en dirección del puente y se calculará a partir de la superficie necesario para que no supere la maxima tensión de compresión admisible bajo la carga máxima con la siguiente formula:

ECUACIÓN 65: Altura del Neopreno>

$$a = \frac{D+L}{(ESF. adm)*b} =$$

D=R.C. muerta:	51,2138	Tn
L=R.C. viva:	24,2096	Tn
ESF. Adm:	560	Tn/m ²
(asumimos)b:	0,35	m

$$= \frac{51.2138 + 24.2096}{(560) * 0.35} = 0.38$$
$$\approx 0.38 \text{ m}$$

En conclusion hemos obtenido un apoyo de neopreno con las siguientes dimensiones:

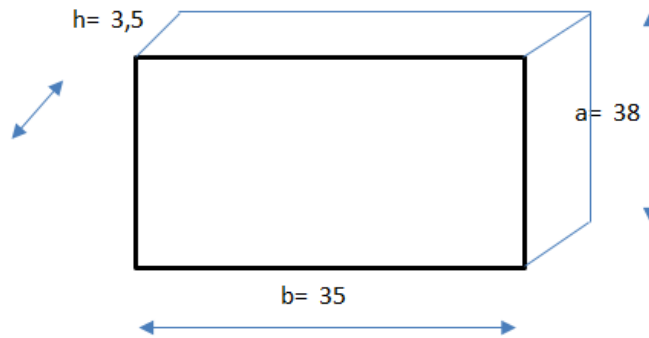
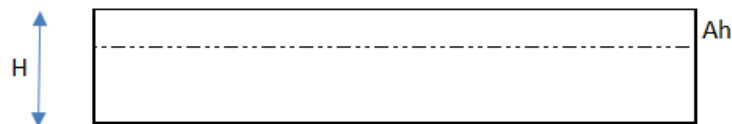


FIGURA 62: Medidas del Neopreno.

Fuente: (Elaboracion Propia)

5.21.4. Selección de la Dureza del Neopreno

En este caso el comportamiento por compresión del apoyo dene ser \leq el 15%.



$$\Sigma = \frac{Ah}{h} \leq 0.15\%$$

FIGURA 63: Dureza del Neopreno.

Fuente: (Elaboracion Propia)

Para la determinación hay que recurrir a los gráficos puesto que el módulo de elasticidad (g), es variable con el grado de confinamiento introducido en la superficie e inferior del apoyo y de la tención aplicada.

a) cálculo de la tención real aplicada

ECUACIÓN 66: Tensión del Neopreno.

$$\delta = \frac{D + L}{axb}$$

D=R.C.MUERTA: 51,2138 Tn

L=R.C.VIVA: 24,2096 Tn

$$\sigma = \frac{51.2138 \text{ Tn} + 24.2096 \text{ Tn}}{0,38 * 0.35}$$

a: 0,38 m

$$= 567,0932 \text{ Tn/m}^2$$

b: 0,35 m

b) Determinación de los factores de forma (F.t)

$$F. f = \frac{\text{area del neopreno}}{\text{sup. lateral}} = \frac{a * b}{2 * (a + b) * h}$$

a: 0,38 m
 b: 0,35 m
 h: 0,035 m

$$F. f = \frac{0.38 * 0.35}{2 * (0.38 + 0.35) * 0.035} = 2.6 \approx 3.2$$

ECUACIÓN 67: Factores de Forma del Neopreno

(Dureza shore 50 o 60)

5.22. DISEÑO DEL MURO DE ALA

5.22.1 Selección de las Dimensiones.

Para el dimensionamiento del muro de ala tomamos en cuenta las siguientes normas para cálculo.

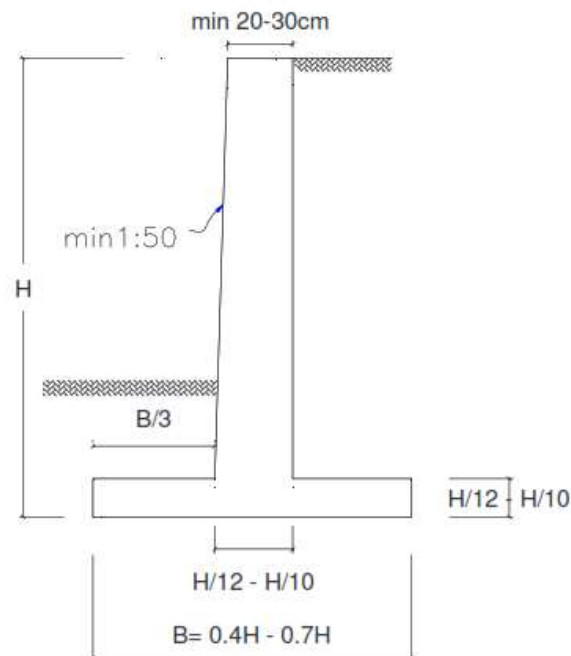


FIGURA 64: Dimensionamiento del Muro de Ala

5.22.2. Verificación de las Dimensiones.

Para esta verificación de las dimensiones consideramos los distintos análisis que se realizan como volcamiento, estabilidad, esfuerzos del suelo o capacidad de carga, deslizamiento.

Datos:

Angulo de fricción		29,31	grados
Altura		7,00	m
Y=	H/3=	2,33	m
Y. hormigón		2,4	Tn/m ²
Y. suelo		1928,00	Kg/m ²
q. admisible .s		8,86	T-M ²
Base		5,00	
Empuje	E=	16187,84	KG/ml

5.22.3. Calculo del Empuje del Suelo

ECUACIÓN 68: Empuje del Suelo

$$E = \frac{1}{2} * \gamma * H^2 * \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) =$$

$$E = \frac{1}{2} * 1928 * 7^2 * \tan^2(45^\circ - 29,31/2) = 16187,84 \text{ Kg/ml}$$

CUADRO 47: Datos de Figuras y Momentos.

FIGU #	SECCION			AREA (m2)	P. ESPECIFICO	P.TOTAL-kg	CENTRO DE GRAVEDAD X (M)	CENTRO DE GRAVEDAD Y (M)	MOMENTOS X (Kg-m)	MOMENTOS Y (Kg-m)
1	5,00	X	0,70	3,50	2400,00	8400,00	2,50	0,35	21000,00	2940,00
2	0,25	X	6,30	0,79	1928,00	1518,3	0,08	2,10	126,53	3188,43
3	0,30	X	6,30	1,89	2400,00	4536,00	0,15	3,15	680,40	14288,40
4	2,79	X	6,30	17,577	2400,00	42184,80	1,40	3,15	58847,80	132882,12
						56639,1			80654,72	153298,95

Fuente: (Elaboracion Propia)

5.22.4. Calculos de momentos.

Calculo de momentos en x; y = X (Cg) = 1,42 m X

Y (Cg) = 2,71 m Y

Momento de Volcamiento MV= 3777,63 kg – m

Memento Resistente Mr = 80654,72 kg- m X

Mr = 153298,95 Kg- m Y

Factor de Seguridad al Volcamiento.

$$FSV = 2,135 > 2 \text{ X OK}$$

$$FSV = 4,059 \text{ Y}$$

Factor de Seguridad al Deslizamiento. FSD = 0,29 < 0,39 Ok

Resultante Dentro del Tercio Medio.

Resultante XR= 0,76 m X

Excentricidad e= 10,46 m X

5.22.5. Transmision de Presiones.

ECUACIÓN 69: Transmisión de Presiones

$$q \text{ max} = (P/A)(1+6*e/B)+(6*e/L)=$$

$$q \text{ max} = \left(\frac{56639}{25}\right)\left(1 + \left(\frac{6(1,74)}{5}\right)\right) + \left(\frac{6(0,46)}{5}\right) = 7004,42 \text{ kg} \approx 7,00 \text{ Tn} > 8,45$$

OK

5.22.6. Calculo Estructural del Muro de Ala

Datos

Angulo de fricción	29,31	grados		
Altura	7,00	m		
Y=	H/3=	2,33	m	
Y. hormigón	2,4	Tn/m2		
Y. suelo	1928,00	Kg/m2	1,928	Tn/m2
q. admisible .s	8,86	T-M2		
Base	5,00			
Empuje del suelo	16187,84	KG/ml	16,1878	TN
X= (cg)	1,42	m		
Y=(cg)	2,71	m		
Empuje del sismo (EQM)	5,66	Tn		
Empuje del muro del sismo	0,57	Tn - m		
KA=	0,3427	RADIANES		
F'C=	240,00	Kg/Cm2		
Fy =	4200,00	Kg/Cm2		
cuantía mínima	0,0033			

5.22.7. Alto de la Pantalla

ECUACIÓN 70: Alto de la pantalla

$$H' = Y'' = H - HZ \text{ TALON} \quad H' = 7 - 0,7 = 6,30 \text{ m}$$

Calculo de Y =

ECUACIÓN 71: Cálculo de Y'

$$Y'' = H - HZ =$$

$$Y'' = 7,00 - 0,70 = 6,30 \text{ m}$$

Empuje del Muro del Sismo. EQP = 0,57 Tn-m

Calculo del Cortante = VU 27,36 Tn-m

Momento Último (MU)= 63,8340 Tn-m

5.22.8. Calculo de y'

$$Y' = Y - HZ = 2,71 - 0,7 = 2,01 \text{ m}$$

Calculo del Cortante. $VU = 36,9228 \text{ Tn} - \text{m}$

Momento Último $MU = 63,8676 \text{ Tn} - \text{m}$

Cortante Último $VU = 37,8801 \text{ Tn} - \text{m}$

Momento Último (MU) = $98,4708 \text{ Tn} - \text{m}$

CUADRO 48: Momentos y Corte.

CUADRO DE MOMENTOS Y CORTES			
	1..3	2	4
VU (Tn)	27,36	36,9228	37,8801
MU (MU)	63,8340	63,8676	98,4708

Fuente: (Elaboracion Propia)

5.22.9. Analisis y Calculo del Acero Estructural

Seccion # 1

Empuje del Suelo. $E1 = 13,1121 \text{ Tn} - \text{m}$

Cortante Último. $(VU) = 30,2538 \text{ Tn} - \text{m}$

Momento Ultimo. $MU = 65,9382 \text{ Tn} - \text{m}$

Verificación del Cortante. $VU = 39,3363 \text{ Tn} - \text{m}$

d calc = $40,1723 \text{ cm}$

$VU \text{ act} = 6,3558 < 8,86$ **OK**

5.22.10. Calculo del Acero Sección.

$$RU = 23,3624$$

$$\rho = 0,0059 \quad 0,0159 > 0,0059 < 0,0033 \text{ OK}$$

$$AS = 33,27 \text{ cm}$$

$$S = 9,44 \text{ cm} \quad \text{se asume } \varnothing 20 \text{ mm} \quad A = 3,1416$$

1 varilla de 20 mm cada 10 cm

5.22.11. Armado Vertical del Acero.

5.22.12. Analisis y Calculo del Acero Estructural.

Seccion # 2

Empuje del Suelo.

Datos

Angulo de fricción	29,31	grados		
Altura	7,00	m		
Y=	H/3=	2,33	m	
Y. hormigón	2,4			
Y. Suelo	1928,00	Kg/m ²	1,928	Tn/m ²
q. Admisible .s	8,86	T-M ²		
Base	5,00	m		
Empuje del suelo	16187,84	KG/ml	16,1878	TN
X= (cg)	1,42	m		
Y=(cg)	2,71	m		
Empuje del sismo (EQM)	5,66	Tn		
Empuje del muro del sismo	0,57	Tn - m		
KA=	0,3427	RADIANES		
F'C=	240,00	Kg/Cm ²		
Fy =	4200,00	Kg/Cm ²		
H' = Y'' =	6,30	m		
H2=	4,2	m		
Y'=	2,01	m		

asumido=	41,5 m
b=	100 m
ϕ	0,85 m
cuantía mínima	0,0033

5.22.13. Empuje del Muro del Sismo

Empuje # 2 E2 = 5,8272 Tn-m

Cortante Último (VU) = 17,9430 Tn-m

Momento Último. MU = 13, 1288 Tn-m

Verificación del Cortante VU = 17,4828 Tn

d= 23,2144 cm

Cortante ultimo VU = 5,0866 Tn-m

5.22.14. Calculo del Acero principal

RU= 8,4682 kg/cm²

$\sigma = 0,0021$

AS = 8,715

S = 24 cm se asume varillas de 16 mm A 2,10 cm²

Se colocara 1 varilla de 16 mm cada 24 cm

5.22.15. Armado Vertical del Acero de las Secciones 2

AS = 13,53 cm².

S = 18,77 cm 1 \varnothing 18 mm cada 19 cm.

5.22.16. Análisis y Cálculo del Acero

Sección # 3

Datos

Empuje del sismo (EQM)	5,66	KG/ml
Empuje del muro del sismo	0,57	KG/ml
Altura 3= H3	2,1	m
Y' = Y"=	6,30	m
Base	100	m
γ = densidad	1,928	Tn/m ²
ϕ	0,85	
d. Asumido	7,6414	Cm
Fy	4200,00	Kg/Cm ²
F'c	240,00	Kg/Cm ²
q. Admisible .s	8,86	T-M ²
Ka	0,3427	RADIANES
H1=	6,30	m
VU actu	6,3558337	Cm

5.22.17. Empuje del Muro del Sismo.

Empuje E = 0,6938 Tn-m

Cortante Ultimo (VU) 1,9087 Tn-m

Momento MU = 2,3669 Tn-m

Verificación del Cortante VU = 2,08 Tn

d calc = 3,2043 cm

VU act = 2,7694 cm < 8,86 **OK**

5.22.18. Calculo del Acero Sección 2.

$$RU = 3,6077 \text{ kg / m}^2$$

$$\rho = 0,00086$$

$$AS = 2,35 \text{ cm}^2$$

$$S = 21 \text{ cm}$$

1 varilla de 18 mm cada 21 cm

Armado Vertical del Acero

$$AS = 13,53 \text{ cm}^2$$

$$S = 18,77 \text{ cm}$$

1 varilla de 18 mm cada 19 cm

5.23. CIMENTACION DE LA ZAPATA DEL MURO DE ALA

Datos

$$\varphi = 29.31 \text{ }^\circ$$

$$\gamma = 1928 \text{ Tn/m}^2$$

$$C = 5530 \text{ Kg-m}$$

$$F_s = 3$$

$$D_f = 7$$

$$B = 4.90 \text{ m}$$

$$w = \text{Peso} = 243,86 \text{ Tn} \quad 243860 \text{ kg}$$

$$n_c = 35$$

$$n_q = 21$$

$$n_\gamma = 20$$

5.23.1. Ecuacion para Zapatas Cuadradas

ECUACIÓN 72: Zapatas Cuadradas

$$q_u = (1.3 * C * N_C) + (\gamma * D_f * N_q) + (0.4 * \gamma * B * N_\gamma) =$$

$$q_u = (1.3 * 5530 * 35) + (1928 * 7 * 21) + (0.4 * 1928 * 4.90 * 20) = 610608,6 \text{ kg/m}^2$$

5.23.2. Capacidad Admisibile

ECUACIÓN 73: Capacidad Admisibile

$$q. \text{ adm} = \frac{q_u}{F_s} = \quad q. \text{ adm} = \frac{610608.6}{3} = 203536 \text{ Kg/m}^2$$

Area

$$A = B * B = B^2 = \frac{p}{q. \text{ adm}} = \quad A = \frac{243960}{203536.20} = 1.19 \text{ m}^2$$

Verificasion

$$q_c = \frac{p}{a} = \quad q_c = \frac{203536}{25} = 8141.44 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$q_c < q_a$$

$$8141.44 < 8450,00$$

OK

5.24. CALCULO DEL ACERO DEL DEDO.

$$W_T = \quad 56639,10 \text{ kg} \quad 56,64 \text{ Tn}$$

$$E \text{ del sismo} = \quad 5,66 \text{ Tn}$$

5.24.1. Calculo de Dedo de la Zapata.

$$X = 1,66 \quad B/3 \quad X = B/3 = \quad x = \frac{5}{3} = 1.66 \text{ m}$$

ECUACIÓN 74: Exentricidad

$$e = \frac{B}{2} - X = \quad e = \frac{5}{2} - 1.66 = 0.84 \text{ m}$$

Calculo de las Reacciones.

ECUACIÓN 75: Reacciones

$$R \text{ max} = 19,7560 \text{ Tn/m}^2 \quad R = \frac{WT}{B \cdot 1.00} \left(1 \mp \frac{6 \cdot e}{B} \right) =$$

$$R \text{ min} = 2,8999 \text{ Tn /m}^2$$

Pendiente. (m) = 3,3712 Tn/m²

Longitud del Dedo (X). Rx = 14,1598 Tn /m²

Reacciones que Bajan.

Peso del suelo sobre el suelo

$$W_s = 1.3 \cdot \gamma =$$

$$W_s = 1.3 \cdot 1.928 = 2,5064 \text{ Tn/m}^2$$

Peso Propio del Dedo.(WD dedo): = 2,7888 Tn/m²

Reacciones Resultntes.

$$R \text{ max} - R \text{ tota} = 16,9672 \text{ Tn /m}^2$$

$$R_X - T \text{ total} = 11,3710 \text{ Tn/m}^2$$

$$P_1 = 4,6448 \text{ Tn /m}^2$$

$$P_2 = 28,1655 \text{ Tn /m}^2$$

Cortante Ultimo. VU = 55,4494 Tn

Momento Ultimo. MU= 59,1922 Tn-m

Comprobacion del Cortante.

$$VU \text{ act} = 8,0536 \text{ kg/cm}^2 \leq 8,8685 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

5.24.2. Acero del Dedo.

$$RU = 11,0927 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\rho = 0,0027$$

$$AS = 0,0027 \text{ cm}^2 \quad 0,0159 \geq 0,0027 \leq 0,0033 \quad \text{OK}$$

$$S = 24 \text{ cm} \quad \text{Se colocara } \varnothing \text{ de } 25 \text{ mmm cada } 24 \text{ cm}$$

5.25. CALCULO DEL ACERO DEL TALON.

5.25.1. Resultante Dentro del Tercio Medio.

$$\text{Resultante } X = 2,0400 \text{ m} \geq 1,66 \text{ m } B/3.$$

$$\text{Exentricidad. } e = 0,46 \text{ m}$$

Reacciones.

$$R \text{ max} = 17,5810 \text{ Tn/m}^2$$

$$R \text{ min} = 5,0749 \text{ Tn /m}^2$$

5.25.2. Peso del Suelo por Metro Lineal

$$P. P. S. = HP * \gamma * 1,00 \text{ m} = \quad \quad \quad HP = 6,30$$

$$P. P. S = 6,30 * 1,928 * 1,00 = 12,1464 \text{ Tn/m}^2 \quad \quad \quad \gamma = 1,928 \text{ Tn/m}^2$$

$$PPT = HD * \gamma_{\text{horm}} * 1,00 \text{ m} =$$

$$LD = 1,66 \text{ m}$$

$$PPT = 0,70 * 2,4 * 1,00 = 1,68 \text{ Tn/m}^2$$

$$H.D = 0,70 \text{ m}$$

$$PPS + PPT = 12,1464 + 1,68 = 13,8264 \text{ Tn/m}^2$$

$$X = LD + HD =$$

$$X = 1,66 + 0,70 = 2,36 \text{ m}$$

$$L = LT = 2,79 \text{ m}$$

Reacciones en X

$$RX = R_{\text{max}} - m * X$$

$$m = 3,3712 \text{ Tn/m}^2$$

$$RX = 17,5810 - 3,3712 * 2,36 = 9,6249 \text{ Tn/m}^2$$

Restando Reacciones.

$$(PPS + PPT) - R_{\text{min}} = 8,7515 \text{ Tn/m}^2$$

$$(PPS + PPT) - 4,2015 \text{ Tn/m}^2$$

$$P1 = 11,7221 \text{ Tn}$$

$$P2 = 16,3523 \text{ Tn}$$

Cortante Ultimo.

$$VU_{\text{act}} = 6,8911 \text{ kg/cm}^2 \leq 8,8686 \text{ kg/cm}^2 \text{ OK}$$

$$MU = 79,0372 \text{ Tn-m}$$

5.25.3. Acero del Dedo.

$$RU = 0 \quad 0,0159 \geq 0 \leq 0,0033$$

$$AS = 26,73 \text{ cm}^2$$

$$S = 23 \text{ cm}$$

Se colocara en ambas caras varillas de 28 mm cada 23 cm

Refuerzo Minimo En la Zapata.

$$AS = 16,20 \text{ cm}^2$$

$S = 28 \text{ cm}$ Se colocara en ambas caras refuerzo de $\varnothing 24 \text{ mm}$ cada 28 cm.

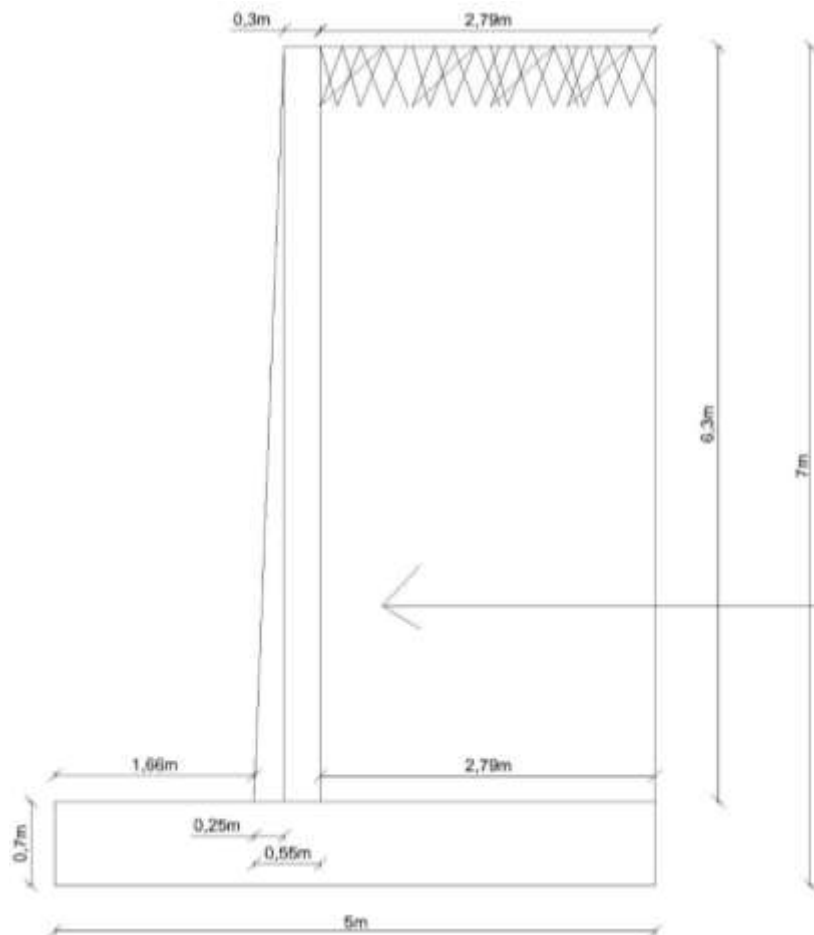


FIGURA 65: Vista Lateral del Muro de Ala

6. CONCLUSIONES

- La topografía de la cuenca es un sistema montañoso con terrenos ondulados y con abundante bosque, mediante todas las mediciones nos dieron datos importantes para el estudio de la cuenca. El lugar del emplazamiento del puente es un sector totalmente plano con mínima elevación.
- el TPDA se lo realizo analizando el tráfico atraído, generado y existente en vías donde se desviaría el tráfico que cruzaría por el puente.
- En el estudio de suelo determinamos los diferentes estratos del suelo y la capacidad portante del mediante un equipo de SPT con el cual realizo dos perforaciones.
- Hidrológico – Hidráulico. Los caudales calculados para un periodo de retorno de 100 años son: QUEBRADA EL TORO 86.60 m³/sg. Se obtienen los niveles de máxima crecida, que son de 4.5 msnm.

Estos valores garantizan el libre espacio hasta el tablero del puente, sobre los 1.5 m no existiendo ninguna objeción para el diseño desde este punto de vista de las máximas crecidas.

- En el diseño de puentes se pueden manejar dos teorías la elástica y la de esfuerzos al límite. Este puente para su diseño se manejó el criterio de esfuerzo al límite LRFD la cual establece fórmulas para diseñar con cargas mayoradas AASTHO LRFD

RECOMENDACIONES.

- En cuanto a la topografía del canal fue un poco complicado realizarla con estación total, por lo cual se recomienda usar el sistema RTK o con Dron.
- El estudio de tráfico se lo realizo en una semana pero para un estudio más exacto y más minucioso se lo debería realizar durante un año para mayor exactitud.
- Después de analizar los resultados en los ensayos de laboratorio y de campo establecemos un criterio de cimentación adecuado para este tipo de estructura la cual va a darle seguridad. Este sitio es considerado como mediana capacidad de carga, el Tipo de cimentación que se diseño fue Directa por estribos. ancho de zapata: 4.90 m
Se recomienda realizar un sondeo a mayor profundidad y un mayor número de perforaciones.
- En el estudio hidrológico hidráulico se recomienda un análisis de mayor tiempo atrás para saber el patrón de lluvias y caudales de la Quebrada.
- Por características del sitio también recomendamos la construcción del puente de una sola luz de 25 metros de longitud. También se recomienda proteger los estribos del puente antes crecidas del cauce principal. Para una correcta evacuación de las aguas, se recomienda el mantenimiento con trabajos de desazolve del canal

6.1. BIBLIOGRAFÍA

(s.f.). *AASHTO Standard*.

(s.f.). *AASHTO*.

(2004). *AASHTO* .

(s.f.). *AASHTO (1.2.11.A*.

AASHTO LRFD . (s.f.).

AASHTO M-251. (s.f.).

Addleson, L. (1983). *Materiales para la Construcción*. Reverte SA.

Caballero., M. G. (2001). *El Terreno*. Catalunya: Universidad Politecnica.

COBOS. (2014). *Mecanica de Suelos 1*. COBOS 2014.

Elaboracion Propia. (s.f.).

(s.f.). *Estudio basicos para la construccion de puentes, 2010*.

Gallardo. (2018). *Diseño de Canales Abierto*.

Geotop. (s.f.). *Estacion Total*.

IGM. (s.f.). *CARTA TOPOGRAFICA ZONA 4*. QUITO: IGM.

(s.f.). *INAHMI*.

INAHMI. (s.f.). *INAHMI*.

(2003). *Manual de Diseño de Carretera*.

(s.f.). *Molina 2008*.

MOP. (s.f.). *HS-MOP PUENTE-* .

Mott, R. L. (2006). *Mecanica de fluidos*.

MTOP. (s.f.). *Normas de Diseño de Obras de Drenajes*.

MTOP,area Factibilidad. (s.f.).

(s.f.). *NEC – 11(Norma Ecuatoriana de la Construcción)* .

(s.f.). *NEC 11.*

NEC. (2011). *Norma Ecuatoriana de la Construcción.*

NEVI -12 2a.201.2.2. (s.f.).

NEVI 12 VOL 2. (s.f.).

(s.f.). *NORMA ASTHO 2002.*

Universidad Católica, C. M. (s.f.).

Velez, C. C. (2004). *Mecánica de Suelos y Cimentaciones.* Limusa .

VenTeChow. (s.f.). *Hidráulica de Canales Abierto.*

6.2. ANEXO.

Topografía

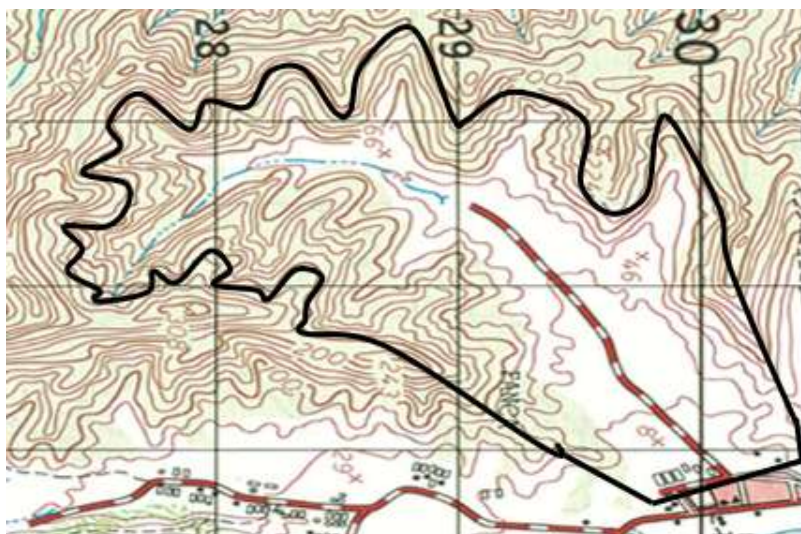
CARTA TOPOGRAFICA DE LA ZONA

Fuente: (IGM)



CUENCA HIDROGRAFICA EL TORO

FUENTE: (IGM)



TOPOGRAFIA PUENTE

N. PUNTO	NORTE	ESTE	COTA
1	9929688,750	563811,596	5,01
2	9929680,573	563818,015	4,05
3	9929680,915	563814,363	3,15
4	9929682,724	563805,926	4,10
5	9929685,337	563798,705	5,13
6	9929687,112	563792,515	5,15
7	9929688,392	563785,483	3,12
8	9929685,539	563751,635	2,17
9	9929682,858	563763,969	4,10
10	9929681,949	563780,437	5,34
11	9929679,632	563794,706	5,30
12	9929676,718	563806,637	4,25
13	9929671,684	563819,465	2,24
14	9929660,397	563834,309	3,20
15	9929658,283	563846,375	5,28
16	9929658,578	563854,080	5,30
17	9929689,619	563768,325	3,24
18	9929690,603	563758,955	2,35
19	9929685,766	563762,071	3,51
20	9929683,890	563779,626	5,54
21	9929681,837	563792,242	5,61
22	9929680,463	563805,274	3,37
23	9929688,914	563817,281	2,44
24	9929685,304	563817,761	4,35
25	9929685,304	563817,761	5,63
26	9929680,156	563819,432	5,81
27	9929678,015	563823,980	4,67
28	9929674,555	563839,291	2,77
29	9929670,385	563854,715	4,59
30	9929675,049	563859,374	5,88
31	9929668,888	563871,536	5,91
32	9929677,379	563869,865	3,77
33	9929676,140	563881,119	3,09
34	9929677,254	563898,893	4,83
35	9929679,136	563915,250	5,97
36	9929684,886	563929,324	6,08
37	9929671,917	563897,441	6,10
38	9929692,790	563941,846	3,04
39	9929675,836	563913,332	6,03
40	9929680,464	563928,082	6,10

41	9929686,699	563943,064	6,14
42	9929702,968	563930,731	5,24
43	9929700,448	563922,429	3,23
44	9929694,730	563910,895	5,14
45	9929691,089	563899,367	6,23
46	9929688,178	563888,663	6,34
47	9929686,370	563873,071	5,24
48	9929687,174	563859,311	3,42
49	9929685,902	563843,703	5,32
50	9929686,267	563827,615	6,47
51	9929681,288	563946,305	6,58
52	9929673,911	563930,920	5,46
53	9929667,139	563913,361	3,67
54	9929682,516	563820,461	6,53
55	9929680,985	563835,987	7,06
56	9929679,011	563851,847	6,34
57	9929678,311	563867,395	4,12
58	9929681,388	563882,534	3,23
59	9929684,766	563898,130	6,13
60	9929689,750	563911,120	7,25
61	9929697,150	563928,974	7,35
62	9929660,540	563895,636	4,18
63	9929658,179	563878,041	3,46
64	9929657,445	563861,048	6,30
65	9929693,940	563908,060	7,40
66	9929698,851	563908,631	7,23
67	9929702,293	563909,202	6,31
68	9929705,580	563909,112	4,42
69	9929708,571	563909,581	6,52
70	9929696,573	563892,272	7,60
71	9929698,932	593892,910	7,72
72	9929702,300	563872,754	3,72
73	9929705,651	563893,274	4,84
74	9929708,641	563893,151	6,55
75	9929711,132	563874,621	7,59
76	9929707,864	563874,843	7,32
77	9929703,140	563875,304	4,01
78	9929698,561	563875,850	3,55
79	9929695,101	563876,552	6,63
80	9929682,540	563849,681	7,73
81	9929685,851	563847,200	7,82
82	9929688,642	563845,153	6,32
83	9929692,462	563842,520	4,92
84	9929690,732	563849,690	6,81
85	9929683,550	563826,325	7,66

86	9929679,670	563829,932	7,75
87	9929675,862	563832,310	6,75
88	9929672,672	563834,760	4,85
89	9929670,710	563837,482	6,88
90	9929606,610	563826,991	7,83
91	9929662,890	563824,280	8,07
92	9929666,292	563821,400	6,53
93	9929606,102	563818,202	5,20
94	9929672,390	563815,700	6,67
95	9929663,010	563806,832	7,93
96	9929695,182	563810,060	7,85
97	9929656,483	563812,001	6,56
98	9929652,821	563814,781	6,92
99	9929650,243	563816,840	5,72
100	9929643,491	563808,550	8,12
101	9929636,322	563799,200	8,77
102	9929639,673	563796,711	6,98
103	9929643,005	563793,072	5,06
104	9929646,622	563791,012	6,23
105	9929650,002	563787,894	8,93
106	9929644,212	563779,810	9,12
107	9929639,732	563787,040	8,34
108	9929636,280	563784,492	6,47
109	9929639,425	563782,940	8,54
110	9929643,685	563779,523	9,24
111	9929634,190	563782,882	9,30
112	9929630,510	563784,400	8,45
113	9929623,273	563782,142	6,10
114	9929625,530	563779,923	8,23
115	9929753,908	563835,175	8,13
116	9929723,239	563847,244	8,16
117	9929723,230	563847,242	8,12
118	9929725,763	563839,494	8,66
119	9929712,113	563848,154	8,70
120	9929712,575	563848,848	8,64
121	9929647,396	563834,561	7,60
122	9929650,616	563845,442	7,68
123	9929651,945	563836,652	7,66
124	9929650,791	563836,848	8,17
125	9929651,042	563837,868	8,21
126	9929651,759	563837,665	8,16

Estudio de tráfico TPDA

TPDA



República del Ecuador
MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS

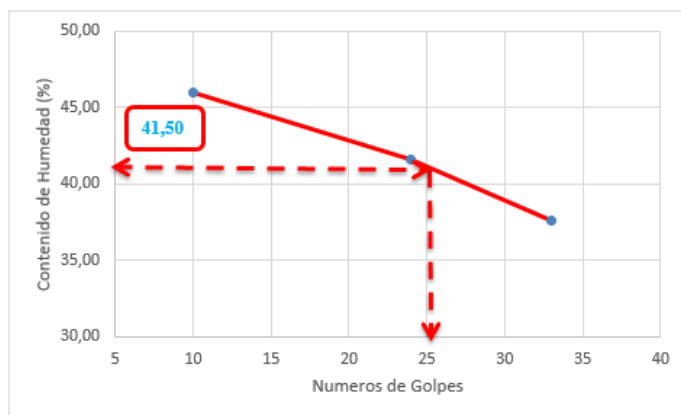
VALORES DE DISEÑO RECOMENDADOS PARA CARRETERAS DE
DOS CARRILES Y CAMINOS VECINALES DE CONSTRUCCIÓN

NORMAS	CLASE I 3 000 - 8 000 TPDA ⁽¹⁾						CLASE II 1 000 - 3 000 TPDA ⁽¹⁾						CLASE III 300 - 1 000 TPDA ⁽¹⁾						CLASE IV 100 - 300 TPDA ⁽¹⁾						CLASE V MENOS DE 100 TPDA ⁽¹⁾							
	RECOMENDABLE			ABSOLUTA			RECOMENDABLE			ABSOLUTA			RECOMENDABLE			ABSOLUTA			RECOMENDABLE			ABSOLUTA			RECOMENDABLE			ABSOLUTA				
	LL	O	M	LL	O	M	LL	O	M	LL	O	M	LL	O	M	LL	O	M	LL	O	M	LL	O	M	LL	O	M	LL	O	M	LL	O
Velocidad de diseño (K.P.H.)	110	100	80	100	80	60	100	90	70	90	80	50	90	80	60	80	60	40	80	60	50	60	35	25 ⁽⁷⁾	60	50	40	50	35	25 ⁽⁷⁾		
Radio mínimo de curvas horizontales (m)	430	350	210	350	210	110	350	275	160	275	210	75	275	210	110	210	110	42	210	110	75	110	30	20	110	75	42	75	30	20 ⁽⁸⁾		
Distancia de visibilidad para parada (m)	180	160	110	160	110	70	160	135	90	135	110	55	135	110	70	110	70	40	110	70	55	70	35	25	70	55	40	55	35	25		
Distancia de visibilidad para rebasamiento (m)	830	690	565	690	565	415	690	640	490	640	565	345	640	565	415	565	415	270	480	290	210	290	150	110	290	210	150	210	150	110		
Peralte	MÁXIMO = 10%												10% (Para V > 50 K.P.H.) 8% (Para V < 50 K.P.H.)																			
Coefficiente "K" para: ⁽²⁾																																
Curvas verticales convexas (m)	80	80	28	60	28	12	60	43	19	43	28	7	43	28	12	28	12	4	28	12	7	12	3	2	12	7	4	7	3	2		
Curvas verticales cóncavas (m)	43	38	24	38	24	13	38	31	19	31	24	10	31	24	13	24	13	6	24	13	10	13	5	3	13	10	6	10	5	3		
Gradiente longitudinal ⁽⁴⁾ mínima (%)	3	4	6	3	5	7	3	4	7	4	6	8	4	6	7	6	7	9	5	6	8	6	8	12	5	6	8	6	8	14		
Gradiente longitudinal ⁽⁴⁾ mínima (%)	0,5%																															
Ancho de pavimento (m)	7,3			7,3			7,0			6,70			6,70			6,00			6,00			4,90 ⁽⁹⁾										
Clase de pavimento	Carpete Asfáltica y Hormigón						Carpete Asfáltica						Carpete Asfáltica o D.T.S.B.						D.T.S.B. Capa Granular o Empedrado						Capo Granular o Empedrado							
Ancho de espaldones ⁽⁵⁾ estables (m)	3,0	2,5	2,0	2,5	2,0	1,5	3,0	2,5	2,0	2,5	2,0	1,5	2,0	1,5	1,0	1,5	1,0	0,5	0,60 (C.V. Tipo 6 y 7)						—							
Gradiente transversal para pavimento (%)	2,0						2,0						2,0						2,5 (C.V. Tipo 6 y 7) 4,0 (C.V. Tipo 5 y 5E)						4,0							
Gradiente transversal para espaldones (%)	2,0 ⁽⁶⁾ - 4,0						2,0 - 4,0						2,0 - 4,0						4,0 (C.V. Tipo 5 y 5E)						—							
Curva de transición	USENSE ESPIRALES CUANDO SEA NECESARIO																															
Puentes	Carga de diseño HS - 20 - 44 HS - MOP HS - 25																															
	Ancho de la calzada (m) SERA LA DIMENSION DE LA CALZADA DE LA VIA INCLUIDOS LOS ESPALDONES																															
	Ancho de Aceras (m) ⁽⁷⁾ 0,50 m mínimo a cada lado																															
Mínimo derecho de vía (m)	Según el Art. 3º de la Ley de Caminos y el Art. 4º del Reglamento aplicativo de dicha Ley																															
LL - TERRENO PLANO 0 - TERRENO ONDULADO M - TERRENO MONTAÑOSO																																

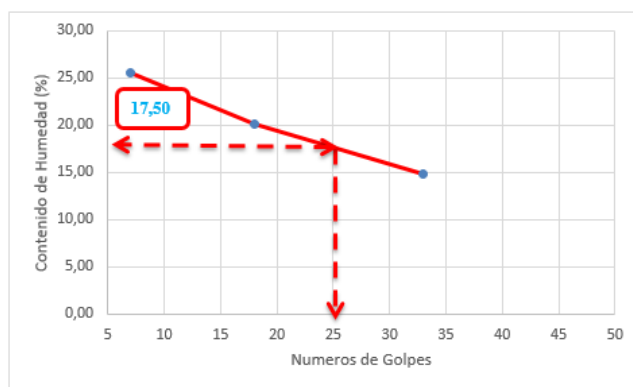
- El TPDA indicado es el volumen promedio anual de tráfico diario proyectado a 15 - 20 años, cuando se proyecta un TPDA en exceso de 7 000 en 10 años debe investigarse la necesidad de construir una autopista. (Las normas para esta serán parecidas a las de la Clase I, con velocidad de diseño de 10 K.P.H. más para clase de terreno - Ver secciones transversales típicas para más detalles. Para el diseño definitivo debe considerarse el número de vehículos equivalentes.
- Longitud de las curvas verticales: $L = KA$, en donde K = coeficiente respectivo y A = diferencia algebraica de gradientes, expresado en tanto por ciento. Longitud mínima de curvas verticales: $L_{min} = 0,60 V$, en donde V es la velocidad de diseño expresada en kilómetros por hora.
- En longitudes cortas menores a 500 m. se puede aumentar la gradiente en 1% en terrenos ondulados y 2% en terrenos montañosos, solamente para las carreteras de Clase I, II y III. Para Caminos Vecinales (Clase IV) se puede aumentar la gradiente en 1% en terrenos ondulados y 2% en terrenos montañosos, para longitudes menores a 750 m.
- Se puede adoptar una gradiente longitudinal de 0% en rellenos de 1 m. a 6 m. de altura, previo análisis y justificación.
- Espaldón pavimentado con el mismo material de la capa de rodadura de la vía. (Ver Secciones Típicas en Normas). Se ensanchará la calzada 0,50 m más cuando se prevé la instalación de guarda caminos.
- Cuando el espaldón está pavimentado con el mismo material de la capa de rodadura de la vía.
- En los casos en los que haya bastante tráfico de peatones, úsense dos aceras completas de 1,20 m de ancho.
- Para tramos largos con este ancho, debe ensancharse la calzada a intervalos para proveer refugios de encastro vehicular.
- Para los caminos Clase IV y V, se podrá utilizar $V_0 = 20$ Km/h y $R = 15$ m siempre y cuando se trate de aprovechar infraestructuras existentes y relieve difícil (escarpado).

NOTA: Las Normas anotadas "Recomendables" se emplearán cuando el TPDA es cerca al límite superior de las clases respectivas o cuando se puede implementar sin incurrir en costos de construcción. Se puede variar algo de las Normas Absolutas para una determinada clase, cuando se considere necesario el mejorar una carretera existente siguiendo generalmente el trazado actual.

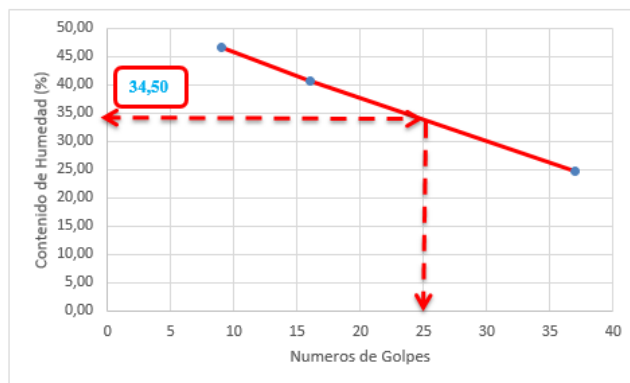
Estudio de Suelo



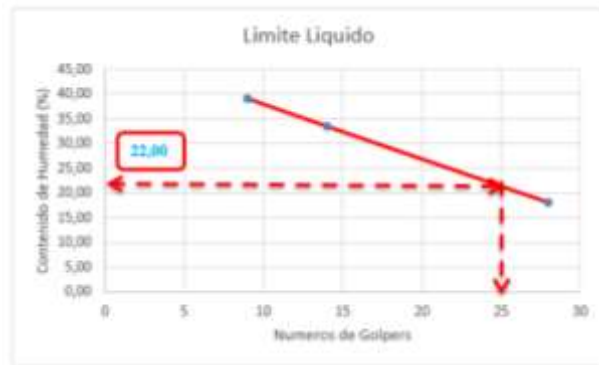
Límite Líquido Perfración 1. Metro -1



Límite Líquido Perfración 1. Metro -2



Límite Líquido Perfración 1. Metro -3



Limite Liquido Perfracion 1. Metro -4



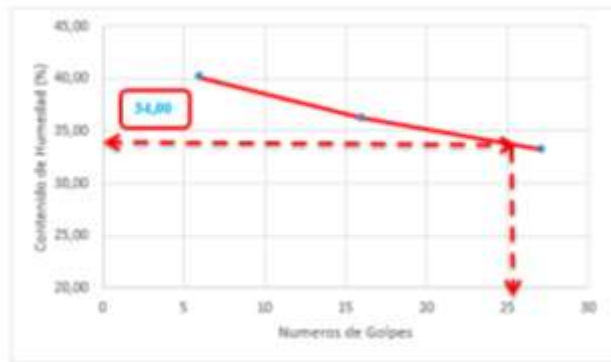
Limite Liquido Perfracion 1. Metro -5



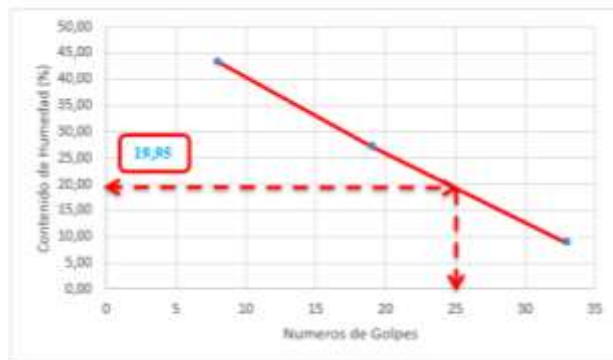
Limite Liquido Perfracion 1. Metro -6



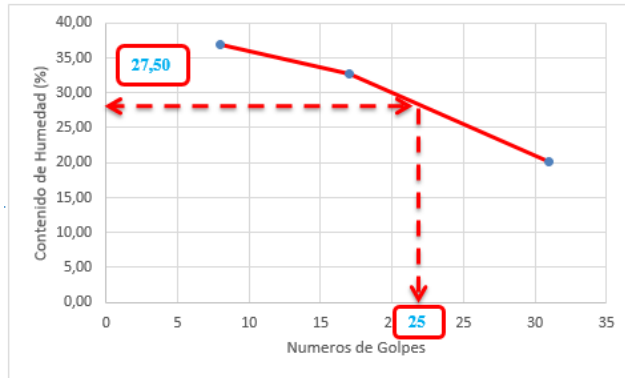
Limite Liquido Perfracion 1. Metro -7



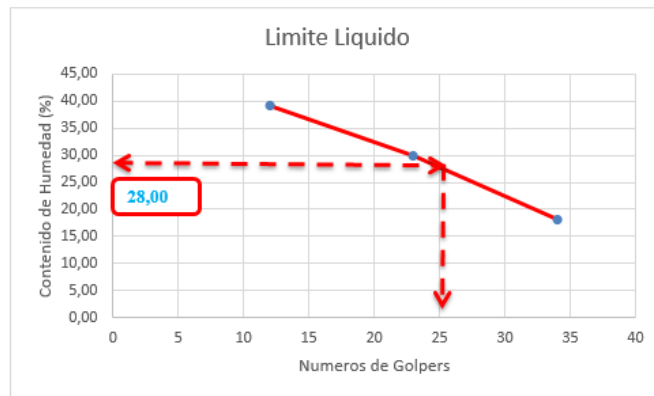
Limite Liquido Perfracion 2. Metro -1



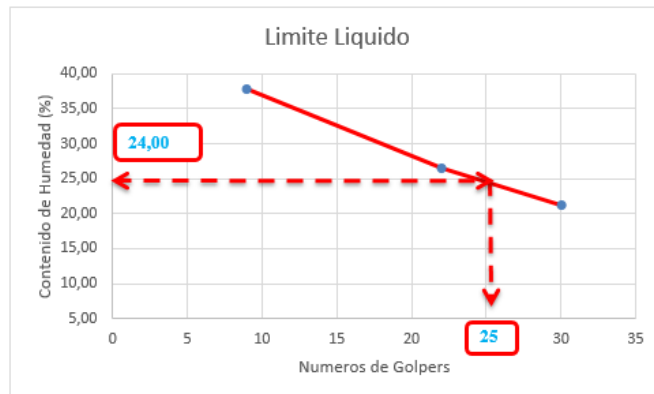
Limite Liquido Perfracion 2. Metro -2



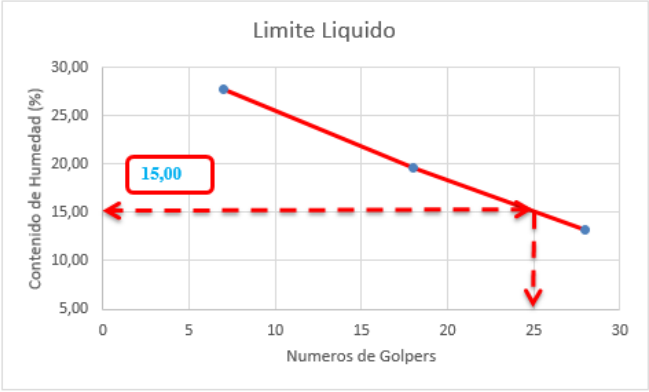
Limite Liquido Perfracion 2. Metro -3



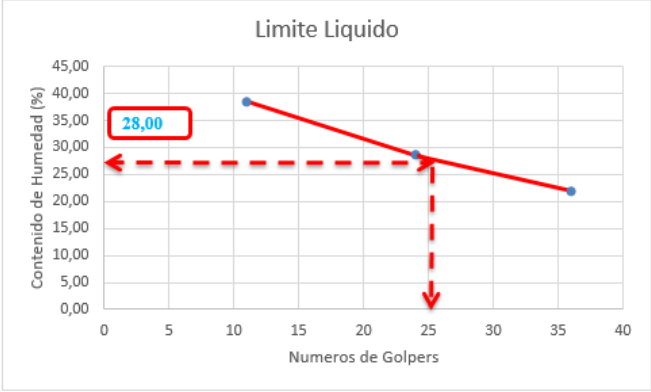
Limite Liquido Perfracion 2. Metro -4



Limite Liquido Perfracion 2. Metro -5



Limite Liquido Perfracion 2. Metro -6



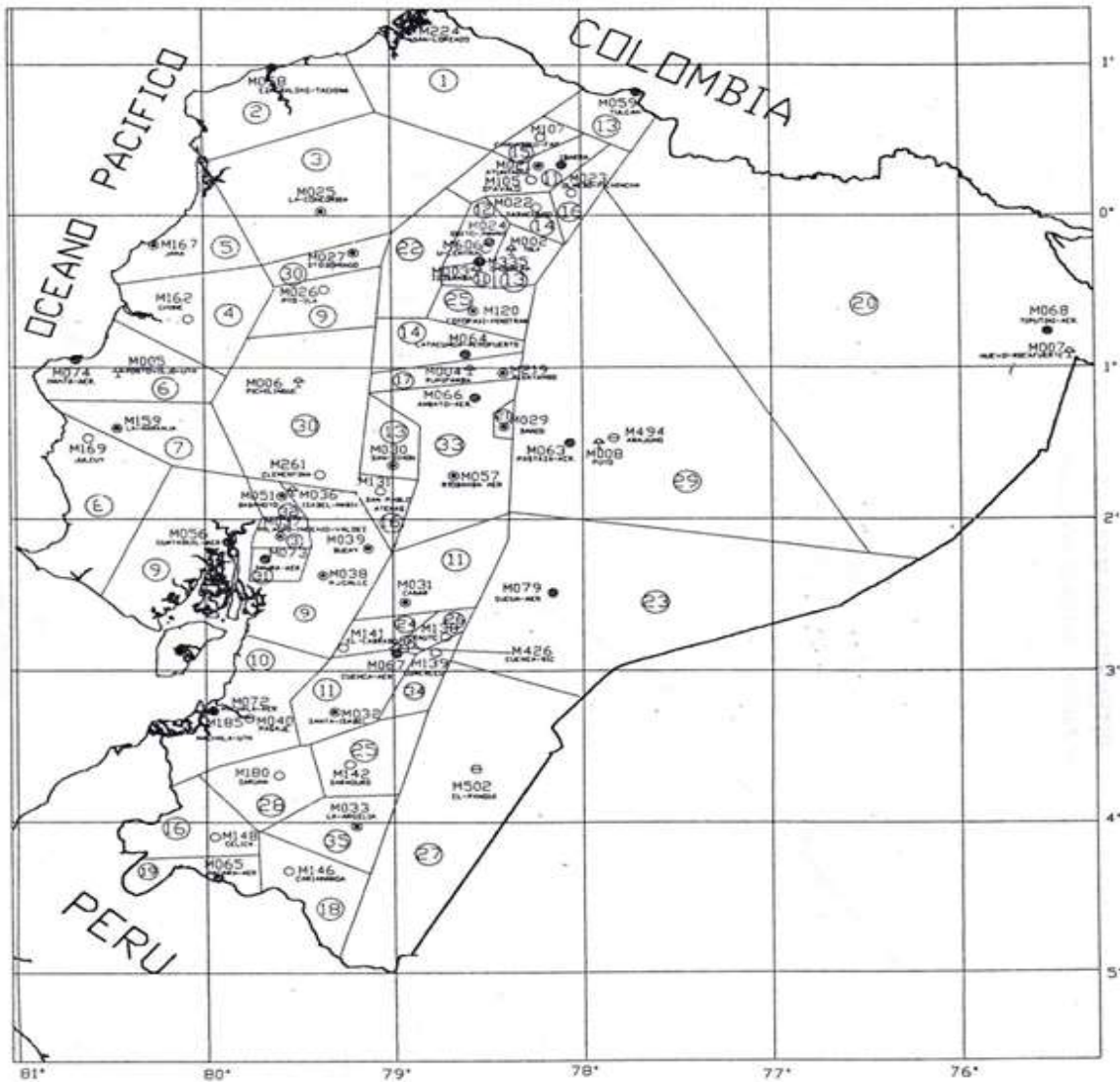
Limite Liquido Perfracion 2. Metro -7

ESTACIÓN BAHÍA DE CARAQUEZ			
PRECIPITACIÓN MÁXIMA DIARIA (mm)			
AÑO	P(mm)	AÑO	P(mm)
1954		1972	82.0
1955	51.0	1973	54
1956	93.0	1972	
1957	63.0	1975	
1958	54.0	1976	
1959	97.0	1977	
1960	16.0	1978	
1961		1979	71.5
1962	32.3	1980	45.2
1963	37.5	1981	56.1
1964	60.5	1982	61.3
1965	68.4		
1967	94.7	1985	127.2
1968	51.4		
1970	97.9		
1971	89.5		

PRECIPITACIONES EN LOS DIFERENTES AÑOS

FUENTE: (Universidad Católica)

HIDROLOGIA



- SIMBOLOGIA**
- △ EST. AGROMET. PRINCIPAL
 - ⊙ EST. CLIMAT. PRINCIPAL
 - EST. CLIMAT. ORDINARIA
 - EST. PLUVIOGRAFICA

INSTITUTO NACIONAL DE METEOROLOGIA E HIDROLOGIA		
DIRECCION DE HIDROLOGIA		
DEPARTAMENTO DE HIDROMETRIA		
ZONIFICACION DE INTENSIDADES DE PRECIPITACION		
MAPA N° 1		MAYO 1999
ELABORACION	REVISADO	APROBADO

MAPA DE ZONIFICACION DEL ECUADOR

FUENTE: (INAHMI)

Cuadros y Gráficos para el Cálculo de Intensidades.

ECUACIONES REPRESENTATIVAS DE LAS ZONAS		
ZONA	DURACION	ECUACION
1	5 min < 120 min	$I_{t,T} = 7.3519 t^{-0.4385} I_d$
	120 min < 1 440 min	$I_{t,T} = 86.1989 t^{-0.6136} I_d$
2	5 min < 75 min	$I_{t,T} = 36.1212 t^{-0.3063} I_d$
	75 min < 1 440 min	$I_{t,T} = 269.9406 t^{-0.7696} I_d$
3	5 min < 60 min	$I_{t,T} = 85.7014 t^{-0.4611} I_d$
	60 min < 1 440 min	$I_{t,T} = 349.1358 t^{-0.8060} I_d$
4	5 min < 110 min	$I_{t,T} = 42.8786 t^{-0.3100} I_d$
	110 min < 1 440 min	$I_{t,T} = 667.1149 t^{-0.8949} I_d$
5	5 min < 44 min	$I_{t,T} = 76.4078 t^{-0.4696} I_d$
	44 min < 1 440 min	$I_{t,T} = 204.8682 t^{-0.7311} I_d$
6	5 min < 55 min	$I_{t,T} = 68.8592 t^{-0.4025} I_d$
	55 min < 1 440 min	$I_{t,T} = 337.0868 t^{-0.7177} I_d$
7	5 min < 25 min	$I_{t,T} = 85.2661 t^{-0.3959} I_d$
	25 min < 1 440 min	$I_{t,T} = 286.0463 t^{-0.7793} I_d$
8	5 min < 18 min	$I_{t,T} = 63.7834 t^{-0.4371} I_d$
	18 min < 1 440 min	$I_{t,T} = 122.4313 t^{-0.6637} I_d$
9	5 min < 50 min	$I_{t,T} = 167.1959 t^{-0.5182} I_d$
	50 min < 1 440 min	$I_{t,T} = 794.3122 t^{-0.9180} I_d$
10	5 min < 40 min	$I_{t,T} = 117.4077 t^{-0.4672} I_d$
	40 min < 1 440 min	$I_{t,T} = 489.1546 t^{-0.8521} I_d$
11	5 min < 70 min	$I_{t,T} = 102.4297 t^{-0.4251} I_d$
	70 min < 1 440 min	$I_{t,T} = 475.0080 t^{-0.8462} I_d$
12	5 min < 80 min	$I_{t,T} = 101.7109 t^{-0.4349} I_d$
	80 min < 1 440 min	$I_{t,T} = 939.3998 t^{-0.9383} I_d$
13	5 min < 60 min	$I_{t,T} = 64.6760 t^{-0.5207} I_d$
	60 min < 1 440 min	$I_{t,T} = 198.9295 t^{-0.8009} I_d$

Fuente: Publicación INAHMI

Elaboración: 14 de Febrero 2000

ECUACIONES REPRESENTATIVA DE LAS DIFERENTES ZONAS

FUENTE (INAHMI)

Cuadros y Gráficos para el Cálculo de Intensidades.

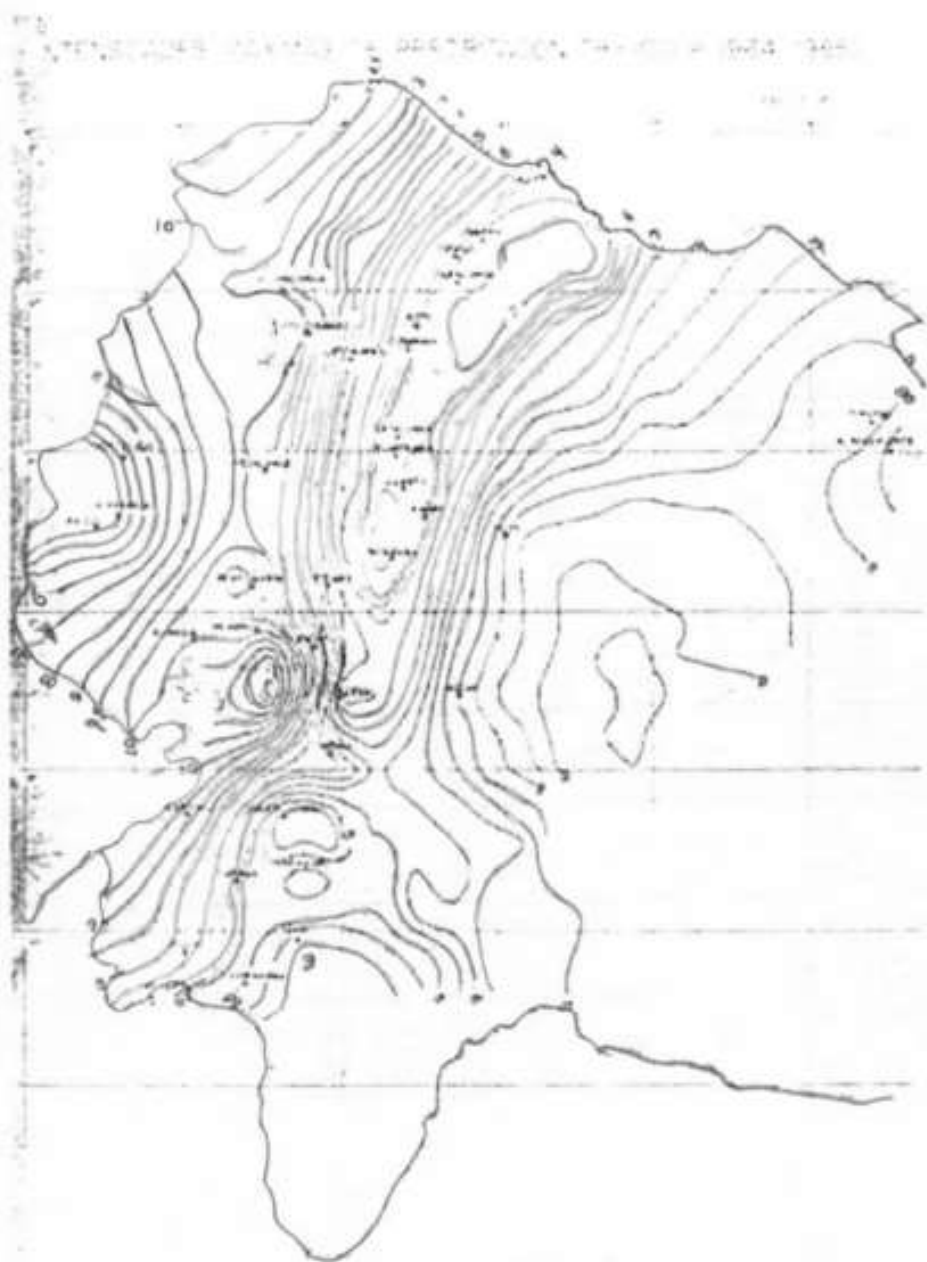
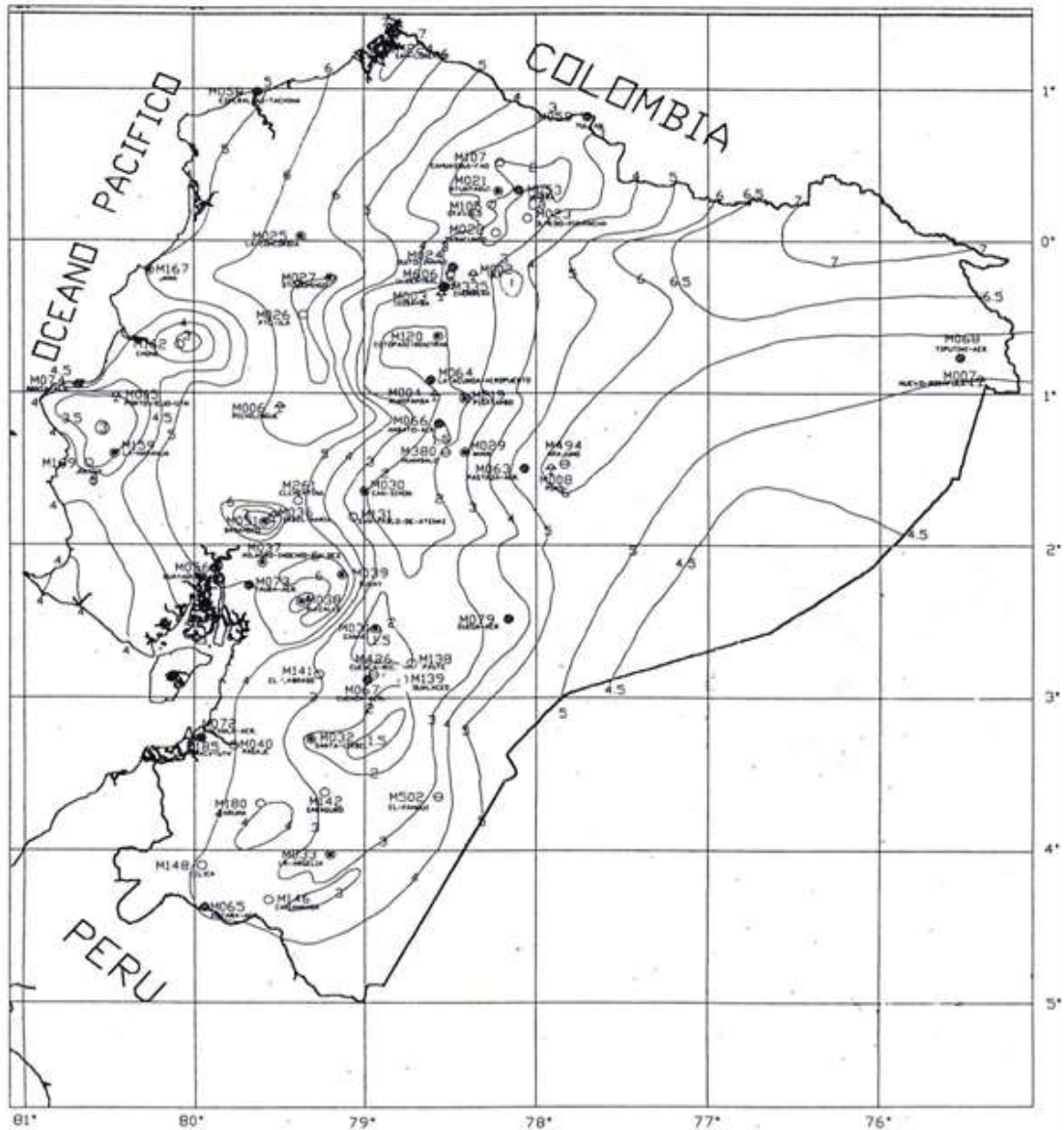


GRAFICO N°2 : INTENSIDADES MAXIMAS PARA 100 AÑOS

GRÁFICO DE INTENSIDADES PARA PERIODO DE RETORNO DE 100 AÑOS

FUENTE: (INAHMI)

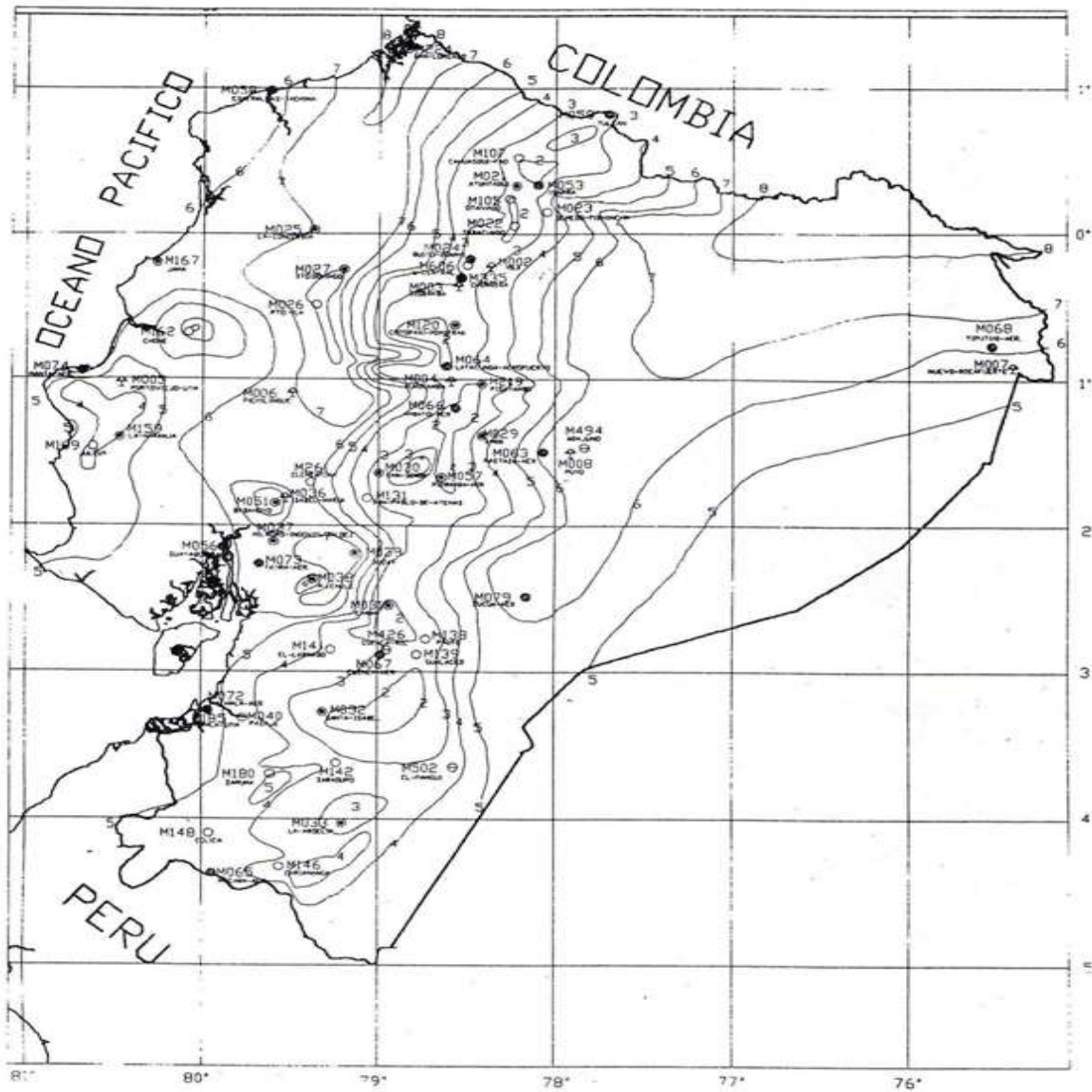


- SIMBOLOGIA**
- △ EST. AGROMET. PRINCIPAL
 - EST. CLIMAT. PRINCIPAL
 - EST. CLIMAT. ORDINARIA
 - EST. PLUVIOGRAFICA
 - ⊖ EST. PLUVIOMETRICA

INSTITUTO NACIONAL DE METEOROLOGIA E HIDROLOGIA DIRECCION DE HIDROLOGIA DEPARTAMENTO DE HIDROMETRIA		
ISOLINEAS DE INTENSIDADES DE PRECIPITACION PARA VARIOS PERIODOS DE RETORNO EN FUNCION DE LA MAXIMA EN 24 HORAS REGISTRO DE INFORMACION 1964-1998 TR= 10 AÑOS		
MAPA N° 3		MAYO 1999
ELABORACION	REVISADO	APROBADO
DPTO. HIDROMETRIA	ING. LUIS RODRIGUEZ F. JEFE DPTO. HIDROMETRIA	ING. MILTON SILVA C. DIRECTOR DE HIDROLOGIA

GRÁFICO DE INTENSIDADES PARA PERIODO DE RETORNO DE 10 AÑOS

FUENTE: (INAHMI)

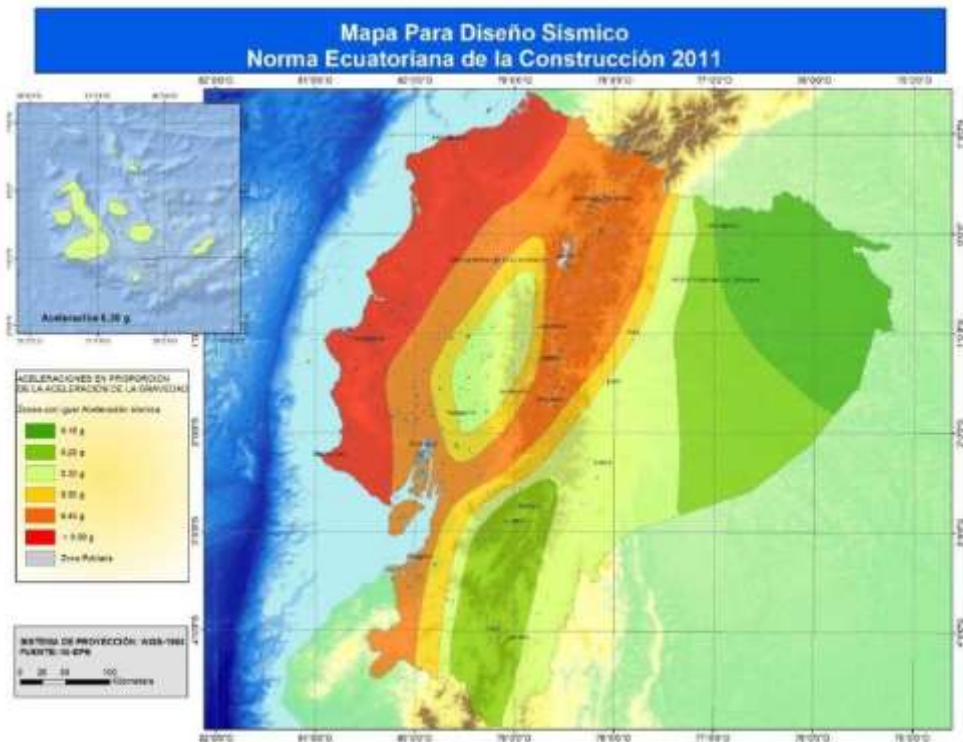


- SIMBOLOGIA**
- EST AGROMET PRINCIPAL
 - EST CLIMAT PRINCIPAL
 - EST CLIMAT ORDINARIA
 - EST PLUVIOGRAFICA
 - EST PLUVIOMETRICA

INSTITUTO NACIONAL DE METEOROLOGIA E HIDROLOGIA		
DIRECCION DE HIDROLOGIA		
DEPARTAMENTO DE HIDROMETRIA		
ISOLINEAS DE INTENSIDADES DE PRECIPITACION PARA VARIOS PERIODOS DE RETORNO EN FUNCION DE LA MAXIMA EN 24 HORAS		
REGISTRO DE INFORMACION 1964-1998 TR= 25 AÑOS		
MAPA N° 4		MAYO 1999
ELABORACION	REVISADO	APROBADO

GRÁFICO DE INTENSIDADES PARA PERIODO DE RETORNO DE 25 AÑOS

FUENTE: (INAHMI)



Fuente: (NEC, 2011)

COEFICIENTE DE ESCORRENTIA C						
COBERTURA VEGETAL	TIPO SUELO	PENDIENTE DEL TERRENO				
		PRONUNCIADA	ALTA	MEDIA	SUAVE	DESPECIABLE
			50%	20%	5%	1%
SIN VEGETACION	IMPERMEABLE	0.80	0.75	0.70	0.65	0.60
	SEMIPERMEABLE	0.70	0.65	0.60	0.55	0.50
	PERMEABLE	0.50	0.45	0.40	0.35	0.30
CULTIVOS	IMPERMEABLE	0.70	0.65	0.60	0.55	0.50
	SEMIPERMEABLE	0.60	0.55	0.50	0.45	0.40
	PERMEABLE	0.40	0.35	0.30	0.25	0.20
PASTOS VEGETACION LIGERA	IMPERMEABLE	0.65	0.60	0.55	0.50	0.45
	SEMIPERMEABLE	0.55	0.50	0.45	0.40	0.35
	PERMEABLE	0.35	0.30	0.25	0.20	0.15
HIERBA, GRAMA	IMPERMEABLE	0.60	0.55	0.50	0.45	0.40
	SEMIPERMEABLE	0.50	0.45	0.40	0.35	0.30
	PERMEABLE	0.30	0.25	0.20	0.15	0.10
BOSQUES DENSA VEGETACION	IMPERMEABLE	0.55	0.50	0.45	0.40	0.35
	SEMIPERMEABLE	0.45	0.40	0.35	0.30	0.25
	PERMEABLE	0.25	0.20	0.15	0.10	0.05

Notas:

Para zonas que se espera puedan ser quemada se deben aumentar los coeficientes así: Cultivos: multiplicar por 1,10; Hierba, Pastos y vegetación ligera. Bosques y densa vegetación: multiplicar por 1,30.

COEFICIENTES DE ESCORRENTÍA C

FUENTE: (Manual de Diseño de Carretera, 2003)

VELOCIDAD MEDIA EN SECCION CRUCE m/seg	LONGITUD LIBRE ENTRE DOS PILAS (CLARO, EN m)													
	10	13	16	18	21	25	30	42	52	63	106	124	200	
<1.0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.0	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.5	0.94	0.96	0.97	0.97	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
2.0	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00
2.5	0.90	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00
3.0	0.89	0.91	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	0.99
3.5	0.87	0.90	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99
4.0	0.85	0.89	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99

TABLA DE CALCULO DE VELOCIDAD EN EL CRUCE

FUENTE: (Manual de Diseño de Carretera, 2003)

PERIODO RETORNO EN AÑOS	COEFICIENTE β
1	0.77
2	0.82
5	0.86
10	0.9
20	0.94
50	0.97
100	1.00
500	1.05
1000	1.07

TABLA DE COEFICIENTES DE LOS PERIODOS DE RETORNO

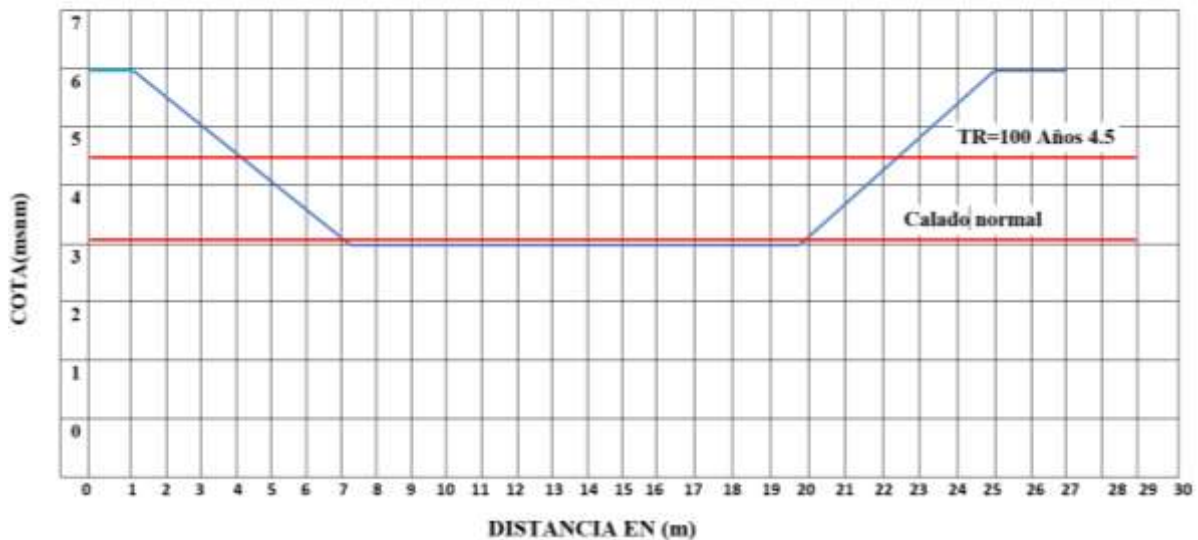
FUENTE: (Manual de Diseño de Carretera, 2003)

SUELOS COHESIVOS						SUELOS FRICCIONANTES					
γ_s	x	1/(1+x)	γ_s	x	1/(1+x)	D_m (mm)	x	1/(1+x)	D_m (mm)	x	1/(1+x)
0.80	0.52	0.66	1.20	0.39	0.72	0.05	0.43	0.70	40	0.30	0.77
0.83	0.51	0.66	1.24	0.38	0.72	0.15	0.42	0.70	60	0.29	0.78
0.86	0.50	0.67	1.28	0.37	0.73	0.50	0.41	0.71	90	0.28	0.78
0.88	0.49	0.67	1.34	0.36	0.74	1.00	0.40	0.71	140	0.27	0.79
0.90	0.48	0.68	1.40	0.35	0.74	1.50	0.39	0.72	190	0.26	0.79
0.93	0.47	0.68	1.46	0.34	0.75	2.50	0.38	0.72	250	0.25	0.80
0.96	0.46	0.68	1.52	0.33	0.75	4.00	0.37	0.73	310	0.24	0.81
0.98	0.45	0.69	1.58	0.32	0.76	6.00	0.36	0.74	370	0.23	0.81
1.00	0.44	0.69	1.64	0.31	0.76	8.00	0.35	0.74	450	0.22	0.82
1.04	0.43	0.70	1.71	0.30	0.77	10.00	0.34	0.75	570	0.21	0.83
1.08	0.42	0.70	1.78	0.29	0.78	15.00	0.33	0.75	750	0.20	0.83
1.12	0.41	0.71	1.89	0.28	0.78	20.00	0.32	0.76	1000	0.19	0.84
1.16	0.40	0.71	2.00	0.27	0.78	25.00	0.31	0.76			

TABLA PARA SUELOS COHESIVOS Y NO COHESIVOS

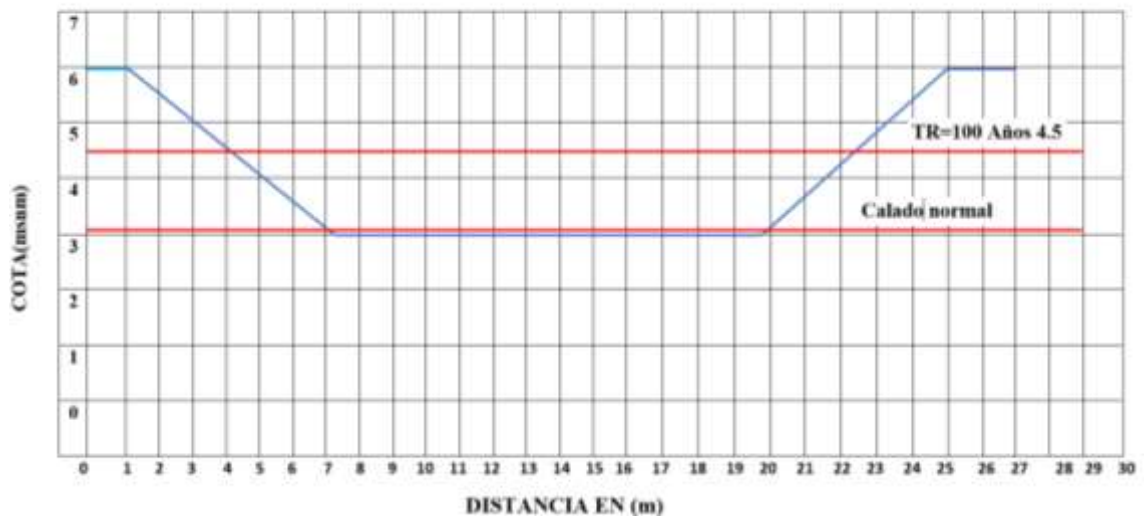
FUENTE: (Manual de Diseño de Carretera, 2003)

PERFIL TRANSVERSAL QUEBRADA EL TORO



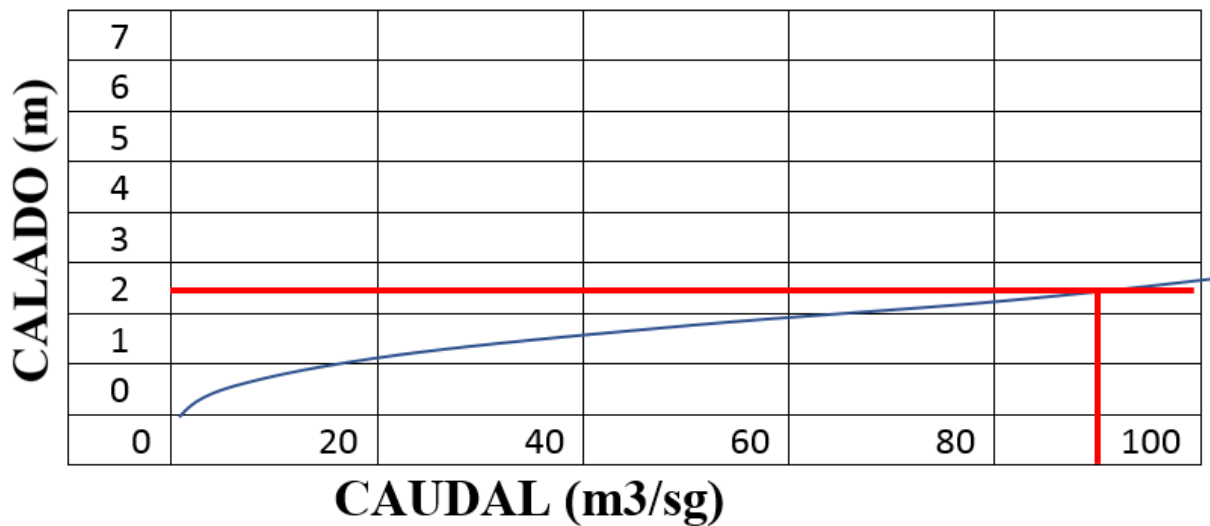
FUENTE: (Elaboracion Propia)

PERFIL TRANSVERSAL QUEBRADA EL TORO

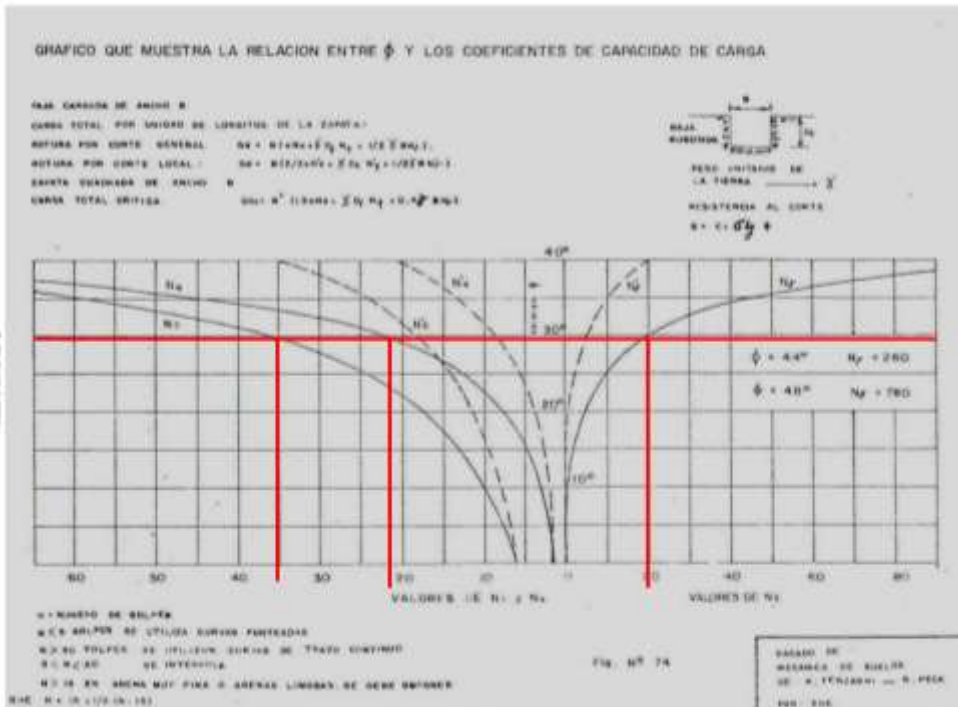


FUENTE: (Elaboracion Propia)

CURVA DE DESCARGA DE LA QUEBRADA EL TORO



FUENTE: (Elaboracion Propia)



CAPACIDAD D CARGA NOMOGRAMA DE TERSAGUE

FUENTE: (AASHTO Standard)



ENSAYO DE SPT			
PROYECTO: PUENTE QUEBRADA EL TORO			
SOLICITA: LUIS ANDRADE CHICA			
DIRECCION: AV ROCAFUERTE			
ÁREA TERRENO:		COTA:	
ÁREA CONSTRUCCION:		CIUDAD/SECTOR: BAHIA DE CARAQUEZ	
NUMERO DE PLANTAS:		FECHA: 28/08/2016	
NUMERO DE SONDEOS:		SONDEO #: 1	
PROFUNDIDAD DE SONDEOS: 10 m		TOPOGRAFIA / ACCIDENTES GEOMORFOLOGICOS:	
NIVEL FREATICO: 3,40m		RELLENO:	

BARRENADO			
1	N SPT	SPT	DESCRIPCION.
	3		
	5		
	6		
		11	

BARRENADO			
2	N SPT	SPT	DESCRIPCION.
	7		
	8		
	17		
		25	

BARRENADO			
3	N SPT	SPT	DESCRIPCION.
	5		
	6		
	5		
		11	

BARRENADO			
4	N SPT	SPT	DESCRIPCION.
	2		
	4		
	5		
		9	

BARRENADO			
5	N SPT	SPT	DESCRIPCION.
	2		
	2		
	3		
		5	

BARRENADO			
6	N SPT	SPT	DESCRIPCION.
	3		
	4		
	4		
		8	

BARRENADO			
7	N SPT	SPT	DESCRIPCION.
	2		
	4		
	4		
		8	

BARRENADO			
8	N SPT	SPT	DESCRIPCION.
	3		
	6		
	7		
		13	

BARRENADO			
9	N SPT	SPT	DESCRIPCION.
	4		
	6		
	8		
		14	

BARRENADO			
10	N SPT	SPT	DESCRIPCION.
	6		
	9		
	12		
		21	

FUENTE: (Elaboracion Propia)

ENSAYO DE SPT			
PROYECTO: PUENTE QUEBRADA EL TORO			
SOLICITA: LUIS ANDRADE CHICA			
DIRECCION: AV ROCAFUERTE			
ÁREA TERRENO:		COTA:	
ÁREA CONSTRUCCION:		CIUDAD/SECTOR: BAHIA DE CARAQUEZ	
NUMERO DE PLANTAS:		FECHA: 28/08/2016	
NUMERO DE SONDEOS:		SONDEO #: 2	
PROFUNDIDAD DE SONDEOS: 10 m		TOPOGRAFIA / ACCIDENTES GEOMORFOLOGICOS:	
NIVEL FREATICO: 3,4m		RELLENO:	

BARRENADO			
1	N SPT	SPT	DESCRIPCION.
	3		
	4		
	7		
		11	

BARRENADO			
2	N SPT	SPT	DESCRIPCION.
	9		
	9		
	18		
		27	

BARRENADO			
3	N SPT	SPT	DESCRIPCION.
	4		
	4		
	6		
		10	

BARRENADO			
4	N SPT	SPT	DESCRIPCION.
	2		
	3		
	4		
		7	

BARRENADO			
5	N SPT	SPT	DESCRIPCION.
	1		
	2		
	3		
		5	

BARRENADO			
6	N SPT	SPT	DESCRIPCION.
	2		
	3		
	3		
		6	

BARRENADO			
7	N SPT	SPT	DESCRIPCION.
	1		
	3		
	4		
		7	

BARRENADO			
8	N SPT	SPT	DESCRIPCION.
	3		
	4		
	6		
		10	

BARRENADO			
9	N SPT	SPT	DESCRIPCION.
	4		
	6		
	6		
		12	

BARRENADO			
10	N SPT	SPT	DESCRIPCION.
	6		
	8		
	11		
		19	

FUENTE: (Elaboracion Propia)

6.3. FOTOS



TOPOGRAFIA DEL CAUSE

Foto 1



CANAL DEL RIO

Foto 2



INSTALACION DE LOS EQUIPOS DE SPT

Foto

FUENTE: (Elaboracion Propia)



SONDEO # 1

Foto 4

FUENTE: (Elaboracion Propia)



SONDEO 2 PFOFUNDIDAD 2.55

Foto 5

FUENTE: (Elaboracion Propia)



VISTA DE LA PRFORACION

Foto 6

FUENTE: (Elaboracion Propia)



PERFORACION

Foto 7

FUENTE: (Elaboracion Propia)



ARMADO DEL EQUIPO

Foto 8

FUENTE: (Elaboracion Propia)