

UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL



**ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL PARA EL PUENTE SOBRE EL
RÍO REQUE-PANAMERICANA NORTE KM 772+789.33**

**TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL AMBIENTAL**

AUTOR

KAREN ALEJANDRA MEJIA HERNANDEZ

ASESOR

ANIBAL TEODORO DIAZ ORREGO

<https://orcid.org/0000-0003-2861-4015>

Chiclayo, 2018

**ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL PARA EL PUENTE
SOBRE EL RÍO REQUE-PANAMERICANA NORTE KM
772+789.33**

PRESENTADA POR:

KAREN ALEJANDRA MEJIA HERNANDEZ

A la Facultad de Ingeniería de la
Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo
para optar el título de

INGENIERO CIVIL AMBIENTAL

APROBADA POR:

Juan Ignacio Luna Mera
PRESIDENTE

Justo David Pedraza Franco
SECRETARIO

Anibal Teodoro Diaz Orrego
ASESOR

Índice

Resumen	13
Abstract	14
I. Introducción	15
II. Marco teórico	17
2.1. Antecedentes	17
2.2. Bases teóricas	18
2.2.1 Estudios previos del proyecto	18
2.2.2 Tipos de puentes	25
2.2.3 Cargas y Combinaciones de Cargas.....	33
III. Metodología	58
3.1. Diseño de Investigación	58
3.2.1 Tipo de Investigación:	58
3.2.2 Población y Muestra	58
3.2. Métodos y Técnicas de Recolección de Datos	58
3.2.1 Métodos	58
3.2.2 Técnicas	60
3.2.3 Fuentes:.....	60
3.3. Metodología	60
3.2.4 Estudios.....	61
3.2.5 Diseño Estructural.....	61
3.2.6 Planos.....	61
IV. Resultados	63
4.1. Estudios de Ingeniería	63
4.1.1. Estudio Topográfico	63
4.1.2. Estudio de Tráfico.....	73
4.1.3. Estudio de Hidrología	94
4.1.4. Estudio Hidráulico	101

4.1.5. Estudio de Mecánica de Suelos.....	148
4.1.6. Estudio de Soluciones.....	164
4.2. Diseño Estructural.....	169
4.2.1. Memoria Descriptiva	169
4.2.2. Planos.....	260
V. Discusión	269
VI. Conclusiones	270
VII.Recomendaciones	272
VIII. Referencias	273
IX. Anexos	275

Lista de tablas

Tabla 1: Rango de luces según el tipo de estructura.	23
Tabla 2: Pesos unitarios de Cargas permanentes.	33
Tabla 3: Factores de carga viva.....	35
Tabla 4: Factores de presencia múltiple “m”	36
Tabla 5: Fracción de camiones en una línea.	37
Tabla 6: Fracción de camiones en el tráfico	37
Tabla 7: Valores de V_0 y Z_0	40
Tabla 8: Valores de PB correspondientes a $V_B = 160$ Km/h.....	41
Tabla 9: Coeficiente C_d	41
Tabla 10: Importancia de la categoría para determinar cargas sísmicas.....	43
Tabla 11: Zonas sísmicas.....	43
Tabla 12: Coeficientes de lugar “S”.....	43
Tabla 13: Tipos de suelo.....	44
Tabla 14: Factores de modificación de respuesta-Subestructuras.	44
Tabla 15: Factores de modificación de respuesta-Conexiones.	46
Tabla 16: Factores de multiplicación para fuerzas de conexión en la zona sísmica 1.....	46
Tabla 17: Requisitos mínimos de análisis.....	48
Tabla 18: Rangos de Temperatura en °C.....	49
Tabla 19: Gradientes de temperatura en °C.....	49
Tabla 20: Combinaciones de carga y Factores de Carga.	56
Tabla 21: Factores de carga para cargas permanentes, γ_p	57
Tabla 22: Variables e Indicadores del tema de Investigación	62
Tabla 23: Clasificación de las Carreteras según su función.....	78
Tabla 24: Clasificación de la Red Vial Peruana y su relación con la velocidad del Diseño....	81
Tabla 25: Ancho de calzada de dos carriles	82
Tabla 26: Bombeos de la Calzada.....	82

Tabla 27: Ancho de bermas	83
Tabla 28: Taludes para Terraplenes	83
Tabla 29: Radios mínimos y peraltes máximos para diseño de carreteras.....	84
Tabla 30: Características de la vía del Puente Reque	85
Tabla 31: Resumen de Estudio de Tráfico 2014	92
Tabla 32: Resumen de Estudio de Tráfico 2015	93
Tabla 33: Caudales Máximos registrados en el Río Chancay – Reque durante los eventos extraordinarios de 1983 y 1998.....	95
Tabla 34: Caudales Medios Mensuales del Río Chancay – Reque en la Estación Lambayeque (Junta de Usuarios).....	95
Tabla 35: Estación Hidrométrica en la Zona de Estudio	98
Tabla 36: Valor T para varios riesgos permisibles R y para la vida útil n de la obra.	99
Tabla 37: Valores Máximos de Riesgo Admisible de Obras de Drenaje.....	99
Tabla 38: Propiedades de los Materiales del Cauce y Márgenes	102
Tabla 39: Parámetros de Diseño del Puente Reque	105
Tabla 40: Profundidad de Socavación General en la Sección de Emplazamiento del Puente para Tr = 500 Años - Método de Lebediev	106
Tabla 41: Valores de Caudal Máximo (m ³ /s).....	107
Tabla 42: Dimensiones y Características del Puente Obtenidos del Análisis.....	107
Tabla 43: Valores del Coeficiente de Rugosidad de Manning (n)	113
Tabla 44: Coeficientes de Rugosidad de Cowan.....	114
Tabla 45: Resumen de excedentes al mar peruano registrado en Bocatoma Monsefú - Reque - Eten (m ³).....	115
Tabla 46: Resultados de Simulación Hidráulica Con Hec-Ras.....	131
Tabla 47: Valores del coeficiente de Contracción μ (Maza,1967).....	147
Tabla 48: Valores de x y z (Maza,1967)	147
Tabla 49: Valores de β (Maza,1967).....	147
Tabla 50: Clases de concreto de Cemento Pórtland.....	177
Tabla 51: Pérdida de Pretensado y Postesado	180

Tabla 52: Principales Tipos De Cables Utilizados En Puentes Atirantados	193
Tabla 53: Diferencias entre Puentes Tradicionales y Atirantados basadas en estudios para diseño estructural de puente Reque.	270

Lista de figuras

Figura 1: Alineación de la vía con respecto al río.....	20
Figura 2: Alineación de pilas y estribos según la corriente.	20
Figura 3: Características hidráulicas del flujo bajo un puente (régimen lento).	23
Figura 4: Puentes de vía inferior.	26
Figura 5: Puentes de vía superior.....	26
Figura 6: Puente de vigas simplemente apoyadas.....	27
Figura 7: Puentes isostáticos con voladizos.....	27
Figura 8: Puente de vigas continuas.....	27
Figura 9: Puente de vigas parcialmente continuas.	27
Figura 10: Puentes de estructura aporticada.	28
Figura 11: Puentes de arco.....	29
Figura 12: Puente reticulado.	30
Figura 13: Puente colgante.....	30
Figura 14: Puente atirantado.	30
Figura 15: Losa cargada en la dirección transversal al tráfico.	31
Figura 16: Losa cargada en la dirección del tránsito	31
Figura 17: Tipos de vigas.....	32
Figura 18: Sistemas de apoyos.....	32
Figura 19: Cargas de diseño de AASHTO.....	35
Figura 20: Línea de diseño.....	36
Figura 21: Diagrama de cuerpo libre de las fuerzas de frenado.....	38
Figura 22: Cargas en barandas peatonales.	39
Figura 23: Fuerzas debidas a los fluidos.....	39
Figura 24: Perfil de velocidad.....	40
Figura 25: Mapa de distribución de Iso-aceleraciones del Perú.	45
Figura 26: (a) Temperatura que induce dilatación y (b) temperatura que induce curvatura....	48

Figura 27: Gradientes de Temperatura.....	49
Figura 28: Área donde se llevaron a cabo los trabajos de topografía	69
Figura 29: Vista aguas abajo del Río Reque.	69
Figura 30: Vista aguas abajo del Río Reque.	70
Figura 31: Vista aguas arriba del Río Reque.....	70
Figura 32: Estación 1 (E-01) a la altura del Kilómetro 0+300 del eje del Puente.	71
Figura 33: Vista de la Estación E-01 ubicado aguas abajo del Río Reque.	71
Figura 34: Vista de la Estación E-02 ubicado aguas abajo del Río Reque.	72
Figura 35: Vista de la Estación E-03 ubicado aguas abajo del Río Reque.	72
Figura 36: Vista de la Estación E-04 ubicado aguas abajo del Río Reque.	73
Figura 37: Ubicación de Punto de Control (Estación de Aforo Vehicular)	85
Figura 38: Vista de Camión 2E en dirección Norte-Sur de la Panamericana Norte sobre el punto de control.....	86
Figura 39: Vista de Camión 3E en dirección Norte-Sur de la Panamericana Norte sobre el punto de control.....	86
Figura 40: Vista de Bus 3E en dirección Norte-Sur de la Panamericana Norte sobre el punto de control.....	87
Figura 41: Vista de Semi Trayler 3S3 en dirección Sur-Norte de la Panamericana Norte sobre el punto de control.....	87
Figura 42: Vista de Trayler 3T2 en dirección Sur-Norte de la Panamericana Norte sobre el punto de control.....	88
Figura 43: Vista de Trayler 3T3 en dirección Sur-Norte de la Panamericana Norte sobre el punto de control.....	88
Figura 44: Vista de Camión Cisterna en dirección Sur-Norte de la Panamericana Norte sobre el punto de control.....	89
Figura 45: Vista de Camioneta Rural en dirección Norte-Sur de la Panamericana Norte sobre el punto de control.....	89
Figura 46: Vista de Bus 2E y auto en dirección Sur-Norte de la Panamericana Norte sobre el punto de control.....	90
Figura 47: Vista al Puente Reque desde el punto de control.....	90
Figura 48: Formato de Conteo de Tráfico	91

Figura 49. Riesgo de por lo menos una excedencia del evento de diseño durante la vida útil (Periodo de Retorno en años vs Vida útil de diseño años).....	100
Figura 50: Ubicación de Cuenca Chancay- Lambayeque	108
Figura 51: Estación HLM- Racarumi de caudales presentados en los años 2014-2015	108
Figura 52: CARTA 14-D (Chiclayo)	109
Figura 53: CARTA 14-E (Chiclayo).....	110
Figura 54: CARTA 14-F (Chota).....	111
Figura 55: Mapa de la Cuenca Hidrográfica del Río Chancay- Lambayeque, La Leche, Chotano, Conchano y LLaucano	112
Figura 56: Calicata N° 2 a orillas del cauce del río.....	151
Figura 57: Calicata N° 1 en el margen izquierdo del río, se puede apreciar la presencia de piedra que interrumpe las labores de excavación.....	152
Figura 58: Vista Panorámica de la ubicación de la Calicata N°1	152
Figura 59: Molienda de muestras de suelo, previamente secadas en el horno.....	153
Figura 60: Proceso de Lavado de Muestra.....	153
Figura 61: Proceso de Lavado de Muestra.....	154
Figura 62: Tamizado de muestras.....	154
Figura 63: Ensayo de Límite Líquido	155
Figura 64: Puente Tipo Losa.....	164
Figura 65: Puente Tipo Viga.....	165
Figura 66: Puente Tipo Arco de Tablero Inferior	166
Figura 67: Puente Tipo Atirantado de un solo vano con torre lateral.....	167
Figura 68: Puente Atirantado de torre lateral en Jerusalem.....	171
Figura 69: SNP Bridge – Novy Most en Slovakia.....	171
Figura 70: Puente del Alamillo en Sevilla	172
Figura 71: Puente de Suspensión Central.....	172
Figura 72: Puente de Suspensión lateral.....	173
Figura 73: Puente de Suspensión en tres planos.....	173

Figura 74: Puente Tipo Arpa.....	174
Figura 75: Puente Tipo Abanico	174
Figura 76: Puente Tipo Semi-Arpa	174
Figura 77: Puente Asimétrico	174
Figura 78: Diagrama de Distribución de Fuerzas en Puente Atirantado.....	175
Figura 79: Tipos de Torres de Puentes Atirantados	176
Figura 80: Forma de Tablero Postensado	176
Figura 81: Sección tipo "I" de acero estructural.....	181
Figura 82: Distribución del acero de refuerzo	182
Figura 83: Cable de Acero Enrollado.	182
Figura 84: Componentes del Cable	183
Figura 85: Torón de capa simple.....	184
Figura 86: Torón Seale.....	184
Figura 87: Torón Filler.....	185
Figura 88: Torón Warrington.....	185
Figura 89: Torón Warrington Seale — 36	186
Figura 90: Torón Warrington Seale — 26	186
Figura 91: Formas de cables.	186
Figura 92: Paso regular derecho.....	188
Figura 93: Paso regular derecho.....	188
Figura 94: Paso Lang derecho.....	189
Figura 95: Paso Lang izquierdo.	189
Figura 96: Relación entre la Resistencia a la Abrasión y a la Fatiga.....	191
Figura 97: Propiedades del concreto de 42 MPa.....	196
Figura 98: Vista lateral de puntos y elementos frame del tablero.....	196
Figura 99: Sección transversal del tablero	196
Figura 100: Vista en planta de elementos frame del tablero y links.	196

Figura 101: División en secciones del elemento "Shell"	198
Figura 102: División en segmentos de elementos "Frame"	198
Figura 103: Vista frontal y lateral de la torre	199
Figura 104: Obenque.....	200
Figura 105: Deformación y fuerzas en los tirantes	202
Figura 106: Ingreso de datos del vehículo de diseño en SAP2000	204
Figura 107: Ingreso de datos del carril de diseño en SAP2000 (a).....	204
Figura 108: Ingreso de datos del carril de diseño en SAP2000 (b).....	205
Figura 109: Ingreso de carriles a la carga móvil de Load Case Data en SAP2000	205
Figura 110: Mapa de Distribución de Isoaceleraciones en el Perú	206
Figura 111: Espectro de Respuesta según AASHTO-LRFD 2006	206
Figura 112: Perfil Longitudinal del Puente Reque.....	207
Figura 113: Diagrama de Momentos ante Carga Permanente	209
Figura 114: Diagrama de Cortantes ante Carga Permanente	209
Figura 115: Modelación del Puente Reque en SAP2000.....	209
Figura 116: Partes de un Anclaje	210
Figura 117: Anclaje de placa SD (Para tendones transversales de puentes).....	211
Figura 118: Método de los apoyos falsos en puentes lanzados o de voladizos sucesivos	214
Figura 119: Método de los apoyos falsos en puentes atirantados	214
Figura 120: Método del lanzamiento en puentes atirantados.....	216
Figura 121: Método de los voladizos sucesivos en puentes atirantados.....	217
Figura 122: Badén construido de forma provisional.....	275
Figura 123: Transporte de vehículos por el Badén.	275
Figura 124: Badén reconstruido después del colapso producido en el año 2008.....	276
Figura 125: Vista Lateral del Puente Reque Ampliado y Reforzado.....	276

Resumen

El actual diseño del Puente sobre el Río Reque no garantiza su correcto funcionamiento ante eventos extraordinarios debido a la condición de puente provisional para lo cual fue diseñado. En este proyecto se presenta una alternativa de diseño moderna y definitiva como lo es el puente atirantado; para este fin, se realizaron estudios de la zona y la naturaleza del río, asimismo el diseño estructural del puente acorde a la realidad de la zona para su desempeño ante las condiciones más desfavorables. El puente atirantado propuesto está compuesto por una torre ubicada hacia el margen más estable del río Reque, cables que soportan el tablero del puente, y platea de cimentación para transferir todas las cargas hacia el estrato del suelo más estable a través de pilotes. Como resultado final se obtuvieron los planos de arquitectura, estructura y cimentaciones.

Palabras clave: Puente Reque, diseño estructural, puente definitivo, puente atirantado, naturaleza del río, estudios de la zona.

Abstract

The current design of the Bridge over the Reque River does not guarantee its proper functioning in case of extraordinary events due to the provisional bridge condition for which it was designed. This project presents an alternative of modern and definitive design like the cable-stayed bridge; for this purpose, we made studies of the area and the nature of the river, as well as the structural design of the bridge according to the reality of the area for its right performance under the most unfavorable conditions. The proposed cable bridge consists of a tower located towards the more stable margin of the Reque River, cables that support the board of the bridge, and foundation plates to transfer all loads to the more stable stratum of the ground through piles. As a final result, we present architectural, structural and foundation plans.

Keywords: Reque Bridge, structural design, definitive bridge, cable-stayed bridge, river nature, studies of the area.

I. Introducción

Según estudios a nivel mundial y las experiencias vividas en nuestro país, se conoce que el problema más común encontrado en la falla de puentes proviene del comportamiento hidráulico de ríos y quebradas. Por tal motivo el diseño hidráulico debe merecer mayor atención e importancia, teniendo en cuenta que el Perú es un país en el cual los efectos de las avenidas provocadas por el fenómeno de El Niño son secuenciales y causan enormes daños. (Campaña, 2010)

Es importante tener en cuenta que el río es por naturaleza esencialmente móvil y cambiante, la estabilidad fluvial lograda durante cientos o miles de años por el río, puede verse seriamente alterado por la construcción de un puente. (Ministerio de Transportes y Comunicaciones del Perú 2012, 60).

Este es uno de los grandes problemas que ha presentado el puente Reque durante su historia, dado que se ve afectado en cada crecida que tiene el río del mismo nombre convirtiéndola en una Zona de Peligro Muy Alto y de Vulnerabilidad Muy Alta, según informe presentado de Mapa de Riesgos elaborado por Instituto Nacional de Defensa Civil (INDECI).

El 1 de marzo de 1998 se produjo el colapso del Puente Reque ante una avenida extraordinaria como consecuencia de las lluvias del fenómeno de "El Niño", que desencadenaron el aumento del caudal del río. Esto provocó el aislamiento del distrito y la interrupción del tráfico normal de la Carretera Panamericana Norte, cortándose por semanas el flujo de personas y de mercaderías tanto al norte, nororiente como al sur del país. [1]

Durante ese mismo año se construyó un badén (Junio de 1998) con carpeta asfáltica que se usó para el paso vehicular hasta la construcción del nuevo puente cuyos trabajos concluyeron el 14 de mayo de 1999 a cargo del Ex Sistema Nacional de Mantenimiento de Carreteras (SINMAC) y Servicios Industrial de la Marina (SIMA), el cual se construyó de forma provisional con un diseño de una armadura metálica tipo reticulado (Muroy 2006, 13). A pesar de la renovación en su diseño, este es considerado el menos adecuado para las características que presenta el río Reque, debido al problema de socavación que ejerce su cauce tanto en los pilares centrales como en su margen derecho, ocasionada por la sección curva del río sobre la que está actualmente ubicado y de las defensas ribereñas realizadas que encausan el flujo hacia estos pilares.

Posteriormente, aunque el puente construido haya sido solamente de forma provisional, se realizó su reforzamiento y ampliación como puente definitivo del proyecto, en el cual se construyó un tramo adicional con diseño similar, pero con losa de concreto. Sin embargo, según

Reyes Carrasco, el puente de 152 metros de longitud fue construido podría ser un peligro en caso de que se presente una avenida de más de 2 000 metros cúbicos por segundo; además, afirma que si llegase a superar los 1,000 m³ el puente podría colapsar, opinión respaldada por Augustín Basauri Aramburú, Jefe Regional de INDECI del Año 2012.

Todos estos factores, aunque se haya realizado la ampliación y el reforzamiento del mismo, no nos brinda la certeza de que actúe correctamente ante la presencia de un evento como el Fenómeno de El Niño.

Se han presentado diversas evaluaciones y propuestas de reubicación del viaducto, sin embargo, esto significaría grandes problemas como la modificación del tramo de carretera y expropiaciones que significaría un proyecto muy costoso y complicado de ejecutar.

Debido a la necesidad de una alternativa de solución para un puente definitivo que no tenga tantos problemas como el actual y así evitar que la ciudad de Chiclayo y la Zona Norte del País quede aislada por el colapso del puente actual se tiene como objetivo principal realizar el estudio técnico de un nuevo diseño del Puente Reque, ubicado en la Panamericana Norte KM 772+789.33, a fin de conocer la mejor solución técnica para un buen desempeño estructural e hidráulico.

II. Marco teórico

2.1. Antecedentes

Los problemas presentados en el Puente Reque a lo largo de su historia, así como los estudios realizados en cuanto a su problemática son los que se indican a continuación:

- **Colapso del Puente en 1998:** Producido el 1 de Marzo de 1998 durante el Fenómeno de El Niño, debido al asentamiento de pilar central y caída de la superestructura. El puente estaba formado por tres estructuras metálicas reticuladas tipo MAN de 33 metros cada una, de doble vía y apoyada sobre estribos y pilares de concreto armado cimentado sobre pilotes. Según el Ingeniero Reyes Carrasco, especialista en la materia, el colapso se debió a su mala ubicación, dado que, el río produce erosiones y socavación en el puente, situación agravada por la construcción de un dique el cual dirigía las aguas a la zona central del puente.
- **Construcción de Puente Reque:** Después del colapso del Puente Reque, la ex Dirección de Puentes de la Dirección General de Caminos realizó la construcción de un badén en Junio del año 1998 para habilitar el paso vehicular. Posteriormente, en el año 1999 se ejecutó la construcción de un puente provisional, el cual estuvo a cargo del Servicio Industrial de la Marina (SIMA), cuyos trabajos culminaron en 14 de Mayo del mismo año mientras se elaboraba un proyecto de un nuevo puente definitivo, el cual nunca se ejecutó.
- **Colapso de Badén:** El badén instalado en 2008 de forma provisional durante los trabajos realizados en el reforzamiento y ampliación del nuevo puente Reque durante una crecida del río Reque dejando incomunicada a la ciudad de Chiclayo. Se trasladó el tránsito vehicular al puente Saltur. Después de un mes aproximadamente se habilitó para el pase de vehículo para carga pesada.
- **Reforzamiento y Ampliación del Puente Reque:** En el año 2009, el puente Reque fue ampliado en 50 metros de longitud y reforzado en su estructura, además de las defensas ribereñas en el mismo.
- **Propuesta de Reubicación del Puente Reque:** El Ingeniero Luis Reyes Carrasco elaboró una propuesta de solución que consiste en la ejecución de una nueva Vía de Evitamiento, que reemplazaría a la carretera actual, y la reubicación del puente en Siete Techos, zona en la cual se presentan las mejores condiciones para la construcción de un puente.

- **Evaluación del Reforzamiento y Ampliación del Puente Reque (2007):** Tesis de grado: Universidad Nacional de Ingeniería elaborada por Pablo César Peri Domínguez, tiene como objetivo la evaluación de la ampliación y reforzamiento del puente Reque, considerando la construcción de un nuevo tramo de 40 m. de longitud, el reforzamiento necesario de las subestructuras existentes, la construcción del nuevo estribo y el reemplazo del tablero tipo losa por un tablero de concreto armado.
- **Mantenimiento de las Estructuras del Puente sobre el Río Reque, Distrito Reque, Provincia – Chiclayo (2010):** Tesis elaborada por Chrystian Ballena Tapia, Brayán Barrenechea Mantilla y Oscar Zúñiga Chepe, cuyo objetivo fue analizar y determinar la forma como se realiza el mantenimiento al puente sobre el río Reque con el fin de evitar su deterioro producido por factores externos en toda su estructura, así como evitar un colapso temprano generando bloqueos de comunicación, pérdidas económicas al país.

2.2. Bases teóricas

2.2.1 Estudios previos del proyecto

[2] Los puentes generalmente son obras complejas, que requieren para su proyecto definitivo estudiar los siguientes aspectos:

- Localización de la estructura o ubicación.
- Luz y tipo de puente que resulte más adecuado para el sitio escogido, teniendo en cuenta su estética, economía y seguridad.
- Forma geométrica y dimensiones, analizando sus accesos, superestructura, subestructura, cauce de la corriente y cimentaciones.
- Obras de arte y complementarias.

A continuación, se mencionan algunos criterios importantes que deben seguirse para decidir la ubicación del puente, luz libre y dimensiones de la estructura.

a) Localización

Para la buena localización de un puente deben estudiarse varias alternativas, según los criterios de estudio de tráfico, alineamiento de la vía, alineamiento de la rasante, tipo de terreno, facilidades de construcción, conservación, la estética de la obra.

Generalmente, la ubicación de un puente en vías urbanas es forzada y obedece al comportamiento del tránsito. En cambio, la localización en zonas rurales está determinada por el tipo de terreno y en el caso de estar sobre un río se debe tener en cuenta también el comportamiento del cauce.

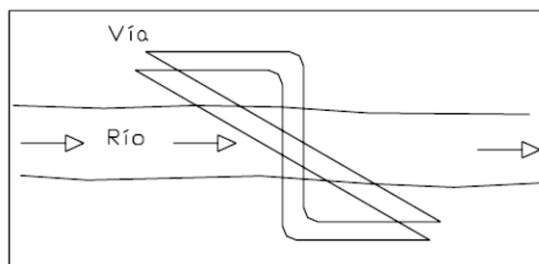
Los colapsos más comunes de puentes son causados por avenidas. Por eso, en esta sección se prestará atención a algunos criterios hidráulicos recomendados por Martín Vide (1997) para la ubicación del puente:

- Una característica fundamental del lugar para la colocación del puente es su estabilidad fluvial. Es decir, la garantía de que el río no modifique su sección con efectos negativos para el puente. El fracaso más elemental de un puente es descubrir que se alza sobre seco, mientras el cauce del río se encuentra en otro lugar.
- La ubicación de un puente en lugar inestable puede obligar a realizar obras de encauzamiento importantes para estabilizarlo. En ocasiones, estas obras son imprescindibles pues la falta de estabilidad es extensa y general. En vías que cruzan un delta o una llanura o abanico aluvial es preferible situar el puente aguas arriba, en el origen del abanico, donde el río aún no tiene libertad de movimiento.
- Los lugares de cauce estrecho dan obviamente la ubicación del puente más económica. De otro lado, los cauces múltiples, además de tener mayor longitud, suelen presentar menor estabilidad. Asimismo, los lugares de cauce relativamente rectilíneo son preferibles a las curvas, debido a la tendencia a la erosión lateral y la erosión del fondo en el estado exterior de la curva, excepto en orillas muy resistentes. También es mejor un lugar con un cauce principal de gran capacidad que uno fácilmente desbordable.
- El conocimiento del río hidrológico e hidráulico y sobre todo morfológico es muy útil en el estudio de la estabilidad necesaria de un puente. Pero no es suficiente, también hay que conocer si en el futuro se proyectan obras o actuaciones que puedan modificar la estabilidad; como puede ser la construcción de una presa aguas arriba o la extracción de material de fondo pueden cambiar drásticamente el comportamiento del cauce.

Tras la ubicación del puente, la siguiente cuestión geométrica con implicación hidráulica es la alineación de la vía con respecto al río. En primer lugar, no hay razón para exigir que el cruce sea perpendicular al río en lugar de oblicuo, siempre que esta última alineación esté fundamentada por buenas razones de trazado de la vía (ver fig. 1).

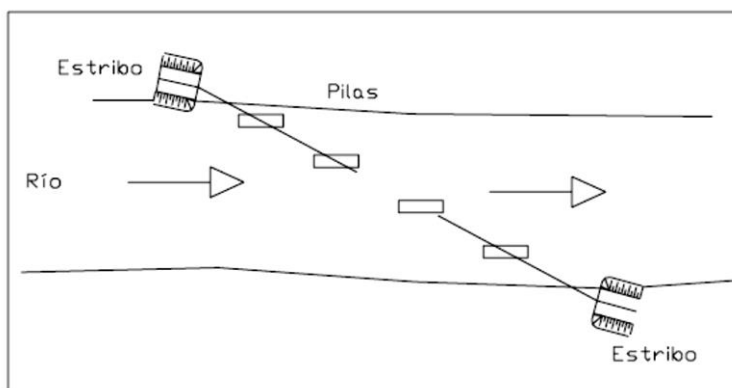
Una vez aceptadas las alineaciones oblicuas, hay que advertir de algunos problemas que están asociados: las pilas, cimentaciones, estribos y todo elemento mojado del puente debe estar correctamente alineado con la corriente, de ningún modo según la alineación propia del puente, por más que esto signifique una complicación estructural o constructiva (ver fig. 2).

Figura 1: Alineación de la vía con respecto al río.



Fuente: Seminario. (2004).

Figura 2: Alineación de pilas y estribos según la corriente.



Fuente: Seminario. (2004).

b) Luz y tipo de Estructura

Una vez escogida la ubicación de estructura, es necesario conocer con mayor exactitud las características del terreno y el comportamiento del río. Para esto, deben efectuarse los siguientes estudios de la zona escogida:

- **Estudio Topográfico:** Debe hacerse un estudio del lugar escogido donde deben incluirse las vías de acceso, determinando curvas de nivel y perfiles de la vía tomados por el eje y por los extremos de la calzada, alineamiento del cauce aguas arriba y aguas abajo con los niveles de agua observados.

Lo que debe contener un estudio topográfico según el Manual de Diseño de Puentes:

- ✓ La topografía de la zona donde se ubicará el puente deberá documentarse mediante planos con curvas de nivel y fotografías, registros digitales e informes.
- ✓ Los informes deberán detallar las referencias preliminares consultadas, la descripción y las características técnicas del equipo utilizado para la toma de datos,
- ✓ La metodología seguida para el procesamiento de los datos de campo y la obtención de los resultados.

- ✓ Si se dispusiera de estudios topográficos previos, de zonas adyacentes o que involucren el área del proyecto, éstos deberán ser revisados a fin de verificar la compatibilidad de la información obtenida.
- ✓ Los registros digitales serán entregados en cd's de un formato compatible con los programas especializados utilizados por el Ministerio.
- Estudios Hidrológicos: Se debe realizar aguas arriba del proyecto con indicación de pendientes, tipo de suelos, tipo de cultivos, datos pluviométricos, registros de aforos en el sitio del puente, velocidad de corriente, características del río y descripción de los materiales de construcción que se encuentren.

Lo que debe contener un estudio topográfico según el Manual de Diseño de Puentes:

- ✓ Características del río en la zona del proyecto
- ✓ Régimen de caudales
- ✓ Características hidráulicas
- ✓ Caudal de diseño y periodo de retorno
- ✓ Definición de la luz del puente y de los niveles del fondo de la superestructura
- ✓ Profundidad mínima recomendable para la ubicación de la cimentación, según el tipo de cimentación.
- ✓ Características de las obras de defensa y de encauzamiento
- ✓ Conclusiones y Recomendaciones
- Recopilación de información: Se debe recopilar los informes técnicos sobre los comportamientos de los puentes existentes sobre el mismo cauce en cercanías al ponteadero, mapas, fotografías aéreas, datos pluviométricos e hidráulicos, lecturas de niveles de río en cuestión de la zona del estudio.
- Estudio de suelo y geotécnicos: El objetivo primordial de estos estudios es determinar la erosión y los parámetros de suelo, con el fin de establecer el tipo cimentación y garantizar la estabilidad de la obra. Como resultado de los estudios geotécnicos, se deben dar los parámetros necesarios que intervienen en el análisis dinámico y diseño sismo-resistente de la estructura según el comportamiento de suelos.

Lo que debe contener un estudio de suelos y geotécnicos según el Manual de Diseño de Puentes:

- ✓ Exploración geotécnica. Indicación de sondajes y ensayos de campo y laboratorio realizados. Se indicarán las normas de referencia usadas para la ejecución de los ensayos. Los resultados de los sondajes deben ser presentados con descripciones

precisas de los estratos de suelo y/o base rocosa, clasificación y propiedades físicas de los suelos y/o roca, indicación del nivel freático y resultados de los ensayos de campo.

- ✓ Descripción precisa de los estratos de suelos, clasificación y propiedades físicas de los suelos.
- ✓ Indicación del nivel freático
- ✓ De los resultados de ensayos de campo y de laboratorio. Como mínimo se deben establecer los siguientes parámetros, de acuerdo al tipo de suelo: peso volumétrico, resistencia al corte, compresibilidad, potencial de expansión o de colapso, potencial de licuación. En caso de rocas, se deberán establecer: dureza, compacidad, resistencia al intemperismo, índice de calidad y resistencia a la compresión.
- ✓ Tipos y profundidades de cimentación recomendadas.
- ✓ Normas de referencia usados en los ensayos.
- ✓ Zonas de deslizamientos, huaycos y aluviones pasados.
- ✓ Conclusiones y recomendaciones.

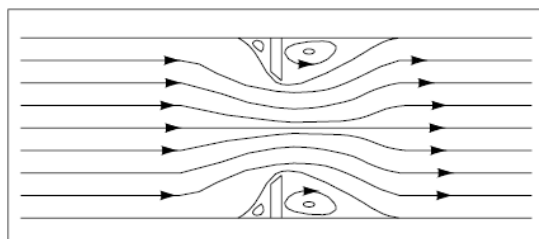
Hay procesos y componentes de la erosión que ocurren independientemente de la existencia del puente (erosión general transitoria y a largo plazo, erosión en curvas, etc.), pero también existen otros componentes debidos sólo a la presencia de puentes. Los componentes de la erosión específicos en el caso de un puente son dos: la erosión localizada provocada por el estrechamiento ocasionado por el puente (ocurre en la sección del puente y sus inmediaciones), y la erosión local (ocurre en pilas, estribos y otro elementos mojados o rodeados por la corriente).

Con los estudios realizados podremos conocer la sección hidráulica, la velocidad de la corriente, el gasto mínimo y el gasto máximo en el sitio del ponteadero durante la vida útil de la estructura, características del suelo, si es erosionable o no. Con la ayuda de estos resultados se deberá elegir la luz de la estructura.

Si disminuimos moderadamente el ancho del río no necesariamente se resta capacidad hidráulica (ver fig. 3). El efecto global es una sobre elevación del nivel antes del puente (remanso producido por el puente). El caudal de agua pasa por igual debajo del puente, pero con una velocidad media mayor a través del vano. De todos modos, si la pérdida de anchura superara el estrechamiento crítico el nivel de la sección crecería conforme al calado crítico.

Además del efecto de sobre elevación, el aumento de velocidad (por la reducción de anchura) produce erosión del lecho en el área del puente. Estos dos efectos, de sobreelevación y erosión, son los inconvenientes de restar anchura al vano.

Figura 3: Características hidráulicas del flujo bajo un puente (régimen lento).



Fuente: Seminario. (2004).

Una vez determinada la luz total de la obra se debe elegir el tipo de sistema estructural que se empleará. La tabla N° 1 muestra los rangos de luces para los diferentes tipos de puentes.

Para elegir el tipo de puente, también se debe considerar la estética de la obra que debe guardar armonía con los alrededores, el buen servicio y durabilidad de la obra, la facilidad de construcción y la economía del proyecto.

Tabla 1: Rango de luces según el tipo de estructura.

Tipo de Estructura	Material	Rango de luces (m)
Losa	C. Armado	0-12
	C. Preesforzado	10-40
Vigas	C. Armado	12-25
	C. Preesforzado	25-325
	Acero	30-300
Arco	Concreto	80-390
	Acero	130-400
	Acero Ret.	240-520
Reticulado	Acero	100-600
Atirantado	Concreto	50-450
	Acero	100-1000
Colgante	Acero	300-2000

Fuente: ACI. (1993)

c) Forma geométrica y dimensiones

Una vez elegida la ubicación y tipo de puente, es necesario considerar, para el diseño geométrico del puente, las recomendaciones que da el Manual de diseño geométrico DG-2001-MTC. Estas recomendaciones apuntan a producir niveles aceptables de visibilidad, comodidad, seguridad y de servicio en general.

Como regla general, se debe conservar el ancho de la calzada. En las estructuras normales de luz no superior a unos 20 m, debería conservarse también el ancho de bermas. Pero en obras de características especiales por su longitud, luz o altura puede ser económico reducir el ancho de las bermas, si el tráfico de peatones es muy escaso, no hay aceras y se disponen las barreras al borde de las bermas.

En caso contrario se debe disponer un paso para peatones (o para personal de mantenimiento), por medio de una acera separada de la berma por barreras y protegerla por una barandilla. En zonas urbanas se suele emplear secciones análogas a las de las calles.

Si por razones de mantenimiento o de flujo peatonal, se requiera dotar de veredas al puente, éstas se separarán de la berma por medio de barreras y se debe proteger los bordes con barandas, siendo el ancho mínimo de las veredas de 0.75 m.

En todo caso, el MTC tiene la potestad de aprobar casos excepcionales tanto por debajo del mínimo como exigir secciones de estructuras mayores que estos mínimos en aquellos casos en que las características del trazado o del tránsito lo recomienden, así como el derecho de autorizar secciones especiales para puentes de longitud o de luces excepcionales.

El diseño geométrico en puentes debe satisfacer, además de las Normas Peruanas de Puentes, las siguientes restricciones:

- En los cruces sobre vías vehiculares y férreas deben preverse futuros trabajos tales como ampliación de la vía.
- Cuando el puente es para superar un río o canal, el alineamiento horizontal de la carretera en el tramo del puente puede ser curvo y no necesariamente perpendicular al eje de la corriente del agua.
- El peralte utilizado en puentes localizados en curvas horizontales o zonas de transición debe cumplir con el diseño geométrico especificado en la vía y no debe superar el valor máximo permitido.
- Gálidos
- Sección transversal: en toda la longitud del puente se mantendrá la sección transversal típica del ramo de la carretera en el cual se encuentra el puente. Dicha sección debe comprender las bermas, aunque la norma permite algunas reducciones según el tipo de velocidad, terreno, y clasificación de la vía.
- En el alineamiento vertical del puente no habrá más limitaciones que las propias del diseño geométrico del tramo dónde esté ubicado, es decir en ningún caso un puente limitará el diseño vertical de una carretera.

d) Obras de arte y complementarias

Por otra parte, las obras de arte deben incorporarse al trazado de una manera fluida y natural, así como éste debe ser compatible con la geometría del accidente topográfico que obliga la construcción de la estructura.

También es necesario para el buen funcionamiento del puente el buen diseño de las obras complementarias tales como barandas, drenaje de la calzada y de los accesos, protección de las márgenes y si fueran necesarios el empedramiento de taludes, iluminación y rectificación del cauce.

2.2.2 Tipos de puentes

A continuación, describiremos los principales criterios de clasificación de puentes.

a) Según su utilidad

La utilidad de los puentes puede ser muy distinta. Los más modernos son los viaductos para transporte rápido masivo de pasajeros (TRM). Entre los distintos puentes tenemos:

- Puentes peatonales.
- Puentes para carreteras.
- Puentes para vías férreas.
- Puentes para el paso de tubería.
- Viaductos para transporte rápido masivo de pasajeros (TRM).

b) Según el material

En cuanto a los fines de clasificación se refiere, la identificación se hace en base al material utilizado en la estructura principal. Por ejemplo, cuando se habla de un puente de acero, se entiende que la estructura principal es de acero, pero la losa puede ser de concreto.

Los tipos más usados son:

- Puentes de madera.
- Puentes de concreto reforzado o preesforzado.
- Puentes metálicos.
- Puentes compuestos (metal con concreto).

c) Según la localización de la calzada

Esta clasificación está basada en la ubicación de la vía o calzada con respecto a la estructura (armadura o arco).

- Puentes de calzada o vía inferior (ver fig. 4).
- Puentes de calzada o vía superior (ver fig. 5).

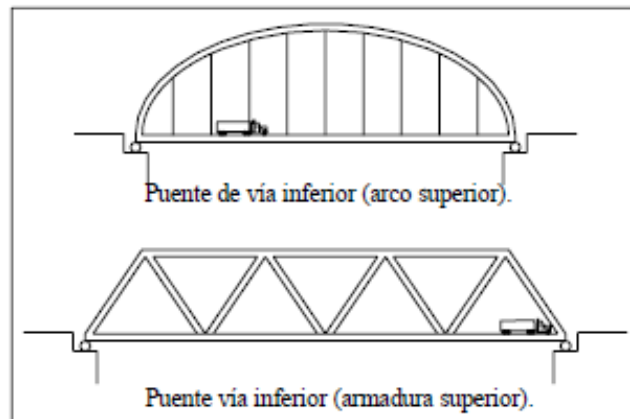
d) Según el tipo sistema estructural

Longitudinalmente se puede optar por diversos sistemas estructurales. A continuación, presentamos los principales esquemas estructurales:

Puentes tipo viga

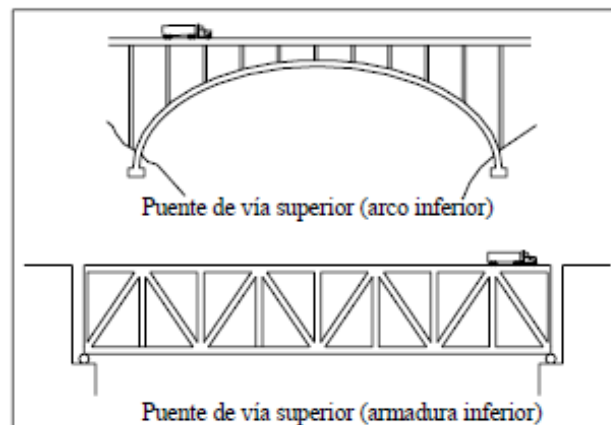
Los puentes tipo viga son los más comunes. Estructuralmente, también son los más sencillos, se pueden dividir en:

Figura 4: Puentes de vía inferior.



Fuente: Seminario. (2004).

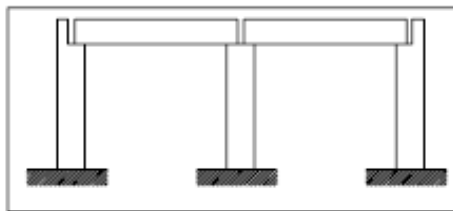
Figura 5: Puentes de vía superior.



Fuente: Seminario. (2004).

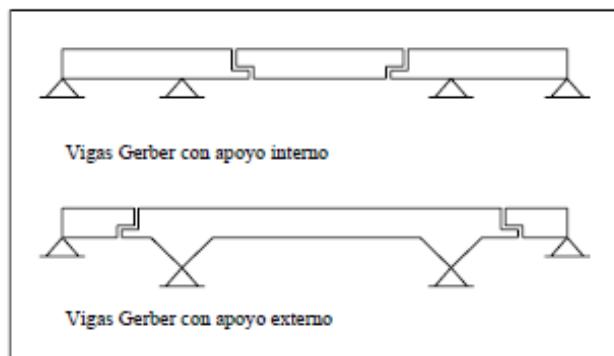
- Puentes de tramos simplemente apoyados (una o varias luces simplemente apoyadas). Pueden ser los de losa maciza o de losas y vigas (ver fig. .6). Su desventaja se encuentra en el mayor número de juntas y dispositivos de apoyo.
- Puentes isostáticos con voladizos (Gerber). Existen vigas Gerber con apoyo interno y vigas Gerber con apoyo externo (fig. 7). En general, tiene las mismas ventajas y desventajas de las vigas simplemente apoyadas. En la actualidad, este tipo de puentes se ha dejado de utilizar.

Figura 6: Puente de vigas simplemente apoyadas.



Fuente: Seminario. (2004).

Figura 7: Puentes isostáticos con voladizos



- Puentes de vigas continuas (ver fig. 8). Este tipo de puentes constituyen estructuralmente la solución más eficiente. Un tipo especial de estos puentes son los formados por vigas parcialmente continuas (fig. 9), está formado por vigas prefabricadas, que se colocan entre los apoyos y posteriormente integrarse con una losa vacada en sitio.

Figura 8: Puente de vigas continuas.

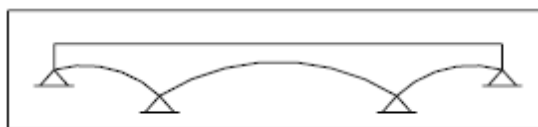
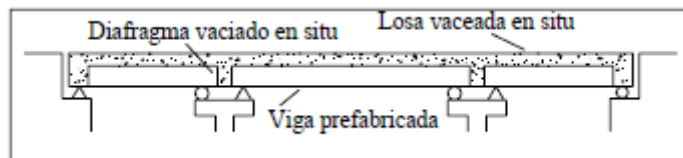


Figura 9: Puente de vigas parcialmente continuas.



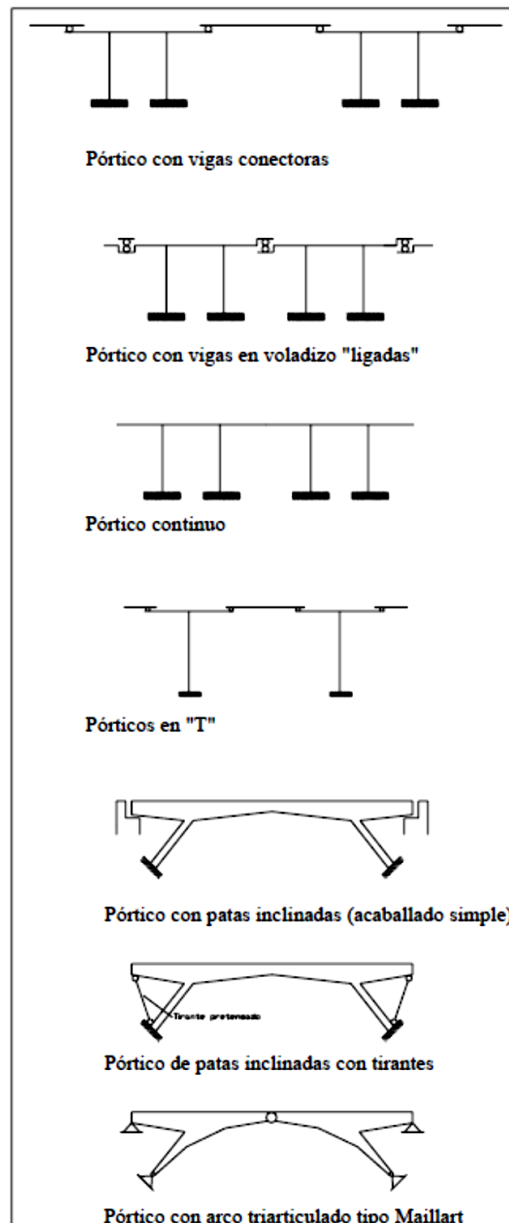
Puentes de estructura aporticada

La principal característica de estos puentes es la unión rígida entre la superestructura y los pilares y/o estribos. Existen diversos esquemas de pórticos (ver fig. 10), entre los principales tipos tenemos:

- Pórtico con vigas conectoras.
- Pórtico continuo.

- Pórtico con vigas ligadas en voladizo.
- Puente acaballado simple.
- Puente acaballado con tirantes.
- Arco tri-articulado tipo Maillart.

Figura 10: Puentes de estructura apórticada.



Fuente: Seminario. (2004).

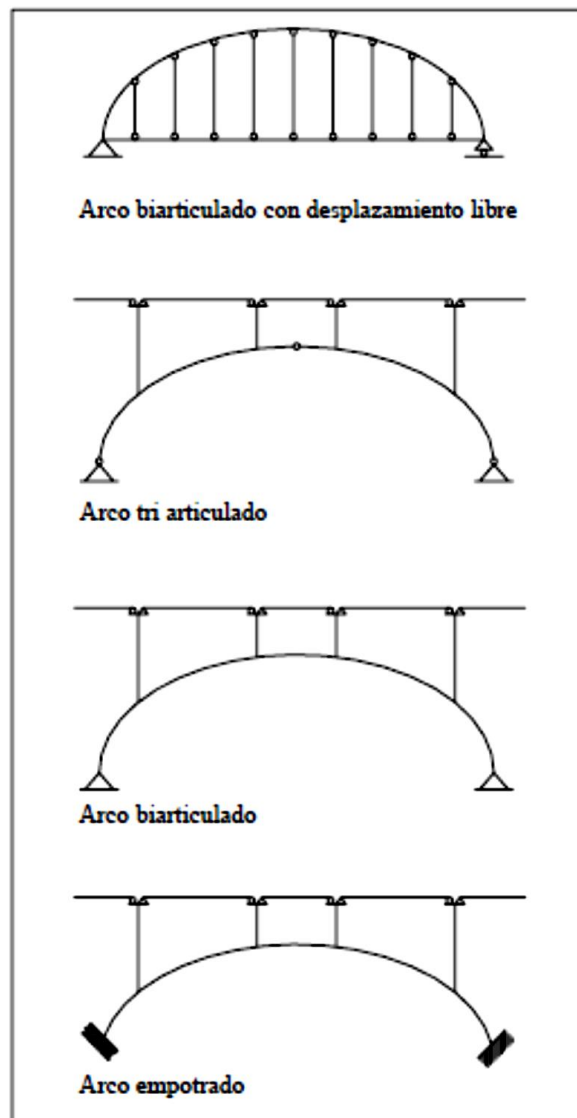
Puentes tipo arco

En este caso la estructura principal es el arco. La característica principal del arco es que gracias a su forma transmite gran parte de las cargas en compresión. Debe tenerse en cuenta que los arcos más isostáticos son los más simples de analizar, pero sus dimensiones resultan mayores. Además, debe considerarse que las articulaciones son por lo general costosas. En

cambio, los arcos empotrados suelen alcanzar luces mayores con el inconveniente de hacerse más críticos los efectos de contracción de fragua, variación térmica y deformaciones. Los principales tipos de arco son (ver fig. 11):

- Arco tri articulado.
- Arco biarticulado.
- Arco biarticulado con desplazamiento libre.
- Arco empotrado.

Figura 11: Puentes de arco.

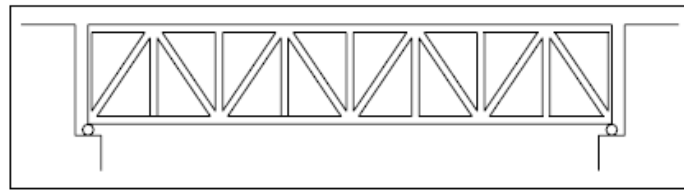


Fuente: Seminario. (2004).

Puentes reticulados

La estructura principal de este tipo de puentes está conformada por dos reticulados planos paralelos. El reticulado está formado por el ensamblaje triangular de elementos rectos, que por lo general son estructuras metálicas (ver fig. 12).

Figura 12: Puente reticulado.

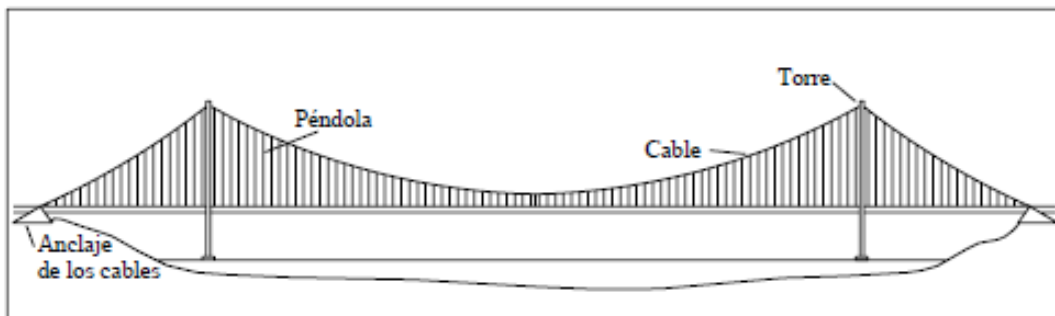


Fuente: Seminario. (2004).

Puentes colgantes

Este tipo de estructura se utiliza para cubrir grandes luces. En el puente colgante la estructura principal la constituyen los cables curvos que soportan las cargas que transmiten las fuerzas a las torres y a los macizos de anclaje (ver fig. 13). Los cables sostienen el tablero por medio de tirantes llamados péndolas. Estructuralmente, un puente colgante es un “arco” invertido en el que la estructura principal (el cable) está sometida principalmente a tracción.

Figura 13: Puente colgante.

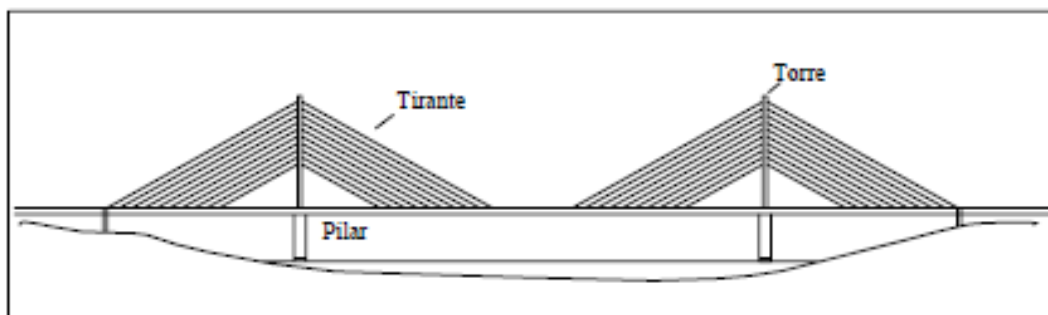


Fuente: Seminario. (2004).

Puentes Atirantados

Los puentes atirantados son una variedad de puente colgante. El esquema consiste de una viga colgada de tirantes que van directamente hacia las torres (ver fig. 14). Estos puentes son más rígidos y tienen menos problemas de inestabilidad aerodinámica.

Figura 14: Puente atirantado.



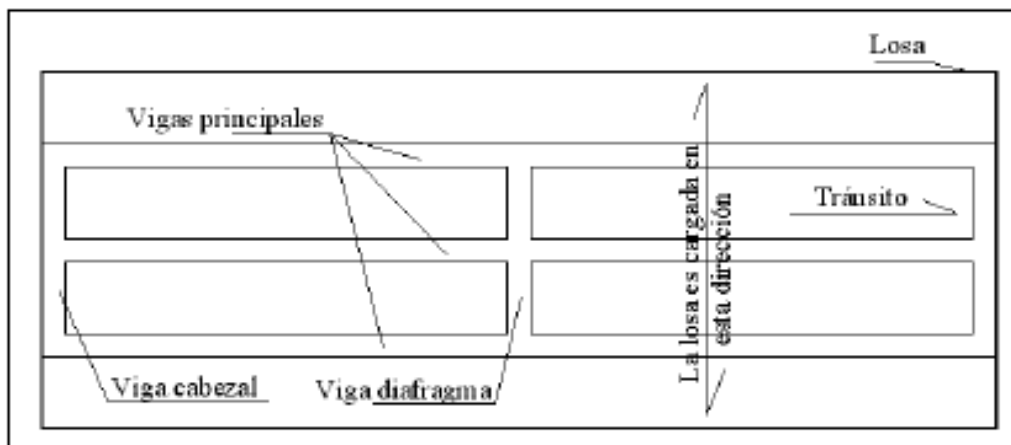
Fuente: Seminario. (2004).

e) Losa

La losa es el elemento estructural que sirve para soportar el tránsito vehicular y peatonal para luego transmitir sus cargas al sistema de vigas. En estos casos la losa es cargada principalmente en la dirección transversal al tráfico (ver fig. 15).

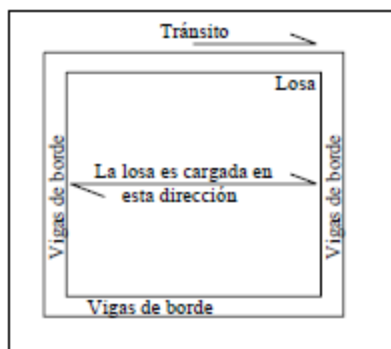
En puentes pequeños ($L < 8$ m), la losa puede ser cargada principalmente en la dirección del tráfico (ver fig. 16).

Figura 15: Losa cargada en la dirección transversal al tráfico.



Fuente: Seminario. (2004).

Figura 16: Losa cargada en la dirección del tránsito

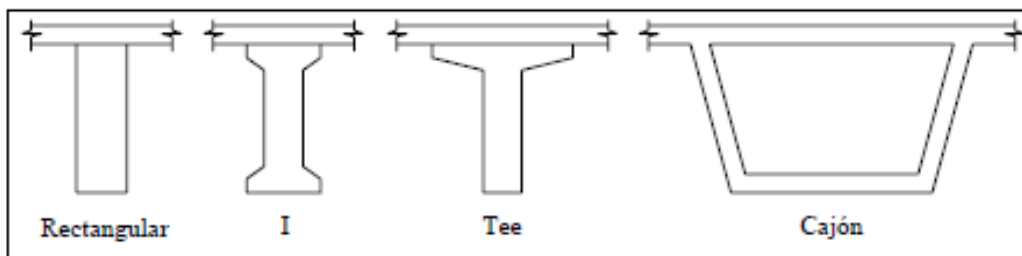


Fuente: Seminario. (2004).

f) Vigas

Las vigas constituyen el elemento estructural que soporta la losa. En la actualidad, existen muchos tipos de vigas. Según la forma de su sección transversal, las vigas pueden ser rectangulares, tee, I, cajón, etc (ver fig. 17). Según su material las vigas más comunes pueden ser de madera, concreto o acero. A su vez, las vigas de concreto pueden ser armadas, pretensadas o postensadas.

Figura 17: Tipos de vigas.



Fuente: Seminario. (2004).

g) Subestructura

Las subestructuras están conformadas por los estribos y los pilares quienes tienen la función de soportar a la superestructura. A su vez, los estribos y pilares transmiten sus cargas a la cimentación y ésta las transmite al terreno.

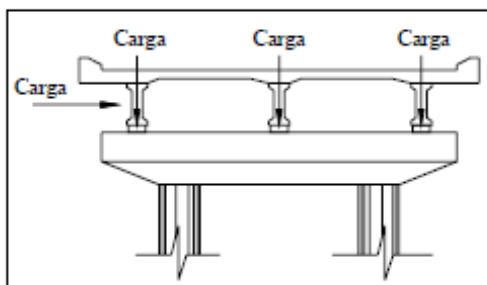
Los estribos y pilares pueden ser de distintos tipos como se verá más adelante. Asimismo, la cimentación puede ser superficial o profunda (pilotes).

h) Apoyos y juntas

Los sistemas de apoyos tienen la función de transmitir las cargas de la superestructura a la subestructura (ver fig. 18). Asimismo, los sistemas de apoyos restringen o admiten movimientos traslacionales o rotacionales de la superestructura.

Los sistemas de juntas tienen la función de resistir las cargas externas y proveer seguridad al tránsito sobre la brecha entre el puente y el estribo o entre dos puentes. También las juntas deben proveer una transición suave entre el puente y las áreas adyacentes.

Figura 18: Sistemas de apoyos.



Fuente: Seminario. (2004).

i) Obras complementarias

El buen funcionamiento del puente requiere de obras complementarias que aseguren la durabilidad de las estructuras y que brinden seguridad y comodidad al tránsito.

Entre las obras complementarias podemos encontrar las barandas, separadores, bermas, losas de transición, cortinas y alas, obras de iluminación, obras de señalización, drenaje, obras de captación, pavimentación, etc.

2.2.3 Cargas y Combinaciones de Cargas

[2]Las cargas que presentamos a continuación están basadas en las especificaciones de AASHTO. En general, estas cargas pueden ser divididas en dos grandes grupos: cargas permanentes y cargas transitorias (cargas de vehículos, peatonales, de fluidos, de sismo, de hielo y de colisiones). Adicionalmente, dependiendo del tipo de estructura pueden presentarse otras fuerzas como las debidas al creep, al shrinkage, o al movimiento de los apoyos de la estructura.

a) Tipos de Cargas

Cargas permanentes

Las cargas permanentes incluyen:

- Carga muerta de elementos estructurales y elementos no estructurales unidos (DC).
- Carga muerta de superficie de revestimiento y accesorios (DW).

Los elementos estructurales son los que son parte del sistema de resistencia. Los elementos no estructurales unidos se refieren a parapetos, barreras, señales, etc. En caso de no contar con las especificaciones técnicas o manuales que den información precisa del peso, se pueden usar los pesos unitarios de AASHTO presentados en la tabla 2.

Tabla 2: Pesos unitarios de Cargas permanentes.

Materiales	Peso Unitario (KG/M3)
Aluminio	2800
Superficies Bituminosas	2250
Arena, arcilla o limos compactados	1925
Concretos ligeros (incluido el refuerzo)	1775
Concreto ligero con arena (incluido el refuerzo)	1925
Concreto Normal	2400
Arena, limos o grava suelta	1600
Arcilla suave	2450
Acero	7850
Madera dura	960
Madera suave	800

Fuente: Seminario. (2004).

Cargas transitorias

Las cargas que se presentan a continuación comprenden las cargas del tráfico vehicular, del tráfico peatonal, de fluidos, de sismo, de hielo, de deformaciones y las causadas por colisiones.

Cargas de vehículos

Los efectos del tráfico vehicular comparados con los efectos del tráfico de camiones son despreciables. Debido a esto el diseño de cargas de AASHTO ha desarrollado modelos de tráfico de camiones que son muy variables, dinámicos, y pueden ser combinados con otras cargas de camiones.

Esos efectos incluyen fuerzas de impacto (efectos dinámicos), fuerzas de frenos, fuerzas centrífugas, y efectos de otros camiones simultáneos.

Cargas debidas al peso de los vehículos:

En 1992, Kulicki ajustó un estudio de Transportation Research Board (TRB, 1990) a las cargas de camiones presentes y desarrolló un nuevo modelo. Este modelo consiste en tres cargas diferentes: Camión de diseño, camión tandem de diseño y línea de diseño.

El camión de diseño es el típico semitrailer: el eje frontal es de 35kN seguido a 4.3 m de un eje de 145kN y finalmente un eje posterior de 145kN que está ubicado a una distancia variable de 4.3 m a 9.0 m. Este camión de diseño ha sido usado por AASHTO (1996) Standard Specification y desde 1944 es comúnmente denominado HS20. La H denota Highway, la S denota Semitrailer y 20 es el peso en toneladas americanas.

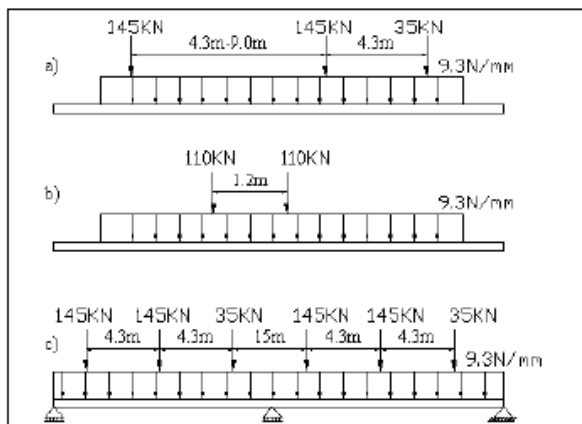
La segunda configuración es el camión tandem de diseño. Consiste en dos ejes de 110kN espaciados a 1.2 m.

Los efectos (momentos, cortantes, etc.) de las cargas del camión de diseño y del tandem de diseño deben ser superpuestos con los efectos de la línea de diseño (ver Fig. 19). Se escoge de la Fig. 2.19 entre “a” y “b”, la combinación que produzca los efectos más desfavorables, mientras que la alternativa c es utilizada para calcular el momento interior negativo en los apoyos.

Estas nuevas combinaciones como son descritas en AASHTO (1994) LRFD Bridge Specifications son designadas como HL-93 para cargas en carreteras aceptadas en 1993.

Esta combinación de cargas distribuidas y puntuales da una desviación mayor a los antiguos requerimientos de AASHTO Standard Specifications, donde las cargas eran consideradas separadamente. Es importante entender que estas cargas no son diseñadas para un vehículo o combinación de vehículos, sino que reflejan el espectro de cargas y sus efectos asociados.

Figura 19: Cargas de diseño de AASHTO.



Fuente: Seminario. (2004).

En resumen, los tres tipos de carga de diseño deben ser considerados: Camión de diseño, Tandem de diseño, y línea de diseño. Como se mostró en la Fig. 19, estas cargas son superpuestas de tres maneras. Los factores de carga de estos casos son ilustrados en la Tabla 3.

Línea de diseño: A continuación aclararemos el concepto de línea de diseño usado en el modelo AASHTO HL-93. Para esto es necesario conocer también el concepto de línea de tráfico.

Tabla 3: Factores de carga viva.

Combinación de carga viva	Camión de diseño	Camión tándem de diseño	Camiones de diseño separados 15m	Línea de diseño
a	1.00			1.00
b		1.00		1.00
c			0.90	0.90

Fuente: Seminario. (2004).

La línea de tráfico es el número de líneas o rutas que se planea usar para cruzar el puente.

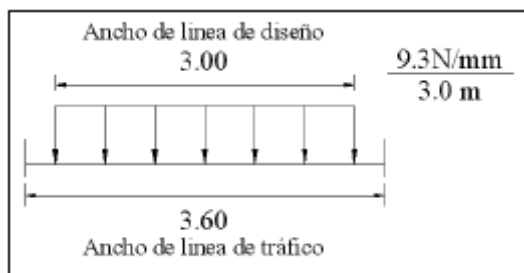
El ancho típico de una línea de tráfico es 3.6 m.

En cambio, la línea de diseño es aquella que ocupa la carga dentro de la línea de tráfico.

Aquí, ASHTO usa un ancho de 3.0 m para la línea de diseño y el vehículo se ubica en la posición más desfavorable de la línea de tráfico (3.6 m) para los efectos extremos (ver fig. 20).

El número de líneas de diseño es la parte entera de dividir el ancho libre de la vía entre 3.6 m. En casos donde el ancho de la línea de tráfico es menor de 3.6 m, el número de líneas de diseño es igual al número de líneas de tráfico y el ancho de línea de tráfico sería el ancho de la línea de diseño. También debe tenerse en cuenta los planes de desvíos, ya que estos suelen alterar los patrones de tránsito.

Figura 20: Línea de diseño.



Fuente: Seminario. (2004).

Presencia múltiple: Los camiones podrían presentarse en líneas adyacentes sobre las carreteras con múltiples líneas de diseño, pero es poco probable que tres líneas adyacentes sean simultáneamente cargadas con grandes pesos. Para este efecto AASHTO provee un factor de ajuste de múltiple presencia que se muestra en la Tabla N°4.

Estos factores no se aplicarán en casos donde los factores ya hayan sido implícitamente incluidos, tampoco se deben utilizar en casos de estado límite de fatiga. Adicionalmente, estos factores se deben aplicar a las fuerzas de frenado en el diseño de apoyos y estribos.

Tabla 4: Factores de presencia múltiple “m”

Número de líneas de diseño	“m”
1	1.20
2	1.00
3	0.85
Más de 3	0.65

Fuente: Seminario. (2004).

Cargas de Fatiga: Debido a que la mayoría de camiones no exceden el límite de peso, sería muy conservador usar toda la carga viva del modelo para el análisis de la fatiga. Por eso, la carga de fatiga es únicamente el camión de diseño con el eje variable colocado a 9.0 m y un factor de carga de 0.75. La carga dinámica (IM) debe ser incluida y se asume que se carga una sola línea.

El esfuerzo de fatiga límite depende del rango de carga viva y del número de ciclos de carga y descarga. Este número de ciclos de carga de esfuerzos está basado en el estudio de tráfico. A continuación, se dan algunos parámetros para determinar el número de ciclos de carga y descarga.

El promedio del tráfico diario de camiones average daily truck traffic (ADTT) en una sola línea (sl) puede ser estimada como: $ADTT_{SL} = P(ADTT)$. Donde P es la fracción de tráfico

que se considera en la línea de diseño. Los valores de P son definidos en la Tabla N°5. Como los patrones de tránsito son inciertos la frecuencia de cargas de fatiga se aplica a todas las líneas.

Tabla 5: Fracción de camiones en una línea.

Número de líneas disponibles a camiones	P
1	1.00
2	0.85
3 o más	0.85

Fuente: Seminario. (2004).

En muchos casos el ADTT no es conocido y solo se conoce el ADT (promedio diario de vehículos). En esos casos donde no es posible un estudio y el estado límite de fatiga no está controlando el diseño, AASHTO provee una guía de factores para estimar el número de camiones, como se ilustra en la Tabla N°6.

El número de ciclos de rango de esfuerzos se usa para establecer la resistencia disponible (esfuerzo admisible). Este esfuerzo admisible también depende del tipo de material.

Tabla 6: Fracción de camiones en el tráfico

Clase de Carretera	Fracción de tráfico
Rurales troncales	0.20
Urbanas troncales	0.15
Otras rurales	0.15
Otras urbanas	0.10

Fuente: Seminario. (2004).

Fuerza Centrífuga

Un camión puede incrementar o disminuir su velocidad o cambiar de dirección a lo largo de una ruta curvilínea. Todos estos eventos causan fuerzas entre el camión y la plataforma.

AASHTO propone la siguiente expresión: $Fr = CW$

Donde:

$$C = \frac{4}{3} \left(\frac{V^2}{Rg} \right)$$

- V = Velocidad en m/s.
- R = Radio de curvatura de la línea de tráfico (m).
- Fr = la fuerza aplicada en el centro de masa supuesto a una distancia de 1.8 m de la superficie de la plataforma.

- W = Peso del camión

Los factores de presencia múltiple pueden ser aplicados a estas fuerzas porque es improbable que todas las líneas sean cargadas simultáneamente en su totalidad.

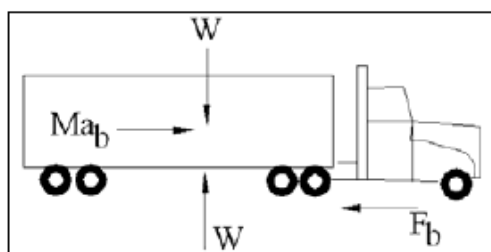
Fuerzas de Frenado

Como el camión tiene una masa relativamente grande para su potencia disponible, no puede aumentar su velocidad lo suficiente para causar fuerzas importantes en el puente.

Contrariamente la desaceleración debido a los frenos (braking) puede crear fuerzas importantes en el puente en la dirección del camión de diseño (ver Fig. 21). Los factores de presencia múltiple también se aplican ya que es poco probable que todas las líneas sean cargadas simultáneamente.

Las fuerzas de frenado pueden tomarse como el 25% del peso de los ejes del camión de diseño o del camión tandem ubicado en todas las líneas. Para la línea de diseño no se asume fuerzas de frenos. Se asume que esta acción ocurrirá en diferentes momentos cuando el camión de diseño es máximo. También implícitamente los valores de los coeficientes de AASHTO exceden 0.25 para la interfase plataforma-neumático. Se asume que la fuerza de freno actúa horizontalmente a 1.80 m encima de la superficie de rodadura en cualquier dirección longitudinal.

Figura 21: Diagrama de cuerpo libre de las fuerzas de frenado.



Fuente: Seminario. (2004).

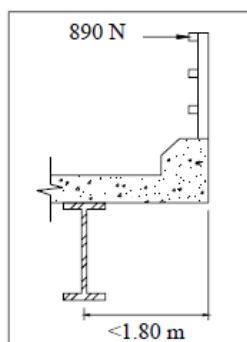
b) Cargas de Peatones

La carga peatonal AASHTO es 3.6×10^{-3} MPa, la cual es aplicada a los lados que integran el puente. En el caso de puentes peatonales que permitan el tráfico de bicicletas, la carga viva será 5.0×10^{-3} MPa.

Las barandas para peatones y/o bicicletas deben ser diseñadas para cargas 0.73 N/mm, transversal y verticalmente en cada elemento longitudinal en el sistema de barandas.

Además, como se muestra en la figura 22, las barandas deben ser diseñadas para una fuerza concentrada de 890 N aplicada en cualquier lugar y en cualquier dirección.

Figura 22: Cargas en barandas peatonales.



Fuente: Seminario. (2004).

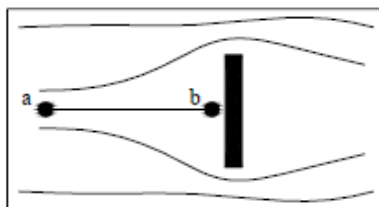
c) Fuerzas Debidas a Fluidos

Las fuerzas estructurales debidas al flujo de fluidos (agua o aire) son establecidas por la ecuación de Bernoulli en combinación con unos coeficientes de corrección. De la figura 23, “a” es el punto inicial y “b” es el punto estancado con velocidad igual a cero:

De la ecuación de Bernoulli:

$$\frac{1}{2}\rho V_a^2 + P_a + \rho g h_a = \frac{1}{2}\rho V_b^2 + P_b + \rho g h_b$$

Figura 23: Fuerzas debidas a los fluidos.



Fuente: Seminario. (2004).

Asumiendo que a y b están a la misma altura y que la presión aguas arriba es cero, la presión en b será:

$$P_b = \frac{1}{2}\rho V_a^2$$

La relación de la presión promedio con la presión de estancamiento es comúnmente llamada drag coefficient o coeficiente de arrastre:

$$P = C_d \frac{1}{2}\rho V_a^2$$

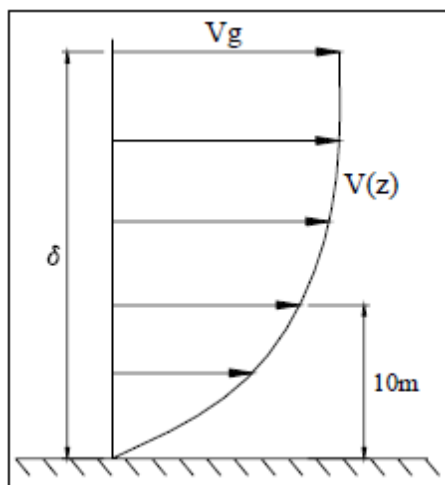
A continuación, presentamos las principales cargas laterales debidas a fluidos:

Fuerzas de Viento

La velocidad del viento varía con la altura y la rugosidad del terreno que recorre. La velocidad aumenta con la altura como se muestra en la figura 2.24. El parámetro V_g es la

velocidad límite de efectos independientemente de cualquier superficie, δ es el espesor de la capa y V_{10} es la velocidad referencial a 10m.

Figura 24: Perfil de velocidad.



Fuente: Seminario. (2004).

Para puentes a alturas menores a 10m se usará la velocidad V_{10} (a 10 m), para alturas mayores se usará la ecuación de AASHTO para el perfil de velocidad:

$$V_{DZ} = 2.5V_0(V_{10}/V_B) \ln(Z/Z_0)$$

V_{DZ} es la velocidad de diseño esperada en Km/h a una altura Z . V_B es la velocidad base del viento a 160 Km/h y V_0 (velocidad de fricción) y Z_0 (longitud de fricción) se obtienen de la tabla 7. La constante 2.5 es la inversa de 0.4 de la constante de Karman. V_{10} es La velocidad a 10m, si no se conoce 160 Km/h es un buen criterio.

Tabla 7: Valores de V_0 y Z_0

Condición	Campo Abierto	Semi urbano	Ciudad
V_0	13.2	15.2	25.3
Z_0	70	300	800

Fuente: Seminario. (2004).

La presión sobre la estructura es relacionada con la velocidad base del viento $V_B = 160$ km/h de la siguiente manera:

$$P_D = P_B \left(\frac{V_D}{V_A} \right)^2 = P_B \frac{V_D^2}{160^2}$$

Las presiones para la velocidad base de viento son dadas en la tabla 8. Adicionalmente la carga lineal producto de la presión del viento no puede ser menor que 4.4N/mm en el barlovento y sotavento para puentes tipo viga. Estas cargas deben considerarse en todas las direcciones y se debe usar los valores extremos para el diseño.

También deben considerarse los ajustes de dirección, donde la presión es separada en dos componentes perpendiculares entre sí como función del ángulo de ataque.

Sobre los vehículos también debe considerarse una carga de viento de 1.46 N/mm aplicada a 1.8 m sobre la superficie de rodadura.

Tabla 8: Valores de PB correspondientes a VB = 160 Km/h.

Elemento Estructural	Carga de Barlovento (MPa)	Carga de Sotavento (MPa)
Columnas, arcos, armaduras, etc.	0.0024	0.0012
Vigas	0.0024	N/A
Superficies largas planas	0.0019	N/A

Fuente: Seminario. (2004).

Fuerzas Hidráulicas

El agua que rodea las subestructuras del puente crea fuerzas laterales que actúan directamente sobre la estructura, producto de esto escombros pueden acumularse debajo del puente. Para una $\rho = 1000 \text{ Kg/m}^3$ en la ecuación deducida anteriormente:

$$P_b = \frac{1}{2} \rho C_d V_a^2 = 500 C_d V_a^2$$

Donde la ecuación de AASHTO es:

$$P = 5.14 \times 10^{-4} C_d V_a^2$$

Donde CD es el coeficiente de arrastre dado en la tabla 2.9 y V es la velocidad en m/s de diseño del agua. Si la subestructura está en ángulo con la corriente deben hacerse correcciones (ver especificaciones de AASHTO). Para escombros depositados en las subestructuras del puente, el área también debe corregirse (ver especificaciones de AASHTO).

Tabla 9: Coeficiente Cd.

Tipo	Cd
Pilar semicircular	0.7
Pilar cuadrado	1.4
Pilar con flujo desviado	1.4
Pilar con cuña de 90° o menos	0.8

Fuente: Seminario. (2004).

d) Cargas Sísmicas

Dependiendo del lugar de ubicación del puente, puede que los efectos sísmicos sean irrelevantes o puede que gobiernen el diseño del sistema de resistencia de cargas laterales.

Las especificaciones de AASHTO están basadas en los siguientes principios:

- Sismos leves serán resistidos sin que los componentes salgan del rango elástico y sin sufrir daños importantes.
- Se usarán movimientos del suelo y fuerzas reales en el proceso de diseño.
- La exposición a prolongadas vibraciones no colapsará la estructura del puente, donde los posibles daños serán fácilmente detectables para inspeccionar y reparar.

AASHTO proporciona aplicaciones para puentes convencionales de losas, vigas, vigas cajón y superestructuras cuyas luces no exceda 150m. No es aplicable para puentes que exceden los 150m y otros tipos de puentes como puentes colgantes, puentes atirantados, puentes móviles y arcos.

Procedimiento para determinar las cargas sísmicas

El primer paso es determinar un diseño preliminar describiendo el tipo de puente, número de losas, la altura de los pilotes, la sección típica de carretera, alineación horizontal y las condiciones del subsuelo. El tipo de conexión entre la losa y la superestructura, entre la superestructura y la subestructura, entre la subestructura y la cimentación también es importante.

El segundo paso es determinar el coeficiente de aceleración que depende del lugar de ubicación del puente. El coeficiente de aceleración se obtiene del mapa de zonificación sísmica del Perú (ver Fig. 25). Dada una localidad, el coeficiente de aceleración tiene una probabilidad del 90% de que ese valor no sea excedido en 50 años. Este valor corresponde al periodo de retorno. Hay un 10% de probabilidad de que un sismo mayor ocurra. En algunos casos, para puentes importantes se debe diseñar para un periodo de retorno de 2500 años.

El tercer paso es la importancia de la categoría del puente. Las estructuras que están en las rutas de hospitales, centros de comunicación, instalaciones militares, plantas de tratamiento de agua, departamentos de bomberos, departamentos de policía, aeropuertos, refinerías, industrias de defensa, ferrocarriles y terminales de camiones deben continuar funcionando y los puentes en estas rutas deben ser clasificados como esenciales. En la tabla 10 resume las características de las tres categorías de importancia, se debe tener en cuenta los cambios futuros en el funcionamiento de los puentes.

El cuarto paso es determinar el funcionamiento sísmico de la zona para cada puente. Las zonas sísmicas tienen el mismo riesgo sísmico. Para aceleraciones más grandes, más grande es el riesgo. Las zonas sísmicas son dadas en la tabla 11.

Tabla 10: Importancia de la categoría para determinar cargas sísmicas

Categoría de importancia	Descripción
Puentes críticos	Después del sismo diseño (retorno de 475 años) deben estar abierto a todo el tráfico y después de un sismo largo (retorno de 2500 años) debe estar abierto a vehículos de emergencia.
Puentes esenciales	Después del sismo de diseño debe estar abierto a vehículos de emergencia.
Otros puentes	Puede cerrarse para ser reparado después de un sismo largo.

Fuente: Seminario. (2004).

Tabla 11: Zonas sísmicas.

Coefficiente de aceleración	Zona
$A \leq 0.09$	1
$0.09 < A \leq 0.19$	2
$0.19 < A \leq 0.29$	3
$0.29 < A$	4

Fuente: MTC (2003).

El quinto paso es determinar el coeficiente del lugar S , del cual depende de las condiciones del suelo. Dependiendo de las condiciones naturales del suelo, la aceleración en la superficie puede amplificarse más del doble que la aceleración en la roca. Los coeficientes de lugar S correspondiente a cada tipo de suelo están dados en la tabla 12 y los cuatro tipos de suelo son dados en la tabla 13.

Tabla 12: Coeficientes de lugar "S".

Tipo de Suelo	S
I	1.0
II	1.2
III	1.5
IV	2.0

Fuente: MTC (2003).

El sexto paso es determinar el factor de modificación de respuesta (R-factores), el cual reduce las fuerzas sísmicas basadas en el análisis elástico del sistema del puente. Los factores de respuesta son dados en la tabla 14.

Tabla 13: Tipos de suelo.

Tipo	Descripción
I	Roca de cualquier tipo, suelos duros con una profundidad menor a 60 m y los tipos de suelo estables de arena, grava o arcilla dura que están depositadas sobre roca
II	Suelos duros cohesivos con una profundidad mayor a 60 m y los tipos de suelo estables de arena, grava o arcilla dura que están depositadas sobre roca.
III	Arenas y arcillas de dureza media o blandas con más de 9 m con o sin capas intermedias de arena u otros suelos no cohesivos.
IV	Arcillas blandas o sedimentos con más de 12 m de profundidad.

Fuente: MTC (2003).

Tabla 14: Factores de modificación de respuesta-Subestructuras.

Subestructura	Importancia de la categoría		
	Críticos	Esenciales	Otros
Pilares tipo pared-longitudes grandes	1.5	1.5	2.0
Pilotes de concreto reforzado			
a. Solo pilotes verticales	1.5	2.0	3.0
b. Uno o más baterías de pilotes. Inc. pilotes verticales	1.5	1.5	2.0
Columnas simples	1.5	2.0	3.0
Pilotes de acero o compuesto de acero y concreto			
a. Solo pilotes verticales	1.5	3.5	5.0
b. Uno o más baterías de pilotes. Inc. pilotes verticales	1.5	2.0	3.0
Columnas múltiples	1.5	3.5	5.0

Fuente: MTC (2003).

El sexto paso es determinar el factor de modificación de respuesta (R-factores), el cual reduce las fuerzas sísmicas basadas en el análisis elástico del sistema del puente. Los factores de respuesta son dados en la tabla 15.

Figura 25: Mapa de distribución de Iso-aceleraciones del Perú.



Fuente: MTC (2003).

El uso de estos factores generalmente mayores a 1, reconocen que cuando un evento sísmico (periodo de retorno de 475 años) ocurre, la energía es disipada por deformaciones inelásticas en la subestructura. Si un evento sísmico grande (periodo de retorno de 2500 años) ocurre, se tendrá que reparar las zonas deformadas, pero si todos los componentes están propiamente conectados la estructura no colapsará. Los factores R para la transmisión de fuerzas internas según el tipo de conexión son dados en la tabla 15.

Tabla 15: Factores de modificación de respuesta-Conexiones.

Conexión	Todas las categorías
Superestructura con estribos	0.8
Juntas de expansión dentro de una luz de la superestructura	0.8
Columnas, pilares o pilotes con vigas principales de la superestructura	1.0
Columnas o pilares con la cimentación	1.0

Fuente: MTC (2003).

Fuerzas de conexión para sismos mínimos

Cuando el suelo vibra debido a sismos, la estructura se mueve debido a las fuerzas inerciales. Estas fuerzas pueden desarrollarse en cualquier dirección y pueden ser restringidas o disipadas según el tipo de unión entre la subestructura y la superestructura.

Para un puente de luz simple, la mínima fuerza de diseño de conexión en la dirección restringida es igual al producto del coeficiente de aceleración con la carga muerta asociada con el tipo de conexión.

Los puentes de la zona 1 no requieren un análisis sísmico por eso los valores nominales son especificados para las fuerzas de conexión. Para puentes que tengan ambos apoyos con apoyos elastómeros que ofrecen poca o ninguna restricción, la conexión será diseñada para resistir sólo fuerzas cortantes transmitidas a través de los apoyos, pero nunca menores a los valores de la carga tributaria muerta multiplicada por los valores dados en la tabla 16.

Tabla 16: Factores de multiplicación para fuerzas de conexión en la zona sísmica I.

Coefficiente de aceleración	Tipo de suelo	Factor
$A < 0.025$	I o II	0.1
	III o IV	0.2
$0.025 < A < 0.09$	todos	0.2

Fuente: Seminario. (2004).

Combinaciones de las Fuerzas Sísmicas

Debido a que la dirección del sismo es desconocida se deben considerar dos casos de combinaciones que resultan de las fuerzas de sismo en dos direcciones perpendiculares.

Para puentes curvos, la fuerza longitudinal se toma en la línea que une los dos apoyos. Los dos casos son expresados por AASHTO de la siguiente manera:

$$\text{Caso 1: } 1.0 F_L + 0.3 F_T$$

$$\text{Caso 2: } 0.3 F_L + 1.0 F_T$$

F_L = Es la fuerza en la dirección Longitudinal del puente.

F_T = Es la fuerza en la dirección Transversal al puente.

Coefficiente de respuesta sísmica

El coeficiente de respuesta sísmica elástica, C_{sn} para el “n-ésimo” modo de vibración, deberá tomarse como:

$$C_{sn} = 1.2AS/T_n^{2/3} \leq 2.5A$$

Dónde:

T_n = Periodo de vibración del “n-ésimo” modo.

A = Coeficiente de aceleración sísmica.

S = Coeficiente del sitio

Tener en cuenta que en suelos tipo III o IV y en áreas donde el coeficiente A es mayor o igual a 0.30, el C_{sn} deberá tomarse como:

$$C_{sn} = A(0.8+4.0 T_n) \leq 2.0A$$

Si el periodo de vibración en cualquier modo excede 4.0 s, el valor de C_{sn} para ese modo será:

$$C_{sn} = 3AS T_n^{0.75}$$

Requisitos mínimos de análisis por efectos sísmicos

Los requisitos mínimos de análisis del Manual de Diseño de Puentes, se especifican en la tabla 17. Para mayores detalles revisar el Manual de Diseño de Puentes.

Tabla 17: Requisitos mínimos de análisis

Zona Sísmica	Simplemente apoyados	Puentes de tramos múltiples					
		Otros puentes		Puentes esenciales		Puentes Críticos	
		Regular	Irregular	Regular	Irregular	Regular	Irregular
1	NN	NN	NN	NN	NN	NN	NN
2	NN	SM/UL	SM	SM/UL	MM	MM	MM
3	NN	SM/UL	MM	MM	MM	MM	TH
4	NN	SM/UL	MM	MM	MM	TH	TH

Fuente: MTC. (2003).

Donde:

NN = No requiere análisis.

UL = Método elástico de carga uniforme.

SM = Método elástico para un solo modo.

MM = Método elástico multimodal.

TH = Método tiempo historia.

e) Fuerzas de Hielo

Las fuerzas de hielo deben ser consideradas cuando la estructura o componentes de la estructura se encuentran localizadas en aguas de climas fríos. Existen fuerzas estáticas cuando se está cruzado un lago, un reservorio, o un río congelado, pero existen grandes fuerzas dinámicas cuando el hielo se rompe formando láminas que golpean la estructura.

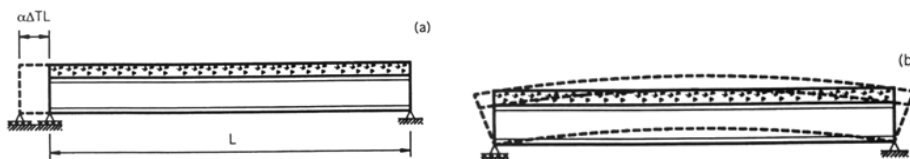
En el Manual de diseño de puentes, no se indica como calcular las fuerzas de hielo. Sin embargo, en algunas zonas de nuestro país se podrían presentar estas fuerzas.

f) Fuerzas debido a deformaciones

Temperatura

Dos tipos de temperatura deben ser considerados en el análisis de la estructura. El primer tipo es el cambio de temperatura uniforme. Este tipo de cambio de temperatura afecta puentes largos y cortos, y si los apoyos están restringidos ocasionará fuerzas en los estribos del puente. Este tipo de deformación se muestra en la figura 26 (a). El segundo tipo cambio de temperatura es un gradiente no uniforme de calentamiento o enfriamiento como se muestra en la figura 26 (b).

Figura 26: (a) Temperatura que induce dilatación y (b) temperatura que induce curvatura.



Fuente: Seminario. (2004).

Expuesta a los rayos del sol, la plataforma del puente se calienta más que las vigas debajo de la plataforma, lo que hace que las vigas intenten curvarse hacia arriba. Si es restringido por soportes internos o por no intencionales restricciones se producirán fuerzas internas. Si es completamente libre se producirán esfuerzos internos debidos a la distribución lineal de temperatura, como en el caso de vigas simplemente apoyadas. El rango de temperatura es usado para establecer el cambio de temperatura en el análisis.

Para determinar estos rangos de temperatura AASHTO define dos condiciones climáticas: moderado y frío. Un clima moderado es cuando el numero días fríos por año o FDD es menor a 14. Un día frío es cuando la temperatura es menor que 0°C. La tabla 18 da los rangos de temperatura.

Tabla 18: Rangos de Temperatura en °C.

Clima	Acero o Aluminio	Concreto	Madera
Moderado	-18 a 50	-12 a 27	-12 a 24
Frío	-35 a 50	-18 a 27	-18 a 24

Fuente: Seminario. (2004).

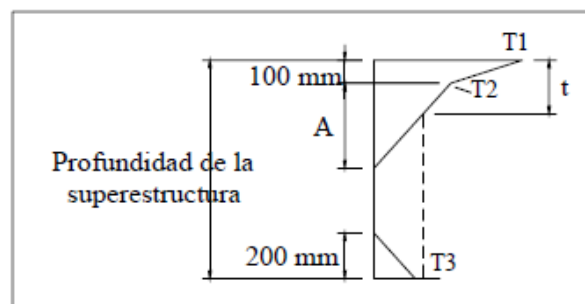
Como el gradiente de temperatura es mayor en unas zonas que otras. El gradiente de temperatura está definido en la tabla 21. Este gradiente se considera también para el cambio de temperatura uniforme. Normalmente estos dos tipos están separados en el análisis. Los gradientes de temperatura son ilustrados en la figura 32.

Tabla 19: Gradientes de temperatura en °C.

Zona	Superficie de concreto		50 mm de Asfalto		100 mm de Asfalto	
	T1	T2	T1	T2	T1	T2
Costa	40	15	35	15	30	15
Sierra	40	5	35	5	30	5
Selva	50	20	45	20	40	20

Fuente: MTC. (2003).

Figura 27: Gradientes de Temperatura.



Fuente: Seminario. (2004).

Un incremento de temperatura es considerado positivo en AASHTO. La temperatura t_3 es menor a cero determinados del sitio específico de estudio, pero en ningún caso es mayor a 3°C . En la figura 33 la dimensión A es determinada de la siguiente manera:

- $A = 300\text{mm}$ para estructuras cerradas de concreto con 400mm o más de espesor. Para estructuras menos profundas puede usarse un valor de 100mm menor que el espesor actual.
- $A = t - 100\text{mm}$ para estructuras de acero.
- $t =$ Espesor de la losa.

Creep y Shrinkage (Flujo plástico y contracción de fragua)

Los efectos del creep y del shrinkage en el concreto producen esfuerzos sobre la estructura, la fatiga y la serviciabilidad. Estos efectos tienen especial importancia en el concreto preesforzado y en superestructuras con grandes volúmenes de concreto. Adicionalmente el creep también se encuentra en estructuras de madera. Para mayor información revisar el anual de Diseño de Puentes del MTC – DCGF.

Asentamientos

Los movimientos de los apoyos pueden ocurrir debido a deformaciones elásticas o inelásticas de las cimentaciones. Las deformaciones elásticas incluyen movimientos que afectan la respuesta del puente a otras cargas, pero no se verán deformaciones permanentes.

Esas deformaciones pueden ser modeladas aproximando la rigidez de los apoyos en modelos de análisis estructural. Las deformaciones inelásticas tienden a ser permanentes.

Dichos movimientos incluyen asentamientos debidos a consolidación, inestabilidad o fallas de la cimentación. Algunos de estos movimientos resultan de las cargas aplicadas al puente y pueden ser modelados en los soportes estructurales.

Otros movimientos se atribuyen al comportamiento de las cimentaciones, independientemente de las cargas. Estos movimientos son tratados como cargas y son llamados deformaciones de los soportes impuestos “impose support deformations”. Estas deformaciones pueden ser estimadas según las características geotécnicas del lugar y del sistema envuelto.

g) Cargas de colisión

Colisión de Embarcaciones

Las fuerzas de colisión sobre los pilares deben ser considerada en aguas navegables para mayor información revisar las normas de AASHTO.

Colisión de Trenes

Si un puente se localiza cerca de la ruta de ferrocarriles, existe la posibilidad de colisión con el puente como resultado del descarrilamiento del tren. Los pilares y estribos con 9000mm

al borde de la carretera o a una distancia de 15 000mm del centro de línea de camiones deben ser diseñados para 1800 kN a una distancia de 1200mm sobre el suelo.

Colisión de Vehículos

La fuerza de colisión de vehículos con parapetos o barreras crea fuerzas que también deben ser consideradas.

2.2.4 Estados Límites y combinación de cargas

a) Estados Límites

Todos los componentes y conexiones deberán satisfacer la siguiente ecuación para cada estado límite a menos que se especifique otra cosa.

$$\eta \sum \gamma_i q_i \leq \phi R_n = R_r$$

Para lo cual:

- $\eta = \eta_D \eta_R \eta_I > 0.95$
- γ = Factor de carga (es un multiplicador obtenido estadísticamente que se aplica a los efectos de fuerza).
- ϕ = Factor de resistencia (es un multiplicador obtenido estadísticamente que se aplica a los valores de resistencia nominal).
- η = Factor de resistencia que relaciona ductilidad, redundancia e importancia operativa.
- η_D = Factor de ductilidad.
- η_R = Factor de Redundancia.
- η_I = Factor de importancia operativa.
- q_i = Efectos de fuerza.
- R_n = Resistencia nominal.
- R_r = Resistencia factorizada.

El factor de resistencia $\phi = 1.0$ se asigna a todos los estados límites menos al estado límite de resistencia.

Estado Límite de Servicio

El estado límite de servicio será tomado en cuenta como una restricción sobre los esfuerzos, deformaciones y ancho de grietas bajo condiciones regulares de servicio.

El estado límite de servicio da experiencia relacionada a provisiones, las cuales no siempre pueden ser derivadas solamente de resistencia o condiciones estadísticas.

Estado Límite de Fatiga y Fractura

El estado límite de fatiga será tomado en cuenta como un juego de restricciones en el rango de esfuerzos causados por un solo camión de diseño que ocurre en el número especificado de ciclos correspondiente a ese rango de esfuerzos.

El estado límite de fractura será tomado en cuenta como un juego de requerimientos de tenacidad del material.

Estado Límite de Resistencia

El estado límite de resistencia será tomado en cuenta para asegurar la resistencia y estabilidad. Bajo este estado límite podría ocurrir daño estructural y frecuentemente sufrimiento, pero la integridad completa de la estructura se espera que se mantenga. De acuerdo a las especificaciones AASHTO, a menos que otros estos límites sean especificados, los factores de resistencia ϕ serán los siguientes:

- Flexión y tracción de concreto reforzado 0.90
- Flexión y tracción de concreto preesforzado 1.00
- Corte y torsión:
- Concreto de densidad normal 0.90
- Concreto de baja densidad 0.70
- Compresión axial con espirales y estribos excepto en las zonas sísmicas 3 y 4 en el estado límite de eventos extremos 0.75
- Aplastamiento del concreto 0.70
- Compresión de modelos reticulado 0.70
- Compresión en zonas de anclajes:
- Concreto de densidad normal 0.80
- Concreto de baja densidad 0.65
- Tracción en el acero en zonas de anclaje 1.00

Para elementos en flexo compresión ϕ puede incrementarse linealmente al valor por flexión conforme la resistencia factorada por carga axial, ϕP_n , disminuye de $0.10f'_c A_g$ a 0.

Para elementos parcialmente pre-esforzados en flexión con o sin tracción, el valor de ϕ puede tomarse como:

$$\phi = 0.90 + 0.10(\text{PPR})$$

Dónde:

$$\text{PPR} = \frac{A_{ps}f_{py}}{A_{ps}f_{py} + A_s f_y}$$

- PPR = Relación de preesforzado parcial.
- A_s = Área de refuerzo no preesforzado.
- A_{ps} = Área de acero preesforzado.
- f_y = Resistencia a la fluencia (MPa)
- f_{py} = Resistencia a la fluencia del acero preesforzado (Mpa)

Estado Límite de Evento Extremo

El estado límite de evento extremo será tomado en cuenta para asegurar la supervivencia estructural del puente durante un sismo importante o durante inundaciones o choques, ocurridos posiblemente en condiciones muy especiales.

Ductilidad

El sistema estructural del puente será proporcionado de tal forma que asegure en los estados límites de resistencia y evento extremo el desarrollo de significantes deformaciones inelásticas visibles antes de la falla.

Las estructuras de concreto en las cuales la resistencia de una conexión es mayor que 1.3 veces el efecto de la fuerza máxima impuesta sobre la conexión por la acción inelástica de los componentes adyacentes puede suponerse que los requerimientos de ductilidad están satisfechos.

Los valores n_D para el estado límite de resistencia:

- $n_D = 1.05$ para componentes y secciones no dúctiles.
- $n_D = 0.95$ para componentes dúctiles.
- Los valores n_D para los demás estados límite:
- $n_D = 1.0$

Redundancia

Aquellos elementos cuya falla causaría el colapso del puente serán diseñados en falla crítica y el sistema estructural asociado será no redundante. Alternativamente, los miembros con falla crítica en tensión pueden ser diseñados en fractura crítica. Los elementos cuya falla no se espera que produzcan el colapso del puente no se diseñarán en falla crítica y el sistema estructural asociado será redundante.

Los valores n_R para el estado límite de resistencia:

- $n_R = 1.05$ para componentes y secciones no redundantes.
- $n_R = 0.95$ para componentes redundantes.
- Los valores n_R para los demás estados límite:
- $n_R = 1.0$

Importancia operativa

Este artículo sólo aplica a los estados límites de Resistencia y Evento Extremo. El propietario puede declarar si un puente o un componente tiene importancia operativa. En todos los casos nI estará comprendido entre los valores de 1.05 y 0.95, en función de su importancia.

b) Combinación de cargas

Debido a que todas las cargas no actúan simultáneamente, las normas de AASHTO especifican varias combinaciones de cargas y fuerzas a las cuales debe estar sujeta la estructura. A continuación, presentamos la notación para las diferentes cargas:

Cargas permanentes:

- DD = Fuerza de arrastre hacia abajo.
- DC = Carga muerta de componentes estructurales y no estructurales.
- DW = Carga muerta de superficie de rodadura y dispositivos auxiliares.
- EH = Presión de tierra horizontal.
- ES = Carga superficial en el terreno.
- EV = Presión vertical del relleno.
- Cargas transitorias:
- BR = Fuerza de frenado.
- CE = Fuerza centrífuga vehicular.
- CR = “Creep” del concreto.
- CT = Fuerza de choque vehicular.
- CV = Fuerza de choque de barcos.
- EQ = Sismo.
- FR = Fricción.
- IC = Carga del hielo.
- IM = Impacto.
- LL = Carga viva vehicular.
- LS = Carga viva superficial.
- PL = Carga viva peatonal.
- SE = Asentamiento.
- SH = Contracción.
- TG = Gradiente de temperatura.
- TU = Temperatura uniforme.
- WA = Carga de agua y presión del flujo.
- WL = Carga de viento sobre la carga viva.

- WS = Carga de viento sobre la estructura.

La carga total factorizada será:

$$Q = n \sum \gamma_i q_i$$

Donde:

- n = Factor de resistencia que relaciona ductilidad, redundancia e importancia operativa.
- q_i = Carga especificada.
- γ_i = Factores de carga especificados en las tablas 20 y 21.

Esta ecuación tendrá que ser cumplida por los estados límites siguientes:

Resistencia I: Combinación básica de carga relacionada con el uso vehicular normal, sin considerar el viento.

Resistencia II: Combinación de carga relacionada al uso del puente mediante vehículos de diseños especiales especificados por el propietario y/o vehículos que permiten la evaluación, sin considerar el viento.

Resistencia III: Combinación de carga relacionada al puente expuesto al viento con una velocidad mayor a 90 Km/h.

Resistencia IV: Combinación de carga relacionada a relaciones muy altas de la carga muerta a la carga viva.

Resistencia V: Combinación de carga relacionada al uso vehicular normal del puente considerando el viento a una velocidad de 90 Km/h.

Evento Extremo I: Combinación de carga incluyendo sismo.

Evento Extremo II: Combinación de carga relacionada a la carga de viento, choque de vehículos y barcos, y ciertos eventos hidráulicos con carga viva reducida, distinta de la carga de choque vehicular.

Servicio I: Combinación de carga relacionada al uso operativo normal del puente con viento a 90 km/h y con todas las cargas a su valor nominal (sin factorizar). También está relacionada con el control de las deflexiones.

Servicio II: Combinación de carga considerado para controlar la fluencia de estructuras de acero y el deslizamiento de las secciones críticas, debidas a la carga viva vehicular.

Servicio III: Combinación de carga relacionada solamente a la fuerza de tensión en estructuras de concreto pretensado, con el objetivo de controlar las grietas.

Fatiga: Combinación de fatiga y carga de fractura, relacionada a la carga viva vehicular repetitiva y las respuestas dinámicas bajo un camión de diseño simple con el espaciamiento entre ejes.

Tabla 20: Combinaciones de carga y Factores de Carga.

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

Fuente: MTC. (2003).

Los factores de carga para las combinaciones serán tomados de la tabla 24. Los factores de carga de las cargas permanentes serán tomados de la tabla 25. Los factores serán escogidos para producir el efecto factorizado extremo total. Para cada combinación serán investigados los efectos máximos positivos y negativos.

En combinaciones de carga donde el efecto de una fuerza reduce el efecto de la otra, se aplicará el mínimo valor de la fuerza reductora. De la misma manera cuando la carga permanente aumenta la estabilidad o la capacidad de carga de algún componente o todo el puente, se evaluará la posibilidad de una combinación de carga con el mínimo valor de la carga permanente.

Para el cálculo de las deformaciones será usado el mayor factor de carga TU, CR y SH, para otros cálculos se usarán los valores mínimos de factor de carga.

Para la evaluación de la estabilidad global de los taludes con o sin estructuras de cimentación, serán usados los factores máximos.

El factor de carga para TG y SE será determinado para cada proyecto específico.

El factor de carga viva en la combinación de carga del Evento Extremo I (sismo), será determinado para cada proyecto específico.

Tabla 21: Factores de carga para cargas permanentes, γ_p

TIPO DE CARGA	FACTOR DE CARGA		
	Máximo	Mínimo	
DC: Componentes y Auxiliares	1.25	0.90	
DD: Fuerza de arrastre hacia abajo	1.80	0.45	
DW: Superficies de Rodadura y Accesorios	1.50	0.65	
EH: Presión horizontal de tierra			
	Activa	1.50	0.90
	En reposo	1.35	0.90
EV: Presión vertical de tierra			
	Estabilidad global	1.35	N/A
	Estructuras de retención	1.35	1.00
	Estructuras rígidas empotradas	1.30	0.90
	Pórticos rígidos	1.35	0.90
	Estructuras flexibles empotradas excepto alcantarillas metálicas	1.95	0.90
	Alcantarillas Metálicas	1.50	0.90
ES: Carga superficial en el terreno	1.50	0.75	

Fuente: MTC. (2003).

III. Metodología

3.1. Diseño de Investigación

3.2.1 Tipo de Investigación:

El diseño de investigación que se desarrolló es de tipo descriptiva, debido a que se busca establecer contacto con la realidad problemática de la zona de estudio y las condiciones que presenta el río Reque, para observarla y describirla, formulando un nuevo planteamiento de solución técnica.

De acuerdo al fin que se persigue es aplicada, dado que se busca resolver un problema o planteamiento específico y así llevar a cabo los conocimientos obtenidos sobre el diseño de puentes para desarrollarlos en la práctica y usarlos en provecho de la sociedad.

3.2.2 Población y Muestra

La población y muestra de estudio está constituido por el área del proyecto y el entorno en el cual se desarrollará, siendo el tramo de carretera Panamericana Norte sobre el río Reque, así como el área necesaria que influirá en el desarrollo del diseño del mismo.

3.2. Métodos y Técnicas de Recolección de Datos

3.2.1 Métodos

a) Hidrología

El diseño de la propuesta de un nuevo puente para Puente Reque se realizó a través del estudio hidrológico del Río Reque, con el fin de definir el caudal de diseño del río y su comportamiento el cual tendrá las siguientes etapas:

- **Recopilación de Información:** Comprende la recolección, evaluación y análisis de la documentación existente como cartografía y registros de caudales del área de estudio.
- **Trabajo de Campo:** Consiste en un recorrido de las márgenes del río para la evaluación de las características fluviales y morfológicas del curso principal y aspectos hidrológicos de las quebradas que forman parte de su cuenca.
- **Fase de Gabinete:** Consiste en el procesamiento, análisis, determinación de los parámetros de estimación de caudales de diseño y valores de socavación máxima en la zona de los apoyos.

b) Topografía

La descripción del terreno del área de estudio para diseñar el puente Reque se obtendrá mediante el levantamiento topográfico de la zona siguiendo los pasos a continuación:

- Reconocimiento del área de estudio: se tomarán las decisiones pertinentes para inicio del proyecto, tales como la ubicación de los equipos y distribución del personal en el área.
 - Monumentación de Puntos de Control: Ubicación de Bench Marks
 - Poligonal Básica: Estableciendo los puntos de la poligonal, así como los puntos de relleno para la elaboración de curvas de nivel.
 - Nivelación Geométrica: Nivelación de todos los puntos de la poligonal. La lectura h1 (vista atrás) se efectúa sobre la mira colocada en el punto BM; esta mira se traslada hacia el punto 1, donde a su vez se hace la lectura h2 (vista adelante) y así sucesivamente con el resto de puntos.
 - Medición de distancias electrónicas: a través del distanciómetro de la estación total.
- #### c) Suelos

Se analizarán las técnicas de investigación de campo y los ensayos de laboratorio de suelos según las normas y procedimiento establecidos por la ASTM y NTP:

- | | |
|-------------------------------------------|------------------------|
| • Análisis Granulométrico por Tamizado | ASTM D-422 |
| • Contenido de Humedad | NTP 399.139:1999 |
| • Límite Líquido y Plástico | ASTM D-4318 |
| • Contenido de Sales y Sulfatos del Suelo | NTP339.152; NTP339.178 |
| • Ensayos de Compresión Simple | ASTM D-2166 |
| • Ensayo de Penetración Estándar | NTP 339.133:1999 |

Clasificación de suelos con propósitos de ingeniería (sistema unificado de clasificación de suelos SUCS). NTP 339.134:1999

Los puntos donde se extraerán las muestras para realizar los ensayos pertinentes se muestran en el Estudio de Suelos anexo a esta investigación.

d) Tránsito

El vehículo de diseño se definirá mediante el estudio de tránsito la metodología propuesta por el Manual de Diseño de Puentes:

- Cuento de tráfico: Por medio del conteo vehicular en estaciones ubicadas en el área de influencia provisto de formatos de campo donde se anotará la información acumulada.

- Clasificación y Tabulación de Información: Adjuntando cuadros indicando el volumen y clasificación vehicular por estación.
 - Tráfico actual: Por medio del Índice Medio Diario (I.M.D.) de los conteos de volúmenes de tráfico y el factor de corrección determinado del análisis de consistencia.
- e) Estudio de soluciones

La elección del tipo de puente se obtendrá por medio de un estudio de soluciones teniendo en cuenta la realidad de la zona, el cual estará basado en la tipología de puentes propuesta por bibliografía especializada.

3.2.2 Técnicas

- Observación directa: mediante las visitas a la zona de proyecto para la recolección de toda la información necesaria que permitan la elaboración pertinente del proyecto.
- Experimentos: al manipularse las variables de estudio a diversos ensayos para la determinación de su comportamiento estructural.
- Análisis de contenido: sistematizando e interpretando la información obtenida en las diferentes fuentes bibliográficas y los ensayos realizados para un correcto diseño.

3.2.3 Fuentes:

- Bibliografía Especializada.
- Manual de Diseño de Puentes
- Reglamento Nacional de Edificaciones
- Manual Diseño Geométrico de Carreteras DG-2001
- Norma ASHTO LRFD 2004

3.3. Metodología

El análisis y diseño estructural del Puente sobre el río Reque en la zona de estudio se realizará mediante dos fases:

3.3.1. Estudios

Los estudios realizados en esta fase conforman la base y conforman los datos de entrada para realizar el análisis y diseño estructural del puente sobre el río Reque. Estos estudios son los mencionados en el acápite anterior: Topografía, Tráfico, Hidrología, Hidráulico, Suelos y de Soluciones.

3.3.2. Diseño Estructural

El diseño estructural está comprendido básicamente por la modelación de la estructura en los programas correspondientes (SAP2000 y CSI Bridge), posteriormente se procederá analizar los resultados obtenidos en estos programas para finalmente realizar el diseño de los elementos estructurales a base de concreto armado y los cables.

3.3.3. Planos

La representación del diseño estructural el puente sobre el río Reque es a través de los planos correspondientes al área de estudio.

Tabla 22: Variables e Indicadores del tema de Investigación

Variable independiente	Variable Dependiente	Dimensión	Indicadores	Instrumentos	U.M.		
ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PEUNTE SOBRE EL RÍO REQUE EN LA ZONA DE ESTUDIO	Estudios Topográficos	Planimetría	Plano de Ubicación	GPS; teodolito, estación total, nivel	Global		
		Altimetría	Curvas de Nivel		km; m.s.n.m.		
			Secciones Transversales		km; m.s.n.m.		
	Hidrología	Hidrología	Características de la cuenca	Historia del Río	Recolección de Datos	Global	
			Global				
		Cauce	Características del cauce	Material de Arrastre	Caudales Máximos	Caudal de Diseño	Global
			Global				
			m ³ /s				
	Suelos	Características del Suelo	Perfil Estratigráfico	Nivel freático	Laboratorio de Suelos	Global	
			Peso Volumétrico			m	
		Capacidad Portante	Resistencia al Corte	kg/m ³			
			Estabilidad	g/cm ²			
	Estudio de Tráfico	IMDA	Vehículos Pesados	Vehículos Ligeros	Vehículos Menores	Global; %	
			Global; %				
			Global; %				
		Vehículo de diseño	Clasificación y tabulación de Tráfico	Global			
	Diseño	Tipo de Puente	Descripción	Ventajas y Desventajas	Luz de Puente	Bibliografía	
			Global				
			m				
		Datos Geométricos	Ancho de la calzada	Dimensiones de Berma	Peralte	Sobreancho	m
			m				
			Bibliografía				
			m				
Global							
m							
km/s; m/s							
Materiales		Acero	Concreto	Bibliografía	Especializada/ Manual	Global	
		Global					
Metrado de Cargas	Carga Muerta	Carga Viva	Cargas Excepcionales	Microsoft Excel	kg/m; Ton/m		
	kg/m; Ton/m						
	kg/m; Ton/m						
Importancia	Vial	Características de la Vía	Recolección de Datos	Global			
	Comercial	Características de la Zona	Recolección de Datos	Global			

IV. Resultados

Los resultados de esta investigación se resumen en el expediente técnico de la nueva propuesta de diseño estructural del puente sobre el río Reque, Panamericana Norte KM 772+789.33.

El expediente técnico reúne todos los estudios realizados, diseño estructural final deseado representado en los planos finales de diseño.

El expediente técnico desarrollado correspondientes a los alcances del presente estudio comprende:

PARTE 1: Estudios:

- Estudio Topográfico
- Estudio de Tráfico
- Estudio Hidrológico
- Estudio de Suelos
- Estudio de Soluciones

PARTE 2 Diseño Estructural:

- Memoria Descriptiva
- Memoria de Cálculo
- Planos
- Procesos Constructivos

4.1. Estudios de Ingeniería

4.1.1. Estudio Topográfico

4.1.1.1. Antecedentes

Por efecto del Fenómeno El Niño en el año 1998, se produjo el colapso del puente Reque antiguo (asentamiento de pilares y caída de la superestructura), la cual estaba formada por 3 estructuras metálicas reticuladas tipo MAN de 33m cada una, de doble vía y apoyada sobre estribos y pilares de concreto armado cimentados sobre pilotes.

En el mismo año, la ex-Dirección de Puentes de la Dirección General de Caminos proyectó la construcción de un puente provisional en el mismo eje, constituido por dos tramos de 50m en base a estructuras reticuladas tipo SIMA con tablero metálico; para la subestructura empleó los estribos existentes del puente colapsado y se construyó un pilar,

central de concreto armado cimentado sobre pilotes tipo Franki a una profundidad de 16m con respecto al fondo del cauce. Dicho puente provisional fue construido por el ex Sistema Nacional de Mantenimiento de Carreteras (SINMAC).

En el año 1999 se ejecutó el proyecto de protección y reforzamiento del Puente Reque, ampliando la zapata del pilar central cimentándola sobre pilotes de acero rellenos con concreto armado de 13m de longitud.

4.1.1.2.Objetivo

El objetivo principal es la elaboración del Estudio Topográfico, el cual servirán para conformar el Expediente Técnico del Diseño Estructural del Puente Reque.

El fin de un levantamiento topográfico es la determinación, tanto en planimetría como en altimetría, de puntos del terreno necesarios para la obtener la representación fidedigna de un determinado terreno natural con el objetivo de:

- Realizar los trabajos de campo que permitan elaborar los planos topográficos.
- Proporcionar información de base para los estudios de hidrológica e hidráulica, geología, geotecnia y de impacto ambiental.
- Posibilitar la definición precisa de la ubicación y las dimensiones de los elementos estructurales.
- Establecer puntos de referencia para el replanteo durante la construcción.

4.1.1.3.Ubicación del Proyecto

El Puente Reque se encuentra ubicado sobre el río Reque en el Km 754+200 de la Carretera Panamericana Norte, Sector Trujillo - Chiclayo, de la Red Vial Nacional, Ruta 001-N, Distrito de Reque, Provincia de Chiclayo, Departamento de Lambayeque.

a) Ubicación Política

Lugar : Río Reque
 Distrito : Reque
 Provincia : Chiclayo
 Departamento : Lambayeque

b) Ubicación Geográfica

Latitud : 6° 51'
 Longitud : 79° 49'

c) Límites

Por el Norte	:	Monsefú
Por el Sur	:	Eten y Lagunas.
Por el Este	:	Zaña y Tumán.
Por el Oeste	:	Monsefú y Eten.

d) Vías de Acceso

El acceso a la zona de trabajo se realiza siguiendo la Panamericana Norte Sector Trujillo - Chiclayo, de la Red Vial Nacional, Ruta 001-N.

La ruta en mención se encuentra asfaltada en toda su longitud.

e) Condiciones Climatológicas

El Distrito de Reque tiene uno de los climas más agradables del departamento. Puede ser tipificado como Cálido Templado y Seco; solo tiene una precipitación fluvial veraniega muy escasa, aunque esto cambia cuando la presencia del fenómeno de “El Niño” es fuerte, llegando a ocasionar torrenciales lluvias.

Su temperatura media anual fluctúa entre 19 y 30°C de Enero a Marzo; y entre 16 y 21°C de Julio a Setiembre.

f) Altitud del Área del Proyecto

El área del proyecto se encuentra ubicada sobre la cota 24 m.s.n.m.

4.1.1.4. Alcances

El alcance de las actividades de los Servicios prestados, abarcan lo siguiente:

- Estudios Básicos de Topografía.
- Elaboración de Planos

4.1.1.5. Recopilación de Información

Para el desarrollo del estudio y en conformidad a los términos de referencia se ha recopilado información por los siguientes medios:

- Google Earth
- Topografía realizada para la elaboración del Reforzamiento y Ampliación del Puente Reque en el año 2006.

4.1.1.6. Metodología

Todo levantamiento topográfico realizado contempla las etapas siguientes:

a) Planeamiento

La etapa del planeamiento consiste en el establecimiento de las condiciones geométricas, técnicas, económicas y de factibilidad que permiten la elaboración de un anteproyecto para realizar un levantamiento dado, destinado a satisfacer una determinada necesidad. Esta etapa está ligada con la pre evaluación, la cual deberá tener en cuenta factores de precisión requerida, disponibilidad de equipo, materiales, personal y demás facilidades, o sus requerimientos, incluyendo la consideración de factores ambientales previstos, de modo que sea posible hacer un planeamiento óptimo y establecer las normas y procedimientos específicos del levantamiento de acuerdo a las normas contenidas en este documento o las requeridas en casos específicos o especiales.

b) Reconocimiento Y Monumentación

El reconocimiento y la monumentación consisten en las operaciones de campos destinados a verificar sobre el terreno las características definidas por el planeamiento y a establecer las condiciones y modalidades no previstas por el mismo. Las operaciones que en este punto se indican deben desembocar necesariamente en la elaboración del proyecto definitivo. Por otra parte, esta etapa contempla el establecimiento físico de las marcas o monumentos del caso en los puntos pre establecidos.

c) Trabajos de Campo

Los trabajos de campo están constituidos por el conjunto de observaciones que se realizan directamente sobre el terreno para realizar las mediciones requeridas por el proyecto, de acuerdo con las normas aplicables. Los cálculos y comprobaciones de campo se considerarán como parte integral de las observaciones, se hacen inmediatamente al final de las mismas. Tienen como propósito verificar la adherencia de los trabajos a las normas establecidas.

d) Trabajos de Gabinete

Los cálculos de gabinete proceden inmediatamente a la etapa anterior y están constituidos por todas aquellas operaciones que en forma ordenada y sistemática, calculan las correcciones y reducciones a las cantidades observadas y determinan los parámetros de interés mediante el empleo de criterios y fórmulas apropiadas que garanticen la exactitud requerida. El ajuste o compensación deberá seguir, cuando sea aplicable, al cálculo de gabinete.

e) Memoria de los Trabajos

Al final de cada trabajo se elabora una memoria que contenga los datos relevantes del levantamiento, incluyendo antecedentes, justificación, objetivos, criterios de diseño, personal, instrumental y equipo usados, normas, especificaciones y metodologías particulares empleadas, relación de los trabajos de campo con mención de las circunstancias que puedan haber influido en el desarrollo de los trabajos e información gráfica que muestre su ubicación.

4.1.1.7. Trabajos de Campo

El control topográfico fue llevado a cabo en forma diaria desde el 04 de noviembre al 09 de Abril del 2014.

- Ubicación y colocación de Bench Marks; ubicación de los Hitos Referenciales.
- Levantamiento topográfico general de la zona del proyecto 500 m aguas arriba y 500 m aguas abajo en dirección transversal (correspondiente al eje del río).
- Levantamiento topográfico comprendiendo por lo menos 150 m a cada lado del puente en dirección longitudinal (correspondiente al eje de la carretera).

a) Reconocimiento del Área de Estudio

Para el levantamiento topográfico del área de estudio se estableció una poligonal cerrada, todos los vértices de la poligonal se están dejando como puntos de control Horizontal y Vertical, para lo cual dichos puntos están monumentados en campo, tal como se hace referencia en el ítem siguiente.

b) Monumentación de los Puntos de Control

Antes de iniciar las mediciones angulares y de distancias se han encontrado monumentados hitos de concreto de las anteriores labores topográficas realizadas para el expediente del Reforzamiento y Ampliación del Puente Reque, tal y como se ha mencionado anteriormente, los cuales se tomaron como referencia para las estaciones. Estos hitos son de una dimensión de 0.25 x 0.25 de área por 0.30 m. de profundidad, en el centro de cada hito se ha empotrado una varilla de acero corrugado ½" x 0.30 m. Se tomó como BM un punto existente en el Estribo Derecho-Ala Izquierda del puente.

c) Nivelación Geométrica

Se procedió a nivelar todos los puntos de la poligonal cerrada teniendo como base el BM situado en el Estribo Derecho-Ala izquierda.

d) Medición de Distancias Electrónicas

La medición electrónica de distancias se ha ejecutado con el distanciómetro incorporado de la Estación Total. La precisión de la medida de distancia es de $\pm (5\text{mm} + 3\text{ppm})$. El factor PPM (partes por millón) puede ser considerado en términos de milímetros por kilómetro. Por ello, 3PPM significa 3 mm / Km.

e) Relación de Equipos e Instrumentos

- 01 Estación Total Marca Topocon Modelo OS105
- 03 Prismas.
- 05 equipos de radiocomunicación Kenwood.
- Entre otros accesorios como trípodes, niveletas, baterías, gps navegador marca GARMIN OREGON 650, wincha, pintura, cemento, etc.

f) Relación De Personal En Campo

Se contó con el siguiente personal en la zona de trabajo:

- 01 Ing. Asistente.
- 05 Topógrafos.

4.1.1.8. Trabajo de Gabinete

Toda la información obtenida en los trabajos de campo fue procesada a través del AutoCAD Civil y AutoCAD Land para los planos de curvas de nivel, perfil longitudinal y secciones transversales.

4.1.1.9. Conclusiones

- El Puente Reque se encuentra ubicado sobre el río Reque en el Km 754+200 de la Carretera Panamericana Norte, Sector Trujillo - Chiclayo, de la Red Vial Nacional, Ruta 001-N, Distrito de Reque, Provincia de Chiclayo, Departamento de Lambayeque.

- El control topográfico de campo fue llevado a cabo en forma diaria utilizando: 01 Estación total Marca Topocon Modelo OS105, 03 Prismas, 05 equipos de radiocomunicación Kenwood, el software Autodesk Land Desktop 2004, para el procesamiento de los datos tomados en campo, el Software AutoCAD 2014 y AutoCAD Civil 3D, para la presentación en planos topográficos a escalas convenientes.

- Los trabajos referentes al levantamiento topográfico están referidos a coordenadas UTM con datum horizontal: WGS-84 y datum vertical: nivel medio del mar.

- Se ha elaborado planos topográficos del área de estudio y secciones transversales del río Reque a escala indicada con equidistancia de curvas de nivel a 0.50 m, la topografía procesada sirvió de base para la elaboración de los estudios de diseño estructural del Puente Reque.

4.1.1.10. Panel Fotográfico



Figura 28: Área donde se llevaron a cabo los trabajos de topografía



Figura 29: Vista aguas abajo del Río Reque.



Figura 30: Vista aguas abajo del Río Reque.



Figura 31: Vista aguas arriba del Río Reque.



Figura 32: Estación 1 (E-01) a la altura del Kilómetro 0+300 del eje del Puente.



Figura 33: Vista de la Estación E-01 ubicado aguas abajo del Río Reque.



Figura 34: Vista de la Estación E-02 ubicado aguas abajo del Río Reque.



Figura 35: Vista de la Estación E-03 ubicado aguas abajo del Río Reque.



Figura 36: Vista de la Estación E-04 ubicado aguas abajo del Río Reque.

4.1.2. Estudio de Tráfico

4.1.2.1. Generalidades

El estudio de tráfico nos proporciona una estadística de tránsito existente en un sector determinado de una carretera o puente con la cual se podrá efectuar la elección del vehículo de diseño para la propuesta de diseño del Puente Reque que se presenta en esta investigación.

El volumen de tránsito promedio ocurrió en un período de 24 horas generalmente se computa dividiendo el número de vehículos que pasa por un punto determinado en un período establecido entre el número de días de ese periodo.

4.1.2.2. Antecedentes

Por efecto del Fenómeno El Niño en el año 1998, se produjo el colapso del puente Reque antiguo (asentamiento de los pilares y caída de la superestructura), la cual estaba formada por 3 estructuras metálicas reticuladas tipo MAN de 33m cada una, de doble vía y apoyada sobre estribos y pilares de concreto armado cimentados sobre pilotes.

En el mismo año, la ex-Dirección de Puentes de la Dirección General de Caminos proyectó la construcción de un puente provisional en el mismo eje, constituido por dos tramos de 50m en base a estructuras reticuladas tipo SIMA con tablero metálico; para la

subestructura empleó los estribos existentes del puente colapsado y se construyó un pilar, central de concreto armado cimentado sobre pilotes tipo Franki a una profundidad de 16m con respecto al fondo del cauce. Dicho puente provisional fue construido por el ex Sistema Nacional de Mantenimiento de Carreteras (SINMAC).

En el año 1999 se ejecutó el proyecto de protección y reforzamiento del Puente Reque, ampliando La zapata del pilar central cimentándola sobre pilotes de acero rellenos con concreto armado de 13m de longitud.

4.1.2.3. Objetivos

a) Objetivo *General*

Cuantificar, clasificar y conocer el volumen de vehículos que se desplazan por el Puente Reque ubicado en la Panamericana Norte, y sobre la base de la información obtenida en campo, analizar el tráfico existente y los ejes equivalentes para el dimensionamiento de la vía.

b) Objetivos Específicos

- Obtener información de campo a través del conteo y clasificación vehicular del tránsito que circula en el tramo correspondiente al Puente Reque.
- Procesar la información primaria obtenida en campo.
- Determinar el Índice Medio Diario (I.M.D.), sobre la base de los resultados del conteo y el factor de corrección estacional.

4.1.2.4. Ubicación del Proyecto

El Puente Reque se encuentra ubicado sobre el río Reque en el Km 754+200 de la Carretera Panamericana Norte, Sector Trujillo - Chiclayo, de la Red Vial Nacional, Ruta 001-N, Distrito de Reque, Provincia de Chiclayo, Departamento de Lambayeque.

a) *Ubicación Política*

Lugar : Río Reque
 Distrito : Reque
 Provincia : Chiclayo
 Departamento : Lambayeque

b) *Ubicación Geográfica*

Latitud: 6° 51'
 Longitud : 79° 49'

c) *Límites*

Por el Norte:	Monsefú
Por el Sur:	Eten y Lagunas.
Por el Este:	Zaña y Tuman.
Por el Oeste:	Monsefú y Eten.

d) *Vías de Acceso*

El acceso a la zona de trabajo se realiza siguiendo la Panamericana Norte Sector Trujillo - Chiclayo, de la Red Vial Nacional, Ruta 001-N.

La ruta en mención se encuentra asfaltada en toda su longitud.

e) *Condiciones Climatológicas*

El Distrito de Reque tiene uno de los climas más agradables del departamento. Puede ser tipificado como Cálido Templado y Seco; solo tiene una precipitación fluvial veraniega muy escasa, aunque esto cambia cuando la presencia del fenómeno de “El Niño” es fuerte, llegando a ocasionar torrenciales lluvias.

Su temperatura media anual fluctúa entre 19 y 30°C de Enero a Marzo; y entre 16 y 21°C de Julio a Setiembre.

f) *Altitud Del Área Del Proyecto*

El área del proyecto se encuentra ubicada sobre la cota 24 m.s.n.m.

4.1.2.5. Metodología

Los parámetros para la realización del diseño de puentes (cuando la magnitud de un proyecto así lo requiera) es necesario efectuar los estudios de tráfico correspondiente al volumen de tráfico y clasificación de tráfico en el punto de control establecido, con el objetivo de determinar las características de la infraestructura vial y la superestructura del puente.

La metodología en el estudio de tráfico consistió en:

a) Recolección de la Información

La información básica para la elaboración del estudio procede de dos fuentes: primarias y secundarias.

La información primaria corresponde al levantamiento de la información de campo que permitió actualizar, verificar y/o complementar la información secundaria disponible. Como información primaria se tiene a los conteos de tráfico por día.

Las fuentes secundarias corresponden a la información obtenida referente al tráfico u otra de carácter complementario proveniente de instituciones públicas o privadas, como el Índice Medio Diario Anual (IMDA) y de los Factores de Corrección existentes en los documentos oficiales del Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC) para el puente en estudio.

Conteo de tráfico

Antes de realizar el trabajo de campo propiamente dicho y con el propósito de identificar y precisar in situ la estación predeterminada, se realizó el reconocimiento del Puente Reque. Posteriormente se ubicó la estación considerando las actividades a desarrollar (conteo vehicular). En el tramo vial en estudio no se identificó ningún desvío del tráfico por lo que se optó por una sola estación para el aforo vehicular.

Este proceso se realizó mediante un formato de campo, donde se anotó la información acumulada en cada rango de horario, el cual se dividió en Hora Punta, Hora Normal y Hora Muerta de cada día de la semana. Estas horas fueron designadas mediante un conteo durante 24 horas del día viernes.

Las horas correspondientes para Hora Punta de Lunes a Domingo son:

- 7:00 a 8:00 AM
- 8:00 a 9:00 AM
- 6:00 a 7:00 PM
- 7:00 a 8:00 PM
- 8:00 a 9:00 PM
- 9:00 a 10:00 PM

Las horas correspondientes para Hora Normal de Lunes a Domingo son:

- 6:00 a 7:00 AM
- 9:00 a 10:00 AM
- 10:00 a 11:00 AM
- 11:00 a 12:00 AM
- 12:00 a 1:00 PM
- 1:00 a 2:00 PM
- 2:00 a 3:00 PM
- 3:00 a 4:00 PM
- 4:00 a 5:00 PM
- 5:00 a 6:00 PM

- 10:00 a 11:00 PM
- 11:00 a 12:00 AM

Las horas correspondientes para Hora Muerta de Lunes a Domingo son:

- 12:00 a 1:00 AM
- 1:00 a 2:00 AM
- 3:00 a 4:00 AM
- 4:00 a 5:00 AM
- 5:00 a 6:00 AM

Trabajo de Gabinete

Consistió en el diseño de los formatos para el conteo de tráfico a ser utilizados en la estación de control preestablecida en el trabajo de campo.

El formato del Conteo Volumétrico de Tráfico considera la identificación de los requisitos para la toma de información de la estación de control preestablecida. Los requisitos son: la estación de conteo, la ubicación, las características de los vehículos, la fecha y hora de conteo.

b) Clasificación y Tabulación de la Información.

Se adjuntó toda la información adquirida mediante su clasificación y tabulación correspondiente.

c) Tráfico actual

Se obtuvo el Índice Medio Diario (IMD) de los conteos de volúmenes de tráfico mediante la siguiente fórmula:

$$MD = (VDL + VS + VD)/7$$

Donde:

VDL = Volumen promedio días laborales

VS = Volumen día Sábado

VD = Volumen día Domingo

d) Diseño Geométrico

Para el diseño geométrico del puente Reque Manual de diseño Geométrico de Carreteras (DG - 2001) del MTC aprobado con R.D. N°1146-2000-MTC/15.17 del 27 de Diciembre del 2000.

El diseño geométrico comprende la definición del alineamiento horizontal y perfil longitudinal del eje, las características geométricas (ancho) de la calzada, bermas y cunetas en las diferentes zonas de corte y relleno en los tramos de los accesos.

El diseño geométrico de los accesos del puente Reque parte de la ubicación del puente existente y de la Panamericana Norte zona en la cual une a las ciudades de Chiclayo y Reque.

e) Clasificación de las Carreteras [3]

El conteo de tráfico se utiliza para tener una estadística real del volumen de tránsito vehicular diario que pasan por un punto predeterminado de acuerdo a la clasificación según su capacidad de carga. Para el Ministerio de Transportes y Comunicaciones del Perú en su Manual de Puentes, estos se clasifican según la función que cumple la carretera (Tabla N°25), la demanda y sus condiciones orográficas.

Clasificación de las Carreteras según su Función:

Tabla 23: Clasificación de las Carreteras según su función

GENERICA	DENOMINACION EN EL PERU
1. RED VIAL PRIMARIA	1. SISTEMA NACIONAL Conformado por carreteras que unen las principales ciudades de la nación con puertos y fronteras.
2. RED VIAL SECUNDARIA	2. SISTEMA DEPARTAMENTAL Constituyen la red vial circunscrita principalmente a la zona de un departamento, división política de la nación, o en zonas de influencia económica; constituyen las carreteras troncales departamentales.
3. RED VIAL TERCIARIA O LOCAL	3. SISTEMA VECINAL Compuesta por: <ul style="list-style-type: none"> • Caminos troncales vecinales que unen pequeñas poblaciones • Caminos rurales alimentadores, uniendo aldeas y pequeños asentamientos y poblaciones

Fuente: MTC. (2003).

Clasificación de Acuerdo a la Demanda

- a) **AUTOPISTAS:** Carretera de IMDA mayor de 4000 veh/día, de calzadas separadas, cada una con dos o más carriles, con control total de los accesos (ingresos y salidas) que proporciona flujo vehicular completamente continuo. Se le denominará con la sigla A.P.

- b) **CARRETERAS DUALES O MULTICARRIL:** De IMDA mayor de 4000 veh/día, de calzadas separadas, cada una con dos o más carriles; con control parcial de accesos. Se le denominará con la sigla MC (Multicarril).
- c) **CARRETERAS DE 1RA. CLASE:** Son aquellas con un IMDA entre 4000-2001 veh/día de una calzada de dos carriles (DC).
- d) **CARRETERAS DE 2DA. CLASE:** Son aquellas de una calzada de dos carriles (DC) que soportan entre 2000-400 veh/día.
- e) **CARRETERAS DE 3RA. CLASE:** Son aquellas de una calzada que soportan menos de 400 veh/día. El diseño de caminos del sistema vecinal < 200 veh/día se rigen por las Normas emitidas por el MTC para dicho fin y que no forman parte del presente Manual.
- f) **TROCHAS CARROZABLES:** Es la categoría más baja de camino transitable para vehículos automotores. Construido con un mínimo de movimiento de tierras, que permite el paso de un solo vehículo.

Clasificación según Condiciones Orográficas

- a) **CARRETERAS TIPO 1:** Permite a los vehículos pesados mantener aproximadamente la misma velocidad que la de los vehículos ligeros. La inclinación transversal del terreno, normal al eje de la vía, es menor o igual a 10%.
- b) **CARRETERAS TIPO 2:** Es la combinación de alineamiento horizontal y vertical que obliga a los vehículos pesados a reducir sus velocidades significativamente por debajo de las de los vehículos de pasajeros, sin ocasionar el que aquellos operen a velocidades sostenidas en rampa por un intervalo de tiempo largo. La inclinación transversal del terreno, normal al eje de la vía, varía entre 10 y 50%.
- c) **CARRETERAS TIPO 3:** Es la combinación de alineamiento horizontal y vertical que obliga a los vehículos pesados a reducir a velocidad sostenida en rampa durante distancias considerables o a intervalos frecuentes. La inclinación transversal del terreno, normal al eje de la vía, varía entre 50 y 100%.
- d) **CARRETERAS TIPO 4:** Es la combinación de alineamiento horizontal y vertical que obliga a los vehículos pesados a operar a menores velocidades sostenidas en rampa que aquellas a las que operan en terreno montañoso, para

distancias significativas o a intervalos muy frecuentes. La inclinación transversal del terreno, normal al eje de la vía, es mayor de 100%.

f) Clasificación De La Vía

Clasificación según su función

El Puente Reque está ubicado en el Km 754+200 de la Carretera Panamericana Norte, Sector Trujillo - Chiclayo, de la Red Vial Nacional, Ruta 001-N, esta pertenece a la red vial primaria del sistema nacional de carreteras, conformado por vías que unen las principales ciudades de la nación.

Clasificación de acuerdo a la demanda

La demanda está constituida por el flujo o tráfico de vehículos en la situación actual y futura que requieren el servicio del puente en la carretera Panamericana Norte. El flujo vehicular de esta carretera es de alto tráfico; es decir, existe una gran cantidad de vehículos tanto ligeros como pesados que circulan por la misma, dado que esta carretera constituye el eje de transporte y comunicación longitudinal de la costa norte del Perú, articula los principales centros de producción y consumo, entre los departamentos de Lambayeque, La Libertad, Tumbes y Piura.

La carretera Panamericana Norte en el punto donde se encuentra ubicado el puente Reque, se ha clasificado como Superior de Multicarril, ya que tiene un IMDA de 12451 veh/ día correspondiente para el mes de Septiembre del 2014 y 12117 veh/día correspondiente para el mes de Mayo del 2015.

Clasificación según Condiciones Orográficas

La carretera Panamericana Norte en el tramo correspondiente al del Puente Reque presenta una clasificación orográfica tipo 1.

g) Elección de la Velocidad de Diseño

La Velocidad de Diseño es la escogida para el diseño, entendiéndose que será la máxima que se podrá mantener con seguridad sobre una sección determinada de la carretera, cuando las circunstancias sean favorables para que prevalezcan las condiciones de diseño.

La selección de la velocidad de diseño depende de la importancia o categoría de la vía, de los volúmenes de tránsito que va a mover, de la configuración topográfica del terreno, de los usos de la tierra, del servicio que se requiere ofrecer, de las consideraciones ambientales, de la homogeneidad a lo largo de la carretera, de la disponibilidad de recursos económicos y de las facilidades de financiamiento.

Por lo tanto, del siguiente cuadro, extraído del Manual de diseño geométrico de Carreteras DG - 2001, concluimos que para el puente Reque se adoptará una velocidad directriz de 80 KPH (Tabla N°24).

h) Elección del Vehículo De Diseño

El camión de diseño escogido en función a la demanda y el número de ejes el HL-93.

i) Sección Transversal

La sección transversal de una carretera en un punto de ésta, es un corte vertical normal al alineamiento horizontal, el cual permite definir la disposición y dimensiones de los elementos que forman la carretera en el punto correspondiente a cada sección y su relación con el terreno natural.

Los elementos que integran y definen la sección transversal son: ancho de zona o derecho de vía, calzada o superficie de rodadura, bermas, carriles, cunetas, taludes y elementos complementarios.

Actualmente la carretera existente es asfaltada, de doble vía con un ancho de calzada de 6.00 m, bermas de 1.80 m a ambos lados.

Tabla 24: Clasificación de la Red Vial Peruana y su relación con la velocidad del Diseño

CLASIFICACIÓN DE LA RED VIAL PERUANA Y SU RELACION CON LA VELOCIDAD DEL DISEÑO																
CLASIFICACIÓN	SUPERIOR				PRIMERA CLASE				SEGUNDA CLASE				TERCERA CLASE			
TRAFICO VEH/DIA	> 4000				4000 - 2001				2000-400				< 400			
CARACTERÍSTICA	Autopista		Multicarril		Dos carriles				Dos carriles				Dos carriles			
OROGRAFÍA TIPO	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
VELOCIDAD DE DISEÑO																
30 KPH																
40 KPH																
50 KPH																
60 KPH																
70 KPH																
80 KPH																
90 KPH																
100 KPH																
110 KPH																
120 KPH																
130 KPH																
140 KPH																
150 KPH																

Fuente: MTC. (2003).

La sección transversal en los accesos será de una calzada de dos carriles, uno para cada sentido de circulación, de ancho de la calzada de 7.20 m, con bermas a ambos lados de 1.80 m y con bombeo de 2.5%.

La sección transversal del puente será de una calzada de dos carriles, uno para cada sentido de circulación, de ancho de la calzada de 7.20 m, con veredas 0.80 m y con bombeo de 2.5%.

Las dimensiones adoptadas para la sección transversal de los accesos proyectados se tomaron de los cuadros siguientes extraídos del Manual de diseño geométrico de Carreteras DG – 2001:

Tabla 25: Ancho de calzada de dos carriles

ANCHO DE CALZADA DE DOS CARRILES																				
CLASIFICACIÓN	SUPERIOR								PRIMERA CLASE				SEGUNDA CLASE				TERCERA CLASE			
VEH/DÍA	> 4000								4000 - 2001				2000-400				< 400			
CARACTERÍSTICA	Autopista				Multicarril				Dos carriles				Dos carriles				Dos carriles			
OROGRAFÍA TIPO	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
VELOCIDAD DE DISEÑO																				
30 KPH																			6.00	6.00
40 KPH																6.60	6.60	6.60	6.00	
50 KPH											7.00	7.00			6.60	6.60	6.60	6.60		
60 KPH					7.20	7.20	7.00	7.00	7.20	7.20	7.00	7.00	7.00	7.00	6.60	6.60	6.60	6.60		
70 KPH			7.20	7.20	7.20	7.20	7.00	7.00	7.20	7.20	7.00	7.00	7.00	7.00	7.00		7.00			
80 KPH	7.20	7.20	7.20	7.20	7.20	7.20	7.20	7.20	7.20	7.20	7.20		7.00	7.00			7.00			
90 KPH	7.20	7.20			7.20	7.20	7.20		7.20	7.20			7.00							
100 KPH	7.20	7.20			7.20	7.20	7.20		7.20				7.00							
110 KPH	7.30	7.30			7.30															
120 KPH	7.30	7.30			7.30															
130 KPH	7.30																			
140 KPH	7.30																			
150 KPH																				

Fuente: MTC. (2003).

Tabla 26: Bombeos de la Calzada

BOMBEO DE LA CALZADA		
TIPO DE SUPERFICIE	BOMBEO (%)	
	PRECIPITACIÓN: < 500 mm/año	PRECIPITACIÓN: > 500 mm/año
PAVIMENTO SUPERIOR	2.0	2.5
TRATAMIENTO SUPERFICIAL	2.5	2.5 – 3.0
AFIRMADO	3.0 – 3.5	3.0 – 4.0

Fuente: MTC. (2003).

Tabla 27: Ancho de bermas

ANCHO DE BERMAS																					
CLASIFICACIÓN	SUPERIOR								PRIMERA CLASE				SEGUNDA CLASE				TERCERA CLASE				
IMPORTANCIA	> 4000								4000 - 2001				2000-400				< 400				
CARACTERÍSTICA	Autopista				Multicarril				Dos carriles				Dos carriles				Dos carriles				
OROGRAFÍA TIPO	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	
VELOCIDAD DE DISEÑO:																					
30 KPH																			0.50	0.50	
40 KPH																		1.20	0.90	0.90	0.50
50 KPH											1.20	1.20				1.20	1.20	0.90	0.90	0.90	
60 KPH					1.80	1.80	1.50	1.50	1.50	1.50	1.20	1.20	1.50	1.50	1.20	1.20	0.90	0.90			
70 KPH			1.80	1.80	1.80	1.80	1.50	1.50	1.50	1.50	1.20	1.50	1.50	1.50		1.20	1.20				
80 KPH	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80	1.50		1.50	1.50			1.20				
90 KPH	1.80	1.80			1.80	1.80	1.80		1.80	1.80			1.50								
100 KPH	2.00	2.00			2.00	2.00	1.80		1.80				1.50								
110 KPH	2.00	2.00			2.00	2.00															
120 KPH	2.50	2.50			2.00																
130 KPH	2.50																				
140 KPH	2.50																				
150 KPH																					

Fuente: MTC. (2003).

Tabla 28: Taludes para Terraplenes

TALUDES PARA TERRAPLENES				
MATERIALES		TALUD (V : H)		
		ALTURA (m)		
		< 5.00	5.00 – 10.00	> 10.00
MATERIAL COMÚN (LIMOS ARENOSOS)		1 : 1.5	1 : 1.75	1 : 02
ARENAS LIMPIAS		1 : 2	1 : 2.25	1 : 2.5
ENROCADOS		1 : 1	1 : 1.25	1 : 1.5

Fuente: MTC. (2003).

j) Alineamiento Horizontal y Vertical

El alineamiento horizontal de los accesos del puente Reque se integra a la carretera Panamericana Norte en una longitud de 250.0 m en la margen izquierda y de 250.0 m en la margen derecha, desde la progresiva 772+529.79 hasta la progresiva 773+179.92 tramo en el cual se permite la operación continua de los vehículos, conservando las características de la carretera existente y previendo las solicitudes que soportara la vía en un futuro.

Al analizar las tablas anteriores se define que en los accesos del puente Reque se debe considerar radios horizontales mínimos de 230 m.

Tabla 29: Radios mínimos y peraltes máximos para diseño de carreteras

RADIOS MÍNIMOS Y PERALTES MÁXIMOS PARA DISEÑO DE CARRETERAS			
UBICACIÓN DE LA VÍA	VELOCIDAD DE DISEÑO KPH	PERALTE MÁXIMO %	RADIO MÍNIMO m
Área Rural Tipo 1.2 ó 3	30	8.00	30
	40	8.00	50
	50	8.00	85
	60	8.00	125
	70	8.00	175
	80	8.00	230
	90	8.00	305
	100	8.00	395
	110	8.00	505
	120	8.00	670
	130	8.00	835
	140	8.00	1030
	150	8.00	1265

4.1.2.6. Conclusiones

- Los resultados del estudio de tráfico indican que el tramo correspondiente al puente Reque muy transitado de la Panamericana Norte, dado que conecta a los departamentos de Lima, Ancash, La Libertad, Lambayeque, Piura y Tumbes, pertenecientes al sector norte del país, lo cual significa un elevado tránsito de vehículos tanto livianos como pesados. Como parte de carretera que conforma una de las redes viales internacionales, el puente Reque debe ser diseñado eficazmente para un buen comportamiento ante eventos extraordinarios.
- Los accesos del puente Reque se integra a la carretera Panamericana Norte en una longitud de 250.0 m en la margen izquierda y de 250.0 m en la margen derecha, desde la progresiva 772+529.79 hasta la progresiva 773+179.92 tramo en el cual se permite la operación continua de los vehículos, conservando las características de la carretera existente y previendo las solicitudes que soportara la vía en un futuro.

- De acuerdo al conteo de tráfico realizado en el mes de Septiembre del 2014, La carretera Panamericana Norte en el punto donde se encuentra ubicado el puente Reque, se ha clasificado como Superior de Multicarril, ya que tiene un IMDA de **12451 veh/ día**.
- De acuerdo al conteo de tráfico realizado en el mes de Mayo del 2015, La carretera Panamericana Norte en el punto donde se encuentra ubicado el puente Reque, se ha clasificado como Superior de Multicarril, ya que tiene un IMDA de **12117 veh/ día**.
- Por lo anterior se ha adoptado una velocidad de diseño de 80 KPH, a partir del cual se ha obtenido las siguientes características de la vía de dos carriles:

Tabla 30: Características de la vía del Puente Reque

CARACTERISTICAS	ACCESO DEL PUENTE REQUE
VELOCIDAD DISEÑO	80 Km/h
RADIO MÍNIMO NORMAL	235.0 m
PENDIENTE MÍNIMA EN ZONAS DE TERRAPLEN	0.00 %
ANCHO DE CALZADA (Dos carriles)	7.20 m
ANCHO DE BERMAS	1.80 m
BOMBEO EN TRAMOS EN TANGENTE	2.50 %
PERALTE MÍNIMO (%)	2.50 %
PERALTE MÁXIMO (%)	8.0

4.1.2.7. Panel Fotográfico y Conteo de Tráfico



Figura 37: Ubicación de Punto de Control (Estación de Aforo Vehicular)



Figura 38: Vista de Camión 2E en dirección Norte-Sur de la Panamericana Norte sobre el punto de control.



Figura 39: Vista de Camión 3E en dirección Norte-Sur de la Panamericana Norte sobre el punto de control.



Figura 40: Vista de Bus 3E en dirección Norte-Sur de la Panamericana Norte sobre el punto de control.



Figura 41: Vista de Semi Trayler 3S3 en dirección Sur-Norte de la Panamericana Norte sobre el punto de control.



Figura 42: Vista de Trayler 3T2 en dirección Sur-Norte de la Panamericana Norte sobre el punto de control.



Figura 43: Vista de Trayler 3T3 en dirección Sur-Norte de la Panamericana Norte sobre el punto de control.



Figura 44: Vista de Camión Cisterna en dirección Sur-Norte de la Panamericana Norte sobre el punto de control.



Figura 45: Vista de Camioneta Rural en dirección Norte-Sur de la Panamericana Norte sobre el punto de control.



Figura 46: Vista de Bus 2E y auto en dirección Sur-Norte de la Panamericana Norte sobre el punto de control.



Figura 47: Vista al Puente Reque desde el punto de control.

Tabla 31: RESUMEN DE ESTUDIO DE TRAFICO 2014

Calle: Panamericana Sur
Control : Puente Reque

Fecha: SEPTIEMBRE DEL 2014

FECHA	HORARIO	SENTIDO	TOTAL	AUTOMOVIL		CAMIONETA		MICRO	BUS			CAMION			SEMI TRAYLER						TRAYLER			
				Particular	MOTO	PICKUP	RURAL		B2	B3	B4 - 1	C2	C3	C4	T2 S1	T2 S2	T2 S3	T3 S1	T3 S2	T3 S3	2T2	2T3	3T2	3T3
LUNES	H. PUNTA 7 - 8 AM.	N-S	840	159	21	33	75	3	6	13	8	21	13	4	2	1	1	0	0	26	0	0	0	5
		S-N		185	17	41	68	2	11	35	2	28	15	0	1	0	2	0	2	36	1	0	1	2
	H. NORMAL 3 - 4 PM.	N-S	536	135	31	22	51	1	2	5	0	16	11	1	0	0	0	1	0	11	1	0	0	1
		S-N		109	20	24	42	0	3	8	0	12	6	3	0	0	1	1	0	18	0	0	0	0
	H. MUERTA 4 - 5 AM.	N-S	187	29	9	2	2	0	0	0	3	0	17	5	2	0	0	1	0	13	0	0	1	1
		S-N		38	5	5	3	0	2	12	1	13	7	1	1	0	0	1	10	0	0	1	1	
PROM. HORARIO =			524.75																					
TOTAL DIA			1563	655	103	127	241	6	24	76	11	107	57	11	4	1	5	2	4	114	2	0	3	10
MARTES	H. PUNTA 7 - 8 PM.	N-S	880	215	13	46	86	0	9	27	6	31	12	3	0	0	0	2	1	31	0	1	3	4
		S-N		194	9	31	54	0	3	12	1	36	7	8	2	0	1	1	0	28	0	0	0	3
	H. NORMAL 8 - 9 AM.	N-S	535	101	8	29	49	2	3	20	0	10	10	0	0	0	2	3	1	26	1	3	2	0
		S-N		113	11	47	28	0	6	8	0	17	9	0	0	0	3	0	18	0	3	2	0	0
	H. MUERTA 4 - 5 AM.	N-S	136	25	3	0	2	0	1	3	1	11	4	2	0	0	0	0	1	17	0	0	0	1
		S-N		16	2	3	4	1	1	9	1	12	6	1	0	0	1	7	0	0	0	0	0	
PROM. HORARIO =			521.5																					
TOTAL DIA			1551	664	46	156	223	3	23	79	9	117	48	14	2	0	4	9	4	127	1	7	7	8
MIERCOLES	H. PUNTA 7 - 8 PM.	N-S	828	209	18	35	90	0	4	36	11	27	6	0	2	1	1	0	3	37	0	0	2	3
		S-N		142	14	48	47	2	5	4	2	27	15	3	0	0	3	0	30	0	0	1	0	
	H. NORMAL 11 - 12 AM.	N-S	672	166	29	21	65	1	2	3	2	25	7	1	0	0	2	0	0	30	1	0	1	1
		S-N		147	21	32	45	0	5	9	1	21	12	0	1	0	1	1	17	0	0	2	0	
	H. MUERTA 4 - 5 AM.	N-S	124	19	1	4	3	0	1	3	0	8	1	0	0	0	0	0	0	15	0	0	0	0
		S-N		21	3	1	5	0	4	1	14	4	0	0	0	0	0	0	10	0	0	1	1	
PROM. HORARIO =			574																					
TOTAL DIA			1624	704	86	141	255	3	21	59	17	122	45	4	3	1	3	4	4	139	1	0	7	5
JUEVES	H. PUNTA 7 - 8 PM.	N-S	598	154	9	20	37	0	6	40	6	10	7	0	0	1	0	5	1	28	0	0	1	1
		S-N		131	18	24	34	0	6	5	1	12	8	2	2	0	1	3	1	15	0	0	2	7
	H. NORMAL 4 - 5 PM.	N-S	448	87	24	24	32	0	3	4	1	24	2	1	0	0	0	0	4	18	0	1	0	0
		S-N		79	10	29	48	0	1	2	1	19	6	1	0	0	0	0	3	24	0	0	0	0
	H. MUERTA 4 - 5 AM.	N-S	125	19	1	2	2	0	1	3	1	11	2	2	0	0	0	0	0	17	0	0	0	1
		S-N		26	3	0	3	0	2	5	0	9	3	0	0	0	0	0	0	9	0	0	0	3
PROM. HORARIO =			404.75																					
TOTAL DIA			1171	496	65	99	156	0	19	59	10	85	28	6	2	1	1	8	9	111	0	1	3	12
VIERNES	H. PUNTA 8 - 9 PM.	N-S	1010	237	11	45	102	1	12	44	9	22	9	4	1	0	1	2	43	0	0	2	2	
		S-N		203	16	47	87	0	7	9	0	25	16	6	0	0	2	0	0	39	0	0	1	4
	H. NORMAL 4 - 5 PM.	N-S	529	113	18	25	43	0	3	10	1	11	9	2	0	1	0	0	13	0	1	0	0	
		S-N		121	8	31	54	0	4	6	0	15	7	4	0	0	0	0	1	27	1	0	0	0
	H. MUERTA 4 - 5 AM.	N-S	109	24	2	0	1	0	0	3	0	12	1	0	0	0	0	0	0	11	0	0	0	1
		S-N		19	0	1	4	0	1	9	0	7	4	0	0	0	0	0	0	6	0	0	1	1
PROM. HORARIO =			544.25																					
TOTAL DIA			1648	717	55	149	291	1	27	81	10	92	46	16	1	1	3	1	4	139	1	1	4	8
SABADO	H. PUNTA 7 - 8 AM.	N-S	891	148	22	58	86	0	4	19	2	28	12	6	0	0	2	0	1	32	0	0	2	3
		S-N		163	26	54	78	3	17	31	6	23	21	3	0	0	0	2	39	0	0	0	0	
	H. NORMAL 10:30 - 11:30 AM	N-S	684	143	29	34	61	0	2	9	2	17	18	0	0	0	3	3	3	34	0	1	1	3
		S-N		131	18	44	40	3	2	7	1	31	10	4	1	0	0	3	0	25	0	0	1	0
	H. MUERTA 5 - 6 AM.	N-S	276	41	9	3	8	1	4	8	4	14	6	0	0	0	0	0	0	12	0	0	2	2
		S-N		35	23	6	22	2	1	22	1	9	8	0	1	0	2	3	1	24	0	0	2	1
PROM. HORARIO =			633.75																					
TOTAL DIA			1851	661	127	199	295	9	30	96	16	122	75	13	2	0	6	9	7	166	0	1	8	9
DOMINGO	H. PUNTA 8 - 9 PM.	N-S	974	221	15	46	77	1	14	41	5	26	13	11	0	1	0	0	2	34	1	0	1	1
		S-N		207	8	43	92	3	3	10	3	33	15	7	0	0	1	1	1	33	1	0	1	2
	H. NORMAL 4 - 5 PM.	N-S	319	78	6	16	18	0	3	5	0	13	8	7	0	0	0	2	0	15	0	0	0	0
		S-N		67	3	19	14	0	2	7	0	8	4	6	0	0	0	0	0	18	0	0	0	0
	H. MUERTA 4 - 5 AM.	N-S	102	21	1	2	9	0	2	1	0	6	2	0	0	0	0	0	0	9	0	0	0	0
		S-N		19	0	1	5	0	4	3	0	10	3	0	0	0	0	0	0	4	0	0	0	0
PROM. HORARIO =			428.5																					
TOTAL DIA			1395	613	33	127	215	4	28	67	8	96	45	31	0	1	1	3	3	113	2	0	2	3

IMDA TOTAL (VEH/DIA)	1528.14	644.3	73.6	142.6	239.4	3.7	24.6	73.9	11.6	105.9	49.1	13.6	2.0	0.7	3.3	5.1	5.0	129.9	1.0	1.4	4.9	7.9
----------------------	---------	-------	------	-------	-------	-----	------	------	------	-------	------	------	-----	-----	-----	-----	-----	-------	-----	-----	-----	-----

TOTAL DE VEHICULOS - CONT		12450.9 VEH/DIA																					
Total	10697	AUTOMOVIL		CAMIONETA		MICRO	BUS			CAMION			SEMI TRAYLER						TRAYLER				
		Particular	Público	PICKUP	RURAL		B2	B3	B4 - 1	C2	C3	C4	T2 S1	T2 S2	T2 S3	T3 S1	T3 S2	T3 S3	2T2	2T3	3T2	3T3	
		4510	515	7699	998	1676	26	172	517	81	741	344	95	14	5	23	36	35	909	7	10	34	55
		71.9734505										28.0265495											

Calle: Panamericana Sur
Control : Puente Reque

Fecha: MAYO DEL 2015

Tabla 32: RESUMEN DE ESTUDIO DE TRAFICO 2015

FECHA	HORARIO	SENTIDO	TOTAL	AUTOMOVIL		CAMIONETA		MICRO	BUS			CAMION			SEMI TRAYLER					TRAYLER					
				Particular	MOTO	PICKUP	RURAL		B2	B3	B4 - 1	C2	C3	C4	T2 S1	T2 S2	T2 S3	T3 S1	T3 S2	T3 S3	2T2	2T3	3T2	3T3	
LUNES	H. PUNTA 6 - 7 PM.	N-S	838	153		30	79	1	15	10	0	17	12	1	1	1	0	0	6	23	0	0	1	1	
		S-N		196	35	54	73	0	4	4	0	14	13	2	0	0	1	0	15	0	1	1	1	1	
	H. NORMAL 10 - 11 AM.	N-S	484	115	14	21	42	1	4	4	0	18	7	5	1	0	0	1	0	16	1	0	0	0	
		S-N		103	16	19	35	0	4	4	1	11	5	1	1	0	0	0	1	16	0	0	0	1	
	H. MUERTA 3 - 4 PM.	N-S	172	18	12	4	16	0	2	6	1	10	4	2	1	0	0	0	1	9	0	0	0	1	
S-N		21		5	3	11	0	4	4	1	11	5	1	1	0	0	0	1	9	0	0	0	1		
PROM. HORARIO =				494.5																					
TOTAL DIA				1494	606	105	131	256	2	35	45	4	96	57	11	4	2	1	2	20	109	1	1	2	4
MARTES	H. PUNTA 7 - 8 PM.	N-S	917	203	21	46	86	0	9	27	6	31	12	3	2	0	0	1	31	1	0	1	2		
		S-N		217	25	31	54	0	3	12	1	36	7	8	1	0	1	2	1	28	0	1	3	4	
	H. NORMAL 8 - 9 AM.	N-S	602	154	15	42	57	1	3	20	0	10	10	0	0	0	1	2	2	13	0	3	2	1	
		S-N		113	13	36	36	1	6	8	0	17	9	0	0	0	1	3	0	16	1	2	2	2	
	H. MUERTA 4 - 5 AM.	N-S	138	25	3	0	2	0	1	3	1	11	4	2	0	0	0	1	1	15	0	0	0	1	
S-N		16		2	3	4	0	1	9	1	12	6	1	0	0	0	1	1	10	0	1	0	0		
PROM. HORARIO =				564.75																					
TOTAL DIA				1657	728	79	158	239	2	23	79	9	117	48	14	3	0	4	9	5	113	2	7	8	10
MIERCOLES	H. PUNTA 7 - 8 PM.	N-S	794	163	18	28	74	0	7	43	8	15	9	1	1	1	0	2	35	0	0	1	1		
		S-N		159	24	19	81	1	9	10	3	19	12	5	1	0	1	2	0	38	0	1	0	1	
	H. NORMAL 10 - 11 AM.	N-S	490	68	27	27	49	2	2	3	2	21	7	2	0	0	0	1	0	30	1	0	1	1	
		S-N		73	21	31	52	0	5	9	1	19	12	1	1	0	0	1	1	17	1	0	1	0	
	H. MUERTA 12 - 1 AM.	N-S	143	25	2	4	3	0	2	4	2	7	2	1	0	1	0	1	1	15	0	0	2	0	
S-N		23		3	5	2	0	2	5	3	8	3	0	1	0	2	1	1	10	0	0	2	1		
PROM. HORARIO =				479.25																					
TOTAL DIA				1427	511	95	114	261	3	27	74	19	89	45	10	4	2	2	7	5	145	2	1	7	4
JUEVES	H. PUNTA 7 - 8 P.M.	N-S	1006	216	16	43	89	0	9	43	7	26	10	3	0	1	0	1	41	0	0	1	2		
		S-N		228	21	51	93	1	11	6	1	25	11	4	1	0	1	1	2	32	0	2	1	5	
	H. NORMAL 4 - 5 PM.	N-S	437	75	26	24	32	0	4	8	0	10	8	3	1	0	0	0	1	12	0	1	1	0	
		S-N		69	17	29	48	1	4	5	0	21	5	7	0	0	1	0	1	0	21	0	1	0	1
	H. MUERTA 4 - 5 AM.	N-S	116	21	1	2	1	0	2	3	2	9	2	0	0	0	0	0	0	17	1	0	0	1	
S-N		20		1	0	1	0	1	6	1	10	2	0	0	0	0	0	0	9	0	1	0	2		
PROM. HORARIO =				499																					
TOTAL DIA				1559	629	82	149	264	2	31	71	11	101	38	17	2	2	1	3	4	132	1	5	3	11
VIERNES	H. PUNTA 7 - 8 AM.	N-S	866	145	20	41	95	0	6	17	2	21	15	4	0	0	1	2	38	0	0	1	2		
		S-N		160	27	45	87	0	12	35	7	22	18	3	0	0	1	0	1	35	0	0	1	3	
	H. NORMAL 4 - 5 PM.	N-S	532	113	18	25	43	0	3	10	1	11	9	2	0	1	0	0	13	0	1	0	1		
		S-N		121	8	31	54	0	4	6	0	15	7	4	0	0	0	1	27	1	0	1	1		
	H. MUERTA 4 - 5 AM.	N-S	110	24	2	0	1	0	0	3	0	12	1	0	0	0	0	1	11	0	0	0	1		
S-N		19		0	1	4	0	1	9	0	7	4	0	0	0	0	0	6	0	1	1	1			
PROM. HORARIO =				510																					
TOTAL DIA				1508	582	75	143	284	0	26	80	10	88	54	13	0	1	2	1	3	130	1	2	4	9
SABADO	H. PUNTA 8-9 M.	N-S	973	206	12	41	76	1	8	39	7	39	23	12	1	1	2	0	1	32	0	1	2	2	
		S-N		196	13	49	81	1	2	14	2	35	19	11	0	0	1	1	1	39	0	0	1	1	
	H. NORMAL 10 - 11 AM.	N-S	541	143	29	15	21	0	3	5	1	9	15	2	0	0	2	1	1	34	0	0	0	3	
		S-N		131	18	14	29	0	3	4	1	12	12	3	0	1	0	2	0	25	0	0	1	1	
	H. MUERTA 5 - 6 AM.	N-S	239	41	9	2	10	0	2	3	2	17	2	1	0	0	0	0	12	1	0	1	1		
S-N		35		23	2	13	1	2	13	2	12	4	0	1	1	0	1	0	24	0	0	0	1		
PROM. HORARIO =				573.5																					
TOTAL DIA				1753	752	104	123	230	3	20	78	15	124	75	29	2	4	4	5	3	166	1	1	5	9
DOMINGO	H. PUNTA 8 - 9 PM.	N-S	893	211	19	52	69	0	13	55	6	29	15	7	0	0	1	0	2	34	0	0	0	2	
		S-N		131	13	41	81	0	6	19	3	31	11	1	0	0	1	1	33	2	1	2	0		
	H. NORMAL 4 - 5 PM.	N-S	326	82	7	12	19	0	5	9	0	12	9	3	0	0	2	0	15	0	1	0	1		
		S-N		71	5	13	17	0	2	8	0	7	6	2	0	0	0	0	0	18	0	0	0	0	
	H. MUERTA 4 - 5 AM.	N-S	107	24	2	4	6	0	3	2	0	9	2	1	0	0	0	0	0	9	0	0	0	1	
S-N		10		3	1	7	0	2	3	0	12	2	0	0	0	0	0	0	4	0	0	0	0		
PROM. HORARIO =				413																					
TOTAL DIA				1326	529	49	123	199	0	31	96	9	100	45	14	0	1	1	3	3	113	2	2	2	4
IMDA TOTAL (VEH/DIA)				1516.14	619.6	84.1	134.4	247.6	1.7	27.6	74.7	11.0	102.1	51.7	15.4	2.1	1.7	2.1	4.3	6.1	129.7	1.4	2.7	4.4	7.3

IMDA TOTAL (VEH/DIA) **12116.6 VEH/DIA**

TOTAL DE VEHICULOS - CONT	AUTOMOVIL	CAMIONETA		MICRO	BUS			CAMION			SEMI TRAYLER					TRAYLER							
		Particular	Público		PICKUP	RURAL	B2	B3	B4 - 1	C2	C3	C4	T2 S1	T2 S2	T2 S3	T3 S1	T3 S2	T3 S3	2T2	2T3	3T2	3T3	
Total	10613	4337	589	941	1733	12	193	523	77	715	362	108	15	12	15	30	43	908	10	19	31	51	
		7600							3013														
		71.61028927							28.38971073														

4.1.3. Estudio de Hidrología

4.1.3.1. Generalidades

El actual puente "Reque" se encuentra ubicado en el km 772+829.33 de la carretera Panamericana Norte en el departamento de Lambayeque, el cual permite salvar el cauce del río Reque. Dicho puente está constituido de tres tramos y dos apoyos intermedios, cuya luz total es de 150 m de longitud.

La descarga en el río Reque experimenta notables crecidas entre los meses de diciembre a marzo y especialmente durante la presencia de eventos extraordinarios como el fenómeno "El Niño" producto de precipitaciones pluviales en las partes altas de su cuenca, la cual tuvo un incremento significativo respecto al promedio mensual de los últimos 30 años, alcanzando caudales máximos de 600 m³/s y 1996 m³/s para los años 1983 y 1998, respectivamente.

A fin de garantizar la estabilidad del puente existente y la transitabilidad por dicha vía durante el próximo período de avenidas, se ha visto la imperiosa necesidad de una nueva propuesta de diseño del Puente Reque. Con el fin de reunir los criterios adecuados para conocer las características hidrológicas de la cuenca en estudio, el estudio ha comprendido las siguientes etapas:

a) Recopilación de Información

Comprende la recolección, evaluación y análisis de la documentación existente como cartografía y registros de caudales del área en estudio.

b) Trabajos de Campo

Consiste en un recorrido de los márgenes del río para la evaluación y observación de las características fluviomorfológicas del curso principal y aspectos hidrológicos de las quebradas que forman parte de su cuenca

c) Fase de Gabinete

Consiste en el procesamiento, análisis, determinación de los parámetros de estimación de caudales de diseño, valores de socavación máxima en la zona de los apoyos y parámetros de diseño de estructuras de protección de los apoyos.

La información que se está utilizando se refiere a los siguientes aspectos:

A) Cartografía

La cartografía utilizada en este proyecto se refiere a las cartas obtenidas del "Instituto Geográfico Nacional" (IGN); a escala 1:100000, habiéndose empleado las siguientes:

- Chiclayo
- Chongoyape
- Chota

También se emplearon planos a escala que cubren toda el área del proyecto, realizados en el estudio topográfico.

B) Hidrometría

Para la elaboración del presente Estudio se ha hecho uso de la siguiente información:

Tabla 33: Caudales Máximos registrados en el Río Chancay – Reque durante los eventos extraordinarios de 1983 y 1998.

AÑO	CAUDAL MÁXIMO (m3/s)
1983	600
1998	1996

Fuente: MIDAGRI. (2011)

Caudales medios mensuales de la estación Raca Rumí en el Río Chancay, con una longitud de registro de 85 años entre 1914 y 1998.

Tabla 34: Caudales Medios Mensuales del Río Chancay – Reque en la Estación Lambayeque (Junta de Usuarios)

Nº	AÑO	CAUDAL MAXIMO ANUAL (m3/s)	Nº	AÑO	CAUDAL MAXIMO ANUAL (m3/s)
1	1914	111.033	44	1957	72.064
2	1915	93.064	45	1958	49.689
3	1916	44.903	46	1959	64.437
4	1917	191.933	47	1960	54.718
5	1918	72.355	48	1961	48.43
6	1919	111.666	49	1962	77.853
7	1920	109.6	50	1963	40.149
8	1921	114.129	51	1964	63.84
9	1922	124.3	52	1965	66.665
10	1923	96.871	53	1966	38.554
11	1924	65.774	54	1967	70.876
12	1925	465.129	55	1968	39.049
13	1926	96.483	56	1969	56.19
14	1927	53.441	57	1970	71.366
15	1928	98.167	58	1971	163.856
16	1929	85.503	59	1972	119.1

17	1930	86.95
18	1931	71.5
19	1932	69.588
20	1933	81.338
21	1934	79.15
22	1935	50.313
23	1936	56.818
24	1937	28.179
25	1938	77.947
26	1939	62.376
27	1940	42.492
28	1941	94.716
29	1942	50.202
30	1943	69.065
31	1944	71.837
32	1945	52.759
33	1946	52.544
34	1947	51.624
35	1948	49.4
36	1949	67.838
37	1950	35.765
38	1951	31.063
39	1952	53.765
40	1953	93.139
41	1954	52.094
42	1955	48.516
43	1956	66.308
60	1973	123.9
61	1974	67.84
62	1975	167.062
63	1976	75.104
64	1977	89.27
65	1978	43.754
66	1979	99.934
67	1980	52.37
68	1981	72.01
69	1982	72.02
70	1983	117.13
71	1984	121.168
72	1985	26.405
73	1986	95.905
74	1987	82.971
75	1988	68.405
76	1989	107.567
77	1990	37.384
78	1991	83.822
79	1992	62.406
80	1993	129.56
81	1994	98.489
82	1995	9.514
83	1996	98.663
84	1997	58.43
85	1998	137.872

Fuente: PEOT. (2011).

4.1.3.2. Objetivos

El presente Estudio, en el capítulo de Hidrología e Hidráulica Fluvial, persigue alcanzar los siguientes objetivos:

- Estimar la descarga máxima de diseño, en la sección donde se emplaza el puente "Reque", con la finalidad de establecer parámetros de diseño hidráulico para su análisis y diseño.
- Calcular los niveles máximos y mínimos de agua, en la sección de emplazamiento del puente.

4.1.3.3. Ubicación Del Proyecto

a) Ubicación Política

El Proyecto estará localizado en la zona Sur del departamento de Lambayeque, se detalla a continuación la ubicación exacta:

- Carretera: Panamericana Norte
- Tramo: Trujillo - Chiclayo
- Kilometraje: 772 + 829.33
- Departamento: Lambayeque
- Provincia: Chiclayo
- Distrito: Reque

b) Ubicación Geográfica

El proyecto de ampliación del puente Reque, geográficamente se encuentra localizado en:

- Latitud: Sur 60 50'
- Longitud: Oeste 79° 50'

**Coordenadas Aproximadas*

4.1.3.4. Descripción General de la Cuenca

Políticamente la Cuenca Hidrográfica del río Chancay - Reque está ubicada en el Norte del Perú, Región Nor-Oriental, en los departamentos de Lambayeque y Cajamarca. Geográficamente, se encuentra entre los 6° 20' y 6° 56' de Latitud Sur; y entre los 78° 38' y 80°00' de longitud Oeste.

El río Chancay - Reque pertenece a la vertiente del Pacífico, es de régimen irregular y está conformado por los Ríos Tacamache y Perlamayo que nacen en la Cordillera Occidental de los Andes; desde sus nacientes hasta su desembocadura en el mar, su longitud es de 170 km; en su recorrido recibe aportes eventuales principalmente de los Ríos Cañad, San Lorenzo, Cirato y Cumbil.

Asimismo, el ámbito de la cuenca se extiende desde la bocatoma Racarumi hacia aguas abajo hasta el límite con el Océano Pacífico, esta área constituye el Sub Distrito de Riego regulado, y desde la bocatoma Raca Rumi hacia aguas arriba se ubica el Sub Distrito de Riego No Regulado.

Limita al norte con la cuenca del río La Leche, por el sur con la cuenca del río Jequetepeque- Zaña, por el este con la cuenca del Chotano y por el oeste con el Océano Pacífico.

A partir del repartidor La Puntilla, el río Chancay se divide en tres cursos: Canal Taymi (al norte), río Reque (al sur), y entre ambos el río Lambayeque; solamente el río Reque desemboca en el Océano Pacífico al norte del Puerto de Eten, mientras que los

otros dos ramales el Lambayeque y el Taymi no llegan al mar, debido a que sus aguas son utilizadas para el riego, hasta su agotamiento.

El río Reque ofrece un cauce de ancho variable entre los 120 y 500 m, limitado por terrazas de baja altura - menor de 3.00 m - las mismas que han sido aprovechadas por los lugareños para fines agrícolas. A través de su recorrido dicho río atraviesa zonas de configuración llana a semiplana propios de la zona costera en cuyos suelos predominan limos y arenas finas.

a) Clima

El clima es cálido y seco, las precipitaciones pluviales son escasas manifestándose generalmente en forma de garúa con una media de 18 mm.

La temperatura también es variada y está en función de la estación, en el verano llega a los 23°C y en invierno a los 19°C.

b) Hidrografía

El sistema hidrográfico lo constituyen un conjunto de ríos de curso corto y de caudal variable que se forman en la Vertiente Occidental de los Andes, para desembocar en el Océano Pacífico.

4.1.3.5. Análisis Hidrológico

a) Información Básica

La información hidrológica básica que ha servido para cuantificar las descargas máximas de diseño del río Reque, sobre el cual se proyectará el diseño del puente, han sido los registros hidrométricos de la Estación Raca Rumi, dado que dicha estación es la única que se encuentra disponible en la zona, con una longitud de registro de 85 años, entre los años 1914 y 2015; así mismo se ha hecho uso de registros de caudal máximo en el río Chancay - Reque de los años 1983 y 1998 proporcionada por el Ministerio de Agricultura, con la finalidad de compatibilizar la descarga de diseño.

Tabla 35: Estación Hidrométrica en la Zona de Estudio

Nombre de la Estación	Tipo	Río	Periodo de Registro
Racarumi	Hidrometría	Chancay	1914- 1998

b) Selección del Periodo de Retorno

El tiempo promedio, en años, en que el valor del caudal pico de una creciente determinada es igualado o superado una vez cada “T” años, se le denomina Período de

Retorno “T”. Si se supone que los eventos anuales son independientes, es posible calcular la probabilidad de falla para una vida útil de n años.

Para adoptar el período de retorno a utilizar en el diseño de una obra, es necesario considerar la relación existente entre la probabilidad de excedencia de un evento, la vida útil de la estructura y el riesgo de falla admisible, dependiendo este último, de factores económicos, sociales, técnicos y otros.

El criterio de riesgo es la fijación, a priori, del riesgo que se desea asumir por el caso de que la obra llegase a fallar dentro de su tiempo de vida útil, lo cual implica que no ocurra un evento de magnitud superior a la utilizada en el diseño durante el primer año, durante el segundo, y así sucesivamente para cada uno de los años de vida de la obra.

El riesgo de falla admisible en función del período de retorno y vida útil de la obra está dado por:

$$R = 1 - (1 - 1/T)^n$$

Si la obra tiene una vida útil de n años, la fórmula anterior permite calcular el período de retorno T, fijando el riesgo de falla admisible R, el cual es la probabilidad de ocurrencia del pico de la creciente estudiada, durante la vida útil de la obra.

De acuerdo a los valores presentados en la Tabla N° 36 se recomienda utilizar como máximo los siguientes valores de riesgo admisible de obras de drenaje:

Tabla 36: Valor T para varios riesgos permisibles R y para la vida útil n de la obra.

Riesgo Admisible	Vida Útil de las Obras (n años)									
	1	2	3	5	10	20	25	50	100	200
0.01	100	199	299	498	995	1990	2488	4975	9950	19900
0.02	50	99	149	248	495	990	1238	2475	4950	9900
0.05	20	39	59	98	195	390	488	975	1950	3900
0.10	10	19	29	48	95	190	238	475	950	1899
0.20	5	10	14	23	45	90	113	225	449	897
0.25	4	7	11	18	35	70	87	174	348	695
0.50	2	3	5	8	15	29	37	73	154	289
0.75	1.3	2	2.7	4.1	7.7	15	18	37	73	144

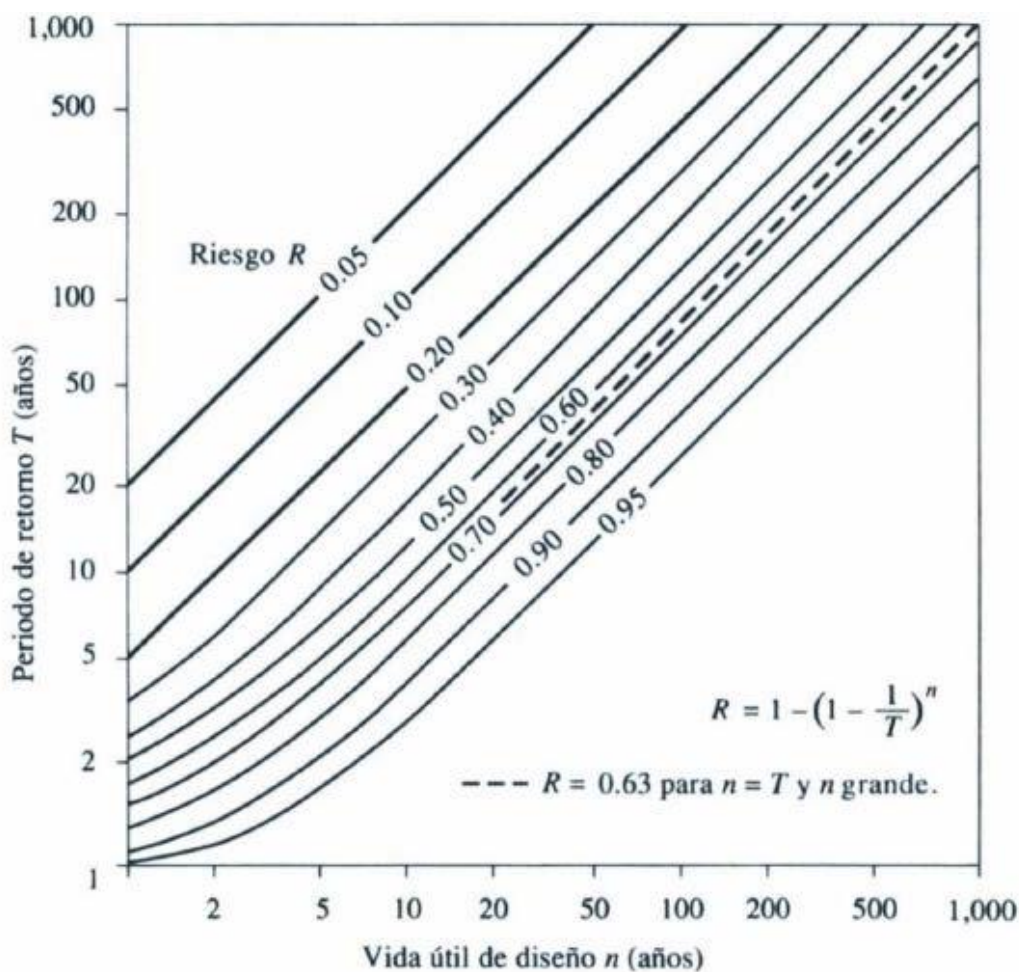
Fuente: MTC. (2006).

Tabla 37: Valores Máximos de Riesgo Admisible de Obras de Drenaje

Descripción	Riesgo Admisible	Vida Útil	Periodo de Retorno
Estructuras Mayores (Puentes)	0.10	50 años	475 años

Fuente: MTC. (2006).

Figura 49. Riesgo de por lo menos una excedencia del evento de diseño durante la vida útil (Periodo de Retorno en años vs Vida útil de diseño años)



Fuente: MTC. (2006).

Considerando una vida útil de 50 años, para puentes, corresponde un período de retorno de 475 años (Según Tabla N°35 Y N°37).

Asumiendo un porcentaje de riesgo igual a 10% ($R = 0.10$)

Luego, para un riesgo admisible de 10% y tiempo de retorno de 500 años, corresponde según Gumbel un caudal de 2022.40 m³/s.

Por lo anterior dado el comportamiento aleatorio de las descargas del río Chancay y que los cursos de agua no se encuentran definidos; para fines del presente Estudio se ha asumido que en algún momento toda la descarga del río Chancay se derive por el cauce del río Reque.

c) Caudal de Diseño

Se ha estimado como media aritmética entre la lectura observada en el año 1998 (1996 m³/s) y el obtenido mediante Distribución de Gumbel (2022.40 m³/s), dando como resultado 2009.2 m³/s.

4.1.4. Estudio Hidráulico

4.1.4.1. Características Hidráulicas y Geomorfológicas de la Zona en Estudio

En la zona de estudio se efectuaron trabajos de campo, donde se realizó el levantamiento topográfico respectivo, como también el Estudio de Suelos, Hidrológico y de Hidráulica Fluvial, a fin de establecer las características geométricas e hidráulicas del cauce, pendiente longitudinal de fondo y propiedades del material de cauce y márgenes.

Obteniéndose las siguientes observaciones:

- El lugar de emplazamiento del puente "Reque" se caracteriza por presentar un relieve llano cubierto de vegetación natural y pequeñas áreas de cultivo asentadas en las márgenes del río, (arenas y limos) originados por el transporte de material en períodos de crecidas extraordinarias.

- El tramo de río adyacente al puente "Reque" ofrece una sección transversal de forma trapezoidal con taludes que varían entre 3 y 6 m de alto medidos desde el lecho hasta el nivel de su corona con inclinaciones que oscilan entre 45° a 70°, aproximadamente.

- Las características locales del cauce del río Reque en la ubicación del Puente están definidas por ofrecer una forma casi recta con ligera concavidad hacia su margen izquierda. El ancho del cauce varía entre 100 y 500 m. Dicho cauce está conformado por material fino principalmente arenas y limos, el cual se encuentra sujeto a procesos hidrodinámicos de socavación.

- Asimismo, se ha observado que existen obras de defensa y/o encauzamiento, constituidas principalmente por muros enrocado en ambas márgenes y espigones aguas arriba del puente Reque.

a) Pendiente del Cauce Principal

Se define como el desnivel entre los extremos de la corriente dividido entre su longitud medida en planta.

Taylor y Schwarz proponen calcular la pendiente media como la de un canal de sección transversal uniforme que tenga la misma longitud y tiempo de recorrido que la corriente en cuestión, mediante la siguiente relación:

Para el caso que las longitudes que los tramos son iguales:

$$S = \left(\frac{m}{\frac{1}{\sqrt{S_1}} + \frac{1}{\sqrt{S_2}} + \frac{1}{\sqrt{S_3}} + \dots} \right)^2$$

Donde:

m: número de tramos

Si: pendiente del tramo i (para i = 1,2,3..)

Según esta metodología la pendiente promedio del cauce principal se ha estimado en: $S = 0.002$ m/m.

b) Material de los Márgenes del Cauce

Las prospecciones geotécnicas estuvieron orientadas a definir la calidad de los materiales en las márgenes; así como en el cauce.

Las prospecciones rotativas, demostraron que en el área de ubicación del puente Reque la estratigrafía está conformada por los siguientes tipos de materiales:

En el margen izquierdo y margen derecho, los materiales están constituidos por partículas finas de matriz areno limosa, con presencia de gravas aisladas de hasta 10.0 cm de diámetro, de superficies redondeadas, debido al transporte al que han estado sometidos.

En el cauce el material predominante también es de matriz areno limosa, el cual ha sido transportado por la corriente en épocas de avenidas; debajo del cual subyacen materiales de matriz gravosa.

De acuerdo a lo anterior, se concluye que los materiales enumerados son proclives a la erosión por estar constituidos por materiales con mínima cohesión cuyas propiedades granulométricas se muestra en la Tabla N°38.

Tabla 38: Propiedades de los Materiales del Cauce y Márgenes

PROPIEDAD	MARGEN IZQUIERDA Y DERECHA	CAUCE
D ₉₀ (mm)	0.553	0.274
D ₆₅ (mm)	0.287	0.170
D ₅₀ (mm)	0.224	0.121

c) Coeficiente de Rugosidad de Manning

Según Ven Te Chow los factores que afectan al coeficiente de rugosidad de Manning, son los siguientes:

- El material de superficie.
- Presencia de vegetación.
- Irregularidades y variaciones en el alineamiento del canal.

- Depósitos y socavaciones.
- Obstrucciones en la sección de interés.
- Tamaño y forma del cauce.

Según Cowan -1956, el coeficiente n depende de 6 factores y se calcula de la siguiente manera:

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

Donde:

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

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

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

n_3 : Corrección por obstrucciones.

n_4 : Factor de corrección por vegetación y condiciones de flujo

m_5 : Corrección por cantidad de meandros.

(Ver Tabla de Coeficientes de Rugosidad de Cowan - Anexo).

(Ver Tabla de Coeficientes de Rugosidad de Manning - Anexo).

Para calcular el valor de n se han empleado las siguientes expresiones:

Según Strickler (1923)

$$n_0 = \frac{(D_{65})^{1/6}}{24}$$

Según Meyer - Peter y Müller (1948)

$$n_0 = \frac{(D_{90})^{1/6}}{26}$$

Siguiendo el procedimiento de Cowan, el coeficiente de Manning estimado es de 0.035 para la margen derecha e izquierda y 0.035 para el cauce.

Dichos valores se han compatibilizado con los valores presentados por Chow (Hidráulica de Canales Abiertos - Anexos) que establece un rango de valores entre 0.025 y 0.060, con lo cual se tiene la consistencia técnica de los valores estimados.

d) Propiedades del Agua

La temperatura que puede marcar el ritmo estacional local de la zona de estudio, la podemos apreciar en base a la información detallada en el apartado 2.04.01, en el cual se reporta una temperatura máxima entre 26° y 28°C; Y mínima de 14°C. Por ello se ha adoptado una temperatura de 10°C para el agua, valor recomendable en ríos de la costa.

Con esta temperatura se tiene las siguientes propiedades del agua:

Viscosidad dinámica:

$$\mu = 1.31 \times 10^{-3} N - s/m^2$$

Viscosidad cinemática:

$$u = 1.31 \times 10^{-6} N - s/m^2$$

4.1.4.2. Cálculos Hidráulicos

Luego de obtener el caudal de diseño mediante análisis de frecuencias de valores extremos, así como el modelo geométrico (secciones transversales), se procedió a utilizar el software de ingeniería HEC-RAS versión 4.0, US Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center, para calcular los parámetros de diseño hidráulico del puente Reque. Con los caudales obtenidos por simulación hidrológica obtenida, para periodos de recurrencia de 25, 50, 100, 200 y 500 años, se aplica el modelo hidráulico de simulación del flujo HEC-RAS.

El programa HEC-RAS (Centro de Ingeniería Hidrológica-Sistema de Análisis de Ríos, Hydrologic Engineering Center-River Analysis System), es una aplicación que permite la modelación hidráulica en régimen permanente y no permanente de cauces abiertos, ríos y canales artificiales, desarrollada por el centro de Ingeniería Hidrológica del Cuerpo de Ingenieros de la Armada de los EE.UU (US Army Corps of Engineers)

La ejecución del cálculo hidráulico por el programa HECRAS, comprendió los siguientes pasos:

- Modelo de la topografía de la zona del puente y de sus características hidráulicas (secciones transversales, alineamientos, rugosidad del cauce, asignación de caudales de diseño)
- Modelo de la estructura de cruce (geometría del puente y de sus accesos, especificación de pérdidas locales debido a las formas de los estribos y los terraplenes de acceso al puente, así como las correcciones por efecto de oblicuidad.)

Como resultado de la modelación hidráulica se ha obtenido los niveles alcanzados por las láminas de agua para los diferentes periodos de retorno y los parámetros hidráulicos en las secciones del río Chancay en la zona del Puente Reque, en una longitud de análisis de 1000m , con un ancho de 320 m.

El resultado gráfico se presenta en una secuencia de planos de zonas inundables.

4.1.4.3. Características de la Sección de Interés

En la sección de interés se determinaron niveles, tirantes y velocidades, con el objeto de determinar la luz y nivel inferior de las vigas del puente, y también las variables necesarias para la evaluación de la socavación.

En la tabla N°39, se presentan los parámetros hidráulicos del actual puente, para un caudal de diseño de 2009.2 m³/s.

Tabla 39: Parámetros de Diseño del Puente Reque

Cota de Línea de Energía (m)	17.52
Carga de Velocidad (m)	1.28
Cota de Nivel del Agua (m)	16.24
Pendiente de L.E. (m/m)	0.008972
Q Total (m³/s)	2009.2
Ancho Supercial (m)	157.01
Vel Total (m/s)	5.02
Tirante Máximo (m)	3.24
Cota max (m)	20
Cota de Fondo (m)	13

4.1.4.4. Socavación General

La socavación general es la socavación que ocurre por variaciones que se manifiestan de manera periódica en la cuenca y que constituye una respuesta a los cambios que se suscitan en la misma. Para el cálculo de la socavación general se utilizó el siguiente método:

Método de Lischvan Lebediev (Socavación general del lecho)

Para el cálculo de la erosión general del lecho, se usó el método de List Van Lebediev para suelos no cohesivos que tiene la siguiente expresión matemática:

$$H_s = \left[\frac{\alpha H_o^{1.667}}{0.68 \beta D m^{0.28}} \right]^e$$

Siendo:

$$\alpha = \frac{Q}{H m^{5/3} B \mu}$$

- H_s: Socavación incluido el tirante de agua (m)
- H_a: Tirante antes de la erosión (m)

- Dm: Diámetro representativo de los materiales del fondo del cauce (0.224 mm)
- B: Ancho efectivo de la sección (m)
- β : Coeficiente relacionado al período de retorno
- μ : Coeficiente de contracción
- Hm: Tirante medio (m)
- Q: Descarga máxima de cálculo (m³/s)
- e: Exponente relacionado al diámetro representativo de los materiales del cauce.

Como información básica de los materiales de fundación, se tiene el análisis granulométrico de las muestras, de donde se establece que el cauce está conformado por el material definido como arenas y gravas con pequeños estratos de limo, cuyo diámetro medio se ha estimado en $D_m = 0.224$ mm.

Debido a la naturaleza del cauce del río en la sección de interés, al producirse la avenida de diseño, ésta ocasionará una socavación que modificará la sección transversal.

Considerando las características del material que conforma el lecho del río, clasificado como de tipo granular no cohesivo, se empleó el método anterior, según el cual se obtuvo la profundidad de socavación sobre la base de la avenida de diseño, tal como se indica en la Tabla N°40:

Tabla 40: Profundidad de Socavación General en la Sección de Emplazamiento del Puente para $Tr = 500$ Años - Método de Lebediev

PARÁMETRO	CAUCE
S	10.60 m

4.1.4.5. Conclusiones

- La información básica que ha servido para cuantificar la descarga de diseño ha sido la información proporcionada por el MINISTERIO DE AGRICULTURA referente a registros hidrométricos (Estación Raca Rumí) y al caudal máximo registrado durante el fenómeno el "Niño" de 1998 en el río Chancay - Reque.

- Se realizó el análisis de frecuencias, para la distribución Gumbel para diferentes períodos de retorno; ya que ofrece mayor ajuste a los datos. En el siguiente cuadro se muestran los valores obtenidos:

Tabla 41: Valores de Caudal Máximo (m³/s)

DISTRIBUCIÓN PROBABILISTICA	Tr = 100 años	Tr = 500 años
GUMBEL	1498.6	2022.4

- La descarga máxima de diseño para la importancia de la obra se ha calculado para tiempo de retorno de 500 años, estimado como media aritmética entre la lectura observada en el año 1998 y el obtenido mediante Distribución Gumbel, dando como resultado 2009.2 m³/s
- El coeficiente de rugosidad de Manning (n), ha sido estimado mediante el Método de Cowan, el cual es de 0.035 para la margen derecha e izquierda y 0.035 para el cauce.
- Dichos valores han sido comparados con los valores presentados por Chow (Hidráulica de Canales Abiertos - Tabla 4.8 - ver Anexo) que establece para las características del cauce valores entre 0.025 y 0.060, ratificando los valores utilizados en el presente Estudio.
- Según los resultados obtenidos en el presente Estudio, se deja establecido los niveles de aguas máximas indicados en la Tabla N° 9:

Tabla 42: Dimensiones y Características del Puente Obtenidos del Análisis

Periodo de Retorno	Velocidad Total	Carga de Velocidad	Tirante Máximo	Cota de Aguas Máximas	Borde Libre	Cota Mínima Recomendada de Viga
Años	m/s	m	m	m	m	m
500	5.02	1.28	3.24	16.24	1.3	17.54

El nivel mínimo de cimentación ha sido definido en base a los siguientes criterios:

- Caudal dominante del río para un período de retorno de 500 años, debido a la observación de las duraciones de las avenidas durante la ocurrencia de los Fenómenos de "El Niño" de 1983 y 1998.
- Dada la calidad de los materiales de fundación, se recomienda que el nivel de cimentación debe estar como mínimo 10.60 m del nivel del cauce.

4.1.4.6. Anexos

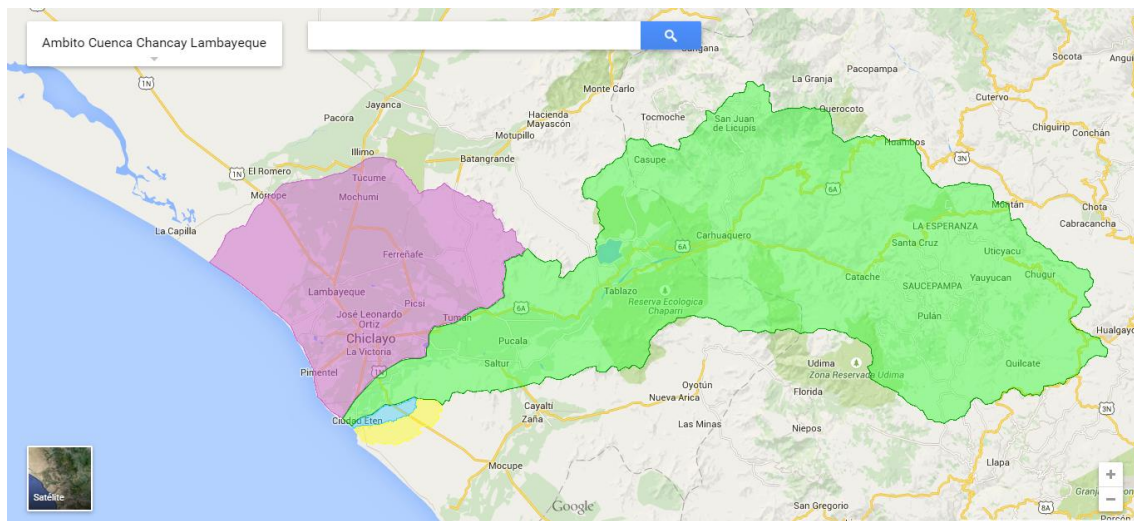


Figura 50: Ubicación de Cuenca Chancay- Lambayeque

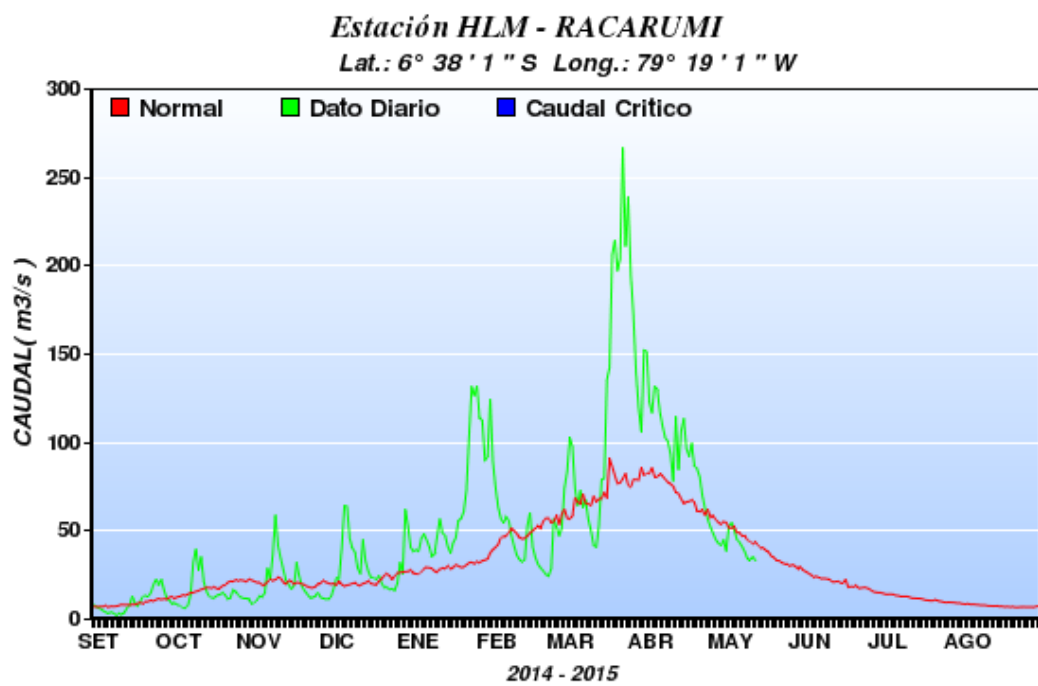


Figura 51: Estación HLM- Racarumi de caudales presentados en los años 2014-2015

Figura 52: CARTA 14-D (Chiclayo)

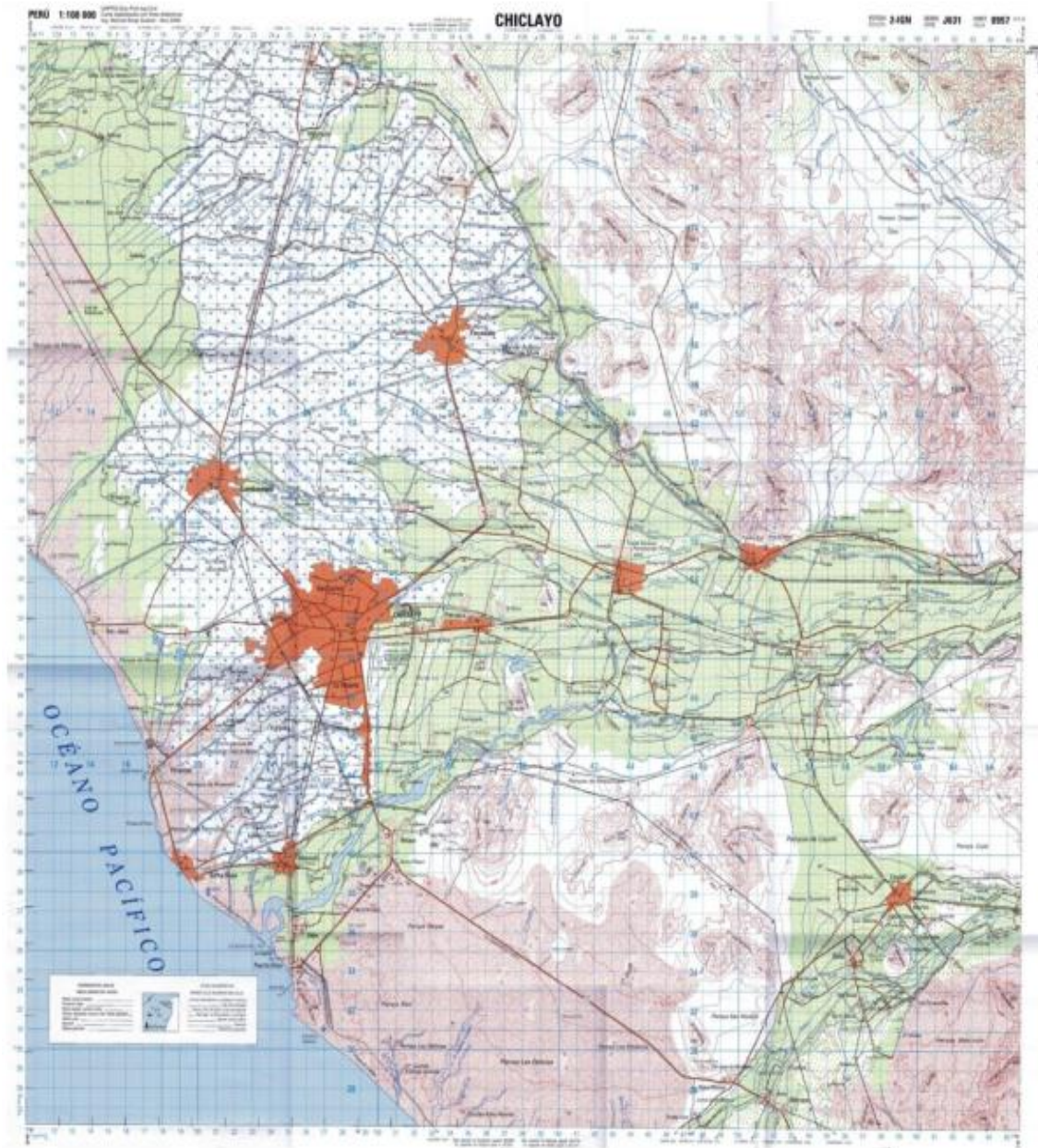


Figura 53: CARTA 14-E (Chiclayo)

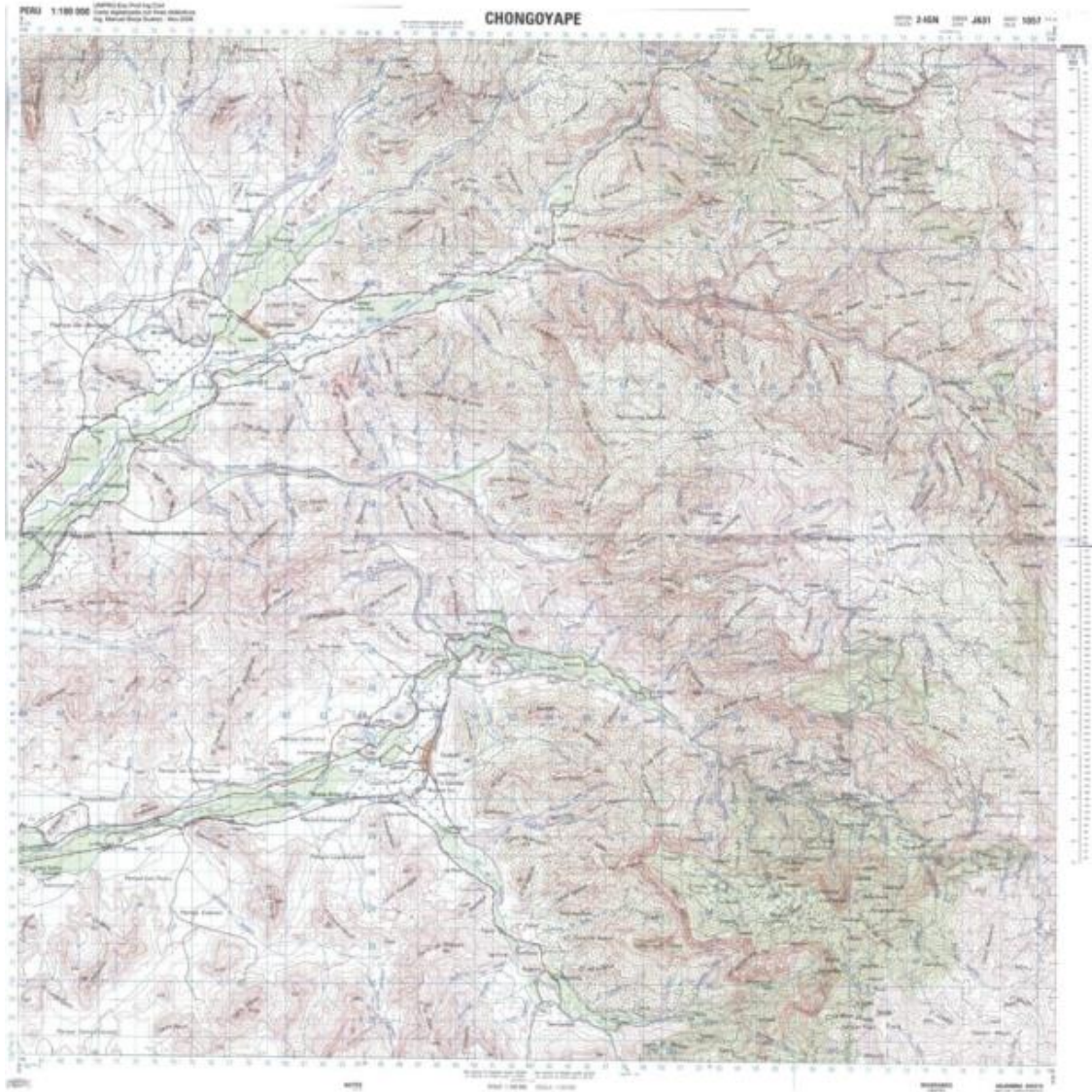


Figura 54: CARTA 14-F (Chota)



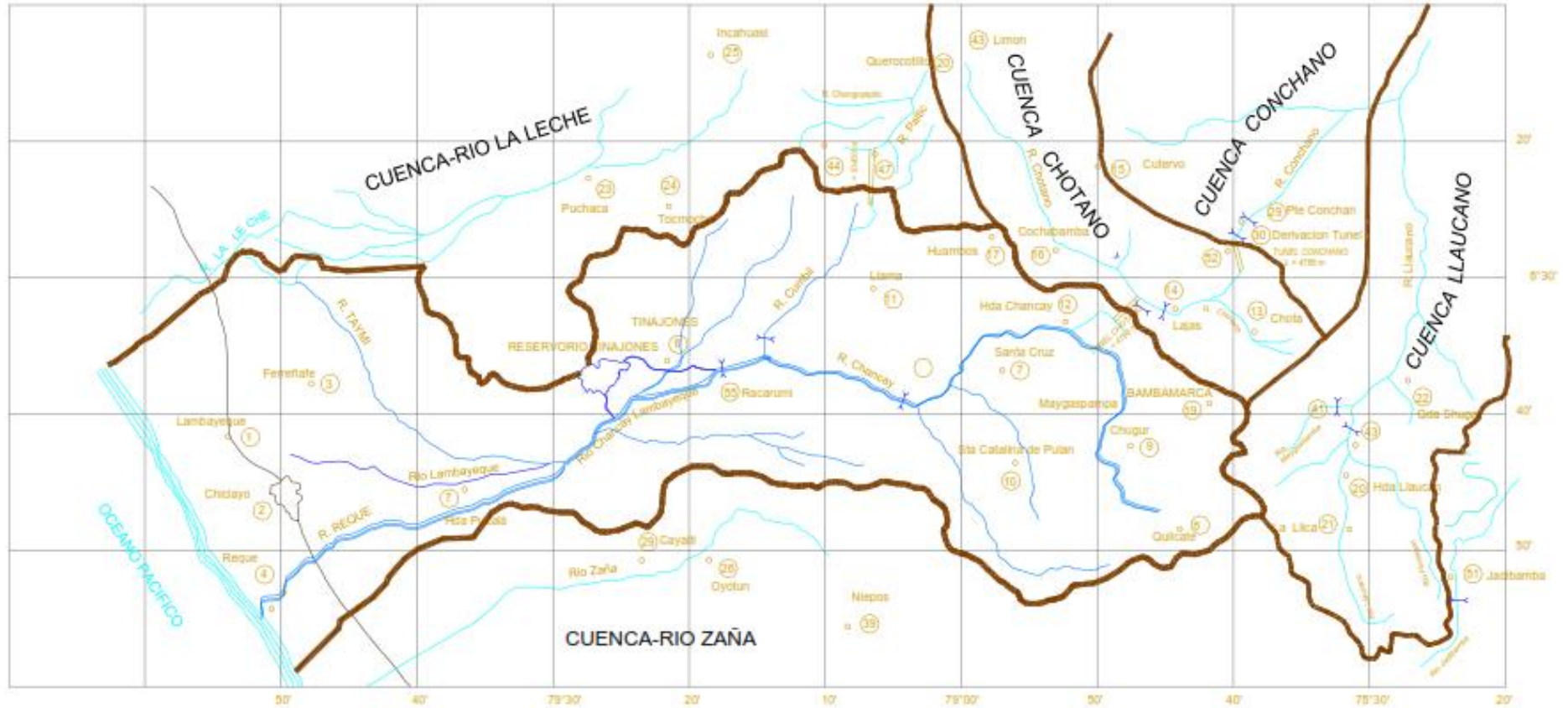


Figura 55: Mapa de la Cuenca Hidrográfica del Río Chancay- Lambayeque, La Leche, Chotano, Conchano y LLaucano

Tabla 43: Valores del Coeficiente de Rugosidad de Manning (n)

		TIPO DE CANAL	Mínimo	Normal	Máximo		
A. CONDUCTO CERRADO CON ESCURRIENTO PARCIALMENTE LLENO	A.1. METÁLICOS	a. Bronce Polido	0.009	0.010	0.013		
		b. Acero soldado con remaches	0.010 0.013	0.012 0.016	0.014 0.017		
		c. Metal corrugado sub - dren dren para aguas lluvias	0.017 0.021	0.019 0.024	0.021 0.030		
		A.2 NO METÁLICOS	a. Concreto tubo recto y libre de basuras tubo con curvas, conexiones afinado tubo de alcantarillado con cámaras, entradas. Tubo con moldaje de acero. Tubo de moldaje madera cepillada Tubo con moldaje madera en bruto	0.010 0.011 0.011 0.013 0.012 0.012 0.015	0.011 0.013 0.012 0.015	0.013 0.014 0.014 0.016 0.020	
			b. Madera dueñas laminada y tratada	0.010 0.015	0.012 0.017	0.014 0.020	
	c. Albañilería de piedra.		0.018	0.025	0.030		
	B.1 METAL		a. Acero liso sin pintar pintado	0.011 0.012	0.012 0.013	0.014 0.017	
		b. Corrugado	0.021	0.025	0.030		
		B.2 NO METÁLICO	a. Madera Sin tratamiento Tratada Planchas	0.010 0.011 0.012	0.012 0.012 0.015	0.014 0.015 0.018	
			b. Concreto afinado con plana afinado con fondo de grava sin afinar excavado en roca de buena calidad excavado en roca descompuesta	0.011 0.015 0.014 0.017 0.022	0.013 0.017 0.017 0.020 0.027	0.015 0.020 0.020 0.020	
c. Albañilería piedra con mortero piedra sola			0.017 0.023	0.025 0.032	0.030 0.035		
C. EXCAVADO	a. Tierra, recto y uniforme nuevo grava con algo de vegetación		0.016 0.022 0.022	0.018 0.025 0.027	0.020 0.030 0.033		
	b. Tierra, sinuoso sin vegetación con malezas y pasto maleza tupida, plantas fondo pedregoso - malezas.	0.023 0.025 0.030 0.025	0.025 0.030 0.035 0.035	0.030 0.033 0.040 0.040			
	c. Roca suave y uniforme irregular	0.025 0.035	0.035 0.040	0.040 0.050			
	d. Canales sin mantención maleza tupida fondo liso, bordes con vegetación	0.050 0.040	0.080 0.050	0.120 0.080			
	D. CORRIENTES NATURALES	D.1. CORRIENTES MENORES (ANCHO SUPERF. < 30 m)	a. Ríos en planicies rectos, sin zonas muertas rectos sin zonas muertas con piedras y malezas Sinuoso, vegetación y piedras Sinuoso, vegetación y bastante pedregoso Abundante vegetación, sinuoso.	0.025 0.030 0.035 0.045 0.075	0.030 0.036 0.045 0.050 0.100	0.033 0.040 0.050 0.060 0.150	
			b. Tormentes de montaña, sin vegetación, bordes abruptos. Árboles y arbustos sumergidos Parcialmente en crecidas con piedras y pocas rocas grandes rocas y piedras en el fondo.	0.030 0.040	0.040 0.050	0.050 0.070	
			D.2 PLANICIES DE INUNDACION	a. con pasto sin arbusto pastizales bajos pastizales altos	0.025 0.030	0.030 0.035	0.035 0.050
				b. áreas cultivadas sin cultivo con cultivos	0.020 0.030	0.030 0.040	0.040 0.050
c. Arbustos y Malezas escasos densos				0.040 0.070	0.060 0.100	0.080 0.160	
d. Árboles sauces tierra despejada con troncos		0.110 0.030		0.150 0.040	0.200 0.050		
D3 Ríos Principales (ancho superior a 30 m)		Secciones Regulares	0.025	-	0.060		
		Secciones Irregulares	0.035	-	0.100		

Fuente Ven Te Chow. (1994).

Tabla 44: Coeficientes de Rugosidad de Cowan

TABLA DE COEFICIENTES DE RUGOSIDAD DE COWAN			
VALORES PARA EL CÁLCULO DEL COEFICIENTE DE RUGOSIDAD MEDIANTE LA ECUACIÓN DE COWAN			
Condiciones del Canal		Valores	
Material Involucrado	Tierra	n_0	0.020
	Corte en Roca		0.025
	Grava Fina		0.024
	Grava Gruesa		0.028
Grado de Irregularidad	Suave	n_1	0.000
	Menor		0.005
	Moderado		0.010
	Severo		0.020
Variaciones de la Sección Transversal	Gradual	n_2	0.000
	Ocasionalmente Alternante		0.050
	Frecuentemente Alternante		0.010-0.015
Efecto Relativo de las Obstrucciones	Insignificante	n_3	0.000
	Menor		0.010-0.015
	Apreciable		0.020-0.030
	Severo		0.040-0.060
Vegetación	Baja	n_4	0.005-0.010
	Media		0.010-0.025
	Alta		0.025-0.050
	Muy Alta		0.050-0.100
Grado de los Efectos por Meandro	Menor	m_5	1.000
	Apreciable		1.150
	Severo		1.300

Fuente Ven Te Chow. (1994).

Tabla 45: Resumen excedentes al mar registrado en Bocatoma Monsefú - Reque - Eten (m3)



JUNTA DE USUARIOS CHANCAY-LAMBAYEQUE
OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO
SISTEMA MAYOR

Resumen excedentes al mar registrado en Bocatoma Monsefú - Reque - Eten (m ³)														
Años	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre	Total Anual	CAUDAL (M3/S)
1999	-	71,364,499	11,109,139	132,789,888	100,786,550	63,741,686	39,758,861	2,314,483	17,964,374	5,176,483	-	-	445,005,965	166.15
2000	-	355,709	74,634,048	80,812,598	116,838,029	48,201,782	5,823,274	-	-	-	-	1,301,443	327,966,883	122.45
2001	541,642	900,029	148,411,958	145,084,522	-	8,945,597	-	-	-	-	-	-	303,883,747	113.46
2002	-	3,229,200	29,210,890	82,921,622	23,310,115	3,520,800	-	-	-	327,629	-	4,132,253	146,652,509	54.75
2003	-	1,472,688	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,472,688	0.55
2004	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.00
2005	-	-	31,030,733	2,387,578	-	-	-	-	-	-	-	-	33,418,310	12.48
2006	-	-	120,696,120	18,928,598	-	-	-	-	-	-	-	-	139,624,718	52.13
2007	-	-	367,891	241,229	4,004,986	-	-	-	-	-	-	-	4,614,106	1.72
2008	-	110,671,142	96,453,331	205,820,870	61,489,757	12,353,299	702,259	-	-	12,881,722	55,135,465	-	555,507,846	207.40
2009	20,745,763	15,010,531	217,674,000	75,980,160	66,908,765	18,350,323	2,078,215	83,722	-	-	1,675,987	662,861	419,170,327	156.50
2010	280,800	16,592,238	2,446,405	34,814,279	4,952,153	-	273,780	157,104	245,520	-	20,520	4,320	59,787,119	22.32
2011	-	5,347,836	1,010,891	17,631,122	-	1,054,080	-	-	-	-	-	814,579	25,858,508	9.65
2012	8,184,326	156,956,054	157,702,378	83,453,242	30,177,965	942,120	362,880	272,160	-	-	-	-	438,051,125	163.55
2013	857,779	0	50,181,120	2,866,234	39,808,109	36,092,045	2,166,566	0	0	0	0	0	131,971,853	49.27
2014	0	151,114	2,899,930	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3,051,043	1.14
Prom.	1,913,144	23,878,190	58,989,302	55,233,246	28,017,277	12,075,108	3,197,865	176,717	1,138,118	1,149,115	3,551,998	432,216	189,752,297	70.85
Max.	20,745,763	156,956,054	217,674,000	205,820,870	116,838,029	63,741,686	39,758,861	2,314,483	17,964,374	12,881,722	55,135,465	4,132,253	555,507,846	207.40

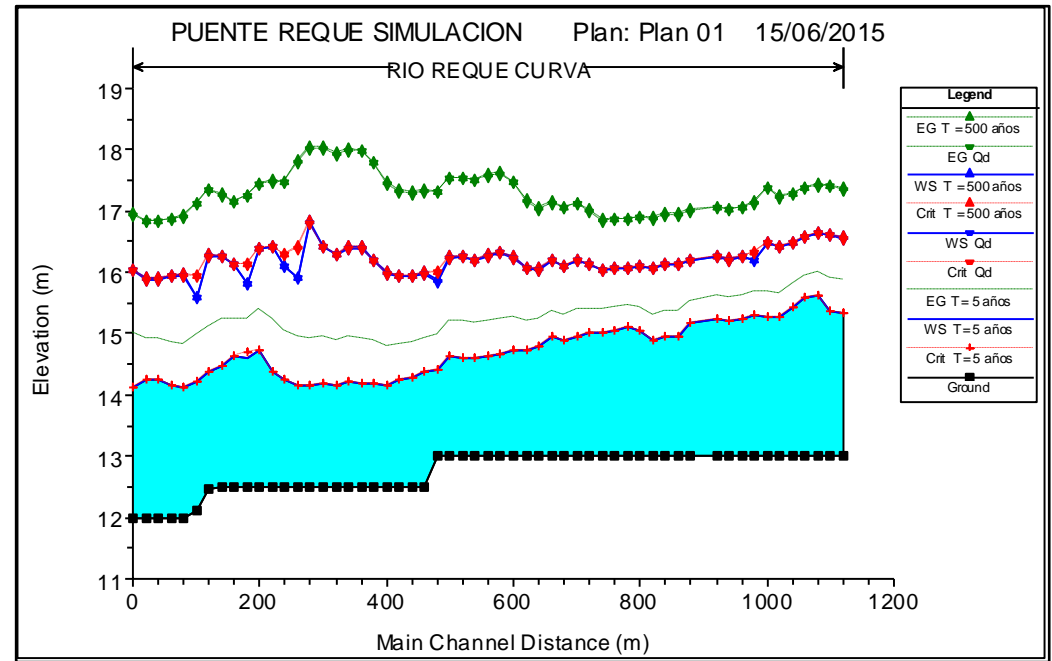
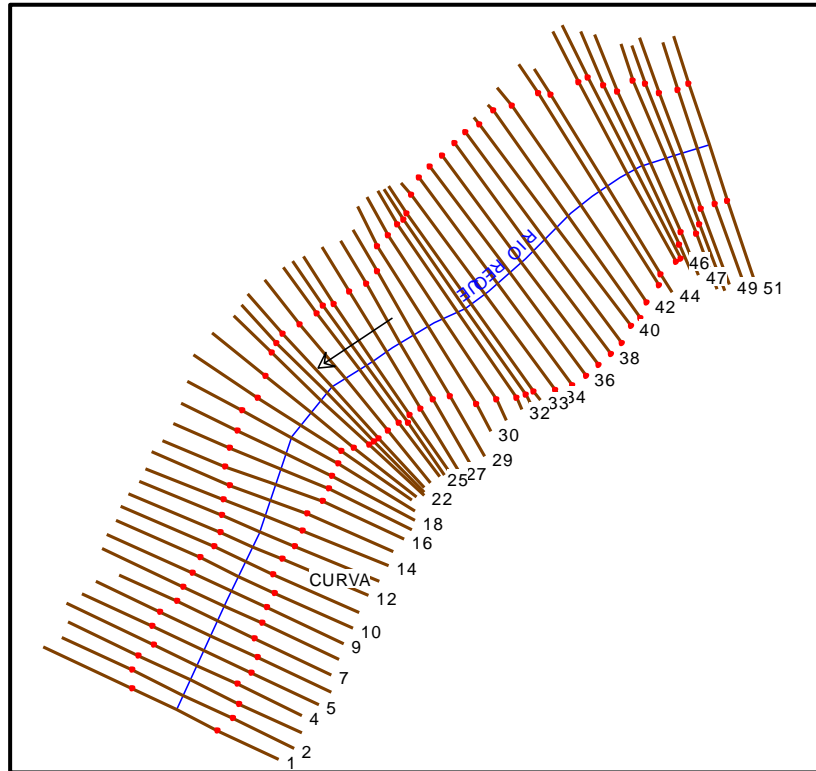
El mayor volumen excedido al mar fue en el año 2,008 con 555.507 Millones de Metros Cúbicos. El promedio aritmético de los últimos 16 años es de 189.752 MMC.

El mes de marzo se caracteriza por aportar mayores caudales y consecuentemente es el mes donde mas agua pasa al mar.

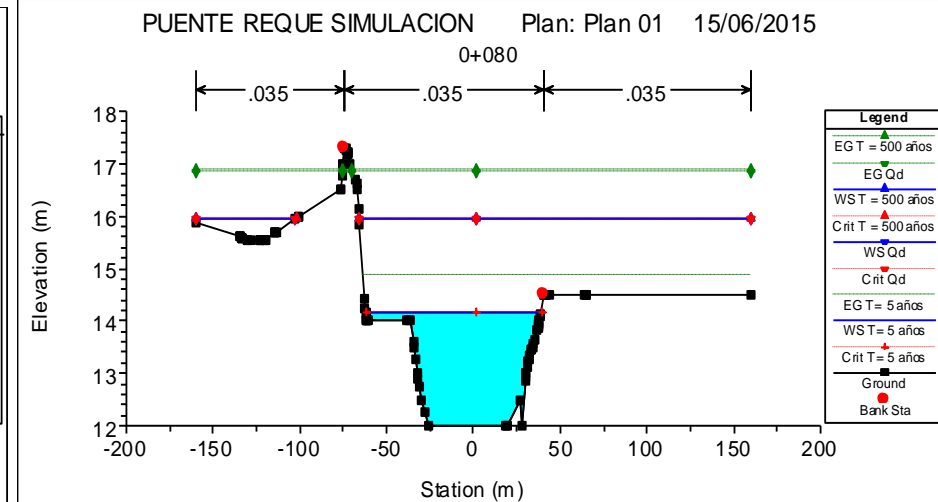
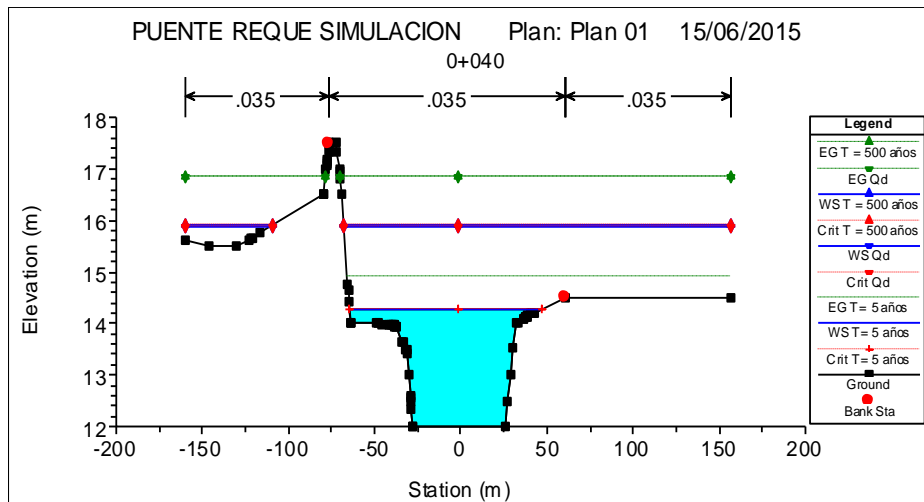
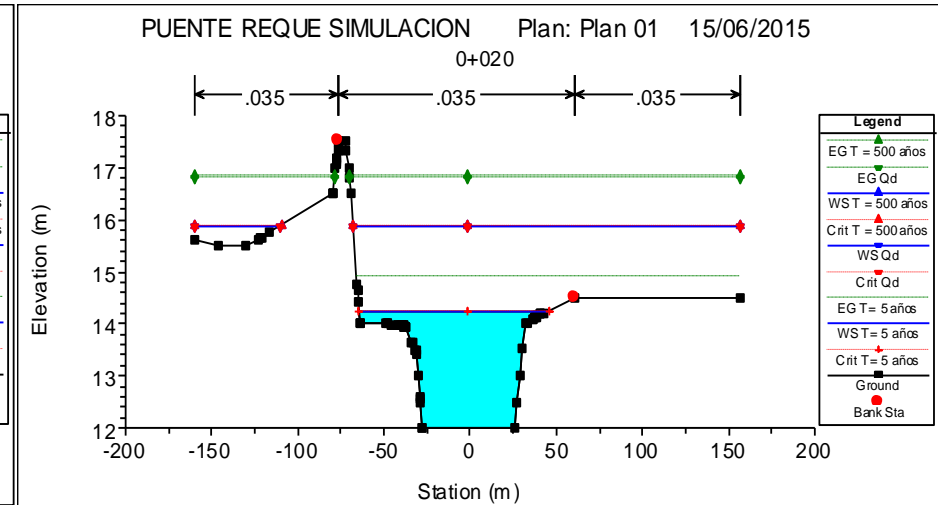
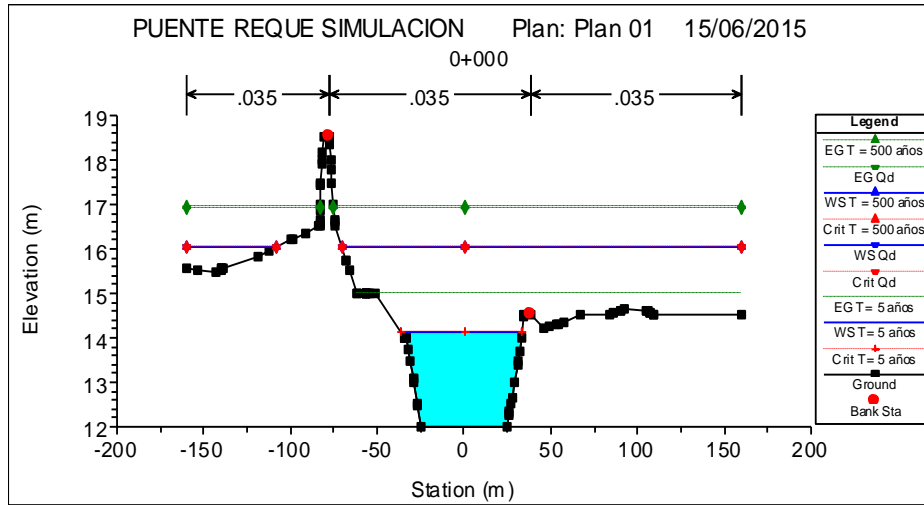
Loa proyectos para aumentar la disponibilidad hídrica en el valle Chancay Lambayeque como La Montería, deben apuntar a almacenar estos excedentes.

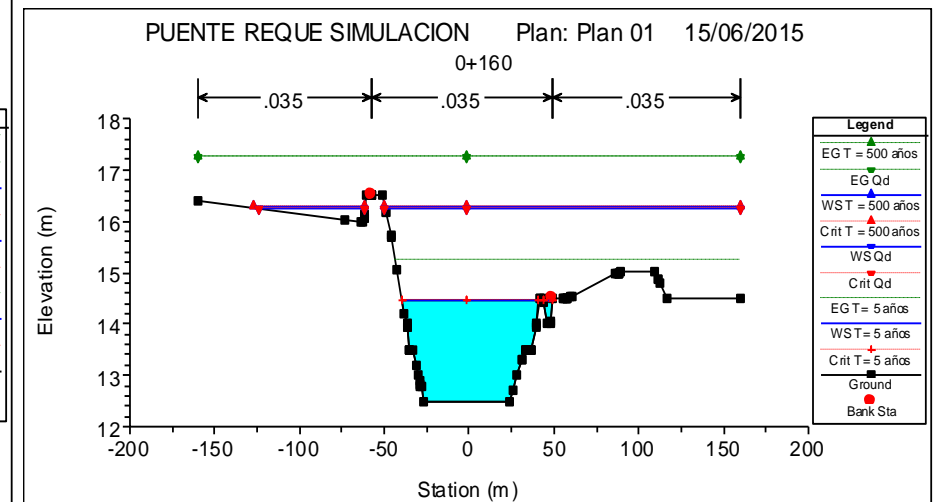
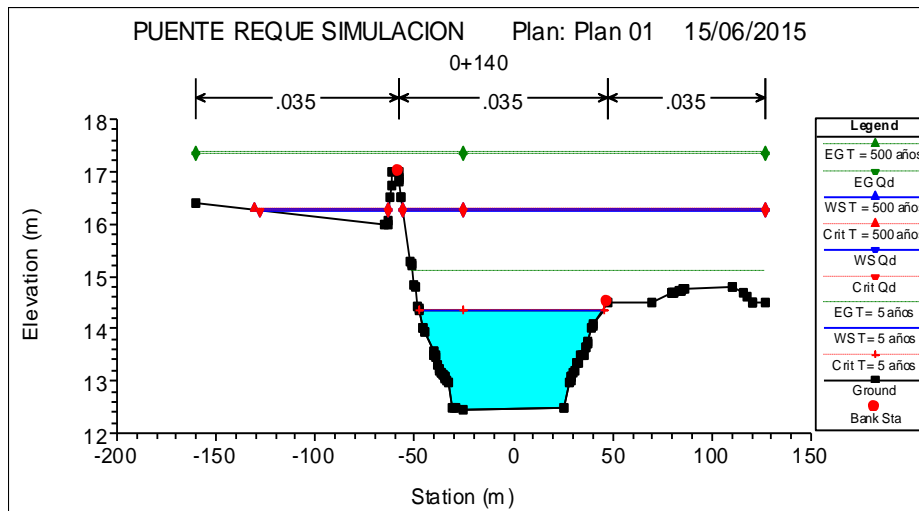
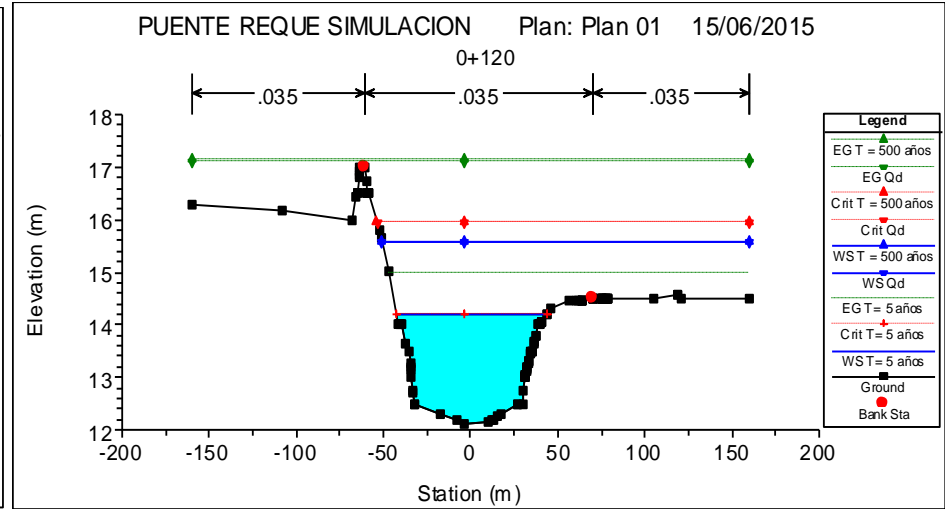
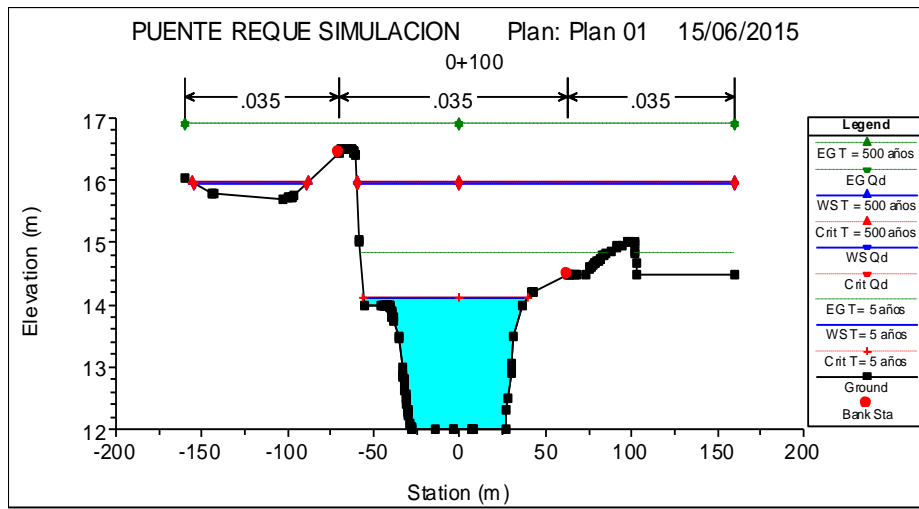
Fuente: Junta de Usuarios Chancay - Lambayeque

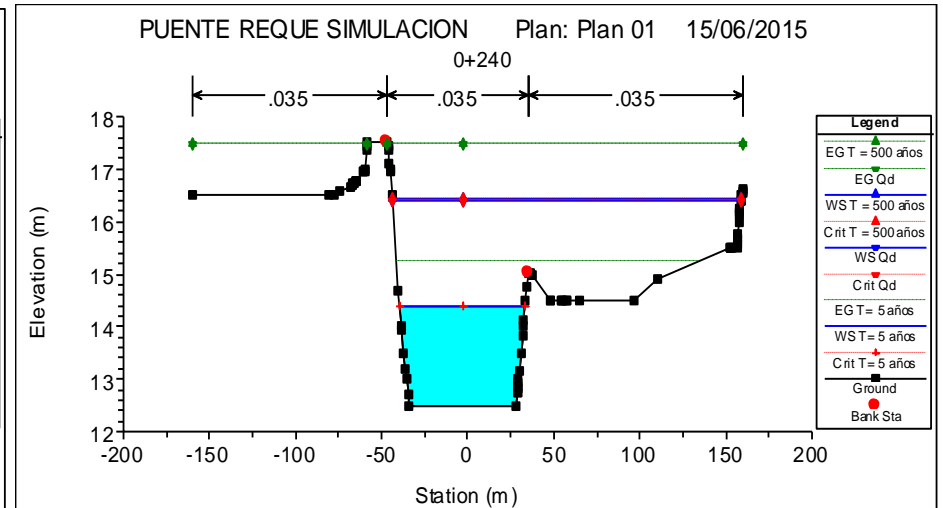
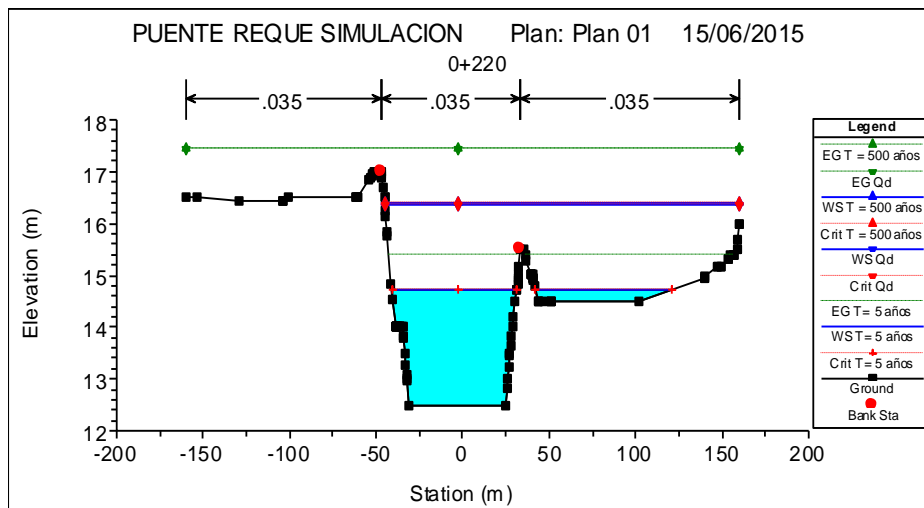
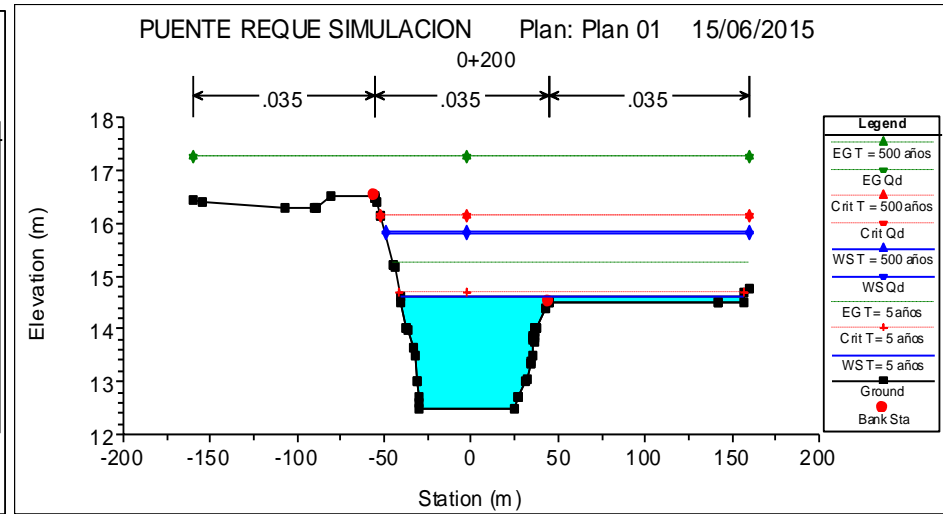
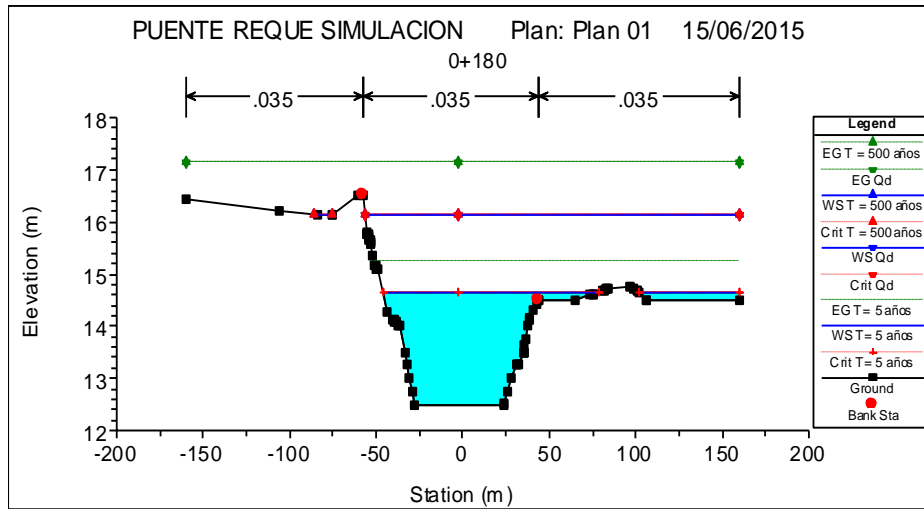
PLANTA Y PERFIL LONGITUDINAL DEL RIO REQUE (HEC-RAS)

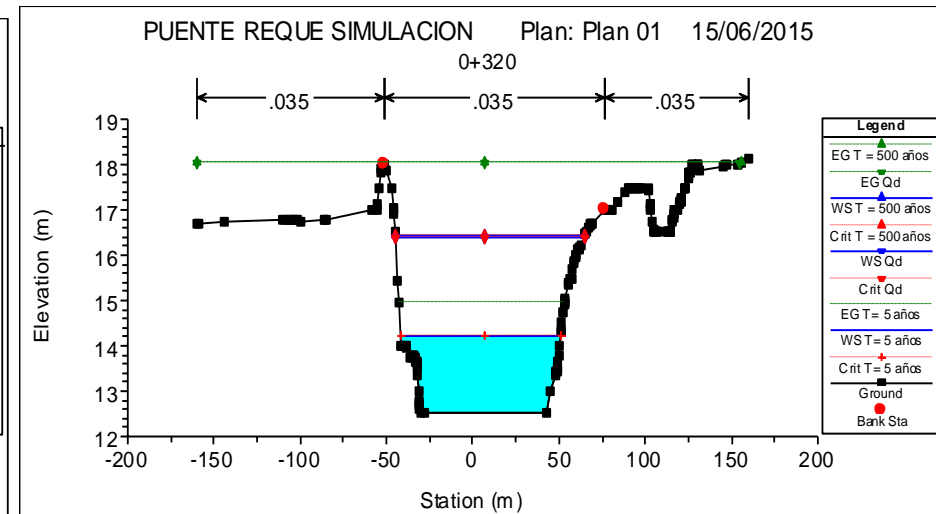
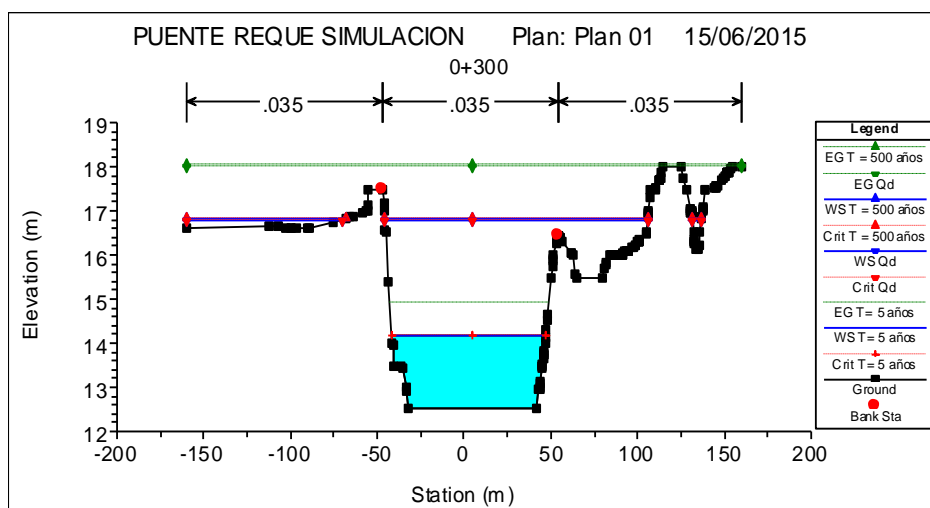
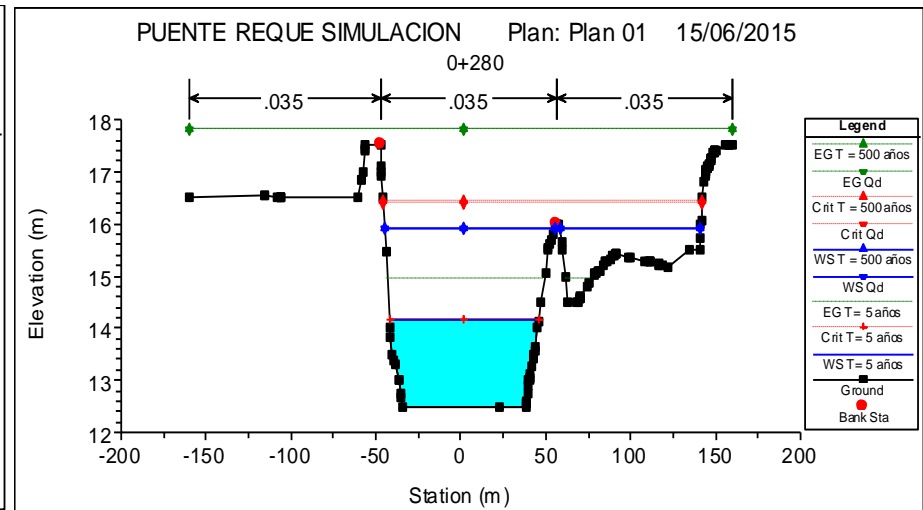
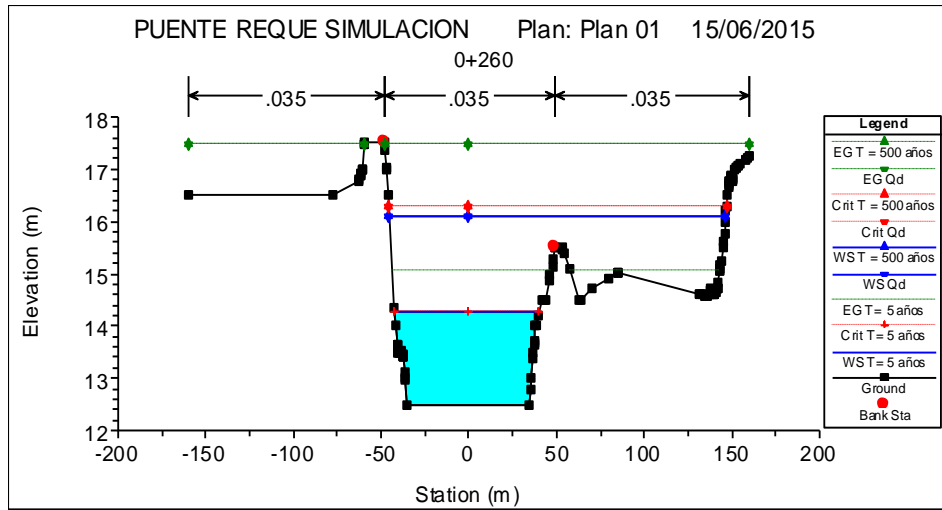


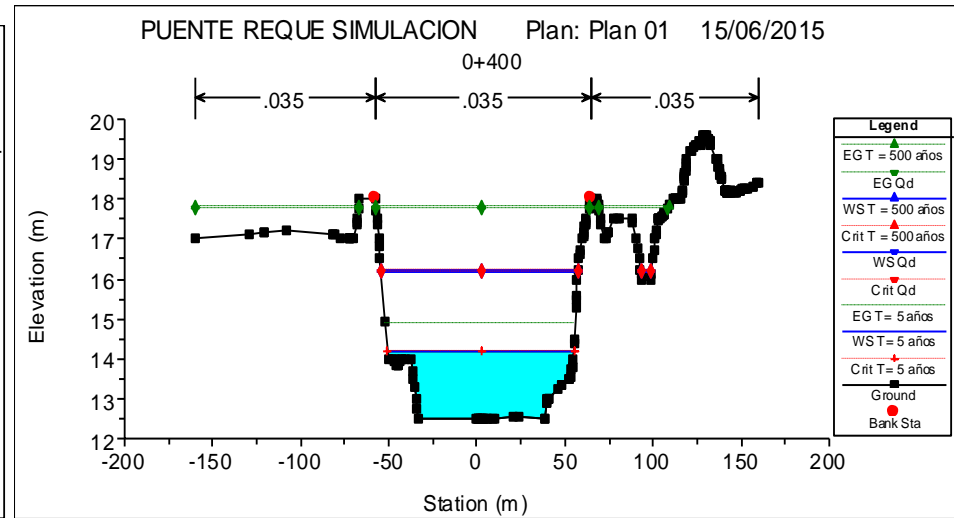
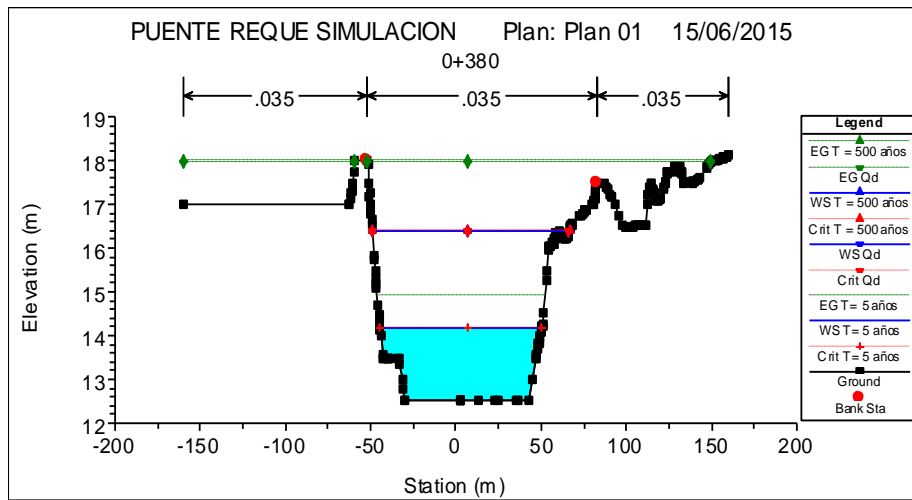
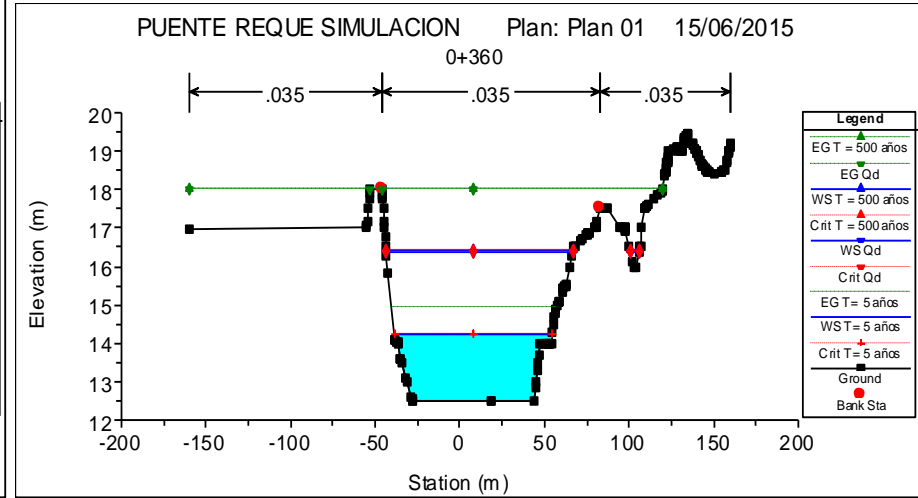
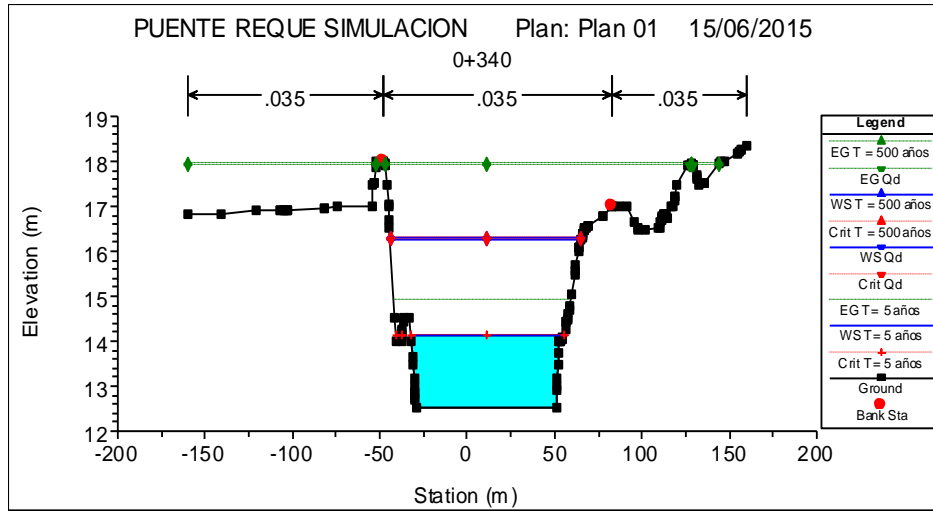
SECCIONES TRANSVERSALES

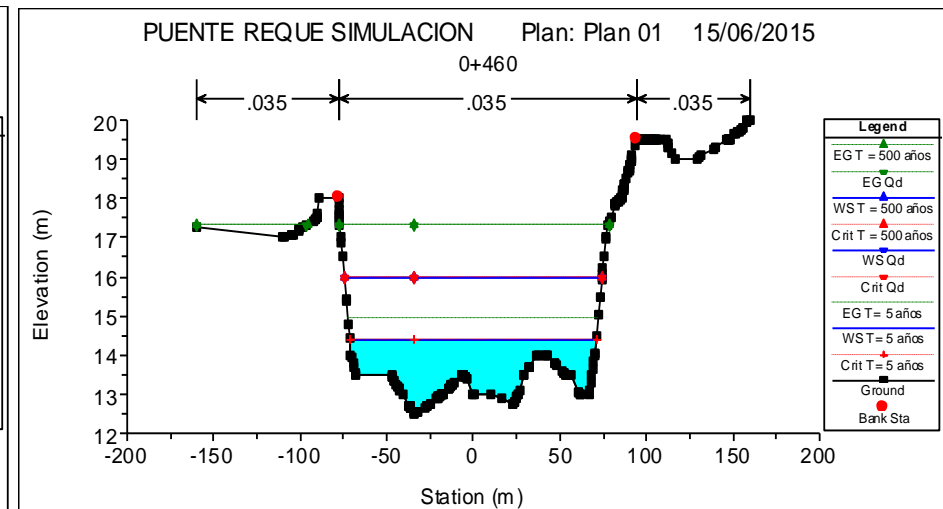
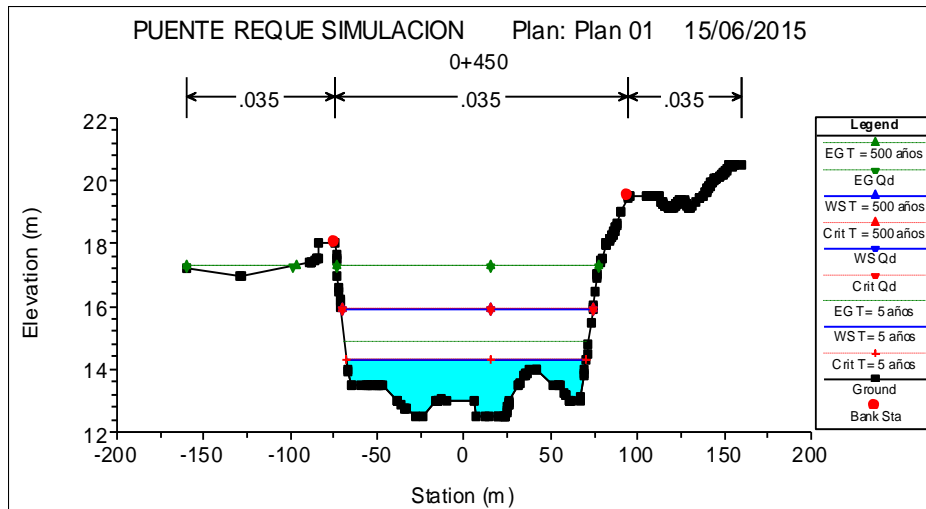
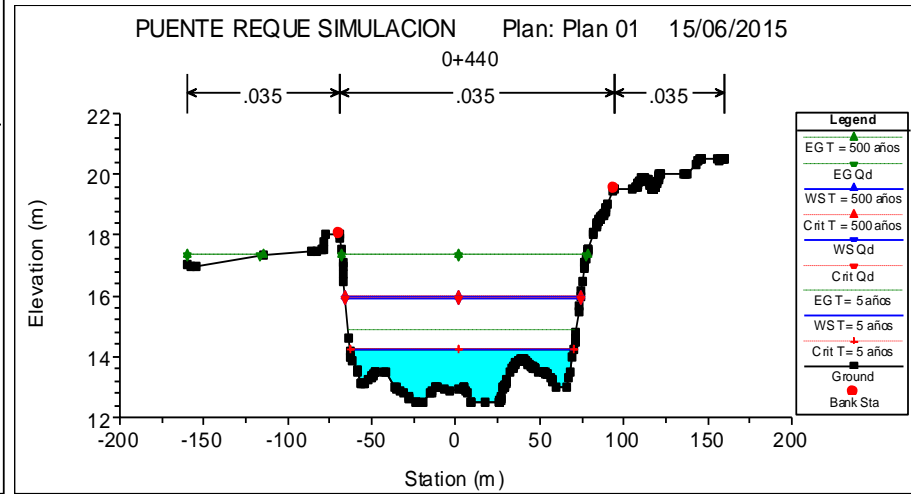
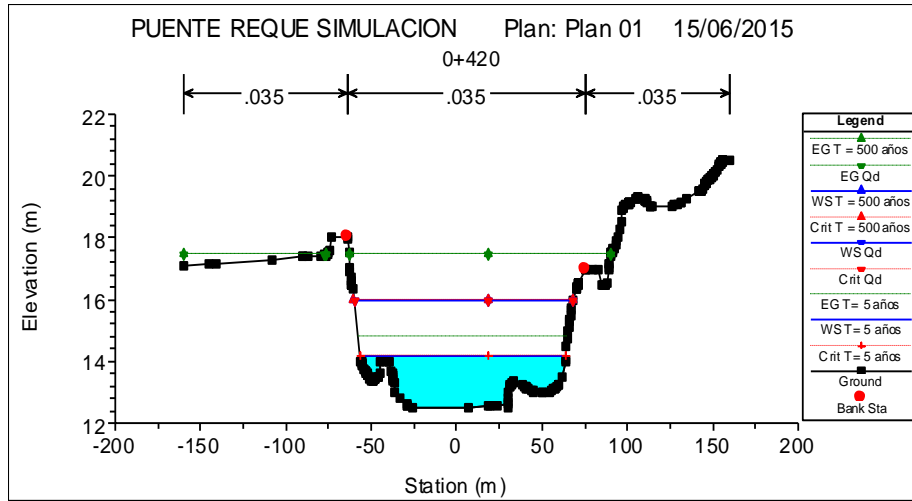


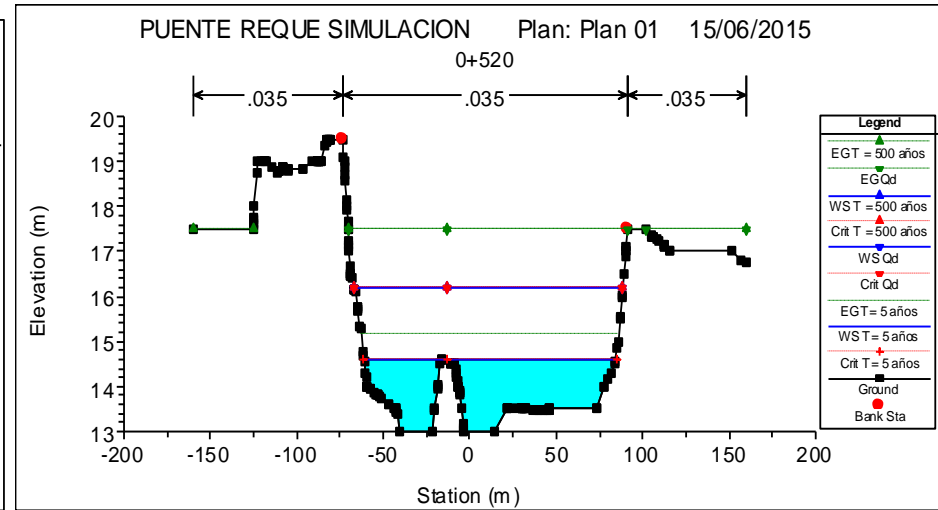
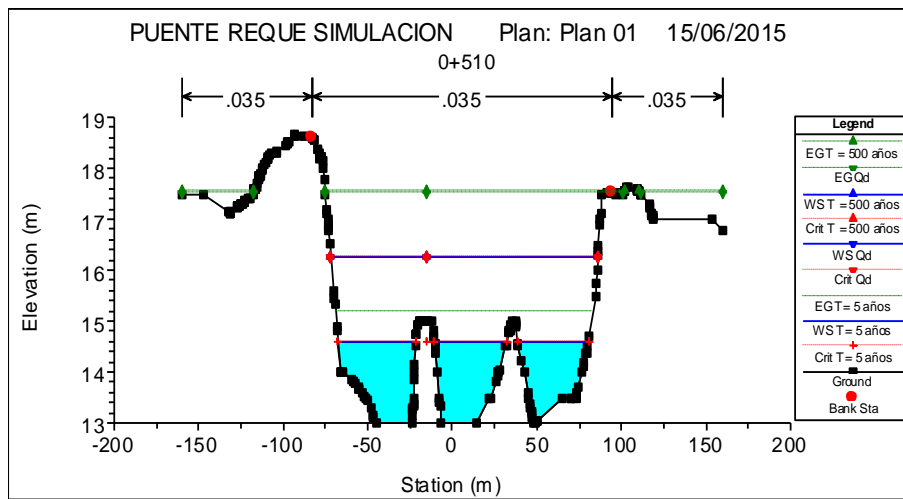
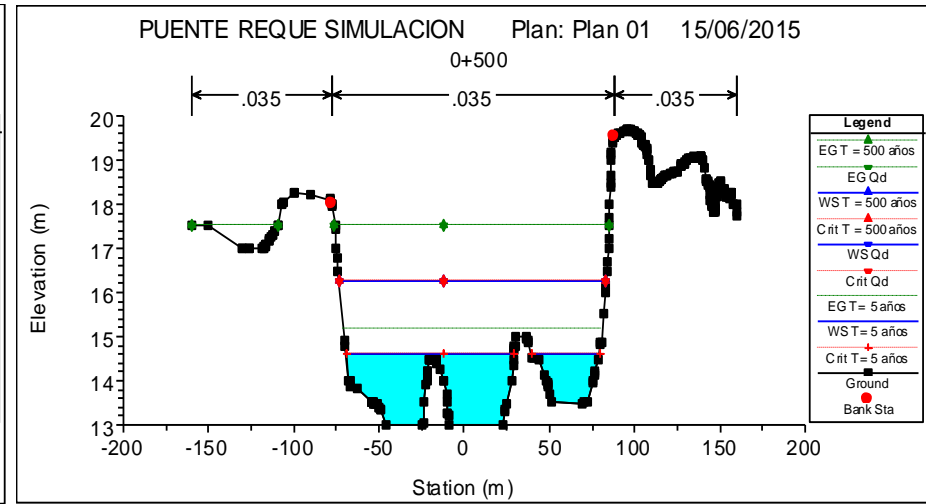
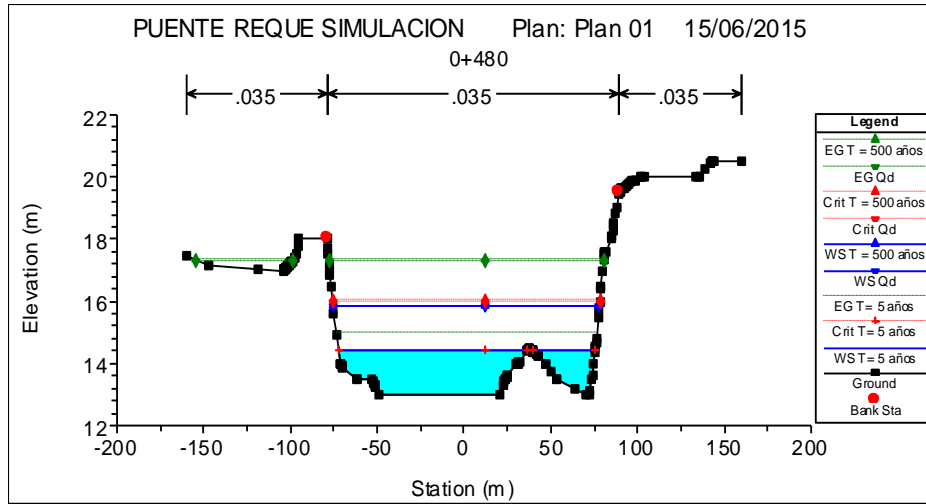


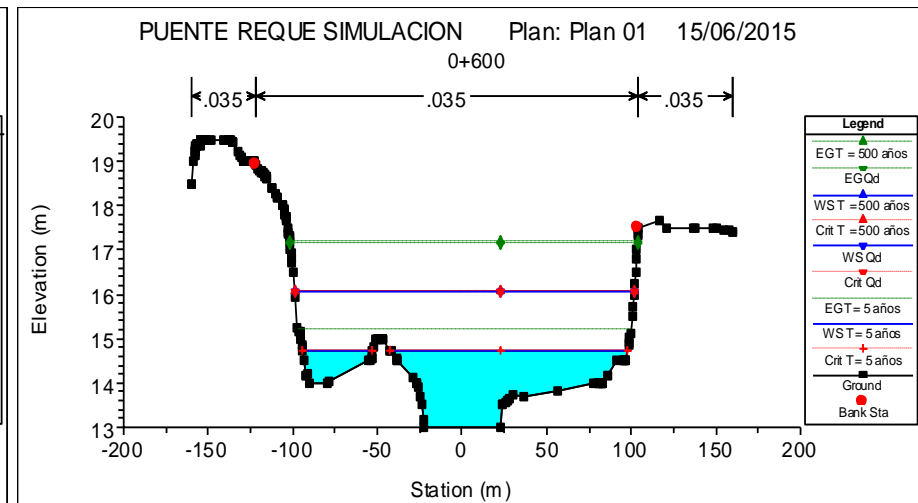
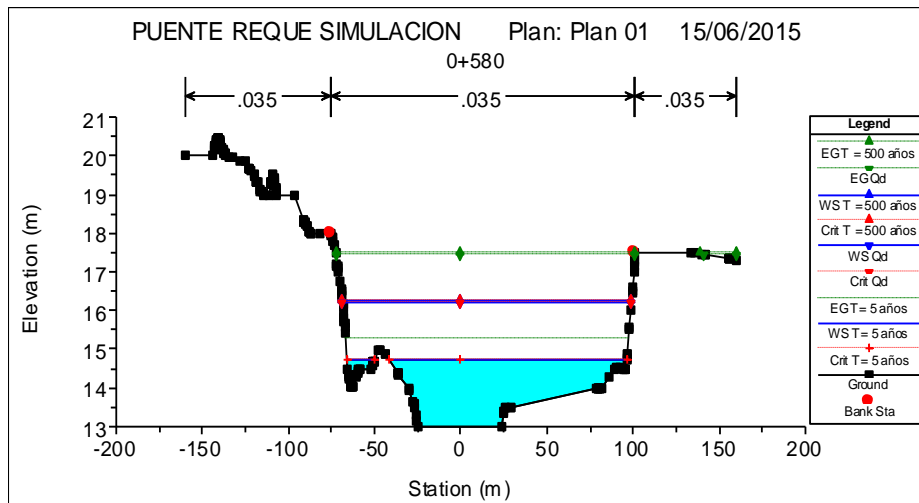
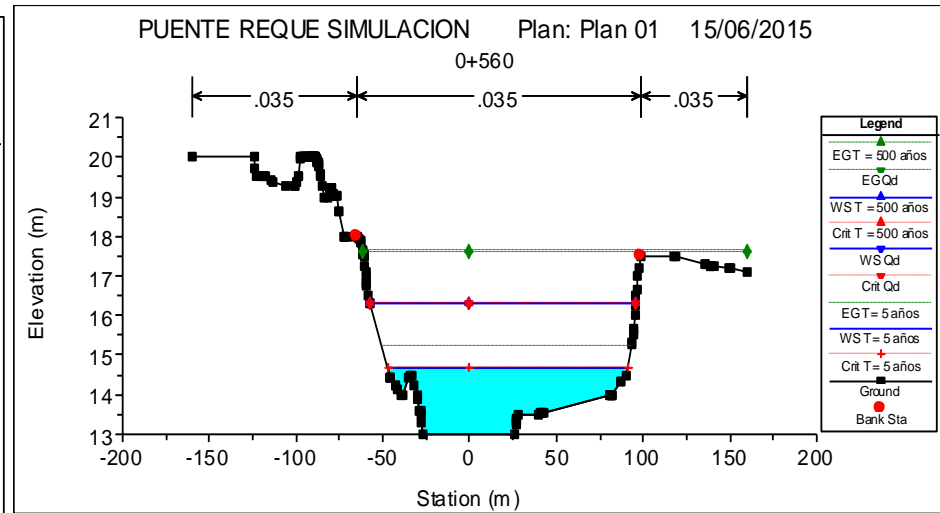
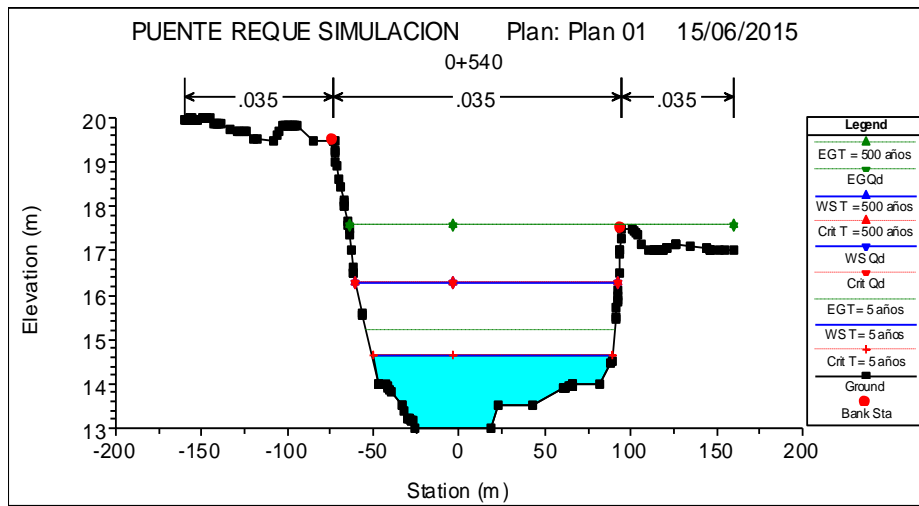


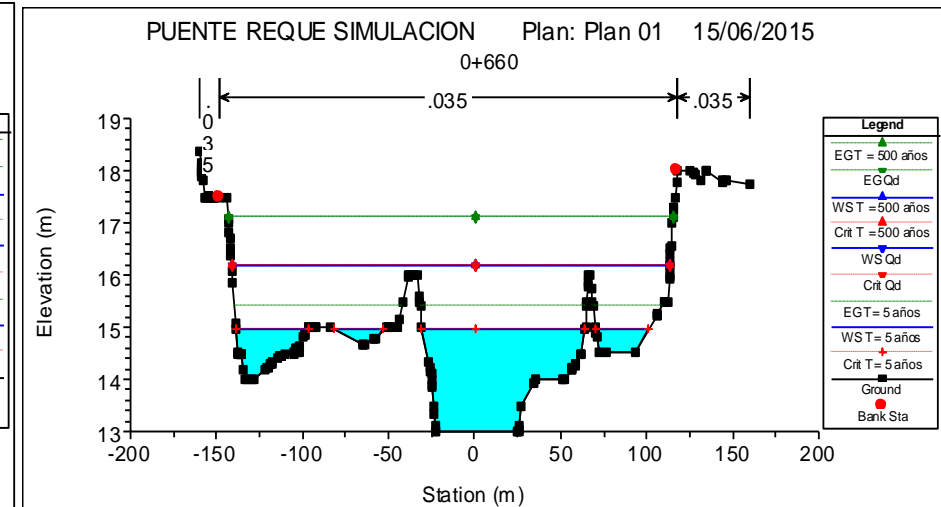
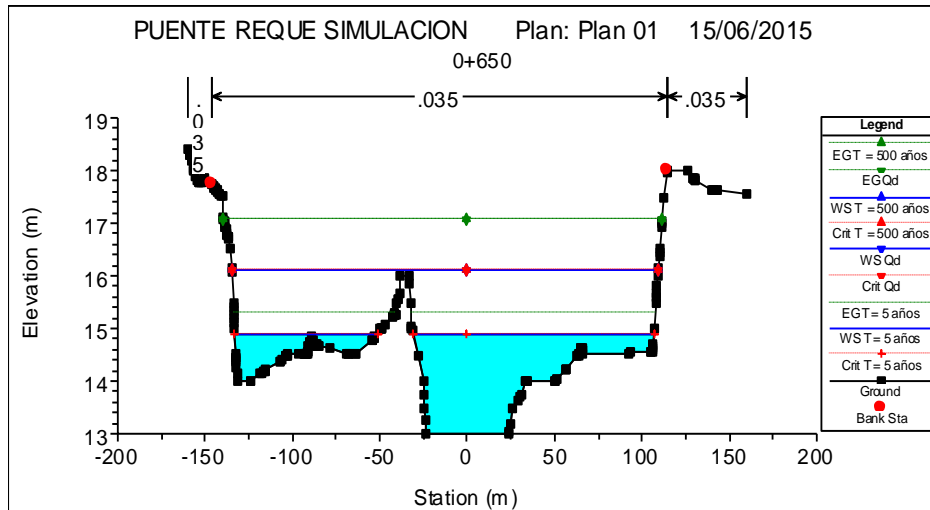
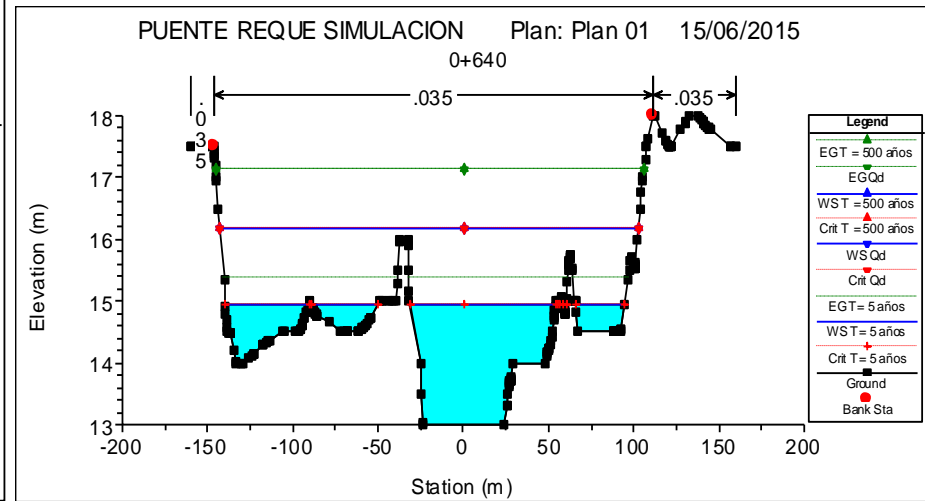
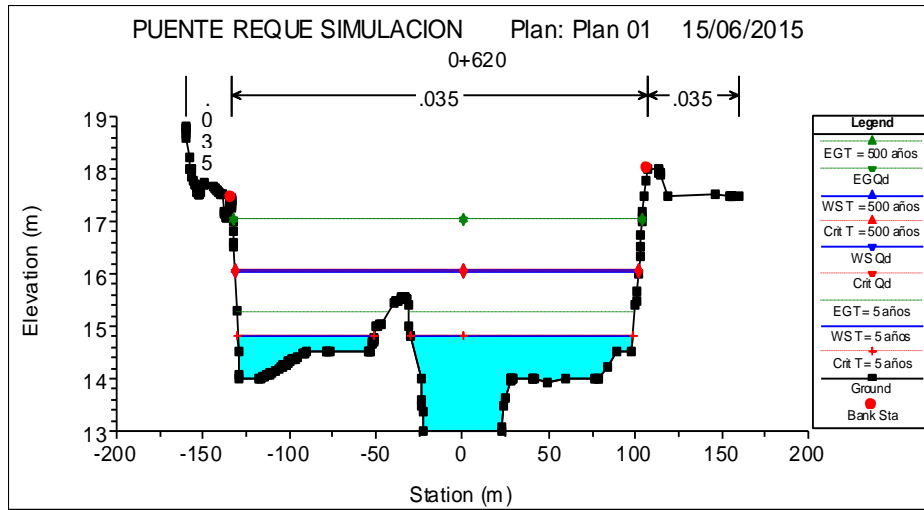


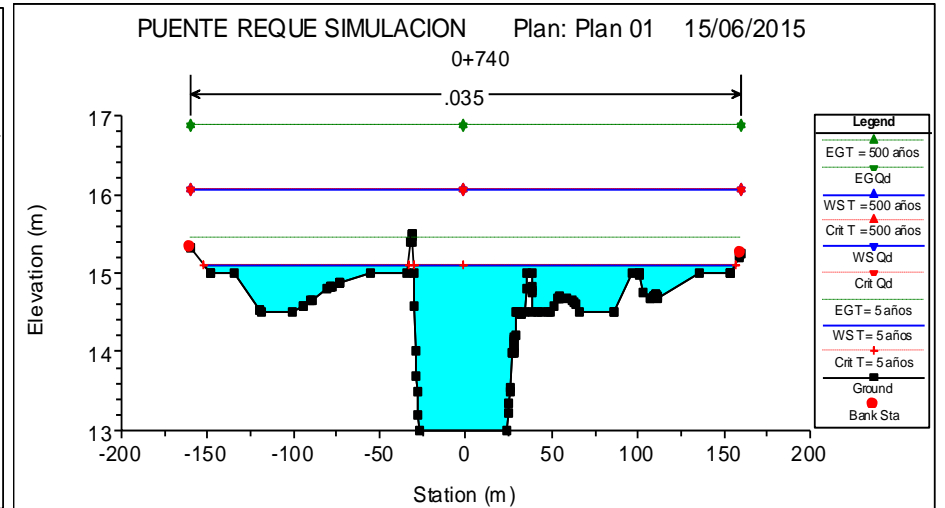
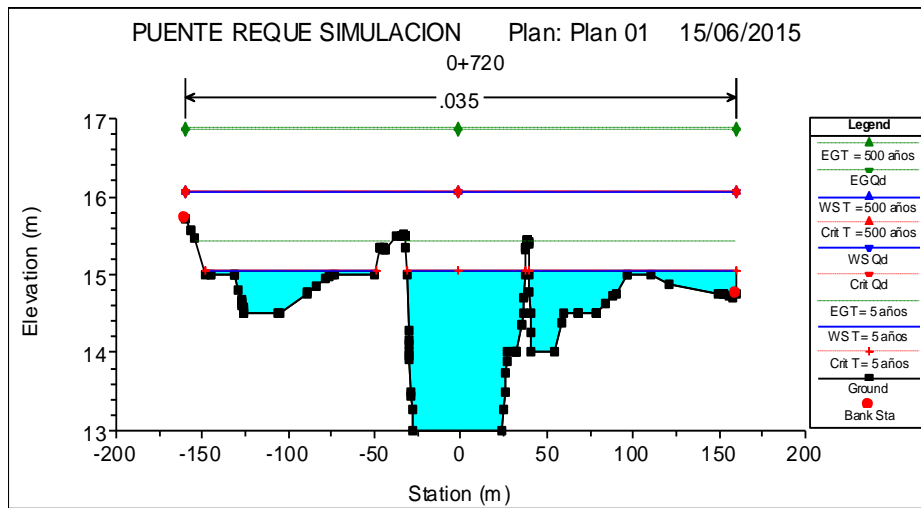
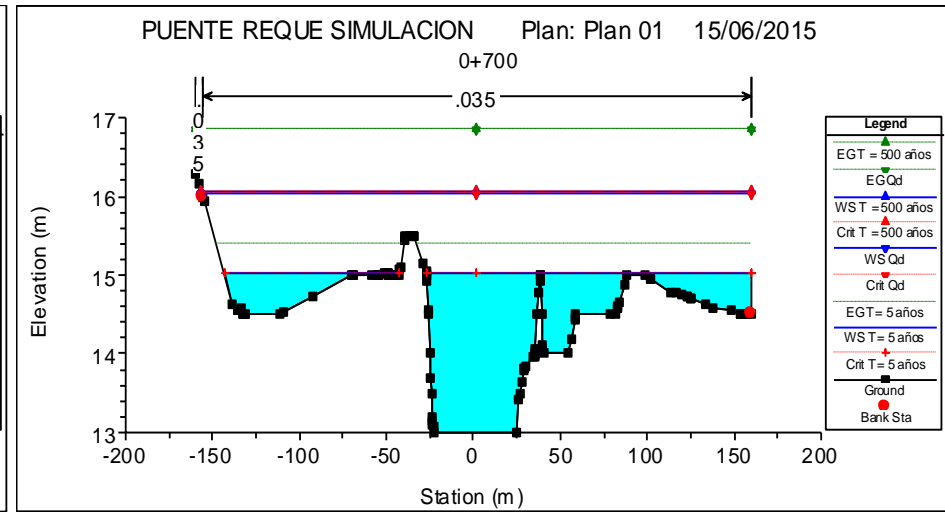
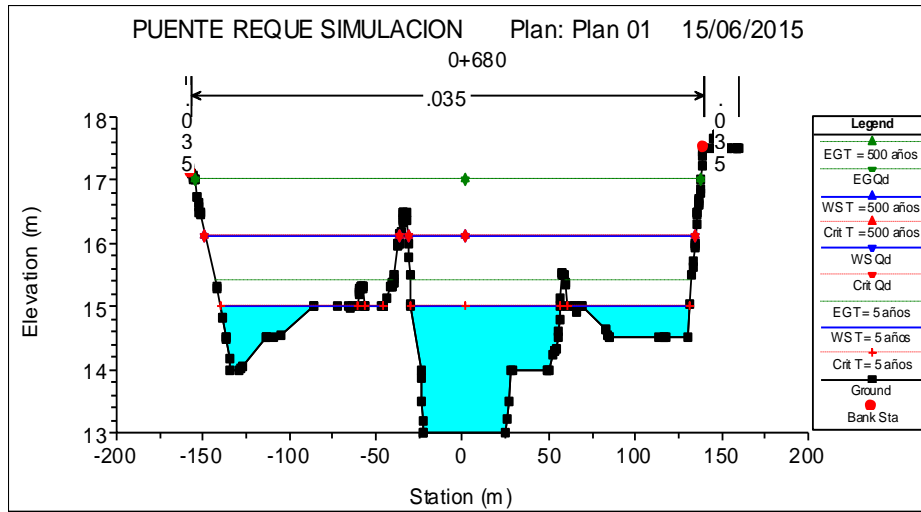


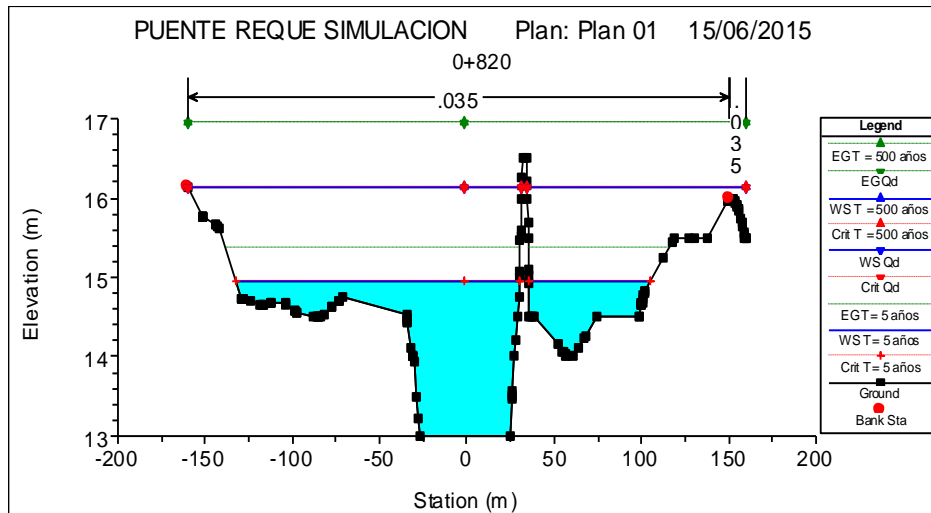
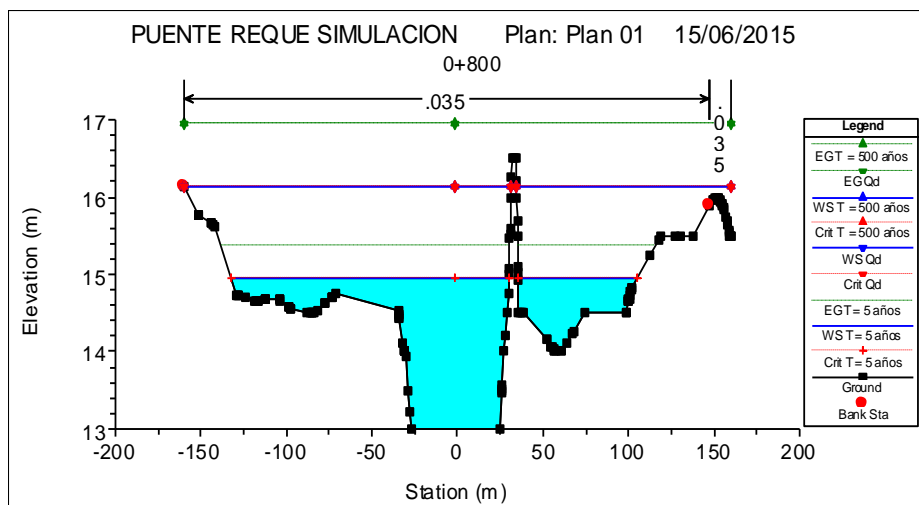
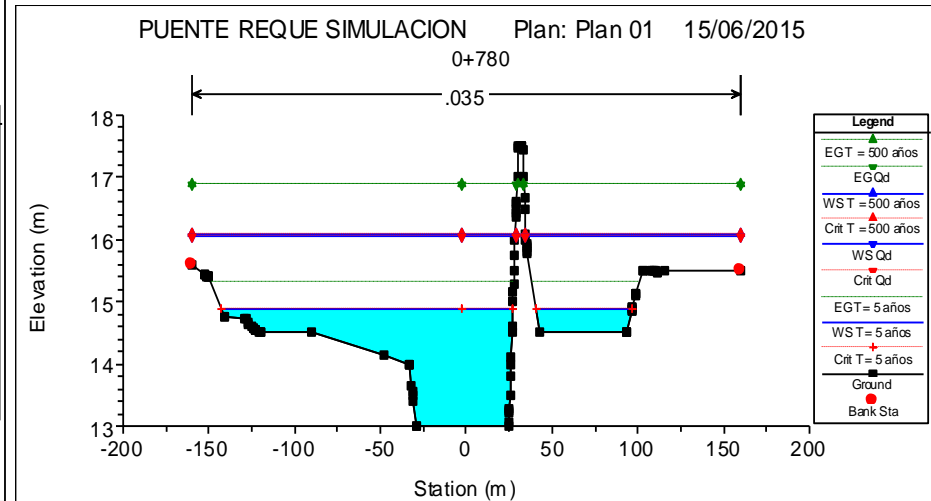
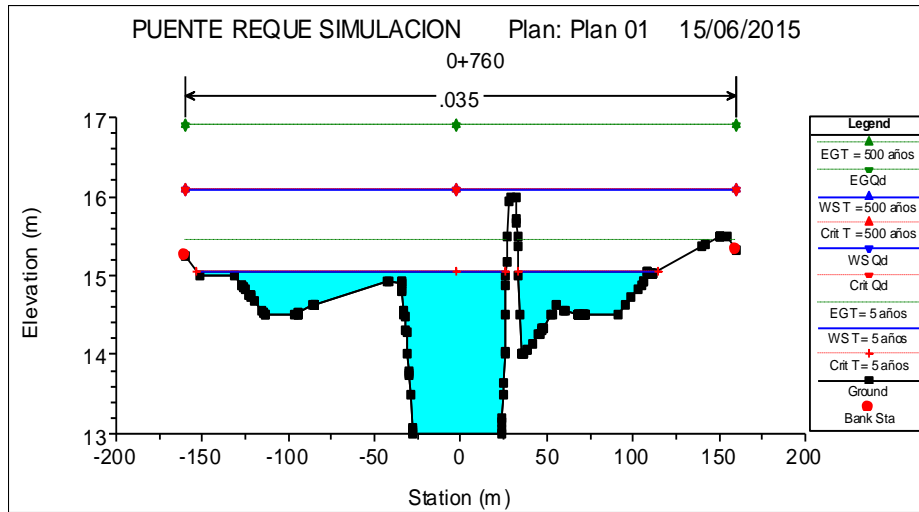


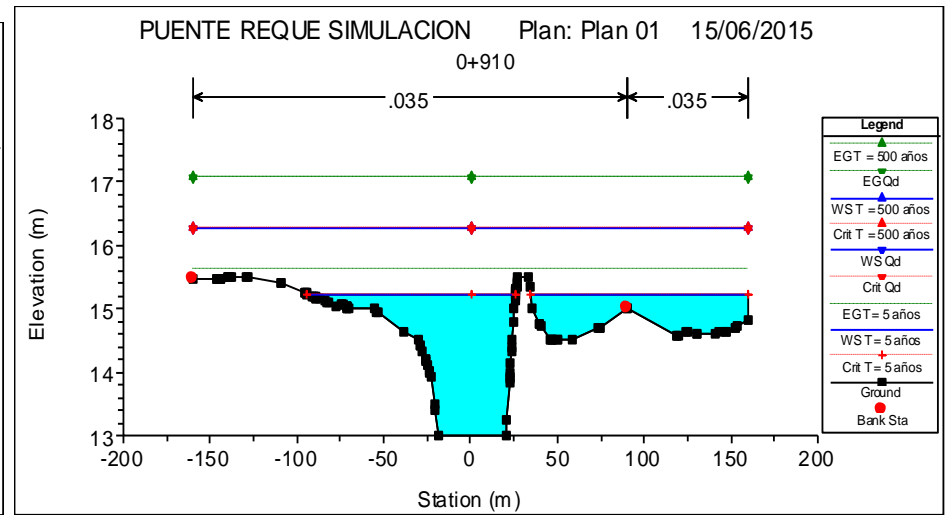
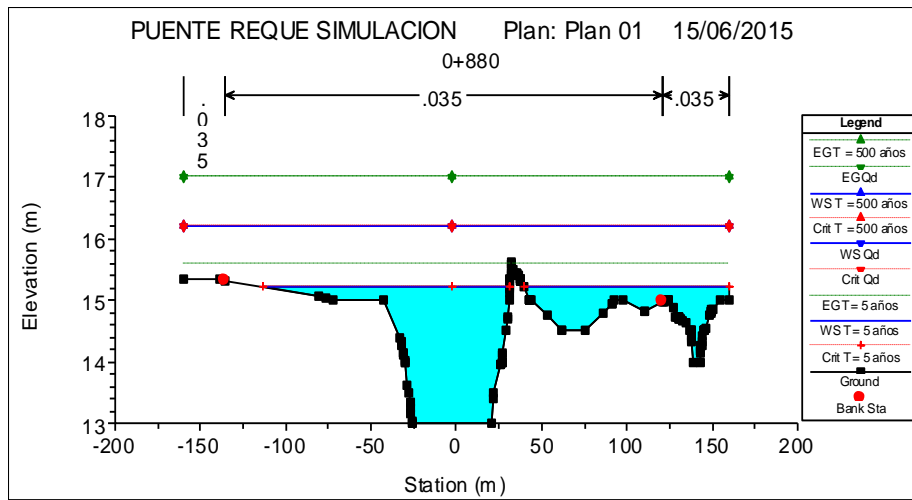
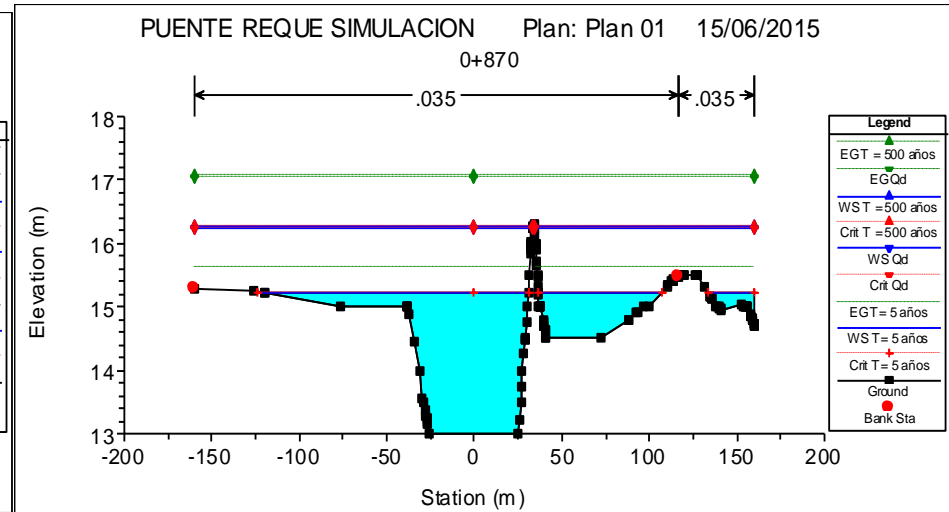
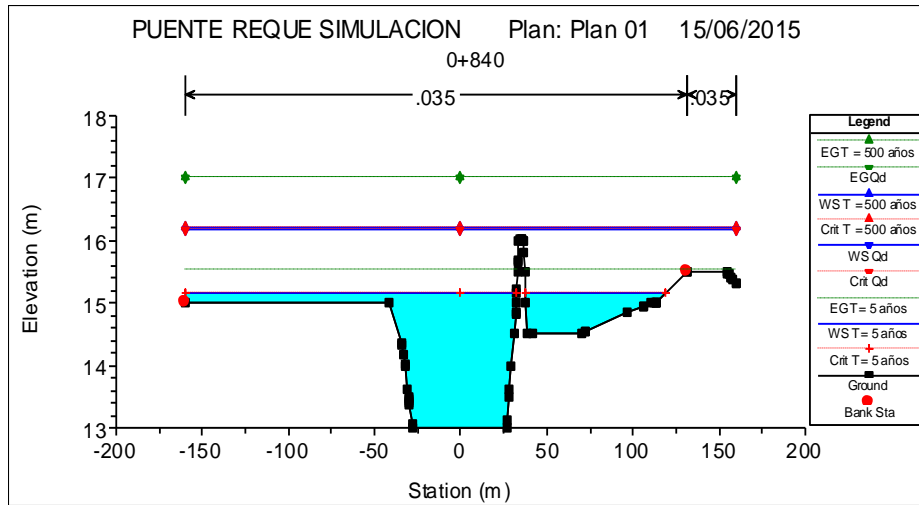


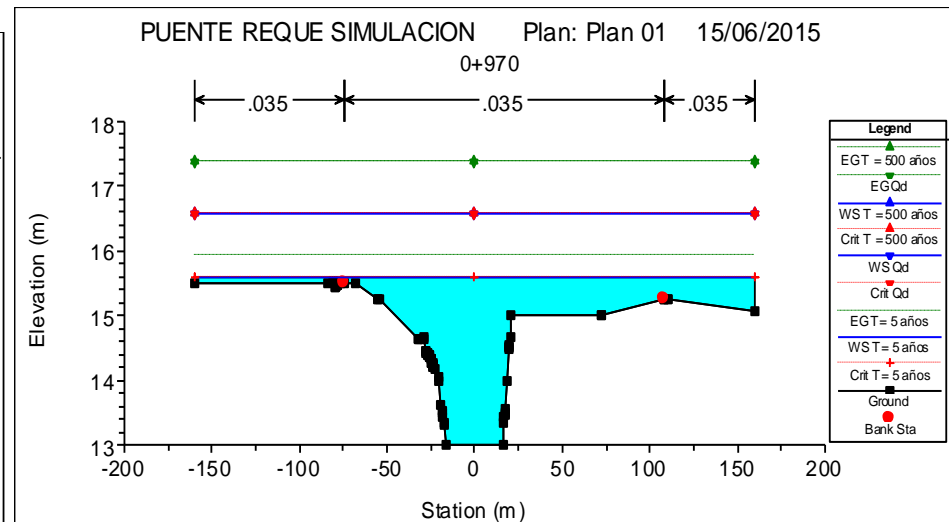
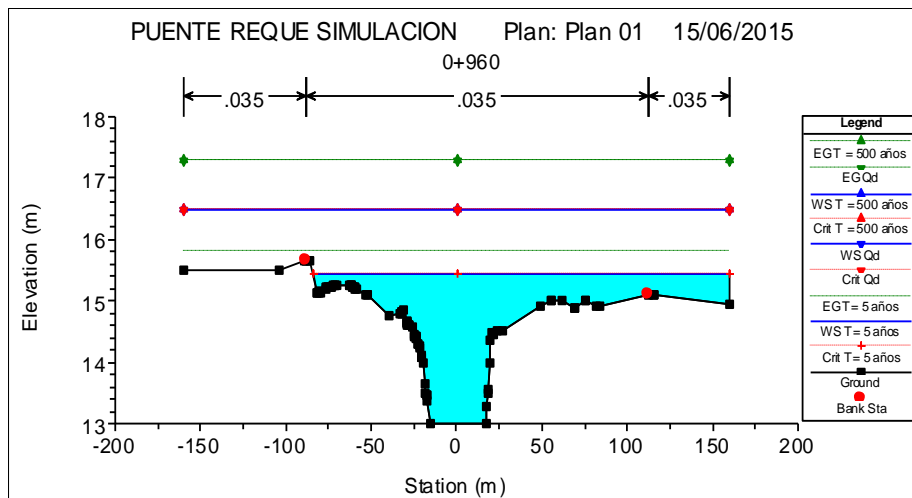
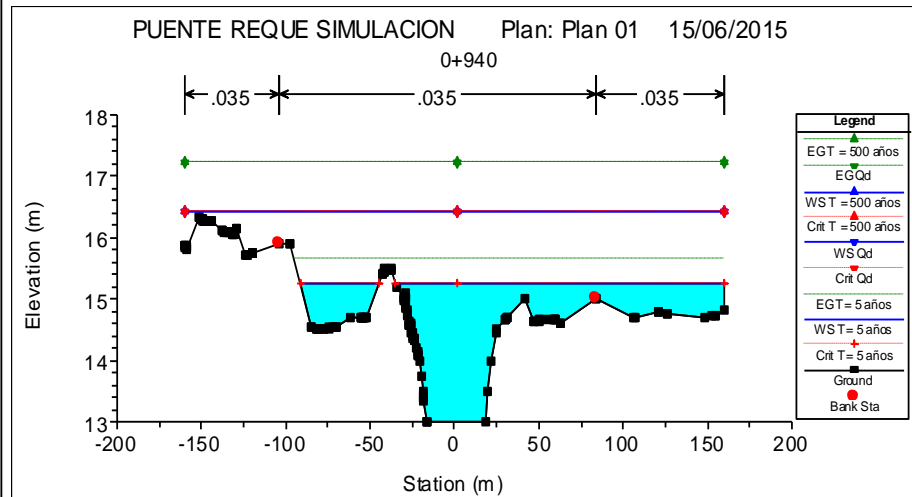
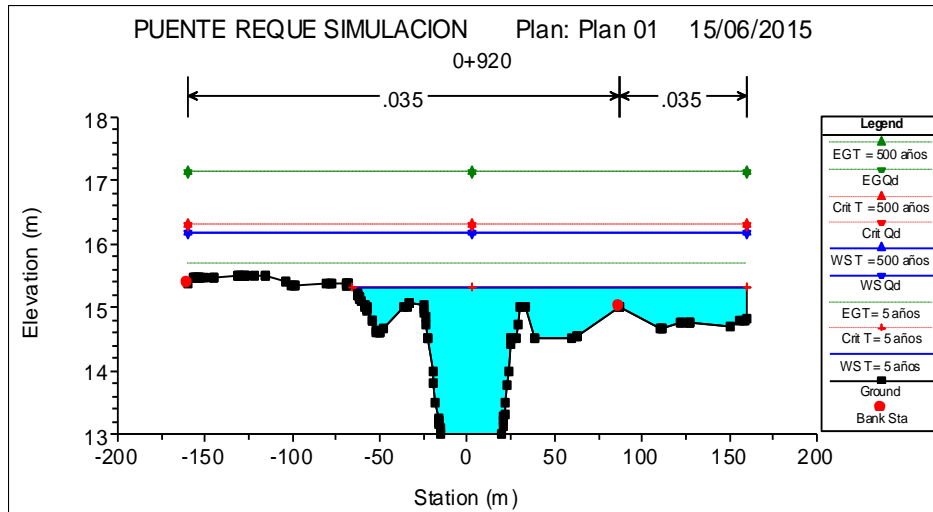












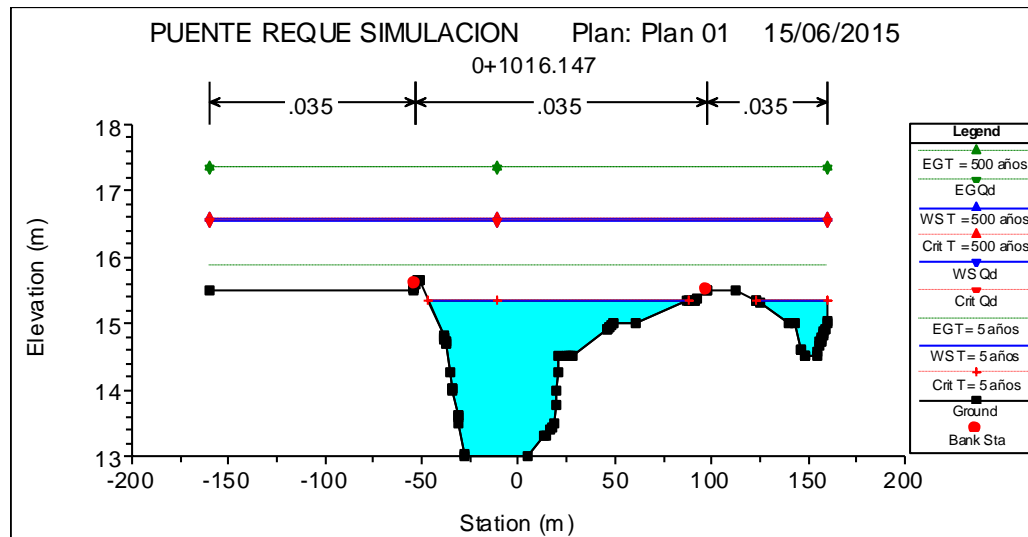
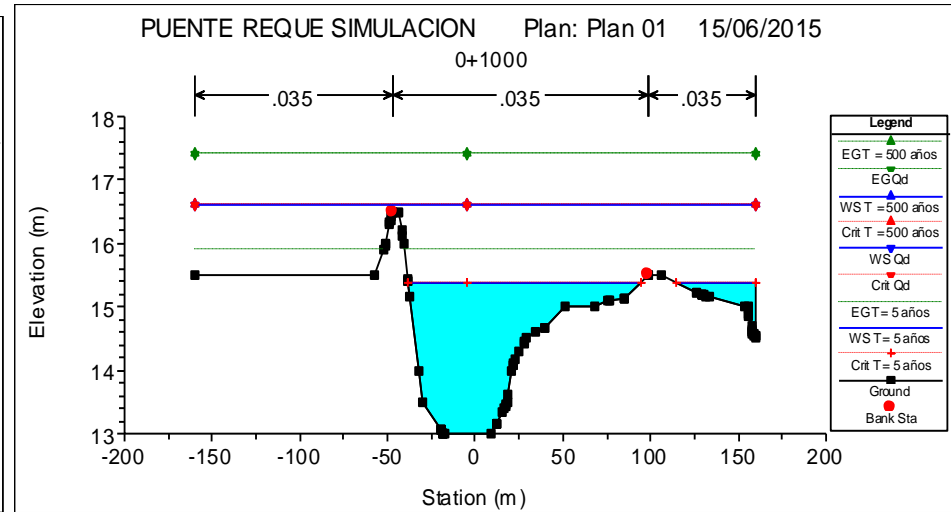
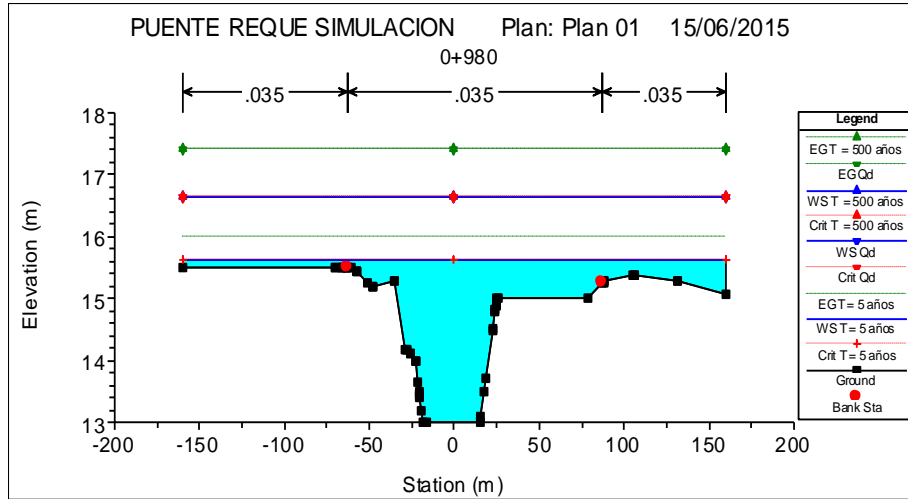


TABLA 46: RESULTADOS DE SIMULACIÓN HIDRÁULICA CON HEC-RAS

Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl
CURVA	51	T= 5 años	523.74	13	15.34	15.34	15.86	0.010906	3.24	169.08	171.78	0.97
CURVA	51	T = 10 años	749.31	13	15.75	15.75	16.19	0.007334	3.08	278.02	320	0.83
CURVA	51	T = 20 años	974.88	13	15.94	15.94	16.44	0.007353	3.35	337.04	320	0.84
CURVA	51	T = 25 años	1047.5	13	15.99	15.99	16.51	0.007412	3.43	353.55	320	0.85
CURVA	51	T = 50 años	1273.07	13	16.14	16.14	16.73	0.007509	3.67	402.43	320	0.87
CURVA	51	T = 100 años	1498.64	13	16.28	16.28	16.93	0.007598	3.88	447.05	320	0.89
CURVA	51	T = 200 años	1724.21	13	16.41	16.41	17.12	0.007666	4.06	488.72	320	0.9
CURVA	51	T = 500 años	2022.4	13	16.57	16.57	17.36	0.007799	4.3	538.89	320	0.92
CURVA	51	Qd	2009.2	13	16.56	16.56	17.35	0.0078	4.29	536.59	320	0.92
CURVA	50	T= 5 años	523.74	13	15.38	15.38	15.89	0.009973	3.21	170.99	177.87	0.94
CURVA	50	T = 10 años	749.31	13	15.76	15.76	16.23	0.007071	3.17	272.16	305.48	0.82
CURVA	50	T = 20 años	974.88	13	15.95	15.95	16.48	0.007196	3.44	330.9	308.84	0.84
CURVA	50	T = 25 años	1047.5	13	16.01	16.01	16.56	0.007187	3.52	348.95	309.69	0.85
CURVA	50	T = 50 años	1273.07	13	16.17	16.17	16.78	0.007317	3.74	398.67	312	0.87
CURVA	50	T = 100 años	1498.64	13	16.31	16.31	16.99	0.007527	3.97	442.17	313.96	0.89
CURVA	50	T = 200 años	1724.21	13	16.47	16.47	17.18	0.00731	4.09	491.41	316.1	0.89
CURVA	50	T = 500 años	2022.4	13	16.62	16.62	17.41	0.007657	4.31	541.41	320	0.91
CURVA	50	Qd	2009.2	13	16.62	16.62	17.4	0.007648	4.3	539.34	320	0.91
CURVA	49	T= 5 años	523.74	13	15.62	15.62	15.99	0.007702	2.77	212.73	320	0.82
CURVA	49	T = 10 años	749.31	13	15.85	15.85	16.27	0.007469	3.06	283.66	320	0.83
CURVA	49	T = 20 años	974.88	13	16.02	16.02	16.51	0.007635	3.35	338.69	320	0.86
CURVA	49	T = 25 años	1047.5	13	16.07	16.07	16.58	0.007698	3.43	354.7	320	0.86
CURVA	49	T = 50 años	1273.07	13	16.22	16.22	16.8	0.007815	3.67	402.09	320	0.88
CURVA	49	T = 100 años	1498.64	13	16.34	16.34	17	0.008182	3.92	440.78	320	0.91
CURVA	49	T = 200 años	1724.21	13	16.47	16.47	17.19	0.008204	4.11	482.19	320	0.93
CURVA	49	T = 500 años	2022.4	13	16.63	16.63	17.43	0.008119	4.31	535.68	320	0.93
CURVA	49	Qd	2009.2	13	16.63	16.63	17.42	0.008114	4.3	533.57	320	0.93
CURVA	48.5	T= 5 años	523.74	13	15.59	15.59	15.95	0.009385	2.72	207.88	320	0.88
CURVA	48.5	T = 10 años	749.31	13	15.8	15.8	16.22	0.008786	3	276.33	320	0.88
CURVA	48.5	T = 20 años	974.88	13	15.97	15.97	16.46	0.008833	3.29	329.61	320	0.9
CURVA	48.5	T = 25 años	1047.5	13	16.02	16.02	16.54	0.008792	3.36	346.16	320	0.9
CURVA	48.5	T = 50 años	1273.07	13	16.17	16.17	16.75	0.008804	3.59	392.82	320	0.92
CURVA	48.5	T = 100 años	1498.64	13	16.3	16.3	16.95	0.008891	3.81	434.73	320	0.94
CURVA	48.5	T = 200 años	1724.21	13	16.43	16.43	17.14	0.008768	3.98	477.22	320	0.94
CURVA	48.5	T = 500 años	2022.4	13	16.59	16.59	17.38	0.008785	4.21	527.18	320	0.96
CURVA	48.5	Qd	2009.2	13	16.58	16.58	17.37	0.008789	4.2	524.95	320	0.96

CURVA	8	T= 5 años	523.74	12.5	14.47	14.47	15.24	0.010387	3.91	134.09	85.77	1
CURVA	8	T = 10 años	749.31	12.5	15.11	15.11	15.72	0.005979	3.59	239.85	202.72	0.79
CURVA	8	T = 20 años	974.88	12.5	15.36	15.36	16.06	0.006195	3.91	291.63	204.12	0.82
CURVA	8	T = 25 años	1047.5	12.5	15.44	15.44	16.16	0.006246	4	306.91	204.54	0.83
CURVA	8	T = 50 años	1273.07	12.5	15.65	15.65	16.45	0.006408	4.25	350.61	205.71	0.85
CURVA	8	T = 100 años	1498.64	12.5	15.84	15.84	16.71	0.006571	4.48	390.1	206.9	0.87
CURVA	8	T = 200 años	1724.21	12.5	16.03	16.03	16.97	0.006649	4.67	428.38	215.76	0.88
CURVA	8	T = 500 años	2022.4	12.5	16.27	16.27	17.27	0.006563	4.85	487.63	275.1	0.89
CURVA	8	Qd	2009.2	12.5	16.26	16.26	17.26	0.006561	4.84	485.05	272.78	0.89
CURVA	7	T= 5 años	523.74	12.45	14.36	14.36	15.1	0.010667	3.81	137.41	93.37	1
CURVA	7	T = 10 años	749.31	12.45	14.95	14.95	15.63	0.006938	3.73	217.95	177.22	0.85
CURVA	7	T = 20 años	974.88	12.45	15.25	15.25	16.01	0.006678	4	272.03	178.53	0.85
CURVA	7	T = 25 años	1047.5	12.45	15.33	15.33	16.12	0.006652	4.08	287.3	178.9	0.85
CURVA	7	T = 50 años	1273.07	12.45	15.57	15.57	16.44	0.006687	4.33	329.79	179.91	0.87
CURVA	7	T = 100 años	1498.64	12.45	15.77	15.77	16.74	0.006859	4.59	366.13	180.76	0.89
CURVA	7	T = 200 años	1724.21	12.45	15.98	15.98	17.01	0.006842	4.79	403.17	181.63	0.9
CURVA	7	T = 500 años	2022.4	12.45	16.28	16.28	17.35	0.006383	4.9	467.94	250.83	0.88
CURVA	7	Qd	2009.2	12.45	16.26	16.26	17.34	0.006418	4.9	464.29	247.3	0.88
CURVA	6	T= 5 años	523.74	12.13	14.21	14.21	14.99	0.010561	3.92	133.7	86.39	1.01
CURVA	6	T = 10 años	749.31	12.13	14.75	14.86	15.47	0.009322	3.82	211.86	205.74	0.95
CURVA	6	T = 20 años	974.88	12.13	14.93	15.11	15.83	0.010518	4.32	248.97	206.84	1.03
CURVA	6	T = 25 años	1047.5	12.13	14.98	15.18	15.93	0.0108	4.46	260.27	207.17	1.05
CURVA	6	T = 50 años	1273.07	12.13	15.14	15.38	16.24	0.011541	4.84	293.17	208.17	1.1
CURVA	6	T = 100 años	1498.64	12.13	15.29	15.57	16.53	0.01216	5.18	323.17	209.07	1.14
CURVA	6	T = 200 años	1724.21	12.13	15.42	15.75	16.8	0.012685	5.49	351.06	209.91	1.17
CURVA	6	T = 500 años	2022.4	12.13	15.59	15.95	17.13	0.013088	5.82	387.28	211	1.2
CURVA	6	Qd	2009.2	12.13	15.58	15.94	17.12	0.013085	5.81	385.6	210.95	1.2
CURVA	5	T= 5 años	523.74	12	14.11	14.11	14.84	0.010822	3.79	138.29	95.68	1.01
CURVA	5	T = 10 años	749.31	12	14.7	14.7	15.35	0.008048	3.62	217.5	194.47	0.89
CURVA	5	T = 20 años	974.88	12	14.99	14.99	15.71	0.007357	3.84	277.98	214.06	0.87
CURVA	5	T = 25 años	1047.5	12	15.1	15.1	15.81	0.00688	3.85	302.04	218.4	0.85
CURVA	5	T = 50 años	1273.07	12	15.33	15.33	16.1	0.006738	4.07	350.86	218.85	0.86
CURVA	5	T = 100 años	1498.64	12	15.52	15.52	16.37	0.006795	4.29	392.12	219.22	0.87
CURVA	5	T = 200 años	1724.21	12	15.69	15.69	16.61	0.006839	4.5	430.51	219.57	0.88
CURVA	5	T = 500 años	2022.4	12	15.96	15.96	16.91	0.006313	4.6	502.48	287.58	0.86
CURVA	5	Qd	2009.2	12	15.95	15.95	16.9	0.006335	4.6	499.12	286.3	0.86
CURVA	4	T= 5 años	523.74	12	14.16	14.16	14.87	0.010918	3.71	141.23	101.27	1
CURVA	4	T = 10 años	749.31	12	14.77	14.77	15.38	0.006389	3.54	234.89	223.33	0.81
CURVA	4	T = 20 años	974.88	12	15.04	15.04	15.71	0.006173	3.79	296.58	223.89	0.81

CURVA	4	T = 25 años	1047.5	12	15.12	15.12	15.81	0.006161	3.87	313.66	224.05	0.82
CURVA	4	T = 50 años	1273.07	12	15.33	15.33	16.09	0.006234	4.11	360.72	224.47	0.83
CURVA	4	T = 100 años	1498.64	12	15.51	15.51	16.35	0.006405	4.36	401.08	224.84	0.85
CURVA	4	T = 200 años	1724.21	12	15.7	15.7	16.59	0.006273	4.51	447.98	255.52	0.85
CURVA	4	T = 500 años	2022.4	12	15.95	15.95	16.88	0.006018	4.65	514.87	283.69	0.85
CURVA	4	Qd	2009.2	12	15.93	15.93	16.86	0.006064	4.65	510.78	283.02	0.85
CURVA	3	T= 5 años	523.74	12	14.26	14.26	14.91	0.011111	3.59	145.79	111.13	1
CURVA	3	T = 10 años	749.31	12	14.78	14.78	15.36	0.007422	3.44	236.48	221.81	0.85
CURVA	3	T = 20 años	974.88	12	15.02	15.02	15.68	0.007334	3.73	290.05	222.33	0.86
CURVA	3	T = 25 años	1047.5	12	15.09	15.09	15.78	0.007297	3.81	306.03	222.49	0.87
CURVA	3	T = 50 años	1273.07	12	15.29	15.29	16.06	0.00732	4.06	350.4	222.91	0.88
CURVA	3	T = 100 años	1498.64	12	15.48	15.48	16.31	0.007319	4.28	391.44	223.31	0.89
CURVA	3	T = 200 años	1724.21	12	15.68	15.68	16.55	0.006899	4.39	443.19	263.91	0.88
CURVA	3	T = 500 años	2022.4	12	15.9	15.9	16.84	0.006822	4.59	500.93	275.02	0.89
CURVA	3	Qd	2009.2	12	15.89	15.89	16.83	0.006833	4.58	498.22	274.52	0.89
CURVA	2	T= 5 años	523.74	12	14.25	14.25	14.91	0.011231	3.61	145.13	110.78	1.01
CURVA	2	T = 10 años	749.31	12	14.78	14.78	15.36	0.007407	3.44	236.82	222.53	0.85
CURVA	2	T = 20 años	974.88	12	15.02	15.02	15.68	0.007322	3.73	290.47	223.05	0.86
CURVA	2	T = 25 años	1047.5	12	15.09	15.09	15.78	0.007285	3.81	306.47	223.21	0.87
CURVA	2	T = 50 años	1273.07	12	15.29	15.29	16.05	0.00731	4.06	350.91	223.63	0.88
CURVA	2	T = 100 años	1498.64	12	15.47	15.47	16.31	0.007314	4.28	391.93	224.03	0.89
CURVA	2	T = 200 años	1724.21	12	15.68	15.68	16.55	0.006895	4.38	443.72	264.56	0.88
CURVA	2	T = 500 años	2022.4	12	15.89	15.89	16.84	0.006821	4.59	501.41	275.64	0.89
CURVA	2	Qd	2009.2	12	15.88	15.88	16.82	0.006832	4.58	498.7	275.14	0.89
CURVA	1	T= 5 años	523.74	12	14.13	14.13	15.02	0.010061	4.18	125.2	70.47	1
CURVA	1	T = 10 años	749.31	12	15	15	15.52	0.005757	3.37	259.28	221.8	0.77
CURVA	1	T = 20 años	974.88	12	15.2	15.2	15.83	0.006459	3.77	303.45	223.47	0.83
CURVA	1	T = 25 años	1047.5	12	15.27	15.27	15.93	0.006548	3.86	318.32	224.03	0.84
CURVA	1	T = 50 años	1273.07	12	15.47	15.47	16.2	0.006719	4.1	362.73	225.69	0.86
CURVA	1	T = 100 años	1498.64	12	15.65	15.65	16.44	0.006797	4.3	407.57	254.91	0.87
CURVA	1	T = 200 años	1724.21	12	15.82	15.82	16.67	0.006794	4.45	453.18	268.91	0.88
CURVA	1	T = 500 años	2022.4	12	16.04	16.04	16.94	0.006695	4.61	513.91	282.86	0.88
CURVA	1	Qd	2009.2	12	16.03	16.03	16.93	0.006695	4.61	511.36	282.31	0.88

CALCULO DISTRIBUCIÓN DE GUMBEL

Valores para el cálculo de alfa y beta

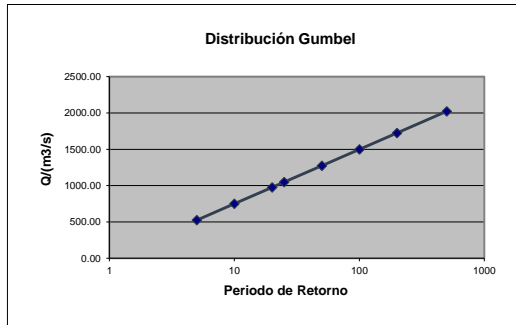
Año	Caudales (m3/s)
1914	111.033
1915	93.064
1916	44.903
1917	191.933
1918	72.355
1919	111.666
1920	109.6
1921	114.129
1922	124.3
1923	96.871
1924	65.774
1925	465.129
1926	96.483
1927	53.441
1928	98.167
1929	85.503
1930	86.95
1931	71.5
1932	69.588
1933	81.338
1934	79.15
1935	50.313
1936	56.818
1937	28.179
1938	77.947
1939	62.376
1940	42.492
1941	94.716
1942	50.202
1943	69.065
1944	71.837
1945	52.759
1946	52.544
1947	51.624
1948	49.4
1949	67.838
1950	35.765
1951	31.063
1952	53.765
1953	93.139
1954	52.094
1955	48.516
1956	66.308
1957	72.064
1958	49.689
1959	64.437
1960	54.718
1961	48.43
1962	77.853
1963	40.149
1964	63.84
1965	66.665
1966	38.554
1967	70.876
1968	39.049
1969	56.19
1970	71.366
1971	163.856
1972	119.1
1973	123.9

media	desviacion típica	n
80.03955	59.30527884	60

1.1747 0.5521

alfa	beta
0.01980768	52.16652332

Gumbel		
T	Descargas Max	Prob
5	523.74	0.8
10	749.31	0.9
20	974.88	0.95
25	1047.50	0.96
50	1273.07	0.98
100	1498.64	0.99
200	1724.21	0.995
500	2022.40	0.998



1974	67.84
1975	167.062
1976	75.104
1977	89.27
1978	43.754
1979	99.934
1980	52.37
1981	72.01
1982	72.02
1983	117.13
1984	121.168
1985	26.405
1986	95.905
1987	82.971
1988	68.405
1989	107.567
1990	37.384
1991	83.822
1992	62.406
1993	129.56
1994	98.489
1995	49.514
1996	98.663
1997	58.143
1998	137.875

n	m _y	s _y
10	0.4967	0.9573
11	0.4996	0.9676
12	0.5039	0.9833
13	0.507	0.9971
14	0.51	1.0095
15	0.5128	1.0206
16	0.5154	1.0306
17	0.5176	1.0396
18	0.5198	1.048
19	0.5202	1.0544
20	0.5236	1.0628
21	0.5252	1.0696
22	0.5268	1.0754
23	0.5283	1.0811
24	0.5296	1.0864
25	0.5309	1.0915
26	0.532	1.0961
27	0.5332	1.1004
28	0.5343	1.1047
29	0.5353	1.1086
30	0.5362	1.1124
31	0.5371	1.1159
32	0.538	1.1193
33	0.5388	1.1226
34	0.5396	1.1255
35	0.5403	1.1285
36	0.541	1.1313
37	0.5418	1.1339
38	0.5424	1.1363
39	0.543	1.1388
40	0.5436	1.1413
41	0.5442	1.1436
42	0.5448	1.1458
43	0.5453	1.1480
44	0.5458	1.1499
45	0.5463	1.1519
46	0.5468	1.1538
47	0.5473	1.1557
48	0.5477	1.1574
49	0.5481	0.1159
50	0.5485	1.1607
51	0.5489	1.1623
52	0.5493	1.1638
53	0.5497	1.1658
54	0.5501	1.1667
55	0.5504	1.1681
56	0.5508	0.1696
57	0.5511	1.1708
58	0.5515	1.1721
59	0.5518	1.1734
60	0.5521	1.1747
65	0.5535	1.1803
70	0.5548	1.1854
75	0.5559	1.1898
80	0.5569	1.1938
85	0.5578	1.1973
90	0.5586	1.2007
95	0.5593	1.2038
100	0.56	1.2065

CALCULO DE SOCAVACIÓN

$$H_s = \left(\frac{QH_0^{5/3}}{B_e \mu H_m^{5/3} 0.68 \beta \gamma_d^{0.28}} \right)^{1/(1+x)}$$

1. CALCULO DE TIRANTE MEDIO

$$H_0 = 3.24$$

$$B_e = 157.01$$

$$A = 400.62$$

$$H_m = 2.55$$

2. CALCULO DEL PARAMETRO "α"

$$\alpha = \frac{Q}{Hm^{5/3} \times Be \times U}$$

$$U = 0.99$$

$$\alpha = 2.7130126$$

3. CALCULO DEL EXPONENTE "1/(1+X)"

$$x = 0.415$$

$$1/(1+x) = 0.7067138$$

4. CALCULO DEL TIRANTE A NIVEL DE SOCAVACIÓN (HS)

$$H_0^{5/3} = 7.0942804$$

$$H_m^{5/3} = 4.764407$$

$$y^{0.28} = 0.6544528$$

$$H_s = 13.841712 \text{ m}$$

5. CALCULO DE LA PROFUNDIDAD DE SOCAVACIÓN (S)

$$H_s - H_0 = 10.60 \text{ m}$$

Cota de Línea de Energía (m)	17.52
Carga de Velocidad (m)	1.28
Cota de Nivel del Agua (m)	16.24
Pendiente de L.E. (m/m)	0.008972
Q Total (m3/s)	2009.2
Ancho Supercial (m)	157.01
Vel Total (m/s)	5.02
Tirante Máximo (m)	3.24
Cota max (m)	20
Cota de Fondo (m)	13
yd (mm)	0.22
β	1.05

Tabla 47: Valores del coeficiente de Contracción μ (Maza, 1967)

Velocidad media en mts/seg	Luz libre entre dos pilas, en metros												
	10	13	16	18	21	25	30	42	52	63	106	124	200
	Coeficiente μ												
Menor de 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.00	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.50	0.94	0.96	0.97	0.97	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00
2.00	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00
2.50	0.90	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00
3.00	0.89	0.91	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
3.50	0.87	0.90	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
4.00 o Mayor	0.85	0.89	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99

Tabla 48: Valores de x y z (Maza, 1967)

Suelos cohesivos						Suelos granulares					
γ_a	x	$\frac{1}{1+x}$	γ_a	x	$\frac{1}{1+x}$	d (mm)	z	$\frac{1}{1+z}$	d (mm)	z	$\frac{1}{1+z}$
0.80	0.52	0.66	1.20	0.39	0.72	0.05	0.43	0.70	40.000	0.30	0.77
0.83	0.51	0.66	1.20	0.38	0.72	0.15	0.42	0.70	60.000	0.29	0.78
0.86	0.50	0.67	1.28	0.37	0.73	0.50	0.41	0.71	90.000	0.28	0.78
0.88	0.49	0.67	1.34	0.36	0.74	1.00	0.40	0.71	140.000	0.27	0.79
0.90	0.48	0.67	1.40	0.35	0.74	1.50	0.39	0.72	190.000	0.26	0.79
0.93	0.47	0.68	1.46	0.34	0.75	2.50	0.38	0.72	250.000	0.25	0.80
0.96	0.46	0.68	1.52	0.33	0.75	4.00	0.37	0.73	310.000	0.24	0.81
0.98	0.45	0.69	1.64	0.31	0.76	6.00	0.35	0.74	370.000	0.23	0.81
1.00	0.44	0.69	1.64	0.31	0.76	8.00	0.35	0.74	450.000	0.22	0.83
1.04	0.43	0.70	1.71	0.30	0.77	10.00	0.34	0.75	570.000	0.21	0.83
1.08	0.42	0.70	1.80	0.29	0.74	15.00	0.33	0.75	750.000	0.20	0.83
1.12	0.41	0.71	1.89	0.28	0.78	20.00	0.32	0.76	1,000.000	0.19	0.84
1.16	0.40	0.71	2.00	0.27	0.79	25.00	0.31	0.76			

Tabla 49: Valores de β (Maza, 1967)

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

4.1.5. Estudio de Mecánica de Suelos

4.1.5.1.Generalidades

a) Ubicación

El puente Reque estará ubicado en el departamento de Lambayeque, con su capital de departamento Chiclayo y en el Km 772+789.33 de la carretera Panamericana Norte, tramo Reque - Chiclayo, próximo a la ciudad de Chiclayo.

b) Accesibilidad

El acceso al área de estudio puede ser realizado por vía terrestre y aérea. Por vía terrestre a través de la carretera Panamericana Norte, la cual se encuentra asfaltada. El acceso aéreo se realiza a través del aeropuerto de Chiclayo.

c) Objetivos

El objetivo del presente Estudio comprende, principalmente, lo siguiente:

- Definir el Perfil Estratigráfico y calidad de los materiales de fundación.
- Establecer las características geológicas mediante la individualización de las unidades geomorfológicas y estratigráficas.
- Determinar las propiedades mecánicas, físicas y químicas de los materiales sobre los cuales se desplantará la infraestructura del puente "Reque".

d) Base Topográfica Y Geológica

La información topográfica corresponde al Mapa Geológico del Cuadrángulo de Chiclayo, a escala 1/100,000, perteneciente a la Carta Geológica del Perú desarrollado por el INGEMMET (1985). Así mismo, fueron utilizados los siguientes planos: Topográfico (1:1000), Vista General (1:300), Secciones Transversales (1:200) desarrollados para tal fin.

e) Metodología de Trabajo

La metodología de trabajo para alcanzar los objetivos señalados consistió en las siguientes fases:

- Prospecciones Geotécnicas: Se ejecutaron calicatas y ensayos de penetración estándar (SPT), que progresaron hasta la profundidad indicada en anexos.
- Ensayos de Laboratorio. - Concluida las prospecciones de campo se procedió a ejecutar los ensayos de laboratorio según las normas y procedimientos establecidos por la ASTM y NTP.

- Trabajo de Gabinete. - Sobre la base de la información de las prospecciones de campo, tipo de Superestructura, calidad de los materiales de fundación. Y niveles de socavación del río Reque. Se procedió al Análisis de la Cimentación con el objetivo de establecer las recomendaciones correspondientes para la fase del diseño estructural y proceso constructivo.

4.1.5.2. Geología

a) Geomorfología

La geomorfología local sobre el cual se ubicará el puente Reque ofrece dos unidades bien diferenciadas, según el estudio realizado en el expediente técnico de Ampliación del Puente Reque basado en el historial del río:

Terrazas de Inundación.

En la ubicación del puente Reque la Unidad de Terrazas se caracteriza por presentar un relieve llano cubierto de abundante vegetación y la cual está conformada por sedimentos recientes (arenas, limos, arcillas) que fuesen originados por el desborde e inundación del río Reque en periodos de crecidas extraordinarias.

La importancia técnica de esta Unidad es que en periodos de máximas avenidas es inundada afectando las márgenes y accesos del Puente, razón por la cual se ha protegido parcialmente sus márgenes mediante enrocado y espigones para tratar de controlar y encausar el cauce.

Unidad del cauce.

El cauce del río Reque ofrece un curso sinuoso y llano cubierto, también, por vegetación de tamaño medio. La importancia técnica de esta Unidad es que sobre su lecho se encuentra desplantado la infraestructura del actual puente Reque y en periodos de máximas avenidas es afectado por procesos de socavación.

b) Estratigrafía

Se establece que las unidades geológicas (formaciones) que incidirían en la cimentación de la Superestructura del puente Reque son las siguientes (según lo establecido en el Boletín N° 38, Hoja 14-d, del Cuadrángulo de Chiclayo por el INGEMMET).

Formación Goyllarizquizca (ki-g).

Esta formación aflora en la intersección de la carretera Panamericana Norte con el desvío hacia el puerto de Eten (aproximadamente, a 4 km del puente). Está representado

por rocas cuya posición cronoestratigráfica corresponde al Cretáceo Inferior, siendo éstas de petrografía característica y representado por areniscas y cuarcitas blanquecinas y marrones bien estratificadas en capas medianas intercaladas con horizontes de limoarcíllitas gris marrón de resistencia moderada a media.

Rocas Intrusivas.

Agua arriba de la ubicación del Puente (aproximadamente a 8 km) en el margen izquierdo, se observa afloramientos de rocas intrusivas pertenecientes al complejo intrusivo del Batolito de la Costa a través de la Cordillera Occidental los cuales son asociados a pequeños stocks que se encuentran como cerros testigos.

Esta unidad atraviesa toda la región en estudio y constituye en el área de influencia del proyecto de cuerpos intrusivos de ademelita y monzonita; éstos son de naturaleza ácida y se encuentran cortando a las unidades más antiguas y consiguientemente son tipos de intrusivos grandes emplazados en las fases terminales de la formación del Batolito de la Costa, por su ubicación no tienen influencia directa en el Estudio.

Cuaternario y/o Depósitos Recientes.

A lo largo de la faja costanera y de las estribaciones andinas, abundan los depósitos aluviales y fluviales constituidos por conglomerados, gravas, arenas, limos, etc. formando los pisos de los valles y quebradas que se ubican entre San Pedro de Lloc y Motupe, donde están emplazados los principales centros poblados y áreas de cultivo de la zona. Hacia la línea costanera se encuentran los depósitos más finos y tierra adentro los más gruesos formando, en muchos casos, conos de deyección. Sobre estos se encuentran mantos irregulares de arenas eólicas que se origina en las amplias playas existentes a lo largo del litoral y son transportados por los vientos que soplan constantemente.

4.1.5.3. Geotecnia

Con el objeto de definir la continuidad vertical y lateral de las formaciones geológicas que afloran en el área de ubicación del puente Reque; así como sus características físicas, mecánicas y químicas se realizaron calicatas y ensayos de penetración estándar (SPT), según normas ASTM, del área sobre el cual estará desplantado el puente Reque.

Concluida la recuperación de muestras alteradas e inalteradas, estas fueron sometidas a diversos ensayos para establecer sus características físicas, mecánicas y propiedades químicas, según lo establecido en las Normas ASTM y NTP. Los principales ensayos de laboratorio fueron los siguientes:

Análisis granulométrico por Tamizado. ASTM D - 422.

Contenido de humedad.	NTP 339.139: 1999
Límite Líquido y Plástico.	ASTM D - 4318.
Contenido de Sales y Sulfatos del Suelo.	NTP:339.152; NTP:339.178

Análisis Geotécnico de los Materiales

Las características de las muestras de suelo obtenidas de las calicatas realizadas fueron:

a) Estribo Izquierdo – Hacia Reque (C-1).

En esta el Perfil Estratigráfico se diferencia claramente en dos horizontes y/o niveles de características particulares:

NIVEL N° 01 (0.00m – 2.50m): SUELO LIMOSO

NIVEL N° 02 (2.50m - 3.00m): SUELOS LIMO ARENOSO

Este nivel puede ser observado en superficie, dado que aflora en el área de todo el cauce. Está conformado por suelos finos (arenas y limos) ofrecen un color marrón grisáceo variando en su tonalidad y textura.

b) Cauce del Río (C2)

NIVEL N° 01 (0.000m - 3.00m): SUELOS LIMO ARENOSO

El nivel superior de este horizonte se observa en superficie, dado que aflora en toda el área del cauce. Está conformado, principalmente, por arenas limosas de color marrón grisáceo que varían en su tonalidad y textura.

c) Estribo Derecho – Hacia Chiclayo (C3)

NIVEL N° 01 (0.000m - 3.00m): SUELOS LIMO ARENOSO

En esta perforación el perfil estratigráfico es de similares características a los anteriores, el cual está conformado por arenas limosas.

4.1.5.4. Anexos



Figura 56: Calicata N° 2 a orillas del cauce del río.



Figura 57: Calicata N° 1 en el margen izquierdo del río, se puede apreciar la presencia de piedra que interrumpe las labores de excavación.



Figura 58: Vista Panorámica de la ubicación de la Calicata N°1



Figura 59: Molienda de muestras de suelo, previamente secadas en el horno.



Figura 60: Proceso de Lavado de Muestra.




Figura 61: Proceso de Lavado de Muestra.



Figura 62: Tamizado de muestras.



Figura 63: Ensayo de Límite Líquido

 UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO FACULTAD DE INGENIERÍA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL AMBIENTAL	PROYECTO:	ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL PARA EL PUENTE SOBRE EL RIO REQUE- PANAMERICANA NORTE
	LOCALIZACIÓN:	PANAMERICANA NORTE KM 772+789.33
	FECHA:	25/04/2015
	RESPONSABLE:	KAREN ALEJANDRA MEJIA HERNANDEZ
	PERFORACIÓN N°:	1 (C1) PROF. DE: 0.00 A: 2.50
	DESCRIPCIÓN:	CALICATA N°1- EXTREMO REQUE NIVEL FREÁTICO A 1.50 m DE N.T.N.

GRANULOMETRÍA

Masa muestra seca inicial	(g)	300	L.L	22.00
Masa Retenida Total Tamizada	(g)	111	L.P	3.00
% Material que pasa Tamiz N° 200	(g)	63		

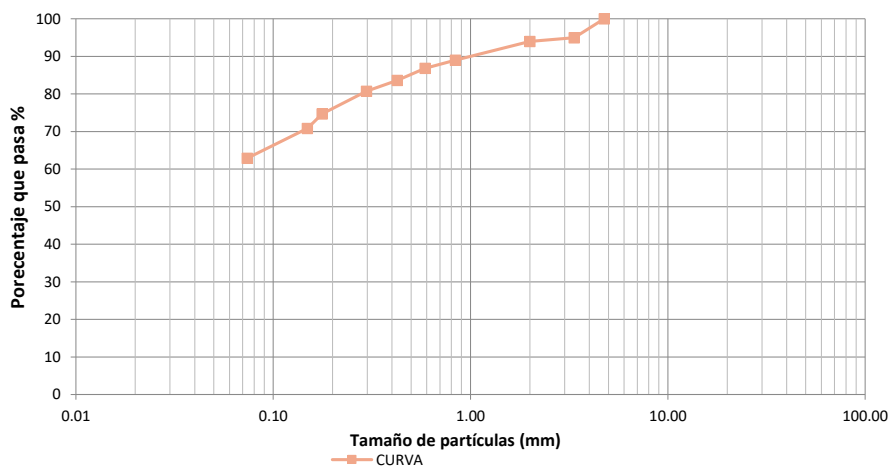
TAMIZ		RETENIDO			PASA	CONTENIDO DE HUMEDAD			
N°	Abertura (mm)	Peso (g)	Parcial (%)	Acumulado (%)	Acumulado (%)	RECIPIENTE	Peso Recipiente +		Contenido de agua (%)
						C1	húmedo (g)	seco (g)	
3"	76.2								
2 1/2"	63.5								
2"	50.8								
1 1/2"	38.1								
1"	25.4								
3/4"	19.05								
1/2"	12.7								
3/8"	9.525								
1/4"	6.35								
N° 4	4.76				100				
N° 8	3.36	15.12	5	5	95				
N° 10	2	2.97	1	6	94				
N° 20	0.84	15.02	5	11	89				
N° 30	0.59	6.32	2	13	87				
N° 40	0.426	9.67	3	16	84				
N° 50	0.297	8.75	3	19	81				
N° 80	0.177	18.02	6	25	75				
N° 100	0.149	11.68	4	29	71				
N° 200	0.074	23.69	8	37	63				
Depósito Receptor		188.76	63	100	0				


MÓDULO DE FINURA

Módulo de Finura

1.25

CURVA GRANULOMÉTRICA



 UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO FACULTAD DE INGENIERÍA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL AMBIENTAL	PROYECTO:	ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL PARA EL PUENTE SOBRE EL RIO REQUE- PANAMERICANA NORTE
	LOCALIZACIÓN:	PANAMERICANA NORTE KM 772+789.33
	FECHA:	25/04/2015
	RESPONSABLE:	KAREN ALEJANDRA MEJIA HERNANDEZ
	PERFORACIÓN N°:	1 (C1) PROF. DE: 2.50 A: 3.00
	DESCRIPCIÓN:	CALICATA N°1- EXTREMO CHICLAYO NIVEL FREÁTICO A 1.50 m DE N.T.N.

GRANULOMETRÍA

Masa muestra seca inicial	(g)	300	L.L	-
Masa Retenida Total Tamizada	(g)	297	L.P	N.P.
% Material que pasa Tamiz N° 200	(g)	1		

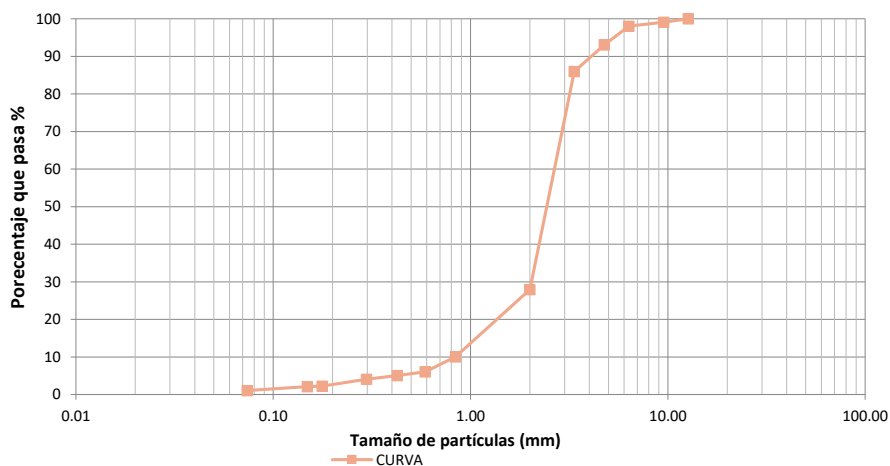
TAMIZ		RETENIDO			PASA	CONTENIDO DE HUMEDAD			
N°	Abertura (mm)	Peso (g)	Parcial (%)	Acumulado (%)	Acumulado (%)	RECIPIENTE	Peso Recipiente +		Contenido de agua (%)
						C1	húmedo (g)	seco (g)	
3"	76.2								
2 1/2"	63.5								
2"	50.8								
1 1/2"	38.1								
1"	25.4								
3/4"	19.05								
1/2"	12.7				100				
3/8"	9.525	2.78	1	1	99				
1/4"	6.35	3.01	1	2	98				
N° 4	4.76	15.12	5	7	93				
N° 8	3.36	21.16	7	14	86				
N° 10	2	174.15	58	72	28				
N° 20	0.84	53.72	18	90	10				
N° 30	0.59	12.03	4	94	6				
N° 40	0.426	2.84	1	95	5				
N° 50	0.297	2.98	1	96	4				
N° 80	0.177	5.55	2	98	2				
N° 100	0.149	0.30	0	98	2				
N° 200	0.074	3.18	1	99	1				
Depósito Receptor		3.18	1	100	0				


MÓDULO DE FINURA

Módulo de Finura

6.66

CURVA GRANULOMÉTRICA



 <p>USAT UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO FACULTAD DE INGENIERÍA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL AMBIENTAL</p>	PROYECTO:	ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL PARA EL PUENTE SOBRE EL RIO REQUE- PANAMERICANA NORTE
	LOCALIZACIÓN:	PANAMERICANA NORTE KM 772+789.33
	FECHA:	25/04/2015
	RESPONSABLE:	KAREN ALEJANDRA MEJIA HERNANDEZ
	PERFORACIÓN N°:	2 (C2) PROF. DE: 0.00 A: 3.00
	DESCRIPCIÓN:	CALICATA N°2- CAUCE DEL RIO NIVEL FREÁTICO A 0.95 m DE N.T.N.

GRANULOMETRÍA

Masa muestra seca inicial	(g)	300	L.L	30.00
Masa Retenida Total Tamizada	(g)	237	L.P	N.P.
% Material que pasa Tamiz N° 200	(g)	21		

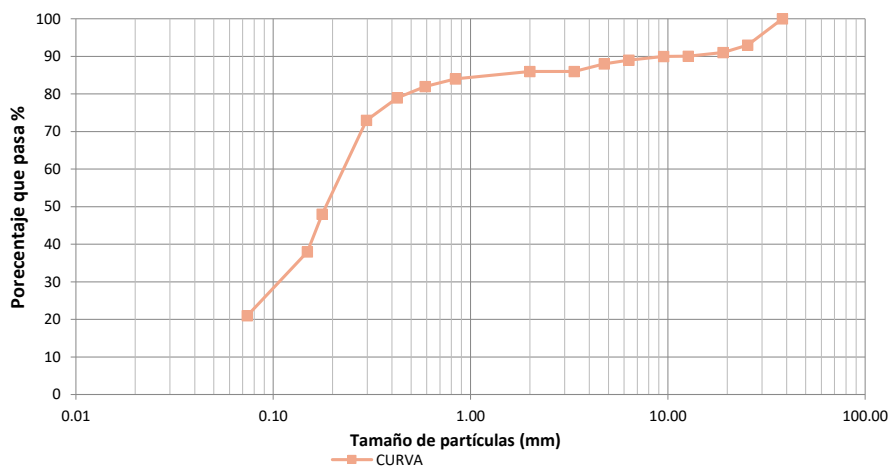
TAMIZ		RETENIDO			PASA	CONTENIDO DE HUMEDAD			
N°	Abertura (mm)	Peso (g)	Parcial (%)	Acumulado (%)	Acumulado (%)	RECIPIENTE	Peso Recipiente +		Contenido de agua (%)
						C1	húmedo (g)	seco (g)	
3"	76.2								
2 1/2"	63.5								
2"	50.8								
1 1/2"	38.1				100	CANTIDAD INICIAL			
1"	25.4	20.99	7	7	93	Recipiente N°			
3/4"	19.05	6.01	2	9	91	Peso del Recipiente (g)			
1/2"	12.7	2.87	1	10	90	Peso Recip. + s. húmedo			
3/8"	9.525	0.13	0	10	90	Peso del Suelo Húmedo W			
1/4"	6.35	2.97	1	11	89	Peso del Suelo Seco			
N° 4	4.76	3.04	1	12	88				
N° 8	3.36	6.01	2	14	86				
N° 10	2	0.00	0	14	86				
N° 20	0.84	5.99	2	16	84				
N° 30	0.59	6.05	2	18	82				
N° 40	0.426	8.97	3	21	79				
N° 50	0.297	17.99	6	27	73				
N° 80	0.177	74.99	25	52	48				
N° 100	0.149	30.00	10	62	38				
N° 200	0.074	50.97	17	79	21				
Depósito Receptor		63.01	21	100	0				


MÓDULO DE FINURA

Módulo de Finura

2.83

CURVA GRANULOMÉTRICA



 UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO FACULTAD DE INGENIERÍA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL AMBIENTAL	PROYECTO:	ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL PARA EL PUENTE SOBRE EL RIO REQUE- PANAMERICANA NORTE
	LOCALIZACIÓN:	PANAMERICANA NORTE KM 772+789.33
	FECHA:	25/04/2015
	RESPONSABLE:	KAREN ALEJANDRA MEJIA HERNANDEZ
	PERFORACIÓN N°:	3 (C3) PROF. DE: 0.00 A: 3.00
	DESCRIPCIÓN:	CALICATA N°1- EXTREMO CHICLAYO NIVEL FREÁTICO A 0.95 m DE N.T.N.

GRANULOMETRÍA

Masa muestra seca inicial	(g)	300	L.L	-
Masa Retenida Total Tamizada	(g)	297	L.P	N.P.
% Material que pasa Tamiz N° 200	(g)	1		

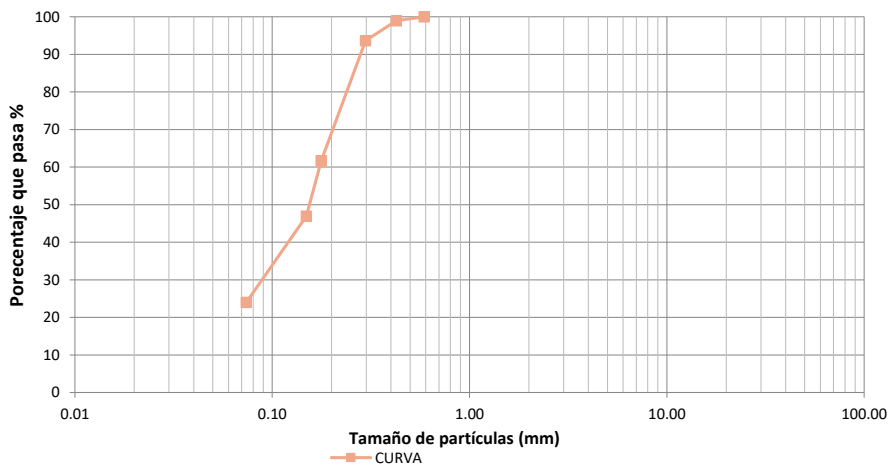
TAMIZ		RETENIDO			PASA	CONTENIDO DE HUMEDAD			
N°	Abertura (mm)	Peso (g)	Parcial (%)	Acumulado (%)	Acumulado (%)	RECIPIENTE	Peso Recipiente +		Contenido de agua (%)
						C1	húmedo (g)	seco (g)	
3"	76.2								
2 1/2"	63.5								
2"	50.8								
1 1/2"	38.1								
1"	25.4								
3/4"	19.05								
1/2"	12.7								
3/8"	9.525								
1/4"	6.35								
N° 4	4.76								
N° 8	3.36								
N° 10	2								
N° 20	0.84								
N° 30	0.59				100				
N° 40	0.426	3.11	1	1	99				
N° 50	0.297	15.87	5	6	94				
N° 80	0.177	96.08	32	38	62				
N° 100	0.149	44.04	15	53	47				
N° 200	0.074	68.81	23	76	24				
Depósito Receptor		72.09	24	100	0				

MÓDULO DE FINURA




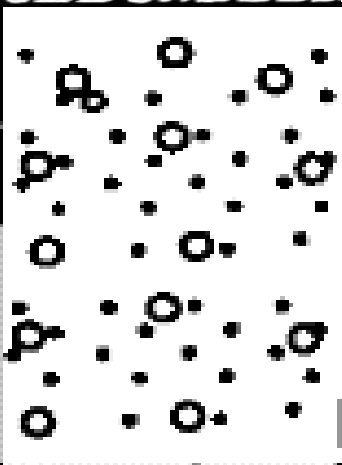
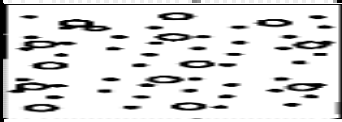
Módulo de Finura

0.99

CURVA GRANULOMÉTRICA



ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL PARA EL PUENTE SOBRE EL RÍO REQUE-PANAMERICANA NORTE KM 772+789.33							
Ubicación: Carretera Pan Norte		Perforación: 1	Cota Inicio: 23.99				
Tramo: Reque - Chiclayo 772+899		Nivel Freático: -0.95 m	Cota Final: 15.44				
Descrpt: Extremo Chiclayo - Km 772+925		Fecha: Mayo del 2015	Resp: Karen Mejía				
PROF. (m)	Características del Suelo	Simbología	N° de golpes				
			10	20	30	40	50
0.00	De 0.00 a 1.05 m: Material Orgánico. Arena Fina que contiene una alta cantidad de material orgánico, presenta un color marrón oscuro.						
1.05							
1.50	De 1.05 a 2.85 m: Arena Fina de color marrón. Clasifica como según SUCS como arena limosa. (SM)						
1.95							
2.40							
2.85							
3.30	De 2.85 a 5.10 m: Arena Fina de Color Beige. Clasifica según SUCS, como SM.					28	
3.75							
4.20							
4.65							
5.10							
5.55	De 5.10 a 8.55 m: Arena Gruesa Gravosa. Se reporta la presencia de gravas de un tamaño aproximado de 4 cm.					34	
6.00							
6.45							
6.90							
7.35							
7.80							
8.25							
8.55							

ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL PARA EL PUENTE SOBRE EL RÍO REQUE-PANAMERICANA NORTE KM 772+789.33							
Ubicación: Carretera Pan Norte		Perforación: 2	Cota Inicio: 30.03				
Tramo: Reque - Chiclayo 772+899		Nivel Freático: -0.95 m	Cota Final: 15.44				
Descrp: Extremo Reque - Km 772+794		Fecha: Mayo del 2015	Resp: Karen Mejia				
PROF. (m)	Características del Suelo	Simbología	N° de golpes				
			10	20	30	40	50
0.00	De 0.00 a 1.10 m: Material Orgánico. Arena Fina que contiene una alta cantidad de material orgánico, presenta un color marrón oscuro.						
1.10							
1.55	De 1.10 a 3.35 m: Arena Fina de color marrón. Clasifica como según SUCS como arena limosa. (SM)						
2.00							
2.45							
2.90							
3.35			8				
3.80	De 3.35 a 3.80 m: Arcilla arenosa de color oscuro				14		
4.25	De 3.80 a 5.60 m: Arena Gruesa Gravosa. Se reporta la presencia de gravas de un tamaño aproximado de 4 cm.						
4.70							
5.15							
5.60							39
6.05	De 5.60 a 6.05: Arena Fina Gravosa.						RF

CORRELACIONES SPT

PENETRACIÓN 1

Z	N (obtenido en campo)			N (S.P.T)	TIPO DE SUELO
1.57	5	4	3	7	ARENA FINA
2.02	5	4	4	8	ARENA FINA
2.40	17	13	15	28	ARENA FINA
3.35	12	12	13	25	ARENA FINA
3.80	9	11	13	24	ARENA FINA
4.55	17	13	17	30	ARENA FINA
5.00	20	18	16	34	ARENA FINA
5.45	15	15	17	32	ARENA GRUESA
5.90	13	13	16	29	ARENA GRUESA
6.35	19	16	18	34	ARENA GRUESA
6.80	18	17	20	37	ARENA GRUESA
7.25	17	18	22	40	ARENA GRUESA
7.70	18	21	23	44	ARENA GRUESA
8.15	25	21	23	44	ARENA GRUESA
8.60	18	20	25	45	ARENA GRUESA

COMPACIDAD (Suelo Granular)	Grado de Compacidad	N (S.P.T.)	Resistencia a la Penetración Estática
Muy suelta	< 0,2	< 4	< 20
Suelta	0,2 - 0,4	4 - 10	20 - 40
Compacta	0,4 - 0,6	10 - 30	40 - 120
Densa	0,6 - 0,8	30 - 50	120 - 200
Muy Densa	> 0,8	> 50	> 200

Z	N (S.P.T)	N promedio	G. P.	R.P. (kg/cm ²) N*4	σ _{amd} (kg/cm ²)	φ
1.57	7	14	0.44	28	0.7	28
2.02	8			32	0.8	
2.40	28			112	2.8	
3.35	25	28	0.58	100	2.5	30
3.80	24			96	2.4	
4.55	30			120	3	
5.00	34	38	0.68	136	3.4	32
5.45	32			128	3.2	
5.90	29			116	2.9	
6.35	34			136	3.4	
6.80	37			148	3.7	
7.25	40			160	4	
7.70	44			176	4.4	
8.15	44			176	4.4	
8.60	45	180	4.5			

Soil Type and SPT Blow Counts	Undisturbed Soil	
	Cohesion (psf)	Friction Angle (°)
Cohesive soils		
Very soft (<2)	250	0
Soft (2-4)	250-500	0
Firm (4-8)	500-1,000	0
Stiff (8-15)	1,000-2,000	0
Very stiff (15-30)	2,000-4,000	0
Hard (>30)	4,000	0
Cohesionless soils		
Loose (<10)	0	28
Medium (10-30)	0	28-30
Dense (>30)	0	32
Intermediate soils		
Loose (<10)	100	8
Medium (10-30)	100-1,000	8-12
Dense (>30)	1,000	12

PENETRACIÓN 2

Z	N (obtenido en campo)			N (S.P.T)	TIPO DE SUELO
1.55	1	2	3	5	ARENA FINA
2.00	2	4	2	6	ARENA FINA
2.55	4	4	4	8	ARENA FINA
3.00	4	4	4	8	ARENA FINA
3.45	6	4	4	8	ARENA FINA
3.90	5	8	6	14	ARCILLA ARENOSA
4.55	33	25	20	45	ARENA GRUESA
5.00	25	23	23	46	ARENA GRUESA
5.45	18	19	20	39	ARENA GRUESA

COMPACIDAD (Suelo Granular)	Grado de Compacidad	N (S.P.T.)	Resistencia a la Penetración Estática
Muy suelta	< 0,2	< 4	< 20
Suelta	0,2 - 0,4	4 - 10	20 - 40
Compacta	0,4 - 0,6	10 - 30	40 - 120
Densa	0,6 - 0,8	30 - 50	120 - 200
Muy Densa	> 0,8	> 50	> 200

Z	N (S.P.T)	N promedio	G. P.	R.P. (kg/cm2) N*4	σ_{amd} (kg/cm2)	ϕ
1.55	5	7	0.3	20	0.5	27
2.00	6			24	0.6	
2.55	8			32	0.8	
3.00	8			32	0.8	
3.45	8			32	0.8	
3.90	14	14	0.44	56	1.4	29
4.55	45	43	0.73	180	4.5	32
5.00	46			184	4.6	
5.45	39			156	3.9	

Soil Type and SPT Blow Counts	Undisturbed Soil	
	Cohesion (psf)	Friction Angle (°)
Cohesive soils		
Very soft (<2)	250	0
Soft (2-4)	250-500	0
Firm (4-8)	500-1,000	0
Stiff (8-15)	1,000-2,000	0
Very stiff (15-30)	2,000-4,000	0
Hard (>30)	4,000	0
Cohesionless soils		
Loose (<10)	0	28
Medium (10-30)	0	28-30
Dense (>30)	0	32
Intermediate soils		
Loose (<10)	100	8
Medium (10-30)	100-1,000	8-12
Dense (>30)	1,000	12

4.1.6. Estudio de Soluciones

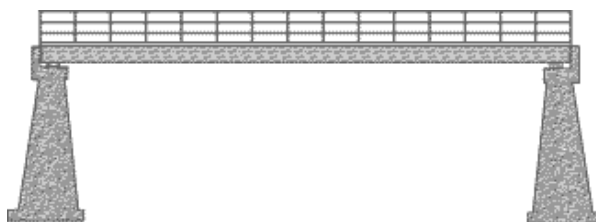
4.1.6.1. Alternativas de Tipos de Puente

- Puente Losa (0.0 m – 12 m) [3]

Los Puentes losa de concreto son las estructuras más simples y menos caras que pueden ser construidas dentro las limitaciones de tramo para este tipo de superestructuras. Este puede ser convenientemente de concreto armado (0.0 – 9 m), pretensado y postesado (hasta 12 m). Se lo puede construir por medio o mediante andamiajes provisionales apoyados en el suelo o pueden estar contruidos por medio de elementos prefabricados.

El cauce del río Reque en donde se encuentra ubicado el Puente Reque tiene un ancho de 150 metros, lo cual descarta este tipo de puente como posibilidad de diseño debido a su simplicidad.

Figura 64: Puente Tipo Losa



- Puente Viga (12 m – 300 m) [3]

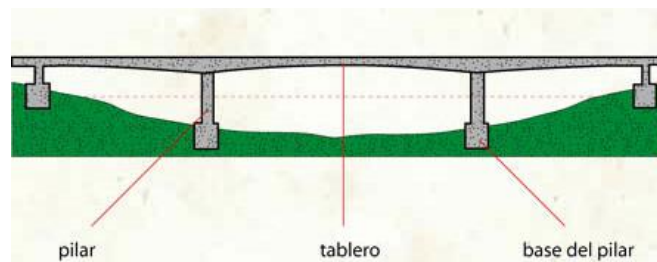
Los puentes de vigas incluyen una gran variedad de puentes como las vigas prefabricadas de concreto pretensado o postesado, las vigas I de acero, los puentes cajón de concreto vaciados in situ o postesados, los puentes cajón de acero, etc.

Los puentes de vigas son los más comunes; se usan vigas estáticamente definidas, vigas simplemente apoyadas, vigas Gerber, vigas continuas, Las vigas simplemente apoyadas se usan para tramos muy cortos (<25 m), las vigas continuas es uno de los tipos más comunes de puente. Las luces pueden diferenciarse en cortos (10-20m) m, medianos (20-50m) y largos (>100m), en luces medianos y largos las vigas continuas de secciones que varían con la profundidad son a menudo adoptadas por razones de comportamiento estructural economía y estética.

Los problemas de erosión y socavación en los pilares centrales en este tipo de puente complican la estabilidad para un puente definitivo, lo cual no solucionaría el problema de la incertidumbre de su seguridad ante un evento extraordinario como lo es

el fenómeno de El Niño, por este motivo se debe de tener en cuenta otro tipo de puente para su diseño.

Figura 65: Puente Tipo Viga



- Puentes Arco (90 m – 550 m) [4] [5]

Los arcos han jugado un papel importante en la historia de puentes, varios ejemplos sobresalientes se han forjado extendiéndose desde arcos de mampostería construidos por los romanos hasta modernos arcos de concreto pretensados o arcos de acero con luces de más de 300m.

La tipología que se propuso fue la de puente arco de tablero inferior atirantado (bow-string), compuesto por dos arcos en los extremos del tablero.

Esta estructura es biapoyada, lo que supone una transmisión nula de esfuerzos horizontales a los estribos de cimentación. Esto es una ventaja ya que el estribo derecho presenta unas malas condiciones de cimentación.

Otro aspecto positivo de esta tipología es que el sistema primario se encuentra a cota de circulación, no se invade la zona inferior y por tanto no se reduce la capacidad hidráulica del río, este aspecto es muy importante teniendo en cuenta que no conocemos la avenida extrema.

Proponemos un arco de sección rectangular de acero, relleno de concreto, de sección suficiente para evitar el pandeo del tablero en dirección perpendicular a la dirección de las péndolas.

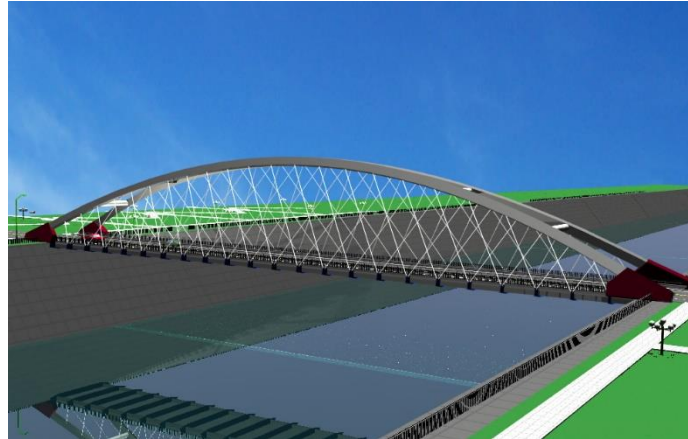
El sistema resistente se compone por;

- ✓ El arco trabaja a compresión
- ✓ El tablero trabaja a tracción, recoge la componente horizontal de los esfuerzos.
- ✓ Las péndolas verticales resisten las cargas verticales de la pasarela, manteniendo el tablero con deformaciones mínimas.

Entre las posibilidades de arco destacamos que podemos disponer de dos arcos paralelos, o arcos que se unen en la parte superior o incluso un único arco.

También es posible disponer de cables oblicuos que se cortan entre sí, sistema conocido como network, que mejora la eficiencia estructural.

Figura 66: Puente Tipo Arco de Tablero Inferior



- Puentes Atirantado [4]

Los elementos fundamentales de la estructura resistente del puente atirantado son los tirantes, que son cables rectos que atirantan el tablero, proporcionándoles una serie de apoyos intermedios más o menos rígidos.

Pero no sólo ellos forman la estructura resistente básica del puente atirantado; son necesarias las torres para elevar el anclaje fijo de los tirantes, de forma que introduzcan fuerzas verticales en el tablero para crear los pseudo-apoyos; también el tablero interviene en el esquema resistente, porque los tirantes, al ser inclinados, introducen fuerzas horizontales que generalmente se equilibran en el propio tablero.

Su resultante, igual que en la torre, debe ser nula. Por todo ello, los tres elementos, tirantes, tablero y torres, constituyen la estructura resistente básica del puente atirantado.

Los cables en los puentes atirantados pueden ser combinados en alguna de las siguientes tres formas principales:

- En sistema de abanico, “fan”: los cables están anclados en lo más alto de las torres, desde un mismo punto, lo que implica problemas en los detalles de las anclas.
- El sistema de arpa, “harp”: los cables se diseñan de manera paralela; las componentes horizontales de la tensión en los cables que soportan la viga, cerca de la torre son más grandes que aquellos que se utilizan en el sistema de abanico. Con este sistema, las torres deben ser más altas disponer de una mayor

inclinación, lo que incrementa la rigidez del sistema. Estéticamente, el sistema de arpa se considera como el más agradable a la vista.

- c) Sistema de semi-arpa, “semi-harp”: Para evitar el problema del amontonamiento de los anclajes de los tirantes en el ápice de la torre, estos están espaciados a distancias convenientes en la parte superior de la torre, sin que se llegue a un arreglo paralelo.

Figura 67: Puente Tipo Atirantado de un solo vano con torre lateral.



4.1.6.2. Conceptos Diferenciadores [3] [4] [5]

Los puntos los cuales se han tenido en cuenta para la elección del tipo de Puente a realizar son:

a) **TOPOGRAFÍA Y GEOGRAFÍA**

Facilidad de acceso al tajo: Las alternativas de puente arco inferior y puente atirantado requieren el transporte a la obra de elementos metálicos de gran tamaño como piezas del arco y grado de ocupación del terreno

b) **GEOLOGÍA Y GEOTECNIA:**

Cimentación y estribos: El puente arco necesita grandes cimentaciones en los terraplenes de los estribos, pues únicamente se apoya en estos dos puntos, mientras que las alternativas losa y mixto transmiten menores cargas a los estribos, repartiendo éstas entre pilas y estribos, que permiten cimentaciones en estribos de menor magnitud.

c) **PROCESO CONSTRUCTIVO:**

Dificultad de construcción: La mayor dificultad técnica se presenta en la solución de puente arco, en la que habrá que montar el arco por medio de grúas y cimbras, soldar

todos los elementos metálicos y después vaciar el concreto sobre un encofrado en el que hay que hacer los aligeramientos.

d) CLIMATOLOGÍA:

Lluvia: La lluvia y otros agentes atmosféricos pueden generar problemas en las alternativas metálicas de puente arco y mixto, por el riesgo existente de corrosión, por lo tanto siempre estarán sometidas a un mayor proceso de conservación.

Viento: El viento supone una carga a tener en cuenta en la alternativa de puente arco, por el obstáculo que ofrece debido a su mayor canto y a la presencia del arco y las péndolas, que tienen una gran altura.

e) MEDIOAMBIENTE:

Los puntos que se deben tener en cuenta son: ruido, calidad del aire, calidad del suelo, hidrogeología y geotecnia, fauna y flora, en fase de construcción, y fauna, flora e incendio, en fase de explotación.

f) FUNCIONALIDAD:

- Adaptación a la función del puente.
- Impacto en el usuario: La alternativa arco tanto como el del atirantado, sí llaman la atención, pues los arcos siempre han sido muy apreciados por la mayoría de la gente.
- Plazo de ejecución: El puente atirantado es el que más tiempo necesita por su dificultad técnica así como su gran número de unidades independientes.
- Flexibilidad: Este subconcepto es una parte importante de la funcionalidad del puente, puesto que hay que prever posibles ampliaciones del puente. La solución arco no se adapta a una posible ampliación por ser un puente singular. Sin embargo, el tipo de puente atirantado tiene una mayor facilidad para una futura ampliación.

g) FACTORES SOCIOLÓGICOS

- Elemento emblemático: De las tres alternativas estudiadas, el arco y el puente atirantado puede convertirse en un elemento emblemático de la ciudad.
- Potenciación de la zona: Este subconcepto está relacionado con el anterior, ya que un puente emblemático podría configurar un mejor entorno, por lo tanto, las alternativas de arco y atirantados serían las que podrían estar valorada.

h) ECONÓMICOS

Coste de explotación: La posibilidad de corrosión de los puentes metálicos, solución mixta y arco, supone que deba vigilarse periódicamente su estado, así como el de los cordones de soldadura, debiendo extender una capa de protección de pintura cada pocos años. También las juntas deben revisarse periódicamente en todas las soluciones, pero resulta menos costoso que la protección contra la corrosión. Por lo tanto, la solución arco será la más cara.

i) ESTÉTICA

Este factor será de gran importancia en nuestro caso, ya que el puente es altamente transitado. La alternativa de puente atirantado es, con diferencia, la solución más estética. Sin embargo, el puente arco, por sus elementos estructurales, le dan una gran esbeltez.

4.1.6.3. Conclusiones

- Los puentes con pilares intermedios como el tipo losa y viga, no son una buena alternativa debido a las condiciones hidrológicas que presenta el río en la zona del puente.
- El puente arco es una buena alternativa a escoger; sin embargo, su costo elevado, complejidad estructural y falta de flexibilidad ante una supuesta ampliación del puente posteriormente

4.2. Diseño Estructural

4.2.1. Memoria Descriptiva

4.2.1.1. Ubicación Del Proyecto

El Puente Reque se encuentra ubicado sobre el río Reque en el Km 754+200 de la Carretera Panamericana Norte, Sector Trujillo - Chiclayo, de la Red Vial Nacional, Ruta 001-N, Distrito de Reque, Provincia de Chiclayo, Departamento de Lambayeque.

a) Ubicación Política

Lugar : Río Reque
 Distrito : Reque
 Provincia : Chiclayo
 Departamento : Lambayeque

b) *Ubicación Geográfica*

Latitud : 6° 51'
 Longitud : 79° 49'

c) *Límites*

Por el Norte : Monsefú
 Por el Sur : Eten y Lagunas.
 Por el Este : Zaña y Tumán.
 Por el Oeste : Monsefú y Eten.

d) *Vías De Acceso*

El acceso a la zona de trabajo se realiza siguiendo la Panamericana Norte Sector Trujillo - Chiclayo, de la Red Vial Nacional, Ruta 001-N.

La ruta en mención se encuentra asfaltada en toda su longitud.

e) *Condiciones Climatológicas*

El Distrito de Reque tiene uno de los climas más agradables del departamento. Puede ser tipificado como Cálido Templado y Seco; solo tiene una precipitación fluvial veraniega muy escasa, aunque esto cambia cuando la presencia del fenómeno de “El Niño” es fuerte, llegando a ocasionar torrenciales lluvias.

Su temperatura media anual fluctúa entre 19 y 30°C de Enero a Marzo; y entre 16 y 21°C de Julio a Setiembre.

f) *Altitud del Área del Proyecto*

El área del proyecto se encuentra ubicada sobre la cota 24 m.s.n.m.

4.2.1.2. Puentes Atirantados [5]

A continuación, se presentarán los tipos, características y procesos constructivos de los puentes atirantados para realizar un adecuado diseño estructural.

g) *Tipos de Puentes Atirantados*

a) *Puente atirantado de torre lateral*

En este tipo de puente, la torre, no está situado en el mismo plano de la pista (longitudinal), sino un poco a un lado, este diseño permite puentes con pistas algo curvas. (Fig. 68)

b) *Puente atirantado asimétrico*

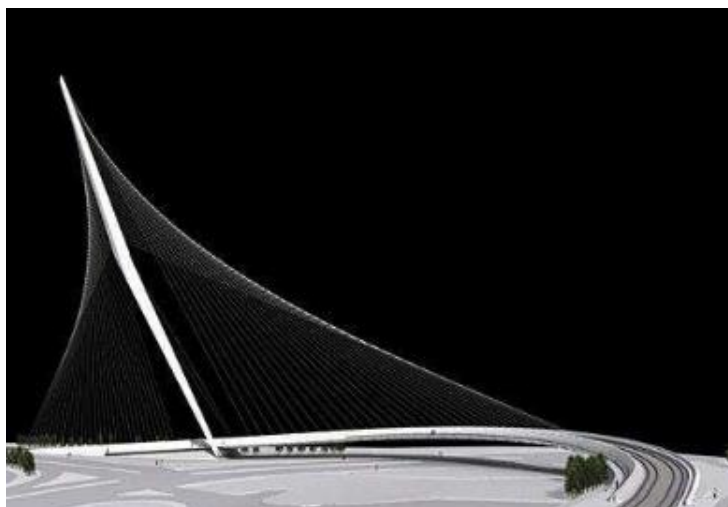
Este tipo de puentes, usa una torre a un extremo del puente al que llegan los cables. Estos puentes no son muy diferentes respecto a los atirantados normales. La fuerza de los cables puede ser compensada continuando estos hasta unos contrapesos en el suelo. Los

cables pueden ser sustituidos por pilares de concreto prensado trabajando a compresión.
(Fig. 69)

c) Puente atirantado de torre contrapeso

Es un puente similar al anterior, salvo que los cables no continúan hasta el contrapeso, sino que están anclados a la torre, y la torre y su anclaje en el terreno. Uno de los pioneros de este diseño es Santiago Calatrava con el Puente del Alamillo en Sevilla.
(Fig. 70)

Figura 68: Puente Atirantado de torre lateral en Jerusalem.



Fuente: <http://arqhys.com>

Figura 69: SNP Bridge – Novy Most en Slovakia.



Fuente: <http://www.jmhdezhddez.com>

Figura 70: Puente del Alamillo en Sevilla



Fuente: <http://www.sevillaguia.com>

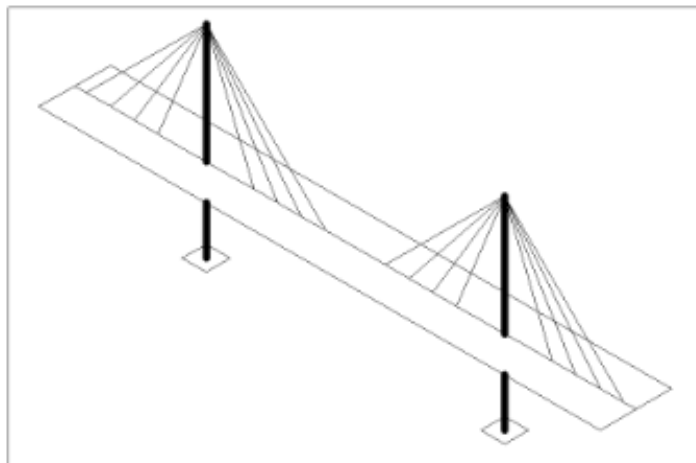
d) Por su sistema de suspensión

La distribución y el sistema de suspensión es uno de los aspectos fundamentales que se debe analizar en el diseño de un puente atirantado, ya que éste no sólo afecta el comportamiento y desempeño estructural del puente, sino también sus dimensiones, los métodos constructivos y, al final, el costo total de construcción.

Los sistemas de suspensión en general pueden ser:

- De suspensión central (Fig. 71)

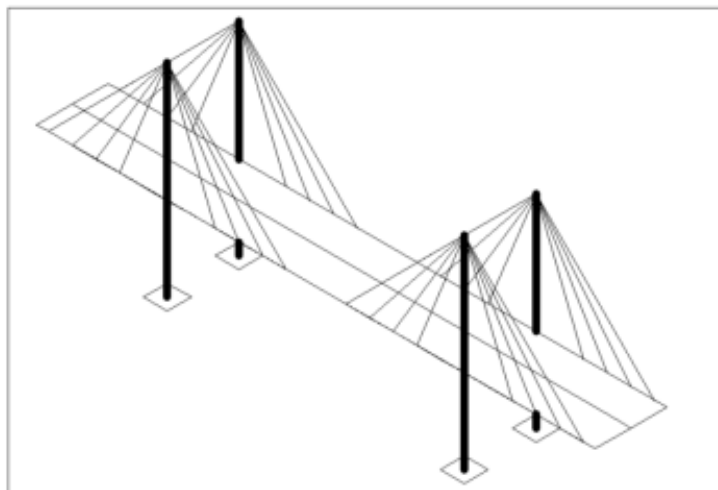
Figura 71: Puente de Suspensión Central.



Fuente: Pérez y Manzano. (2012).

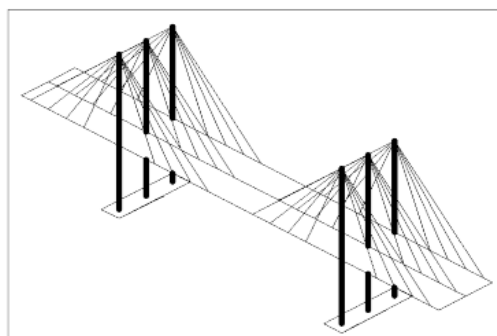
- De suspensión lateral (Fig. 72)

Figura 72: Puente de Suspensión lateral.



Fuente: Pérez y Manzano. (2012).

Figura 73: Puente de Suspensión en tres planos.



Fuente: Pérez y Manzano. (2012).

La elección del tipo de suspensión depende básicamente del ancho del tablero y de la rigidez necesaria para que este pueda soportar cargas torsionales.

La mayoría de los puentes atirantados tienen sistema de suspensión lateral.

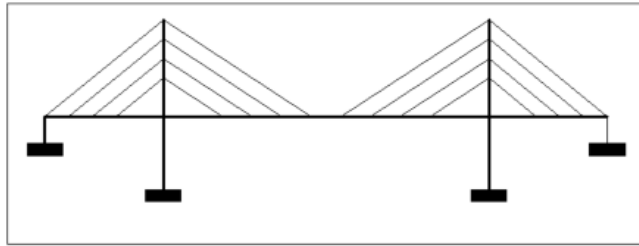
e) Por su forma de distribución de obenques

Un aspecto fundamental en el diseño de puentes atirantados es la distribución geométrica de los obenques. En este caso, generalmente se consideran cuatro diferentes tipos de diseño:

- Tipo arpa o de cables paralelos. (Fig. 74)
- Tipo abanico, desplazados todos los cables desde la parte alta de las pilas y con distribución simétrica. (Fig. 75)
- Tipo semi-arpa, cuyos cables no son paralelos y optimizan la distribución de cargas con el tamaño de la pila. (Fig. 76)
- Asimétricos, sus cables no son paralelos y no tienen distribución uniforme. (Fig.

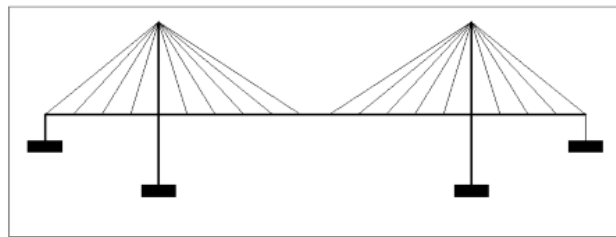
77)

Figura 74: Puente Tipo Arpa



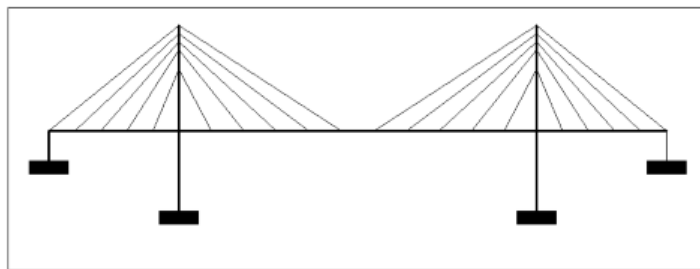
Fuente: Pérez y Manzano. (2012).

Figura 75: Puente Tipo Abanico



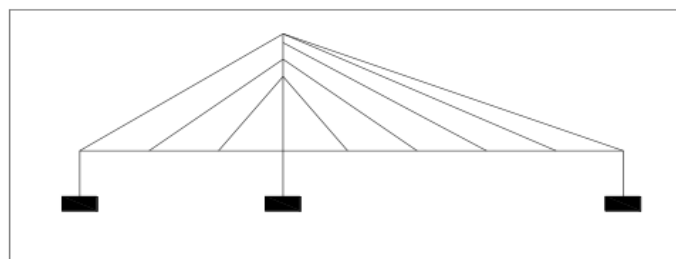
Fuente: Pérez y Manzano. (2012).

Figura 76: Puente Tipo Semi-Arpa



Fuente: Pérez y Manzano. (2012).

Figura 77: Puente Asimétrico



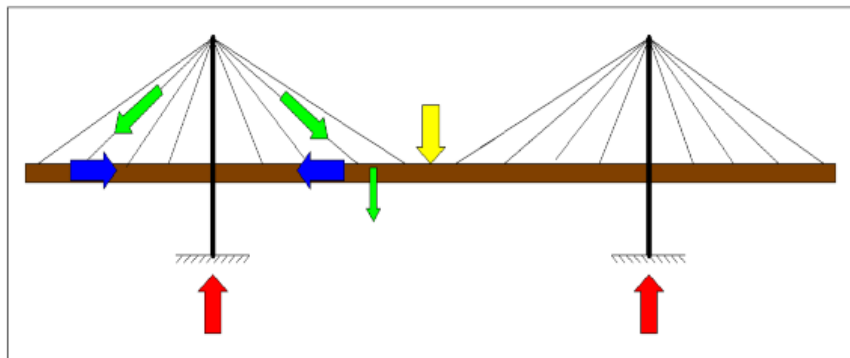
Fuente: Pérez y Manzano. (2012).

h) Características del Puente

Todos los puentes atirantados se componen de tres partes básicas: tablero, cables u obenques, y las torres. En general, en el diseño existe una relación directa entre estos tres elementos, ya que entre ellos las cargas se reparten de tal forma en que la carga está sobre el tablero, el tablero transmite las cargas y su peso propio a los obenques, los

obenques transmiten las fuerzas a la/las torres, y, las torres transmiten estas fuerzas a la cimentación. Además, cabe mencionar que debido a que los obenques son diagonales, se obtiene una fuerza de compresión en cada dovela del tablero. (Fig. 78).

Figura 78: Diagrama de Distribución de Fuerzas en Puente Atirantado



Fuente: Pérez y Manzano. (2012).

a) Características de Los Obenques

Los obenques se pueden organizar de diversas maneras según la longitud o luz del puente.

En la actualidad, "se utilizan distancias entre anclajes que varían entre cinco y veinte metros, de forma que la flexión que podemos llamar local, la debida a la distancia entre los apoyos generados por los obenques, es insignificante respecto a la flexión que se produce por la deformación general de la estructura.

Si en un principio la finalidad de los obenques era crear una serie de apoyos adicionales al tablero, para transformar un puente de luces grandes en uno de luces medias, este planteamiento ha evolucionado hasta considerar a los obenques como un medio de apoyo cuasi-continuo y elástico del tablero".

b) Características de las Torres

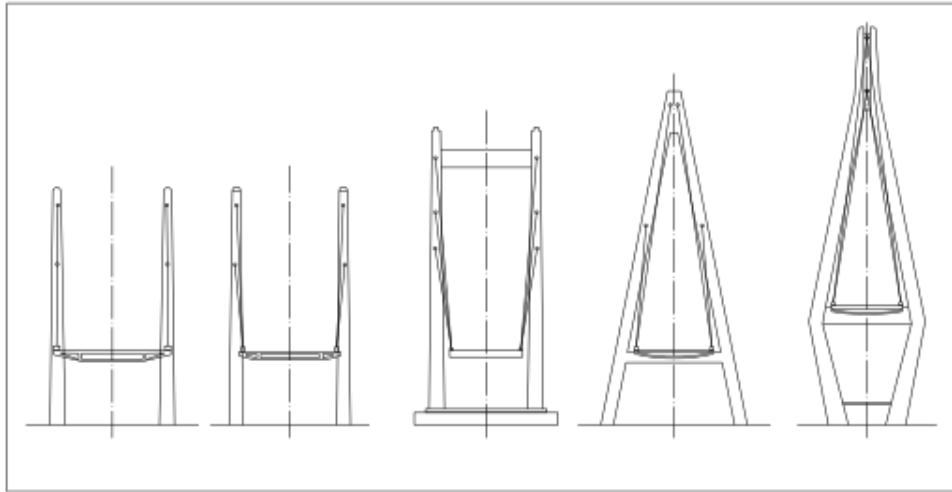
Existen varios diseños de torres, sin embargo, la forma que se opte escoger, depende del concepto arquitectónico y la estética que el diseñador quiera dar al puente; sin embargo, las más comunes son las de forma de: triángulo, diamante, de una columna; de doble columna paralela; o de doble columna con vigas transversales. La selección del tipo de torre depende en gran parte del ancho del tablero, la altura y la luz del puente, así como del sistema de atirantamiento. (Fig. 79).

c) Características del Tablero

El tablero interviene en el esquema resistente básico de la estructura del puente atirantado porque debe resistir las componentes horizontales (de compresión) que le

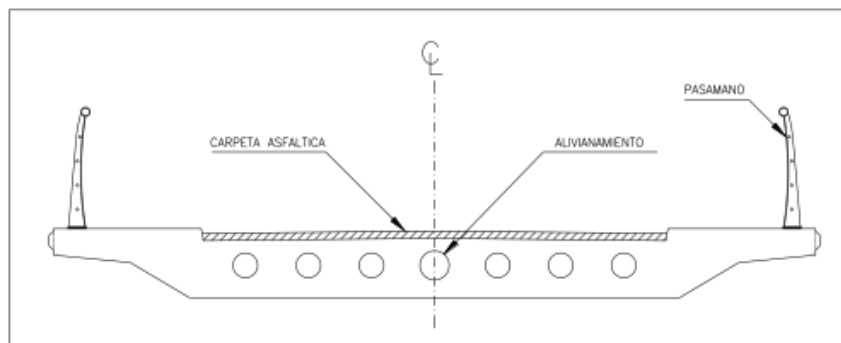
transmiten los tirantes. Estas componentes generalmente se equilibran en el propio tablero porque su resultante, igual que en la torre, debe ser nula. (Fig. 80).

Figura 79: Tipos de Torres de Puentes Atirantados



Fuente: Pérez y Manzano. (2012).

Figura 80: Forma de Tablero Postensado



Fuente: Pérez y Manzano. (2012).

a) Materiales

En los puentes atirantados se puede emplear varios tipos de materiales para la construcción de cada uno de sus elementos estructurales. Estos pueden ser los siguientes:

- Concreto
- Acero de Refuerzo
- Acero Estructural
- Cables
- Asfalto

a) CONCRETO

Clasificación

Las clases de concreto a utilizar en las diferentes obras se indican en la tabla N°50 con la resistencia característica y la relación máxima de agua libre cemento, con los agregados en condición saturadas.

Tabla 50: Clases de concreto de Cemento Pórtland

CLASE	TIPOS DE CONCRETO	RESISTENCIA ESPECIFICADA A COMPRESION f'_c (MPa)	RESISTENCIA ESPECIFICADA A TRACCIÓN POR FLEXIÓN MR (MPa)	RELACION AGUA/CEMENTO*
A	Estructura Especial	>28	N/A	0.44
B	Estructural	Entre 21 y 28	N/A	0.58
C	Para elementos trabajando a tracción	N/A	>3.5	0.46
D	Para compactar con rodillo o pavimentadora	N/A	>3.5	0.36
E	No estructural	Entre 14 y 18	N/A	0.65
F	Ciclopeo	>12	N/A	0.7
G	Relleno Fluido	Entre 0.5 y 8	N/A	-

*Valores referenciales para el diseño

Fuente: MOP-001. (2000).

Las anteriores clases de concreto se utilizan como se indica seguidamente:

Concreto Clase A: Esta clase de concreto se lo utiliza en obras de gran envergadura como Puentes, Losa superior de alcantarillas de tráfico directo, elementos prefabricados, tanques y reservorios.

Concreto Clase B: Esta clase de concreto se lo utiliza en Losas, vigas, viguetas, columnas, nervaduras de acero, alcantarillas de cajón, estribos muros, zapatas armadas.

Concreto Clase C: Esta clase de concreto se lo utiliza para pavimentos rígidos, tanques y reservorios cilíndricos o cónicos.

Concreto Clase D: Esta clase de concreto se lo utiliza para pavimentos, presas de gravedad.

Concreto Clase E: Esta clase de concreto se lo utiliza para zapatas sin armar, replantillos, bordillos y contrapisos.

Concreto Clase F: Esta clase de concreto se lo utiliza para estribos y plintos no estructurales.

Concreto Clase G: Esta clase de concreto se lo utiliza para rellenos para muros, nivelación, bases de pavimentos, rellenos de zanjas y excavaciones.

Tipos de Concreto

Concreto ordinario. - También se suele referir él denominándolo simplemente concreto. Está compuesto por cuatro elementos básicos como son: grava, arena, cemento y agua, con ellos se genera una "piedra" sumamente dura y resistente teniendo una muy buena capacidad para someterse a compresión.

Concreto en masa. - Es el concreto que no contiene en su interior armaduras de acero. Este concreto solo es apto para resistir esfuerzos de compresión.

Concreto armado. - Es el concreto que en su interior tiene armaduras de acero, debidamente calculadas y situadas. Este concreto es apto para resistir esfuerzos de compresión y tracción. Los esfuerzos de tracción los resisten las armaduras de acero. Es el concreto más habitual.

Mortero. - Es una mezcla de cemento, agua y arena (árido fino), es decir concreto normal sin árido grueso.

Concreto ciclópeo. - Es el concreto que tiene embebidos en su interior grandes piedras de dimensión no inferior a 30 cm.

Concreto Celular. - Fabricado "in situ" es un material ampliamente utilizado en construcción que definimos como una lechada de agua, cemento, aire y aditivo químico. Se fabrica en la propia obra, se bombea y se extiende. Las aplicaciones son múltiples y por tanto las características físicas de los diferentes concretos celulares son variables.

Concreto sin finos. - Es aquel que sólo tiene árido grueso, es decir, no tiene arena (árido menor de 5 mm).

Concreto de alta densidad. - Fabricados con áridos de densidades superiores a los habituales (normalmente barita, magnetita, hematita, etc.) El concreto pesado se utiliza para blindar estructuras y proteger frente a la radiación.

Concreto pretensado. - Es el concreto que tiene en su interior una armadura de acero especial sometida a tracción. El concreto pretensado surge ante la posibilidad de utilizar armaduras con límite elástico elevado 1500 N/mm², más de tres veces el de las armaduras del concreto armado. Dicho acero no podría utilizarse en el concreto armado pues su aprovechamiento conllevaría valores de flechas de aberturas de fisura inadmisibles.

Concreto pretensado con armaduras pre-tesadas: utilizado en prefabricación, en el que las armaduras se tesan antes del vaciado de las piezas y se anclan en unos "estribos" o "macizos" que transmiten temporalmente las cargas al suelo. Posteriormente, se procede

al vaciado de las piezas y cuando el concreto ha adquirido una resistencia determinada, las armaduras se cortan y se anclan por adherencia al concreto de las piezas.

El trazado de las armaduras suele ser recto y en piezas importantes se enfundan algunas de las armaduras en zonas próximas a los extremos de las piezas para anular su adherencia con el concreto y hacer frente de forma más eficaz a las solicitaciones producidas por las cargas exteriores.

Concreto pretensado con armaduras pos-tesadas: utilizado principalmente en piezas vaciadas "in situ" o en grandes piezas prefabricadas. Las armaduras se introducen dentro de unos conductos o vainas. Una vez vaciada la pieza y cuando el concreto ha adquirido cierta resistencia, se tesan las armaduras y se anclan en sus extremos contra las piezas mediante unas placas y cuñas de anclaje.

Posteriormente, se inyectan las vainas con lechada para establecer la adherencia entre las armaduras y el concreto. El trazado de las armaduras suele ser curvo siguiendo las zonas que resultarán fraccionadas bajo la acción de las cargas exteriores.

Por diversos motivos, el esfuerzo inicial de Pretensado previsto para aplicar en un elemento, no se puede mantener. Esta pérdida no puede anularse, pero si se la puede controlar o disminuir.

Las pérdidas se pueden agrupar según su momento de ocurrencia en:

Previas

Ocurren antes de la aplicación del pretensado.

- Por fricción en los desvíos del tensor
- Por deslizamiento en los mecanismos de anclaje
- Por relajación de la armadura tendida entre la puesta en tensión y la

aplicación del esfuerzo al Concreto

Instantáneas

Ocurren en el momento de aplicación del esfuerzo de pretensado

- Según el orden de tesado (Postesado con varios cables)
- Por sedimentos en los anclajes (Postesado)
- Fricción entre acero y vaina
- Fricción en el pistón del gato y el cilindro hidráulico

Diferidas

Ocurren a lo largo de la vida de la pieza

- Contracción de fragüe

- Fluencia lenta (Creep)
- Relajación del acero

Tiempo de aparición

- 25 % a las 2 semanas
- 25 % a los 2 meses
- 25 % a los 20 3 años
- 25 % en el resto de la vida útil

Cuantificación Aproximada (Pérdidas más significativas)

A estos valores deben sumarse los motivados por otras causas con lo que la pérdida total puede oscilar entre el 20 % y el 30 %.

Tabla 51: Pérdida de Pretensado y Postesado

	Causa	Pretensado	Postesado
Concreto	Deformación Elástica	3%	2%
	Fluencia	6%	6%
	Contracción	7%	6%
Acero	Relajación	2%	2%
	Total	18%	16%

Fuente: MOP-001. (2000).

Concreto de alta resistencia. - Son aquellos en los cuales su resistencia final a la compresión es mayor a los 28 MPa (280 Kg/cm²), se los usa donde es importante reducir el peso de la estructura por razones de diseño, brindan mejores prestaciones en lo referente a permeabilidad, resistencia a los sulfatos resistencia a la abrasión, etc.; lo cual les confiere una durabilidad mayor.

b) Acero Estructural

El Acero es básicamente una aleación o combinación de hierro y carbono (alrededor de 0,05% hasta menos de un 2%). Algunas veces otros elementos de aleación específicos tales como el Cr (Cromo) o Ni (Níquel) se agregan con propósitos determinados. (Fig. 81)

La encargada en especificar los porcentajes exactos máximos de carbono, manganeso, silicio, etc.; que se permiten en los aceros estructurales es A. S. T. M. (American Society for Testing and Materials). Las propiedades físicas y mecánicas de los perfiles de acero las determina principalmente su composición química, el proceso de laminado, la historia de sus esfuerzos y el tratamiento térmico aplicado.

Figura 81: Sección tipo "I" de acero estructural.



Fuente: <http://byconstrucciones.wordpress.com>

Los principales aceros estructurales empleados conforme la A. S. T. M. son:

- Aceros de propósitos generales A-36
 - Aceros estructurales de carbono A-529
 - Aceros de alta resistencia, baja aleación y resistentes a la corrosión atmosférica A-242 y A-588
 - La placa de acero templada y revenidas A-514 y A-852
 - Aceros estructurales de alta resistencia y baja aleación A-572
- c) Acero de Refuerzo

El acero de refuerzo es un elemento de acero al carbón, lo constituyen: varillas, alambres, barras, mallas, entre otros, fabricado especialmente para usarse como refuerzo del concreto para ayudar a este a absorber cualquier clase de esfuerzos, principalmente esfuerzos de tensión.

Debido a las importantes estructuras de las edificaciones en las cuales se utiliza este acero de refuerzo, es necesario que se cumplan algunas normas: resistencia, ductilidad, dimensiones, límites físicos y químicos, que materia prima se utilizó para su (Fig. 82)

Tomando como base su forma, las varillas de acero para refuerzo se clasifican en los siguientes tipos:

Figura 82: Distribución del acero de refuerzo



Fuente: <http://byconstrucciones.wordpress.com>

- Varilla es aquella cuya superficie está provista de rebordes y salientes llamados corrugaciones, los cuales impiden el movimiento relativo longitudinal entre la varilla y el concreto que la rodea.

- Varilla lisa: es aquella que está desprovista de corrugaciones o que teniéndolas no cumple con los requisitos establecidos.

Tomando como base sus esfuerzos a la tensión las varillas se clasifican en:

- Grado 30: Cuyo límite de fluencia mínima es de 3000 kg/cm²
- Grado 42: Cuyo límite de fluencia mínima es de 4200 kg/cm²
- Grado 50: Cuyo límite de fluencia mínima es de 5000 kg/cm²
- Grado 60: Cuyo límite de fluencia mínima es de 6000 kg/cm²

d) Cables

Los cables son elementos flexibles que, debido a sus dimensiones transversales pequeñas en relación con su longitud, adquieren resistencia sólo a tracción dirigida a lo largo del cable. La carga de tracción se divide por igual entre los hilos del cable, permitiendo que cada hilo quede sometido a la misma tensión admisible. (Fig. 83)

Figura 83: Cable de Acero Enrollado.

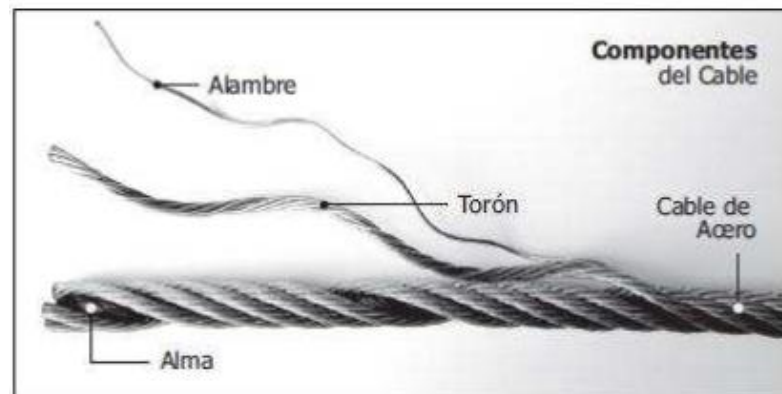


Fuente: <http://www.emcocables.com>

- Componentes del Cable

Los cables de acero están constituidos por alambres de acero, generalmente trenzados en hélice (espiral) formando las unidades que se denominan torones los cuales posteriormente son cableados alrededor de un centro que puede ser de acero o de fibra. El número de torones en el cable puede variar según las propiedades que se desean obtener. (Fig. 84)

Figura 84: Componentes del Cable



Fuente: <http://www.emcocables.com>

Alambres

El alambre es obtenido por estiramiento al reducir el diámetro del alambroón, haciéndolo pasar por dados o matrices mediante la aplicación de una fuerza axial.

Las propiedades del alambre dependen básicamente de su composición química, micro-estructura, nivel de inclusiones, tamaño de grano, segregaciones y condiciones del proceso.

Todos los alambres deben cumplir con los requisitos establecidos en las normas ASTM A 1007, JIS G 3525, API 9 A, RRW 410 F, ISO 2232.

Torones

Están formados por alambres que pueden ser todos del mismo o de diferentes diámetros, trenzados helicoidalmente sobre un alma central, y dispuestos en una o más capas.

A cada número y disposición de los alambres en cada capa se les llama CONSTRUCCION y que modernamente son fabricados generalmente en una sola operación con todos los alambres torcidos en el mismo sentido, conjuntamente en una forma paralela. En esta manera se evitan cruces y roces de los alambres en las capas interiores, que debilitan el cable y reducen su vida útil y puede fallar sin previo aviso.

Generalmente los torones están constituidos por un alambre central y seis alambres exteriores enrollados helicoidalmente sobre dicho núcleo, estos torones se producen sin recubrimiento, con recubrimiento de Zinc y/o polietileno de alta densidad, según las necesidades y aplicaciones definidas que se tenga.

Tipos de torones

Los cables se clasifican según su diámetro, número de torones, número de alambres, tipo de alma o núcleo y construcción.

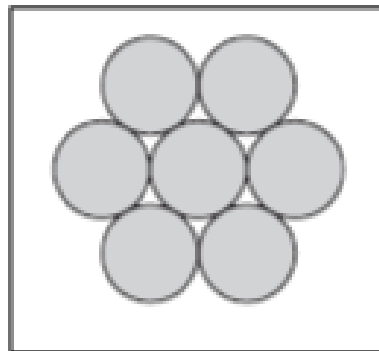
Torón común de capa simple

El ejemplo más común de construcción de capa simple es el torón de siete alambres. Tiene un alambre central y seis alambres del mismo diámetro que lo rodean. La composición más común es 1+6=7. (Fig. 85)

Torón Seale

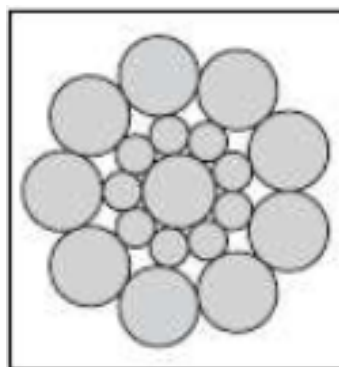
Construcción que en la última capa tiene los alambres de mayor diámetro que la capa interior, dándole al Torón mayor resistencia a la abrasión. La composición más común es 1+9+9— 19. (Fig.86)

Figura 85: Torón de capa simple.



Fuente: <http://www.emcocables.com>

Figura 86: Torón Seale.

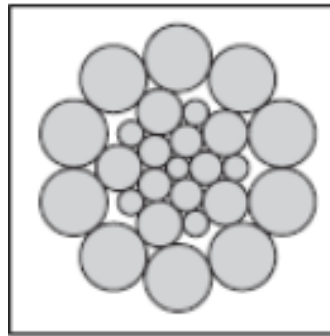


Fuente: <http://www.emcocables.com>

Torón Filler

Se distingue por tener entre dos capas de alambres, otros hilos más finos que rellenan los espacios existentes entre las mismas. Este tipo de torón se utiliza cuando se requieren cables de mayor sección metálica y con buena resistencia al aplastamiento. La composición más común es $1+6+6+12=25$. (Fig. 87)

Figura 87: Torón Filler

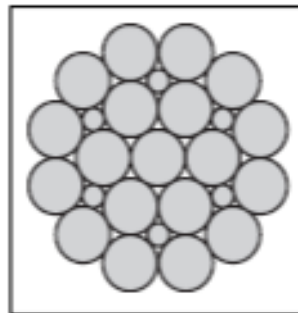


Fuente: <http://www.emcocables.com>

Torón Warrington

Se caracteriza por tener una capa exterior formada por alambres de dos diámetros diferentes, alternando su posición dentro de la corona. El tipo de torón más usado es $1+6+6/6: 19$. (Fig. 88)

Figura 88: Torón Warrington



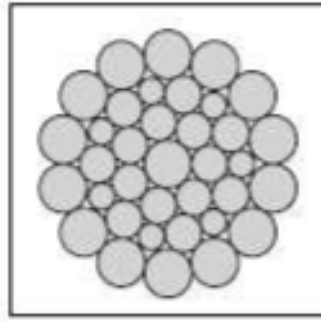
Fuente: <http://www.emcocables.com>

Torón Warrington Seale

Es una combinación de las mencionadas anteriormente y conjuga las mejores características de ambas: la conjunción de alambres finos interiores aporta flexibilidad, mientras que la última capa de alambres relativamente gruesos, aportan resistencia a la abrasión. La construcción más usual es $1+7+7/7+14=36$. (Fig. 89)

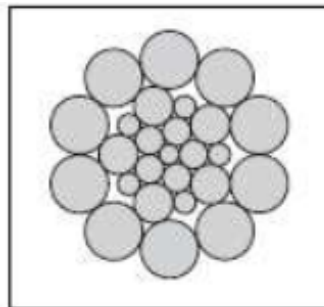
Cable de acero 6x26 que combina la resistencia a la flexión y a la abrasión, dando un buen comportamiento en uso: $1+5+(5+5)+10=26$. (Fig. 90)

Figura 89: Torón Warrington Seale — 36



Fuente: <http://www.emcocables.com>

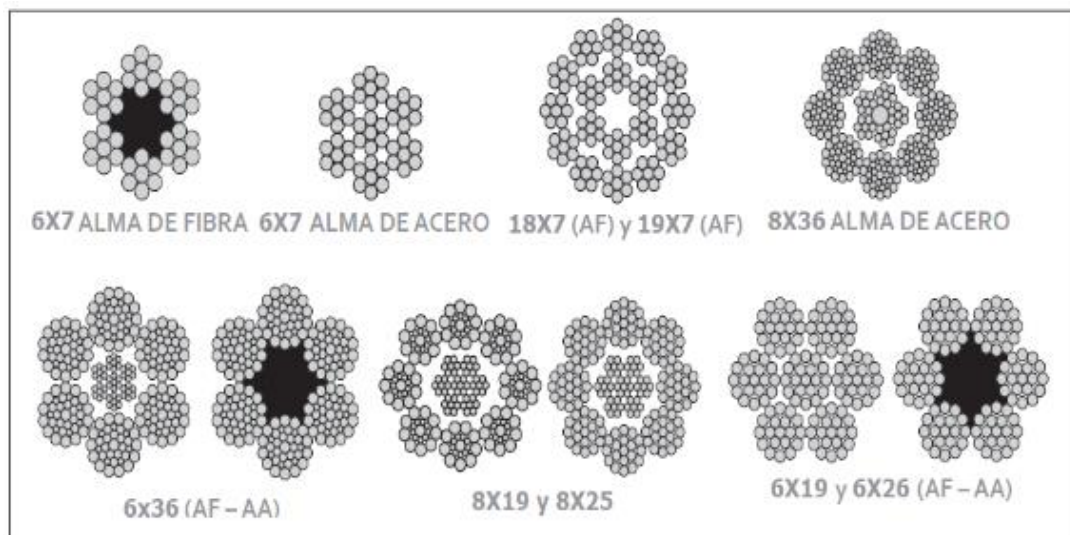
Figura 90: Torón Warrington Seale — 26



Fuente: <http://www.emcocables.com>

A continuación, podemos ver ejemplos de formas de cables: (Fig. 91)

Figura 91: Formas de cables.



Fuente: <http://www.emcocables.com>

Alma

El alma o núcleo es el eje central de un cable, alrededor del cual van enrollados los torones. Su función es servir como base del cable, conservando su redondez, soportando la presión de los torones y manteniendo las distancias o espacios correctos entre ellos. Se utiliza alma de acero o de fibra (natural o sintética).

Alma de fibras naturales

Estas pueden ser "Sisal" o "Manila", que son fibras largas y duras. Existen también de "Yute" "Cáñamo" o "Algodón", pero no se recomiendan por ser blandas y se descomponen rápidamente, pero si está permitido usar estas fibras como un relleno en ciertas aplicaciones y construcciones.

En general las Almas de Fibras Naturales se usan en cables de ingeniería (Ascensores y cables de izaje de minas), porque amortiguan las cargas y descargas por aceleraciones o frenadas bruscas.

Se recomienda no usar en ambientes húmedos y/o altas temperaturas (sobre 80°C).

Alma de fibras sintéticas

Se han probado varias fibras sintéticas, pero lo más satisfactorio hasta hoy día es el "Polipropileno". Este material tiene características físicas muy similares a "Manila" o "Sisal", y tiene una resistencia muy superior a la descomposición provocada por la salinidad. Su única desventaja es ser un material muy abrasivo entre si, por lo tanto, tiende a perder su consistencia si está sujeto a muchos ciclos de operación sobre poleas con mucha tensión. Por esta razón un alma de "Polipropileno" no es recomendable en cables para uso en ascensores o piques de minas. Generalmente se usa en cables galvanizados para pesca y faenas marítimas, dando en estas actividades excelentes resultados. No debe emplearse en ambientes de altas temperaturas.

Un cable con un alma de Torón es un cable donde el alma está formada por un solo Torón, cuya construcción generalmente es la misma que los torones exteriores del cable.

Alma de acero Independiente

Esta es en realidad otro cable de acero en el núcleo o centro del cable y generalmente su construcción es de 7 torones con 7 alambres cada uno (7 x 7).

Un cable de acero con un Alma de Acero de Torón o Independiente, tiene una resistencia a la tracción y al aplastamiento superior a un cable con alma de fibra, pero tiene una menor elasticidad.

- Paso de un Cable

El paso de un cable de acero se determina por la forma en que los torones o trenzas están enrollados en el cable y por la manera en cómo los alambres están enrollados en los torones.

La longitud de paso de un cable de acero es la distancia lineal medida a lo largo del mismo, desde un punto de un torón hasta otro punto del mismo torón después de dar una vuelta alrededor del núcleo o alma del cable (3600).

Según el sentido de enrollamiento de los torones sobre el núcleo, el paso puede ser derecho o izquierdo. De acuerdo con el sentido de enrollamiento de los alambres en los torones y de éstos sobre el alma o núcleo, los cables pueden ser de dos tipos: Paso Regular o Paso Lang; estos a su vez pueden ser derecho o izquierdo.

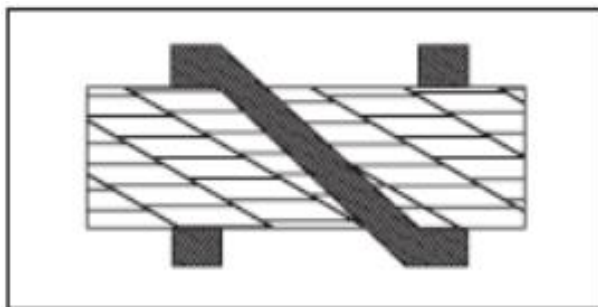
Paso Regular

La posición de los alambres en los torones es opuesta a la dirección de estos en el cable. Este tipo de configuración hace que el cable sea compacto, bien balanceado y con excelente estabilidad.

Paso Regular Derecho

- Alambres paralelos al eje del cable
- Torones en diagonal hacia la derecha

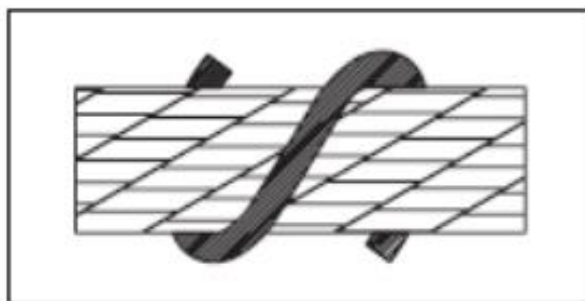
Figura 92: Paso regular derecho.



Fuente: <http://www.emcocables.com>

Paso Regular Izquierdo

Figura 93: Paso regular izquierdo



Fuente: <http://www.emcocables.com>

- Alambres paralelos al eje del cable
- Torones en diagonal hacia la derecha

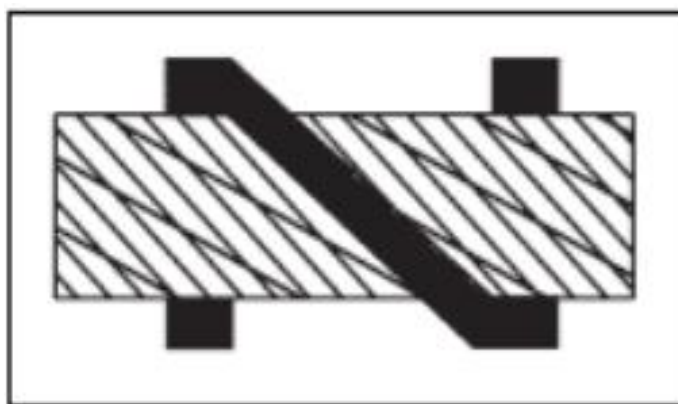
Paso Lang

La posición de los alambres en los torones es igual a la dirección de sus torones en el cable. Los cables con torcido LANG, son ligeramente más flexibles y muy resistentes a la abrasión y fatiga, pero tienen el inconveniente de tener tendencia a destorcerse por lo que únicamente deberán utilizarse en aquellas aplicaciones en que ambos extremos del cable estén fijos y no le permitan girar sobre sí mismos.

Paso Lang Derecho

- Alambres diagonales al eje del cable
- Torones en diagonal hacia la derecha

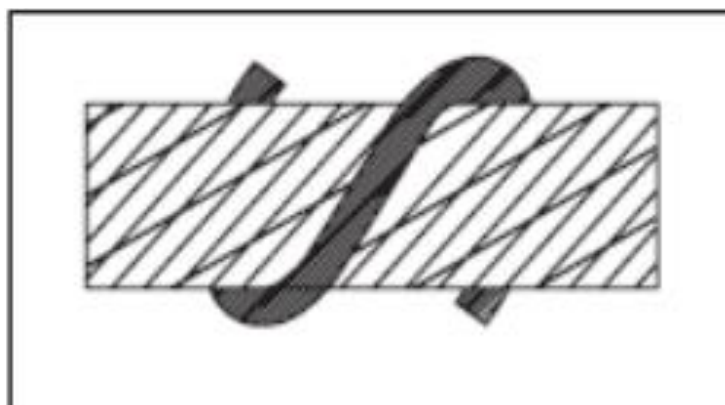
Figura 94: Paso Lang derecho



Fuente: <http://www.emcocables.com>

Paso Lang Izquierdo

Figura 95: Paso Lang izquierdo.



Fuente: <http://www.emcocables.com>

- Alambres diagonales al eje del cable
- Torones en diagonal hacia la derecha

- Selección del Cable Apropriado

Para seleccionar el cable más indicado para cada trabajo está en equilibrar correctamente los siguientes factores principales:

- Carga de fractura (Resistencia)
- Resistencia a las Flexiones y Vibraciones (FATIGA)
- Resistencia a la Abrasión
- Resistencia al Aplastamiento
- Resistencia de Reserva
- Exposición a la corrosión

En muy pocas ocasiones es posible seleccionar un cable apropiado que cumpla con el 100% de los requerimientos de resistencia a la Abrasión y Aplastamiento, e igualmente su máxima resistencia a la Fatiga. En general, se debe privilegiar las características más sensibles a la operación que se deba realizar a cambio de una disminución relativa en aquellas características menos relevantes para el fin predeterminado.

Resistencia (Carga de Rotura)

El primer paso consiste en determinar la máxima carga que el cable deberá soportar, teniendo en cuenta no sólo la carga estática, sino también las cargas causadas por arranques y paradas repentinas, cargas de impacto, altas velocidades, fricción en poleas, etc. Por razones de seguridad se recomienda normalmente multiplicar, la carga de trabajo por un factor indicado en la tabla de factor de seguridad.

Fatiga (Resistencia a las Flexiones y Vibraciones)

Si un trozo de alambre se dobla varias veces, eventualmente se romperá; esto es debido al fenómeno llamado "Fatiga de Flexión". Este mismo fenómeno tiene lugar siempre que un cable de acero se dobla alrededor de poleas, tambores o rodillos. A menor radio de curvatura mayor es la acción de la fatiga. Los tiene lugar siempre que un cable de acero se dobla alrededor de poleas, tambores o rodillos. A menor radio de curvatura mayor es la acción de la fatiga. Los aumentos de la velocidad de operación y las flexiones en sentidos contrarios también aumentan este efecto. El mismo fenómeno es producido por vibraciones en cualquier parte del cable.

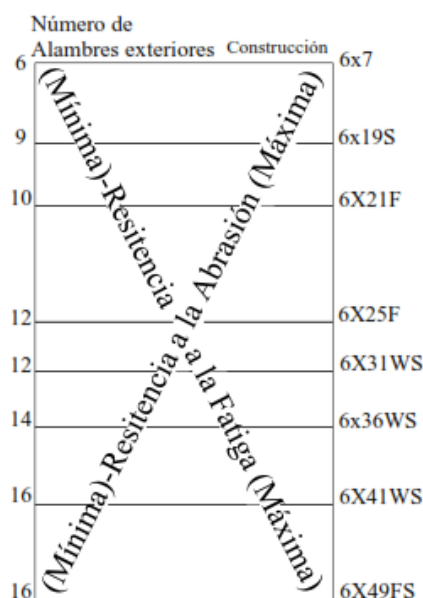
Abrasión

La abrasión es quizás el enemigo más común y destructivo del cable de acero. Se produce siempre que el cable roza o es arrastrado contra cualquier material. Este roce debilita el cable al producir desgaste en los alambres exteriores.

Como en el caso de la fatiga, el mejor remedio para el desgaste excesivo es utilizar la construcción más apropiada. Como regla general, a menor número de alambres y mayor diámetro de ellos, mayor es la resistencia al desgaste abrasivo.

No siempre es necesario cambiar el tipo de cable utilizado pues muchos casos de desgaste anormal son producidos por defectos en el equipo. Por ejemplo, poleas mal alineadas o desgastadas, o enrollado incorrecto y otras condiciones irregulares en el uso del cable.

Figura 96: Relación entre la Resistencia a la Abrasión y a la Fatiga



Fuente: <http://www.leoncables.net/cablesinfotec.html>

Aplastamiento

El cable puede ser Aplastado por fuerzas exteriores en algunas ocasiones, pero lo más común es el aplastamiento debido a la operación con cargas excesivas también al uso de tambores lisos o con ranuras que no den el apoyo suficiente al cable. También, el aplastamiento es frecuente en los casos de enrollado en varias capas, en los puntos en que el cable se apoya sobre sí mismo.

Si la carga no puede ser disminuida o los tambores no pueden ser sustituidos por piezas más apropiadas para estas condiciones, debe recurrirse a cambiar el cable por uno de construcción más adecuada para resistir los efectos del aplastamiento.

Si se está usando un cable con alma de fibra debe ser sustituido por uno con alma de acero, ya que ésta da mayor soporte a los torones e impide su deformación. Los cables de torcido REGULAR, son también más resistentes al aplastamiento que los de torcido LANG.

Resistencia de reserva

La Resistencia de Reserva de un cable equivale a la resistencia combinada de todos sus alambres, excepto aquellos de las capas exteriores de los torones. A mayor número de alambres mayor es la Resistencia de Reserva, ya que, al disminuir el diámetro de los alambres exteriores, mayor sección metálica estará concentrada en las capas internas del torón.

Exposición a la corrosión

Los cables generalmente están instalados al aire libre: por lo tanto, obra sobre la acción corrosiva de la atmósfera. Un engrasado periódico evita, en parte, la oxidación; pero hay casos en que la corrosión es muy activa, y entonces se debe recurrir, para proteger los cables, a recubrimientos protectores, constituidos generalmente de zinc.

La corrosión disminuye la sección metálica de los cables y al extenderse aquélla lesiona los alambres, con lo cual se reduce la resistencia, capacidad contra la abrasión, elasticidad y flexibilidad de los cables.

El galvanizado de los alambres proporciona a éstos una mayor resistencia a la corrosión, pero aminora las características mecánicas del material, haciéndole perder un 10% de su resistencia y un 15% de su flexibilidad.

- Factor de Seguridad

El factor de seguridad de un cable de acero es la relación entre la resistencia a la ruptura mínima garantizada del cable y la carga o fuerza de trabajo a la cual está sujeta. No es posible detallar el factor de seguridad para todas las aplicaciones, porque también hay que considerar el ambiente y circunstancias en el área de trabajo.

- b) Asfalto

Es un material constituido por betunes naturales u obtenidos como residuo de la destilación del petróleo. Tiene una consistencia sólida, quebradiza, insoluble en agua que se utiliza como pavimento de caminos y como revestimiento impermeable de techos y cubiertas.

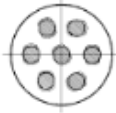
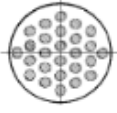
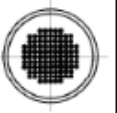
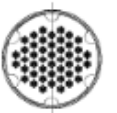
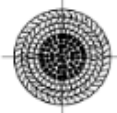
Es altamente impermeable, adherente y cohesivo, capaz de resistir altos esfuerzos instantáneos y fluir bajo la acción de cargas permanentes. Puede cumplir en la

construcción de pavimentos, las siguientes funciones: Impermeabilizar la estructura del pavimento, haciéndolo poco sensible a la humedad y eficaz contra la penetración del agua.

Proporciona una íntima unión y cohesión entre agregados, capaz de resistir la acción mecánica de disgregación producida por las cargas de los vehículos.

Mejora la capacidad portante de la estructura, permitiendo disminuir su espesor.

Tabla 52: Principales Tipos De Cables Utilizados En Puentes Atirantados

Tipo de cable						
	Barras acopladas 7 \varnothing 36 Acero 835/1030	Barras no acopladas 26 \varnothing 16	Alambres paralelos 128 \varnothing 15	Tendones 27 \varnothing 15	Rollo compacto de alambres	
Características	Barras \varnothing 26,5, 32,36 mm	Barras \varnothing 16 mm	Alambres \varnothing 6, 7 mm	Tendones \varnothing 0,5, 0,6, 0,7 in	Alambres \varnothing 2,9-7 mm	
Esfuerzo de cedencia (N/mm^2)	835-1080	1350	1470	1570-1670	---	
Esfuerzo último β_z (N/mm^2)	1030-1230	1500	1670	1770-1870	1000-1300	
Fatiga	$\Delta\sigma$ (N/mm^2)	80	---	350	300-320	120-150
	σ_{max}/β_z	0,60	---	0,45	0,5-0,45	0,45
Módulo elasticidad E (N/mm^2)	210 000	210 000	205 000	190 000-200 000	160 000-165 000	
Carga de fatiga (kN)	7339	7624	7487	7634	7310	

Fuente: Walther, et al. (1988).

4.2.1.3. Modelación con SAP

El programa SAP2000 es muy conocido en la ingeniería estructural. Con este programa se pueden modelar y analizar cualquier tipo de estructuras e incluso diseñar elemento por elemento de manera precisa con los reglamentos más conocidos como ACI, RCDF, EUROCODIGO, AASHTO. Con este programa se puede realizar el cálculo estructural en tres dimensiones mediante elementos finitos. Utilizando este programa se puede modelar geometrías complejas, definir diversos estados de carga tomando en cuenta pesos propios automáticamente, se puede asignar secciones, materiales, así como realizar cálculos estructurales de hormigón y acero.

Al realizar en análisis y diseño de un puente atirantado resulta importante y necesario realizar dos tipos de modelación:

- Modelación del tablero con elementos Frame
- Modelación del tablero con elementos Shell

La primera consiste básicamente en utilizar elementos "frame" en el tablero teniendo aplicada la propuesta de modelación de Wilson y Gravelle, mientras que en la segunda modelación se divide a los elementos Shell que son parte del tablero en secciones mucho más pequeñas teniendo un análisis mucho más preciso.

c) *Forma del Puente*

Al tener que definir la forma de un puente para un lugar determinado, se empieza por ver las condiciones físicas, topográficas y viales, el ambiente climático, ambiente poblacional, industrial, etc. Según esto, se procede a plantearse una serie de anteproyectos geométricos teniendo varias formas tanto para el tablero como para la/las torres.

Considerando además la luz a ser salvada por el puente, se generó para este proyecto varias opciones de puente, entre losa, viga, atirantados y colgantes.

Después del estudio de soluciones del proyecto se determinó como forma final la de un puente atirantado cuyas características se presentarán en este capítulo.

d) *Generalidades del Proyecto*

El proyecto se realizará en el distrito de Reque, provincia de Chiclayo es una estructura destinada a salvar el río Reque y así enlazar la ciudad de Chiclayo con la población de Reque. De esta manera se planea mejorar el turismo y transporte en la zona. Debido a que se trata de una región costera, resulta más conveniente diseñar una estructura basada en concreto para disminuir los daños causados por los factores ambientales como la socavación.

Se favorece la construcción de un puente atirantado asimétrico (una torre) de suspensión lateral cuya distribución de obenques en el tramo de puente es de tipo semi-arpa. Los obenques para equilibrar todo el peso del puente tendrán una distribución en arpa y serán anclados en un macizo de paredes de concreto.

Se escoge este tipo de puente atirantado porque se trata de tener una estructura turísticamente atractiva, y al hacer un puente con una sola torre, esta tiene una mayor altura y se la podrá ver a mayor distancia. Además, al tener una sola torre evitamos tener un contacto importante entre la corriente del río y la infraestructura y de esta manera evitamos efectos adversos a una adecuada estabilidad del puente.

La distribución de obenques y medidas del puente se las especifica en los enunciados posteriores.

e) Tablero

- **Distribución**

- El tablero constará de 18 tramos entre los Kilometrajes 772+733.00 y 772+920.00

- Se tiene dos tramos con una longitud de 8.00 m; un tramo ubicado desde el eje A (KM 772+920.00) y otro tramo apoyado en estribo de eje D (772+753.00)

- Se tendrán 14 tramos de 6.00 m de longitud, entre ejes A y B (entre Kilometrajes 772+770.00 y 773+913.00)

- Dos tramos de 10.00 m centrados en eje B (a cada lado de la torre, es decir entre kilometrajes 772+760.00 y 772+780.00)

- **Modelación de Tablero con Elementos FRAME en Sap2000**

El objetivo principal de modelar con elementos frame el tablero es para definir las secciones muy aproximadas que tendrán los obenques.

Al modelar el tablero en Sap2000 se definirá su sección geométrica y material.

Como material para el tablero se utilizó el concreto de 42 MPa (420 Kg/cm²), esto debido a que se necesita tener un concreto de alta resistencia para evitar fisuraciones y/o explosión del hormigón por los posibles grandes esfuerzos de compresión existentes, además, se puede disminuir la sección transversal de cada elemento pues al tener un concreto más resistente se necesita menos área para resistir los esfuerzos a los cuales va a estar sometido.

Las características del concreto de 42MPa deben ser dadas en Sap2000 (Fig. 97).

Como todos sabemos hay varias formas de realizar un modelo en Sap2000, en el presente se tomó como base una grilla.

Se procedió a trazar puntos de acuerdo con la forma longitudinal del tablero, y, en sus puntos extremos se asignó las características de restricción necesarias.

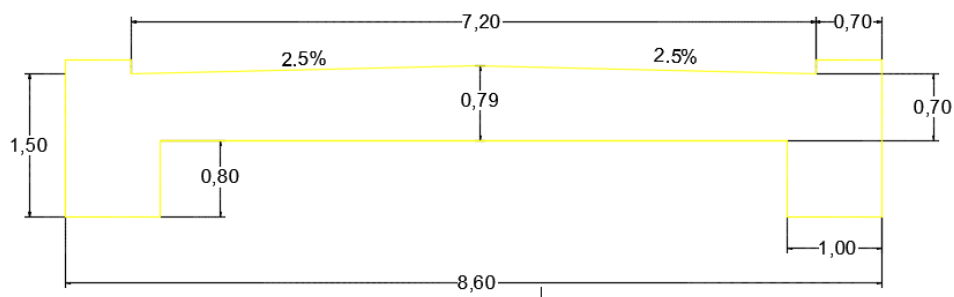
Figura 97: Propiedades del concreto de 42 MPa

Figura 98: Vista lateral de puntos y elementos frame del tablero.



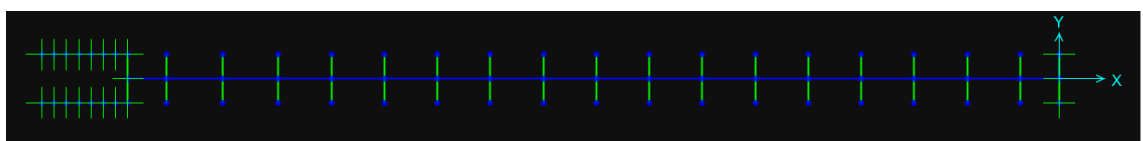
Estos puntos fueron alzados en el eje central longitudinal del puente. El tablero es modelado con elementos "frame" cuya sección transversal será:

Figura 99: Sección transversal del tablero



Al tener los obenques unidos al tablero en sus partes laterales, se utilizó los denominados "links" para simular que estos puntos son parte del tablero.

Figura 100: Vista en planta de elementos frame del tablero y links.



- Modelación del Tablero con Elementos SHELL en Sap2000

El propósito de esta modelación es poder determinar de una manera adecuada la armadura que necesita el tablero para resistir las cargas a las cuales va estar expuesta.

Consiste en definir al tablero como un conjunto de elementos Shell además en la parte en la cual existe la conexión entre los obenques y el tablero, es necesario definir un elemento Frame, según las características que se tenga en el puente se debe definir la sección transversal de dicho elemento.

Se debe tener mucho cuidado en tener una adecuada conexión entre los elementos Frame y Shell.

f) Torre

- Características

De igual manera que el tablero, será modelada con concreto de 42 MPa.

La torre cuyo eje principal estará ubicado en la abscisa 772+770.00. Tendrá una forma tipo "A", sus características serán las siguientes:

- Tendrá tres vigas: la primera estará ubicada bajo el tablero con una sección transversal de 1.80x2.00 m; la segunda y tercera tendrán sección transversal 3.40, su ancho b: 1.80 m es constante. La posición de estas vigas forma una "A"
- Las partes laterales de la torre (columnas) tienen sección de 3.00x3.00m.
- Modelación de la Torre en Sap2000

Se procede a definir la geometría de cada una de las diferentes partes que conforman la torre, las columnas de la torre se definieron como elementos "frame", mientras que todos los elementos entre las columnas se definieron como elementos "Shell".

Al modelar la torre es necesario ubicar puntos donde van a ser anclados los obenques, posteriormente a eso se divide al elemento shell en varias secciones (Fig. 101) y a los elementos frame en varios segmentos (Fig. 102).

De la misma manera que en el tablero, se le asigna las restricciones necesarias, en este caso en su base.

Figura 101: División en secciones del elemento "Shell"

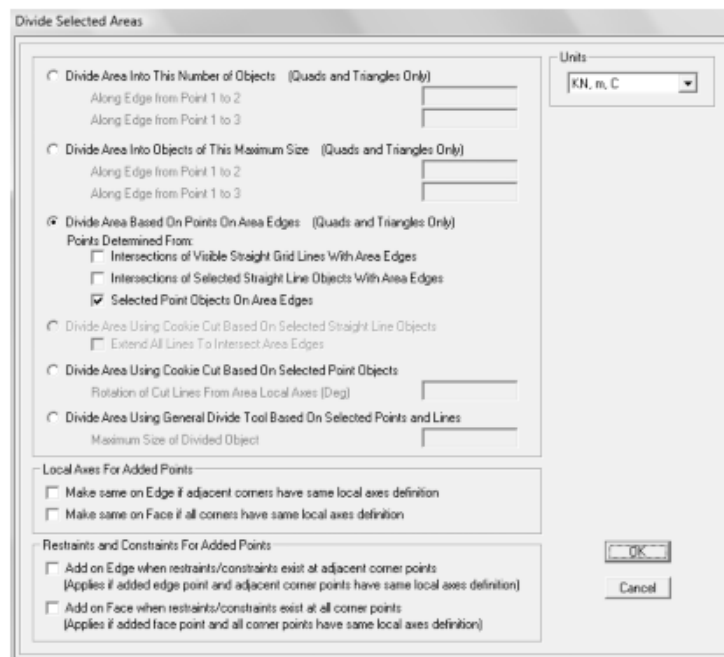
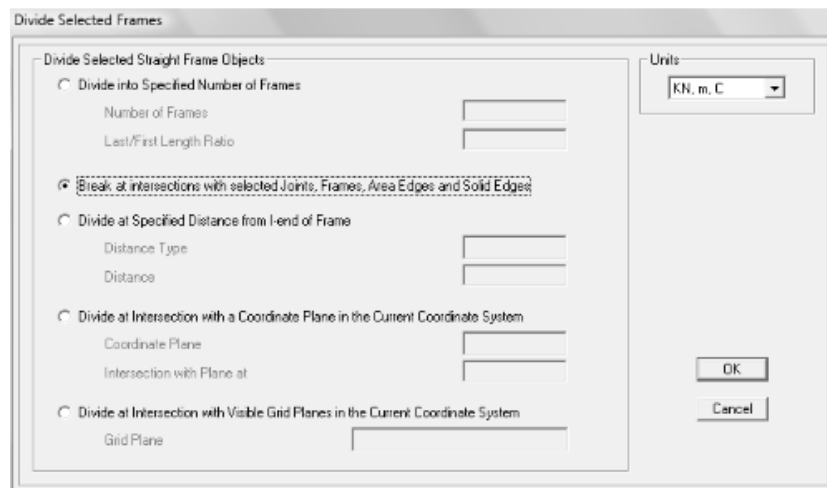
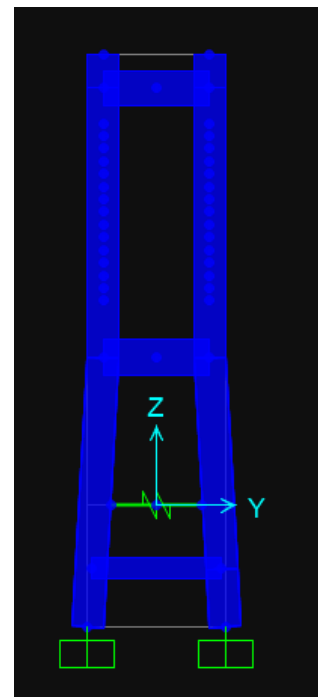
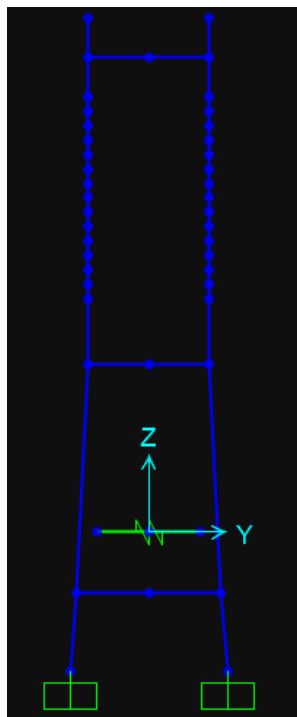
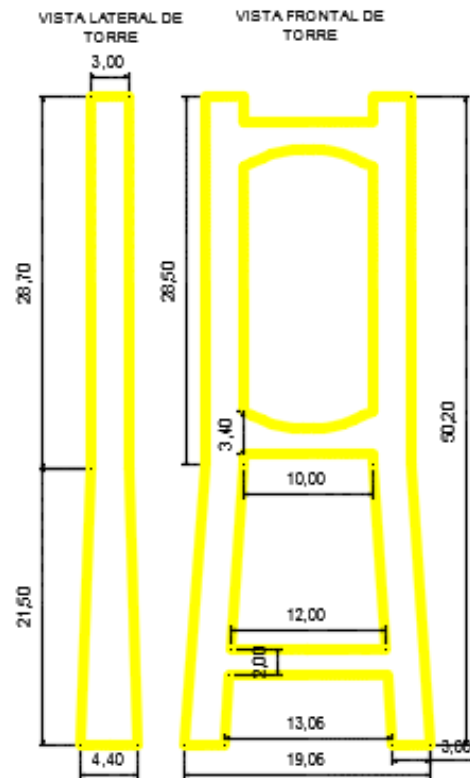


Figura 102: División en segmentos de elementos "Frame"



De esa forma se logra tener una adecuada conexión entre los elementos "frame" y "Shell" que conforman la torre. Resulta necesario además haber realizado la división mencionada para poner conectar los obenques con la torre.

Figura 103: Vista frontal y lateral de la torre



g) Obenques

Los obenques son un grupo de torones alineados, estos deben evitar el contacto directo con el medio ambiente. Los obenques sostienen al tablero, son elementos

primordiales en este tipo de estructuras. Las conexiones tablero- obenque y Obenque-torre se la hace a través de anclajes.

- Características

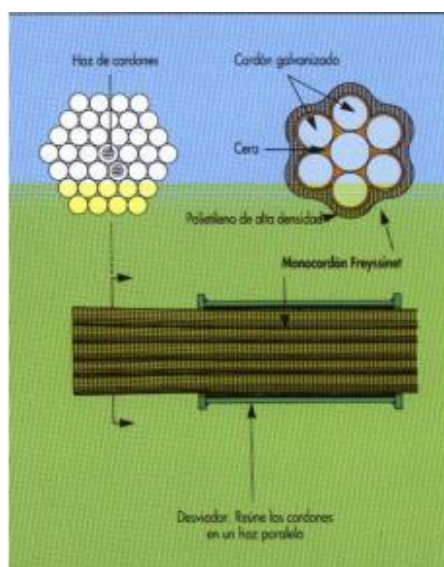
Los obenques, debido a que parten desde la torre a diferente altura y llegan al tablero concordando con la distribución de sus tramos como se indica en el acápite anterior correspondiente, cada uno de ellos tiene diferente longitud. Los tirantes deben poseer fundamentalmente:

- Gran rigidez y resistencia mecánica
- Resistencia a la fatiga
- Durabilidad

La rigidez del puente atirantado depende en gran medida de la rigidez de sus tirantes, la cual depende de la tensión y flecha. Es por eso que los tirantes deben trabajar a esfuerzos elevados y en consecuencia usarse aceros de alta resistencia.

Estos elementos tensores han evolucionado considerablemente en los últimos 30 años, principalmente por la necesidad de facilitar el recambio de los mismos y lograr una mayor protección contra la corrosión. Desde cables armados, con protecciones rígidas con mortero de cemento en vainas metálicas, se ha llegado hoy en día al uso de cordones de pretensado.

Figura 104: Obenque



Fuente: Pérez y Manzano. (2012).

"La resistencia mecánica es la capacidad de los cuerpos para resistir las fuerzas aplicadas sin romperse. La resistencia mecánica de un cuerpo depende de su material y

de su geometría. La Resistencia de Materiales combina los datos de material, geometría y fuerzas aplicadas para generar modelos matemáticos que permiten analizar la resistencia mecánica de los cuerpos."

- Modelación de Obenques en Sap2000

Es necesario una vez modelados el tablero y la torre ubicar los obenques. Para ello se los modelará como elementos frame, en primera instancia se procede a realizar un cálculo previo basado en las cargas que podrían existir en el puente según el código AASHTO LRFD 2007. Y se determina las fuerzas a ser aplicadas a cada obenque.

- Método para determinar las fuerzas en los obenques

Se puede asumir que un puente atirantado, cuando está sometido a carga permanente (carga muerta), se comporta como una viga continua y los tirantes, como los apoyos donde la viga está vinculada. Por tanto, con la carga anterior, cada tirante (representado por un apoyo), tendrá una reacción asociada; de esta forma se puede obtener la fuerza inicial y el área de los tirantes. Es una forma simple usada como primera aproximación del problema.

El objetivo es anular los desplazamientos verticales cuando el tablero está sometido a dicha carga. Esta es una tarea difícil ya que la estructura es hiperestática y de esta forma si un tirante fuera tesado, las fuerzas de los tirantes vecinos se verían modificadas.

Básicamente la metodología utilizada es determinar el conjunto de fuerzas (F) de los tirantes tal que la flecha debido al peso propio, en la unión de los tirantes sea nula.

Tomando en cuenta las propiedades de los tirantes, son determinadas las variaciones de temperatura necesarios para tesarlos y así soportar sus respectivas cargas, como ya se mencionó, esto se vuelve un proceso iterativo en el cual se va adicionando los respectivos gradientes de temperatura a los tirantes hasta que las deformaciones en los puntos de unión tablero — obenque y obenque torre sean muy semejantes a cero o cero si se es posible.

Para el cálculo de la temperatura se consideran las siguientes variables:

F: Fuerza en el tirante debido a las cargas permanentes.

E: Módulo de elasticidad del acero.

A: Área de la sección transversal del tirante.

I: Longitud del tirante.

δ : Variación de la longitud del tirante.

ΔT : Variación de temperatura.

α : Coeficiente de expansión térmica, adoptado como 1.17×10^{-5}

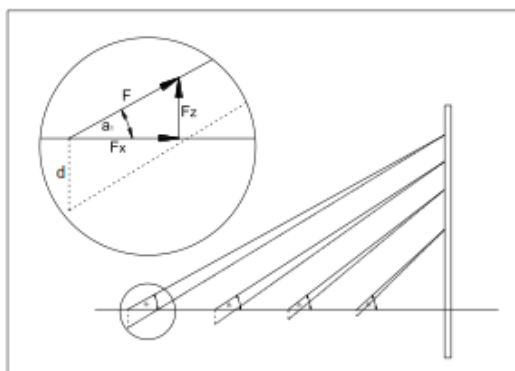
El aumento o disminución de la longitud de una barra debido a una variación de temperatura es:

$$\delta = \alpha * l * \Delta T$$

$$\Delta T = \frac{\delta}{\alpha * l}$$

El programa SAP2000 calcula esta deformación (b), se considera la deformación en "z" como la deformación total, por lo tanto, en este caso basta con despejar la variación de temperatura. Por otra parte, la fuerza que recibe cada tirante depende de la distribución geométrica de los mismos:

Figura 105: Deformación y fuerzas en los tirantes



Fuente: Pérez y Manzano. (2012).

- Especificaciones de Torones y Anclajes

Torones

Los torones por lo regular deben cumplir con especificaciones referidas a geometría, resistencia, durabilidad y funcionamiento. En el mercado los torones tienen características similares, siendo estas las siguientes:

- Diámetro nominal: 15.7 mm (+/- 0.1 mm)
- Sección nominal: 150 mm² (+/- 2%)
- Masa nominal: 1172 g/m (+/-24 g/m)
- Clase de resistencia: 1860 N/mm²
- Cargas características a rotura: 279 kN
- Prueba de carga característica 0.1%: 248 kN
- Tensión bajo carga máxima: > 3.5 %
- Tensión bajo carga máxima: > 3.5 %
- Relajación máxima a 1000 h: <2.5 %
- Módulo de Young: 190 a 200 GPa

- Deben tener un adecuado comportamiento ante la fatiga.

La mayoría de torones de varias empresas brindan durabilidad de más de 100 años ante la corrosión.

Anclajes

Las especificaciones de los anclajes deben asegurar las funciones requeridas para un tirante.

Existen anclajes para diferente número de torones, según esto sus características geométricas cambian. Para tener un claro conocimiento sobre los anclajes se anexa un catálogo referido alterna.

- Propiedades Físicas y Mecánicas del Modelo

Propiedades Mecánicas

Describen la forma en que los materiales de la estructura soportan fuerzas aplicadas, incluyendo fuerzas de tensión, compresión, impacto, cíclicas o de fatiga, o fuerzas a altas temperaturas. Estas propiedades pueden ser:

- Tenacidad: Es la propiedad que tienen ciertos materiales de soportar, sin deformarse ni romperse, los esfuerzos bruscos que se les apliquen.
- Elasticidad: Consiste en la capacidad de algunos materiales para recobrar su forma y dimensiones primitivas cuando cesa el esfuerzo que había determinado su deformación
- Dureza: Es la resistencia que un material opone a la penetración
- Fragilidad: Un material es frágil cuando se rompe fácilmente por la acción de un choque
- Plasticidad: Aptitud de algunos materiales sólidos de adquirir deformaciones permanentes, bajo la acción de una presión o fuerza exterior, sin que se produzca rotura
- Ductilidad: Considerada una variante de la plasticidad, es la propiedad que poseen ciertos metales para poder estirarse en forma de hilos finos.
- Maleabilidad: Otra variante de la plasticidad, consiste en la posibilidad de transformar algunos metales en láminas delgadas.

Propiedades Físicas

Dependen de la manera en que estén fabricados los materiales. Describen características como color, conductividad eléctrica, etc., generalmente no se alteran por fuerzas que actúan sobre el material.

- **Cargas Permanentes**

Estas se refieren a peso propio de los elementos que conforman la estructura, además se incluirán los pesos de los elementos no estructurales como son barandas, superficie de rodadura, anclajes, entre otros.

- **Carga Vehicular**

El puente está compuesto por 2 carriles. Y el vehículo de diseño es el HL-93.

Figura 106: Ingreso de datos del vehículo de diseño en SAP2000

Figura 107: Ingreso de datos del carril de diseño en SAP2000 (a)

Figura 108: Ingreso de datos del carril de diseño en SAP2000 (b)

Bridge Lane Data

Lane Name: Coordinate System: Units:

Maximum Lane Load Discretization Lengths:
 Along Lane:
 Across Lane:

Additional Lane Load Discretization Parameters Along Lane:
 Discretization Length Not Greater Than 1/ of Span Length
 Discretization Length Not Greater Than 1/ of Lane Length

Lane Data

Bridge Layout Line	Station m	Centerline Offset m	Lane Width m
BLL1	0.	0.	3.6
BLL1	0.	0.	3.6
BLL1	167.	0.	3.6

Buttons: Move Lane..., Add, Insert, Modify, Delete

Plan View (X-Y Projection)

North ↑

Layout Line:
 Station:
 Bearing:
 Radius:
 Grade:
 X:
 Y:
 Z:

Snap To Layout Line
 Snap To Lane

Objects Loaded By Lane:
 Program Determined
 Group

Lane Edge Type:
 Left Edge:
 Right Edge:

Display Color:

Buttons: OK, Cancel

Figura 109: Ingreso de carriles a la carga móvil de Load Case Data en SAP2000

Load Case Data - Moving Load

Load Case Name: Notes: Load Case Type:

Stiffness to Use:
 Zero Initial Conditions - Unstressed State
 Stiffness at End of Nonlinear Case

Important Note: Loads from the Nonlinear Case are NOT included in the current case

MultiLane Scale Factors

Number of Lanes Loaded	Reduction Scale Factor
1	1
2	1.

Loads Applied

Assign Number	Vehicle Class	Scale Factor	Min Loaded Lanes	Max Loaded Lanes	Lanes Loaded
1	CARGA VIVA	1.	0	0	All

Buttons: Add, Modify, Delete

Lanes Loaded for Assignment 1

List of Lane Definitions:

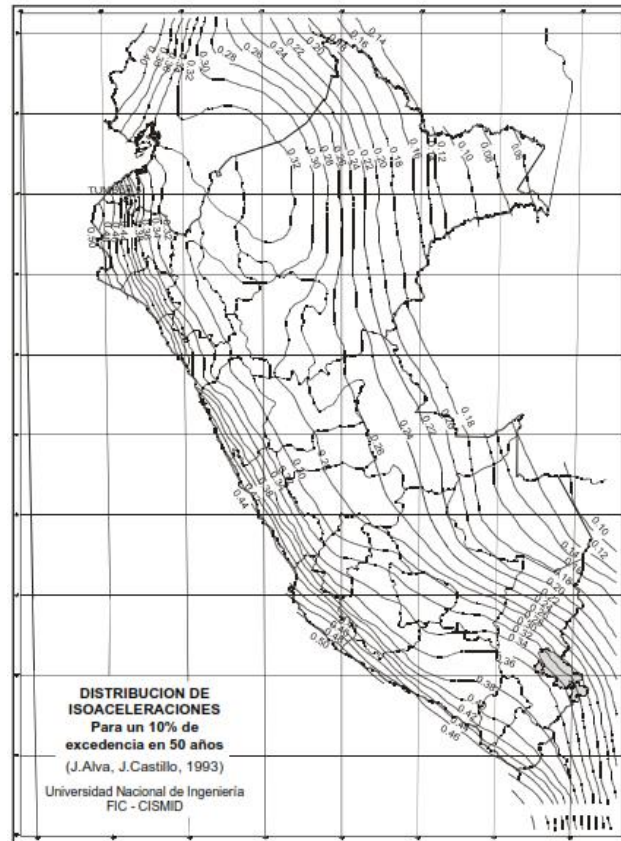
Selected Lane Definitions:

Buttons: Add->, <- Remove

Buttons: OK, Cancel

- Carga Sísmica

Figura 110: Mapa de Distribución de Isoaceleraciones en el Perú



Fuente: Universidad Nacional de Ingeniería FIC -CISMID

Figura 111: Espectro de Respuesta según AASHTO-LRFD 2006

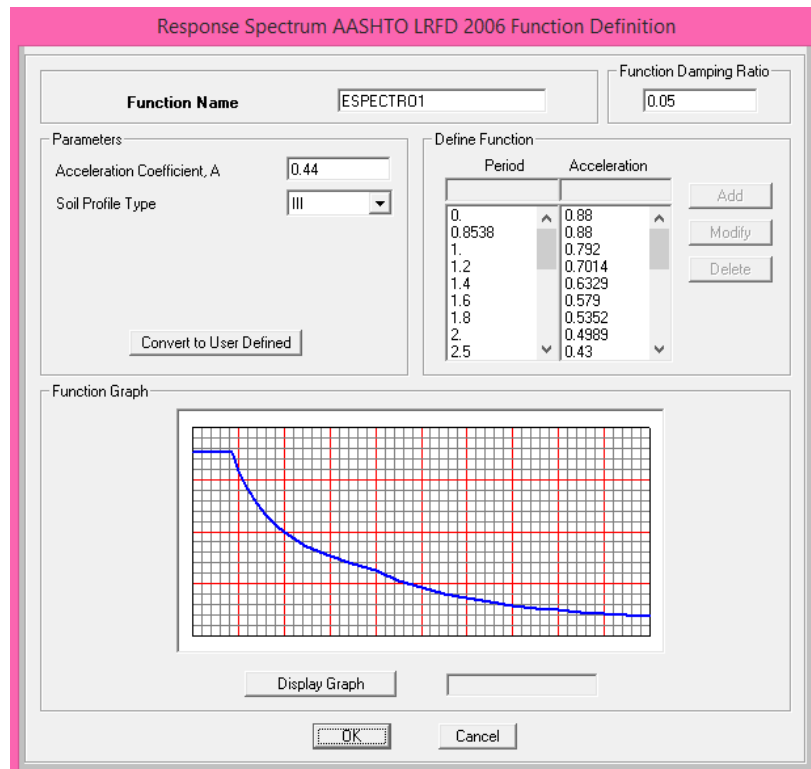
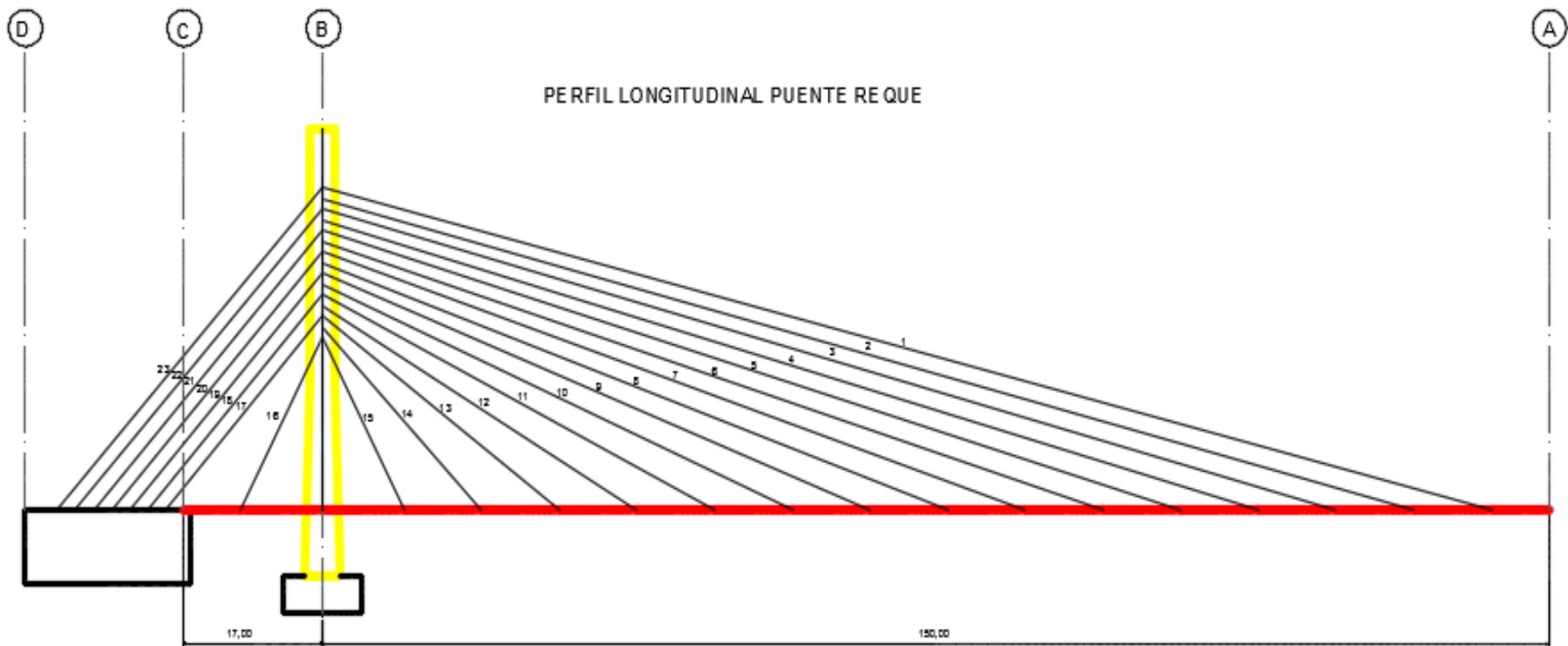


Figura 112: Perfil Longitudinal del Puente Reque



4.2.1.4. Análisis y Diseño Estructural del Puente

El programa SAP2000 brinda facilidad en cuanto al análisis de estructuras simples o complejas, sin embargo, tanto los datos de ingreso en el programa como los resultados que nos brinda este software deben ser adecuadamente interpretados para que estos se acoplen a la realidad. Debido a esto es necesario que el diseñador tenga claro los conocimientos básicos sobre el comportamiento de las estructuras, sea cual sea esta.

El análisis de puentes en el software SAP2000 se utiliza para determinar la respuesta estructural del mismo ante la acción de cargas a las cuales va estar expuesta, de esta manera, desarrollando un análisis estático y dinámico de la estructura, podemos obtener el comportamiento global de la misma.

El comportamiento y las fuerzas generadas en la estructura global se establecerán utilizando modelos estructurales tridimensionales básicos:

- Con elementos frame “barra”
 - Con elementos Shell “área”
- h)* Infraestructura

Se considera como infraestructura de un puente aquel conjunto de elementos estructurales sobre los cuales se apoya o sujeta la superestructura del mismo.

En este caso, la infraestructura está considerada como estribo, macizo de anclaje, y cimentaciones de la torre y de los elementos mencionados anteriormente.

i) Superestructura

La superestructura consiste en el tablero o parte que soporta directamente las cargas; además, se considerará como parte de la superestructura a la torre.

Análisis de la Superestructura

La distribución de Momentos en el tablero en este tipo de puentes debe semejarse a la distribución que se tiene a una viga continua cumpliendo con la tolerancia en las deflexiones, se indica de esta manera en la imagen a continuación la adecuada distribución de momentos que se logró obtener en la superestructura.

En la Fig. 113 correspondiente a los cortantes determinados una vez obtenida la rasante adecuada del tablero, se observa una distribución adecuada de los mismos, teniendo una distribución parecida a la de una viga continua.

Tomando en cuenta todo lo anterior dentro de este capítulo se puede ver el tipo de modelización realizada

Figura 113: Diagrama de Momentos ante Carga Permanente

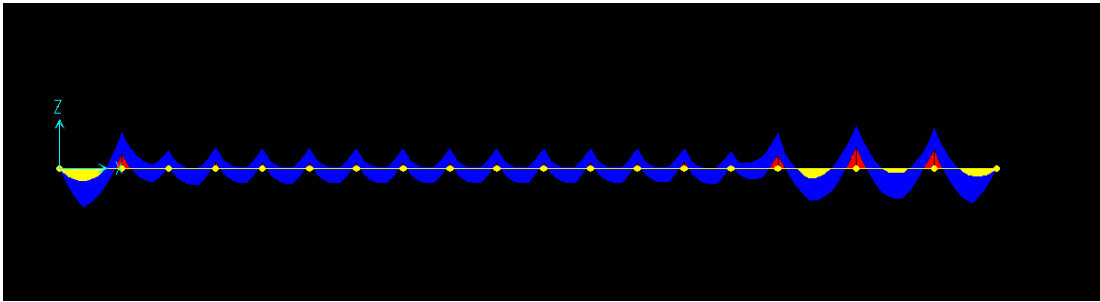


Figura 114: Diagrama de Cortantes ante Carga Permanente

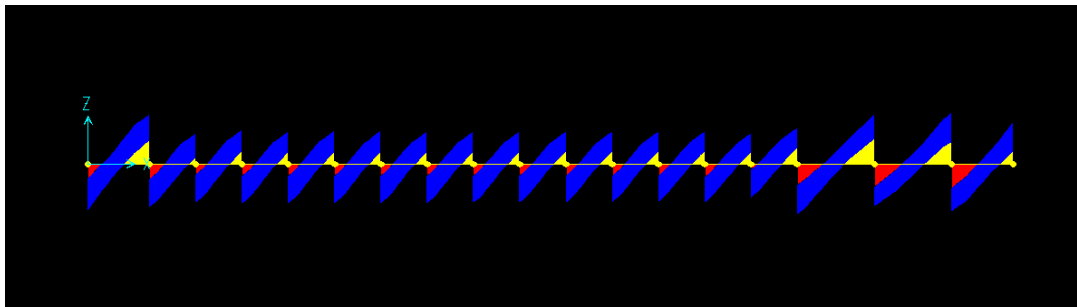
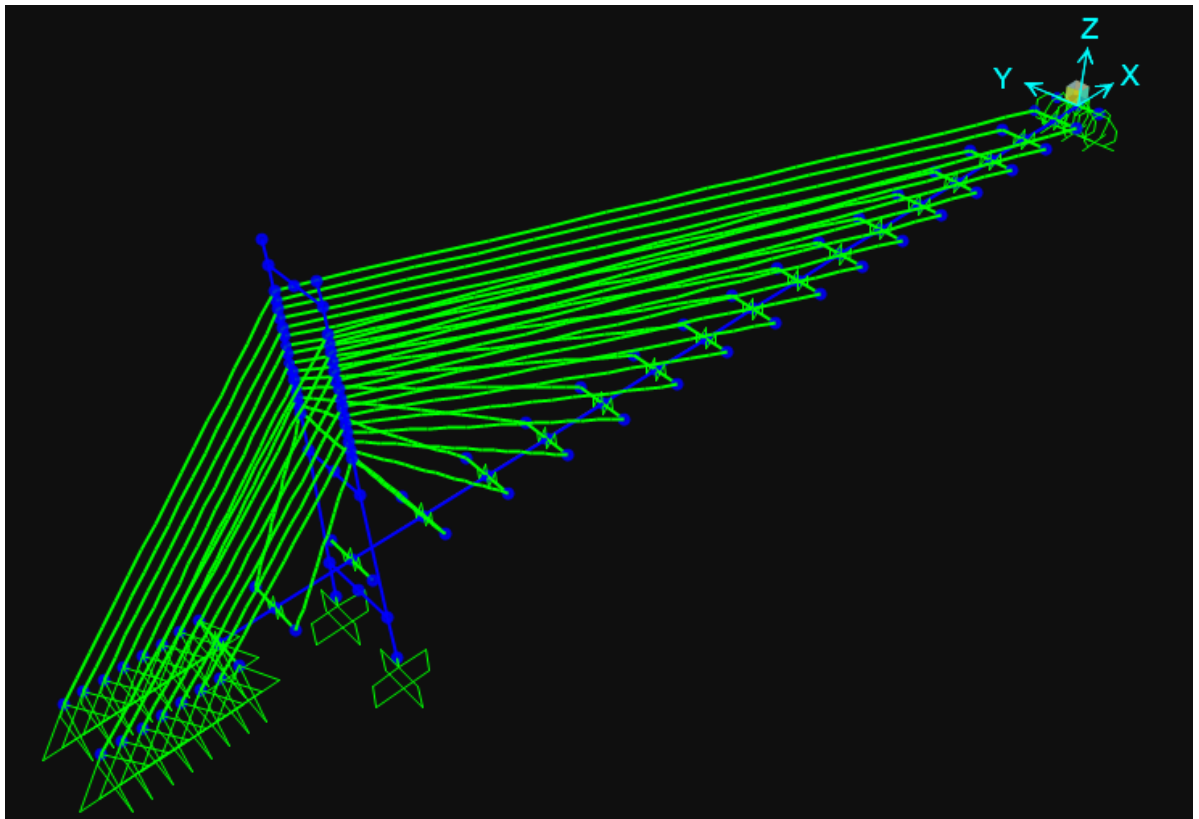


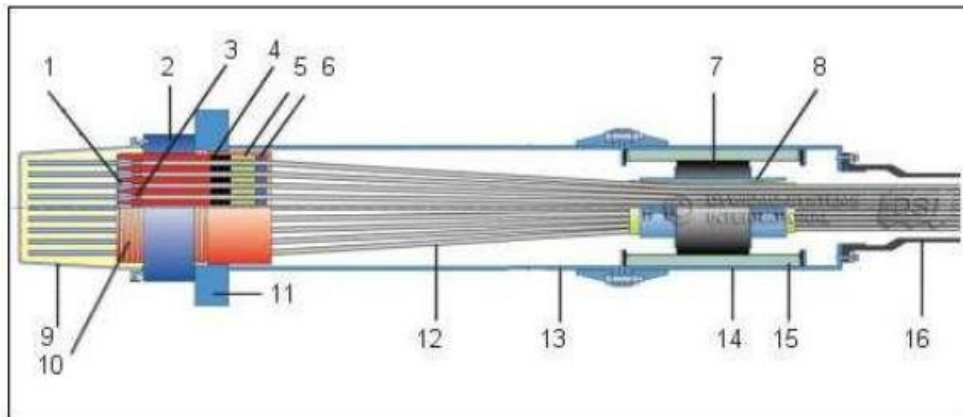
Figura 115: Modelación del Puente Reque en SAP2000



j) Anclajes

Se denominan anclajes a los dispositivos de sujeción o traba de los extremos de las armaduras activas, en este caso de los torones de cada uno de los obenques.

Figura 116: Partes de un Anclaje



Fuente: Pérez y Manzano. (2012).

Dónde:

1. Cuñas
2. Tuerca anular
3. Tubo de compresión
4. Placas de sellado
5. Distanciadores
6. Placa de compresión
7. Apoyo elastómero
8. Abrazadera
9. Caperuza
10. Bloque de anclaje
11. Placa de apoyo
12. Cables
13. Tubo de protección para encofrado
14. Tubo de Salida
15. Material de Relleno
16. Encamisado HDPE

Los anclajes constituyen parte principal en el sistema estructural del puente, deben brindar confiabilidad en cuanto a la conexión, de los anclajes depende la estabilidad y la capacidad de soportar las cargas para los cuales se está diseñando el puente.

El tipo de anclaje se escoge en base al tipo de trabajo a realizar, de ahí, los anclajes para los obenques son diferentes a los anclajes para postensado de losas u otros elementos estructurales, aclarando que tienen básicamente el mismo funcionamiento.

Figura 117: Anclaje de placa SD (Para tendones transversales de puentes)



Fuente: Pérez y Manzano. (2012).

Al haber determinado la cantidad de torones que debe tener cada uno de los obenques del puente se escoge el anclaje. Existen varias compañías que brindan una buena SEGURIDAD y CALIDAD respecto a estos sistemas de conexión como por ejemplo VSL, DSI (Diwidag System International) o FREYSSINET.

4.2.1.5. Diseño de Elementos Estructurales

EI SAP2000 nos brinda información necesaria para poder realizar el diseño estructural de cada uno de los elementos modelados. Para ello es necesario determinar el tipo de código a utilizar, en este caso se puede diseñar con el código ACI y/o a su vez utilizar el AASHTO, Se observa que el código ACI es más severo que el AASHTO al diseñar elementos de concreto armado en nuestro caso.

- Diseño de la Torre

En vigas y columnas se tiene cuantías de acero mínimo las cuales se deben respetar para garantizar un comportamiento adecuado de las estructuras (comportamiento dúctil). Se entiende que en columnas no es posible tener acero longitudinal menor al 1% del área de su sección transversal, mientras que en vigas se tiene lo siguiente:

$$\rho_{\min} = 0.8 * \frac{\sqrt{f'c}}{F_y}$$

$$\rho_{\min} = \frac{14}{F_y}$$

Se escoge el mayor valor obtenido entre las dos ecuaciones anteriores.

De esta manera el acero mínimo longitudinal en vigas se calcula con la fórmula:

$$A_s \min = \rho_{\min} * b * d$$

Donde:

b= ancho de viga

d= peralte efectivo de la sección

De la misma manera se tiene límites máximos de cuantías de acero tanto para vigas como para columnas, teniendo:

Para vigas:

$$A_s \text{ máx} = \rho_{\text{máx}} * b * d$$

Dónde:

$$\rho_{\text{máx}} = 0.75 * \rho_b$$

$$\rho_b = \rho_{\text{balanceado}} = 0.85 * f'_c * \frac{\beta_1}{F_y} * \left(\frac{6300}{6300 + F_y} \right)$$

$$\beta_1 = 0.85 \text{ Para } f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

β_1 Rebaja 0.05 para cada 70 Kg/cm² de aumento a partir de $f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$.

Para columnas

$$A_s \text{ máx} = 0.08 * A_g$$

Dónde:

$$A_g = (b - e) * (h - e)$$

e = recubrimiento al estribo

Ya mandada a diseñar la estructura en el software y considerando los límites mencionados anteriormente se procede a realizar el diseño estructural, este diseño se refleja en la ejecución de planos estructurales.

- Diseño del Tablero

Como ya sabemos fue necesario realizar a modelación del puente mediante elementos Shell para poder determinar el diseño transversal del tablero.

Para poder realizar el diseño del tablero se tomará como base al capítulo 9 A del AASHTO correspondiente al análisis y diseño de tableros.

- Armadura de Distribución

En la parte inferior de las losas se deberá disponer armadura en la dirección secundaria; esta armadura se deberá calcular como un porcentaje de la armadura principal para momento positivo:

Si la armadura principal es paralela al tráfico:

$$\frac{1750}{\sqrt{S}} \leq 50 \%$$

Si la armadura principal es perpendicular al tráfico:

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

Dónde:

S = longitud entre cara y cara de las vigas

El tablero es macizo con forma de ala de avión con el fin de evitar los efectos producidos por el viento, su armado será como si se tuviera 2 vigas laterales a lo largo de toda su longitud, y vigas transversales en la unión de cada vano donde se recargaría mayor cuantía de armadura. Basta tener claro la interpretación de datos que nos brinda el programa para transformar a un armado estructural adecuado.

4.2.1.6. Planos Generales y Detalles

En el Anexo se presenta los planos destinados a este Acápite se presenta todos los planos estructurales elaborados para este proyecto, en estos se detalla: implantación topográfica del puente, forma y longitud del puente; acero de refuerzo de la torre, tablero y cimentaciones así como los estribos; distribución de los obenques en el puente y detalles de pasamanos.

4.2.1.7. Métodos de Construcción [5]

a) Método de los Apoyos Falsos

Es quizás el método de construcción de puentes más antiguo. El principio por el cual funciona es simple, aunque laborioso, se construye un soporte, llámese apoyo, plataforma, cimbra o cercha, de carácter temporal para poder construir sobre él una estructura de carácter funcional.

Se puede decir que este método es la base sobre la cual se crearon los nuevos sistemas constructivos, explicados más adelante. En la actualidad, ya no se requiere crear todo el soporte, se pueden ubicar cada cierta distancia, torres temporales sobre las que se va construyendo la estructura real.

En el caso de los puentes atirantados, este método, aparentemente simple, se transforma en un sistema complicado. Después de asegurar la superestructura, se levanta por medio de gatos hidráulicos ubicados en las torres de apoyo. Solo así se pueden instalar los tirantes, de manera que al soltar los gatos y eliminar las torres temporales, estos tirantes pueden tensionarse por la acción del peso propio de la plataforma.

Figura 118: Método de los apoyos falsos en puentes lanzados o de voladizos sucesivos

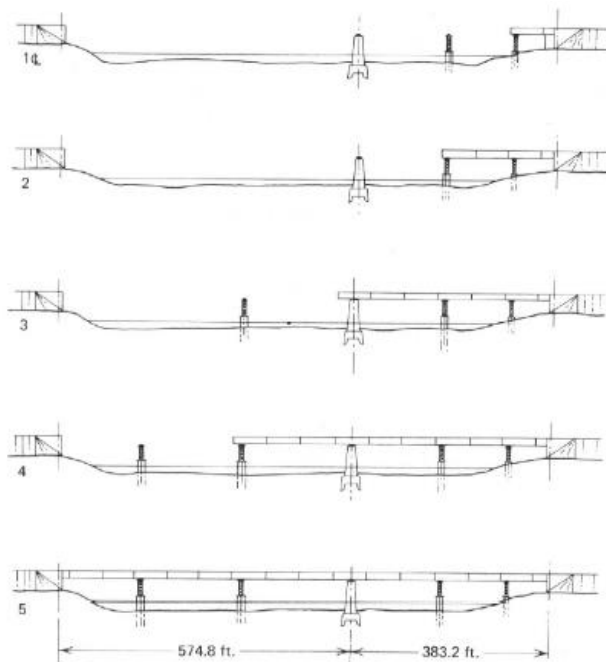
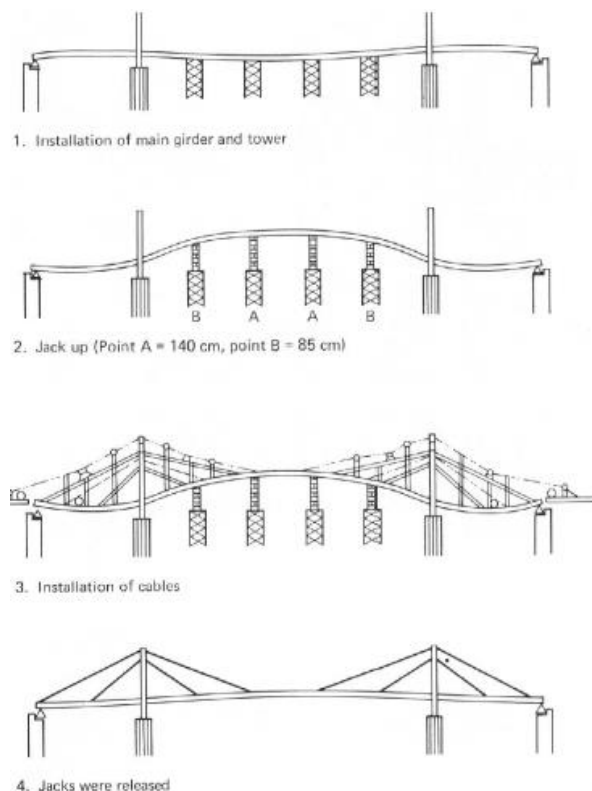


Figura 119: Método de los apoyos falsos en puentes atirantados



A pesar de ser considerado el método constructivo más exacto, en este tipo de estructuras se requiere tanto, de un exhaustivo análisis en la fase de diseño, como de un gran control de niveles en la fase de construcción. Así mismo, requiere que la topografía de la zona sea favorable para poder ubicar las torres de apoyo.

b) Método de Lanzamiento (Puente Empujado)

Este método nace gracias al desarrollo de la tecnología del concreto presforzado y a la tendencia de prefabricar elementos estructurales. El método en si es simple, como en el método de los apoyos falsos, se ubican una serie de torres temporales en las cuales se va a localizar la estructura. Luego se instala una planta de prefabricación en un sitio próximo al puente.

De esta manera, a medida que los elementos son construidos se los puede empujar por medio de rodillos y gatos hidráulicos fuera de la fábrica hacia los apoyos falsos; es decir, se está construyendo el puente en tierra firme para luego empujarlo o lanzarlo hasta que el primer elemento construido en la planta llegue al estribo en el margen opuesto de la obra.

Este método es ampliamente utilizado para lanzar vigas o elementos simples de la superestructura; sin embargo, en puentes atirantados complejos, este método se vuelve demasiado trabajoso pues requiere que la planta posea una gran infraestructura para lanzar la estructura casi en su totalidad, con los cables ya tensados, las pilas superiores izadas y la superestructura casi terminada. De manera que, a medida que se lanza la estructura, ésta pueda absorber los esfuerzos de la etapa de construcción.

Además, requiere una topografía favorable para construir tanto: la planta, como los apoyos falsos.

c) Método de los Voladizos Sucesivos

Para puentes de hormigón, con luces comprendidas entre 50m y 150m, el método de los voladizos sucesivos constituye una solución técnica y económica a pesar de que, a partir de 200m, se presentan muchos inconvenientes como:

Aumento considerable de los momentos de peso propio a causa de la variación de inercia de las ménsulas.

Aumento de las tensiones de compresión en la losa inferior.

Multiplicación de cables de pretensado de los voladizos.

La eficiencia del puente tiende a anularse, por lo que es necesario aumentar el brazo de palanca del pretensado, separando los cables del inferior del tablero. Los cables exteriores son tirantes apoyados en un pilón. Se considera que los puentes atirantados son puentes en voladizo con pretensado exterior.

De la misma manera observaciones publicadas por la Universidad de Buenos Aires aseguran que este tipo estructural es más ventajoso en los aspectos técnicos y económicos que los puentes colgantes en el rango de luces entre 100 y 900 metros.

Figura 120: Método del lanzamiento en puentes atirantados

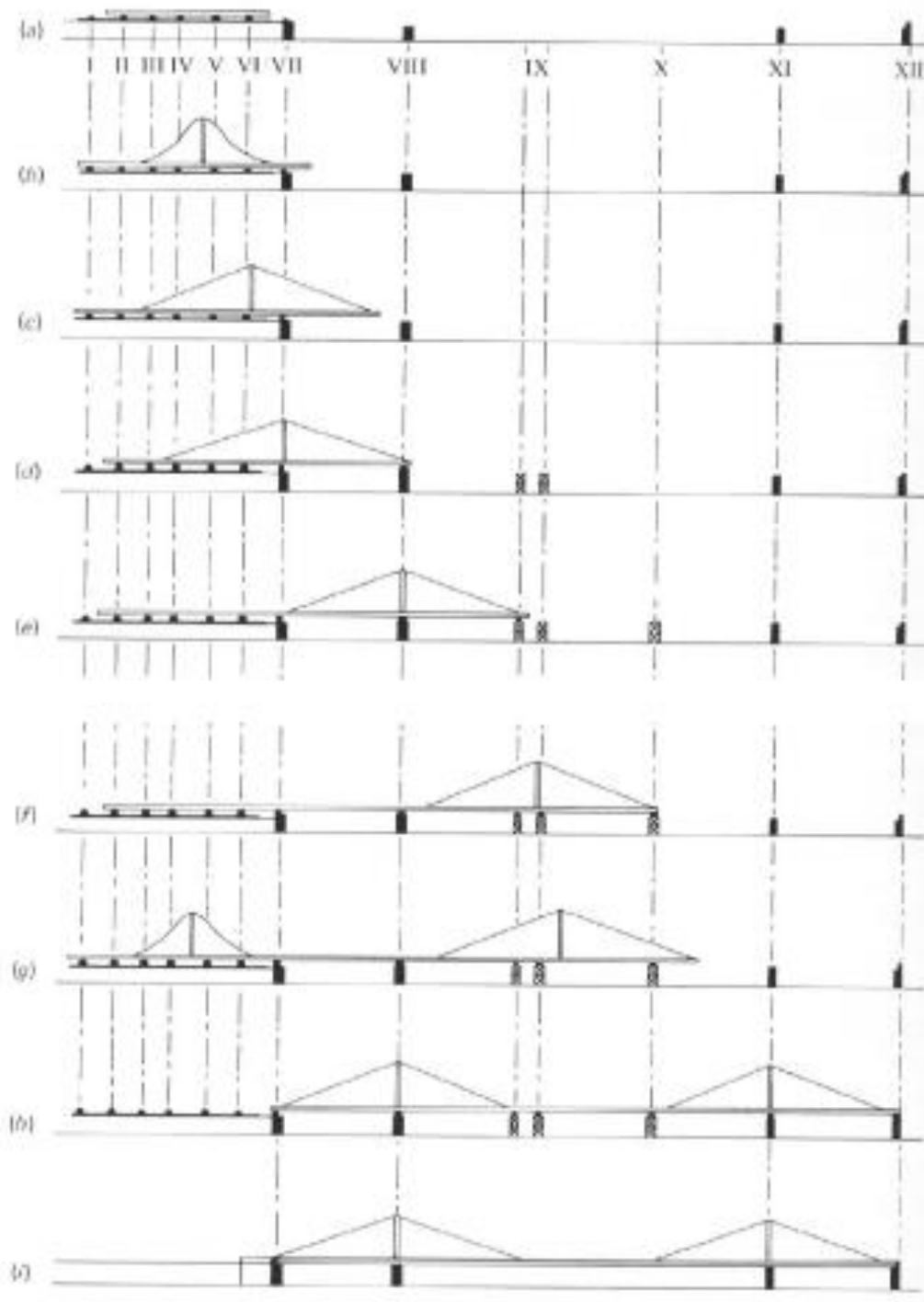
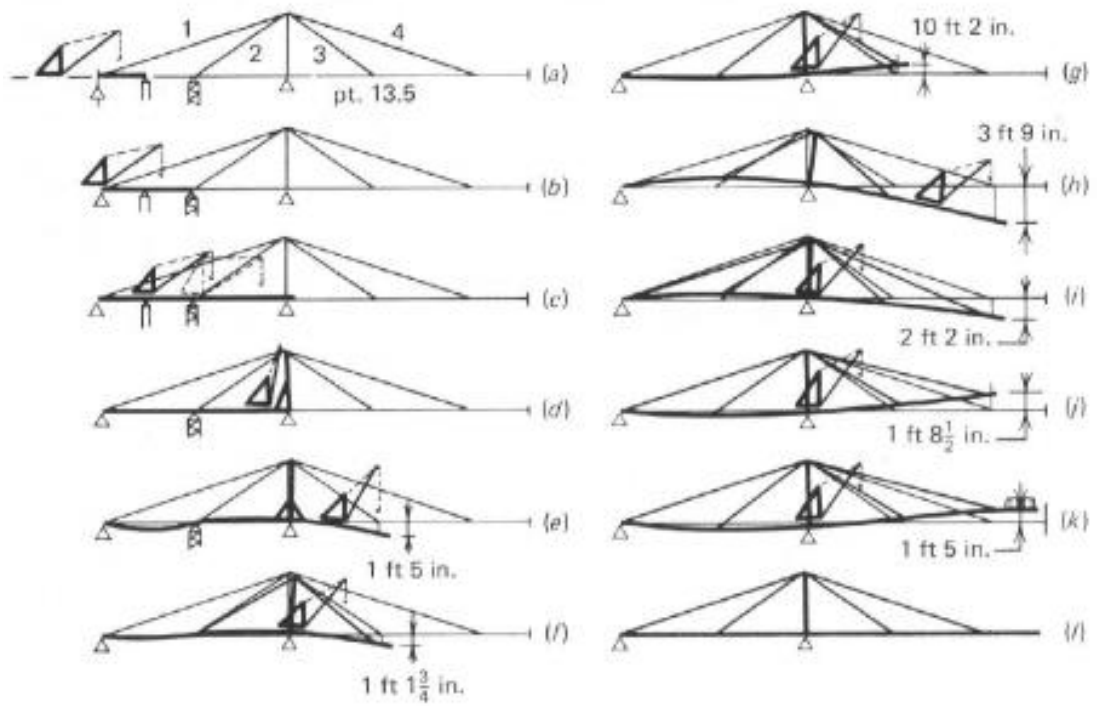


Figura 121: Método de los voladizos sucesivos en puentes atirantados.



4.2.1.8. Anexos

METRADO DE CARGAS

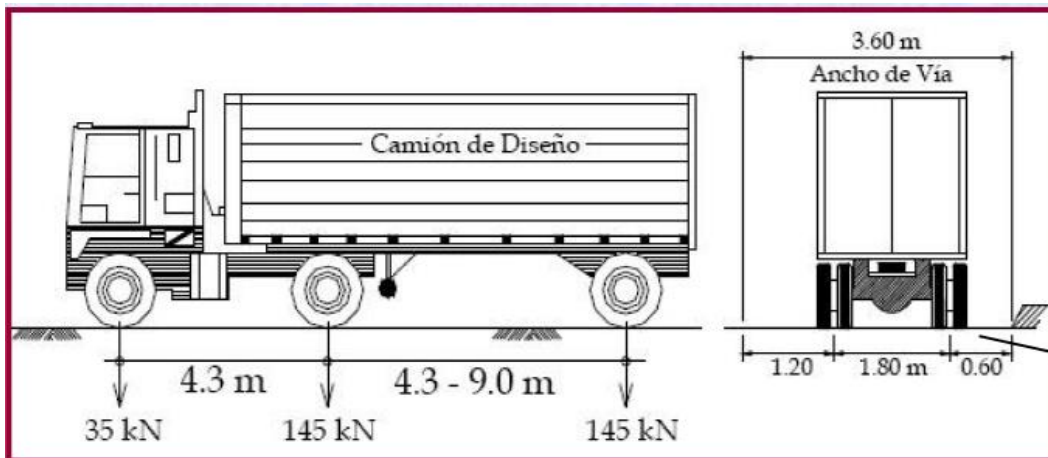
1.- CARGAS GEOMETRICAS :

Luz del Puente :	150.00	m
Nº de Vias :	2.00	m
Ancho de calzada :	7.20	m
Ancho de Vereda :	0.70	m
Ancho Total :	8.70	m

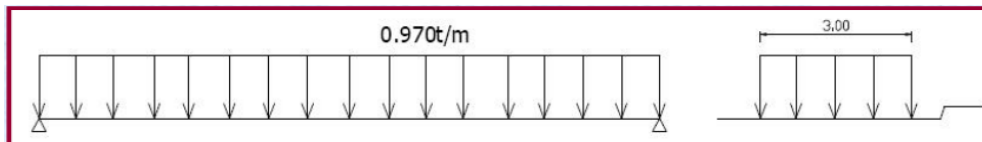
2.- SOBRECARGAS VEHICULARES:

ASSHTO LRFD

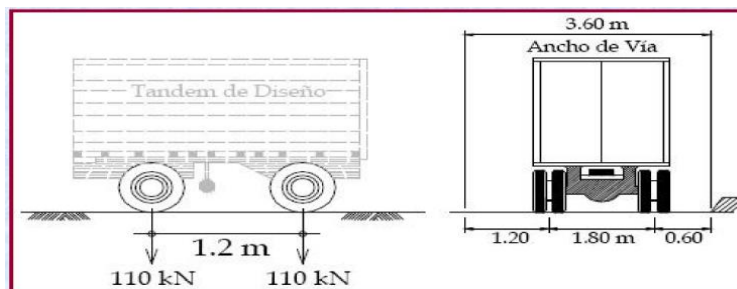
Camión de Diseño : HL-93



Sobrecarga Distribuida:



Tandem de Diseño :



3.- MATERIALES:

CONCRETO ARMADO:

Concreto

Resistencia a la compresión :

210

 Kg/cm2
 Modulo de Elasticidad :

217370.70

 Kg/cm2

Acero de refuerzo

Resistencia a la fluencia :

4200

 Kg/cm2
 Modulo de Elasticidad :

2100000

 Kg/cm2

PESO ESPECÍFICO DE LOS MATERIALES:

Concreto armado :

2400

 Kg/m3
 Asfalto :

2200

 Kg/m3

PESOS ADICIONALES:

Baranda :

100

 Kg/m
 Carga peatonal:
 (Según AASHTO - LRFD 3.6×10^{-3} Mpa) :

360

 Kg/m2

4.- PREDIMENSIONAMIENTO DE LA VEREDA:

ANCHO DE VEREDA

a. Ancho mínimo de circulación peatonal:

0.6

 m
 b. Colocación de barandas:

0.1

 m
 Ancho total :

0.7

 m

OK !!

PERALTE DE LA VEREDA (acera)

Acera asumida :

0.15

 m

OK!!

a. Carga muerta :

Peso propio :

360

 Kg/m2
 Acabados:

100

 Kg/m2
 WD =

460

 Kg/m2

b. Carga viva :

Carga peatonal: WL =

360

 Kg/m

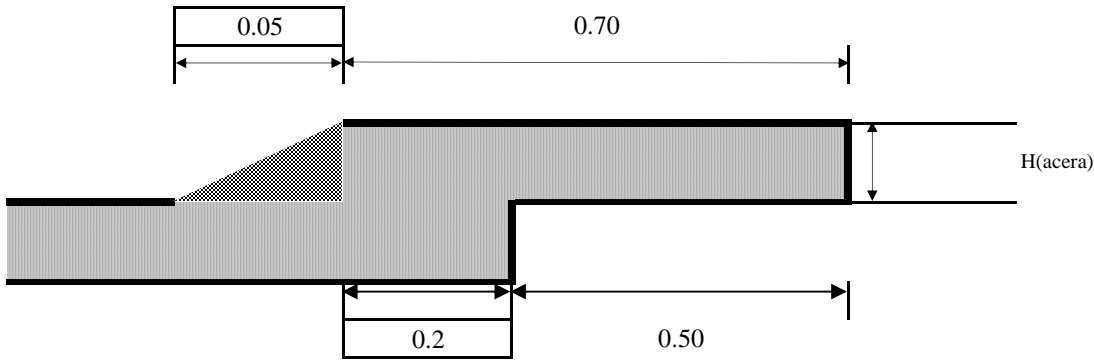
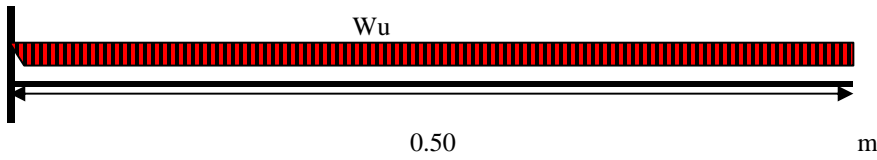
c. Carga última :

$$W_u = 1.4W_D + 1.7W_L$$

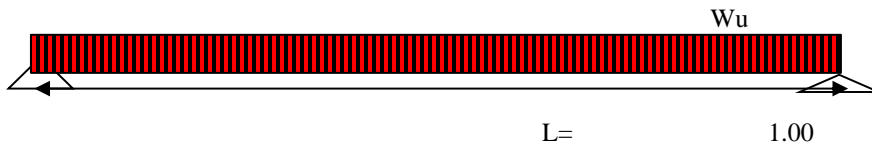
$W_u =$	1256	Kg/m	=	0.1256	Kg/cm ²
---------	------	------	---	--------	--------------------

$$h_{acera} = \frac{1.41 L}{\left(\frac{4}{\sqrt{W_u}} \right)}$$

En voladizo



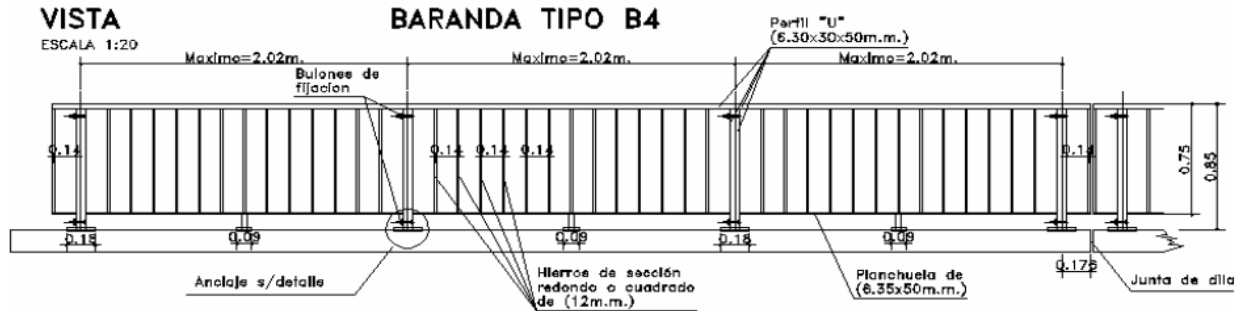
Se considera una Viga Equivalente



$h_{acera} = 0.124926318 \quad m$

Tomaremos: $h(acera) = 15 \quad cm$

5.- DISEÑO DE BARANDAS DE PUENTES



6.- CARGAS DE VIENTO

Velocidad del Viento a una altura de 10.00 m (V10):

Altura por encima del Terreno Natural (z):

C:

Z0:

Velocidad del Viento a una altura z (Vz):

85	km/h
20	m
0.485	km/h
0.8	m
132.698	km/h

OK!

Presión Básica para una velocidad de 100 km/h (PB):

PB por Barlovento:

PB por Sotavento:

P por Barlovento:

P por Sotavento:

1.5	kN/m ²
0.75	kN/m ²
0.026	kN/m ²
0.013	kN/m ²

*Fuente MAPA EOLICO DEL PERU

Tabla 2.4.3.10.1-1 Valores de las constantes C, z₀

Condición	Pueblos Abiertos	Suburbanos	Ciudad
C (km/h)	0.330	0.380	0.485
Z ₀ (m)	0.070	0.300	0.800

Tabla 2.4.3.10.2-1 Presiones básicas correspondientes a una velocidad de 100 km/h

Componente Estructural	Presión por Barlovento (kN/m ²)	Presión por Sotavento (kN/m ²)
Armaduras, Columnas y Arcos	1.5	0.75
Vigas	1.5	NA
Superficies de pisos largos	1.2	NA

ESPECTRO

Datos:

A 0.44
 Zona Sísmica 4
 S 1.5
 2A 0.88
 R 1.5

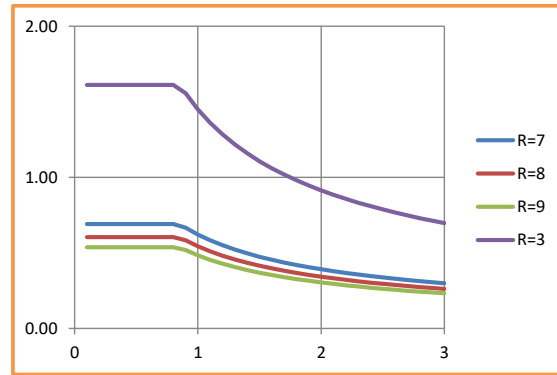
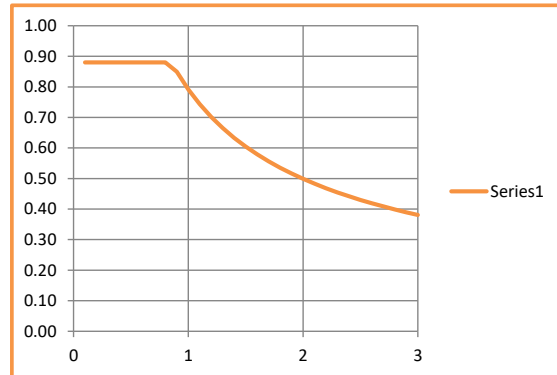
$$C_{sn} = 1.2 AS / T_n^{2/3} \leq 2.5 A$$

Para suelos tipo III y IV, y para otros modos distintos al modo fundamental el cual tenga periodos menores a 0.3s, C_{sn} deberá tomarse como:

$$C_{sn} = A (0.8 + 4.0 T_n)$$

Z = 0.40 (g) zona 3
 U = 1.00 Factor de uso
 S = 1.40 Suelo Flexible
 Tp = 0.90 Seg.
 g = 9.81 m/seg²

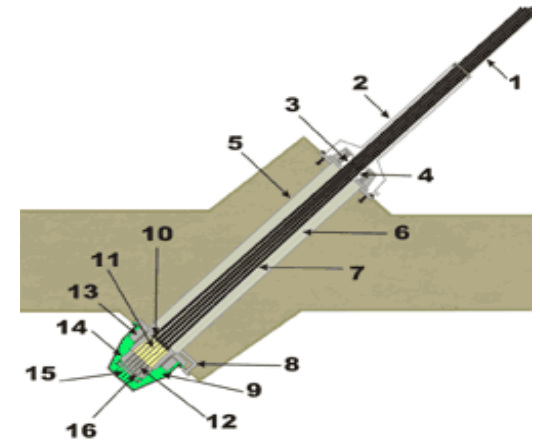
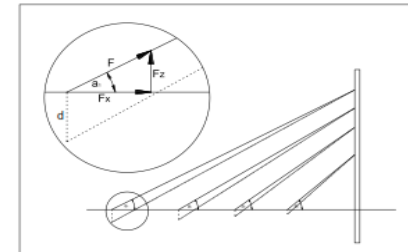
Periodo T (s)	Factor C	R			
		7	8	9	3
0.1	0.88	0.69	0.60	0.54	1.61
0.2	0.88	0.69	0.60	0.54	1.61
0.3	0.88	0.69	0.60	0.54	1.61
0.4	0.88	0.69	0.60	0.54	1.61
0.5	0.88	0.69	0.60	0.54	1.61
0.6	0.88	0.69	0.60	0.54	1.61
0.7	0.88	0.69	0.60	0.54	1.61
0.8	0.88	0.69	0.60	0.54	1.61
0.9	0.85	0.67	0.58	0.52	1.56
1	0.79	0.62	0.54	0.48	1.45
1.1	0.74	0.58	0.51	0.45	1.36
1.2	0.70	0.55	0.48	0.43	1.28
1.3	0.66	0.52	0.46	0.41	1.22
1.4	0.63	0.50	0.43	0.39	1.16
1.5	0.60	0.47	0.42	0.37	1.11
1.6	0.58	0.45	0.40	0.35	1.06
1.7	0.56	0.44	0.38	0.34	1.02
1.8	0.54	0.42	0.37	0.33	0.98
1.9	0.52	0.41	0.35	0.32	0.95
2	0.50	0.39	0.34	0.30	0.91
2.1	0.48	0.38	0.33	0.29	0.88
2.2	0.47	0.37	0.32	0.29	0.86
2.3	0.45	0.36	0.31	0.28	0.83
2.4	0.44	0.35	0.30	0.27	0.81
2.5	0.43	0.34	0.30	0.26	0.79
2.6	0.42	0.33	0.29	0.26	0.77
2.7	0.41	0.32	0.28	0.25	0.75
2.8	0.40	0.31	0.27	0.24	0.73
2.9	0.39	0.31	0.27	0.24	0.71
3	0.38	0.30	0.26	0.23	0.70



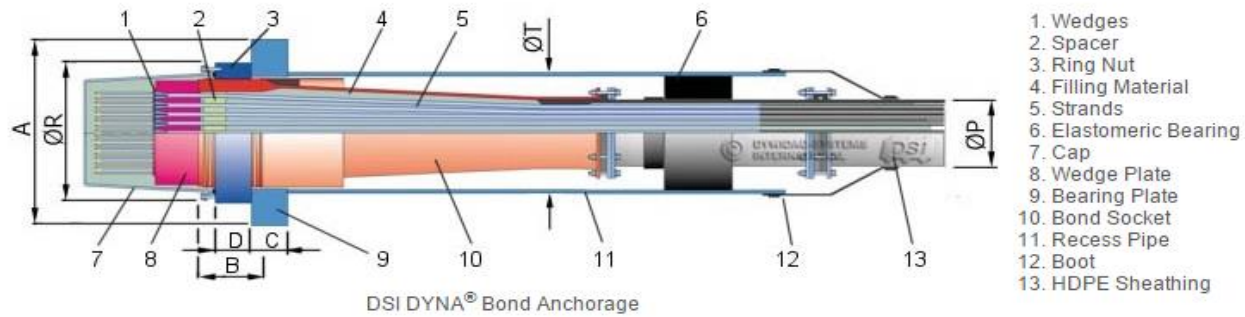
DISEÑO DE CABLES

TIPO DE CABLE	DB-P12	DB-P19	DB-P27	DB-P37	DB-P48	DB-P61	DB-P75	DB-P91	DB-P108
NUMERO DE TORONES	12	19	27	37	48	61	75	91	108
Fuerza Ultima (F)	3.348	5.301	7.533	10.323	13.392	17.019	20.925	25.389	30.132
Fuerza Actuante (0.45F)	1.507	2.385	3.39	4.645	6.026	7.659	9.416	11.425	13.559

Nº DE OBENQUE	ANGULO	Fuerza Resultante (N)	Fuerza Resultante (KN)	Fuerza Final Actuante (KN)	Tipo de Cable	Fuerza Admisible (kN)
1	23	2540975.85	2540.98	5646.61	DB-P48	6026
2	24	2084958.59	2084.96	4633.24	DB-P37	4645
3	24	2019971.73	2019.97	4488.83	DB-P37	4645
4	25	2047698.14	2047.70	4550.44	DB-P37	4645
5	26	1981537.95	1981.54	4403.42	DB-P37	4645
6	28	1918654.35	1918.65	4263.68	DB-P37	4645
7	29	1848049.16	1848.05	4106.78	DB-P37	4645
8	31	1768811.30	1768.81	3930.69	DB-P37	4645
9	33	1681198.75	1681.20	3736.00	DB-P37	4645
10	35	1592084.24	1592.08	3537.96	DB-P37	4645
11	39	1495489.66	1495.49	3323.31	DB-P27	3390
12	43	1399655.21	1399.66	3110.34	DB-P27	3390
13	48	1300898.82	1300.90	2890.89	DB-P19	2385
14	55	1205924.20	1205.92	2679.83	DB-P19	2385
15	64	1400644.93	1400.64	3112.54	DB-P27	3390
16	65	1530944.35	1530.94	3402.10	DB-P37	4645
17	52	4487638.95	4487.64	6410.91	DB-P61	7659
18	52	4871026.59	4871.03	7062.99	DB-P61	7659
19	52	6159883.49	6159.88	8931.83	DB-P75	9416
20	52	7122331.97	7122.33	10327.38	DB-P91	11425
21	52	7893279.11	7893.28	11445.25	DB-P108	13559
22	52	8590760.28	8590.76	12456.60	DB-P108	13559
23	52	7638246.93	7638.25	11075.46	DB-P91	11425



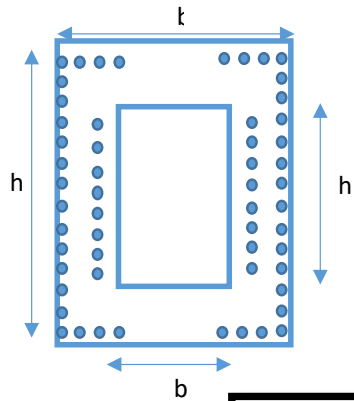
Especificaciones Técnicas de cada tipo de Cable



cable type	DYNA Bond® Anchorage (forces calculated with strands 0,62" St 1670/1860)								
	DB-P12	DB-P19	DB-P27	DB-P37	DB-P48	DB-P61	DB-P75	DB-P91	DB-P108
No. of strands	12	19	27	37	48	61	75	91	108
Forces [kN]									
ultimate load (GUTS)	3,348	5,301	7,533	10,323	13,392	17,019	20,925	25,389	30,132
working load (0.45 x GUTS)	1,507	2,385	3,390	4,645	6,026	7,659	9,416	11,425	13,559
Dimensions [mm]									
A - bearing plate	300	370	430	500	580	640	715	780	855
B - thread**	125	133	142	154	170	175	195	215	235
C - bearing plate	50	60	70	80	90	100	110	120	130
D - ring nut	90	100	110	120	135	150	170	190	210
ØR - ring nut	244	287	326	378	434	480	536	584	636
ØT - recess pipe	219	245	299	324	394	419	470	508	559
ØP - HDPE Sheathing	110	140	160	180	200	225	250	280	315

*standard length, can be supplied longer on special request.

DISEÑO DE COLUMNAS



f'c(kg/cm2)	420
fy(kg/cm2)	4200
m	11.765

Nivel	hm
1	21.5
2	26.7

ρmin	0.004
ρmin	0.003

$$\rho_{\min} = 0.8 \cdot \frac{\sqrt{f'c}}{F_y}$$

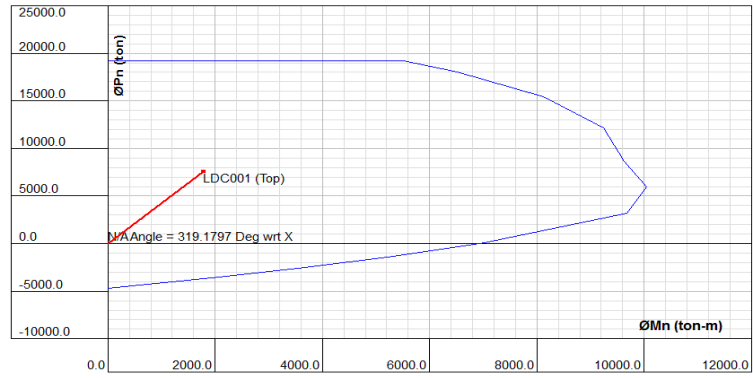
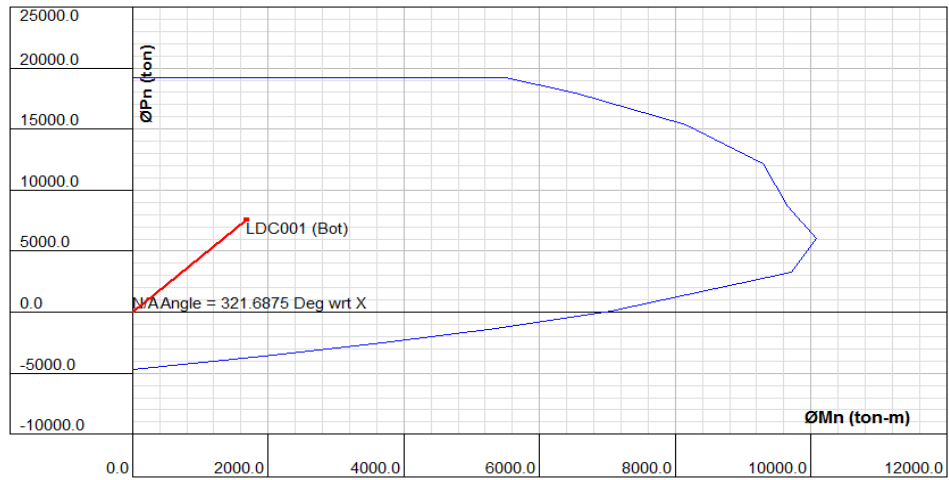
$$\rho_{\min} = \frac{14}{F_y}$$

COL	b (cm)	h (cm)	b1 (cm)	h1 (cm)	tb (cm)	th (cm)
C1	300	440	150	220	75	110
C2	300	440	150	220	75	110
C1	300	300	150	150	75	75
C2	300	300	150	150	75	75

Acero Longitudinal

NIVEL	COL	Pu (ton)	Mux (ton-m)	Muy (ton-m)	Ag-P (cm)	d (cm)	Ag (cm2)	As min (cm2)	As max (cm2)
1	C1	3151.20	509.50	1020.10	13894.18	432.40	99000.00	506.38	10377.60
	C2	3134.90	517.30	1127.90	13822.31	432.40	99000.00	506.38	10377.60
2	C1	8486.90	1412.10	1136.23	37420.19	292.40	67500.00	342.42	7017.60
	C2	8348.60	1504.98	1224.00	36810.41	292.40	67500.00	342.42	7017.60





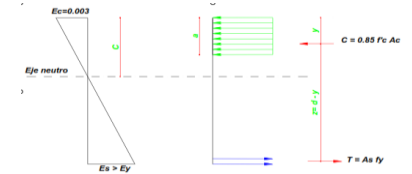
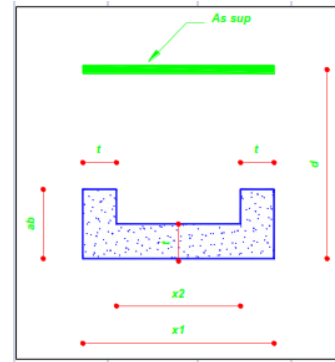
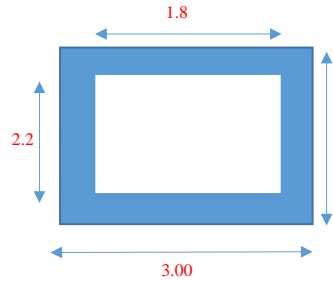
DISEÑO A FLEXIÓN DE VIGAS

VIGA SUPERIOR

b	300.00 cm	f'c (kg/cm²)	420
h	340.00 cm	fy (kg/cm²)	4200
d	332.40 cm	φ-Flexión	0.9

X1	300
X2	180
t	60

β1	ρba	ρmin	As min
0.75	0.03825	0.0039036	389.2670211



$$a = \frac{As fy - 0.85 f'c x_2 t}{1.7 f'c t}$$

$$Mn = As fy (d - y)$$

TRAMO	NUDO/ CLARO	ITEM	Mu	N de Barras			As def. (cm ²)	a (cm)	y (cm)	z (cm)	Mn (ton.m)	φMn (ton.m)	ρ	ρmax	VERIFIC. CUANTÍA
				5/8	1	1 3/8									
VSUP	1	M(-)	3934.15			36	344.88	33.60	25.26	307.14	4448.87	4003.99	0.00346	0.02869	CUMPLE
	1-2	M(+)	2675.61			24	229.92	22.33	11.16	321.24	3102.05	2791.85	0.00231	0.02869	CUMPLE
	2	M(-)	3934.15			36	344.88	33.60	25.26	307.14	4448.87	4003.99	0.00346	0.02869	CUMPLE

1	b (cm)	h (cm)	area (cm ²)	z	Az
a1'	180.00	33.60	6047.52	16.80	101590.31
a2'	180.00	60.00	10800.00	30.00	324000.00
			16847.52		425590.31

1-2	b (cm)	h (cm)	area (cm ²)	z	Az
a1'	180.00	22.33	4018.82	11.16	44863.73
			4018.82		44863.73

2	b (cm)	h (cm)	area (cm ²)	z	Az
a1'	180.00	33.60	6047.52	16.80	101590.31
a2'	180.00	60.00	10800.00	30.00	324000.00
			16847.52		425590.31

Chequeo de Ductibilidad

$$cb = \frac{6120 d}{6120 + f_y}$$

cb (cm)	197.12
ab (cm)	147.84

Area del Concreto

	b (cm)	h (cm)	area (cm2)
a1'	180.00	147.84	26611.33
a2'	180.00	60.00	10800.00
			37411.33

$$Cb = 0.85 * f'c * Ac_b$$

1	
Cb (ton)	13355.84
0.75Cb (ton)	10016.88
C (ton)	5294.91

2	
Cb (ton)	13355.84
0.75Cb (ton)	10016.88
C (ton)	5294.91

1-2	
Cb (ton)	13355.84
0.75Cb (ton)	10016.88
C (ton)	4812.08

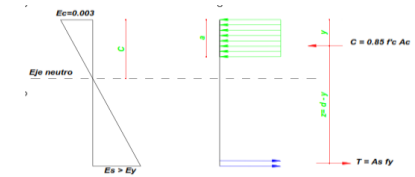
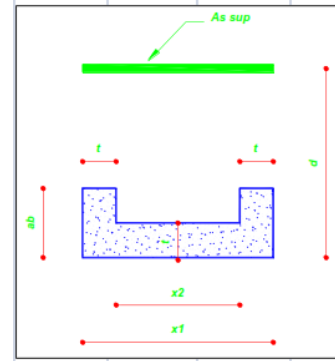
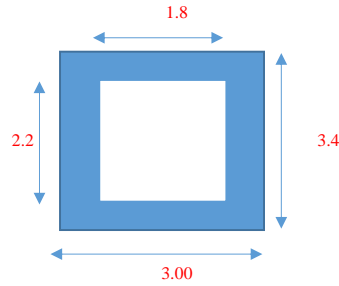
$C < 0.75 C_b$, posee ductilidad

Barra N°	Ø		Peso (kg/m)	Área (cm2)	Perímetro (cm)
	pulg	cm			
# 3	3/8	0.95	0.559	0.71	2.99
# 4	1/2	1.27	0.993	1.29	3.99
# 5	5/8	1.59	1.552	1.98	4.99
# 7	7/8	2.22	3.042	3.88	6.98
# 8	1	2.54	3.973	5.10	7.98
# 9	1 1/8	2.86	5.028	6.41	8.98
# 10	1 1/4	3.18	6.207	7.92	9.97
# 11	1 3/8	3.49	7.511	9.58	10.97
# 12	1 1/2	3.81	8.938	11.40	11.97

VIGA CENTRAL

b	300.00 cm	f'c (kg/cm²)	420
h	340.00 cm	fy (kg/cm²)	4200
d	332.40 cm	φ-Flexión	0.9

β1	pba	pmin	As min
0.75	0.03825	0.0039036	389.2670211



X1	300
X2	180
t	60

TRAMO	NUDO/ CLARO	ITEM	Mu	N de Barras			As def. (cm ²)	a (cm)	y (cm)	z (cm)	Mn (ton.m)	φMn (ton.m)	ρ	ρmax	VERIFIC. CUANTÍA
				5/8	3/8	1 3/8									
VSUP	1	M(-)	3547.1			32	306.56	29.84	24.99	307.41	3958.03	3562.23	0.00307	0.02869	CUMPLE
	1-2	M(+)	2412.2			22	210.76	20.45	10.22	322.18	2851.86	2566.68	0.00211	0.02869	CUMPLE
	2	M(-)	3445.6			32	306.56	29.84	24.99	307.41	3958.03	3562.23	0.00307	0.02869	CUMPLE

1	b (cm)	h (cm)	area (cm ²)	z	Az
a1'	180.00	29.84	5371.29	14.92	80140.95
a2'	180.00	60.00	10800.00	30.00	324000.00
			16171.29		404140.95

2	b (cm)	h (cm)	area (cm ²)	z	Az
a1'	180.00	29.84	5371.29	14.92	80140.95
a2'	180.00	60.00	10800.00	30.00	324000.00
			16171.29		404140.95

1-2	b (cm)	h (cm)	area (cm ²)	z	Az
a1'	180.00	20.45	3680.71	10.22	37632.24
			3680.71		37632.24

Chequeo de Ductilidad

$$c_b = \frac{6120 d}{6120 + f_y}$$

cb (cm)	197.12
ab (cm)	147.84

$$C_b = 0.85 * f'c * A_c_b$$

1	
Cb (ton)	13355.84
0.75Cb (ton)	10016.88
C (ton)	5133.97

Area del Concreto

	b (cm)	h (cm)	area (cm ²)
a1'	180.00	147.84	26611.33
a2'	180.00	60.00	10800.00
			37411.33

$C < 0.75 C_b$, posee ductilidad

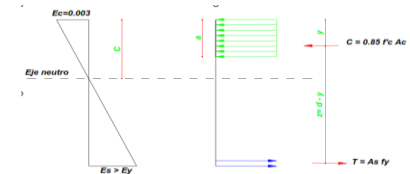
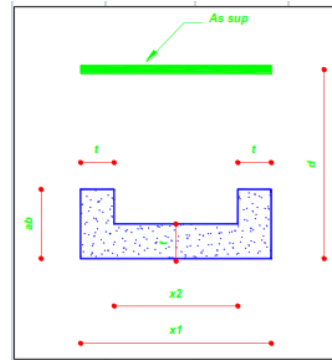
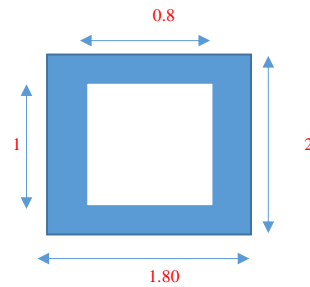
2	
Cb (ton)	13355.84
0.75Cb (ton)	10016.88
C (ton)	5133.97

1-2	
Cb (ton)	13355.84
0.75Cb (ton)	10016.88
C (ton)	4731.61

VIGA INFERIOR

b	180.00 cm	f'c (kg/cm²)	420
h	200.00 cm	fy (kg/cm2)	4200
d	332.40 cm	φ-Flexión	0.9

X1	180
X2	80
t	50



β1	ρba	ρmin	As min
0.75	0.03825	0.0039036	233.560213

TRAMO	NUDO/ CLARO	ITEM	Mu	N de Barras			As def. (cm2)	a (cm)	y (cm)	z (cm)	Mn (ton.m)	φMn (ton.m)	ρ	ρmax	VERIFIC. CUANTÍA
				5/8	3/8	1 3/8									
VSUP	1	M(-)	1995.6			18	172.44	20.19	20.71	311.69	2257.38	2031.64	0.00288	0.02869	CUMPLE
	1-2	M(+)	1085.4			10	95.80	11.18	5.59	326.81	1314.96	1183.46	0.00160	0.02869	CUMPLE
	2	M(-)	1989.6			18	172.44	20.19	20.71	311.69	2257.38	2031.64	0.00288	0.02869	CUMPLE

1	b (cm)	h (cm)	area (cm2)	z	Az
a1'	80.00	20.19	1615.34	10.10	16308.25
a2'	80.00	50.00	4000.00	25.00	100000.00
			5615.34		116308.25

2	b (cm)	h (cm)	area (cm2)	z	Az
a1'	80.00	20.19	1615.34	10.10	16308.25
a2'	80.00	50.00	4000.00	25.00	100000.00
			5615.34		116308.25

1-2	b (cm)	h (cm)	area (cm2)	z	Az
a1'	80.00	11.18	894.02	5.59	4995.50
			894.02		4995.50

Chequeo de Ductibilidad

$$cb = \frac{6120 d}{6120 + fy}$$

cb (cm)	197.12
ab (cm)	147.84

$$Cb = 0.85 * f'c * Ac_b$$

1	
Cb (ton)	5650.33
0.75Cb (ton)	4237.75
C (ton)	5294.91

Area del Concreto

	b (cm)	h (cm)	area (cm2)
a1'	80.00	147.84	11827.26
a2'	80.00	50.00	4000.00
			15827.26

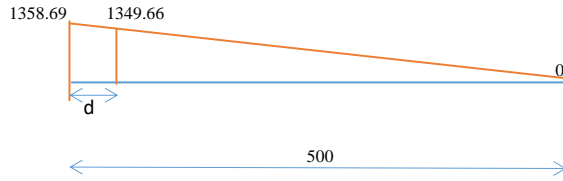
$C < 0.75 C_b$, posee ductilidad

2	
Cb (ton)	5650.33
0.75Cb (ton)	4237.75
C (ton)	5294.91

1-2	
Cb (ton)	5650.33
0.75Cb (ton)	4237.75
C (ton)	4812.08

DISEÑO POR CORTE DE VIGAS

VIGA SUPERIOR

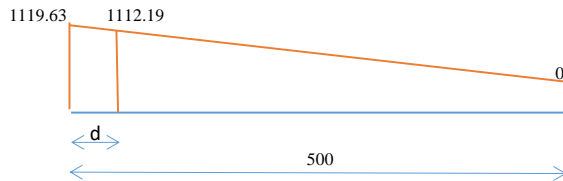


b (cm)	180.00
h (cm)	340.00
f_c (kg/cm ²)	420
f_y (kg/cm ²)	4200
d (cm)	332.40

REFUERZO TRANSVERSAL MÍNIMO							
Vu (Tn)	1358.69	Vc	649.88	Vn>Vc	VERDADERO	Nº de Barra	# 5
Vud (Tn)	1349.66	Vc/2	324.94	Smin(cm)	-	At(cm2)	1.98
Vn	1587.83	Vs	937.95	S(cm)	11		
USAR		# 5	1@0.05,	2@0.10,	RTO@0.22	A/E	

As (kg)	4449.76
---------	---------

VIGA CENTRAL

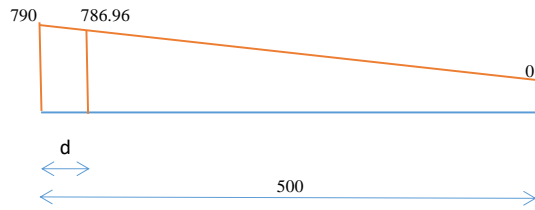


b (cm)	180.00
h (cm)	340.00
f_c (kg/cm ²)	420
f_y (kg/cm ²)	4200
d (cm)	332.40

REFUERZO TRANSVERSAL MÍNIMO							
Vu (Tn)	1119.63	Vc	649.88	Vn>Vc	VERDADERO	Nº de Barra	# 5
Vud (Tn)	1112.19	Vc/2	324.94	Smin(cm)	-	At(cm2)	1.98
Vn	1308.45	Vs	658.57	S(cm)	11		
USAR		# 5	1@0.05,	2@0.10,	RTO@0.22	A/E	

As (kg)	4449.76
---------	---------

VIGA INFERIOR



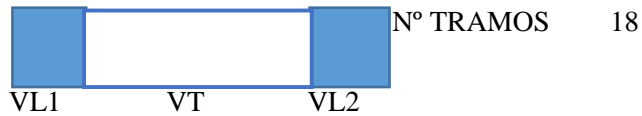
b (cm)	180.00
h (cm)	200.00
f'c (kg/cm ²)	420
fy(kg/cm ²)	4200
d (cm)	192.60

REFUERZO TRANSVERSAL MÍNIMO							
Vu (Tn)	790	Vc	376.56	Vn>Vc	VERDADERO	N° de Barra	# 8
Vud (Tn)	786.96	Vc/2	188.28	Smin(cm)	-	At(cm2)	5.10
Vn	925.83	Vs	549.28	S(cm)	15.00		

USAR # 8 1@0.05, 2@0.10, RTO@0.15 A/E

As (kg)	2498.496
---------	----------

DISEÑO A FLEXIÓN DE VIGAS



VIGAS TRANSVERSALES

TRAMO 1

b	100.00 cm	f'c (kg/cm²)	280
h	150.00 cm	fy (kg/cm2)	4200
d	143.78 cm	φ-Flexión	0.9

x 0.18 L 7.2

β1	ρba	ρmin	As min
0.85	0.0289	0.00333	47.93

TRAMO	NUDO/ CLARO	ITEM	Mu (Tn/m)	a (cm)	As req. (cm2)	N de Barras			As def. (cm2)	ρ	ρmax	VERIFIC. CUANTÍA	a (cm)	Mu (Tn/m)	As (kg)
						5/8	1	1 3/8							
1	1	M(-)	290.8	9.77	55.39		11		56.10	0.00390	0.02168	CUMPLE	9.90	294.40	0.00
		M(+)		0.00	0.00				0.00	0.00000	0.02168	CUMPLE	0.00	0.00	
	1-2	M(-)		0.00	0.00				0.00	0.00000	0.02168	CUMPLE	0.00	0.00	
		M(+)	559.67	19.49	110.47			12	114.96	0.00800	0.02168	CUMPLE	20.29	580.71	815.15
	2	M(-)	270.67	9.08	51.43			11	56.10	0.00390	0.02168	CUMPLE	9.90	294.40	
		M(+)		0.00	0.00				0.00	0.00000	0.02168	CUMPLE	0.00	0.00	

b	100.00 cm	f'c (kg/cm²)	280
h	150.00 cm	fy (kg/cm2)	4200
d	143.78 cm	φ-Flexión	0.9

x 0.18 L 7.2

β1	ρba	ρmin	As min
0.85	0.0289	0.00333333	47.927

TRAMO	NUDO/ CLARO	ITEM	Mu (Tn/m)	a (cm)	As req. (cm2)	N de Barras			As def. (cm2)	ρ	ρmax	VERIFIC. CUANTÍA	a (cm)	Mu (Tn/m)	As (kg)
						5/8	1	1 3/8							
2	1	M(-)	271.68	9.11	51.62		11		56.10	0.00390	0.02168	CUMPLE	9.90	294.40	0.00
		M(+)		0.00	0.00				0.00	0.00000	0.02168	CUMPLE	0.00	0.00	
	1-2	M(-)		0.00	0.00				0.00	0.00000	0.02168	CUMPLE	0.00	0.00	
		M(+)	561.96	19.58	110.95			12	114.96	0.00800	0.02168	CUMPLE	20.29	580.71	815.15
	2	M(-)	280.98	9.43	53.45			11	56.10	0.00390	0.02168	CUMPLE	9.90	294.40	
		M(+)		0.00	0.00				0.00	0.00000	0.02168	CUMPLE	0.00	0.00	

815.15

b	100.00 cm	f'c (kg/cm ²)	280
h	150.00 cm	fy (kg/cm ²)	4200
d	143.78 cm	φ-Flexión	0.9

x 0.18 L 7.2

β1	ρba	ρmin	As min
0.85	0.0289	0.00333333	47.927

TRAMO	NUDO/ CLARO	ITEM	Mu (Tn/m)	a (cm)	As req. (cm ²)	N de Barras			As def. (cm ²)	ρ	ρmax	VERIFIC. CUANTÍA	a (cm)	Mu (Tn/m)	As (kg)
						5/8	1	1 1/2							
3	1	M(-)	271.54	9.11	51.60		11		56.10	0.00390	0.02168	CUMPLE	9.90	294.40	0.00
		M(+)		0.00	0.00				0.00	0.00000	0.02168	CUMPLE	0.00	0.00	
	1-2	M(-)		0.00	0.00				0.00	0.00000	0.02168	CUMPLE	0.00	0.00	
		M(+)	561.65	19.57	110.89			12	136.81	0.00952	0.02168	CUMPLE	24.14	681.13	815.15
	2	M(-)	275.68	9.25	52.41		11		56.10	0.00390	0.02168	CUMPLE	9.90	294.40	
		M(+)		0.00	0.00				0.00	0.00000	0.02168	CUMPLE	0.00	0.00	

815.15

b	100.00 cm	f'c (kg/cm ²)	280
h	150.00 cm	fy (kg/cm ²)	4200
d	143.78 cm	φ-Flexión	0.9

x 0.18 L 7.2

β1	ρba	ρmin	As min
0.85	0.0289	0.00333333	47.927

TRAMO	NUDO/ CLARO	ITEM	Mu (Tn/m)	a (cm)	As req. (cm ²)	N de Barras			As def. (cm ²)	ρ	ρmax	VERIFIC. CUANTÍA	a (cm)	Mu (Tn/m)	As (kg)
						5/8	1	1 3/8							
4	1	M(-)	270.98	9.09	51.49		11		56.10	0.00390	0.02168	CUMPLE	9.90	294.40	0.00
		M(+)		0.00	0.00				0.00	0.00000	0.02168	CUMPLE	0.00	0.00	
	1-2	M(-)		0.00	0.00				0.00	0.00000	0.02168	CUMPLE	0.00	0.00	
		M(+)	561.65	19.57	110.89			12	114.96	0.00800	0.02168	CUMPLE	20.29	580.71	815.15
	2	M(-)	271.23	9.09	51.54		11		56.10	0.00390	0.02168	CUMPLE	9.90	294.40	
		M(+)		0.00	0.00				0.00	0.00000	0.02168	CUMPLE	0.00	0.00	

815.15

b	100.00 cm	f'c (kg/cm²)	280
h	150.00 cm	fy (kg/cm2)	4200
d	143.78 cm	φ-Flexión	0.9

x 0.18 L 7.2

β1	ρba	ρmin	As min
0.85	0.0289	0.003333333	47.927

TRAMO	NUDO/ CLARO	ITEM	Mu (Tn/m)	a (cm)	As req. (cm2)	N de Barras			As def. (cm2)	ρ	ρmax	VERIFIC. CUANTÍA	a (cm)	Mu (Tn/m)	As (kg)
						5/8	1	1 3/8							
5	1	M(-)	271.69	9.11	51.63		11		56.10	0.00390	0.02168	CUMPLE	9.90	294.40	0.00
		M(+)		0.00	0.00				0.00	0.00000	0.02168	CUMPLE	0.00	0.00	
	1-2	M(-)		0.00	0.00				0.00	0.00000	0.02168	CUMPLE	0.00	0.00	
		M(+)	560.87	19.54	110.72			12	114.96	0.00800	0.02168	CUMPLE	20.29	580.71	815.15
	2	M(-)	273.98	9.19	52.08		11		56.10	0.00390	0.02168	CUMPLE	9.90	294.40	
		M(+)		0.00	0.00				0.00	0.00000	0.02168	CUMPLE	0.00	0.00	

815.15

b	100.00 cm	f'c (kg/cm²)	280
h	150.00 cm	fy (kg/cm2)	4200
d	143.78 cm	φ-Flexión	0.9

x 0.18 L 7.2

β1	ρba	ρmin	As min
0.85	0.0289	0.003333333	47.927

TRAMO	NUDO/ CLARO	ITEM	Mu (Tn/m)	a (cm)	As req. (cm2)	N de Barras			As def. (cm2)	ρ	ρmax	VERIFIC. CUANTÍA	a (cm)	Mu (Tn/m)	As (kg)
						5/8	1	1 3/8							
6	1	M(-)	278.98	9.36	53.06		11		56.10	0.00390	0.02168	CUMPLE	9.90	294.40	0.00
		M(+)		0.00	0.00				0.00	0.00000	0.02168	CUMPLE	0.00	0.00	
	1-2	M(-)		0.00	0.00				0.00	0.00000	0.02168	CUMPLE	0.00	0.00	
		M(+)	561.47	19.56	110.85			12	114.96	0.00800	0.02168	CUMPLE	20.29	580.71	815.15
	2	M(-)	281.36	9.45	53.53		11		56.10	0.00390	0.02168	CUMPLE	9.90	294.40	
		M(+)		0.00	0.00				0.00	0.00000	0.02168	CUMPLE	0.00	0.00	

815.15

b	100.00 cm	f'c (kg/cm ²)	280
h	150.00 cm	fy (kg/cm ²)	4200
d	143.78 cm	φ-Flexión	0.9

x 0.18 L 7.2

β1	ρba	ρmin	As min
0.85	0.0289	0.003333333	47.927

TRAMO	NUDO/ CLARO	ITEM	Mu (Tn/m)	a (cm)	As req. (cm ²)	N de Barras			As def. (cm ²)	ρ	ρmax	VERIFIC. CUANTÍA	a (cm)	Mu (Tn/m)	As (kg)
						5/8	1	1 3/8							
7	1	M(-)	281.84	9.46	53.62		11		56.10	0.00390	0.02168	CUMPLE	9.90	294.40	0.00
		M(+)		0.00	0.00				0.00	0.00000	0.02168	CUMPLE	0.00	0.00	
	1-2	M(-)		0.00	0.00				0.00	0.00000	0.02168	CUMPLE	0.00	0.00	
		M(+)	561.12	19.55	110.77			12	114.96	0.00800	0.02168	CUMPLE	20.29	580.71	815.15
	2	M(-)	283.77	9.53	54.00		11		56.10	0.00390	0.02168	CUMPLE	9.90	294.40	
		M(+)		0.00	0.00				0.00	0.00000	0.02168	CUMPLE	0.00	0.00	

815.15

b	100.00 cm	f'c (kg/cm ²)	280
h	150.00 cm	fy (kg/cm ²)	4200
d	143.78 cm	φ-Flexión	0.9

x 0.18 L 7.2

β1	ρba	ρmin	As min
0.85	0.0289	0.003333333	47.927

TRAMO	NUDO/ CLARO	ITEM	Mu (Tn/m)	a (cm)	As req. (cm ²)	N de Barras			As def. (cm ²)	ρ	ρmax	VERIFIC. CUANTÍA	a (cm)	Mu (Tn/m)	As (kg)
						5/8	1	1 1/8							
8	1	M(-)	283.34	9.51	53.92		11		56.10	0.00390	0.02168	CUMPLE	9.90	294.40	0.00
		M(+)		0.00	0.00				0.00	0.00000	0.02168	CUMPLE	0.00	0.00	
	1-2	M(-)		0.00	0.00				0.00	0.00000	0.02168	CUMPLE	0.00	0.00	
		M(+)	561.52	19.56	110.86			12	76.96	0.00535	0.02168	CUMPLE	13.58	398.50	815.15
	2	M(-)	285.68	9.60	54.38		11		56.10	0.00390	0.02168	CUMPLE	9.90	294.40	
		M(+)		0.00	0.00				0.00	0.00000	0.02168	CUMPLE	0.00	0.00	

815.15

b	100.00 cm	f'c (kg/cm ²)	280
h	150.00 cm	fy (kg/cm ²)	4200
d	143.78 cm	φ-Flexión	0.9

x 0.18 L 7.2

β1	ρba	ρmin	As min
0.85	0.0289	0.00333333	47.927

TRAMO	NUDO/ CLARO	ITEM	Mu (Tn/m)	a (cm)	As req. (cm ²)	N de Barras			As def. (cm ²)	ρ	ρmax	VERIFIC. CUANTÍA	a (cm)	Mu (Tn/m)	As (kg)
						5/8	1	1 1/2							
9	1	M(-)	281.68	9.46	53.59		11		56.10	0.00390	0.02168	CUMPLE	9.90	294.40	0.00
		M(+)		0.00	0.00				0.00	0.00000	0.02168	CUMPLE	0.00	0.00	
	1-2	M(-)		0.00	0.00				0.00	0.00000	0.02168	CUMPLE	0.00	0.00	
		M(+)	561.52	19.56	110.86			10	114.01	0.00793	0.02168	CUMPLE	20.12	576.28	679.29
	2	M(-)	284.87	9.57	54.22		11		56.10	0.00390	0.02168	CUMPLE	9.90	294.40	
		M(+)		0.00	0.00				0.00	0.00000	0.02168	CUMPLE	0.00	0.00	

679.29

b	100.00 cm	f'c (kg/cm ²)	280
h	150.00 cm	fy (kg/cm ²)	4200
d	143.78 cm	φ-Flexión	0.9

x 0.18 L 7.2

β1	ρba	ρmin	As min
0.85	0.0289	0.00333333	47.927

TRAMO	NUDO/ CLARO	ITEM	Mu (Tn/m)	a (cm)	As req. (cm ²)	N de Barras			As def. (cm ²)	ρ	ρmax	VERIFIC. CUANTÍA	a (cm)	Mu (Tn/m)	As (kg)
						5/8	1	1 3/8							
10	1	M(-)	283.64	9.53	53.98		11		56.10	0.00390	0.02168	CUMPLE	9.90	294.40	0.00
		M(+)		0.00	0.00				0.00	0.00000	0.02168	CUMPLE	0.00	0.00	
	1-2	M(-)		0.00	0.00				0.00	0.00000	0.02168	CUMPLE	0.00	0.00	
		M(+)	560.93	19.54	110.73			12	114.96	0.00800	0.02168	CUMPLE	20.29	580.71	815.15
	2	M(-)	284.68	9.56	54.18		11		56.10	0.00390	0.02168	CUMPLE	9.90	294.40	
		M(+)		0.00	0.00				0.00	0.00000	0.02168	CUMPLE	0.00	0.00	

815.15

b	100.00 cm	f'c (kg/cm²)	280
h	150.00 cm	fy (kg/cm2)	4200
d	143.78 cm	φ-Flexión	0.9

x 0.18 L 7.2

β1	ρba	ρmin	As min
0.85	0.0289	0.00333333	47.927

TRAMO	NUDO/ CLARO	ITEM	Mu (Tn/m)	a (cm)	As req. (cm2)	N de Barras			As def. (cm2)	ρ	ρmax	VERIFIC. CUANTÍA	a (cm)	Mu (Tn/m)	As (kg)
						5/8	1	1 3/8							
11	1	M(-)	282.87	9.50	53.83		11		56.10	0.00390	0.02168	CUMPLE	9.90	294.40	407.57
		M(+)		0.00	0.00				0.00	0.00000	0.02168	CUMPLE	0.00	0.00	
	1-2	M(-)		0.00	0.00				0.00	0.00000	0.02168	CUMPLE	0.00	0.00	
		M(+)	561.39	19.56	110.83			12	114.96	0.00800	0.02168	CUMPLE	20.29	580.71	271.72
	2	M(-)	283.64	9.53	53.98		11		56.10	0.00390	0.02168	CUMPLE	9.90	294.40	
		M(+)		0.00	0.00				0.00	0.00000	0.02168	CUMPLE	0.00	0.00	

679.29

b	100.00 cm	f'c (kg/cm²)	280
h	150.00 cm	fy (kg/cm2)	4200
d	143.78 cm	φ-Flexión	0.9

x 0.18 L 7.2

β1	ρba	ρmin	As min
0.85	0.0289	0.00333333	47.927

TRAMO	NUDO/ CLARO	ITEM	Mu (Tn/m)	a (cm)	As req. (cm2)	N de Barras			As def. (cm2)	ρ	ρmax	VERIFIC. CUANTÍA	a (cm)	Mu (Tn/m)	As (kg)
						5/8	1	1 3/8							
12	1	M(-)	280.89	9.43	53.44		11		56.10	0.00390	0.02168	CUMPLE	9.90	294.40	0.00
		M(+)		0.00	0.00				0.00	0.00000	0.02168	CUMPLE	0.00	0.00	
	1-2	M(-)		0.00	0.00				0.00	0.00000	0.02168	CUMPLE	0.00	0.00	
		M(+)	561.47	19.56	110.85			12	114.96	0.00800	0.02168	CUMPLE	20.29	580.71	815.15
	2	M(-)	281.68	9.46	53.59		11		56.10	0.00390	0.02168	CUMPLE	9.90	294.40	
		M(+)		0.00	0.00				0.00	0.00000	0.02168	CUMPLE	0.00	0.00	

815.15

b	100.00 cm	f'c (kg/cm ²)	280
h	150.00 cm	fy (kg/cm ²)	4200
d	143.78 cm	φ-Flexión	0.9

x 0.18 L 7.2

β1	ρba	ρmin	As min
0.85	0.0289	0.00333333	47.927

TRAMO	NUDO/ CLARO	ITEM	Mu (Tn/m)	a (cm)	As req. (cm ²)	N de Barras			As def. (cm ²)	ρ	ρmax	VERIFIC. CUANTÍA	a (cm)	Mu (Tn/m)	As (kg)
						5/8	1	1 3/8							
13	1	M(-)	279.68	9.39	53.20		11		56.10	0.00390	0.02168	CUMPLE	9.90	294.40	0.00
		M(+)		0.00	0.00				0.00	0.00000	0.02168	CUMPLE	0.00	0.00	
	1-2	M(-)		0.00	0.00				0.00	0.00000	0.02168	CUMPLE	0.00	0.00	
		M(+)	561.8	19.57	110.92			12	114.96	0.00800	0.02168	CUMPLE	20.29	580.71	815.15
	2	M(-)	280.98	9.43	53.45		11		56.10	0.00390	0.02168	CUMPLE	9.90	294.40	
		M(+)		0.00	0.00				0.00	0.00000	0.02168	CUMPLE	0.00	0.00	

815.15

b	100.00 cm	f'c (kg/cm ²)	280
h	150.00 cm	fy (kg/cm ²)	4200
d	143.78 cm	φ-Flexión	0.9

x 0.18 L 7.2

β1	ρba	ρmin	As min
0.85	0.0289	0.00333333	47.927

TRAMO	NUDO/ CLARO	ITEM	Mu (Tn/m)	a (cm)	As req. (cm ²)	N de Barras			As def. (cm ²)	ρ	ρmax	VERIFIC. CUANTÍA	a (cm)	Mu (Tn/m)	As (kg)
						5/8	1	1 3/8							
14	1	M(-)	273.68	9.18	52.02		11		56.10	0.00390	0.02168	CUMPLE	9.90	294.40	0.00
		M(+)		0.00	0.00				0.00	0.00000	0.02168	CUMPLE	0.00	0.00	
	1-2	M(-)		0.00	0.00				0.00	0.00000	0.02168	CUMPLE	0.00	0.00	
		M(+)	561.87	19.58	110.93			12	114.96	0.00800	0.02168	CUMPLE	20.29	580.71	815.15
	2	M(-)	276.68	9.28	52.61		11		56.10	0.00390	0.02168	CUMPLE	9.90	294.40	
		M(+)		0.00	0.00				0.00	0.00000	0.02168	CUMPLE	0.00	0.00	

815.15

b	100.00 cm	f'c (kg/cm ²)	280
h	150.00 cm	fy (kg/cm ²)	4200
d	143.78 cm	φ-Flexión	0.9

x 0.18 L 7.2

β1	ρba	ρmin	As min
0.85	0.0289	0.00333333	47.927

TRAMO	NUDO/ CLARO	ITEM	Mu (Tn/m)	a (cm)	As req. (cm ²)	N de Barras			As def. (cm ²)	ρ	ρmax	VERIFIC. CUANTÍA	a (cm)	Mu (Tn/m)	As (kg)
						5/8	1	1 3/8							
15	1	M(-)	274.84	9.22	52.24		11		56.10	0.00390	0.02168	CUMPLE	9.90	294.40	0.00
		M(+)		0.00	0.00				0.00	0.00000	0.02168	CUMPLE	0.00	0.00	
	1-2	M(-)		0.00	0.00				0.00	0.00000	0.02168	CUMPLE	0.00	0.00	
		M(+)	561.87	19.58	110.93			12	114.96	0.00800	0.02168	CUMPLE	20.29	580.71	815.15
	2	M(-)	276.15	9.27	52.50		11		56.10	0.00390	0.02168	CUMPLE	9.90	294.40	
		M(+)		0.00	0.00				0.00	0.00000	0.02168	CUMPLE	0.00	0.00	

815.15

b	100.00 cm	f'c (kg/cm ²)	280
h	150.00 cm	fy (kg/cm ²)	4200
d	143.78 cm	φ-Flexión	0.9

x 0.18 L 7.2

β1	ρba	ρmin	As min
0.85	0.0289	0.00333333	47.927

TRAMO	NUDO/ CLARO	ITEM	Mu (Tn/m)	a (cm)	As req. (cm ²)	N de Barras			As def. (cm ²)	ρ	ρmax	VERIFIC. CUANTÍA	a (cm)	Mu (Tn/m)	As (kg)
						5/8	1	1 3/8							
16	1	M(-)	274.85	9.22	52.25		11		56.10	0.00390	0.02168	CUMPLE	9.90	294.40	0.00
		M(+)		0.00	0.00				0.00	0.00000	0.02168	CUMPLE	0.00	0.00	
	1-2	M(-)		0.00	0.00				0.00	0.00000	0.02168	CUMPLE	0.00	0.00	
		M(+)	558.64	19.46	110.25			12	114.96	0.00800	0.02168	CUMPLE	20.29	580.71	815.15
	2	M(-)	275.68	9.25	52.41		11		56.10	0.00390	0.02168	CUMPLE	9.90	294.40	
		M(+)		0.00	0.00				0.00	0.00000	0.02168	CUMPLE	0.00	0.00	

815.15

b	100.00 cm	f'c (kg/cm ²)	280
h	150.00 cm	fy (kg/cm ²)	4200
d	143.78 cm	φ-Flexión	0.9

x 0.18 L 7.2

β1	ρba	ρmin	As min
0.85	0.0289	0.00333333	47.927

TRAMO	NUDO/ CLARO	ITEM	Mu (Tn/m)	a (cm)	As req. (cm ²)	N de Barras			As def. (cm ²)	ρ	ρmax	VERIFIC. CUANTÍA	a (cm)	Mu (Tn/m)	As (kg)
						5/8	1	1 3/8							
17	1	M(-)	274.83	9.22	52.24		11		56.10	0.00390	0.02168	CUMPLE	9.90	294.40	0.00
		M(+)		0.00	0.00				0.00	0.00000	0.02168	CUMPLE	0.00	0.00	
	1-2	M(-)		0.00	0.00				0.00	0.00000	0.02168	CUMPLE	0.00	0.00	
		M(+)	547.84	19.05	107.95			12	114.96	0.00800	0.02168	CUMPLE	20.29	580.71	815.15
	2	M(-)	275.62	9.25	52.40		11		56.10	0.00390	0.02168	CUMPLE	9.90	294.40	
		M(+)		0.00	0.00				0.00	0.00000	0.02168	CUMPLE	0.00	0.00	

815.15

b	100.00 cm	f'c (kg/cm ²)	280
h	150.00 cm	fy (kg/cm ²)	4200
d	143.78 cm	φ-Flexión	0.9

x 0.18 L 7.2

β1	ρba	ρmin	As min
0.85	0.0289	0.00333333	47.927

S

TRAMO	NUDO/ CLARO	ITEM	Mu (Tn/m)	a (cm)	As req. (cm ²)	N de Barras			As def. (cm ²)	ρ	ρmax	VERIFIC. CUANTÍA	a (cm)	Mu (Tn/m)	As (kg)
						5/8	1	1 3/8							
18	1	M(-)	271.51	9.10	51.59		11		56.10	0.00390	0.02168	CUMPLE	9.90	294.40	0.00
		M(+)		0.00	0.00				0.00	0.00000	0.02168	CUMPLE	0.00	0.00	
	1-2	M(-)		0.00	0.00				0.00	0.00000	0.02168	CUMPLE	0.00	0.00	
		M(+)	544.84	18.94	107.32			12	114.96	0.00800	0.02168	CUMPLE	20.29	580.71	815.15
	2	M(-)	274.65	9.21	52.21		11		56.10	0.00390	0.02168	CUMPLE	9.90	294.40	
		M(+)		0.00	0.00				0.00	0.00000	0.02168	CUMPLE	0.00	0.00	

815.15

VIGA LATERAL

b	100.00 cm	f'c (kg/cm²)	280
h	150.00 cm	fy (kg/cm2)	4200
d	143.78 cm	φ-Flexión	0.9

β1	ρba
0.85	0.0289

x 0.18

TRAMO	NUDO/ CLARO	ITEM	Mu	a (cm)	As req. (cm2)	N de Barras			As def. (cm2)	ρ	ρmax	VERIFIC.	a (cm)	Mu (Tn/m)	As
						1 1/2	1	1				CUANTÍA			(kg)
1	1	M(-)	312.5	10.53	59.69			12	61.20	0.00426	0.02168	CUMPLE	10.80	320.12	489.60
		M(+)		0.00	0.00				0.00	0.00000	0.02168	CUMPLE	0.00	0.00	
	1-2	M(-)		0.00	0.00				0.00	0.00000	0.02168	CUMPLE	0.00	0.00	
		M(+)	142.6	4.71	26.67		6		30.60	0.00213	0.02168	CUMPLE	5.40	163.18	0.00
	1	M(-)	304.3	10.25	58.06			12	61.20	0.00426	0.02168	CUMPLE	10.80	320.12	
		M(+)		0.00	0.00				0.00	0.00000	0.02168	CUMPLE	0.00	0.00	

489.60

b	100.00 cm	f'c (kg/cm²)	280
h	150.00 cm	fy (kg/cm2)	4200
d	143.78 cm	φ-Flexión	0.9

β1	ρba
0.85	0.0289

x 0.18

TRAMO	NUDO/ CLARO	ITEM	Mu	a (cm)	As req. (cm2)	N de Barras			As def. (cm2)	ρ	ρmax	VERIFIC.	a (cm)	Mu (Tn/m)	As
						1 1/2	1	1				CUANTÍA			(kg)
2	2	M(-)	304.3	10.25	58.06			12	61.20	0.00426	0.02168	CUMPLE	10.80	320.12	612.00
		M(+)		0.00	0.00				0.00	0.00000	0.02168	CUMPLE	0.00	0.00	
	2-3	M(-)		0.00	0.00				0.00	0.00000	0.02168	CUMPLE	0.00	0.00	
		M(+)	109.97	3.62	20.49		6		30.60	0.00213	0.02168	CUMPLE	5.40	163.18	0.00
	3	M(-)	317.94	10.72	60.77			12	61.20	0.00426	0.02168	CUMPLE	10.80	320.12	
		M(+)		0.00	0.00				0.00	0.00000	0.02168	CUMPLE	0.00	0.00	

612.00

b	70.00 cm	f'c (kg/cm ²)	280
h	150.00 cm	fy (kg/cm2)	4200
d	143.78 cm	φ-Flexión	0.9

β1	ρba
0.85	0.0289

x 0.25

TRAMO	NUDO/ CLARO	ITEM	Mu	a (cm)	As req. (cm2)	N de Barras			As def. (cm2)	ρ	ρmax	VERIFIC. CUANTÍA	a (cm)	Mu (Tn/m)	As (kg)
						1 1/2	1	1							
3	2	M(-)	317.94	10.72	60.77			12	61.20	0.00426	0.02168	CUMPLE	10.80	320.12	612.00
		M(+)		0.00	0.00				0.00	0.00000	0.02168	CUMPLE	0.00	0.00	
	2-3	M(-)		0.00	0.00				0.00	0.00000	0.02168	CUMPLE	0.00	0.00	
		M(+)	120.45	3.97	22.47			5	25.50	0.00177	0.02168	CUMPLE	4.50	136.42	0.00
	3	M(-)	324.01	10.94	61.97			12	61.20	0.00426	0.02168	CUMPLE	10.80	320.12	
		M(+)		0.00	0.00				0.00	0.00000	0.02168	CUMPLE	0.00	0.00	

612.00

b	100.00 cm	f'c (kg/cm ²)	280
h	150.00 cm	fy (kg/cm2)	4200
d	143.78 cm	φ-Flexión	0.9

β1	ρba
0.85	0.0289

x 0.18

TRAMO	NUDO/ CLARO	ITEM	Mu	a (cm)	As req. (cm2)	N de Barras			As def. (cm2)	ρ	ρmax	VERIFIC. CUANTÍA	a (cm)	Mu (Tn/m)	As (kg)
						1 1/2	7/8	1							
4	2	M(-)	324.01	10.94	61.97			12	61.20	0.00426	0.02168	CUMPLE	10.80	320.12	489.60
		M(+)		0.00	0.00				0.00	0.00000	0.02168	CUMPLE	0.00	0.00	
	2-3	M(-)		0.00	0.00				0.00	0.00000	0.02168	CUMPLE	0.00	0.00	
		M(+)	111.73	3.67	20.82			5	25.50	0.00177	0.02168	CUMPLE	4.50	136.42	0.00
	3	M(-)	283.89	9.53	54.03			12	61.20	0.00426	0.02168	CUMPLE	10.80	320.12	
		M(+)		0.00	0.00				0.00	0.00000	0.02168	CUMPLE	0.00	0.00	

489.60

b	100.00 cm	f'c (kg/cm ²)	280
h	150.00 cm	fy (kg/cm ²)	4200
d	143.78 cm	φ-Flexión	0.9

β1	ρba
0.85	0.0289

x 0.18

TRAMO	NUDO/ CLARO	ITEM	Mu	a (cm)	As req. (cm ²)	N de Barras			As def. (cm ²)	ρ	ρmax	VERIFIC. CUANTÍA	a (cm)	Mu (Tn/m)	As (kg)
						1 1/2	1	1							
5	2	M(-)	283.89	9.53	54.03			12	61.20	0.00426	0.02168	CUMPLE	10.80	320.12	367.20
		M(+)		0.00	0.00				0.00	0.00000	0.02168	CUMPLE	0.00	0.00	
	2-3	M(-)		0.00	0.00				0.00	0.00000	0.02168	CUMPLE	0.00	0.00	
		M(+)	118.21	3.89	22.05			5	25.50	0.00177	0.02168	CUMPLE	4.50	136.42	0.00
	3	M(-)	322.98	10.90	61.77			12	61.20	0.00426	0.02168	CUMPLE	10.80	320.12	
		M(+)		0.00	0.00				0.00	0.00000	0.02168	CUMPLE	0.00	0.00	

367.20

b	100.00 cm	f'c (kg/cm ²)	280
h	150.00 cm	fy (kg/cm ²)	4200
d	143.78 cm	φ-Flexión	0.9

β1	ρba
0.85	0.0289

x 0.18

TRAMO	NUDO/ CLARO	ITEM	Mu	a (cm)	As req. (cm ²)	N de Barras			As def. (cm ²)	ρ	ρmax	VERIFIC. CUANTÍA	a (cm)	Mu (Tn/m)	As (kg)
						1 1/2	1	1 1/4							
6	2	M(-)	322.98	10.90	61.77			12	61.20	0.00426	0.02168	CUMPLE	10.80	320.12	367.20
		M(+)		0.00	0.00				0.00	0.00000	0.02168	CUMPLE	0.00	0.00	
	2-3	M(-)		0.00	0.00				0.00	0.00000	0.02168	CUMPLE	0.00	0.00	
		M(+)	118.55	3.90	22.11			5	25.50	0.00177	0.02168	CUMPLE	4.50	136.42	0.00
	3	M(-)	323.74	10.93	61.92			12	61.20	0.00426	0.02168	CUMPLE	10.80	320.12	
		M(+)		0.00	0.00				0.00	0.00000	0.02168	CUMPLE	0.00	0.00	

367.20

b	100.00 cm	f'c (kg/cm ²)	280
h	150.00 cm	fy (kg/cm ²)	4200
d	143.78 cm	φ-Flexión	0.9

x 0.18

β1	ρba
0.85	0.0289

TRAMO	NUDO/ CLARO	ITEM	Mu	a (cm)	As req. (cm ²)	N de Barras			As def. (cm ²)	ρ	ρmax	VERIFIC. CUANTÍA	a (cm)	Mu (Tn/m)	As (kg)
						1 1/2	1	1							
7	2	M(-)	323.74	10.93	61.92			12	61.20	0.00426	0.02168	CUMPLE	10.80	320.12	367.20
		M(+)		0.00	0.00				0.00	0.00000	0.02168	CUMPLE	0.00	0.00	
	2-3	M(-)		0.00	0.00				0.00	0.00000	0.02168	CUMPLE	0.00	0.00	
		M(+)	118.01	3.88	22.01			5	25.50	0.00177	0.02168	CUMPLE	4.50	136.42	0.00
	3	M(-)	313.84	10.58	59.95			12	61.20	0.00426	0.02168	CUMPLE	10.80	320.12	
		M(+)		0.00	0.00				0.00	0.00000	0.02168	CUMPLE	0.00	0.00	

367.20

b	100.00 cm	f'c (kg/cm ²)	280
h	150.00 cm	fy (kg/cm ²)	4200
d	143.78 cm	φ-Flexión	0.9

x 0.18

β1	ρba
0.85	0.0289

TRAMO	NUDO/ CLARO	ITEM	Mu	a (cm)	As req. (cm ²)	N de Barras			As def. (cm ²)	ρ	ρmax	VERIFIC. CUANTÍA	a (cm)	Mu (Tn/m)	As (kg)
						1 1/2	1	1 3/8							
8	2	M(-)	313.84	10.58	59.95			12	61.20	0.00426	0.02168	CUMPLE	10.80	320.12	367.20
		M(+)		0.00	0.00				0.00	0.00000	0.02168	CUMPLE	0.00	0.00	
	2-3	M(-)		0.00	0.00				0.00	0.00000	0.02168	CUMPLE	0.00	0.00	
		M(+)	118.06	3.89	22.02			5	25.50	0.00177	0.02168	CUMPLE	4.50	136.42	0.00
	3	M(-)	313.43	10.57	59.87			12	61.20	0.00426	0.02168	CUMPLE	10.80	320.12	
		M(+)		0.00	0.00				0.00	0.00000	0.02168	CUMPLE	0.00	0.00	

367.20

b	100.00 cm	f'c (kg/cm ²)	280
h	150.00 cm	fy (kg/cm ²)	4200
d	143.78 cm	φ-Flexión	0.9

x 0.18

β1	ρba
0.85	0.0289

TRAMO	NUDO/ CLARO	ITEM	Mu	a (cm)	As req. (cm ²)	N de Barras			As def. (cm ²)	ρ	ρmax	VERIFIC. CUANTÍA	a (cm)	Mu (Tn/m)	As (kg)
						1 1/2	1	1							
9	2	M(-)	313.43	10.57	59.87			12	61.20	0.00426	0.02168	CUMPLE	10.80	320.12	367.20
		M(+)		0.00	0.00				0.00	0.00000	0.02168	CUMPLE	0.00	0.00	
	2-3	M(-)		0.00	0.00				0.00	0.00000	0.02168	CUMPLE	0.00	0.00	
		M(+)	117.99	3.88	22.01			12	61.20	0.00426	0.02168	CUMPLE	10.80	320.12	0.00
	3	M(-)	321.26	10.84	61.43			12	61.20	0.00426	0.02168	CUMPLE	10.80	320.12	
		M(+)		0.00	0.00				0.00	0.00000	0.02168	CUMPLE	0.00	0.00	

367.20

b	100.00 cm	f'c (kg/cm ²)	280
h	150.00 cm	fy (kg/cm ²)	4200
d	143.78 cm	φ-Flexión	0.9

x 0.18

β1	ρba
0.85	0.0289

TRAMO	NUDO/ CLARO	ITEM	Mu	a (cm)	As req. (cm ²)	N de Barras			As def. (cm ²)	ρ	ρmax	VERIFIC. CUANTÍA	a (cm)	Mu (Tn/m)	As (kg)
						1 1/2	1	1							
10	2	M(-)	321.26	10.84	61.43			13	66.30	0.00461	0.02168	CUMPLE	11.70	345.67	397.80
		M(+)		0.00	0.00				0.00	0.00000	0.02168	CUMPLE	0.00	0.00	
	2-3	M(-)		0.00	0.00				0.00	0.00000	0.02168	CUMPLE	0.00	0.00	
		M(+)	118.06	3.89	22.02			5	25.50	0.00177	0.02168	CUMPLE	4.50	136.42	0.00
	3	M(-)	323.37	10.91	61.85			13	66.30	0.00461	0.02168	CUMPLE	11.70	345.67	
		M(+)		0.00	0.00				0.00	0.00000	0.02168	CUMPLE	0.00	0.00	

397.80

b	100.00 cm	f'c (kg/cm ²)	280
h	150.00 cm	fy (kg/cm ²)	4200
d	143.78 cm	φ-Flexión	0.9

β1	ρba
0.85	0.0289

x 0.18

TRAMO	NUDO/ CLARO	ITEM	Mu	a (cm)	As req. (cm ²)	N de Barras			As def. (cm ²)	ρ	ρmax	VERIFIC. CUANTÍA	a (cm)	Mu (Tn/m)	As (kg)
						1 1/2	1	1							
11	2	M(-)	323.37	10.91	61.85			13	66.30	0.00461	0.02168	CUMPLE	11.70	345.67	397.80
		M(+)		0.00	0.00				0.00	0.00000	0.02168	CUMPLE	0.00	0.00	
	2-3	M(-)		0.00	0.00				0.00	0.00000	0.02168	CUMPLE	0.00	0.00	
		M(+)	118.19	3.89	22.04		5		25.50	0.00177	0.02168	CUMPLE	4.50	136.42	0.00
	3	M(-)	323.72	10.93	61.92			13	66.30	0.00461	0.02168	CUMPLE	11.70	345.67	
		M(+)		0.00	0.00				0.00	0.00000	0.02168	CUMPLE	0.00	0.00	

397.80

b	100.00 cm	f'c (kg/cm ²)	280
h	150.00 cm	fy (kg/cm ²)	4200
d	143.78 cm	φ-Flexión	0.9

β1	ρba
0.85	0.0289

x 0.18

TRAMO	NUDO/ CLARO	ITEM	Mu	a (cm)	As req. (cm ²)	N de Barras			As def. (cm ²)	ρ	ρmax	VERIFIC. CUANTÍA	a (cm)	Mu (Tn/m)	As (kg)
						1 1/2	1	1							
12	2	M(-)	323.72	10.93	61.92			13	66.30	0.00461	0.02168	CUMPLE	11.70	345.67	397.80
		M(+)		0.00	0.00				0.00	0.00000	0.02168	CUMPLE	0.00	0.00	
	2-3	M(-)		0.00	0.00				0.00	0.00000	0.02168	CUMPLE	0.00	0.00	
		M(+)	118.15	3.89	22.04		5		25.50	0.00177	0.02168	CUMPLE	4.50	136.42	0.00
	3	M(-)	323.84	10.93	61.94			12	61.20	0.00426	0.02168	CUMPLE	10.80	320.12	
		M(+)		0.00	0.00				0.00	0.00000	0.02168	CUMPLE	0.00	0.00	

397.80

b	100.00 cm	f'c (kg/cm ²)	280
h	150.00 cm	fy (kg/cm ²)	4200
d	143.78 cm	φ-Flexión	0.9

β1	ρba
0.85	0.0289

x 0.18

TRAMO	NUDO/ CLARO	ITEM	Mu	a (cm)	As req. (cm ²)	N de Barras			As def. (cm ²)	ρ	ρmax	VERIFIC. CUANTÍA	a (cm)	Mu (Tn/m)	As (kg)
						1 1/2	1	1							
13	2	M(-)	323.84	10.93	61.94			13	66.30	0.00461	0.02168	CUMPLE	11.70	345.67	397.80
		M(+)		0.00	0.00				0.00	0.00000	0.02168	CUMPLE	0.00	0.00	
	2-3	M(-)		0.00	0.00				0.00	0.00000	0.02168	CUMPLE	0.00	0.00	
		M(+)	118.18	3.89	22.04		5		25.50	0.00177	0.02168	CUMPLE	4.50	136.42	0.00
	3	M(-)	323.92	10.93	61.96			13	66.30	0.00461	0.02168	CUMPLE	11.70	345.67	
		M(+)		0.00	0.00				0.00	0.00000	0.02168	CUMPLE	0.00	0.00	

397.80

b	100.00 cm	f'c (kg/cm ²)	280
h	150.00 cm	fy (kg/cm ²)	4200
d	143.78 cm	φ-Flexión	0.9

β1	ρba
0.85	0.0289

x 0.18

TRAMO	NUDO/ CLARO	ITEM	Mu	a (cm)	As req. (cm ²)	N de Barras			As def. (cm ²)	ρ	ρmax	VERIFIC. CUANTÍA	a (cm)	Mu (Tn/m)	As (kg)
						1 1/2	1	1							
14	2	M(-)	323.92	10.93	61.96			13	66.30	0.00461	0.02168	CUMPLE	11.70	345.67	397.80
		M(+)		0.00	0.00				0.00	0.00000	0.02168	CUMPLE	0.00	0.00	
	2-3	M(-)		0.00	0.00				0.00	0.00000	0.02168	CUMPLE	0.00	0.00	
		M(+)	118.23	3.89	22.05		6		30.60	0.00213	0.02168	CUMPLE	5.40	163.18	0.00
	3	M(-)	323.17	10.91	61.81			12	61.20	0.00426	0.02168	CUMPLE	10.80	320.12	
		M(+)		0.00	0.00				0.00	0.00000	0.02168	CUMPLE	0.00	0.00	

397.80

b	100.00 cm	f'c (kg/cm ²)	280
h	150.00 cm	fy (kg/cm2)	4200
d	143.78 cm	φ-Flexión	0.9

β1	ρba
0.85	0.0289

x 0.18

TRAMO	NUDO/ CLARO	ITEM	Mu	a (cm)	As req. (cm2)	N de Barras			As def. (cm2)	ρ	ρmax	VERIFIC. CUANTÍA	a (cm)	Mu (Tn/m)	As (kg)
						1 1/2	1	1							
15	2	M(-)	323.17	10.91	61.81			13	66.30	0.00461	0.02168	CUMPLE	11.70	345.67	397.80
		M(+)		0.00	0.00				0.00	0.00000	0.02168	CUMPLE	0.00	0.00	
	2-3	M(-)		0.00	0.00				0.00	0.00000	0.02168	CUMPLE	0.00	0.00	
		M(+)	118.05	3.89	22.02			6	30.60	0.00213	0.02168	CUMPLE	5.40	163.18	0.00
	3	M(-)	324.01	10.94	61.97			13	66.30	0.00461	0.02168	CUMPLE	11.70	345.67	
		M(+)		0.00	0.00				0.00	0.00000	0.02168	CUMPLE	0.00	0.00	

397.80

b	100.00 cm	f'c (kg/cm ²)	280
h	150.00 cm	fy (kg/cm2)	4200
d	143.78 cm	φ-Flexión	0.9

β1	ρba
0.85	0.0289

x 0.18

TRAMO	NUDO/ CLARO	ITEM	Mu	a (cm)	As req. (cm2)	N de Barras			As def. (cm2)	ρ	ρmax	VERIFIC. CUANTÍA	a (cm)	Mu (Tn/m)	As (kg)
						1 1/2	1	1							
16	2	M(-)	324.01	10.94	61.97			13	66.30	0.00461	0.02168	CUMPLE	11.70	345.67	397.80
		M(+)		0.00	0.00				0.00	0.00000	0.02168	CUMPLE	0.00	0.00	
	2-3	M(-)		0.00	0.00				0.00	0.00000	0.02168	CUMPLE	0.00	0.00	
		M(+)	118.27	3.89	22.06			5	25.50	0.00177	0.02168	CUMPLE	4.50	136.42	0.00
	3	M(-)	323.99	10.94	61.97			13	66.30	0.00461	0.02168	CUMPLE	11.70	345.67	
		M(+)		0.00	0.00				0.00	0.00000	0.02168	CUMPLE	0.00	0.00	

397.80

b	100.00 cm	f'c (kg/cm ²)	280
h	150.00 cm	fy (kg/cm2)	4200
d	143.78 cm	φ-Flexión	0.9

β1	ρba
0.85	0.0289

x 0.18

TRAMO	NUDO/ CLARO	ITEM	Mu	a (cm)	As req. (cm2)	N de Barras			As def. (cm2)	ρ	ρmax	VERIFIC. CUANTÍA	a (cm)	Mu (Tn/m)	As (kg)
						1 1/2	1	1							
17	2	M(-)	323.99	10.94	61.97			13	66.30	0.00461	0.02168	CUMPLE	11.70	345.67	397.80
		M(+)		0.00	0.00				0.00	0.00000	0.02168	CUMPLE	0.00	0.00	
	2-3	M(-)		0.00	0.00				0.00	0.00000	0.02168	CUMPLE	0.00	0.00	
		M(+)	157.6	5.21	29.53		6		30.60	0.00213	0.02168	CUMPLE	5.40	163.18	0.00
	3	M(-)	305.54	10.29	58.30			12	61.20	0.00426	0.02168	CUMPLE	10.80	320.12	
		M(+)		0.00	0.00				0.00	0.00000	0.02168	CUMPLE	0.00	0.00	

397.80

b	100.00 cm	f'c (kg/cm ²)	280
h	150.00 cm	fy (kg/cm2)	4200
d	143.78 cm	φ-Flexión	0.9

β1	ρba
0.85	0.0289

x 0.18

TRAMO	NUDO/ CLARO	ITEM	Mu	a (cm)	As req. (cm2)	N de Barras			As def. (cm2)	ρ	ρmax	VERIFIC. CUANTÍA	a (cm)	Mu (Tn/m)	As (kg)
						1 1/2	1	1							
18	2	M(-)	305.54	10.29	58.30			12	61.20	0.00426	0.02168	CUMPLE	10.80	320.12	489.60
		M(+)		0.00	0.00				0.00	0.00000	0.02168	CUMPLE	0.00	0.00	
	2-3	M(-)		0.00	0.00				0.00	0.00000	0.02168	CUMPLE	0.00	0.00	
		M(+)	159.65	5.28	29.92		6		30.60	0.00213	0.02168	CUMPLE	5.40	163.18	0.00
	3	M(-)	301.06	10.13	57.42			12	61.20	0.00426	0.02168	CUMPLE	10.80	320.12	
		M(+)		0.00	0.00				0.00	0.00000	0.02168	CUMPLE	0.00	0.00	

489.60



As 15422.40

ACERO DE DISTRIBUCIÓN

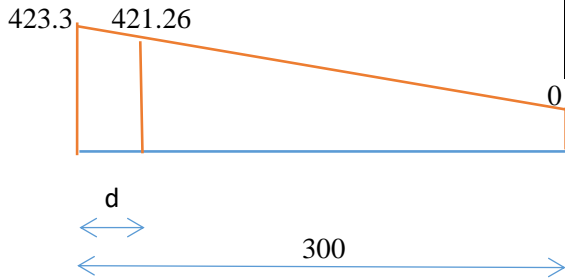
S	7200
$\frac{3840}{\sqrt{S}} \leq 67 \%$	45.25

As inf
As sup

b	As dist (cm2)	As	area	n varillas	separacion (cm)	As kg
13200	936.445	1/2	1.29	726	18	5190.6096
13200	456.983	1/2	1.29	354	37	2530.9584

DISEÑO POR CORTE DE VIGAS

VIGA LATERAL



b (cm)	100.00
h (cm)	150.00
f'c (kg/cm ²)	280
fy(kg/cm ²)	4200
d (cm)	144.42

$$S \leq \frac{d}{2}; \quad S \leq 60cm; \quad S \leq S_{max} \leq \frac{A_v f_y}{0.2 \sqrt{f'c} b} \leq \frac{A_v f_y}{3.5 b}$$

REFUERZO TRANSVERSAL MÍNIMO

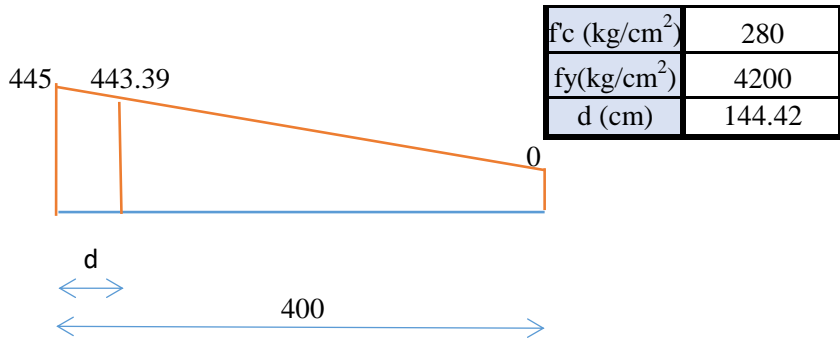
Vu (Tn)	423.3	Vc	128.08	Vn > Vc	ERDADER	Nº de Barra	# 5
Vud (Tn)	421.26	Vc/2	64.04	Smin(cm)	-	At(cm2)	1.98
Vn	495.60	Vs	367.53	S(cm)	23.00		

USAR # 5 1@0.05, 2@0.10, RTO@0.23 A/E

As (kg)	2487.5687
---------	-----------

VIGA LATERAL

b (cm)	100.00
h (cm)	150.00



f_c (kg/cm ²)	280
f_y (kg/cm ²)	4200
d (cm)	144.42

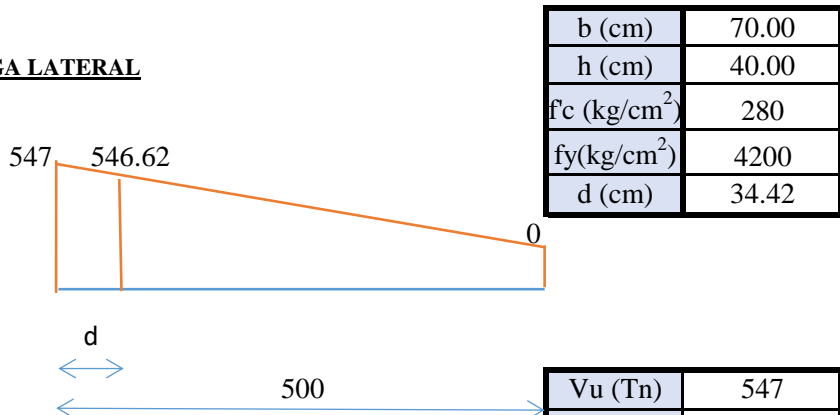
REFUERZO TRANSVERSAL MÍNIMO

V_u (Tn)	445	V_c	128.08	$V_n > V_c$	ERDADER	Nº de Barra	# 5
V_{ud} (Tn)	443.39	$V_c/2$	64.04	S_{min} (cm)	-	A_t (cm ²)	1.98
V_n	521.64	V_s	393.56	S (cm)	23.00		

USAR # 5 1@0.05, 2@0.10, RTO@0.23 A/E

A_s (kg)	473.822609
------------	------------

VIGA LATERAL



b (cm)	70.00
h (cm)	40.00
f_c (kg/cm ²)	280
f_y (kg/cm ²)	4200
d (cm)	34.42

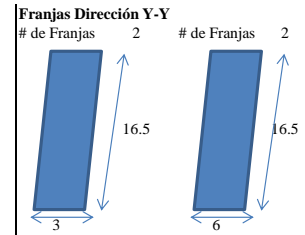
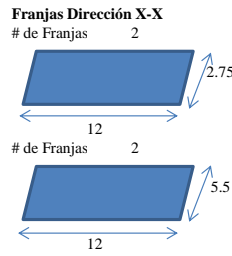
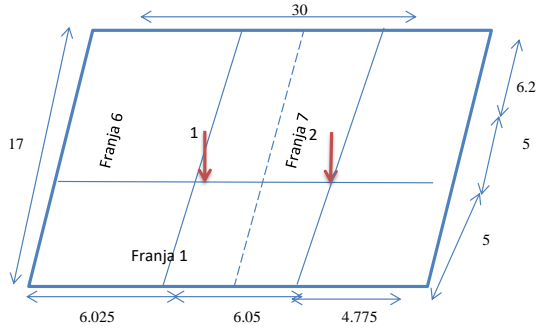
REFUERZO TRANSVERSAL MÍNIMO

V_u (Tn)	547	V_c	21.36	$V_n > V_c$	ERDADER	Nº de Barra	# 5
V_{ud} (Tn)	546.62	$V_c/2$	10.68	S_{min} (cm)	-	A_t (cm ²)	1.98
V_n	643.09	V_s	#####	S (cm)	17.00		

USAR # 5 1@0.05 2@0.10, RTO@0.17 A/E

A_s (kg)	801.32
------------	--------

DISEÑO DE PLATEA DE CIMENTACION



250998.008

Datos.-

qs = 3 kg/cm² qs = 2.9 kg/cm²
 fc = 210 kg/cm² t = 3.5 m CM = 1.4
 K30 = 5 kg/cm³ Ec = 217370.651 kg/cm² CV = 1.7

Fa	PCM	PCV	MxCV	MyCV	MxCM	MyCM	Pu	Mux	Muy
1	3560 Tn	200 Tn	0.00	220.00	220	0	8000.00	374.00	308.00
2	3560 Tn	23 Tn	0.00	182.00	150.00	0	5022.93	309.40	210.00
Total				402		370		683.40	518.00

1. Coeficiente de Balastro

Dirección	Franja	b (m)	L (m)	n	Ko (kg/cm ³)	λ	1.75/λ	Dist. Entre	Tipo de Cim.
Dirección	1	30.00	17	0.57	0.06	0.04	46.42	6.025	OK
Dirección	2	15.00	17	1.13	0.10	0.04	41.73	5.5	OK
Dirección	3	15.00	17	1.13	0.10	0.04	41.73	5.5	OK

2. Momentos Finales

Fa	Ps	D(x)	D(y)	Mx	My
1	3760	7.5	8.5	28200	31960
2	3582.898	22.5	8.5	80615.205	30454.633
Total	7342.898			108815.205	62414.633

3. Inercias y Reacciones del suelo en la platea

Ixx = 12282.5 q1 = 1.52 kg/cm²
 Iyy = 38250 q2 = 1.54 kg/cm²
 q3 = 1.34 kg/cm²
 q4 = 1.36 kg/cm²

OK

C.R. (x)=	14.87	m
C.R. (y)=	8.55	m
C.M. (x) =	15.00	m
C.M. (y) =	8.50	m
ex =	-0.13	m
ey =	0.05	m
Mx =	-524.26	ton-m
My =	740.00	ton-m

4. Determinación de Cargas Amplificadas

Fa	Pu	D(x)	D(y)	Mux	Muy
6	8000.00	7.5	8.5	60000.00	68000.00
7	5022.93	22.5	8.5	113015.85	42694.88
16	0.00	30	17	0.00	0.00
Total	13022.9266			173015.85	110694.88

C.R. (x)=	13.34	m
C.R. (y)=	8.54	m
C.M. (x) =	15.00	m
C.M. (y) =	8.50	m
ex =	-1.66	m
ey =	0.04	m
Mx =	-20961.25	ton-m
My =	1036.00	ton-m

qu1 =	2.21	kg/cm ²
qu2 =	3.15	kg/cm ²
qu3 =	1.96	kg/cm ²
qu4 =	2.89	kg/cm ²



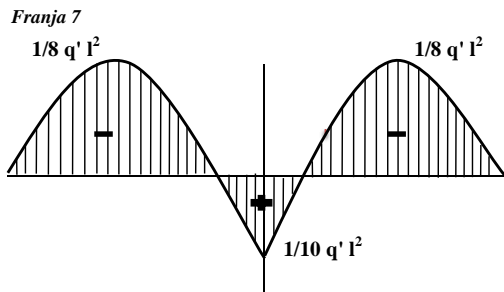
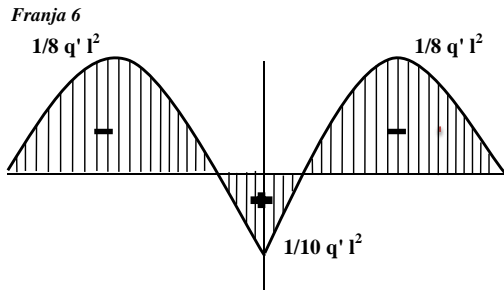
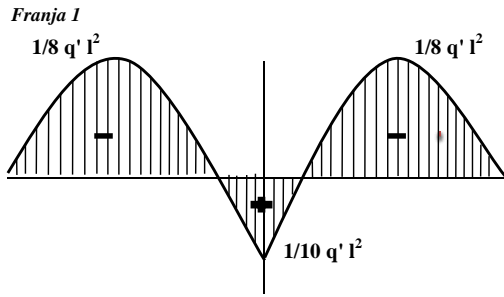
RESUMEN**Dirección X-X**

N de franja		Dx	Dy	q1	qp(kg/cm2)	1/8ql2	1/10ql2
Franja 1	1	-15.00	-8.50	2.89	2.89	26.13	20.90

Dirección Y-Y

N de franja		Dx	Dy	q1	qp(kg/cm2)	1/8ql2	1/10ql2
Franja 6	6	-7.5	0	2.49	2.79	19.63	14.01
Franja 7	7	7.5	0	2.62	2.82	19.85	14.72

Diagrama de Momentos



b	100.00 cm	f'c (kg/cm ²)	280
h	350.00 cm	fy (kg/cm ²)	4200
d	342.00 cm	φ-Flexión	0.9
x	0.18		

FRANJA	ITEM	Mu (Tn/m)	a (cm)	As req. (cm ²)	As min (cm ²)	N de Barras	As def. (cm ²)	Sep. (cm)
						1 3/8		
Franja 1	1/8ql ²	26.13 t-m	0.36	2.02	61.56	7	67.06	14.00
	1/10ql ²	20.90 t-m	0.29	1.62	61.56	7	67.06	14.00
	1/8ql ²	26.13 t-m	0.36	2.02	61.56	7	67.06	14.00

FRANJA	ITEM	Mu (Tn/m)	a (cm)	As req. (cm ²)	As min (cm ²)	N de Barras	As def. (cm ²)	Sep. (cm)
						1 3/8		
Franja 6	1/8ql ²	19.63 t-m	0.27	1.52	61.56	7	67.06	14.00
	1/10ql ²	14.01 t-m	0.19	1.08	61.56	7	67.06	14.00
	1/8ql ²	19.63 t-m	0.27	1.52	61.56	7	67.06	14.00

FRANJA	ITEM	Mu (Tn/m)	a (cm)	As req. (cm ²)	As min (cm ²)	N de Barras	As def. (cm ²)	Sep. (cm)
						1 3/8		
Franja 7	1/8ql ²	19.85 t-m	0.27	1.54	63.00	7	67.06	14.00
	1/10ql ²	14.72 t-m	0.20	1.14	63.00	7	67.06	14.00
	1/8ql ²	19.85 t-m	0.27	1.54	63.00	7	67.06	14.00

7. Diseño por cortante.-

V resistente: 257.81 ton

FRANJAS	q' (ton/m)	L _{máx} (m)	V _{act} (ton)	Verificación (V _{perm} > V _{act})
Franja 2	27.23	6.05	94.73	OK
Franja 6	27.92	6.20	99.54	OK
Franja 7	28.24	6.20	100.67	OK

Verf. Por Pun

Factor alfa α para columna:	
fCol. central:	40
fCol. Borde lat:	30
fCol. esquina:	20

COLUMNA	DIMENSIONES		β	Tipo	α	d/2	PARA PUNZONADO			
	d(x)						m	n	Po	Área adm.
6	45	45	1	CENT	40	171.00	387.00	387.00	1548.00	149769.00
7	45	45	1	CENT	40	171.00	387.00	387.00	1548.00	149769.00

COLUMNA	q	Po (Ton)	Vc1 (Ton)	Vc2(Ton)	Vc3 (Ton)	Verif
6	2.49	7627.037106	14351.29503	25921.33	9744.706501	OK
7	2.62	4631.014712	14351.29503	25921.33	9744.706501	OK

DISEÑO DE PILOTES

	Cota superf. Del Terreno (m.s.n.m.)	Cota Sup. de Cimentación (m.s.n.m)	Long. de La cimentación (m)	Cota Inf. de Cimentación (m.s.n.m)
Torre	24.03	21.03	22	-0.97

Zapata	b (m)	30
	l (m)	17
Peso Concreto	2.4	ton/m3

$Q_u = Q_s + Q_p$

$Q_p = A_p \cdot q' \cdot N \cdot q$

$Q_s = \pi D s (1 - \sin \phi) \int \sigma_v dz$

Qu: Carga Ultima

Ap: Área de la Base

Qp: Capacidad de la carga última de la base

q': Esfuerzo Vertical Efectivo

Qs: Resistencia por fricción superficial

Nq: Factor de Capacidad de carga en función de ϕ

Estrato	Tipo	Espesor	ϕ	δ	c	Coef. Poisson	N(SPT)
1	Arena Limosa	12	31	2	-	-	22
2	Arena Compacta		36	2.2	120	0.3	49

Estrato 1

Diametro (m)	Valor de Qp				Verificación	
	Ap (m2)	σ_v (Ton/m2)	N*q	Qp (Ton)	Ap.q1	Qp < Ap.q1
1.2	1.131	12	59	800.73	1772.54	CUMPLE

Diametro (m)	Valor de Qs				
	$k_0 = 1 - \sin \phi$	$\delta = 2/3 \phi$	$\tan \delta$	$\int \sigma_v dz$	Qs
1.2	0.48	21	0.38	22	152

Capacidad de Carga Admisible

Diametro (m)	Qs	Qp	Qu	Qadm
1.2	151.72	800.73	952.45	381

F.S. 2.5

Pu (Ton)	9876
N de Pilotes:	26

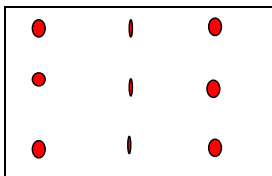
Estrato 2

Diametro (m)	Ap (m2)	cu	Nc	Qp (Ton)
1.2	1.13	120	9	1221

Diametro (m)	Qs	Qp	Qu	Qadm
Diametro (m)	151.72	1221.45	1373.17	549

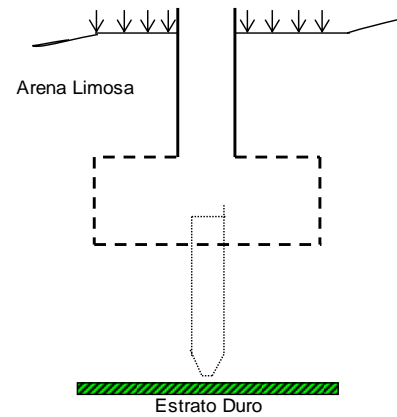
Pu (Ton)	9876
N de Pilotes:	18

$N^\circ = P_u / Q_a$



$Q_p = A_p \cdot C_u \cdot N_c$

donde: Ap = área de la base.
Cu = cohesión no drenada.
Nc = factor de Capacidad de Carga



4.2.2. Planos

Como resultado del presente proyecto de investigación se obtuvo la elaboración de planos para construcción del puente atirantado sobre el Río Reque. Los cuales comprenden:

A. Arquitectura:

A-01: Arquitectura

B. Estructuras:

E-01: Vista de Perfil y Planta

E-02: Losa de Cimentación

E-03: Pilotes

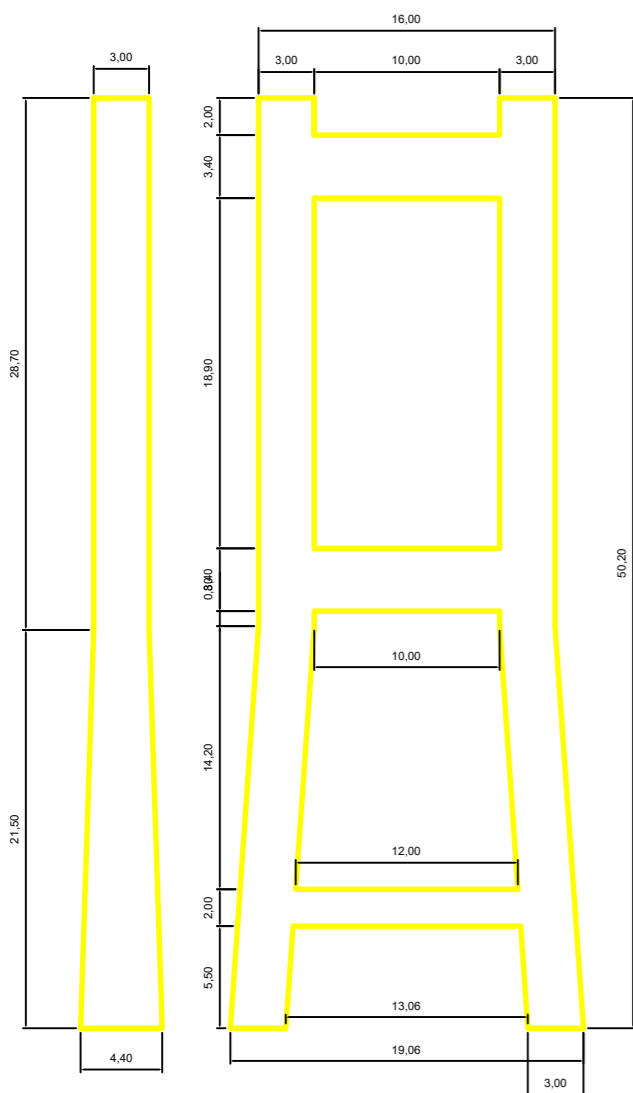
E-04: Torre

E-05: Torre

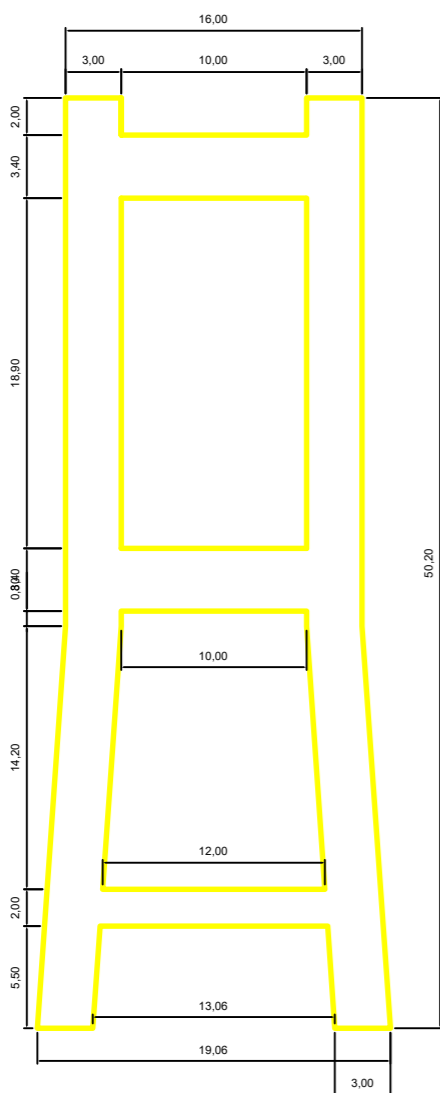
E-06: Tablero

E-07: Cámara de Anclaje/Anclajes

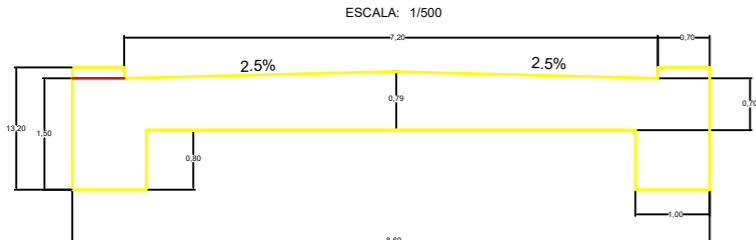
VISTA LATERAL DE TORRE
ESCALA: 1/500



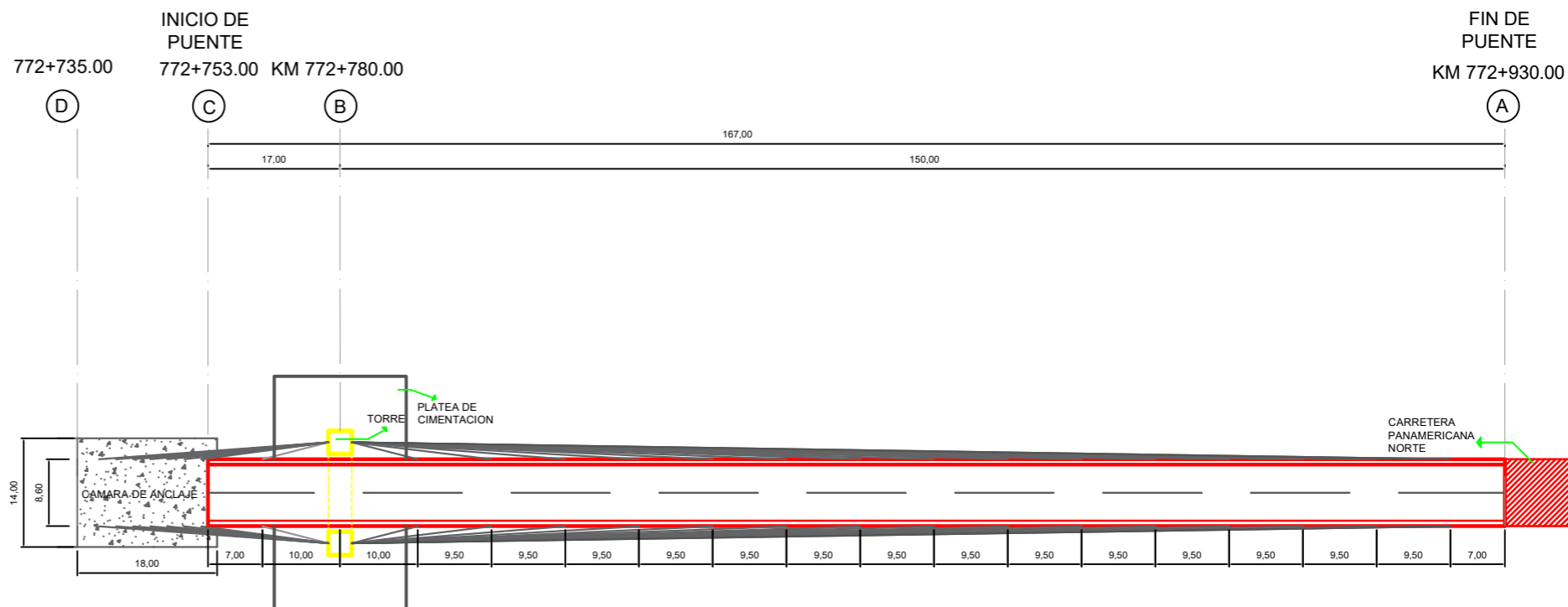
VISTA FRONTAL DE TORRE
ESCALA: 1/500



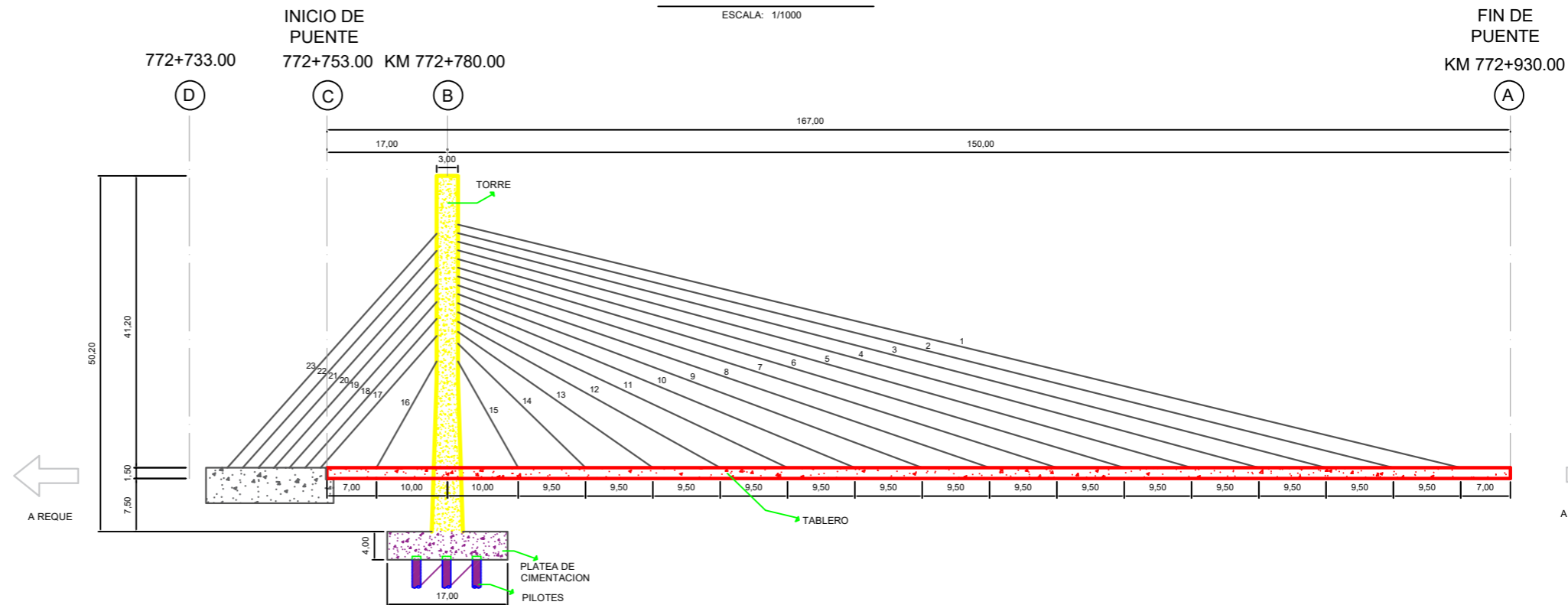
SECCIÓN TRANSVERSAL DE TABLERO
ESCALA: 1/500



VISTA PLANTA
ESCALA: 1/1000



PERFIL LONGITUDINAL
ESCALA: 1/1000



ESPECIFICACIONES TECNICAS

COLUMNAS

CONCRETO $f_c = 420 \text{ kg/cm}^2$.
 ACERO $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.
 RECUBRIMIENTO = 5.00 cm.

VIGAS

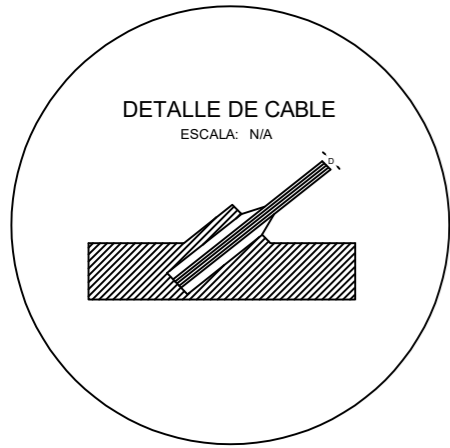
CONCRETO $f_c = 420 \text{ kg/cm}^2$.
 ACERO $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.
 RECUBRIMIENTO = 5.00 cm.

PLATEA DE CIMENTACION

CONCRETO $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$.
 ACERO $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.
 RECUBRIMIENTO = 7.00 cm.

CAMARA DE ANCLAJE

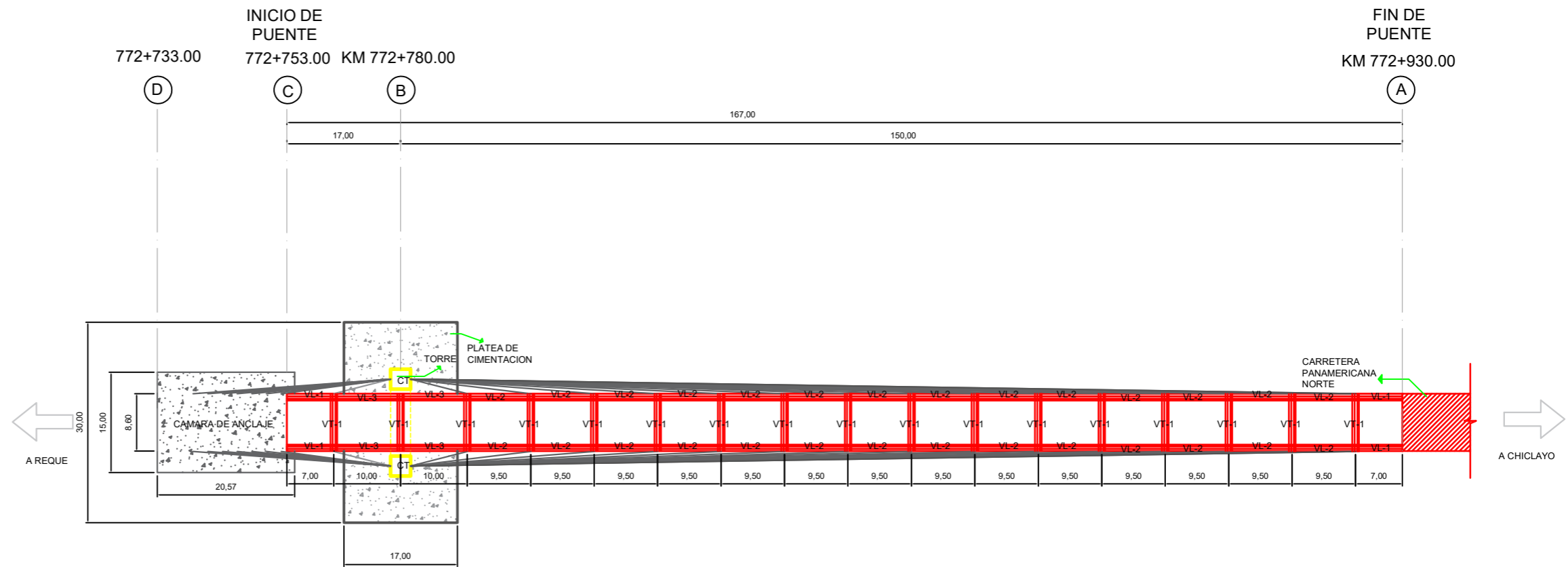
CONCRETO $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$.
 ACERO $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.
 RECUBRIMIENTO = 5.00 cm.



N DE CABLE	TIPO DE CABLE	DIAMETRO (cm)
1	DB-P48	20
2	DB-P37	18
3	DB-P37	18
4	DB-P37	18
5	DB-P37	18
6	DB-P37	18
7	DB-P37	18
8	DB-P37	18
9	DB-P37	18
10	DB-P37	18
11	DB-P27	16
12	DB-P27	16
13	DB-P19	14
14	DB-P19	14
15	DB-P27	16
16	DB-P37	18
17	DB-P61	22.5
18	DB-P61	22.5
19	DB-P75	25
20	DB-P91	28
21	DB-P108	31.5
22	DB-P108	31.5
23	DB-P91	28

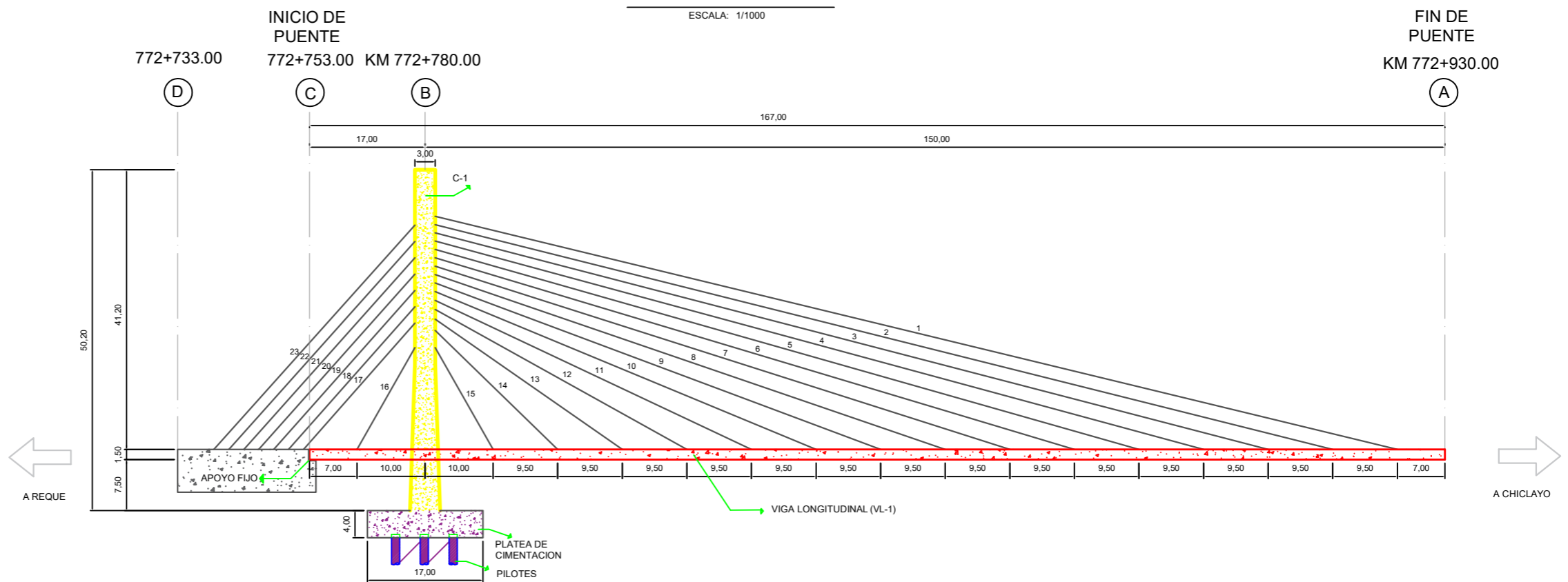
VISTA PLANTA

ESCALA: 1/1000



PERFIL LONGITUDINAL

ESCALA: 1/1000



1. Hoop
2. Spacer
3. Ring Nut
4. Hoop Material
5. Hoop
6. Elastomeric Bearing
7. Cap
8. Hoop Plate
9. Hoop Plate
10. Bond Surface
11. Hoop Plate
12. Hoop Plate
13. Hoop Strapping

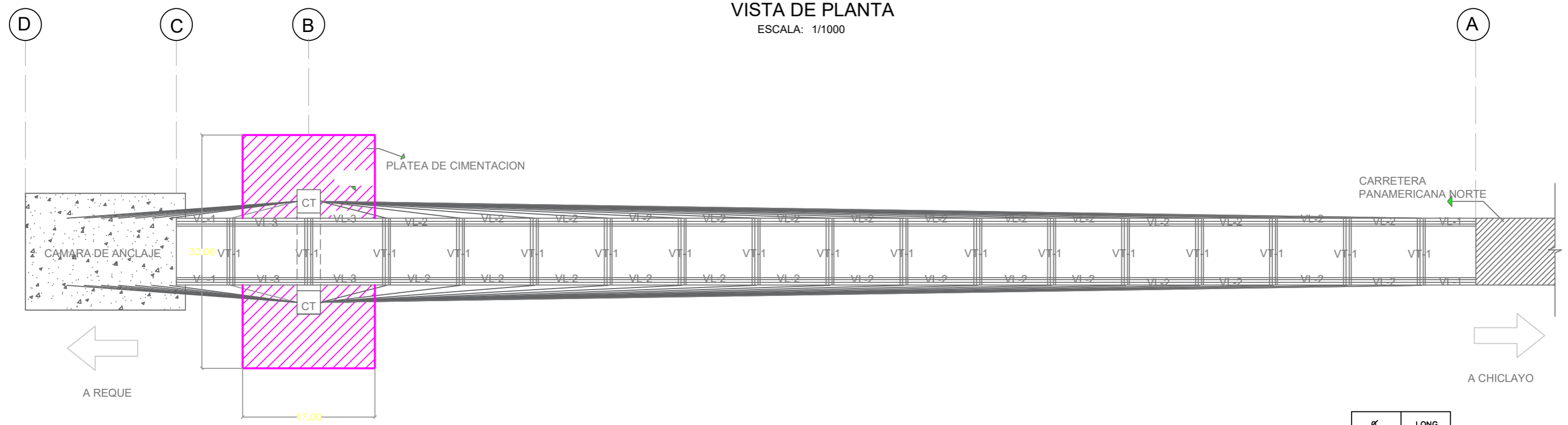
Model Name	DB-P12	DB-P18	DB-P27	DB-P37	DB-P48	DB-P61	DB-P75	DB-P91	DB-P108
No. of wires	12	18	27	37	48	61	75	91	108
Ultimate load (kN)	2,348	3,521	5,253	7,033	9,133	11,219	13,553	16,253	19,389
Working load (kN) (0.75 F _u)	1,567	2,338	3,338	4,444	5,835	7,380	8,414	11,425	13,989
Dimension (mm)									
A - Hoop (mm)	300	375	450	525	600	715	780	855	930
B - Hoop (mm)	525	525	525	525	525	525	525	525	525
C - Hoop (mm)	50	50	50	50	50	50	50	50	50
D - Hoop (mm)	300	300	300	300	300	300	300	300	300
DB - Hoop (mm)	240	280	320	370	430	480	530	580	630
DB - Hoop (mm)	280	340	400	460	520	580	640	700	760
DB - Hoop (mm)	110	140	180	220	270	320	370	420	470

Standard length can be supplied longer on special request.

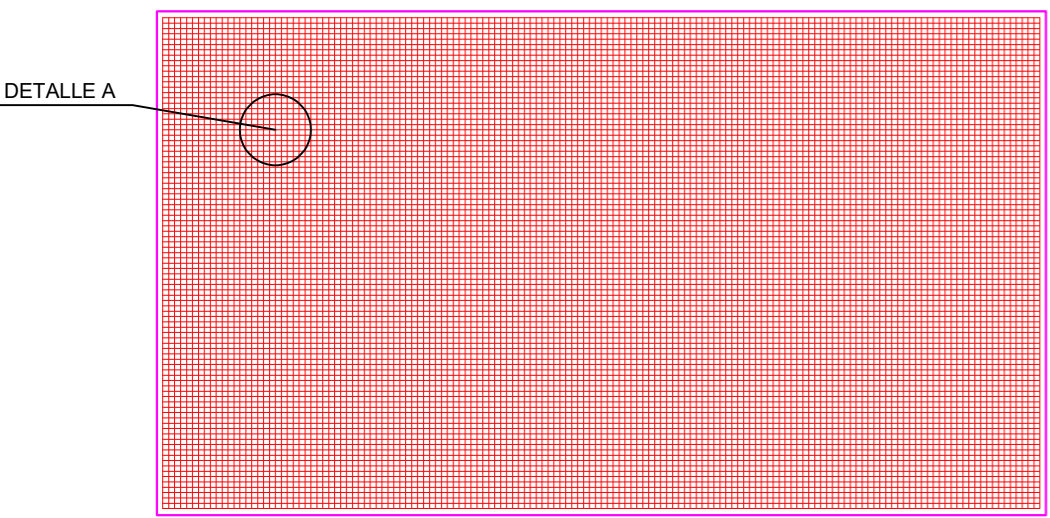
772+733.00 INICIO DE PUENTE
772+753.00 KM 772+780.00

FIN DE PUENTE
KM 772+930.00

VISTA DE PLANTA
ESCALA: 1/1000

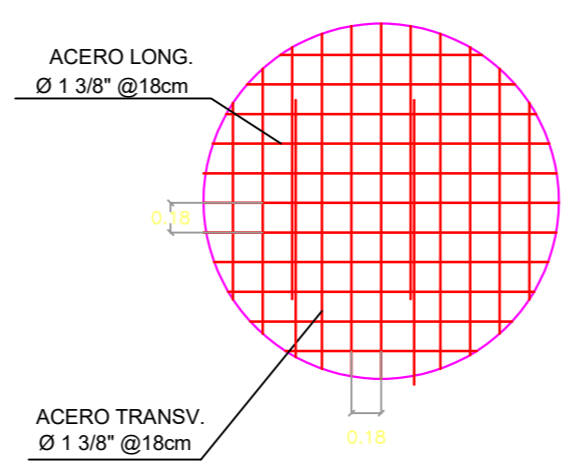


DISTRIBUCION DE ACERO DE REFUERZO
EN PLATEA DE CIMENTACIÓN
ESCALA: 1/500



ACERO LONG. 1 3/8@18 cm, ACERO TRANSVERSAL 1 3/8@18 cm

DETALLE A
ESCALA: 1/200



ESPECIFICACIONES TECNICAS

COLUMNAS
CONCRETO $f_c = 420 \text{ kg/cm}^2$.
ACERO $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.
RECUBRIMIENTO = 5.00 cm.

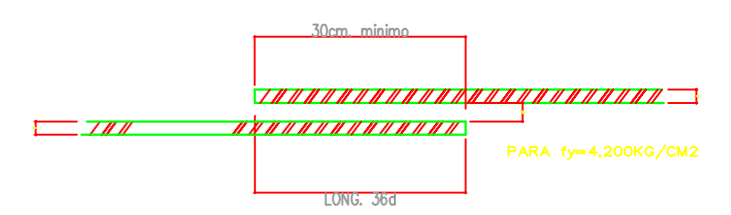
VIGAS
CONCRETO $f_c = 420 \text{ kg/cm}^2$.
ACERO $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.
RECUBRIMIENTO = 5.00 cm.

PLATEA DE CIMENTACION
CONCRETO $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$.
ACERO $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.
RECUBRIMIENTO = 7.00 cm.

SOLADO
CONCRETO $f_c = 180 \text{ kg/cm}^2$.

Ø	LONG.
3/8"	35 cm.
1/2"	45 cm.
5/8"	60 cm.
3/4"	70 cm.
1"	90 cm.
1 3/8"	130 cm.

DETALLE DE TRASLAPE



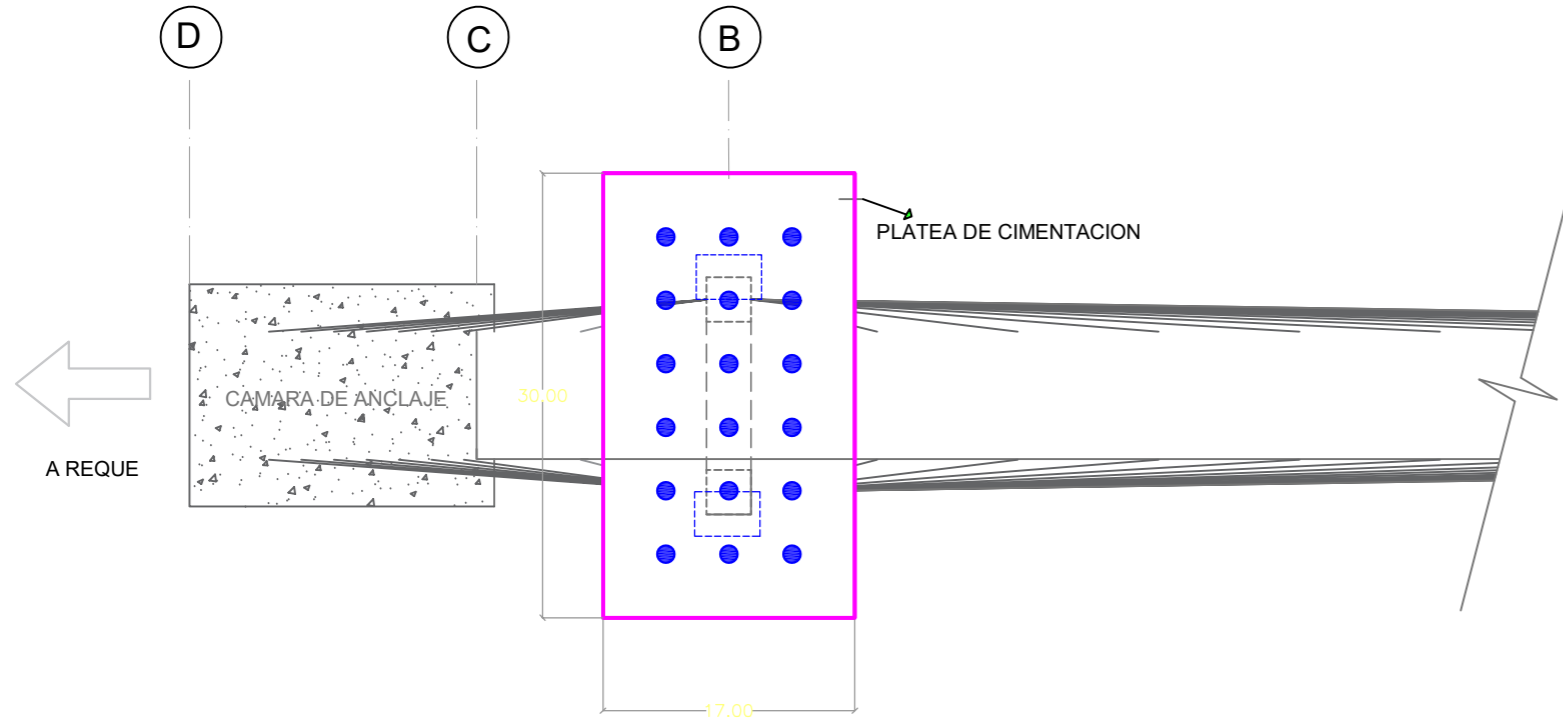
 **UNIV. SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO**
INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL

TESIS : ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE SOBRE EL RIO REQUE PLANO: ESTRUCTURAS: LOSA DE CIMENTACIÓN
AUTOR: KAREN ALEJANDRA MEJIA HERNANDEZ FECHA: SEPTIEMBRE-2017 ESCALA: INDICADA
PLANO: E-02 OBRA: CHICLAYO-PERU

VISTA DE PLANTA

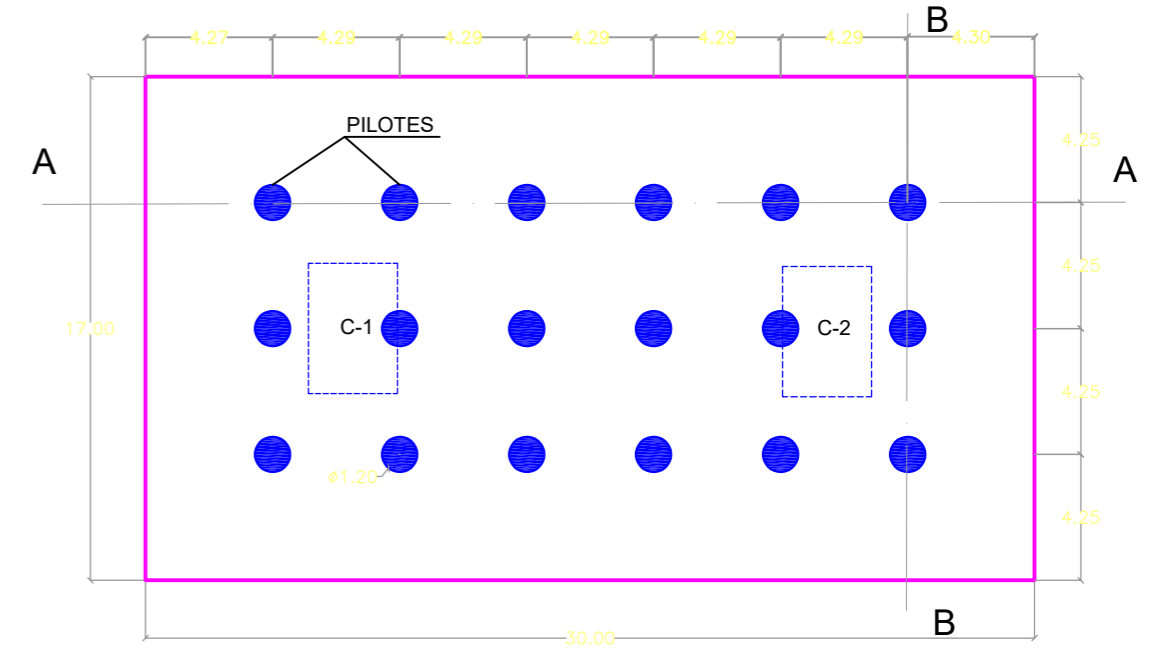
ESCALA: 1/1000

772+733.00 772+753.00 KM 772+780.00



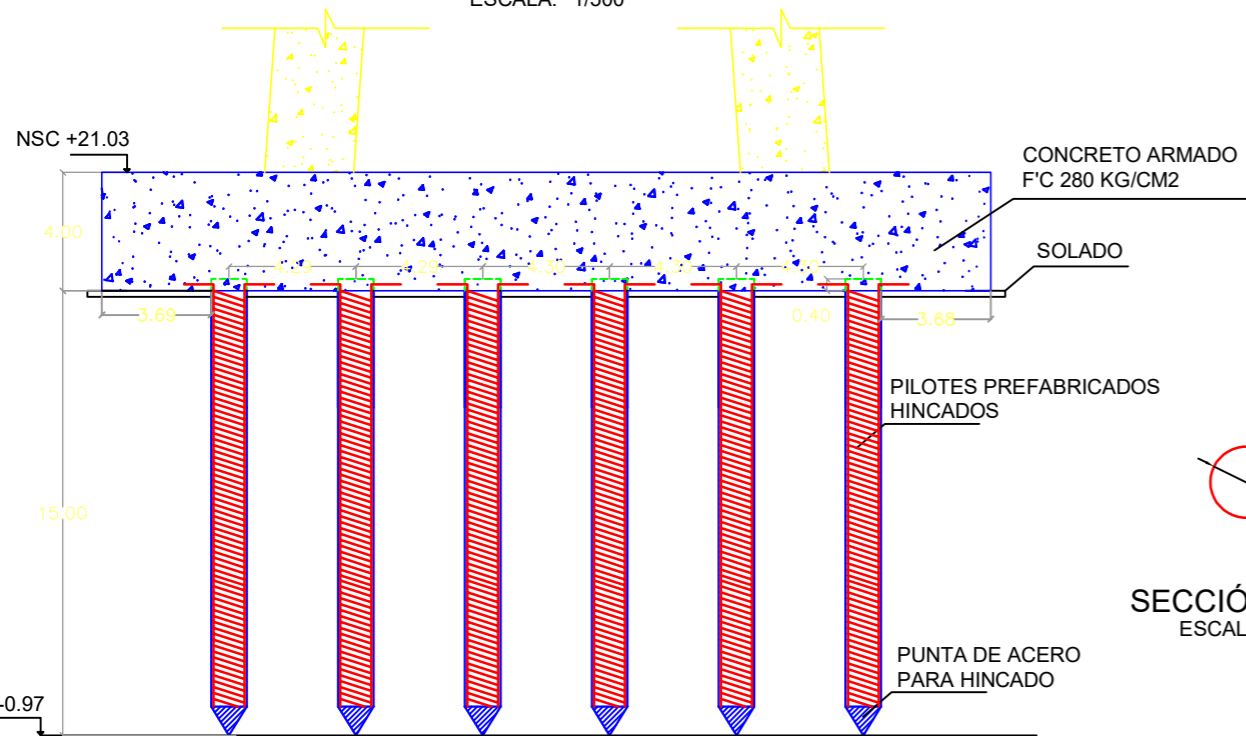
DISTRIBUCION DE PILOTES EN PLANTA / PLATEA DE CIMENTACION

ESCALA: 1/500



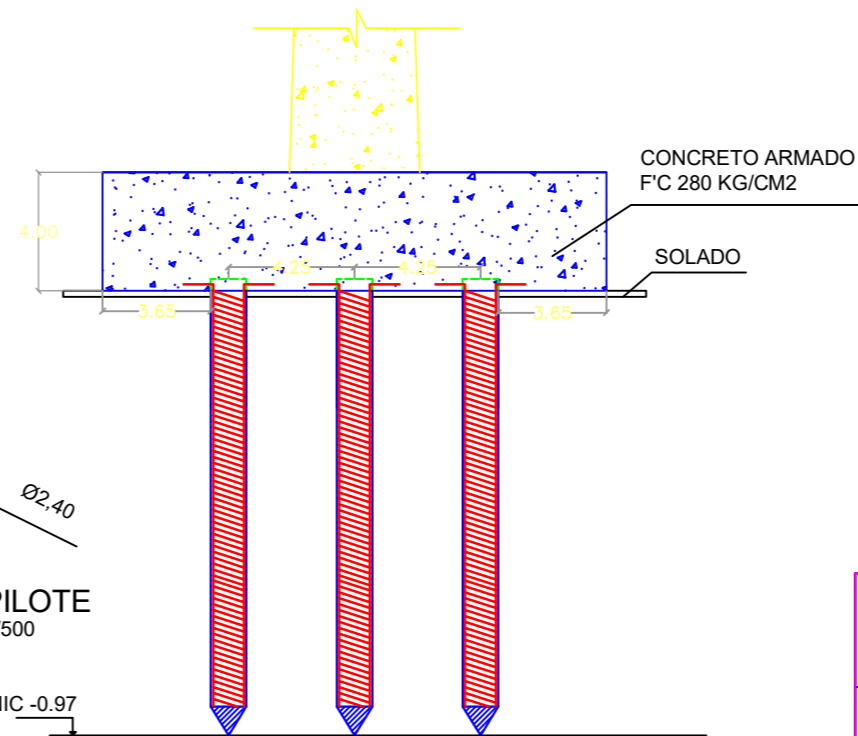
CORTE A-A

ESCALA: 1/500



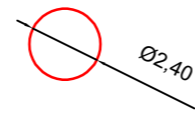
CORTE B-B

ESCALA: 1/500



SECCIÓN PILOTE

ESCALA: 1/500



ESPECIFICACIONES TECNICAS

COLUMNAS
 CONCRETO $f_c = 420 \text{ kg/cm}^2$.
 ACERO $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.
 RECUBRIMIENTO = 5.00 cm.

VIGAS
 CONCRETO $f_c = 420 \text{ kg/cm}^2$.
 ACERO $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.
 RECUBRIMIENTO = 5.00 cm.

PLATEA DE CIMENTACION
 CONCRETO $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$.
 ACERO $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.
 RECUBRIMIENTO = 7.00 cm.

SOLADO
 CONCRETO $f_c = 180 \text{ kg/cm}^2$.



UNIV. SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO
 INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL

TESIS : ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE SOBRE EL RIO REQUE

PLANO:

PLANO: PILOTES

E-03

AUTOR:
 KAREN ALEJANDRA MEJIA HERNANDEZ

FECHA:
 SEPTIEMBRE-2017

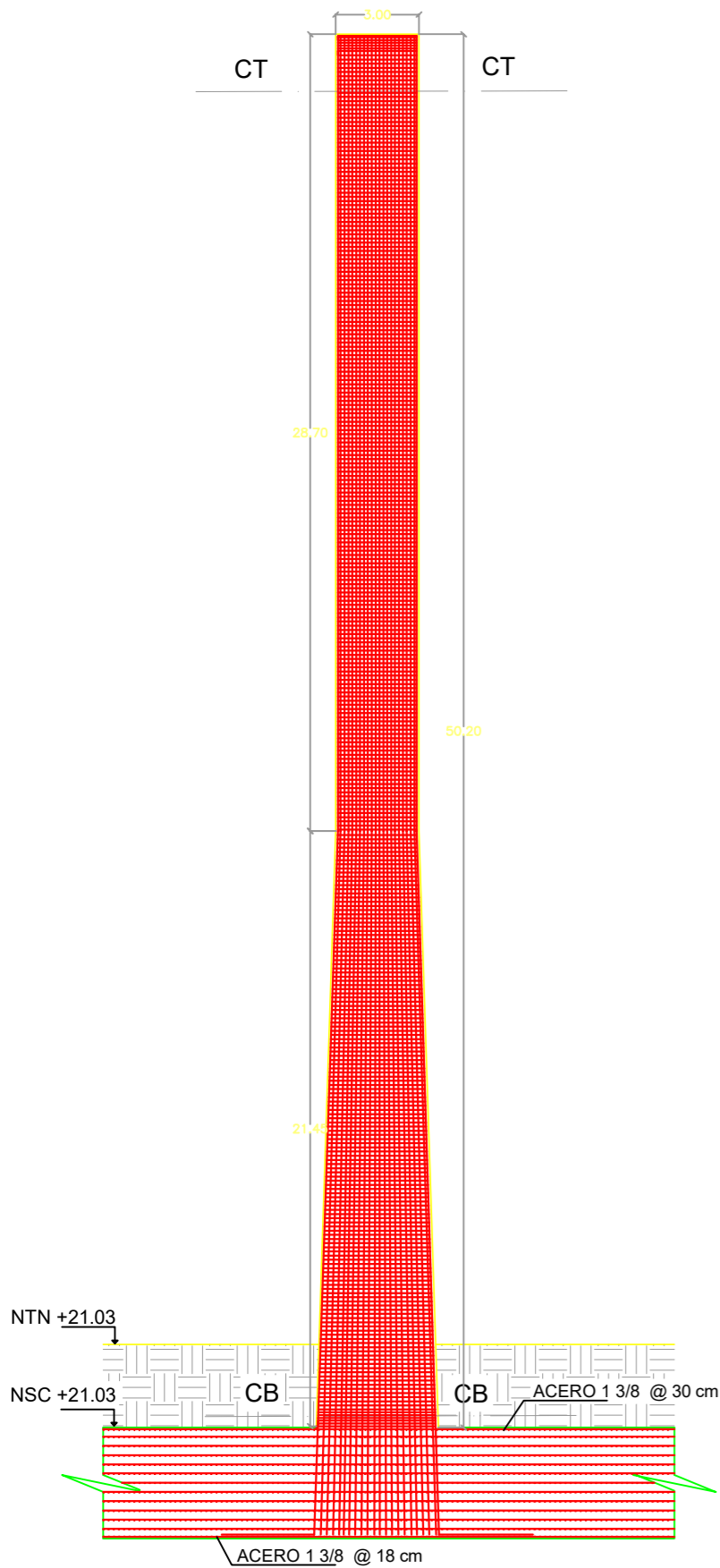
ESCALA:
 INDICADA

OBRA:
 CHICLAYO-PERU

COLUMNAS DE TORRE

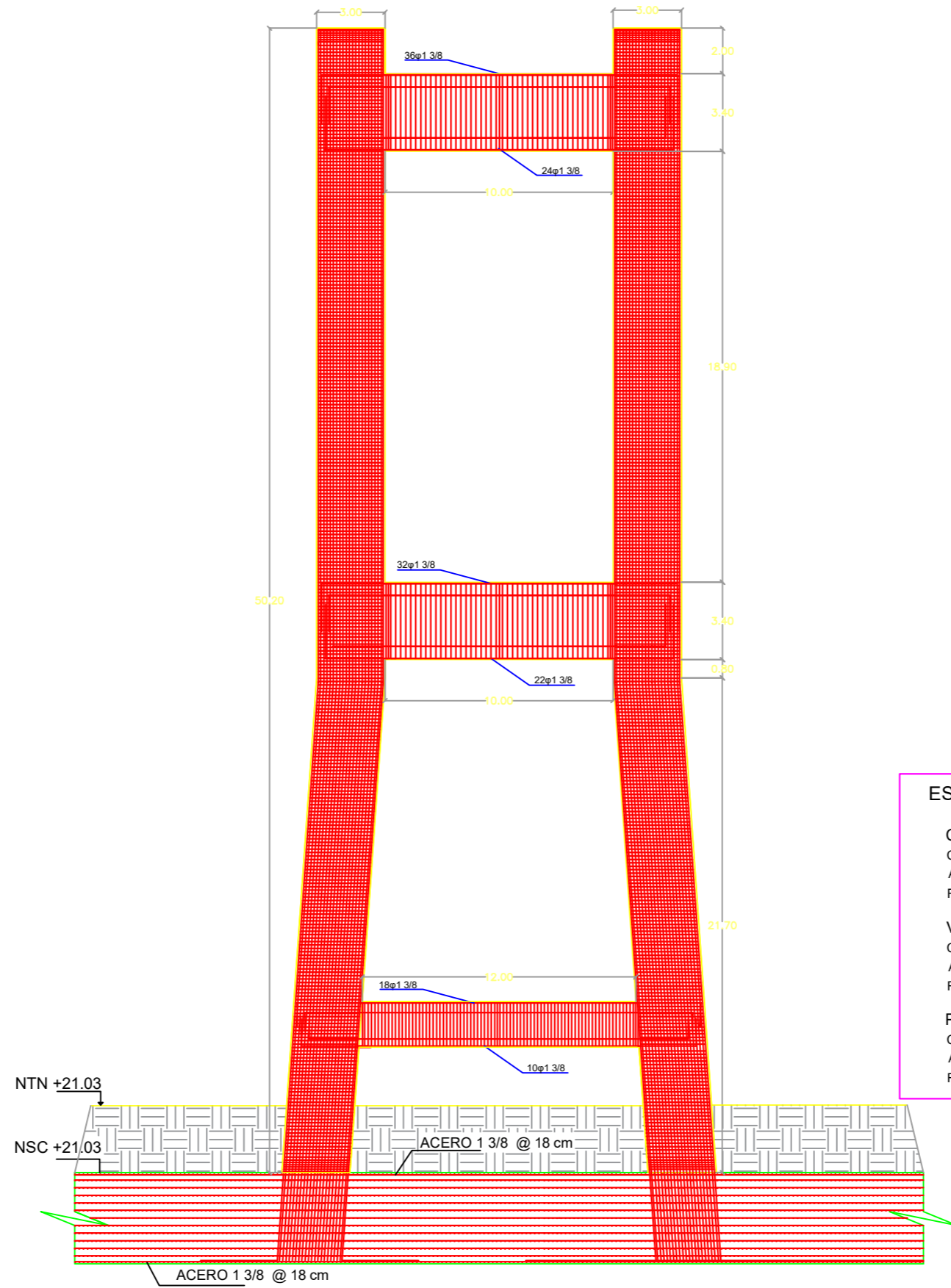
VISTA LATERAL

ESCALA: 1/500

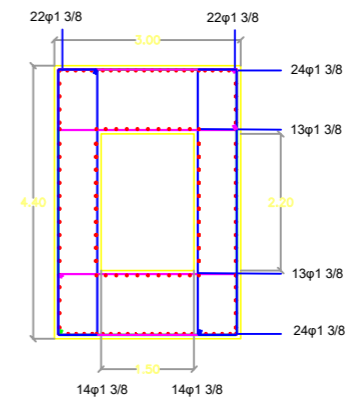


VISTA FRONTAL

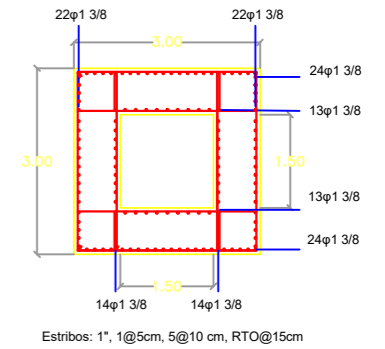
ESCALA: 1/500



DETALLE DE COLUMNAS

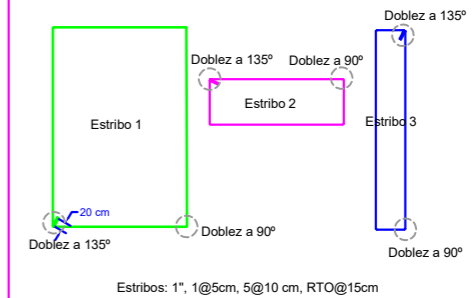


CORTE CB
ESCALA: 1/250



CORTE CT
ESCALA: 1/250

CUADRO DE ESTRIBOS



ESPECIFICACIONES TECNICAS

COLUMNAS

CONCRETO $f_c = 420 \text{ kg/cm}^2$.
ACERO $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.
RECUBRIMIENTO = 5.00 cm.

VIGAS

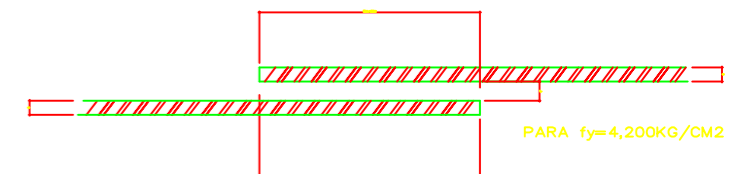
CONCRETO $f_c = 420 \text{ kg/cm}^2$.
ACERO $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.
RECUBRIMIENTO = 5.00 cm.

PLATEA DE CIMENTACION

CONCRETO $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$.
ACERO $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.
RECUBRIMIENTO = 7.00 cm.

Ø	LONG.
3/8"	35 cm.
1/2"	45 cm.
5/8"	60 cm.
3/4"	70 cm.
1"	90 cm.
1 3/8"	130 cm.

DETALLE DE TRASLAPE



UNIV. SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO

INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL

TESIS : ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE SOBRE EL RIO REQUE

PLANO: ESTRUCTURAS: TORRE

AUTOR: KAREN ALEJANDRA MEJIA HERNANDEZ

FECHA: SEPTIEMBRE-2017

ESCALA: INDICADA

PLANO:

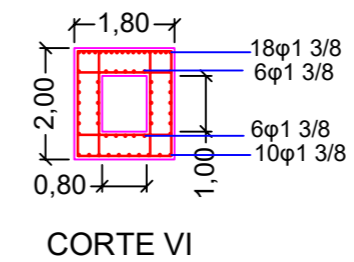
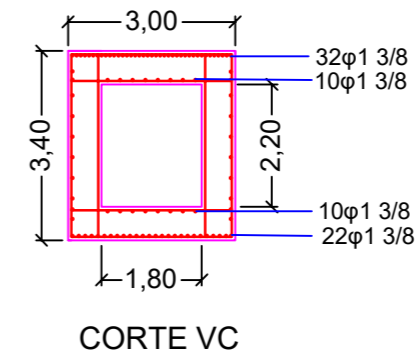
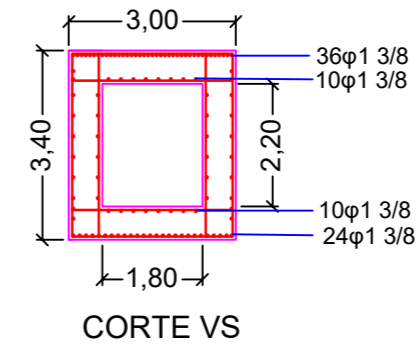
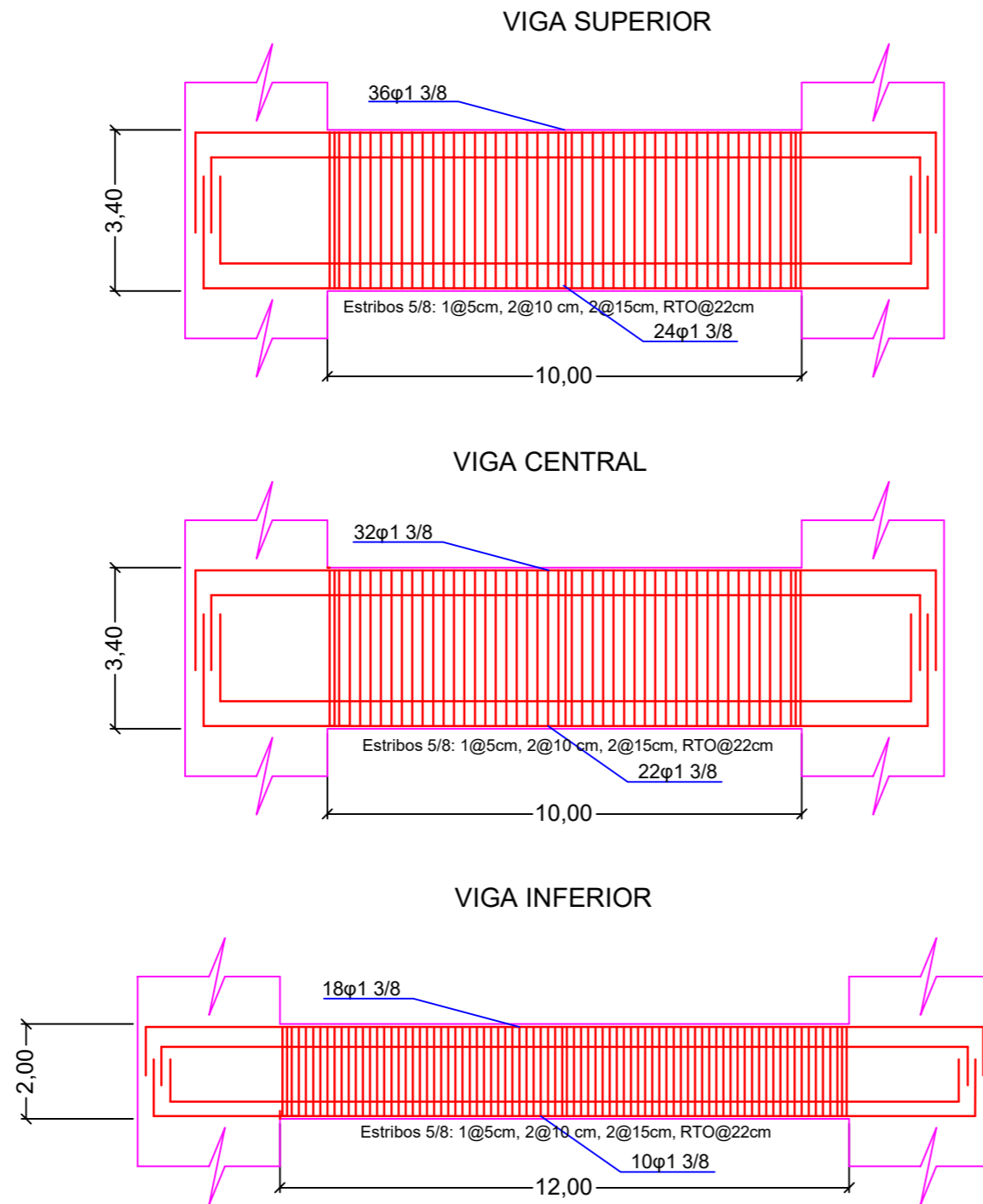
E-04

OBRA: CHICLAYO-PERU

TORRE



VIGAS DE TORRE



ESPECIFICACIONES TECNICAS

CONCRETO $f_c = 420 \text{ kg/cm}^2$.
 ACERO $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.
 RECUBRIMIENTO = 5.00 cm.

CONCRETO $f_c = 420 \text{ kg/cm}^2$.
 ACERO $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.
 RECUBRIMIENTO = 5.00 cm.

PLATEA DE CIMENTACION
 CONCRETO $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$.
 ACERO $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.
 RECUBRIMIENTO = 7.00 cm.

LONGITUD DE ANCLAJE CON GANCHOS

LONGITUD DE ANCLAJE CON GANCHO (l_{dg}) cm.

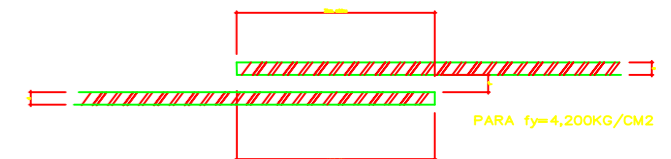
φ	f _c 175 Kg/cm ²	210 Kg/cm ²	280 Kg/cm ²
1/2"	30	28	24
5/8"	38	35	30
3/4"	46	42	36
1"	61	56	49

Extensión de 12 db

EXTENSION RECTA 12db	φ	RADIO MINIMO DE DOBLEZ (r)
1/2"	15 cm	3/8"
5/8"	20 cm	1/2"
3/4"	25 cm	5/8"
1"	31 cm	3/4"
		1"

φ	LONG.
3/8"	35 cm.
1/2"	45 cm.
5/8"	60 cm.
3/4"	70 cm.
1"	90 cm.
1 3/8"	130 cm.

DETALLE DE TRASLAPE



	UNIV. SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL	
	TESIS : ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE SOBRE EL RIO REQUE PLANO: ESTRUCTURAS: TORRE AUTOR: KAREN ALEJANDRA MEJIA HERNANDEZ	FECHA: JUNIO-2017 ESCALA: 1/250

VISTA PLANTA

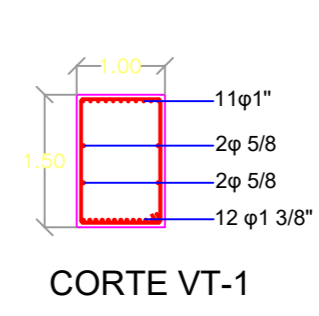
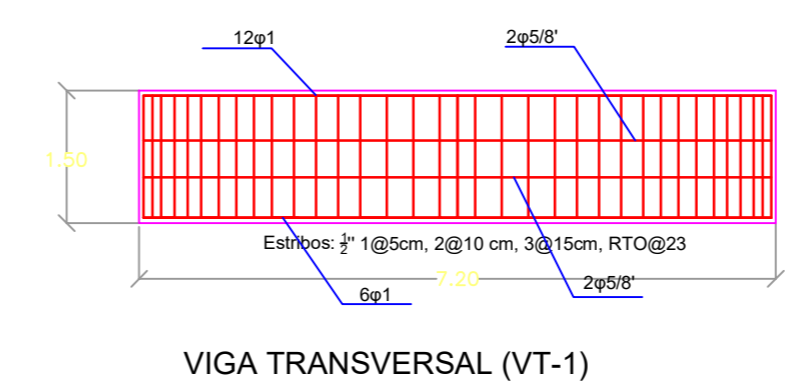
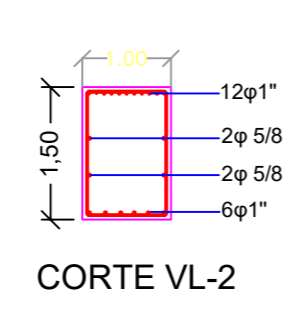
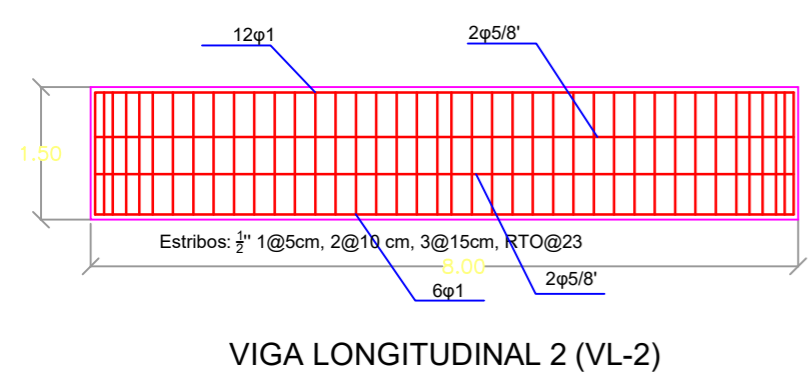
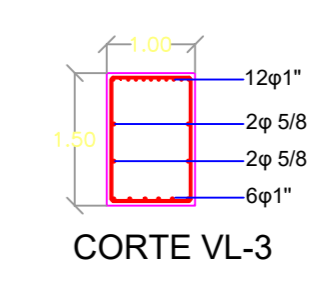
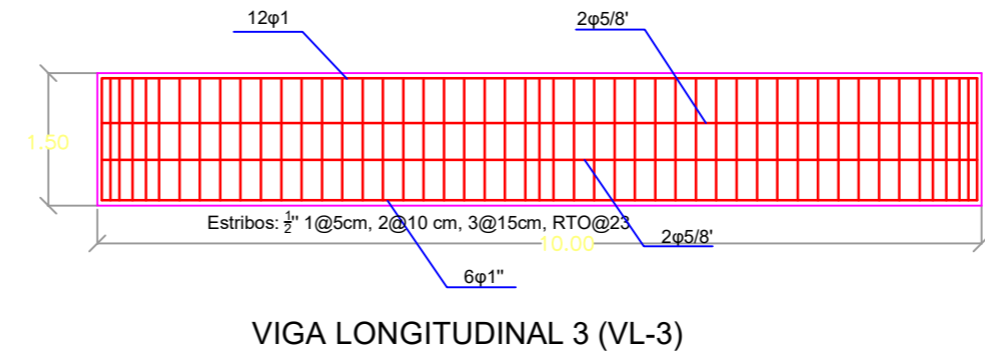
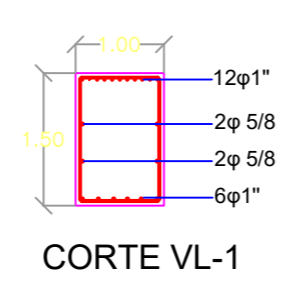
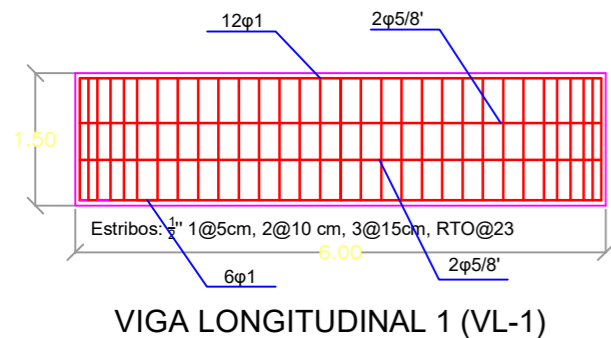
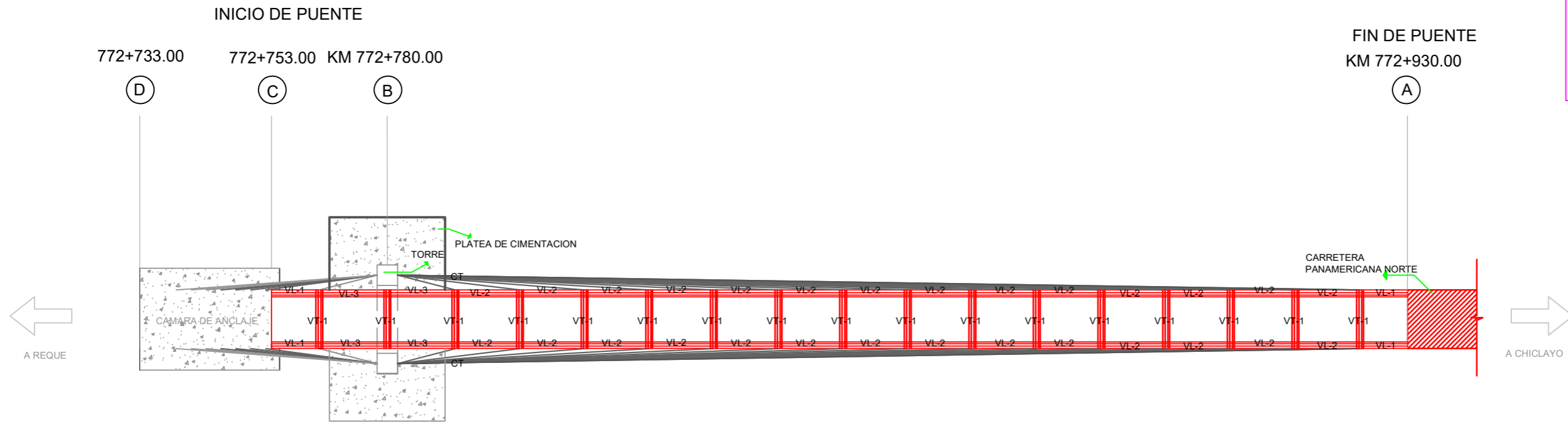
ESCALA: 1/1000

ESPECIFICACIONES TECNICAS

COLUMNAS
 CONCRETO $f_c = 420 \text{ kg/cm}^2$.
 ACERO $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.
 RECUBRIMIENTO = 5.00 cm.

VIGAS
 CONCRETO $f_c = 420 \text{ kg/cm}^2$.
 ACERO $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.
 RECUBRIMIENTO = 5.00 cm.

PLATEA DE CIMENTACION
 CONCRETO $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$.
 ACERO $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.
 RECUBRIMIENTO = 7.00 cm.



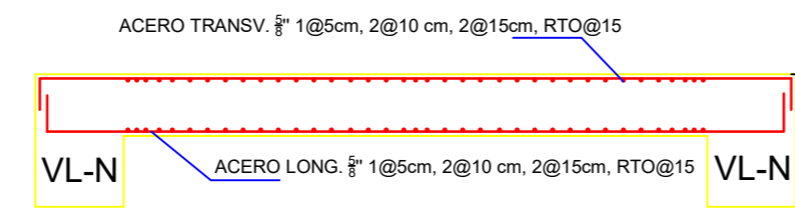
LONGITUD DE ANLAJE CON GANCHOS

LONGITUD DE ANLAJE CON GANCHO (ld) cm.

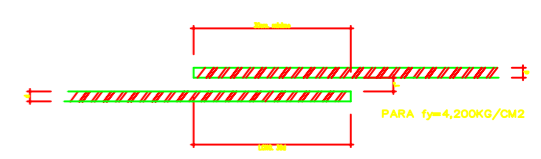
$\frac{f_c}{\phi}$	175 Kg/cm ²	210 Kg/cm ²	280 Kg/cm ²
1/2"	30	28	24
5/8"	38	35	30
3/4"	46	42	36
1"	61	56	49


EXTENSION RECTA 12db	RADIO MINIMO DE DOBLEZ (r)
1/2"	15 cm
5/8"	20 cm
3/4"	25 cm
1"	31 cm

ϕ	RADIO MINIMO DE DOBLEZ (r)
1/2"	4.00 cm
5/8"	5.00 cm
3/4"	6.00 cm
1"	8.00 cm

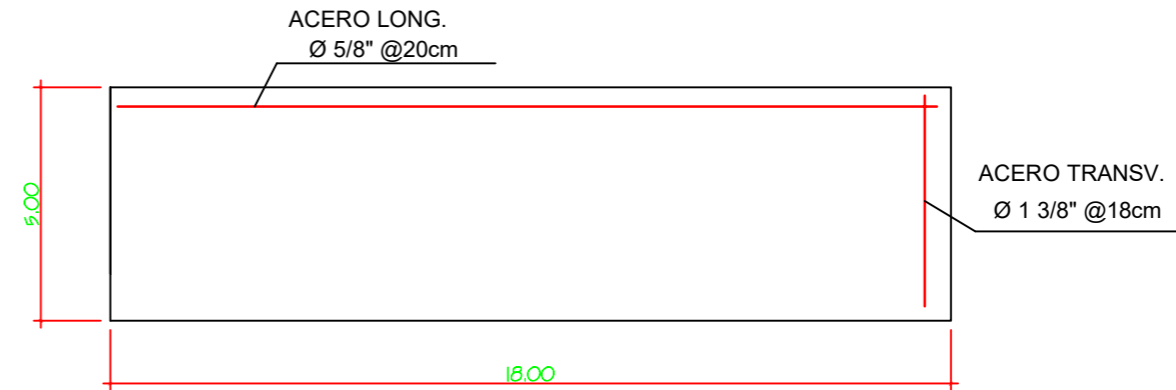
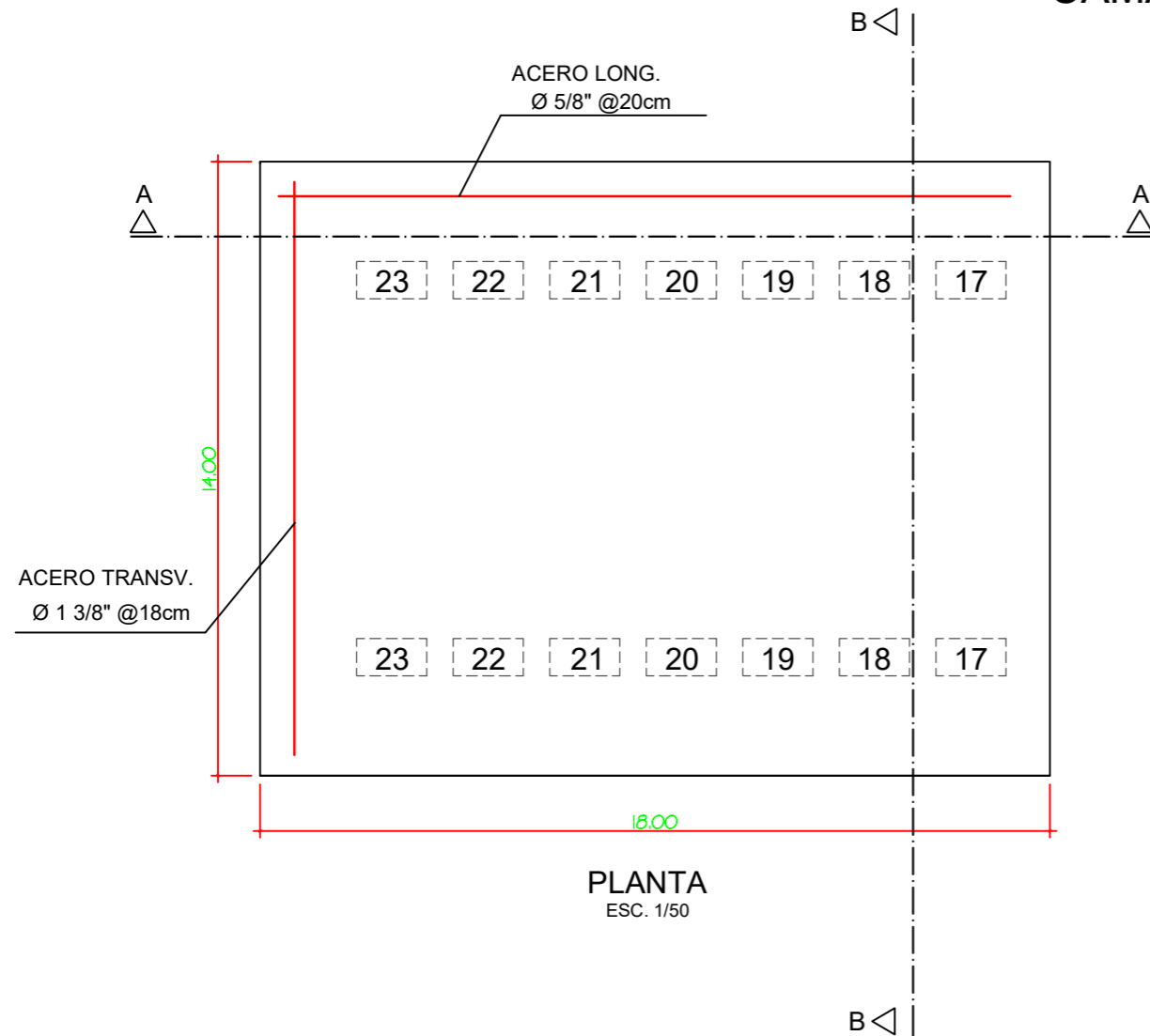


DETALLE DE TRASLAPE

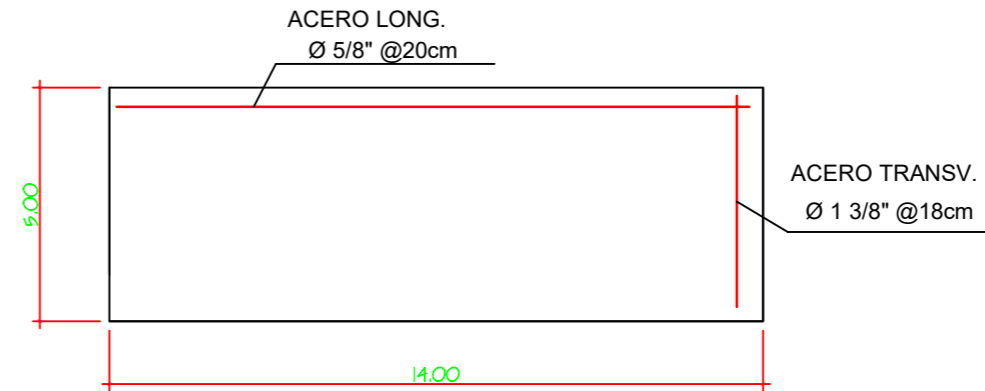


 UNIV. SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL	
TESIS : ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE SOBRE EL RIO REQUE	
PLANO: ESTRUCTURAS: TABLERO	PLANO: E-06
AUTOR: KAREN ALEJANDRA MEJIA HERNANDEZ	FECHA: JUNIO-2017 ESCALA: INDICADA OBRA: CHICLAYO-PERU

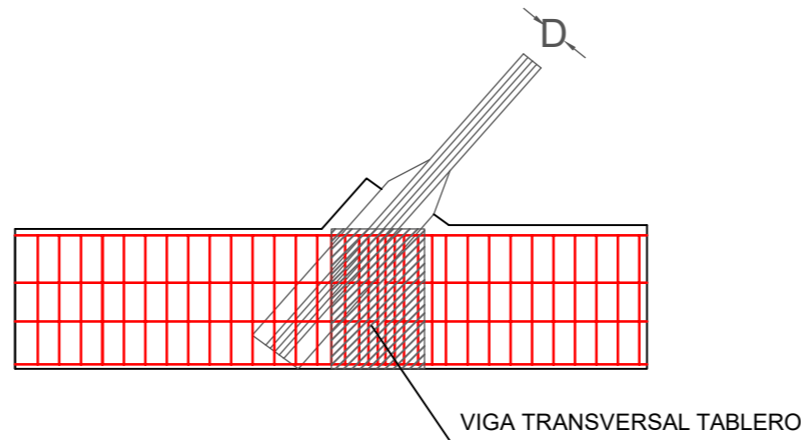
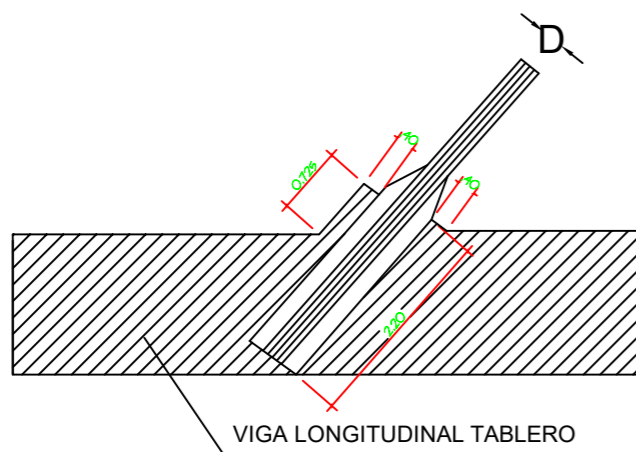
CÁMARA DE ANCLAJE



CORTE A-A
ESC. 1/50



CORTE B-B
ESC. 1/50



DETALLE DE ANCLAJE
ESC. S/E

ESPECIFICACIONES TECNICAS

COLUMNAS

CONCRETO $f_c = 420$ kg/cm².
ACERO $f_y = 4200$ kg/cm².
RECUBRIMIENTO = 5.00 cm.

VIGAS

CONCRETO $f_c = 420$ kg/cm².
ACERO $f_y = 4200$ kg/cm².
RECUBRIMIENTO = 5.00 cm.


PLATEA DE CIMENTACION

CONCRETO $f_c = 280$ kg/cm².
ACERO $f_y = 4200$ kg/cm².
RECUBRIMIENTO = 7.00 cm.

CAMARA DE ANCLAJE

CONCRETO $f_c = 280$ kg/cm².
ACERO $f_y = 4200$ kg/cm².
RECUBRIMIENTO = 7.00 cm.

LOS DETALLES DE LOS ANCLAJES
ESTAN DESCRITOS EN EL CATALOGO
ANEXO DE FRYSSINET

	UNIV. SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL	
	TESIS : ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE SOBRE EL RIO REQUE PLANO: ESTRUCTURAS: CAMARA DE ANCLAJE/ ANCLAJES AUTOR: KAREN ALEJANDRA MEJIA HERNANDEZ	PLANO: E-07 FECHA: JUNIO-2017 ESCALA: INDICADA

V. Discusión

La presente investigación tuvo como finalidad elaborar una propuesta técnica de solución a la problemática de la situación del Puente Reque actual. De los resultados obtenidos se tiene un expediente con un diseño estructural de acuerdo a la topografía, tipo de suelos, tráfico y realidad hidrográfica de la zona en la cual está ubicado el puente Reque; el cual es una alternativa para un proyecto estructural definitivo para el Puente Reque.

VI. Conclusiones

- Los puentes atirantados al ser puentes altamente hiperestáticos son capaces de distribuir de mejor manera las cargas a las cuales está sujeto.
- Los puentes atirantados son factibles cuando se tiene que salvar grandes distancias, tal como es necesario para el Puente Reque, donde se requiere evitar apoyos centrales para un adecuado tránsito de su cauce.
- Debido a que en la actualidad realizar el análisis y diseño de un puente atirantado resultaría ineficiente y no contribuiría a la optimización de la estructura; es necesario e indispensable el uso de un software de apoyo, dado que es una estructura compleja, altamente hiperestáticas y que por ende requieren de un proceso de múltiples iteraciones.
- Después del modelamiento estructural, análisis y diseño del Puente Reque. Se ha llegado a establecer ciertas diferencias de los puentes atirantados con respecto a los puentes tradicionales como lo son: Puente Viga, Losa, Viga Cajón, etc. Dentro de los cuales se puede observar las ventajas y desventajas que trae este tipo de diseño para la realidad del Puente Reque.

Tabla 53: Diferencias entre Puentes Tradicionales y Atirantados basadas en estudios para diseño estructural de puente Reque.

Puentes Tradicionales	Puentes Atirantados
Estética, son de un tipo estándar.	Son más estéticos y contribuyen mejor a un entorno social - turístico.
Son estructuras isostáticas: Solo tiene una forma de distribuir esfuerzos.	Son estructuras hiperestáticas: Realiza una mejor distribución de los esfuerzos.
Son puentes eficientes para luces pequeñas a moderadas	Son efectivos en puentes de grandes luces.
Los apoyos intermedios para controlar deflexiones.	Requieren menor cantidad de apoyos intermedios ya que son provistos por tirantes.
Es altamente rígido, por lo tanto está más expuesto a los efectos ocasionados por cargas dinámicas.	Debido a su flexibilidad, disipan mayor energía ante un sismo (tienen mejor comportamiento).
Proceso constructivo sencillo.	Proceso constructivo complicado y un alto control de calidad.
Bajo mantenimiento.	Mayor mantenimiento y monitoreo.
Críticas cargas vivas y dinámicas.	Críticas cargas muertas debido a su gran luz y peso.

- Adicionalmente se debe considerar que este tipo de puentes al tener un puente atirantado asimétrico se tiene mayor complejidad en cuanto a distribución de fuerzas en sus obenques (tirantes).
- La poca capacidad de resistencia del suelo en los estratos próximos, impidieron el diseño de cimentaciones superficiales. Por lo cual, se vio necesario el uso de pilotes para la adecuada transferencia de esfuerzos hacia el estrato estable.

VII. Recomendaciones

- El análisis mediante los softwares de diseño debe de aproximarse lo máximo posible a la realidad del puente, sin embargo, no debe de ser exactamente igual debido a que esto podría entorpecer el análisis y llegar a resultados equívocos.
- Existe una variedad de normas en la cual
- El diseñador siempre debe considerar los productos que se encuentran disponibles en el mercado y tener presente todas las recomendaciones realizadas por los fabricantes; sobre todo cuando se trata de elementos estructurales principales, como es el caso de los tirantes. En este aspecto, la DSI Dywidag — System International proporciona sin lugar a duda información confiable sobre tirantes, anclajes, gatos hidráulicos y en general sistemas de pre esfuerzo para elementos de hormigón postensado.

VIII. Referencias

- [1] A. Martínez, «<http://www.requecity.com>,» [En línea]. Available: <http://www.requecity.com/2011/09/colapso-del-puente-reque-en-1998.html> . [Último acceso: 30 Mayo 2013].
- [2] E. Seminario Manrique, «Guía para el Diseño de Puentes con Viga y Losa,» Título de grado (Pregrado). Universidad de Piura, Piura, 2004.
- [3] Dirección General de Caminos y Ferrocarriles del Ministerio de Transportes y Comunicaciones, Manual de Diseño de Puentes, Lima: Macro, 2003.
- [4] ACI, American Concrete Institute, Puentes, Aálisis, Diseño y Construcción, Lima: Capítulo de Estudiantes de la Universidad Nacional de Ingeniería, 1993.
- [5] M. E. Manzano Suárez y R. P. Pérez Nolivos, «Análisis y Diseño de Puente Atirantado, Ubicado en la Provincia de Esmeraldas sobre el Río Atacames. Título de Grado (Pregrado),» Escuela Politécnica Nacional, Quito, 2012.
- [6] Ministerio de Transportes y Comunicaciones del Perú, Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje, Lima: Macro, 2006.
- [7] Ven Te Chow, Hidráulica de Canales Abiertos, Bogotá: McGraw Hill, 1994.
- [8] J. . M. Hernández Hernández, «<https://www.jmhdezhdez.com/>,» [En línea]. [Último acceso: 1 Mayo 2013].
- [9] «www.arqhys.com,» Arqhys, 22 Mayo 2004. [En línea]. [Último acceso: 15 Mayo 2013].
- [10] J. J. Rodríguez Barrera, «<https://www.sevillaguia.com/>,» [En línea]. [Último acceso: 1 Mayo 2013].
- [11] Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones, «Especificaciones Generales para la Construcción de Caminos y Puentes,» MOP, Quito, 200.
- [12] «<https://byconstrucciones.wordpress.com/>,» [En línea]. Available: <http://byconstrucciones.wordpress.com/category/arquitectura/>. [Último acceso: 13 Mayo 2013].
- [13] Empresa Colombiana de Cables SA EMCOCABLES, «<http://www.emcocables.co/>,» [En línea]. Available: <http://www.emcocables.co/wp-content/uploads/2019/05/cables-emcocables.pdf>. [Último acceso: 13 Mayo 2013].

- [14] León Cables CIA. LTDA., «<https://www.leoncables.net/cablesinfotec.html>,» [En línea]. Available: <https://www.leoncables.net/cablesinfotec.html>. [Último acceso: 13 Mayo 2013].
- [15] R. Walther, B. Houriet, W. Isler, P. Moia y J.-F. Klein, Cable Stayed Bridges, Segunda ed., Londres: Thomas Telford, 1988.
- [16] R. Campaña Toro, Procesos Morfológicos Relevantes en el Diseño de Puentes, Lima: Instituto de Construcción y Gerencia, 2010.
- [17] O. Muroy, «Estudio Definitivo del Reforzamiento y Ampliación del Río Reque - Estudio de Impacto Ambiental,» Chiclayo, 2006.
- [18] INDECI, «Mapas de Peligros de Reque,» Chiclayo, 2003.
- [19] Editora Peru, «<https://andina.pe/agencia/>,» [En línea]. [Último acceso: 30 Mayo 2013].
- [20] R. F. Urbina Palacios, «Guía para diseño de Pilotes. Título de Grado (Pregrado),» Universidad de Piura, Piura, 2004.

IX. Anexos

Figura 122: Badén construido de forma provisional.



Fuente: [www. Andina.com.pe](http://www.Andina.com.pe)

Figura 123: Transporte de vehículos por el Badén.



Fuente: [www. Andina.com.pe](http://www.Andina.com.pe)

Figura 124: Badén reconstruido después del colapso producido en el año 2008.



Fuente: [www. Andina.com.pe](http://www.Andina.com.pe)

Figura 125: Vista Lateral del Puente Reque Ampliado y Reforzado.



Fuente: Google Earth – 2013



TIRANTES HD

Freyssinet

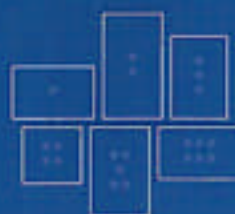


Tirantes HD Freyssinet

Desde su aparición a mediados de los 70, la tecnología de los tirantes Freyssinet ha mejorado y constituido una referencia en materia de resistencia a la fatiga, de protección contra la corrosión así como de posibilidades de control o de sustitución.

SUMARIO:

p.1	FREYSSINET: INVENTOR DEL TIRANTE MULTICORDÓN	Un sistema avanzado técnicamente y flexible El monocordón Freyssinet
p.2-3	EL ANCLAJE FREYSSINET	Concebidos para resistir a la fatiga extrema y a la corrosión
p.4-5	OPCIONES	Cohestrand: cables para ambientes muy agresivos Vaina exterior: una durabilidad excepcional Elementos complementarios Sillas de desvío
p.6-7	ESTABILIDAD AERODINÁMICA	Vaina exterior de doble espiral Amortiguadores internos Amortiguadores externos Agujas
p.8	PUESTA DE OBRA	Una instalación rápida e integrada en el ciclo de la construcción



Fotos de portada:

- Puente de Los Arcos / España
- Puente de Millau / Francia
- Puente de Rion-Antirion / Grecia
- Puente de Asuán / Egipto
- Puente de Øresund / Dinamarca-Suecia
- Puente s/ canal de Panamá / Panamá

FREYSSINET: INVENTOR DEL TIRANTE MULTICORDÓN

Un sistema avanzado técnicamente y flexible

La invención de un sistema multicordón de tirantes paralelos data de 1976. Goza por tanto de una experiencia sobradamente contrastada.

El tirante HD Freyssinet se basa en la independencia total de cada cordón, un principio que permite varias ventajas, entre las cuales podemos citar:

- la instalación así como el mantenimiento individual de cada cordón;
- anclaje individual de cada cordón;
- la protección individual contra la corrosión;
- el desmontaje eventual o la posibilidad de la sustitución independiente de cada cordón.

La gama estándar de los tirantes HD, se extiende de 1 a 169 cordones, sin embargo no existe ninguna limitación a la potencia o a la longitud de los tirantes. A fecha de hoy, los tirantes más grandes han sido instalados sobre la torre de telecomunicación de Collserola en España (cables de 205 cordones) y los cables más largos son los tirantes de estabilización del puente de Ting Kau en Hong Kong (465 m de largo).

- Puente de Ting Kau / Hong Kong
- Torre de Collserola / España



El monocordón Freyssinet

Un cordón galvanizado y con vaina

El tirante Freyssinet HD consiste en un conjunto de cordones paralelos semi-adherentes T15,7, protegidos individualmente, llamados "monocordón Freyssinet". Patentado, garantiza una excelente durabilidad y ofrece una perfecta protección contra la corrosión, gracias a dos barreras complementarias, la galvanización y la vaina individual semi-adherente en PEHD, extrusionada tras rellenar los huecos entre los hilos con una cera específica.

El conjunto de cordones Freyssinet está generalmente envuelto por una vaina exterior colectiva coextrusionada en PEAD (Polietileno de Alta Densidad), especialmente concebida para responder a las necesidades del atirantado y ofrecer una excelente durabilidad.



Tirantes 1

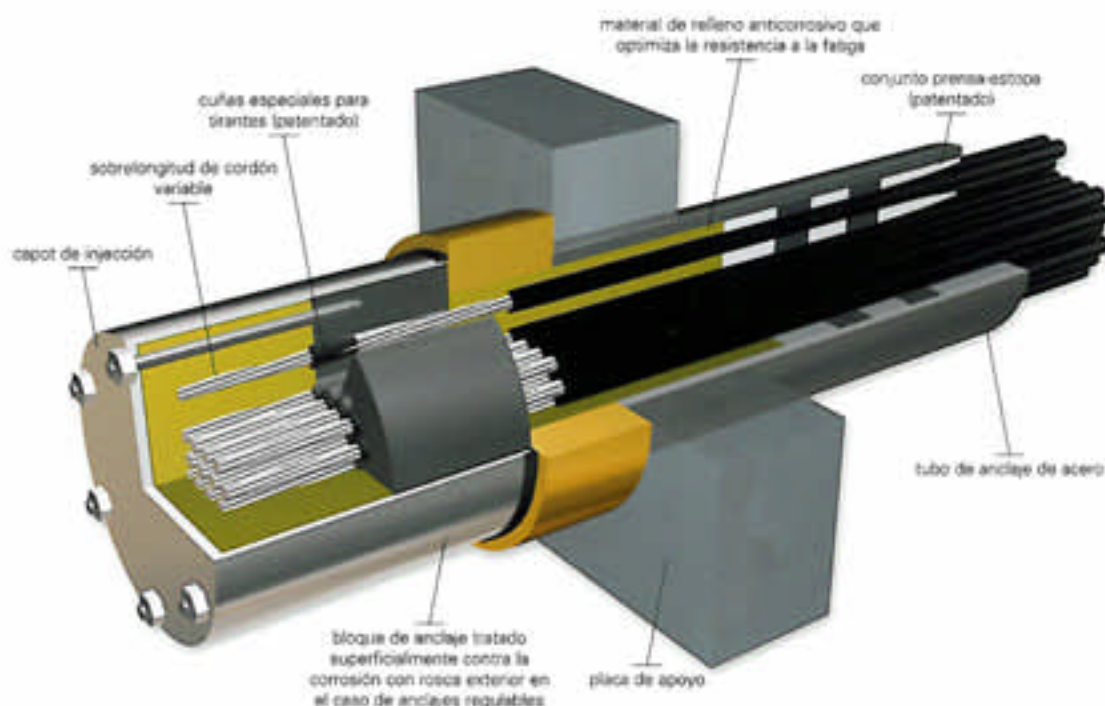
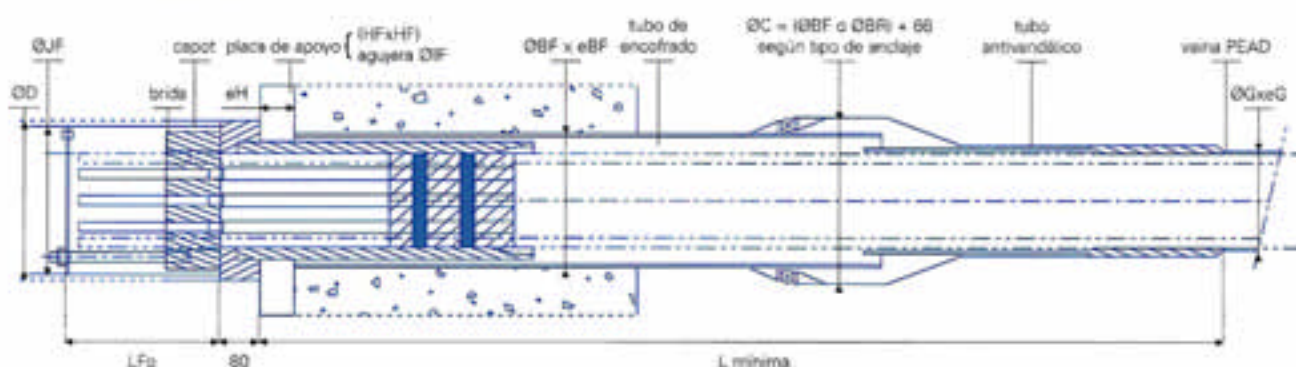
EL ANCLAJE FREYSSINET

Concebidos para resistir a la fatiga extrema y a la corrosión

El anclaje Freyssinet HD es el sistema más compacto del mercado. Asegura todas las funciones requeridas para un tirante.

- protección contra la corrosión de las extremidades no envainadas de los cordones gracias a un prensa-estopa patentado y dotado de los últimos avances en materia de impermeabilidad;
- resistencia a la fatiga axial en particular gracias a la utilización de las cuñas Freyssinet, especialmente concebidas para resistir variaciones de la sollicitación de 300 Mpa a un 45% de la tensión última durante 2 millones de ciclos;
- resistencia a la fatiga en flexión con la ayuda de un dispositivo llamado

anclaje fijo



'guía/prensa-estopa' capaz de filtrar los esfuerzos radiales;

- instalación y reglaje individual de los cordones de una manera simple. Esta disposición particular permite además, facilitar la vigilancia de los cables reemplazando un cordón para ensayar a intervalos regulares.

Es conveniente para cada tirante prever un anclaje fijo en una extremidad y regulable en la otra. Estos pueden ser instalados indistintamente en el pilar o el tablero y ser activos o no. Los anclajes son concebidos para ofrecer unos resultados mecánicos óptimos que se traducen por un límite a la fatiga y una resistencia residual a la rotura después de fatiga elevadas.

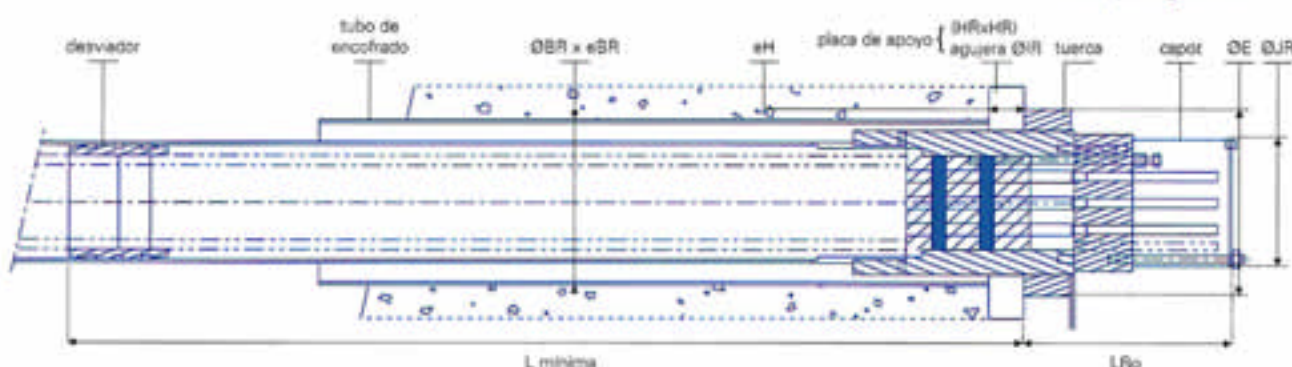
Todos los elementos constitutivos del sistema de anclaje Freyssinet HD han sido sometidos a ensayos intensivos, efectuados en laboratorios independientes, que ponen en evidencia resultados superando los principales criterios de aceptación internacional (con una resistencia residual a la rotura superior al 95%).

El anclaje del tirante Freyssinet cumple el criterio de aceptación especificado en el PTI y el CIP.



Banca de ensayo a fatiga (LCPC de Nantes, Francia)

anclaje regulable



Tipo	Tubo de encofrado				Brida/tuerca		Vaina		Placa de apoyo*				Capot de inyección				Desviador	
	ØBF	eBF	ØBR	eBR	ØD	ØE	ØG	eG	HF	HR	eH*	ØIF	ØIR	ØJF	ØJR	LFo		LRo
12	177.8	6.3	219.1	6.3	210	235	125	6	275	300	50	151	192	200	160	275	348	1 200
19	219.1	6.3	244.5	6.3	250	284	140	6	340	350	50	186	230	240	194	275	356	1 400
27	244.5	6.3	298.5	8	280	336	160	8	400	420	60	212	260	270	222	285	376	1 750
31	244.5	6.3	298.5	8	290	346	160	8	420	440	60	221	270	280	233	290	386	1 750
37	273	6.3	323.9	8	320	368	180	8	460	470	70	239	290	300	252	305	411	1 900
55	323.9	8	368	8	370	438	200	6.2	550	570	80	285	350	360	304	320	446	2 200
61	355.6	8.8	406.4	8.8	405	460	225	6.9	600	610	90	318	375	396	336	330	466	2 400
75	368	8.8	445	10	433	506	250	7.7	640	670	100	342	406	423	368	340	481	2 500
91	419	10	482.8	11	480	546	280	8.6	720	750	110	374	450	470	410	360	524	2 850
109	431.8	10	530	12.5	500	600	315	9.7	770	815	120	386	480	490	435	380	560	3 100
127	457.2	10	558.8	12.5	545	640	315	9.7	810	850	130	424	525	535	478	400	600	3 250
169	530	12.5	635	12.5	625	740	355	10.9	950	960	140	490	606	615	555	430	660	3 700

Dimensiones en mm. * Las dimensiones de la placa de apoyo mostradas corresponden a una estructura de hormigón con Ø₂₈ diaz ≥ 36 MPa. Para estructuras metálicas el espesor eH ha de ser calculado.



OPCIONES

Freyssinet propone varias posibilidades para satisfacer todas las necesidades, tanto funcionales como estéticas.

Cohestrand: cables para ambientes muy agresivos

El tirante Freyssinet HD, puede ser adaptado para garantizar mejores resultados contra la corrosión en algunos ambientes particulares. Así el monocordón Freyssinet puede ser remplazado por el cordón patentado Cohestrand.

Se trata de un cordón protegido por una vaina y formado por siete hilos de acero galvanizado o galvanizado (aleación de 95% de zinc y 5% de aluminio) recubiertos de un sistema capaz de resistir a las agresiones de un ambiente muy corrosivo además de a las sollicitaciones axiales a través de la vaina.

Vaina exterior: una durabilidad excepcional

La puesta a punto de las vainas exteriores de altas prestaciones y durabilidad es fruto de un largo trabajo de investigación.

La vaina exterior se compone de dos capas de PEAD coextrusionadas: una capa interna negra y una capa externa de color.



Conjunto de monotorones Freyssinet en una vaina en PEAD coextrusionada

Vaina exterior :

Una gama completa de colores*

Bianco	RAL 9003
Gris claro	RAL 7035
Azul pestel	RAL 5024
Azul mediterráneo	RAL 5018
Amarillo	RAL 1016
Rojo	RAL 3020
Verde	RAL 6021
Metalizado	
Negro	

* muestrario no contractual

Todas las vainas de color Freyssinet han sido ensayadas para garantizar la perennidad del color con el tiempo. El cuidado en su fabricación garantiza una durabilidad al menos tres veces superior a la del polietileno negro y de color disponible en el mercado, tanto con respecto a la foto-oxidación como a la fisuración bajo tensión.

Una vaina especial en PEAD, ha sido fabricada con una capa externa metalizada de matices plateados en la masa para obtener un aspecto comparable al de una vaina de acero inoxidable cepillado, conservando la simplicidad de la puesta en obra de las vainas en PEAD y la protección aerodinámica de las roscas helicoidales.

Freyssinet se compromete a la durabilidad de sus vainas exteriores en todo el mundo.

Elementos complementarios

A veces es recomendable prever algunos elementos complementarios entre los cuales, los más frecuentes son:

- los **tubos antivandálicos**, dispuestos en la parte inferior de los cables;
- una **protección contra el fuego**, cuando hay riesgo de incendio, en particular sobre las obras sometidas a un tráfico importante de vehículos transportando hidrocarburos;
- el **alumbrado**, directamente fijado a los tirantes, por un sistema que respeta las normas de seguridad eléctrica sin perturbar la estabilidad aerodinámica de los cables.

El conjunto de estas opciones está ya presente en grandes y prestigiosas obras construidas en todo el mundo.

Sillas de desvío

Para transmitir la fuerza de los tirantes al pilar conservando siempre la estética estructural de la obra, Freyssinet propone además sillas de desvío como complemento a su oferta.



- Alumbrado - puente de Normandía / Francia
- Tubos antivandálicos - puente de Seohae / Corea del Sur
- Iluminación del puente Vasco de Gama / Portugal



ESTABILIDAD AERODINÁMICA

La vibración de los tirantes es una gran preocupación para las Administraciones y los diseñadores de los puentes. Suministrando e instalando los tirantes de los más grandes puentes atirantados de estos últimos años, Freyssinet ha adquirido una capacidad reconocida en la ingeniería de las vibraciones de los tirantes.

Gracias a su experiencia mundial, Freyssinet puede proponer para cada obra un diagnóstico preciso de la estabilidad de los tirantes y una larga gama de dispositivos antivibratorios adaptados a cada proyecto.

Vaina exterior de doble espiral

La forma de las roscas y el paso de hélice dispuestos alrededor de la vaina exterior Freyssinet es el resultado de un largo programa de búsqueda efectuado en túnel de viento en colaboración con varios laboratorios.

La doble rosca helicoidal soldada sobre la vaina del tirante Freyssinet desvía el hilo de agua fluyendo a lo largo del cable y previene eficazmente la inestabilidad debida a la acción combinada del viento y el agua.

Amortiguadores internos

La sensibilidad del tirante a la vibración proviene de su poca amortiguación intrínseca. Para remediarlo, Freyssinet ha desarrollado soluciones patentadas de amortiguadores internos de forma anular. Colocados en los tubos de anclaje, estos dispositivos no afectan a la estética de los tirantes.



Estos dispositivos amortiguadores IED (*Internal Elastomer Damper*) y amortiguadores IHD (*Internal Hydraulic Damper*), permiten amortiguar las vibraciones de todas las amplitudes para evitar los fenómenos de fatiga y de inestabilidad visible. Freyssinet dispone de un modelo informático específico para calcular las necesidades en la amortiguación de una estructura y dimensionar los amortiguadores mejor adaptados en función de las características de los tirantes.

- Puente de Los Arcos / España
- Puente de Iregua / España

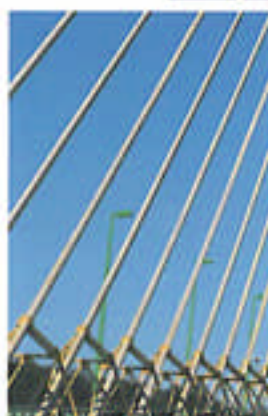
Amortiguadores externos

Para los tirantes muy largos o cuando la geometría de la obra lo impone, los amortiguadores externos son preferibles a los amortiguadores internos.

Hay disponibles dos tipos de dispositivos:

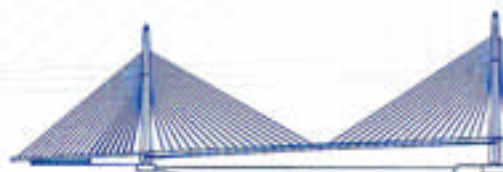
- el amortiguador externo fijo FHD (*Fixed Hydraulic Damper*), compuesto de dos amortiguadores de pistón y de una estructura soporte;
- el amortiguador externo pendular EHD (*External Hydraulic Damper*), utilizando igualmente amortiguadores de pistón, al que se añade un sistema patentado de palanca pendular móvil alrededor de una biela articulada sobre un soporte fijo.

- Agujas - puente de Normandía / Francia
- Amortiguador FHD
- Amortiguador EHD



Agujas

En casos excepcionales, los amortiguadores pueden ser insuficientes. Puede por lo tanto ser necesario prever cables de interconexión (agujas), sobre todo para solucionar el fenómeno de inestabilidad paramétrica de los tirantes. Estas agujas, puestas en obra en el Puente de Normandía por ejemplo, son continuas en toda su longitud y colocadas a uno y otro lado de la red de tirantes.



PUESTA EN OBRA

Una instalación rápida e integrada en el ciclo de la construcción

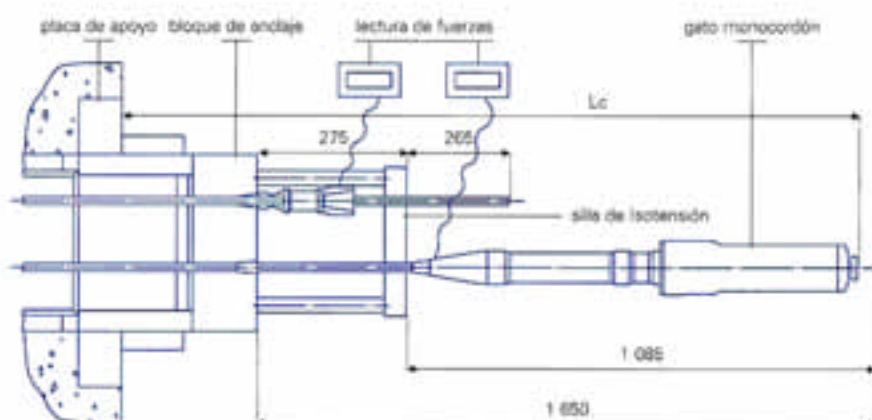
El sistema de tirantes Freyssinet HD ha sido utilizado en más de un centenar de obras de todo mundo de la más modesta a la más ambiciosa.

La instalación individual de los cordones y el reglaje automático por el procedimiento de isotensión, patentado por Freyssinet, ofrecen una simplicidad y una flexibilidad de puesta en obra y garantizan la uniformidad de las fuerzas en los tirantes.

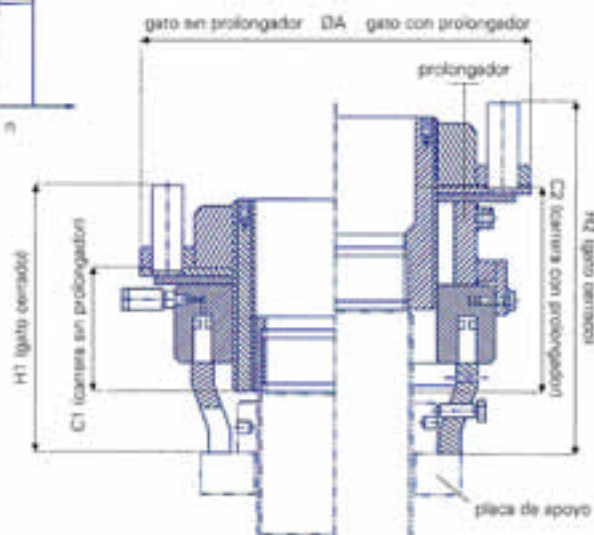
Esta concepción permite igualmente asegurar la vigilancia y el mantenimiento de los tirantes para garantizar su perennidad.

En colaboración con la empresa Advitam, Freyssinet propone soluciones informáticas de ayuda a la vigilancia de los tirantes y sistemas de monitorización acústicos permanentes.

Dimensiones del gato de puesta en tensión por isotensión:



Dimensiones del gato de regulación:



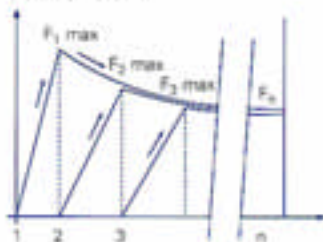
Tirantes	ØA	H1	H2	C1	C2
12H15	518	370	470	140	240
19H15	518	370	470	130	230
27H15	598	400	500	150	250
31H15	598	400	500	145	245
37H15	598	400	500	135	235
55H15	700	500	600	150	250
61H15	740	510	610	150	250
75H15	740	510	610	150	250
91H15	878	560	660	160	260
109H15	878	560	660	160	260
127H15	938	610	710	165	265

Dimensiones en mm.

Diagrama del principio de isotensión[®]

n: número de cordones / Fuerza total: $n \times F_2$

Fuerza por cordón





Melchor Fernández Almagro 23
28029 Madrid - España
Tel. : 34-91 323 95 50
Fax : 34-91 323 95 51
www.freyssinet.com

DEFINICIÓN DE COHESTRAND®

COHESTRAND® es un cordón formado por siete hilos recubierto con vaina PEAD totalmente adherida. Se utiliza en estructuras suspendidas y atirantadas ya que permite anclar a lo largo del cable sin interrupción de la vaina PEAD de cubrición del cordón.

Similar al cordón semi-adherente Monostrand de Freyssinet usado en tirantes, COHESTRAND® está envainado por extrusión de polímeros específicos, con un revestimiento externo de PEAD.

COHESTRAND® tiene una protección anticorrosión formada por tres barreras anidadas aplicadas en fábrica, que garantizan la calidad, homogeneidad y fiabilidad que solo puede lograrse por los métodos industriales:

- 1) Galvanización en caliente de los hilos
- 2) Relleno protector PolyBd® cubriendo los hilos y adherente al acero
- 3) Vaina extrusionada PEAD sobre el relleno protector

El compuesto adherente permite transmitir la compresión y las fuerzas tangenciales desde la vaina PEAD al propio cordón.



VENTAJAS

- **Durabilidad de más de 100 años** de la protección continua contra la corrosión.
- Instalación cordón a cordón con equipamiento ligero (gato monocordón y cabrestrante ligero).
- **Flexibilidad para los proyectistas:** el anclaje compacto no necesita complementos o elementos de ajuste (barras, tuercas...).

CORDÓN DE SIETE HILOS

COHESTRAND® cumple con los requerimientos para cordones establecidos en NFA 35035-Y1770S7+Z-15.7-B

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS

Diámetro nominal	: 15.7 mm (+/- 0.1mm)
Sección nominal	: 150 mm ² (+/- 2%)
Masa nominal	: 1172 g/m (+/- 24 g/m)

CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS

Clase de resistencia	: 1860 N/mm ²
Carga características a rotura	: 279 kN
Prueba de carga característica 0.1%	: 248 kN
Tensión bajo carga máxima	: > 3.5 %
Relajación máxima a 1000 h	: < 2.5 %
Módulo de Young	: 190 a 200 GPa

CARACTERÍSTICAS ADICIONALES

• COMPORTAMIENTO A FATIGA

El cordón ha superado sin rotura 2 millones de ciclos con:

Rango de tensión a fatiga	: $\Delta f = 300$ MPa
Tensión máxima	: $\sigma_{max} = 0.45 \cdot 1860 = 837$ MPa

Tracción desviada	: $D < 20$ %
-------------------	--------------

• GALVANIZACIÓN

Grado de Zinc	: Z2-99.99% de pureza (según EN 1179)
Masa de Zinc	: entre 190 y 350 g/m ²

El recubrimiento de Zinc se debe aplicar antes de la última operación de PINTURA"

PRODUCTO DE RELLENO ADHERENTE PROTECTIVO (PATENTADO)

El compuesto adherente está constituido por:

- Resina polybutadiene tipo PolyBd®
- Endurecedor
- Catalizador
- Adhesivo a la vaina PEAD (Orevac)

El compuesto adherente rellena los intersticios de los hilos y el espacio entre los hilos exteriores y la vaina externa.

Resistencia mínima a cortante	: > 4 MPa a 20°*
--------------------------------------	------------------

*entre la vaina externa y el cordón de siete hilos

APLICACIONES

COHESTRAND® es un cordón de 15.7 mm que utiliza el anclaje estándar para tirantes FREYSSINET HD de cuñas individuales cónicas.

No existe un límite teórico del número de cordones que forman el cable (normalmente entre 19 y 330)

• CABLE PRINCIPAL EN PUENTES SUSPENDIDOS

El cable COHESTRAND® ha sido desarrollado para producir cables principales compuestos de cordones paralelos.

Freyssinet ha diseñado una tipo especial de collar para las péndolas, que permite que estas se sostengan directamente sobre la vaina PEAD del COHESTRAND®. Gracias a esto, la protección anticorrosión del cable principal es continua entre anclajes, con una durabilidad que sobrepasa los 100 años.

Al eliminar el contacto de acero con acero, se prestan las mejores condiciones posibles para la resistencia a la fatiga y se elimina el riesgo de corrosión por rozamiento.



• PUENTES ATIRANTADOS CON SILLA DE DESVIACIÓN O EN PUENTES EXTRADOSADOS

COHESTRAND® está especialmente recomendado para conferir una gran durabilidad a los cables de tirantes o extradosados puesto que garantiza la continuidad de la protección anticorrosión a través del pilón.

Una silla de desviación especial, denominada silla multitubo, ha sido especialmente desarrollada para el COHESTRAND® (ver hoja técnica):

- cada cordón del cable se desvía individualmente a través de un manguito a través del tubo global de la silla.
- la adherencia de la vaina del COHESTRAND® asegura la resistencia a cargas asimétricas en ambos lados de la silla por fricción de la vaina con el manguito individual.

VAINA PEAD EXTERIOR

• MATERIAL

La materia prima PEAD tiene que ser clase PE 80 O PE 100 según XPA 35-037. Se trata de un PEAD no reciclado.

Los **aditivos** que el PEAD debe contener son:

Carbón negro	: 2.3 % +/- 0.3 %
Antioxidante	: 1000 ppm

• GEOMETRÍA

La parte interior del recubrimiento de PEAD debe seguir el contorno exterior.

Espesor	: 1.5 mm + 0.5mm - 0
Diámetro exterior del cordón recubierto	: < 19.5 mm

• RESISTENCIA

Límite de fluencia	: > 18 MPa
Alargamiento a rotura	: > 600% a + 23°C > 100% a - 20°C
Resistencia al impacto	: No hay perforación tras la caída de un peso de 1Kg desde una altura de 0.5 m según XPA 35-037

REFERENCIAS



Puente Kanne
(Bélgica)



Puente Sungai Muar
(Malasia)