



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

“Diseño estructural del puente Conache, sobre el río Moche, en la
carretera Industrial – Centro Poblado Santo Domingo, distrito de
Laredo”

TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE:
Ingeniera Civil

AUTORES:

Orbegoso Alayo, Jhilson Darlin (ORCID: 0000-0001-9442-336X)

Roldan Mora Dilmer Roy (ORCID: 0000-0001-9623-4298)

ASESOR:

Mg. Castillo Chavez, Juan Humberto (ORCID: 0000-0002-4701-3074)

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:

Diseño Sísmico y Estructural

TRUJILLO – PERÚ

2020

DEDICATORIA

A dios, por darme fortaleza siempre. A mis padres Diomenes Orbegoso Roldan y Yolanda Alayo Rodríguez que siempre me apoyaron incondicionalmente; a mis hermanos Anthony, Leofranco y Leticia.

Jhilson Orbegoso Alayo

A dios por haberme permitido llegar hasta estas circunstancias de la vida brindándome su amor incondicional y su infinita bondad. A mi familia, mis amigos y en especial a mis padres Dilmer Roldan Quispe y Jhany Mora Orbegoso por su apoyo incondicional, su motivación constante para superar las adversidades y por sus ejemplos de humildad y

AGRADECIMIENTO

Como prioridad en nuestra vida agradecemos a dios por su infinita bondad, por haber estado en los momentos se le necesitaba, por darnos salud, fortaleza, responsabilidad y sabiduría, por haber permitido culminar un peldaño más de nuestras metas.

Agradecemos a la Escuela Profesional de Ingeniería Civil, de la Universidad Cesar Vallejo, por abrir sus puertas y darnos la confianza necesaria para triunfar en la vida y transmitir sabiduría para nuestra formación personal.

A nuestro asesor de tesis Mg. Juan Humberto Castillo Chávez por estar siempre en la disposición de ofrecernos su ayuda para llevar a cabo el tema de investigación.

A nuestros familiares, porque siempre estuvieron ahí para brindarnos apoyo, sin ustedes fuese difícil alcanzar las metas trazadas.

Gracias a todo aquel que de una u otra manera intervino para que nuestra tesis fuera una realidad.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

DEDICATORIA.....	ii
AGRADECIMIENTO.....	iii
ÍNDICE DE CONTENIDOS.....	iv
ÍNDICE DE TABLAS.....	xiii
ÍNDICE DE FIGURAS.....	xx
RESUMEN	xxxvi
ABSTRACT	xxxvii
I. INTRODUCCIÓN	1
II. MARCO TEÓRICO	6
III. METODOLOGÍA.....	15
3.1. Tipo y diseño de investigación	15
3.1.1. Tipo de investigación.....	15
3.1.2. Diseño de investigación	16
3.2. Operacionalización de variables	16
3.2.1. Variable	16
3.2.1.1. Definición conceptual.....	16
3.2.1.2. Definición operacional	16
3.2.2. Matriz de operacionalización de variables.....	16
3.4. Población y muestra	20
3.4.1. Población	20
3.4.2. Muestra	20
3.5. Técnicas e instrumentos de recolección de datos.	20
3.5.1. Técnicas de recolección de datos	20
3.5.2. Instrumentos de recolección de datos.....	20
3.6. Métodos de análisis de datos	20
3.7. Aspectos éticos.....	21
IV. RESULTADOS	22
4.1. Estudio topográfico	22
4.1.1. Generalidades	22

4.1.2. Finalidad.....	22
4.1.3. Trabajo en campo	22
4.1.3.1. Reconocimiento del terreno	22
4.1.3.2. Punto de control planimétrico	23
4.1.3.3. Instrumentos	23
4.1.3.4. Levantamiento topográfico del lugar	23
4.1.5. Trabajo de gabinete	23
4.1.5.1. Calidad de datos	24
4.1.5.2. Planos de topografía.....	24
4.2. Estudio de hidrología e hidráulica	24
4.2.1. Análisis hidrológico.....	24
4.2.1.1. Estudio de cuenca del río Moche.....	24
4.2.1.1.1. Ubicación	24
4.2.1.1.2. Hidrografía	25
4.2.1.1.3. Afluentes	26
4.2.1.1.4. Oferta hídrica	26
4.2.1.2. Recolección de información.....	27
4.2.1.3. Estimación del periodo de retorno	29
4.2.1.4. Análisis estadísticos de datos hidrométricos	31
4.2.1.4.1. Análisis de consistencia	32
4.2.1.4.2. Modelos de distribución.....	33
4.2.1.4.3. Prueba de bondad de ajuste (Smirnov Kolmogorov).....	36
4.2.1.5. Caudales de diseño	36
4.2.2. Estudio Hidráulico	37
4.2.2.1. Información básica.....	37
4.2.2.1.1. Topografía.....	37
4.2.2.1.2. Ubicación del puente.....	38

4.2.2.1.3. Muestreo y caracterización del lecho del río	39
4.2.2.1.4. Avenidas de diseño	40
4.2.2.1.5. Gabilo o altura libre	40
4.2.2.1.6. Coeficientes de rugosidad de cauces naturales.....	41
4.2.2.2. Parámetros hidráulicos para el diseño.....	43
4.2.2.2.1. Perfil de flujo	43
4.2.2.2.1. Socavación.....	44
4.2.2.3. Cálculo hidráulico	44
4.2.2.3.1. Cálculo de niveles de agua	44
4.2.2.3.2. Estimación de la socavación	50
4.3. Estudio geotécnico	55
4.3.1. Finalidad del estudio geotécnico	55
4.3.2. Ensayo de corte directo.....	56
4.3.2.1. Objetivos del ensayo de corte directo	56
4.3.2.2. Alcances del ensayo de corte directo	56
4.3.2.3. Extracción de muestras	56
4.3.2.4. Resultados.....	57
4.4. Estudio sísmico.....	58
4.4.1. Peligro sísmico	58
4.4.1.1. Zona sísmica donde se ubica el puente.	58
4.4.2. Espectro de diseño para el puente Conache	58
4.5. Estudio de tráfico	62
4.5.1. Generalidades	62
4.5.1.1. Ubicación	62
4.5.1.2. Finalidad	62
4.5.1.3. Alcance del trabajo	62
4.5.2. Estación de control.....	63

4.5.3. Características del conteo.....	64
4.5.4. Procesamiento de la información	65
4.5.5. Cálculo del índice medio diario anual (IMDA)	65
4.5.5.1. Resumen semanal del conteo vehicular	65
4.5.5.2. Conteo de tráfico vehicular diario (Vi).....	66
4.5.5.3. Índice medio diario semanal (IMDS).....	66
4.5.5.4. Factor de corrección estacional	66
4.5.5.5. Índice medio diario anual (IMDA).....	67
4.6. Estudio de trazo y diseño vial de los accesos.....	67
4.6.1. Generalidades	67
4.6.2. Diseño geométrico	67
4.6.3. Clasificación de la vía.....	68
4.6.3.1. Clasificación de acuerdo a la demanda	68
4.6.3.2. Clasificación según condiciones orográficas	68
4.6.3.3. Elección de la velocidad de diseño.....	68
4.6.4. Sección transversal	70
4.7. Estudio de impacto ambiental.....	72
4.7.1. Descripción del proyecto	72
4.7.1.1. Ubicación física del proyecto	72
4.7.1.2. Descripción del área de influencia del proyecto.....	72
4.7.1.2.1. Clima	72
4.7.1.2.2. Áreas protegidas	73
4.7.1.2.3. Flora y fauna	73
4.7.1.2.4. Calidad de suelo	73
4.7.1.2.5. Calidad de agua	73
4.7.1.2.6. Población ubicada en el área de influencia del proyecto	73
4.7.1.3. Características del proyecto	74

4.7.1.2.1. Descripción técnica del puente	74
4.7.1.2.2. Cronograma de ejecución del proyecto.....	74
4.7.1.2.3. Descripción de las actividades	75
4.7.1.2.4. Materias primas e insumos	77
4.7.2. Marco legal y administrativo aplicable al proyecto	77
4.7.3. Matriz de evaluación de impacto ambiental	79
4.7.4. Caracterización de impacto ambiental	95
4.7.5. Plan de manejo ambiental.....	96
4.7.5.1. Plan de manejo de residuos sólidos	96
4.8. Características del puente	99
4.8.1. Clasificación del puente	99
4.8.1.1. Según naturaleza de la vía soportada	99
4.8.1.2. Según el material.....	99
4.8.1.3. Según el sistema estructural principal	99
4.8.1.4. Según forma de geometría en planta	99
4.8.1.5. Según su posición respecto a la vía considerada.....	99
4.8.1.6. Según el tiempo de vida provisto.....	100
4.8.1.7. Según la demanda de tránsito y clase de la carretera.....	100
4.8.1.8. Clasificación de acuerdo a la importancia operativa	100
4.8.1.9. Clasificación para fines del diseño sísmico	100
4.8.1.10. Según sistema constructivo	100
4.8.2. Ubicación del puente.....	100
4.8.3. Tipo estructural.....	101
4.9. Análisis y diseño estructural de la superestructura	102
4.9.1. Predimensionamiento de elementos de la superestructura.....	102
4.9.1.1. Predimensionamiento de losa.....	102
4.9.1.2. Predimensionamiento de viga.....	103

4.9.2. Modelamiento en CSiBRIDGE	107
4.9.2.1. Longitud del puente, número y ancho de carriles	107
4.9.2.2. Sección transversal del puente.....	107
4.9.2.3. Sección transversal de la viga	108
4.9.2.4. Diafragma	108
4.9.2.5. Apoyos de neopreno.....	109
4.9.2.5. Propiedades de los materiales.....	109
4.9.2.5. Asignación de cargas	113
4.9.2.5.1. Cargas permanentes.....	113
4.9.2.5.2. Cargas variables	115
4.9.3. Diseño de losa	117
4.9.3.1. Diseño por flexión	117
4.9.3.2. Diseño por corte	123
4.9.3.3. Distribución del acero de refuerzo	124
4.9.4. Diseño de vigas postensadas	127
4.9.4.1. Secuencia constructiva	128
4.9.4.1.1. Contracción y retracción del concreto en Vigas AASHTO Tipo VI.....	129
4.9.4.1.2. Pérdidas de postensado.....	133
4.9.4.1.2.1. Cálculo de pérdidas instantáneas de acortamiento elástico	133
4.9.4.1.2.2. Cálculo de pérdidas diferidas	134
4.9.4.2. Verificación por servicio I.....	136
4.9.4.3. Verificación de esfuerzos admisibles en el concreto	137
4.9.4.3.1. Verificación para carga de peso propio.....	138
4.9.4.3.2. Verificación para carga de peso propio y cargas muertas adicionales	139

4.9.4.4. Diseño por resistencia I	140
4.9.4.4.1. Diseño en concreto presforzado para cargas muertas.....	143
4.9.4.4.1.1. Diseño por flexión	143
4.9.4.4.1.2. Diseño por corte	145
4.9.4.4.1.3. Diseño por esfuerzos.....	147
4.9.4.4.2. Diseño en concreto armado para cargas móviles	149
4.9.4.4.2.1. Diseño por flexión.....	149
4.9.4.4.2.2. Diseño por corte	154
4.9.4.5. Diseño de acero conector para la sección compuesta	158
4.9.5. Diseño de diafragma	162
4.8.5.1. Diseño por flexión	166
4.9.5.2. Diseño por corte	169
4.9.6. Diseño de barrera “New Jersey”	170
4.9.7. Verificación de deflexión para carga vehicular y peatonal.....	175
4.10. Análisis y diseño estructural de la subestructura	177
4.10.1. Interacción suelo estructura	177
4.10.1.1. Interacción para los estribos.....	177
4.10.1.2. Interacción para encepado	180
4.10.1.3. Interacción para los pilotes	183
4.10.2. Análisis y diseño sísmico con espectro de diseño	205
4.10.2.1. Análisis dinámico lineal modal espectral	206
4.10.2.1. Análisis sísmico lineal Tiempo - Historia.....	211
4.10.3. Diseño de pilar	216
4.10.3.1. Diseño de la viga cabezal	220
4.10.4.2. Diseño por desempeño, estático no lineal (pilar)	223
4.10.4.2.1. Diseño por desempeño en la dirección XX	223
4.10.4.2.2. Diseño por desempeño en la dirección YY	231

4.10.4.3. Evaluación por análisis Tiempo – Historia, dinámico no lineal .	240
4.10.4. Diseño de neoprenos	244
4.10.4.1. Predimensionamiento de apoyo elastomérico	244
4.10.4.1.1. Condición	244
4.10.4.1.2. Factor de forma	244
4.10.4.1.3. Verificación de esfuerzo compresión	244
4.10.4.1.4. Deformación por corte.....	245
4.10.4.1.5. Compresión y rotación – combinadas	246
4.10.4.1.1. Predimensionamiento de apoyo elastómero móvil	247
4.10.4.1.1. Predimensionamiento de apoyo elastomérico fijo	249
3.10.4.2. Apoyo de neopreno fijo	250
4.10.4.3. Apoyo de neopreno deslizante	252
4.10.5. Colocación de neoprenos.....	254
4.10.5.1. Dispositivo deslizante	254
4.10.5.2. Dispositivo fijo	256
4.10.6. Verificación de desplazamientos con colocación de neoprenos	258
4.10.7. Diseño de estribos.....	259
4.10.7.1. Cargas actuantes.....	259
4.10.7.2. Verificación de esfuerzos a compresión	263
4.10.7.3. Diseño en concreto armado.....	273
4.10.7.3.1. Diseño de muro pantalla	273
4.10.7.3.2. Diseño de losa	278
4.10.7.3.3. Diseño de zapata	282
4.10.7.3.4. Diseño de contrafuerte.....	286
4.10.8. Diseño de grupo de pilotes.....	291
4.10.9. Diseño de encepado	305
4.10.9.1. Diseño de encepado por flexión	305

4.10.9.2. Diseño de encepado por corte.....	310
V. DISCUSIÓN	312
VI. CONCLUSIONES.....	313
VII. RECOMENDACIONES.....	315
REFERENCIAS	316
ANEXOS	320

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Matriz de operacionalización de variables	17
Tabla 2: Caudales máximos mensuales del río Moche - estación Quirihuac...	27
Tabla 3: Valores del periodo de retorno T (años)	29
Tabla 4: Valores máximos recomendados de riesgo admisible para obras de drenaje	30
Tabla 5: Caudales máximos anual m ³ /s	31
Tabla 6: Resumen ajuste de bondad	36
Tabla 7: Resumen de Caudales máximos para diferentes modelos de distribución y periodos de retorno	36
Tabla 8: Resumen de resultados de estudio de mecánica de suelos para estimación de socavación.	40
Tabla 9: Tabla de Cowan para determinar el coeficiente de rugosidad por influencia de diversos factores.	42
Tabla 10: Condiciones hidráulicas del perfil del río Moche - tramo puente Conache – T = 140 AÑOS.....	47
Tabla 11: Condiciones hidráulicas del perfil del río Moche - tramo puente Conache – T = 500 AÑOS.....	51
Tabla 12: Resumen de estimación de socavación general.....	54
Tabla 13: Resumen de estimación de socavación local en pilares.....	55
Tabla 14: Ubicación de calicatas para corte directo	57
Tabla 15: Componentes de la resistencia al corte (Calicata N° 5).....	57
Tabla 16: Componentes de la resistencia al corte (Calicata N° 6).....	57
Tabla 17: Definición de clase de sitio	59
Tabla 18: Valores de factor de sitio, F_{pga} En Periodo – Cero en el Espectro de Aceleración.....	60
Tabla 19: Valores de factor de sitio, F_a , para rango de periodo corto en el Espectro de Aceleración	60
Tabla 20: res de factor de sitio, F_v , Para rango de periodo largo en el Espectro de Aceleración.....	60
Tabla 21: Datos de estación de control vehicular.	63
Tabla 22: Tráfico vehicular diario (Vi)	66

Tabla 23: Rangos de la Velocidad de Diseño en Función a la clasificación de la carretera por demanda y orografía.....	69
Tabla 24: Elementos de Vía de los accesos.....	70
Tabla 25: Cronograma de obra para Estudio de Impacto Ambiental	75
Tabla 26: Actividades en la construcción del puente Conache.....	76
Tabla 27: Matriz de evaluación e identificación de aspectos e impactos ambientales - Matriz Conesa.....	80
Tabla 28: Nivel de impacto Ambiental	95
Tabla 29: Profundidades mínimas utilizadas tradicionalmente para superestructuras de profundidad constante	102
Tabla 30: Resumen de cálculo de acero longitudinal superior de losa.....	119
Tabla 31: Resumen de cálculo de acero transversal superior de losa.....	120
Tabla 32: Resumen de cálculo de acero longitudinal inferior de losa.....	121
Tabla 33: Resumen de cálculo de acero transversal inferior de losa.....	123
Tabla 34: Resumen de verificación por corte (dirección longitudinal).....	124
Tabla 35: Resumen de verificación por corte (dirección transversal)	124
Tabla 36: Perdidas instantáneas de acortamiento elástico.....	133
Tabla 37: Perdidas diferidas por postensado.....	134
Tabla 38: Coeficientes de fricción para secciones compuestas según ACI318S.	159
Tabla 39: Primer caso ($a < T_s$)	161
Tabla 40: Segundo caso ($a > T_s$).	161
Tabla 41: Cálculo de acero superior del diafragma	167
Tabla 42: Cálculo de acero por contracción y temperatura en caras laterales del diafragma	168
Tabla 43: Cálculo de acero por cortante de diafragma	169
Tabla 44: Evaluación la resistencia en flexión alrededor de un eje vertical a la barrera (M_w).....	171
Tabla 45: Resistencia en flexión alrededor de un eje paralelo al eje longitudinal del puente (M_c)	172
Tabla 46: Longitud crítica nominal resultante	173
Tabla 47: Transferencia de cortante entre la barrera y la losa.....	173
Tabla 48: Verificación de Dowel (A_{smin}).....	174

Tabla 49: Verificación de longitud de anclaje.....	174
Tabla 50: Calculo de longitud de anclaje	174
Tabla 51: Verificación de deflexión para carga vehicular y peatonal	175
Tabla 52: Características de los estribos para interacción suelo estructura	177
Tabla 53: Valores de velocidad de onda de corte y reducción del módulo de corte para varias clases de sitio y amplitudes de sacudida.....	177
Tabla 54: Propiedades del encepado para interacción suelo estructura	180
Tabla 55: Propiedades de los pilotes y del suelo para interacción suelo estructura	183
Tabla 56: Coeficientes de rigidez para grupos de pilotes, embebidos 15m.....	185
Tabla 57: Coeficiente de amortiguamiento para grupo de pilotes, embebidos 15.00 m.	186
Tabla 58: Coeficiente de rigidez para grupo de pilotes, embebidos 14.00 m. .	187
Tabla 59: Coeficientes de amortiguamiento para grupo de pilotes, embebidos 14.00 m.	187
Tabla 60: Coeficiente de rigidez para grupo de pilotes, embebidos 13.00 m. .	188
Tabla 61: Coeficientes de amortiguamiento para grupo de pilotes, embebidos 13.00 m.	189
Tabla 62: Coeficiente de rigidez para grupo de pilotes, embebidos 12.00 m...	189
Tabla 63: Coeficientes de amortiguamiento para grupo de pilotes, embebidos 12.00 m.	190
Tabla 64: Coeficiente de rigidez para grupo de pilotes, embebidos 11.00 m. .	191
Tabla 65: Coeficiente de amortiguamiento para grupo de pilotes, embebidos 11.00 m.	191
Tabla 66: Coeficiente de rigidez para grupo de pilotes, embebidos 10.00 m...	192
Tabla 67: Coeficiente de amortiguamiento para grupo de pilotes, embebidos 10.00 m.	193
Tabla 68: Coeficiente de rigidez para grupo de pilotes, embebidos 9.00 m.....	193
Tabla 69: Coeficiente de amortiguamiento para grupo de pilotes, embebidos 9.00 m.	194
Tabla 70: Coeficientes de rigidez para grupos de pilotes, embebidos 8.00 m.	195
Tabla 71: Coeficientes de amortiguamiento para grupo de pilotes, embebidos 8.00 m.	195

Tabla 72: Coeficiente de rigidez para grupo de pilotes, embebidos 7.00 m. ...	196
Tabla 73: Coeficientes de amortiguamiento para grupo de pilotes, embebidos 7.00 m.	197
Tabla 74: Coeficientes de rigidez para grupo de pilotes, embebidos 6.00 m...	197
Tabla 75: Coeficientes de amortiguamiento para grupo de pilotes, embebidos 6.00 m.	198
Tabla 76: Coeficientes de rigidez para grupo de pilotes, embebidos 5.00 m...	199
Tabla 77: Coeficientes de amortiguamiento para grupo de pilotes, embebidos 5.00 m.	199
Tabla 78: Coeficientes de rigidez para un grupo de pilotes, embebidos 4.00 m.	200
Tabla 79: Coeficientes de amortiguamiento para un grupo de pilotes, embebidos a 3.00 m.	201
Tabla 80: Coeficiente de rigidez para un grupo de pilotes, embebidos 3.00 m.	201
Tabla 81: Coeficientes de amortiguamiento para un grupo de pilotes, embebidos 3.00 m.	202
Tabla 82: Coeficientes de rigidez para grupo de pilotes, embebidos 2.00 m...	203
Tabla 83: Coeficientes de amortiguamiento para grupo de pilotes, embebidos 2.00 m.	203
Tabla 84: Coeficientes de rigidez para grupo de pilotes, embebidos a 1.00 m.	204
Tabla 85: Coeficientes de amortiguamiento para grupo de pilotes, embebidos a 1.00 m.	205
Tabla 86: Periodos de vibración para cuando los topes sísmicos en los extremos no se rompen	206
Tabla 87: Periodos de vibración para cuando los topes sísmicos en los extremos se rompen	208
Tabla 88: Verificación de frecuencia para efectos de resonancia	209
Tabla 89: Magnitud del sismo en la dirección XX	209
Tabla 90: Magnitud del sismo en la dirección YY	210
Tabla 91: Magnitud del sismo en la dirección YY, para el caso de topes sísmicos rotos	211

Tabla 92: Resumen de desplazamientos.....	215
Tabla 93: Factores de modificación de respuesta - subestructuras.....	220
Tabla 94: Cálculo de refuerzo negativo para viga cabezal de pilar.....	222
Tabla 95: Cálculo de refuerzo positivo para viga cabezal de pilar	222
Tabla 96: Cálculo de refuerzo por cortante para viga cabezal de pilar	222
Tabla 97: Cálculo de acero por contracción y temperatura para viga cabezal de pilar	223
Tabla 98: Condiciones que deben cumplir los apoyos.....	246
Tabla 99: Propiedades de los materiales correlacionados	247
Tabla 100: Verificación de esfuerzos a compresión de apoyo elastómero móvil	247
Tabla 101: Deformación por corte de apoyo elastómero móvil.....	248
Tabla 102: Compresión y rotación combinadas de apoyo elastómero móvil ...	248
Tabla 103: Verificación de esfuerzos a compresión de apoyo elastómero fijo.	249
Tabla 104: Deformación por corte de apoyo elastómero fijo.....	249
Tabla 105: Compresión y rotación combinadas de apoyo elastómero fijo.....	249
Tabla 106: Características de cojinete de goma de alta amortiguación (HDR)	250
Tabla 107: Datos del dispositivo aislador HL075X4R	251
Tabla 108: Datos del dispositivo aislador HL060X4R	252
Tabla 109: Datos para la estimación de fuerza sísmica en el estribo.....	260
Tabla 110: Cálculo de acero negativo horizontal en muro pantalla (eje local 1)	274
Tabla 111: Cálculo de acero positivo horizontal en muro pantalla (eje local 1):	274
Tabla 112: Cálculo de acero negativo vertical en muro pantalla (eje local 2) ..	275
Tabla 113: Cálculo de acero positivo vertical en muro pantalla (eje local 2) ...	276
Tabla 114: Cálculo de acero por cortante en el eje local 1	277
Tabla 115: Cálculo de acero por cortante en el eje local 2	278
Tabla 116: Cálculo de acero negativo vertical en losa (eje local 1)	278
Tabla 117: Cálculo de acero positivo vertical en losa (eje local 1).....	279
Tabla 118: Cálculo de acero negativo horizontal - losa (eje local 2).....	280
Tabla 119: Cálculo de acero positivo horizontal - losa (eje local 2)	280
Tabla 120: Cálculo de refuerzo por cortante (eje local 1)	281

Tabla 121: Cálculo de refuerzo por cortante (eje local 2)	281
Tabla 122: Cálculo de acero negativo horizontal en zapata (eje local 1).....	282
Tabla 123: Cálculo de acero positivo horizontal- zapata (eje local 1).....	283
Tabla 124: Cálculo de acero negativo vertical en zapata (eje local 2)	284
Tabla 125: Cálculo de acero positivo vertical en zapata (eje local 2)	285
Tabla 126: Refuerzo por cortante en zapata (eje local 1)	285
Tabla 127: Refuerzo por cortante en zapata (eje local 2)	286
Tabla 128: Cálculo de acero negativo horizontal en contrafuerte (eje local 1) ..	287
Tabla 129: Cálculo de acero positivo horizontal en contrafuerte (eje local 1)..	288
Tabla 130: Cálculo de acero negativo vertical en contrafuerte (eje local 2).....	289
Tabla 131: Cálculo de acero positivo vertical en contrafuerte (eje local 2)	290
Tabla 132: Factores de modificación de respuesta - Uniones	293
Tabla 133: Fuerzas aplicadas para el diseño de grupo de pilotes	294
Tabla 134: Cálculo de acero superior longitudinal de encepado en la dirección XX	306
Tabla 135: Cálculo de acero superior longitudinal de encepado en la dirección YY	307
Tabla 136: Cálculo de acero inferior longitudinal de encepado en la dirección XX	308
Tabla 137: Cálculo de acero inferior longitudinal de encepado en la dirección YY	309
Tabla 138: Cálculo de refuerzo por cortante en la dirección XX.....	310
Tabla 139: Cálculo de refuerzo por cortante en la dirección YY	311
Tabla 140: Puntos del levantamiento topográfico del río moche, tramo puente Conache.....	320
Tabla 141: Obtención de diámetro representativo de las partículas D50.	335
Tabla 142: Diámetro característico del lecho del río	342
Tabla 143: Valores de β	342
Tabla 144: Valores de Z	343
Tabla 145: Valores del coeficiente del cauce μ	343
Tabla 146: Valores del coeficiente k_1	347
Tabla 147: Resultados de conteo vehicular realizados en la estación Río Moche (E – 1) el día Lunes 30 de septiembre.	361

Tabla 148: Resultados de conteo vehicular realizados en la estación Rio Moche (E – 1) el día Martes 01 de octubre.	362
Tabla 149: Resultados de conteo vehicular realizados en la estación Rio Moche (E – 1) el día Miércoles 02 de octubre.....	363
Tabla 150: Resultados de conteo vehicular realizados en la estación Rio Moche (E – 1) el día Jueves 03 de octubre.....	364
Tabla 151: Resultados de conteo vehicular realizados en la estación Rio Moche (E – 1) el día Viernes 04 de octubre.....	365
Tabla 152: Resultados de conteo vehicular realizados en la estación Rio Moche (E – 1) el día Sábado 05 de octubre.....	366
Tabla 153: Resultados de conteo vehicular realizados en la estación Rio Moche (E – 1) el día Domingo 06 de octubre.....	367

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Diseño de investigación	16
Figura 2: Mapa de ubicación de la cuenca del río Moche	25
Figura 3: Mapa afluentes del río Moche	26
Figura 4: Serie histórica de caudales máximos anuales del río Moche	32
Figura 5: Ajuste de los datos a la distribución normal	33
Figura 6: Ajuste de los datos a la distribución log-Normal 2 parámetros.....	33
Figura 7: Ajuste de los datos a la distribución log-Normal 3 parámetros.....	34
Figura 8: Ajuste de los datos a la distribución Gamma 2 parámetros	34
Figura 9: Ajuste de los datos a la distribución Gumbel.....	35
Figura 10: Ajuste de los datos a la distribución log-Gumbel.....	35
Figura 11: Vista en planta del río Moche - HEC-RAS.....	37
Figura 12: Ubicación en planta del nuevo puente Conache - HEC-RAS.....	38
Figura 13: Perfil longitudinal del nuevo puente Conache – HEC-RAS.	39
Figura 14: Periodos de retorno y caudales de diseño a HEC-RAS	40
Figura 15: Ingreso de coeficiente de rugosidad (n de Manning) a HEC-RAS.	43
Figura 16: Perfil general de flujo, río Moche, tramo puente Conache - HEC-RAS.	44
Figura 17: Condiciones del flujo en la sección del puente, T = 140 años - HEC- RAS.....	45
Figura 18: Perfil del flujo en la sección del puente, río arriba - HEC-RAS.....	45
Figura 19: Perfil del flujo en la sección del puente, río abajo – HEC.RAS.	46
Figura 20: Condiciones del flujo en la sección del puente, T = 500 años - HEC- RAS.....	50
Figura 21: Espectro de diseño horizontal, ASSHTO 2014 - Suelo tipo E - Puente Conache.....	62
Figura 22: Ubicación de la estación de control.....	64
Figura 23: Sección transversal típica de la vía existente.....	71
Figura 24: Ubicación del puente Conache	72
Figura 25: Ubicación del nuevo puente Conache.....	101
Figura 26: Puentes simplemente apoyados, continuos y tipo Gerber	101
Figura 27: Predimensionamiento de cabezal inferior de viga	104
Figura 28: Relación $h \cdot \text{Área}/S$ vs. Longitud.....	105

Figura 29: Predimensionamiento de viga de concreto presforzado.....	106
Figura 30: Viga prefabricada "TIPO AASHTO VI"	106
Figura 31: Carriles del puente - CSiBRIDGE.....	107
Figura 32: Sección transversal del puente - CSiBRIDGE.....	107
Figura 33: Sección de la viga AASTHO TIPO VI - CSiBRIDGE	108
Figura 34: Vigas diafragmas espaciadas a 6.2m y 6m en el 1er tramo y 2do tramo, respectivamente.	109
Figura 35: Apoyos de Neopreno - CSiBRIDGE	109
Figura 36: Relajación del acero para presforzado – CSiBRIDGE	111
Figura 37: Porcentaje de relajación del acero para presforzado -CSiBRIDGE...	112
Figura 38: Propiedades del concreto para prefabricado según la Norma ACI 209R- 92 y ACI 209-08 – CSiBRIDGE	113
Figura 39: Asignación de carga permanente por asfalto - CSiBRIDGE	114
Figura 40: Asignación de carga permanente por barrera "New Jersey" en CSiBRIDGE.....	114
Figura 41: Asignación de carga permanente por veredas - CSiBRIDGE	115
Figura 42: Asignación de carga variable (carga peatonal) - CSiBRIDGE.....	115
Figura 43: Asignación del camión de diseño, tándem de diseño y especial secuencia vehicular.....	116
Figura 44: Características del camión de diseño HL -93.....	116
Figura 45: HL-93K*IM (Camión de diseño más incremento del 33% por carga dinámica).....	116
Figura 46: HL-93M*IM (Tándem de diseño más incremento del 33% por carga dinámica).....	117
figura 47: HL-93S*IM (Especial de diseño más incremento del 33% por carga dinámica).....	117
Figura 48: Diagrama de momentos actuantes para cálculo de acero longitudinal superior de losa – CSiBRIDGE	118
Figura 49: Momento seleccionado para cálculo de acero longitudinal superior de losa – CSiBRIDGE	118
Figura 50: Diagrama de momentos actuantes para cálculo de acero transversal superior de losa – CSiBRIDGE	119

Figura 51: Momento seleccionado para cálculo de acero transversal superior de losa – CSiBRIDGE	120
Figura 52: Diagrama de momentos actuantes para cálculo de acero longitudinal inferior de losa – CSiBRIDGE	121
Figura 53: Momento seleccionado para cálculo de acero longitudinal inferior de losa – CSiBRIDGE	121
Figura 54: Diagrama de momentos actuantes para cálculo de acero transversal inferior de losa – CSiBRIDGE	122
Figura 55: Momento seleccionado para cálculo de acero transversal inferior de losa – CSiBRIDGE	122
Figura 56: Fuerza cortante seleccionada para verificación por corte (dirección longitudinal) – CSiBRIDGE.....	123
Figura 57: Fuerza cortante seleccionada para verificación por corte (dirección transversal) – CSiBRIDGE	124
Figura 58: Distribución de acero de refuerzo superior longitudinal en losa	125
Figura 59: Distribución de acero de refuerzo superior transversal en losa.....	125
Figura 60: Distribución de acero de refuerzo inferior longitudinal en losa	126
Figura 61: Distribución de acero de refuerzo inferior transversal en losa.....	126
Figura 62: Vista de colocación de tendones en vigas	127
Figura 63: Distancia vertical desde el extremo superior de la losa hacia el centro del eje del tendón	127
Figura 64: Asignación de secuencia constructiva y tiempo de vida útil.....	128
Figura 65: Contracción del concreto por fraguado - Día "0"	130
Figura 66: Contracción del concreto por fraguado - Día "7"	130
Figura 67: Contracción por inicio de transferencia de cargas (colocación y tensado de tendón) – Día "7"	131
Figura 68: Contracción del concreto por fraguado - Día "35"	131
Figura 69: Contracción del concreto por aplicación de cargas muertas adicionales - Día "35"	132
Figura 70: Contracción del concreto por aplicación de cargas muertas adicionales - Día "83"	132
Figura 71: Contracción del concreto al final de vida útil del puente - 75 años....	133

Figura 72: Asignación de propiedades dependientes del tiempo: fluencia del concreto (Creep)	135
Figura 73: Asignación propiedades dependientes del tiempo: contracción del concreto (Shrinkage)	136
Figura 74: Combinación de cargas para verificación por servicio I	136
Figura 75: Deflexión del tramo 1 por perdidas deferidas	137
Figura 76: Deflexión del tramo 2 por perdidas deferidas	137
Figura 77: Esfuerzos a tracción y compresión del concreto después de tensado a la edad de 7 días (etapa de transferencia) – TRAMO 1	138
Figura 78: Esfuerzos a tracción y compresión del concreto después de tensado a la edad de 7 días (etapa de transferencia) – TRAMO 1	138
Figura 79: Esfuerzos a tracción y compresión del concreto para la etapa de servicio – TRAMO 1	139
Figura 80: Esfuerzos a tracción y compresión del concreto para la etapa de servicio – TRAMO 2	140
Figura 81: Combinación de resistencia I de cargas por presfuerzo inicial sin cargas diferidas	140
Figura 82: Combinación de resistencia II de cargas por presfuerzo inicial sin cargas diferidas	141
Figura 83: Combinación de resistencia III de cargas por presfuerzo inicial sin cargas diferidas	141
Figura 84: Combinación de resistencia IV de cargas por presfuerzo inicial sin cargas diferidas	141
Figura 85: Combinación de resistencia V de cargas por presfuerzo inicial sin cargas diferidas	142
Figura 86: Combinación de resistencia VI de cargas por presfuerzo inicial sin cargas diferidas	142
Figura 87: Combinación de resistencia VII de cargas por presfuerzo inicial sin cargas diferidas	142
Figura 88: Combinación de resistencia VIII de cargas por presfuerzo inicial sin cargas diferidas	143
Figura 89: Combinación de envolvente de cargas por presfuerzo inicial sin cargas diferidas.....	143

Figura 90: Asignación de parámetros para diseño por flexión de concreto presforzado – verificación por resistencia I	144
Figura 91: Diagrama de momentos para diseño por flexión de concreto presforzado de viga exterior derecha	145
Figura 92: Diagrama de momentos para diseño por flexión de concreto presforzado de viga interior derecha	145
Figura 93: Asignación de parámetros para diseño por corte para concreto presforzado – verificación por resistencia I	146
Figura 94: Diagrama de fuerzas cortantes en concreto presforzado para la viga exterior derecha	147
Figura 95: Diagrama de fuerzas cortantes en concreto presforzado para la viga interior derecha	147
Figura 96: Diagrama de esfuerzos para fibra superior de la viga exterior derecha	148
Figura 97: Diagrama de esfuerzos para fibra inferior de la viga exterior derecha	148
Figura 98: Diagrama de esfuerzos para fibra superior de la viga interior derecha	149
Figura 99: Diagrama de esfuerzos para fibra inferior de la viga interior derecha	149
Figura 100: Asignación de parámetros para diseño por flexión de concreto armado	150
Figura 101: Visualización del acero de refuerzo longitudinal superior e inferior de la sección viga para cargas transitorias y peatonales	151
Figura 102: Asignación de distribución de acero de refuerzo en CSiBRIDGE ...	152
Figura 103: Diagrama de momentos para diseño por flexión en concreto armado de viga exterior derecha	152
Figura 104: Diagrama de momentos para diseño por flexión en concreto armado de viga interior derecha	153
Figura 105: Diagrama de momentos para diseño por flexión en concreto armado de viga exterior izquierda	153
Figura 106: Diagrama de momentos para diseño por flexión en concreto armado de viga exterior izquierda	154

Figura 107: Asignación de parámetros para diseño por corte para concreto armado	155
Figura 108: Visualización del acero de refuerzo transversal de la sección viga para cargas transitorias y peatonales.....	155
Figura 109: Distribución del acero de refuerzo transversal (estribos)	156
Figura 110: Diagrama de fuerzas cortantes en concreto armado para la viga exterior derecha	156
Figura 111: Diagrama de fuerzas cortantes en concreto armado para la viga interior derecha	157
Figura 112: Diagrama de fuerzas cortantes en concreto armado para la viga exterior izquierda.....	157
Figura 113: Diagrama de fuerzas cortantes en concreto armado para la viga exterior izquierda.....	158
Figura 114: Cortante última ante carga transitoria y peatonal.....	158
Figura 115: Cortante última ante cargas muertas.	159
Figura 116: Figura superior: Primer caso ($a < Ts$); Figura inferior: Segundo caso ($a > Ts$).	160
Figura 117: Asignación de carga puntual en los apoyos externos correspondiente a cargas muertas en el volado.	163
Figura 118: Asignación del momento izquierdo en el apoyo externo correspondiente a cargas muertas en el volado izquierdo.	163
Figura 119: Asignación del momento derecho en el apoyo externo correspondiente a cargas muertas en el volado derecho.....	163
Figura 120: Asignación de carga distribuida de superficie de rodadura.....	163
Figura 121: Diagrama de momentos para cargas muertas.	163
Figura 122: Aplicación de cargas "P/2" para 1 camión HL-93.	164
Figura 123: Aplicación de cargas "P/2" para 2 camiones HL-93.	164
Figura 124: Aplicación de sobrecarga de 0.96ton/m para en 3m.	165
Figura 125: Combinación 1: con casos de carga con factores de incremento máximo.....	165
Figura 126: Combinación 2: con casos de carga con factores de incremento mínimo.	165

Figura 127: Combinación envolvente: con casos de carga de Combinación 1 y 2.	166
Figura 128: Diagrama de momentos de carga peatonal y carga móvil (LL+IM) para cuando esté cargado por uno o dos camiones.....	166
Figura 129: Momento último a la cara del apoyo: $X=0.10\text{m}$ desde el eje.	167
Figura 130: Momento último a $0.4L$ del primer apoyo: $X=0.76\text{m}$ desde el eje....	168
Figura 131: Diagrama de cortantes de carga peatonal y carga móvil (LL+IM) para cuando esté cargado por uno o dos camiones.....	169
Figura 132: Armado de barrera “New Jersey”.	170
Figura 133: Seccionamiento para análisis del refuerzo a flexión.....	171
Figura 134: Fuerza horizontal actuante entre la barrera New Jersey y la losa de volado.....	173
Figura 135: Longitud de desarrollo del refuerzo de la barrera sobre la losa de volado.....	174
Figura 136: Longitud de anclaje de gancho entrante a losa de volado.	175
Figura 137: Deflexión máxima en el centro de la luz del primer tramo para caso de carga HL-93 C/Sobrecarga.....	176
Figura 138: Deflexión máxima en el centro de la luz del segundo tramo para caso de carga HL-93 C/Sobrecarga.....	176
Figura 139: Deflexión máxima en el centro de la luz del primer tramo para caso de carga HL-93 S/Sobrecarga.....	176
Figura 140: Deflexión máxima en el centro de la luz del primer tramo para caso de carga HL-93 S/Sobrecarga.....	176
Figura 141: Puntos en los que se reparte el coeficiente dinámico del estribo en el programa CSiBRIDGE.	180
Figura 142: Puntos en los que se reparte el coeficiente dinámico del encepado en el programa CSiBRIDGE.....	182
Figura 143: Puntos en los que se reparte el coeficiente dinámico en los pilotes en el programa CSiBRIDGE.....	184
Figura 144: Coeficiente modificador de rigidez y amortiguamiento para grupo de pilotes de 4x4 estándar.	185
Figura 145: Requisitos de análisis sísmico según zona	206

Figura 146: Forma de deformación para periodo de vibración Modal 1, cuando los topes sísmicos en los extremos no se rompen, $T= 0.8867$	207
Figura 147: Forma de deformación para periodo de vibración Modal 3, cuando los topes sísmicos en los extremos no se rompen, $T= 0.346$	207
Figura 148: Forma de deformación para periodo de vibración Modal 3, cuando los topes sísmicos en los extremos se rompen, $T= 0.662$	208
Figura 149: Verificación por desplazamiento en la dirección XX, $U_1= 0.182$ m.	209
Figura 150: Verificación por desplazamiento en la dirección YY, $U_2=0.0269$ m.	210
Figura 151: Verificación por desplazamiento en la dirección YY, caso en que los topes sísmicos en la dirección YY se rompen, $U_2=0.0738$ m.	210
Figura 152: Registro normalizado (Tiempo vs. desplazamiento) sismo de Lima, 1996.	211
Figura 153: Registro normalizado (Tiempo vs. desplazamiento) sismo de Lima, 1974.	212
Figura 154: Registro normalizado (Tiempo vs. desplazamiento) sismo de Chimbote, 1970.	212
Figura 155: Registro normalizado (Tiempo vs. desplazamiento) sismo de Pisco, 1970.	213
Figura 156: Caso sismo Tiempo – Historia en dirección XX (sismo de Lima, 1996); $U_1= 0.1804$ m.....	213
Figura 157: Caso sismo Tiempo – Historia en dirección YY (sismo de Lima, 1996); $U_2= 0.0217$ m.....	214
Figura 158: Caso sismo Tiempo – Historia en dirección YY (sismo de Lima, 1996) con los topes sísmicos rotos; $U_2= 0.07248$ m.....	214
Figura 159: Caso sismo en dirección XX - Espectro de respuesta, $U_1=0.18211$ m.	215
Figura 160: Caso sismo en dirección YY - Espectro de respuesta, $U_2= 0.0269$ m.	215
Figura 161: Caso sismo en dirección YY - Espectro de respuesta, con los topes sísmicos dinámicos; $U_2= 0.07377$ m.....	215
Figura 162: Sección de pilar en CSiBRIDGE	216
Figura 163: vista de pilar central en CSiBRIDGE	216

Figura 164: Asignación de propiedades de los materiales, tipo de diseño y acero tanteado para pilas en CSiBRIDGE	217
Figura 165: Relación demanda - capacidad de refuerzo en pilares	218
Figura 166: Reporte preliminar de relación demanda- capacidad de refuerzo en pilares - CSiBRIDGE	218
Figura 167. Reporte detallado inicial de relación demanda capacidad de refuerzo en pilares – CSiBRIDGE	219
Figura 168: Definición de combinación de casos de cargas (1)	219
Figura 169: Figura 165: Definición de combinación de casos de cargas (2)	220
Figura 170: Cortante y momentos en la cara superior de viga cabezal.....	221
Figura 171: Cortante y momentos en la cara inferior de viga cabezal.....	221
Figura 172: Visualización de desplazamiento inelástico en la dirección XX, U1=0.1821 m.....	224
Figura 173: Visualización de aplicación de cargas laterales de 25 ton, en la dirección XX.	225
Figura 174: Carga por fuerza lateral con condiciones de tipo lineal estático.....	225
Figura 175: Asignación del caso de cargas por gravedad “GRAVEDAD” – CSiBRIDGE.....	226
Figura 176: Asignación del caso de cargas por gravedad “A.N.L” – CSiBRIDGE.	227
Figura 177: SETP 0: Se cargan las cargas asignadas del del caso de "GRAVEDAD".....	227
Figura 178: SETP 1: Se produce el empuje de la “FUERZA LATERAL” en conjunto con el caso de carga por “GRAVEDAD”	228
Figura 179: SETP 2: Se produce el empuje de la "CARGA LATERAL" en conjunto con el caso de carga de "GRAVEDAD"	228
Figura 180: SETP 3: Se produce el empuje de la "CARGA LATERAL" en conjunto con el caso de gravedad de "GRAVEDAD"	229
Figura 181: SETP 4: Se produce el empuje de la "CARGA LATERAL" en conjunto con el caso de gravedad de "GRAVEDAD"	229
Figura 182: SETP 5 AL 11: Se produce el empuje de la "CARGA LATERAL" en conjunto con el caso de gravedad de "GRAVEDAD"	230
Figura 183: Curva de capacidad de todo el pilar, en la dirección XX.	230

Figura 184: Rótula "306H1" para pilares en la dirección XX.	231
Figura 185: Visualización de desplazamiento inelástico, UY= 0.0738 m.....	231
Figura 186: Visualización de aplicación de cargas transversales de 25 ton, En la dirección YY.	232
Figura 187: Carga por fuerza lateral con condiciones de tipo lineal estático.....	232
Figura 188: Asignación del caso de cargas por gravedad "GRAVEDAD" – CSiBRIDGE.....	233
Figura 189: Asignación del caso de cargas por gravedad "A.N.L" – CSiBRIDGE	234
Figura 190: SET 0: Se cargan las cargas asignadas dentro del caso de carga "GRAVEDAD".....	234
Figura 191: SETP 1: Se produce el empuje de "CARGA LATERAL" en conjunto con el caso de carga por "GRAVEDAD".....	235
Figura 192: SETP 2: Se produce el empuje de "CARGA LATERAL" en conjunto con el caso de carga por "GRAVEDAD".....	235
Figura 193: SETP 3: Se produce el empuje de "CARGA LATERAL" en conjunto con el caso de carga por "GRAVEDAD".....	236
Figura 194: SETP 4: Se produce el empuje de "CARGA LATERAL" en conjunto con el caso de carga por "GRAVEDAD".....	236
Figura 195: SETP 5: Se produce el empuje de "CARGA LATERAL" en conjunto con el caso de carga por "GRAVEDAD".....	237
Figura 196: SETP 6: Se produce el empuje de "CARGA LATERAL" en conjunto con el caso de carga por "GRAVEDAD".....	237
Figura 197: SETP 7: Se produce el empuje de "CARGA LATERAL" en conjunto con el caso de carga por "GRAVEDAD".....	238
Figura 198: Curva de capacidad de todo el pilar, en la dirección YY.	239
Figura 199: Rótula "307H2" para pilares en la dirección YY.	239
Figura 200: Asignación de condiciones de sismo de Lima de 1996 - CSiBRIDGE.	240
Figura 201: Desplazamiento admisible por análisis tiempo historia – convergencia en pilar para la dirección XX.....	241
Figura 202: Desplazamiento admisible por análisis tiempo historia – convergencia en pilar para la dirección YY.....	241

Figura 203: Diagrama de histéresis de rotula "306H1"	242
Figura 204: Diagrama de histéresis de rotula "306H2"	242
Figura 205: Asignación de la nueva resistencia del concreto en pila – CSiBRIDGE	243
Figura 206: Asignación de nuevo reforzamiento longitudinal (95 barras de acero).	243
Figura 207: Desplazamiento articulares de apoyo elastómero móvil	248
Figura 208: Desplazamiento articulares de apoyo elastómero fijo	250
Figura 209: Características de neopreno de caucho HDR	251
Figura 210: Curva histerética del dispositivo HDR	251
Figura 211: Dispositivo aislador HL075X4R – Vista en elevación	252
Figura 212: Dispositivo aislador HL075X4R – Vista en planta	252
Figura 213: Dispositivo aislador HL060X4R - vista en elevación	253
Figura 214: Dispositivo aislador HL060X4R - vista en planta.....	253
Figura 215: Propiedad direccional lineal en el eje local "U1" del dispositivo deslizante	254
Figura 216: Propiedad direccional lineal en el eje local "U2" del dispositivo deslizante	254
Figura 217: Propiedad direccional lineal en el eje local "U3" del dispositivo deslizante	255
Figura 218: Asignación de los neoprenos en los apoyos extremos (estribos)....	255
Figura 219: Propiedad direccional lineal en el eje local "U1" del dispositivo fijo.	256
Figura 220: Propiedad direccional lineal en el eje local "U2" del dispositivo fijo.	256
Figura 221: Propiedad direccional lineal en el eje local "U3" del dispositivo fijo.	257
Figura 222: Asignación de neoprenos en los apoyos extremos	257
Figura 223. Desplazamiento del pilar, para la dirección XX de acuerdo al análisis dinámico modal espectral.....	258
Figura 224: Desplazamiento del pilar, para la dirección XX de acuerdo al análisis dinámico modal espectral.....	259
Figura 225: Determinando la ecuación que describe la carga trapezoidal	261
Figura 226: Cargas por empuje de tierra, incremento por sismo y de relleno	262
Figura 227: Carga trapezoidal en contrafuerte	262

Figura 228: Verificación de esfuerzos a compresión del concreto en la parte inferior de la zapata - para el eje local 1.....	263
Figura 229: Verificación de esfuerzos a compresión del concreto en la parte inferior de la zapata - para el eje local 2.....	264
Figura 230: Verificación de esfuerzos a compresión del concreto en la parte superior de la zapata - para el eje local 1.....	264
Figura 231: Verificación de esfuerzos a compresión del concreto en la parte superior de la zapata - para el eje local 2.....	265
Figura 232: Verificación de esfuerzos a compresión del concreto en la parte inferior de la losa - para el eje local 1.....	265
Figura 233: Verificación de esfuerzos a compresión del concreto en la parte inferior de la losa - para el eje local 2.....	266
Figura 234: Verificación de esfuerzos a compresión del concreto en la parte superior de la losa - para el eje local 1.....	266
Figura 235: Verificación de esfuerzos a compresión del concreto en la parte superior de la losa - para el eje local 2.....	266
Figura 236: Verificación de esfuerzos a compresión del concreto en la parte inferior del muro pantalla central - para el eje local 1.....	267
Figura 237: Verificación de esfuerzos a compresión del concreto en la parte inferior del muro pantalla central - para el eje local 2.....	267
Figura 238: Verificación de esfuerzos a compresión del concreto en la parte superior del muro pantalla central - para el eje local 1.....	268
Figura 239: Verificación de esfuerzos a compresión del concreto en la parte superior del muro pantalla central - para el eje local 2.....	268
Figura 240: Verificación de esfuerzos a compresión del concreto en la parte superior del muro pantalla izquierdo - para el eje local 1.....	269
Figura 241: Verificación de esfuerzos a compresión del concreto en la parte superior del muro pantalla izquierdo - para el eje local 2.....	269
Figura 242: Verificación de esfuerzos a compresión del concreto en la parte inferior del muro pantalla izquierdo - para el eje local 1.....	270
Figura 243: Verificación de esfuerzos a compresión del concreto en la parte inferior del muro pantalla izquierdo - para el eje local 2.....	270

Figura 244: Verificación de esfuerzos a compresión del concreto en la parte superior del muro pantalla derecho - para el eje local 1	271
Figura 245: Verificación de esfuerzos a compresión del concreto en la parte superior del muro pantalla derecho - para el eje local 2.....	271
Figura 246: Verificación de esfuerzos a compresión del concreto en la parte inferior del muro pantalla derecho - para el eje local 1	272
Figura 247: Verificación de esfuerzos a compresión del concreto en la parte inferior del muro pantalla derecho - para el eje local 2.....	272
Figura 248: Momento seleccionado para cálculo de acero negativo horizontal en muro pantalla (eje local 1)	273
Figura 249: Momento seleccionado para cálculo de acero positivo horizontal en muro pantalla (eje local 1)	274
Figura 250: Momento seleccionado para cálculo de acero negativo vertical en muro pantalla (eje local 2)	275
Figura 251: Momento seleccionado para cálculo de acero positivo vertical en muro pantalla (eje local 2)	276
Figura 252: Cortante máxima en muro pantalla (eje local 1)	277
Figura 253: Cortante máxima en muro pantalla (eje local 2)	277
Figura 254: Momento seleccionado para cálculo de acero negativo vertical en losa (eje local 1).....	278
Figura 255: Momento seleccionado para cálculo de acero positivo vertical en losa (eje local 1).....	279
Figura 256: Momento seleccionado para cálculo de acero negativo horizontal en losa (eje local 2)	279
Figura 257: Momento seleccionado para cálculo de acero positivo horizontal en losa (eje local 2)	280
Figura 258: Cortante máximo en losa (eje local 1)	281
Figura 259: Cortante máximo en losa (eje local 2)	281
Figura 260: Momento seleccionado para cálculo de acero negativo horizontal en zapata (eje local 1)	282
Figura 261: Momento seleccionado para cálculo de acero positivo horizontal en zapata (eje local 1)	283

Figura 262: Momento seleccionado para cálculo de acero negativo vertical en zapata (eje local 2)	284
Figura 263: Momento seleccionado para cálculo de acero positivo vertical en zapata (eje local 2)	284
Figura 264: Cortante máximo en zapata (eje local 1)	285
Figura 265: Cortante máximo en zapata (eje local 2)	286
Figura 266: Momento seleccionado para cálculo de acero negativo horizontal de contrafuerte (eje local 1)	286
Figura 267: Momento seleccionado para cálculo de acero positivo horizontal de contrafuerte (eje local 1)	287
Figura 268: Momento seleccionado para cálculo de acero negativo vertical de contrafuerte (eje local 2)	288
Figura 269: Momento seleccionado para cálculo de acero positivo vertical de contrafuerte (eje local 2)	289
Figura 270: Cortante máximo en contrafuerte (eje local 1)	290
Figura 271: Cortante máximo en contrafuerte (eje local 1)	291
Figura 272: Asignación de características de los pilotes y encepado en software GEO5	292
Figura 273: Asignación de geometría del grupo de pilotes en software GEO 5 .	292
Figura 274: Asignación de características del concreto y acero de refuerzo en software GEO5	293
Figura 275: Fuerzas considerando sismo en columna 1 XX (kn)	293
Figura 276: Fuerzas considerando sismo en columna 2 (kn)	294
Figura 277: Fuerzas no considerando sismo en columna 1 (kn)	294
Figura 278: Fuerzas no considerando sismo en columna 2(kn)	294
Figura 279: Perfil estratigráfico del suelo.	295
Figura 280: Asignación de espesor de estratos (capa 1-10)	295
Figura 281: Asignación de espesor de estratos (capa 11-19)	296
Figura 282: Propiedades del suelo del estrato 1	296
Figura 283: Propiedades del suelo del estrato 2	296
Figura 284: Propiedades del suelo del estrato 3	297
Figura 285: Propiedades del suelo del estrato 4	297
Figura 286: Propiedades del suelo del estrato 5	297

Figura 287: Propiedades del suelo del estrato 6	298
Figura 288: Propiedades del suelo del estrato 7	298
Figura 289: Propiedades del suelo del estrato 8	298
Figura 290: Propiedades del suelo del estrato 9	299
Figura 291: Propiedades del suelo del estrato 10	299
Figura 292: Propiedades del suelo del estrato 11	299
Figura 293: Propiedades del suelo del estrato 12	300
Figura 294: Propiedades del suelo del estrato 13	300
Figura 295: Propiedades del suelo del estrato 14	300
Figura 296: Propiedades del suelo del estrato 15	301
Figura 297: Propiedades del suelo del estrato 16	301
Figura 298: Propiedades del suelo del estrato 17	301
Figura 299: Propiedades del suelo del estrato 18	302
Figura 300: Propiedades del suelo del estrato 19	302
Figura 301: Asignación de nivel de napa freática.....	302
Figura 302: Diagrama de demanda del grupo de pilotes.....	303
Figura 303: Diagrama de fuerza Normal en grupo de pilotes	303
Figura 304: Diagrama de resistencia al corte de grupo de pilotes.....	304
Figura 305: Diagrama de Momento flector de grupo de pilotes.....	304
Figura 306: Verificación de grupo de pilotes por resistencia al corte y flexión ...	305
Figura 307: Momento seleccionado para diseño de acero superior longitudinal de encepado en la dirección XX.....	306
Figura 308: Momento seleccionado para diseño de acero superior longitudinal de encepado en la dirección YY.....	307
Figura 309: Momento seleccionado para diseño de acero inferior longitudinal de encepado en la dirección XX.....	308
Figura 310: Momento seleccionado para diseño de acero inferior longitudinal de encepado en la dirección YY.....	309
Figura 311: Cortante máximo en encepado en la dirección XX.....	310
Figura 312: Cortante máximo en encepado en la dirección YY.....	311
Figura 313: Carta a proyecto especial Chavimochic solicitando información hidrométrica del río moche.	329
Figura 314: Caudales máximos mensuales del río Moche.....	330

Figura 315: Resultados de análisis granulométrico calicata N°01.....	331
Figura 316: Resultados de análisis granulométrico calicata N° 02.....	332
Figura 317: Resultados análisis granulométrico calicata N° 03.....	333
Figura 318: Resultados de análisis granulométrico calicata N° 04.....	334
Figura 319: Resultados de peso específico de los sólidos, calicata N° 01.....	336
Figura 320: Resultados de peso específico de los sólidos, calicata N° 02.....	337
Figura 321: Resultados de peso específico de los sólidos, calicata N° 03.....	338
Figura 322: Resultados de peso específico de los sólidos, calicata N° 04.....	339
Figura 323: Cuadro resumen de estudio de mecánica de suelos para estudio hidráulico.....	340
Figura 324: Velocidad de caída (w) para partículas de arena.....	348
Figura 325: Coeficiente K_f , método de Laursen y Toch.....	349
Figura 326: Coeficiente K_g , método de Laursen y Toch.....	350
Figura 327: Resultados de ensayo de corte directo C-5.....	353
Figura 328: Resultado de ensayo de corte directo C-5.....	354
Figura 329: Resultados de ensayo de corte directo C- 6.....	355
Figura 330: Resultados de ensayo de corte directo C-6.....	356
Figura 331: Mapa de Isoaceleraciones Espectrales suelo tipo (B), AASHTO 2014 (Roca), Periodo Estructural: 0.0 segundos (PGA), Probabilidad de excedencia: 7%, Periodo de exposición: 75 años, Periodo de retorno (Tr): 1000 años.....	357
Figura 332: Mapa de Isoaceleraciones Espectrales suelo tipo (B), AASHTO 2014 (Roca), Periodo Estructural: 0.2 segundos (PGA), Probabilidad de excedencia: 7%, Periodo de exposición: 75 años, Periodo de retorno (Tr): 1000 años.....	358
Figura 333: Mapa de Isoaceleraciones Espectrales suelo tipo (B), AASHTO 2014 (Roca), Periodo Estructural: 1.0 segundos (PGA), Probabilidad de excedencia: 7%, Periodo de exposición: 75 años, Periodo de retorno (Tr): 1000 años.....	359
Figura 334: Formato de ficha para conteo vehicular.....	360
Figura 335: Resumen semanal de conteo vehicular.....	368
Figura 336: Tesistas en el lugar del proyecto.....	369
Figura 337: Puente Conache.....	369
Figura 338: Levantamiento topográfico.....	370
Figura 339: Extracción de muestras calicata N° 4.....	370
Figura 340: Vista general del puente en CSiBRIDGE.....	371

RESUMEN

En la presente tesis se realizó el análisis y diseño estructural del puente Conache que se encuentra ubicado en la vía, cruce carretera Industrial – Centro poblado Santo Domingo, el puente está categorizado como esencial ya que se ubica en una Carretera de Segunda clase. Para ello se realizaron los siguientes estudios básicos: topográfico, hidrología e hidráulica, geotécnico, sísmico, de tráfico, de trazo y diseño vial de los accesos y de impacto ambiental. El puente se diseñó de acuerdo a lo establecido en el Manual de Puentes del Ministerio de Transportes y Comunicaciones del año 2018 y la norma AASTHO – LRFD, el puente tiene una longitud de 67.0m comprendido en dos tramos de 36.0m y 31.0m, la sección transversal de puente está compuesta por dos carriles de 3.30 m cada uno y dos veredas en los extremos de 0.80 m con sus respectivas barreras de protección tipo New Jersey, la losa del tablero es de concreto armado de 0.20m de espesor que se apoya sobre 4 vigas continuas ASSHTO TIPO “VI” de concreto postensado fabricadas in situ, la subestructura está compuesta por dos estribos apoyados sobre zapatas y un pilar (multicolumna) que transmite las cargas hacia el encepado y este a su vez a los pilotes de cimentación; la superestructura transmite la carga hacia la subestructura mediante los apoyos de neopreno bidireccionales colocados entre estas. El análisis estructural se realizó mediante el software CSiBRIDGE que utiliza la metodología de elementos finitos, para el análisis y diseño de pilotes se usó el software geotécnico GEO5.

Palabras clave: puentes, concreto postensado, análisis estructural.

ABSTRACT

In this thesis, the analysis and structural design of the Conache Bridge was carried out, which is located on the road, crossing the Industrial Road - Santo Domingo populated center, the bridge is categorized as essential since it is located on a Second-Class Road. For this, the following basic studies were carried out: topographic, hydrology and hydraulics, geotechnical, seismic, traffic, stroke and road design of accesses and environmental impact. The bridge was designed according to what is established in the Bridges Manual of the Ministry of Transportation and Communications of 2018 and the AASTHO - LRFD standard, the bridge has a length of 67.0m comprised in two sections of 36.0m and 31.0m, the section Transversal bridge is composed of two lanes of 3.30 m each and two paths at the ends of 0.80 m with their respective New Jersey protection barriers, the slab of the board is reinforced concrete 0.20m thick that rests on 4 ASSHTO TYPE "VI" continuous beams of post-tensioned concrete manufactured on-site, the substructure is composed of two stirrups supported on footings and a pillar (multicolumn) that transmits the loads towards the curling and this in turn to the foundation piles; The superstructure transmits the load to the substructure through the two-way neoprene supports placed between them. The structural analysis was carried out using the CSiBRIDGE software that uses the finite element methodology, for the analysis and design of piles the geotechnical software GEO5 was used.

Keywords: bridge, post-tensioned concrete, structural analys

I. INTRODUCCIÓN

En el mes de febrero del año 2019 se realizó el mejoramiento de la carretera vecinal Cruce Carretera Industrial – Centro Poblado Santo Domingo, a nivel de pavimento flexible con carpeta asfáltica, este proyecto tiene a 4500 personas como beneficiarios directos, los beneficiarios se dedican principalmente a actividades agrícolas en su mayoría y actividad avícola. Este proyecto beneficia además a los centros poblados de San Pachusco, Conache y Pampas de San Juan (Invierte.pe, 2008).

Dicho proyecto no abarco el mejoramiento del puente Conache ubicado en la carretera vecinal mencionada, sobre el río moche. Este puente es de 42.4 metros de luz y ancho de calzada de 4.60 metros (un solo carril), generando diariamente el llamado “cuello de botella” en las horas punta; además de no contar con veredas para uso peatonal exponiéndolos a que sufran atropellamientos. Este problema crecerá con el paso del tiempo, debido al crecimiento de los centros poblados a los cuales beneficia esta vía de comunicación.

En el Perú, la red vial nacional cuenta con estructuras prioritarias como los puentes, estos frecuentemente son elementos que garantizan en que la continuidad del servicio de transporte se efectuó de manera permanente y segura, favoreciendo el apropiado funcionamiento del sistema nacional de carreteras. La condición de los puentes de la red vial del Perú varía considerablemente muchas estructuras tienen más de 50 años de uso, algunas de las estructuras presentan daños críticos en su estructura, por ello el estado a través de los Servicios Industriales de la Marina (SIMA - PERÚ. S.A) construyó en los últimos años más de 100 puentes teniendo como impacto el progreso de las poblaciones aledañas, significando un antes y un después para su desarrollo y calidad de vida. Los más importantes construidos por SIMA son: Puente continental (puente colgante de acero) ubicado en Puerto Maldonado sobre el río madre de dios terminado de construir en el año 2011 con 723 metros de longitud siendo así el puente más largo del Perú, además el Puente Chilina en Arequipa con una longitud de 562 metros, Puente Bellavista en la región San Martín con 320 metros de longitud (Pecho, 2017, p.39).

En la Libertad existen puentes en observación que pueden ser dañados por la crecida del caudal de los ríos, los puentes son: El Bailey de Viru, Moche (Trujillo), chaman (Chepén) y Chaul (Pataz). El puente Viru instalado temporalmente después que colapso el 2017 presenta deficientes y necesita mantenimiento urgente, en caso de colapsar dejarían incomunicadas a las principales ciudades de la libertad interrumpiendo el tránsito entre el norte y el sur del país, generando desabastecimiento en alimentos de primera necesidad y provisiones en general (Tu región informa, 2019).

En el ámbito local, la infraestructura vial del distrito de Laredo cuenta con 4 puentes mencionados a continuación: El puente Santa Rosa ubicado en el sector Santa Rosa culminado su construcción en el año 2015, el Puente Fierro con más de 50 años de antigüedad y el Puente Conache actualmente más congestionado por el tráfico vehicular y con más de 40 años de antigüedad.

Existen diversos estudios sobre diseño estructural de puentes, a continuación, se mencionan algunos de ellos:

Vences (2004), en su tesis titulada “Diseño estructural del puente lima sobre el canal vía, Sullana”, se desarrolló el diseño de la superestructura (vigas y losa de concreto armado) y subestructura; el puente diseñado tiene una longitud de 42.00 m, una altura sobre el río de 5.00m y un ancho de sección del tablero de 11.00 m; los diseños fueron realizados bajo los criterios establecidos en el Manual de Puentes del año 2003 del Ministerio de Transportes y Comunicaciones.

Acevedo (2015), en su tesis titulada “Diseño de un puente con estructura de acero”, se desarrolló el diseño de un puente metálico (estructura y subestructura) ubicado en la intersección de las avenidas Las palmeras, Javier Prado y El Golf Los Incas. La tesis propone diseñar un pase a desnivel que une las avenidas Las Palmeras y El Golf Los Incas, convirtiendo a la avenida Javier Prado en un Bypass. El diseño estructural comprende el diseño de la losa de concreto, las vigas de acero, barandas vehiculares y peatonales, diafragmas metálicos, estribos, losa de aproximación y los muros de contención del paso a desnivel. Para el diseño de utilizo la sobrecarga HL-93 de acuerdo a lo establecido en el Manual de Diseño de

Puentes elaborado por el MTC y la norma AASHTO LRFD Bridge design Specifications (Sexta edición).

Varona (2019), en su trabajo “Diseño de losa en el puente carrozable de concreto armado sobre el canal Miguel Checa en el C.P. Santa Elena Alta km 25+770, distrito Querecotillo, provincia Sullana, Piura”, realizó una evaluación a profundidad de las condiciones estructurales del puente, llegando a determinar que el puente presenta fallas o fisuras en la losa de rodamiento y vigas. Finalmente se planteó el diseño estructural para una nueva losa de concreto armado y vigas.; la nueva losa se diseñó de acuerdo a lo establecido en el “Manual de puentes del año 2003”, teniendo las siguientes características, un carril de 3.6 m, sardineles de 0.25 m, tablero de 4.10 m de ancho y 15 m de largo apoyada sobre dos vigas de concreto armado de 0.4 m x 1.10 m.

Mesa y Sánchez (2015), en su trabajo titulado “Diseño de un puente sobre el río Olichoco km. 27+000 entre los anexos de Yanasara y Pallar, distrito de Curgos – Sánchez Carrión – La Libertad”, el puente que se diseñó cuenta con dos estribos a los costados y un pilar en la parte central, dos apoyos fijos en el pilar y dos móviles en los estribos, losa, veredas, y barandas. Los dos tramos son de armadura de acero A36 de sección W deparados por juntas; el diseño se realizó por el método LRFD, bajo los lineamientos establecidos en el Manual de Diseño de Puentes del año 2003 del MTC.

Sueldo y Olórtiga (2017), en su tesis titulada “Diseño estructural de un puente de vigas postensadas que cruza el río Rímac en Zárate”, consiste en el diseño estructural de un puente (estructura y subestructura) de vigas postensadas que cruza el río Rímac. El puente tendrá una luz de 75.5 metros, de uso vehicular y peatonal, contará con 4 carriles de 3.60 metros cada uno y dos veredas para uso peatonal; la superestructura está conformada por barreras de tráfico, vigas longitudinales postensadas y vigas diafragma, la subestructura del puente consiste en pilares de concreto armado y una cimentación tipo cajón. Se realizó un análisis multimodal y un espectro de diseño para evaluar la respuesta sísmica, los valores requeridos para los estudios de ingeniería básica fueron asumidos, la tesis abarco solamente el diseño estructural de acuerdo a lo establecido en el Manual de

Diseño de Puentes del año 2003 del Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC) y la norma americana ASSHTO del año 2012.

Vargas (2015), en su tesis titulada “Elección y diseño de alternativa de puente sobre el río Chilloroya (Cusco) para acceso a la planta de procesos del proyecto constancia”, se plantea la sustitución del puente existente, para lo cual se plantean cuatro alternativas (puente de concreto, puente de acero de armadura tipo Warren, puente de sección compuesta y puente enterrado) , se compara usando la metodología de toma de decisiones multicriterio AHP teniendo en cuenta el aspecto económico, tiempo de construcción y el impacto al medio ambiente; se presentan los resultados y se define la mejor alternativa (puente enterrado). Finalmente, se procede al diseño estructural del tipo de puente elegido.

Quispe y Supo (2015), en su trabajo titulado “Análisis y diseño del puente carrozable de integración en el centro poblado Unión Saratira sector Cruz Chupa distrito de San Antón – Azángaro”, se realizó el diseño de un puente mixto la superestructura está compuesta por vigas metálicas y losa de concreto armado y la subestructura (estribos y pilar central) de concreto armado, para ello se realizaron los estudios de ingeniería básicos como mecánica de suelos, estudios hidráulicos e hidrológicos, estudio de tránsito y riesgo sísmico. Todo ello de acuerdo a lo establecido en el Manual de Diseño de Puentes del Ministerio de Transportes y Comunicaciones.

Corrales, et. al (2012), en su tesis titulada “Diseño estructural de un puente en el sector Quebrada Grande, Estelí”, se realizó el diseño estructural de un puente de un solo tramo, usando la metodología de las normas ASSHTO LRFD 2007. En este trabajo de detallan los cálculos para cada parte de la estructura (superestructura y subestructura), se realizó en diseño de losa, vigas, marcos transversales, apoyos elastomérico, barandas de protección peatonal, estribos y losa de transición. Además, se realizó el presupuesto para conocer el costo aproximado de la estructura.

López (2008), en su trabajo titulado “Diseño de puente vehicular para la comunidad Río Grande, los llanos, municipio de Joyabaj, Quiché”, realizó en diseño de un

puede vehicular de una sola vía de 4.96 m de ancho y una longitud de 31.5 metros de largo.

Sánchez, et. al (2013), en su trabajo titulado “Propuesta de un diseño estructural de un puente de 15m para un periodo de 50 años en la comarca Paso Hondo, municipio de Santo Tomas del Norte – Chinandega”, para realizar el diseño estructural del puente se realizaron estudios preliminares como el levantamiento topográfico para conocer el perfil del río y la carretera, estudios hidrológicos e hidráulicos para determinar la socavación y poder dimensionar la subestructura, el análisis de suelos consistió en obtener las propiedades físicas y mecánicas del suelo. Además, se realizó el estudio de impacto ambiental para conocer el impacto que traerá la ejecución de este proyecto en la comunidad de Paso Hondo.

Yanchatuña (2014), en su tesis titulada “Alternativas de diseño de un puente sobre el río Pita para mejorar las condiciones socio-económicas y de tráfico en la Av. Ilaló, sector del Valle de los Chillos, provincia de Pichincha”, se plantea el análisis de dos alternativas para el puente de 26 metros de luz, la primera alternativa consiste en un tablero de hormigón armado con vigas pretensadas y la segunda una estructura mixta, vigas metálicas y tablero de hormigón armado. La selección de la alternativa más conveniente se realiza tomando en cuenta factores técnicos, económicos y constructivos, la alternativa más conveniente fue la conformada por una estructura mixta. El diseño estructural se realizó de acuerdo a lo establecido en las normas ASSHTO por el método LRFD.

II. MARCO TEÓRICO

Puente es una Estructura utilizada para atravesar un obstáculo o accidente geográfico, la luz libre es mayor a 6.00 m (20 ft) y forma parte de una carretera o constituye parte de ella y puede estar localizado sobre o por debajo de ella (Manual de Puentes, 2018, p. 41).

Claros y Meruvia, (2004) definen a los puentes como obras de arte destinadas a salvar corrientes de agua, depresiones del relieve topográfico, y cruces a desnivel que garanticen una circulación fluida y continua de peatones, agua, ductos de los diferentes servicios, vehículos y otros que contribuyan a la calidad de vida de los diferentes pueblos. “Los puentes pueden formar parte de caminos, carreteras y líneas férreas y canalizaciones, construidas sobre una depresión, río, u obstáculo cualquiera” (p. 28)

Los puentes están formados por dos partes principales: “la superestructura y la subestructura o infraestructura”. La superestructura está conformada por las vigas, tablero, diafragmas, veredas peatonales, barandas; sobre este circulan los vehículos y peatones; la subestructura esta compuestas por estribos y pilares con sus respectivas cimentaciones. Las dos componentes principales son unidas mediante apoyos que transmiten las cargas hacia la subestructura (Trujillo, 2009, p.8).

La superestructura es el término que agrupa todos los elementos estructurales de la obra de paso conformados principalmente por las vigas y el tablero, se apoya en la subestructura. Los elementos de la superestructura varían dependiendo del tipo de puente, para puentes en arco atirantados la superestructura está conformada por los arcos, tirantes y tablero, además cuentan con elementos funcionales como el pavimento, juntas, drenaje, veredas, etc. (Jurado, 2016, p. 620).

El tablero es el elemento que se encarga de soportar directamente las cargas dinámicas (Transito de los vehículos y peatones) y a través de las vigas trasmite sus reacciones a los estribos y pilas que, a su vez, se encargan de hacerlas llegar a la cimentación, donde se disipan en la roca o terreno circundante. Sobre el tablero se implementa la capa de rodadura, la cual permite dar continuidad a la rasante de

la vía. Los tableros van complementados por los bordillos que son el ancho libre de la calzada y tienen la función de evitar que los vehículos suban a las aceras que son netamente destinadas al paso peatonal, otros elementos son las impostas y los pasamos para dar seguridad a los peatones (p. 625).

Los elementos encargados de soportar el tablero son las vigas que son elementos estructurales de muchísima importancia para la materialización de un puente, por intermedio de estos elementos se logra salvar el vano. Las vigas pueden ser de distintos materiales y pueden adoptar una diversidad de formas como vigas rectas, vigas en T, vigas I, arcos, pórticos, vigas Cantiléver, vigas en celosía, etc. (p. 625).

Las vigas son unidas por diafragmas que son elementos estructurales encargados de soportar las cargas horizontales de viento y sismos que actúan en la superestructura, tienen gran importancia ya que al unir a los elementos principales en varios puntos uniformizan las deflexiones y facilitan el trabajo en conjunto, además evitan la formación de fallas en bordes discontinuos del tablero ubicados generalmente en los sitios de las juntas de dilatación (Torres, 2013, p.35)

Las juntas de dilatación Son elementos que permiten la expansión o la contracción de la estructura por efectos de los cambios de temperatura, las cuales son colocadas en los extremos y en secciones intermedias para estructuras de longitud considerable, se debe sellar con material flexible, con el objetivo de brindar la capacidad de tomar las expansiones o contracciones que se produzcan y dotar de una característica impermeable (Quispe y Supo, 2015, p. 129).

El tablero se encuentra expuesto a la acción directa del agua por lluvia u otro motivo por lo tanto debe contar con un sistema de drenaje, este se encarga de evacuar el agua acumulada en la calzada del puente. La pendiente de drenaje longitudinal debe ser la mayor posible recomendándose un mínimo de 0.5%. Para la pendiente de drenaje transversal, la mínima debe ser de 2% para las superficies de rodadura. En caso de la rasante horizontal, se estipula utilizar sumideros o lloraderos, de diámetro suficiente y número adecuado. Son típicos drenes de material anticorrosivo, diámetro = 0.10m cada 5.0 m, sobresaliendo debajo de la placa 0.05 m como mínimo. El agua drenada no debe caer por ningún motivo sobre las partes de la estructura (p. 128).

Sobre el tablero se encuentra la calzada que es la parte de la superficie del tablero, está destinada al tránsito vehicular cuyo ancho se mide en forma perpendicular al eje longitudinal del puente. La calzada se compone de un cierto número de carriles (de acuerdo a la clasificación del tipo de la carretera) más la berma que integra el acceso de la carretera al puente (Manual de Puentes, 2018, p. 40).

La calzada del puente debe estar pavimentada ya que es de suma importancia para el tránsito normal de los vehículos, el pavimento es una capa de superficie no natural que recibe de forma directa la carga de los vehículos y lo transmite a las capas inferiores, este puede ser rígido o flexible y se dispone en la superficie superior del puente y accesos. El espesor del pavimento se define en función del tráfico esperado en la vía (Quispe y Supo, 2015, p. 128).

Una de las partes complementarias de la superestructura es las veredas o aceras destinadas exclusivamente al tránsito peatonal, están separadas de la calzada adyacente mediante un desnivel o barreras. En ancho se determina de acuerdo a la velocidad de diseño de la vía o si el puente se ubica en una zona urbana o rural, en ancho puede variar previa justificación del proyectista (p. 127).

Las barandas se instalan a lo largo del borde de las estructuras de puente cuando existen pases peatonales, o en puentes peatonales, para protección de los usuarios. La altura de las barandas será mínima de 1.10 m. Una baranda puede ser diseñada para usos múltiples (caso de barandas combinadas para peatones y vehículos) y resistir al choque con o sin acera. Sin embargo su uso se debe limitar a carreteras donde la velocidad máxima permitida sea igual a 70 km/h. Para velocidades mayores o iguales a 80 km/h, se recomienda utilizar una barrera asegurando así la protección de peatones (p. 127).

En el proyecto geométrico deberán ser establecidas medidas de señalización las cuales deben ser tomadas en cuenta a la hora de construcción y servicio del puente, Teniendo como base de diseño el manual de señalización de caminos. Los elementos y detalles que componen la señalización del puente serán presentados en planos, estableciendo las dimensiones y secciones de refuerzo de los carteles y sus elementos de soporte, el material de construcción, pintado y las especificaciones especiales de construcción (Quispe y Supo, 2015, p. 130).

La subestructura es el conjunto de elementos agrupados que soportan la superestructura de un puente y transmiten cargas al suelo, las componentes más importantes están conformadas por los estribos, pilares y fundaciones; otras componentes son los muros ala, sistema de drenaje y las trabas antisísmicas (Torres, 2013, p.26)

En la ingeniería de cimentaciones el termino pila tiene dos conceptos diferentes. De acuerdo con uno de sus usos, una pila es un elemento estructural subterráneo que ejecuta una función realizada en su momento también por una zapata, es decir, transmitir la carga a un estrato capaz de soportarla, sin peligro que falla o que sufra un asentamiento fuera de lo establecido. Sin embargo, con contraste con una zapata, la relación de la profundidad de la cimentación al ancho de la base de las pilas es usualmente mayor que cuatro, mientras que, para las zapatas, la mencionada relación es comúnmente menor que la unidad. De acuerdo con su segundo uso, una pila es el apoyo, generalmente de concreto o de mampostería para la superestructura de un puente. En la mayoría de los casos, la pila sobresale de la superficie del terreno, y comúnmente se prolonga a través de una masa de agua hasta un nivel superior al de las aguas máximas (Varona, 2019, p. 21).

Se le llama estribos a los macizos que reciben el empuje horizontal de las tierras que forma el terraplén de acceso al puente, además, recibe el extremo del tablero del puente transmitiendo sus cargas al suelo. Existen diferentes tipos: estribo con aletas de prolongación, estribos cerrado con aletas en vuelta, estribo abierto con diafragmas, durmiente pilotado. El material usualmente usado para la construcción de estribos es el concreto armado por necesidades de resistencia y estabilidad debido a su peso propio (Jurado, 2016, p. 901).

Para soportar la carga que transmiten las pilas y estribos se construyen las fundaciones, estas se encuentran por debajo de la superficie; para su diseño se debe considerar que el asentamiento total sea tolerable o pequeña y si es posible eliminarla. Las fundaciones pueden ser superficiales o profundas, las primeras están conformadas por losas que transmiten las cargas directamente al terreno son adecuadas cuando el suelo portante requerido se encuentra a poca profundidad; las segundas se usan cuando el estrato portante se encuentra a gran profundidad

y no es posible llegar mediante excavaciones, se recomienda el uso de pilotes o cajones de cimentación (Ramírez y León, 2010, p.6)

Los muros ala son elementos auxiliares que cumple la función de confinar los taludes adyacentes al puente, así como protección para el talud en caso de inundación por crecidas del cauce. Algunos autores definen a los muros ala una estructura diferente de los estribos y varían el tipo de estructuración, otros recomiendan que los muros ala sean estructuras monolíticas con los estribos. La inclinación recomendada de los muros con respecto al estribo es de 45° y 90° (Torres, 2013, p.28)

Los estudios básicos de ingeniería para el diseño de puentes son el Conjunto de estudios para obtener los datos necesarios que se emplearan en las respectivas elaboraciones de anteproyectos y proyectos de puente. Los estudios básicos que se requieran están en función de la magnitud de la obra (Manual de Puentes, 2018, p. 40).

El estudio topográfico se encarga del estudio de las características de la superficie de la tierra, su importancia se basa que se puede representar en un plano las características de la superficie de un determinado terreno. Los estudios topográficos son de suma importancia en todo tipo de obra civil, debido a que nos proporciona una diversidad de elementos “curvas de nivel, perfiles longitudinales y secciones transversales” los cuales se resumen y grafican en planos topográficos con lo cual se lleva a cabo todas las evaluaciones y valoraciones, con el propósito de obtener un resultado más ajustado a la realidad del terreno real (Sánchez, Gaitán y Moreno, 2013, p. 28)

El estudio hidrológico es fundamental para el diseño de obras hidráulicas, para predecir el comportamiento de la cuenca en estudio se utilizan modelos matemáticos, el conocer el correcto comportamiento hidrológico de un arroyo, río o lago es fundamental para el correcto diseño de la infraestructura vial. En el diseño de puentes el estudio nos permite conocer los caudales máximos o caudal de diseño del río donde se ubica el proyecto (Manual de hidrología, hidráulica y drenaje, 2012, p. 13).

El estudio hidráulico permite estimar el comportamiento hidráulico del tramo de río donde se ubicará el puente, a su vez nos permitirá establecer los requisitos mínimos para la ubicación óptima de la estructura en función de los niveles de seguridad o riesgos aceptables o permitidos según las características del puente. La determinación de las variables hidráulicas se basa en el análisis de la información hidrológica, topográfica, en los análisis granulométricos y la clasificación del material del lecho del río (Sánchez, Gaitán y Moreno, 2013, p. 26).

El estudio geotécnico consiste en la recolección de información cuantificada referente a las características del terreno con respecto al tipo de construcción que se vaya a realizar en el lugar, que es necesario conocer para el dimensionamiento y análisis de los cimientos de la obra. El estudio geotécnico se desarrolla siguiendo las siguientes fases: recopilación de información, planificación de reconocimiento de terreno, reconocimiento de terreno, ensayos de laboratorio y elaboración del estudio geotécnico (Mazariegos, Escolano y Sánchez, 2015, p.2).

El estudio sísmico tiene como finalidad determinar el riesgo sísmico, “se le denomina riesgo sísmico a la probabilidad de ocurrencia dentro de un plazo dado, de que un sismo cause, en un lugar determinado, cierto efecto definido como pérdidas o daños determinados. En el riesgo son determinantes el peligro potencial del sismo, los posibles efectos locales de amplificación, la vulnerabilidad de las construcciones y las pérdidas posibles ya sea de bienes materiales o vidas humanas. El riesgo sísmico está ligado estrechamente a la cantidad y tipo de asentamientos humanos y la cantidad e importancia de las obras que se han ejecutado dentro del lugar en estudio” (Claro y Meruvia, 2003, p. 39)

Para el diseño de un puente es necesario el estudio de tráfico para determinar las características geométricas y estructurales del puente. El estudio de tráfico deberá proporcionar la información del índice medio diario anual (IMDA) para el tramo en estudio. Dentro del estudio de tráfico se deberá realizar un conteo vehicular, posteriormente se clasificará y finalmente se determinará la demanda vehicular actual y proyectada (Manual de Puentes, 2018, 9. 55)

El estudio de impacto ambiental permite determinar los efectos ambientales que genera el proyecto y si se hace cargo de los efectos generados mediante medidas

compensación, mitigación o reparación. La incorporación de la variable ambiental en la ejecución de proyectos de inversión pública y privada garantiza que este se desarrolle de manera sostenible, que puedan reparar cualquier indicio de deterioro del entorno (Minam, 2016, p.26).

El diseño del puente se realizó de acuerdo a las especificaciones del método LRFD “diseño por factores de carga y resistencia”, este método toma en cuenta de una manera explícita la variabilidad de las propiedades de los elementos estructurales y que ellos trabajan en condiciones de estado límite con una confiabilidad estructural $\beta = 3.5$ que garantiza que la exigencia real de la estructura es mayor a la de diseño. Para el diseño se tiene en cuenta dos tipos de cargas: cargas muertas y cargas vivas, las primeras son las conformadas por el peso de los elementos estructurales que conforman el puente y las segundas son las producidas por el viento, el paso peatonal y vehicular, etc. (García, 2006, p. 17).

La carga muerta, en ocasiones llamada “carga estructural” o “carga permanente”, es el peso propio del puente mismo. Las fuerzas de gravedad se contrarrestan por los soportes del puente, ya sea arcos, pilares, vigas o cables de suspensión y esta fuerza determina que tan largo y ancho se puede extender el puente. Se requiere mantenimiento para contrarrestar los efectos del desgaste y asentamiento de los materiales. En esta categoría es viable clasificar las cargas correspondientes al peso propio y al peso de los materiales que soporta la estructura tales como acabados, divisiones, fachadas, techos, etc. En este mismo grupo también se logra clasificar aquellos equipos permanentes en la estructura, En resumen, las cargas muertas se pueden determinar con cierto grado de exactitud conociendo la densidad de los materiales (Varona, 2019, p. 22).

La carga viva, en ocasiones, llamada “carga probabilística” o “carga impuesta”, esta carga se refiere a los vehículos, animales o personas que cruzan o se espera cruzaran el puente. Los tipos de cargas vivas considerados en el diseño de puentes se resumen en: carga de camión y carga de vía, carga de impacto y carga de frenado. La carga de camión considera el peso de un camión como un conjunto de cargas puntuales actuando con una separación y repartición que presenta la distancia entre ejes (ruedas) de un camión de diseño. Para la carga de impacto se

considera un factor de multiplicación de la carga viva de camión y vía, para la carga de frenado una carga horizontal proporcional la carga de vía o camión (p. 23).

Una fuerza, a veces llamada “carga de desplazamiento”, se refiere a las cargas extremas causadas por situaciones extenuantes, como los fuertes vientos de una tormenta, temblores, olas gigantes e impactos inesperados. La mayor parte de los puentes de gran magnitud están diseñados bajo las consideraciones anteriormente mencionados, este es el caso de los puentes suspendidos, los cuales pueden resistir altos vientos y temblores. Por la ley de pascal sabemos que la presión ejercida por un líquido sobre las paredes que lo contienen es proporcional a la profundidad y al peso específico del líquido contenido. En base a esta teoría se afirma que los suelos ejercen sobre las superficies una presión similar a los líquidos, pero en menor magnitud (p. 25).

El puente diseñado es tipo viga que consiste en un puente donde los vanos están soportados por vigas. Este tipo de puentes deriva directamente del puente tronco. Se construye con madera, acero o concreto (armado, pretensado o postensado). Se emplean vigas en forma de I, en forma de caja hueca, etc. Como su antecesor, este puente es estructuralmente el más simple de todos los puentes. Los puentes de vigas de hormigón armado o de acero pueden salvar tramos de 20 a 25 m; para distancias superiores se utilizan mucho el acero y el hormigón pretensado y, cuando la longitud es considerable, las vigas son compuestas. Se han construido algunos puentes con vigas de hormigón pretensado, de sección en “I”, que salvan tramos de hasta 48 metros (p. 25).

El puente tipo viga o también llamado puente recto, se apoya en los extremos en dos estribos y una serie de pilares intermedios, los estribos establecen la transición del puente con la vía existente, contiene las tierras impidiendo que invadan la zona de debajo del puente, las pilas determinan la luz de los tramos del puente y reciben las cargas que este les transmite, trasladando dichas cargas hacia las cimentaciones. Los puentes construidos con este sistema estructural alcanzan los 260 metros de luz para puentes de hormigón (Northumberland en Canadá) y los 300 metros en vigas metálicas de alma llena en el puente Niteroi en Brasil (1969-1974) (Manterola, 2007, p.74).

Para salvar las distancias se consideró vigas de concreto presforzado, este se define como el precargado de una carga compresiva al elemento estructural previa a la aplicación de cargas de diseño requeridas, para mejorar su comportamiento en general. El concreto es un material que trabaja generalmente a compresión, su resistencia es baja para tensión, por ello no se considera al diseñar.; al aplicar el presforzado se busca disminuir o eliminar las fuerzas de tensión producidas en el concreto, que sin este ocurrirían (Nilson, 1995, p.17).

Aunque se han desarrollado muchos métodos para lograr el efecto de compresión deseado en el concreto, todos estos métodos pueden agruparse en dos categorías principales: pretensado y postensado. Para pretensado se logra tensando los tendones con gatos antes del volteado, al endurecerse el concreto se adhiere, cuando el concreto alcanza la resistencia deseada se quita la fuerza tensadora aplicada por los gatos. En el caso del postensado, el tendón de ancla en uno de los extremos de la viga y se tensa por el otro extremo con ayuda de un gato hidráulico; cuando se obtiene la tensión deseada se ancla en el concreto en el extremo de aplicación del tendido y se quita el gato hidráulico. (p.30).

Cuando se realiza es presforzado por postensado, generalmente se colocan ductos huecos que contienen a los tendones sin tensar y que siguen el perfil deseado, antes del volteado del concreto. Los tendones pueden ser, varillas de acero, cables torcidos en torones o alambres paralelos atados en haces. El postensado se puede realizar en: vigas con conducto hueco embebido en el concreto, viga celular hueca con diafragmas intermedios, losa continua con tendones envueltos, revestidos en asfalto. (p.34).

Lo mencionado anteriormente nos hace plantearnos la siguiente pregunta ¿Qué características técnicas deberá presentar el diseño estructural del puente Conache, sobre el río Moche, en la carretera Industrial – Centro Poblado Santo Domingo - distrito de Laredo?, para satisfacer las necesidades actuales y futuras del tráfico vial y peatonal.

Este proyecto es importante porque genera conocimiento sobre diseño de puentes y servirá como referencia para proyectos posteriores; de hacerse realidad, este proyecto mejorará la transitabilidad de la carretera vecinal Cruce Carretera

Industrial – centro poblado santo domingo beneficiando a los centros poblados de San Pachusco, Conache, Pampas de San Juan y Santo Domingo además de la nueva ciudad Lomas de Santo Domingo.

Para solucionar la problemática planteada nos plantemos como objetivo: Realizar el diseño estructural del puente Conache, sobre el río Moche, en la carretera Industrial – Centro Poblado Santo Domingo, distrito de Laredo. Para lograrlo nos planteamos los siguientes objetivos específicos: Realizar estudio topográfico, realizar estudio de hidrología e hidráulica, realizar estudio geotécnico, realizar estudio sísmico, realizar estudio de tráfico, realizar estudio de trazo y diseño vial de los accesos, realizar estudio de impacto ambiental y realizar análisis y diseño estructural de la superestructura y subestructura del puente Conache.

III. METODOLOGÍA

3.1. Tipo y diseño de investigación

3.1.1. Tipo de investigación

- **Según enfoque**

Nuestro proyecto es una investigación CUANTITATIVA, debido a las variables “se miden con procedimientos estandarizados y aceptados por la comunidad científica” y se analizan los resultados numéricos (Hernández, Fernández y baptista, 2014, p.5).

- **Según nivel**

Es una investigación DESCRIPTIVA, dado que se describe los estudios básicos, proceso de diseño y “se busca especificar propiedades y características” que tendrá el puente Conache (Hernández et. al, 2014, p.92).

- **Según finalidad**

Es una investigación APLICADA, ya que se “busca la utilidad o que se aplique en la realidad para obtener un resultado práctico” (Cazau, 2006, p.18).

- **Según temporalidad**

Es una investigación de carácter TRANSVERSAL, esto debido que “se describen las variables y analiza su incidencia en un momento dado” (Hernández et. al, 2014, p.154).

3.1.2. Diseño de investigación

El diseño de investigación no experimental debido a que “no se realiza manipulación de variables, ni se puede influir en ellas”, cuyo esquema es el siguiente (Hernández et. al, 2014, p.152):

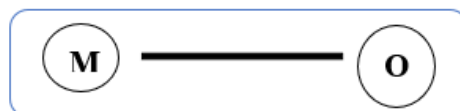


Figura 1: Diseño de investigación

Fuente: Elaboración propia

Donde:

M: Área de influencia del proyecto y beneficiarios.

O: Datos Obtenidos en campo.

3.2. Operacionalización de variables

3.2.1. Variable

Diseño estructural del puente Conache.

3.2.1.1. Definición conceptual

Consiste en el diseño estructural que se realizó a todos los elementos estructurales que constituyen la superestructura y subestructura del puente Conache, la finalidad del diseño es tener un puente que garantice la funcionalidad del mismo.

3.2.1.2. Definición operacional

Se realizaron estudios de ingeniería básicos como: estudio topográfico, estudio hidrológico e hidráulico, estudio geotécnico, estudio de tráfico, estudio sísmico, estudio de trazo vial y estudio de impacto ambiental; para luego, realizar el análisis y diseño estructural.

3.2.2. Matriz de operacionalización de variables

Tabla 1: Matriz de operacionalización de variables

VARIABLE	DIMENSIONES	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DEFINICIÓN OPERACIONAL	INDICADORES	ESCALA DE MEDICIÓN
Diseño estructural del puente Conache	Levantamiento topográfico	“Conjunto de acciones realizadas con equipos adecuados para realizar la representación gráfica o plano del área de proyecto” (Franquet y Querol, 2010, p.15).	“Corresponde a dos etapas: Etapa de campo donde se toma datos tales como ángulos, distancias, entre otros y Etapa de gabinete que corresponde al cálculo y dibujo de planos” (Gámez, 2015, p.10).	Distancia (m)	Cuantitativa de razón
				Área de estudio (m ²)	Cuantitativa de razón
				Ángulos (°, ', ")	Cuantitativa de razón
				Elevación (msnm)	Cuantitativa de razón
	Estudio de hidrología e hidráulica	“Estudios que permiten conocer el real comportamiento hidráulico del río” (MTC, 2018, p.44).	“Conjunto de métodos probabilísticos que permiten establecer caudales máximos y factores hidráulicos fluviales” (MTC, 2018, p.44).	Precipitaciones (mm)	Cuantitativa de razón
				Área de cuenca (m ²)	Cuantitativa de razón
				Caudal de diseño (m ³ /s)	Cuantitativa de razón
				NAME (msnm)	Cuantitativa de razón
				Profundidad de socavación (m)	Cuantitativa de razón
	Estudio geotécnico	“Estudio que nos permite conocer las características reales de los suelos y su comportamiento sujetos	Conjunto de procedimientos para ensayos de campo y laboratorio, realizados mediante calicatas. Que nos permitirán definir las	Contenido de humedad (%)	Cuantitativa de razón
				Granulometría (%)	Cuantitativa de razón
				Límites de Atterberg (%)	Cuantitativa de razón

		a cargas” (Juárez y Rico, 2011, p. 29).	profundidades de cimentación adecuadas.	Capacidad portante (kg/cm ²)	Cuantitativa de razón
Estudio de impacto ambiental		“Este estudio garantiza que el proyecto se desarrolle de una manera sostenible, con medidas y mecanismos que permitan manejar cualquier indicio de deterioro del entorno físico, biológico o social” (MINAM, 2016, p.26).	Conjunto de procedimientos que permiten predecir los impactos positivos y negativos que tendrá la construcción del puente.	Impactos positivos (+%)	Cualitativa ordinal
				Impactos negativos (-%)	Cualitativa ordinal
Estudio de tráfico		“Estudio que permite cuantificar, y clasificar la demanda vehicular actual y proyectada” (MTC, 2018, p. 55).	Se realizar un conteos o aforos vehiculares que nos permitirán conocer el Índice Medio Diario Anual.	Vehículos ligeros (%)	Cuantitativa de razón
				Vehículos pesados (%)	Cuantitativa de razón
Estudio sísmico		“Este estudio consiste en determinar el peligro sísmico al que está expuesto el puente” MTC, 2018, p. 52).	“El peligro sísmico se materializa con la determinación del espectro de diseño para la zona de ubicación del puente” (MTC, 2018, p. 52).	Periodos (s)	Cuantitativa de razón
				Aceleraciones espectrales (g)	Cuantitativa de razón
Estudio de trazo vial		“Definición de las características geométricas y técnicas del tramo de carreta que enlaza el puente en	“Comprende el diseño geométrico del tramo de la carretera, definición del alineamiento y perfil longitudinal en los	Ancho de calzada (m)	Cuantitativa de razón
				Ancho de bermas (m)	Cuantitativa de razón

		su nueva ubicación con la carretera existente” MTC, 2018, p. 56).	tramos de los accesos, diseño de pavimentos, diseño de señalización y dispositivos de control” MTC, 2018, p. 57).	Espesor de pavimento (“)	Cuantitativa de razón
				Radio de curvas (m)	Cuantitativa de razón
	Análisis estructural	“Aplicación de las ciencias físicas para determinar el comportamiento de las estructuras sometidas a cargas” (Cervera y Blanco, 2004, p.2).	Se usará el software CSI Bridge para facilitar el análisis de los elementos estructurales del puente.	Cargas (Ton)	Cuantitativa de razón
				Sección de los elementos (cm ²)	Cuantitativa de razón
				Deformaciones (cm)	Cuantitativa de razón
				Esfuerzos (Ton/cm ²)	Cuantitativa de razón
				Propiedades de los materiales (kg/cm ²)	Cuantitativa de razón
	Diseño estructural	“Dimensionamiento y detallado de los elementos estructurales y conexiones del puente” (Meza y Sánchez, 2015, p.20).	Se dimensionarán y detallarán todos los elementos estructurales de la superestructura y subestructura del puente, plasmándolos en planos.	Refuerzo (cm ²)	Cuantitativa de razón
				Dimensiones (m)	Cuantitativa de razón
				Dosificaciones (kg/cm ²)	Cuantitativa de razón

Fuente: Elaboración propia

3.4. Población y muestra

3.4.1. Población

Se encuentra constituida por la infraestructura aledaña al puente Conache, ubicado por la carretera vecinal Cruce Carretera Industrial – Centro Poblado Santo Domingo, sobre el río Moche.

3.4.2. Muestra

Puente Conache; puente tipo viga (concreto postensado) continuo de dos tramos de 67 m de longitud.

3.5. Técnicas e instrumentos de recolección de datos.

3.5.1. Técnicas de recolección de datos

La técnica de recolección de datos utilizada es la observación como la más efectiva y utilizada.

Datos obtenidos del campo de manera directa mediante el levantamiento topográfico y de forma indirecta consistirá en el estudio de mecánica de suelos.

3.5.2. Instrumentos de recolección de datos

Los instrumentos de recolección de datos son los siguientes:

- Libreta de campo
- Fichas de observación (Estudio de tráfico).
- Fotografías, para validar que los procedimientos fueron realizados por los investigadores.

3.6. Métodos de análisis de datos

Para el análisis de datos se usó los siguientes softwares:

- AutoCAD civil 3D: Este software nos permitió crear curvas de nivel, perfiles y secciones transversales que representan las formas del terreno donde se desarrolló el proyecto.
- AutoCAD: Programa donde se realizó el dibujo técnico de planos 2D es el complemento del AutoCAD civil 3D. Con la incorporación del AutoCAD logramos diseñar y detallar los elementos estructurales del puente.

- Csibridge: Es un software totalmente independiente que agrupa las capacidades de modelado, análisis y dimensionamiento de estructuras de puentes en un solo diseño. Mediante este programa definimos fácilmente geometrías muy difíciles de puentes y distintos elementos de cargas y análisis. El diseño se basa en la definición paramétrica de los distintos tipos de elementos estructurales.
- ArcGIS: Programa utilizado para realizar una mejor y detallada delimitación de las cuencas hidrográficas y así poder realizar un correcto estudio hidrológico para nuestro proyecto de investigación. Todo lo mencionado anteriormente es garantizado porque el programa consiste en una serie de aplicaciones para la captura, edición, análisis, tratamiento, diseño, publicación e impresión de información geográfica todo esto englobado en un solo sistema.
- Hidroesta 2: Software utilizado para el estudio hidrológico, se analizó la data hidrométrica (caudales máximos mensuales) para modelos de distribución probabilística y se determinó los caudales de diseño.
- Hec-ras: Software utilizado para el modelamiento hidráulico del río, nos permitió conocer las características hidráulicas (nivel de aguas máximas, velocidad media, área hidráulica, etc.) del flujo en la sección del puente y zonas aledañas.
- Microsoft Excel: Este software nos facilitó la realización de tablas para brindar una información más clara y detallada sobre los cálculos realizados previamente, además el programa es de uso general para todo tipo de proyectos de investigación.

3.7. Aspectos éticos

Los estudios necesarios para este proyecto de realizaron con los equipos adecuados y los análisis de laboratorio se realizarán en el Centro de Innovación tecnológica - Facultad de Ingeniería UCV – Moche, que garantizaran son veraces y ajustados a la normativa vigente.

El diseño se realizó de acuerdo a lo establecido en el “Manual de puentes” y de la norma AASHTO – LRFD.

IV. RESULTADOS

4.1. Estudio topográfico

4.1.1. Generalidades

La ejecución de nuestro levantamiento topográfico se realiza con el principal objetivo de dar a conocer las diversas características que posee nuestro terreno de estudio. En el desarrollo del levantamiento topográfico se logró obtener distintos puntos con sus respectivas dimensiones, alturas y coordenadas, posteriormente se procedió a plasmar toda esa recolección de datos en un plano 2D con sus respectivas curvas de nivel para luego pasar a realizar el diseño del puente. Se recalca que las coordenadas que se emplearon fueron UTM WGS84.

4.1.2. Finalidad

La topografía tiene como finalidad tomar los datos reales del terreno en estudio; en campo para luego representarlos gráficamente haciendo fácil identificar sus características y dimensiones.

4.1.3. Trabajo en campo

Es la parte que representa todo el trabajo que se ejecuta directamente en la zona de estudio. Para ello se usan diferentes equipos que facilitan la ejecución del levantamiento topográfico de una manera real y precisa, además se debe tener en cuenta que las personas encargadas de operar los equipos deben estar preparadas para realizar el levantamiento topográfico sin mayores inconvenientes ni errores.

4.1.3.1. Reconocimiento del terreno

El reconocimiento del terreno es una actividad esencial para un adecuado levantamiento topográfico y además evita imprevistos al momento de ejecutar el levantamiento topográfico. En esta parte se obtiene información verídica y real de la zona en estudio, se observa lo que el terreno presenta físicamente y además se logra determinar los distintos equipos que se usaran. La totalidad de los datos obtenidos en el reconocimiento del terreno son de mucha ayuda para no tener complicaciones al momento de la ejecución del levantamiento topográfico.

4.1.3.2. Punto de control planimétrico

Son puntos de suma importancia, los cuales se les ubica de una manera estratégica, visibles y seguros que no sufran daños, esto debido a que serán utilizados en un futuro replanteo. Estos puntos se les conoce mayormente como los Bm's.

4.1.3.3. Instrumentos

Para la ejecución de nuestro levantamiento topográfico se utilizaron los instrumentos que se detallan a continuación.

Equipos:

- GPS
- Estación total
- Trípode
- 02 primas
- 02 radios
- 02 jalones
- Wincha de 30m
- Cámara fotográfica

Mano de obra

- Topógrafo
- Asistente de topógrafo
- Ayudantes

4.1.3.4. Levantamiento topográfico del lugar

El levantamiento topográfico en campo se ejecutó en un día completo, con la facilidad de contar con la estación total, GPS, etc. La totalidad de los datos recopilados en campo fueron procesados en gabinete.

4.1.5. Trabajo de gabinete

Recopilados los distintos datos de campo se almacenan dentro de la estación total para su posterior procesamiento. Los datos se transfieren de la estación total hacia una memoria USB, para luego ser transportados a una hoja de Excel, paso seguido se adapta para importar al software

AutoCAD Civil 3D 2018, programa donde se elaboró el diseño geométrico.

4.1.5.1. Calidad de datos

Esta es una parte muy importante, debido que la topografía es un suceso elemental en la construcción de obras civiles. La calidad de los datos permitirá tener mediciones y descripciones más precisas y exactas del terreno, caso contrario con datos errados podemos tener graves consecuencias dado que eso supondría una incorrecta representación gráfica de la realidad e impediría llevar a cabo una correcta construcción dentro del terreno de estudio.

4.1.5.2. Planos de topografía

Los planos topográficos serán emplantillados en el tamaño de hojas más adecuado que permita una clara representación gráfica del terreno por parte de las personas pertinentes.

4.2. Estudio de hidrología e hidráulica

“Los estudios se realizaron con el objetivo de obtener caudales de diseño y factores hidráulicos fluviales, que permiten conocer el real comportamiento hidráulico del río, así, poder definir las características del puente, su ubicación en función de los niveles de seguridad y riesgos permitidos” (Manual de puentes, 2018, p.44).

4.2.1. Análisis hidrológico

El análisis hidrológico se realizó con el objetivo de determinar caudales máximos de diseño para periodos de retorno de 140 y 500 años. Para ello se realizó el estudio de la cuenca del río Moche.

4.2.1.1. Estudio de cuenca del río Moche

4.2.1.1.1. Ubicación

Política:

Departamento : La Libertad

Provincias : Trujillo, Otuzco, Santiago de Chuco y
Julcán.

recorrido es de 102 km desde sus nacientes hasta su desembocadura con un pendiente promedio del cauce de 4%. Los afluentes tienen una pendiente promedio más pronunciada, la quebrada La cuesta llega a un valor de 16%” (Minagri, s.f., p.7).

4.2.1.1.3. Afluentes

“Sus afluentes principales, por el lado derecho, son los ríos Chota (98 km²), Motil (85 km²), Cumbray (496 km²), Otuzco (184 km²) y Catuay (106 km²). Por el lado izquierdo, el río Chanchacap (122 km²)” (Minagri, s.f., p.7).

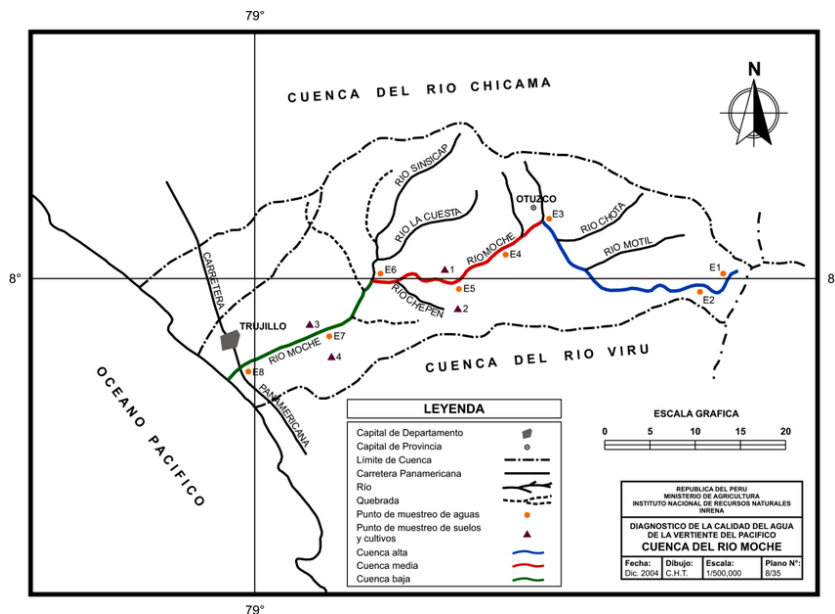


Figura 3: Mapa afluentes del rio moche

Fuente: INRENA

4.2.1.1.4. Oferta hídrica

“La esorrentía superficial del río Moche de debe principalmente por las lluvias estacionales que caen sobre la parte occidental de la Cordillera de los Andes, no se cuenta con presencia de nevados que contribuyan a mejorar las recargas, en época de estiaje” (Minagri, s.f., p.7).

4.2.1.2. Recolección de información

Existe una única estación hidrométrica en el río Moche, las descargas son registradas por el proyecto especial Chavimochic en la estación ubicada en el margen izquierdo del puente de fierro en el Centro Poblado de Quirihuac (UTM 734385E, 9106094N a una altitud de 196 m.s.n.m.).

La información fue solicitada al proyecto especial Chavimochic mediante la CARTA N° 001-2019/EPI-UCV.

Tabla 2: Caudales máximos mensuales del río Moche - estación Quirihuac

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	Q máximo
1950	3.35	17.02	15.40	21.45	4.38	1.04	0.51	0.22	0.13	2.07	2.85	56.00	56.00
1951	9.55	30.80	27.50	23.62	3.31	1.16	0.59	0.12	0.00	10.13	21.04	48.26	48.26
1952	37.93	90.67	170.17	116.87	20.53	3.51	1.20	0.62	0.00	1.08	0.56	8.15	170.17
1953	31.60	94.33	77.00	79.30	15.79	4.23	1.42	0.86	5.02	1.67	21.39	26.09	94.33
1954	35.37	16.00	93.26	17.93	9.56	2.42	1.02	0.43	1.38	28.85	15.79	8.32	93.26
1955	22.16	86.45	132.75	24.37	16.94	8.24	1.12	0.54	1.09	14.79	2.40	6.89	132.75
1956	86.49	102.33	212.88	87.43	29.23	3.76	1.01	0.49	1.00	9.40	1.06	0.57	212.88
1957	6.72	58.75	168.60	197.93	43.18	5.66	1.37	0.51	1.10	1.44	3.32	4.65	197.93
1958	32.24	22.62	88.33	34.26	12.41	2.91	0.63	0.45	0.35	2.72	0.37	1.28	88.33
1959	0.51	48.86	76.86	117.50	36.03	2.94	1.93	0.87	2.28	6.58	6.38	15.25	117.50
1960	30.87	66.21	198.63	33.07	6.27	1.64	0.53	1.45	0.85	4.08	2.47	7.85	198.63
1961	30.56	14.12	43.92	31.32	13.37	4.71	0.95	0.29	0.12	1.24	4.24	6.30	43.92
1962	67.42	78.51	180.31	117.73	20.98	4.62	1.40	0.62	0.67	0.52	3.55	1.27	180.31
1963	1.86	1.09	41.35	117.57	23.24	1.15	0.48	0.29	0.15	2.70	4.17	16.19	117.57
1964	17.49	51.08	85.27	119.19	34.44	3.64	1.85	2.31	2.32	8.48	18.63	2.31	119.19
1965	7.79	19.16	78.40	37.36	15.87	2.46	0.99	0.66	1.23	6.55	9.72	14.17	78.40
1966	58.45	22.01	22.67	20.33	10.29	2.38	0.51	0.26	0.59	14.09	15.20	1.86	58.45
1967	93.31	336.60	129.45	34.80	9.61	2.59	2.36	0.53	0.31	9.74	4.50	3.46	336.60
1968	1.43	5.31	23.42	13.92	1.25	0.45	0.20	0.43	1.14	12.70	8.49	2.92	23.42
1969	4.80	13.88	82.67	91.81	9.80	3.50	1.27	0.24	0.15	4.01	21.74	24.41	91.81
1970	96.10	13.68	31.62	38.45	31.28	5.30	1.94	1.72	4.47	21.34	18.83	25.54	96.10
1971	17.59	42.95	117.63	70.98	11.65	3.88	1.53	2.15	4.09	8.52	5.23	11.59	117.63
1972	20.86	34.59	138.25	58.07	13.52	5.28	1.85	0.88	0.82	6.16	3.86	14.03	138.25
1973	32.80	23.32	43.76	152.96	49.96	13.60	15.55	1.97	4.67	16.56	8.08	19.59	152.96
1974	28.61	47.90	50.29	31.28	7.89	4.32	1.92	0.53	1.12	12.38	2.08	2.08	50.29
1975	20.51	58.61	170.88	51.65	17.26	8.32	1.76	4.35	10.16	22.00	11.68	2.19	170.88
1976	19.84	23.20	112.85	26.05	12.37	7.92	1.79	0.69	0.51	0.27	0.29	1.38	112.85
1977	27.07	201.52	40.00	27.00	7.23	1.76	0.85	0.72	0.45	1.60	1.04	6.32	201.52
1978	1.52	4.00	11.20	11.68	24.00	1.04	0.29	0.13	1.28	0.40	8.00	4.00	24.00
1979	9.20	17.84	54.88	24.80	8.00	2.08	0.29	0.24	0.96	0.32	0.16	0.13	54.88

1980	0.59	0.96	16.00	14.93	1.12	0.16	0.08	0.06	0.05	13.60	25.60	56.00	56.00
1981	11.20	160.00	75.00	15.20	4.00	2.00	0.48	32.00	0.20	3.62	11.20	16.00	160.00
1982	15.16	25.60	15.20	28.00	8.48	1.79	0.66	0.37	0.38	14.48	16.00	90.00	90.00
1983	120.00	24.00	240.00	280.00	28.80	11.20	4.00	1.20	1.60	3.20	2.40	19.10	280.00
1984	8.32	97.60	152.00	12.24	21.12	12.56	3.02	2.37	1.25	3.20	14.40	15.92	152.00
1985	9.18	10.43	19.20	20.80	6.83	2.14	0.45	0.26	8.64	3.39	0.56	8.64	20.80
1986	72.00	16.75	29.70	38.94	19.62	2.08	0.64	0.37	0.77	1.44	6.78	23.23	72.00
1987	30.91	42.02	19.81	64.00	15.90	1.44	0.80	0.64	1.60	0.64	6.88	1.60	64.00
1988	27.84	32.29	16.32	98.53	39.52	8.90	1.18	0.48	0.22	6.40	14.48	6.08	98.53
1989	19.31	34.54	28.38	40.00	18.61	2.40	0.88	0.54	0.51	23.09	9.22	0.88	40.00
1990	1.60	9.28	21.38	5.20	2.40	1.41	0.48	0.20	0.26	6.88	22.64	21.38	22.64
1991	9.60	17.92	41.50	18.99	14.22	1.54	0.54	0.24	0.13	2.40	16.00	8.00	41.50
1992	6.48	1.66	18.46	26.06	11.84	2.02	0.32	0.13	0.06	0.54	0.64	0.05	26.06
1993	6.40	61.20	66.97	40.00	19.20	8.00	1.28	0.80	9.84	12.80	24.00	18.88	66.97
1994	24.80	204.80	44.80	42.40	28.00	9.60	4.32	1.84	5.12	0.80	6.00	15.20	204.80
1995	10.40	12.80	15.20	23.84	7.28	3.36	1.04	0.77	0.56	2.78	9.60	16.00	23.84
1996	21.60	64.00	56.00	28.80	14.40	4.80	2.88	0.72	0.27	4.80	6.08	0.48	64.00
1997	0.24	24.00	11.20	10.20	10.20	0.64	0.24	0.12	0.11	0.40	5.12	200.00	200.00
1998	220.00	750.00	1000.00	122.83	62.00	14.00	4.33	3.30	3.18	6.17	5.83	1.62	1000.00
1999	41.88	240.36	28.58	38.00	54.00	10.47	5.83	2.56	9.74	12.58	6.02	14.60	240.36
2000	12.34	63.01	68.58	71.02	44.30	10.06	7.08	3.05	2.06	2.96	1.69	8.45	71.02
2001	51.07	56.06	150.00	126.82	19.73	14.28	3.55	2.42	9.73	15.97	24.07	18.58	150.00
2002	11.38	28.97	98.55	109.46	18.19	8.25	5.51	1.31	0.64	8.67	11.65	18.14	109.46
2003	17.47	42.51	25.30	28.68	18.19	4.60	1.07	0.51	0.40	0.17	0.16	13.98	42.51
2004	4.12	26.34	39.41	17.96	5.44	2.34	0.13	0.10	0.07	16.96	17.14	38.36	39.41
2005	15.15	26.68	38.96	38.03	6.46	0.44	0.10	0.08	0.08	0.07	0.06	5.60	38.96
2006	14.57	40.17	46.60	45.08	6.23	2.93	0.28	0.10	0.09	0.08	3.10	18.97	46.60
2007	29.59	39.65	32.08	46.68	36.74	2.12	0.23	0.12	0.08	1.55	6.33	7.45	46.68
2008	12.63	69.55	52.97	43.04	23.29	5.89	1.24	0.38	0.14	16.66	20.28	2.66	69.55
2009	43.16	40.95	55.03	61.01	18.61	5.39	1.83	0.35	0.15	13.78	27.54	25.83	61.01
2010	17.60	39.35	32.85	62.80	42.66	2.40	0.18	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	62.80
2011	25.32	17.94	29.07	61.28	23.44	0.35	0.08	0.06	0.06	0.06	0.06	18.41	61.28
2012	7.07	48.33	125.00	21.64	6.23	2.90	0.27	0.15	0.10	5.92	3.33	7.23	125.00
2013	7.07	48.33	125.00	21.64	6.23	2.90	0.27	0.15	0.10	1.54	3.33	7.23	125.00
2014	13.17	35.90	65.13	58.37	39.87	3.80	0.25	0.17	0.07	2.02	14.67	22.47	65.13
2015	76.67	77.93	203.33	52.00	17.37	5.07	0.33	0.05	0.05	0.64	16.00	32.20	203.33
2016	23.03	33.45	43.30	42.01	7.61	0.52	0.05	0.02	0.02	0.02	0.02	0.01	43.30
2017	16.00	22.37	187.13	95.27	24.87	6.50	1.00	0.60	0.80	1.50	1.00	6.13	187.13
2018	11.73	20.47	12.80	32.50	31.43	9.60	0.40	0.25	0.10	0.05	0.05	19.97	32.50
MEDIA	27.84	61.62	87.93	55.58	18.90	4.45	1.54	1.22	1.56	6.44	8.51	16.64	117.15

Fuente: Proyecto especial Chavimochic

Los caudales registrados en la estación Quirihuaac no se encuentran afectados por características de la cuenca aguas arriba, puesto que la estación se encuentra por debajo de la cuenca húmeda. La cercanía de la estación y del puente Conache garantizan que los caudales obtenidos sean los adecuados para el diseño.

4.2.1.3. Estimación del periodo de retorno

“El periodo de retorno es el tiempo promedio (años), en el que un caudal pico de una creciente es igualada o superada una vez cada “T” años” (Manual de hidrología, hidráulica y drenaje, 2012, p. 23).

“Para adoptar el periodo de retorno a utilizar en el diseño del puente es necesario considerar la relación existente la vida útil del puente, riesgo de falla admisible y probabilidad de excedencia de un evento, de factores económicos, sociales, técnicos y otros” (p. 23).

El riesgo de falla admisible esta dado por la siguiente ecuación:

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

Donde:

R= Riesgo de falla admisible

T= Periodo de retorno

n= Vida útil de la obra en años

Si la obra tiene una vida útil conocida, la ecuación permite calcular el periodo de retorno, fijando el riesgo de falla admisible.

En la tabla N° 2 se presenta el valor del periodo de retorno “T”, para varios riesgos admisibles y la vida útil de la obra.

Tabla 3: Valores del periodo de retorno T (años)

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	2.0	2.7	4.1	7.7	15	18	37	73	144
0.99	1	1.11	1.27	1.66	2.7	5	5.9	11	22	44

Fuente: Manual de hidrología, hidráulica y drenaje

Según los resultados presentados en la tabla N° 2 el Manual de Hidrología, Hidráulica y drenaje, recomienda usar los siguientes valores de riesgo admisible.

Tabla 4: Valores máximos recomendados de riesgo admisible para obras de drenaje

TIPO DE OBRA	RIESGO ADMISIBLE (**) (%)
Puentes (*)	25
Alcantarillas de paso de quebradas importantes y badenes	30
Alcantarillas de paso quebradas menores y descarga de agua de cunetas	35
Drenaje de la plataforma (a nivel longitudinal)	40
Subdrenes	40
Defensas ribereñas	25

Fuente: Manual de hidrología, hidráulica y drenaje

(*) Para el cálculo de socavación se recomienda un periodo de retorno de 500 años

(**) Para puentes y defensas ribereñas se recomienda una vida útil de $n = 40$ años

De la ecuación del riesgo admisible despejamos la ecuación del periodo de retorno y reemplazamos los valores de vida útil y riesgo admisible establecidos por el Manual de hidrología, hidráulica y drenaje.

$$T = -1/(\sqrt[n]{1 - R} - 1)$$

$$T = -1/(\sqrt[40]{1 - 0.25} - 1)$$

$$T = 139.54 \approx 140 \text{ años}$$

Para el cálculo de caudales de diseño del puente Conache se consideran los periodos de retorno T1: 140 años y T2: 500 años; para el cálculo de nivel de aguas máximas extraordinarias y socavación respectivamente.

4.2.1.4. Análisis estadísticos de datos hidrométricos

“Cuando se cuenta con datos de aforo en cantidad suficiente, se realiza un análisis estadístico de los caudales máximos anuales para la estación más cercana al área del proyecto, se calculan los caudales de diseño para periodos de retorno requeridos, usando los diferentes modelos de distribución” (Manual de hidrología, hidráulica y drenaje, 2012, p. 48).

Tabla 5: Caudales máximos anual m³/s

AÑO	Q MAX	AÑO	Q MAX	AÑO	Q MAX
1950	56.00	1973	152.96	1996	64.00
1951	48.26	1974	50.29	1997	200.00
1952	170.17	1975	170.88	1998	1000.00
1953	94.33	1976	112.85	1999	240.36
1954	93.26	1977	201.52	2000	71.02
1955	132.75	1978	24.00	2001	150.00
1956	212.88	1979	54.88	2002	109.46
1957	197.93	1980	56.00	2003	42.51
1958	88.33	1981	160.00	2004	39.41
1959	117.50	1982	90.00	2005	38.96
1960	198.63	1983	280.00	2006	46.60
1961	43.92	1984	152.00	2007	46.68
1962	180.31	1985	20.80	2008	69.55
1963	117.57	1986	72.00	2009	61.01
1964	119.19	1987	64.00	2010	62.80
1965	78.40	1988	98.53	2011	61.28
1966	58.45	1989	40.00	2012	125.00
1967	336.60	1990	22.64	2013	125.00
1968	23.42	1991	41.50	2014	65.13
1969	91.81	1992	26.06	2015	203.33
1970	96.10	1993	66.97	2016	43.30
1971	117.63	1994	204.80	2017	187.13
1972	138.25	1995	23.84	2018	32.50

Fuente: elaboración propia

4.2.1.4.1. Análisis de consistencia

“Luego de haber recogido la información de los caudales de la cuenca de estudio, de las instituciones encargadas de administrar esta información. Se debe verificar la confiabilidad de esta información, mediante métodos estadísticos y criterios físicos que nos permitan evaluar, identificar y remover las no homogeneidad e inconsistencia de la información” (Villón, 2011, p. 307).

A. Análisis visual gráfico

“Consiste en graficar en el plano cartesiano la información hidrológica existente, colocando en las ordenadas los caudales y en las abscisas los años. Este gráfico sirve para analizar de forma visual la información identificando los “picos” altos o bajos, estos deben comprobarse y determinar si ocurrieron por fenómenos naturales o errores sistemáticos” (Villón, 2011, p. 310).

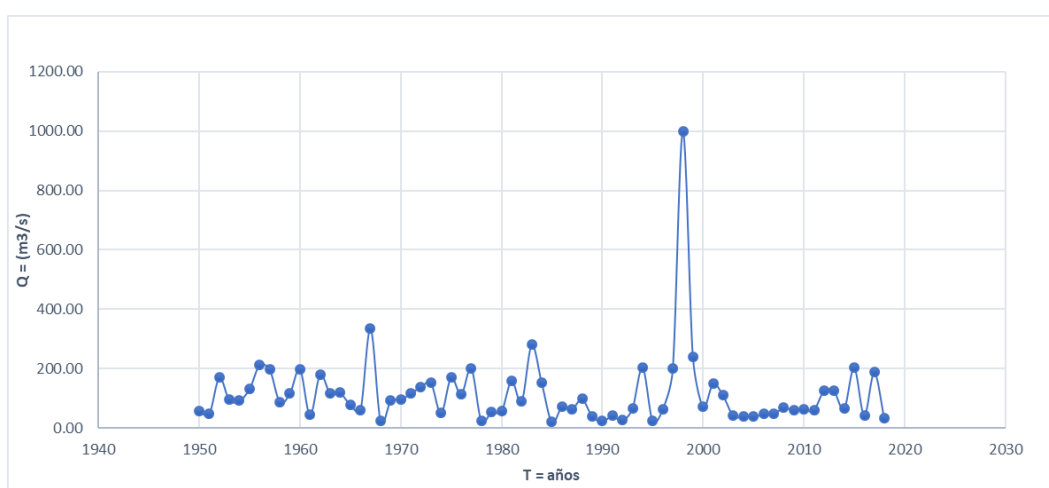


Figura 4: Serie histórica de caudales máximos anuales del río Moche

Fuente: Elaboración propia

Realizando el análisis visual, se observa que la serie presenta un pico en el año 1998, esto se debe al fenómeno del niño ocurrido dicho año.

4.2.1.4.2. Modelos de distribución

Los modelos estadísticos de probabilidad se aplicaron a los datos de caudales máximos anuales para periodos de retorno de 140 y 500 años. Para determinar cuál de los modelos de distribución es el más adecuado se realizó la prueba de bondad de ajuste. Los modelos aplicados son los siguientes:

A. Distribución normal

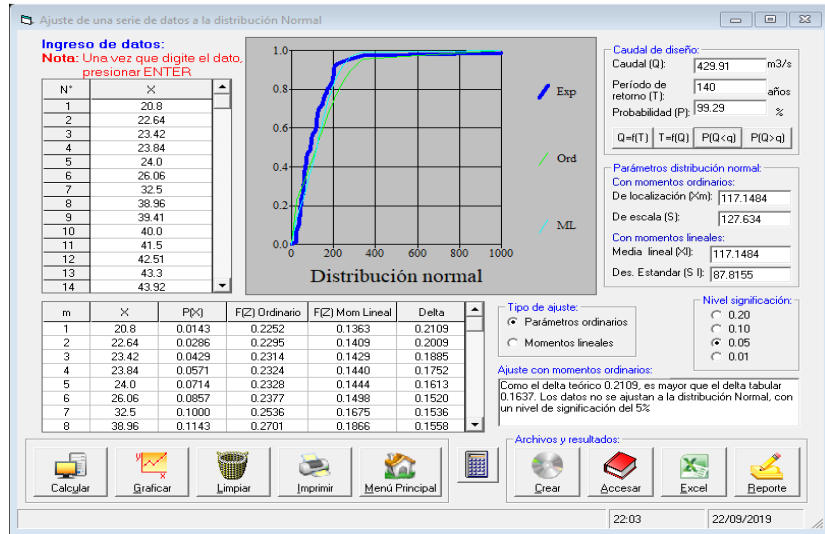


Figura 5: Ajuste de los datos a la distribución normal

Fuente: Elaboración propia

B. Distribución log-Normal 2 parámetros

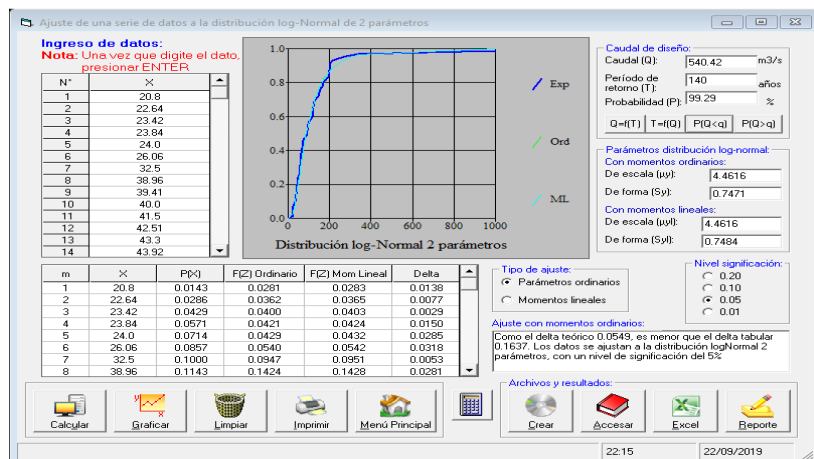


Figura 6: Ajuste de los datos a la distribución log-Normal 2 parámetros

Fuente: Elaboración propia

C. Distribución log-Normal 3 parámetros

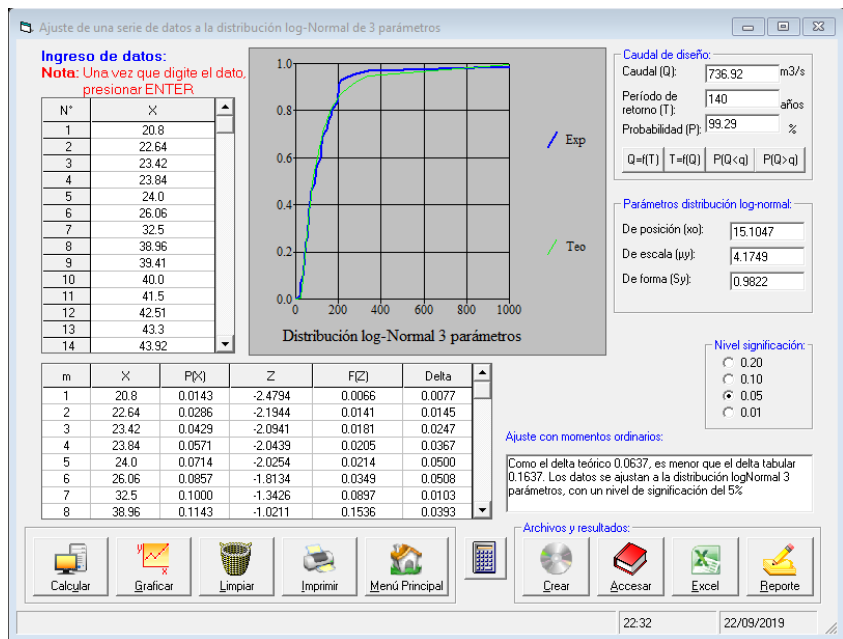


Figura 7: Ajuste de los datos a la distribución log-Normal 3 parámetros

Fuente: Elaboración propia

D. Distribución Gamma 2 parámetros

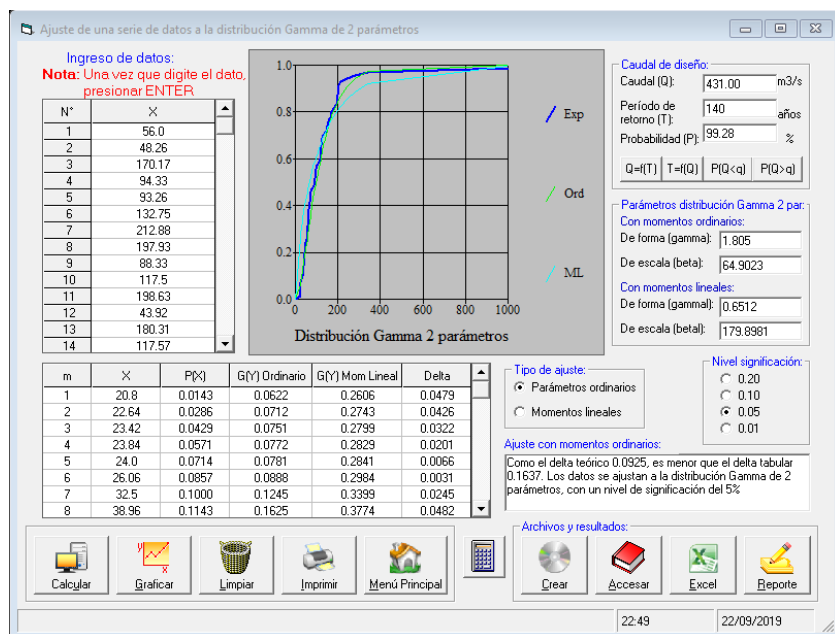


Figura 8: Ajuste de los datos a la distribución Gamma 2 parámetros

Fuente: Elaboración propia

E. Distribución Gumbel

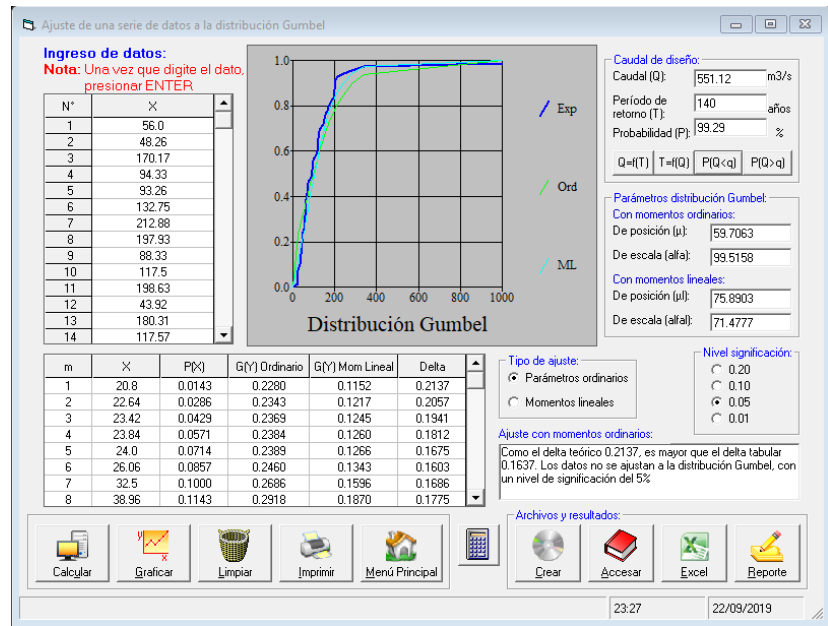


Figura 9: Ajuste de los datos a la distribución Gumbel

Fuente: Elaboración propia

F. Distribución log-Gumbel

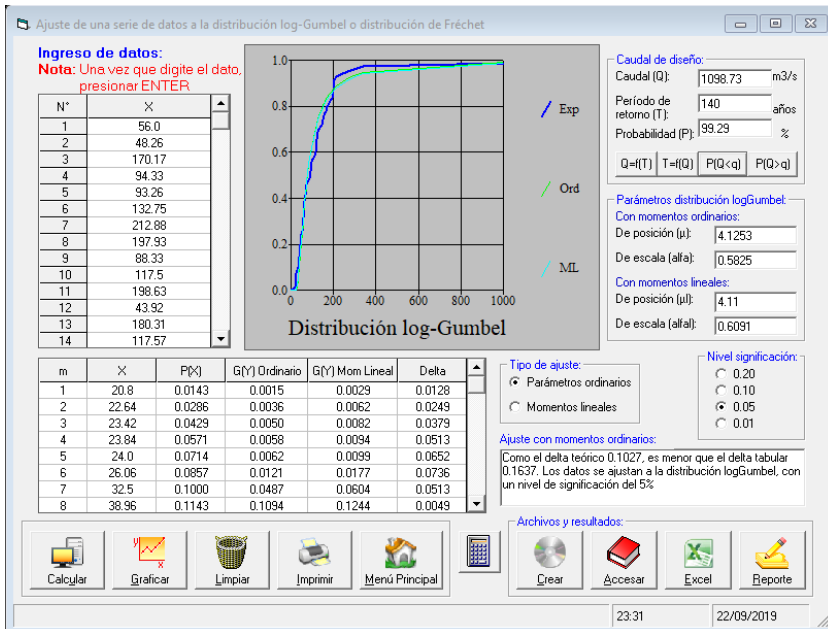


Figura 10: Ajuste de los datos a la distribución log-Gumbel

Fuente: Elaboración propia

4.2.1.4.3. Prueba de bondad de ajuste (Smirnov Kolmogorov)

Permite determinar cuál de los modelos de distribución es el adecuado para determinar los caudales de diseño. “El modelo de distribución más adecuado es el que el delta teórico es menor que el delta tabular, ya que esto indica que el ajuste es bueno para el nivel de significancia elegido (5%)” (Villón, 2011, p. 184).

Tabla 6: Resumen ajuste de bondad

	Normal	Log-normal 2	Log-normal 3	Gamma 2	Gumbel	log-Gumbel
Delta teórico	0.2109	0.0549	0.0637	0.0925	0.2137	0.1027
Delta tabular	0.1637	0.1637	0.1637	0.1637	0.1637	0.1637

Fuente: Elaboración propia

En la tabla N° 5, podemos observar que el modelo de distribución más adecuado para nuestro análisis es log-Normal 2 parámetros.

4.2.1.5. Caudales de diseño

Los caudales de diseño para el puente Conache de acuerdo al modelo de distribución log-Normal 2 parámetros son 540.42 m³/s para el cálculo de nivel de aguas máximas extraordinarias y 744.11 m³/s para el cálculo de socavación con periodos de retorno T₁=140 y T₂=500 años respectivamente. Se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 7: Resumen de Caudales máximos para diferentes modelos de distribución y periodos de retorno

CAUDALES MÁXIMOS (m³/s)		
Modelos de distribución	T= 140	T=500
Distribución normal	429.91	484.54
Distribución log-normal 2 parámetros	540.42	744.11
Distribución log-normal 3 parámetros	736.92	1114.2
Distribución gamma de 2 parámetros	431	521.22
Distribución Gumbel	551.12	678.06
Distribución log-Gumbel	1098.73	2309.92

Fuente: Elaboración propia

4.2.2. Estudio Hidráulico

Se realiza con el objetivo de determinar las características generales del agua del río Moche en la ubicación del puente Conache; como la velocidad, área hidráulica, pendiente de la línea de energía y nivel de aguas máximas extraordinarias; para facilitar el cálculo se utiliza el software HEC RAS. Estas características nos permitirán determinar la profundidad de socavación total del río.

4.2.2.1. Información básica

4.2.2.1.1. Topografía

“El levantamiento topográfico en la zona donde se ubica el puente, para ríos donde no se produzca contracción de flujo el levantamiento debe abarcar 8 veces el ancho del río o cauce principal y 4 veces aguas abajo; en ningún caso el levantamiento debe abarcar 150 metros aguas arriba y 150 metros aguas abajo del eje del puente propuesto” (p. 88).

Para nuestro proyecto de realizo un levantamiento total de 720 metros del cauce.

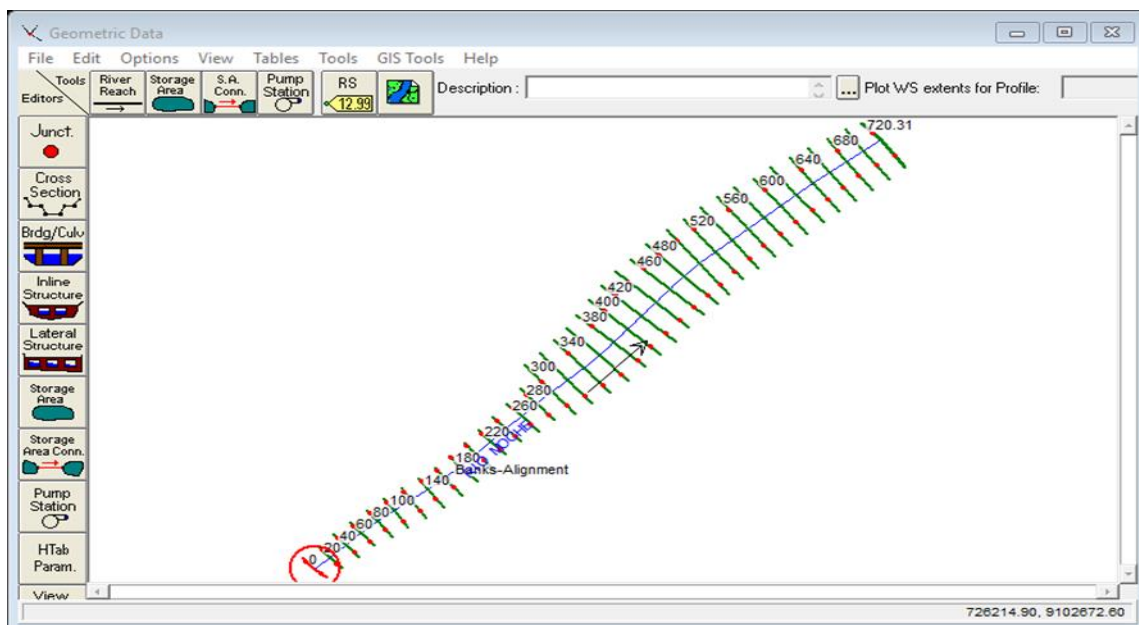


Figura 11: Vista en planta del río Moche - HEC-RAS.

Fuente: Elaboración propia

4.2.2.1.2. Ubicación del puente

“El puente debe ubicarse en un lugar donde no afecte el curso natural del río y este no afecte su estabilidad. La ubicación debe realizarse desde el punto de vista hidráulico, geotécnico y de diseño vial; además se debe tener en cuentas aspectos como: forma de las cuencas tributarias, cobertura vegetal existente, obras de drenaje adyacentes y evidencia de corrosión en estructuras metálicas adyacentes” (p. 88).

El puente proyectado se ubica en la progresiva 00+335, de manera transversal perpendicular al eje del río.

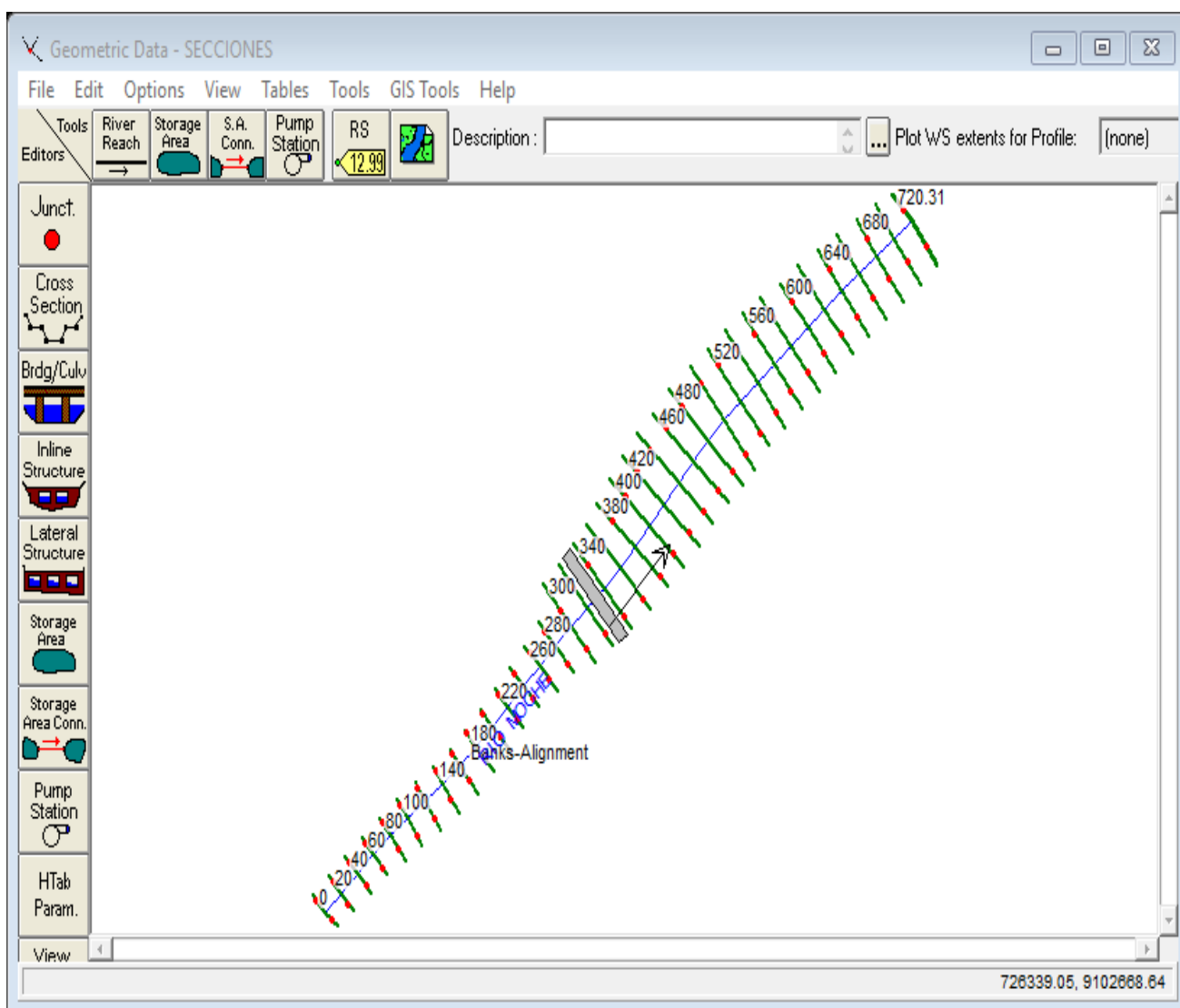


Figura 12: Ubicación en planta del nuevo puente Conache - HEC-RAS

Fuente: Elaboración propia

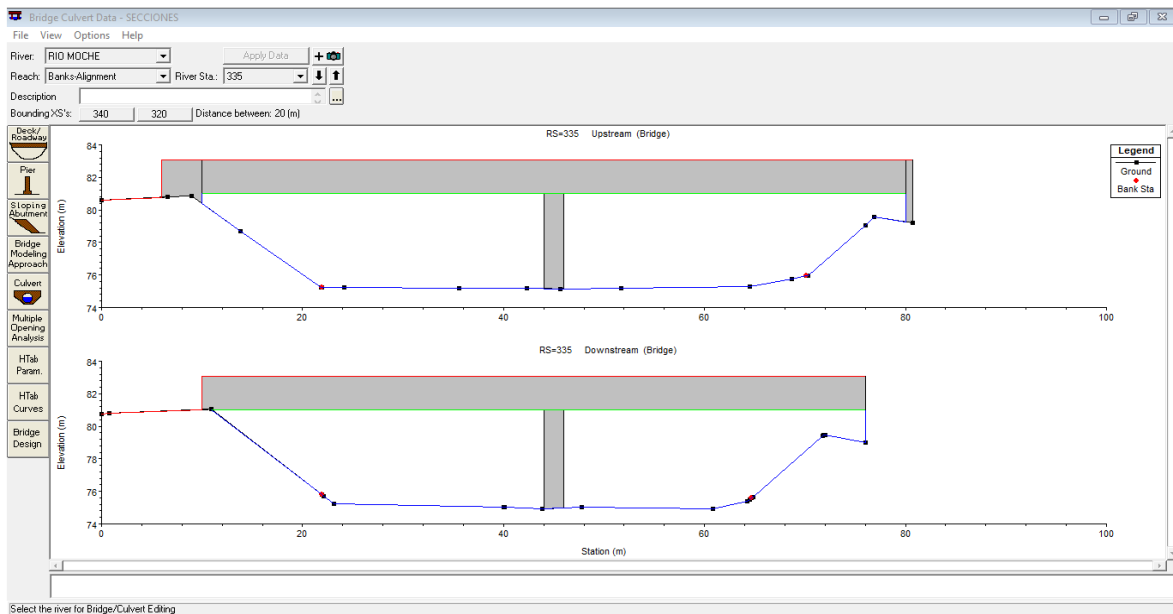


Figura 13: Perfil longitudinal del nuevo puente Conache – HEC-RAS.

Fuente: Elaboración propia

4.2.2.1.3. Muestreo y caracterización del lecho del río

“El muestreo del material del río debe ser representativo que permita determinar su gravedad específica y análisis granulométrico. Las muestras deben ser tomadas en cuatros puntos del cauce del río, dos en el eje del puente, y a 0.5B y B metros aguas arriba, siendo B el ancho promedio del río. Se debe tomar tres muestras por punto: en la superficie, a 1.5 veces el tirante promedio del río y a la mitad de las anteriores, solo si las condiciones de excavación lo permiten” (p. 91).

La elección del tamaño representativo de las características del suelo del cauce, para el cálculo de socavación se realiza de la siguiente manera:

- Obtener el diámetro representativo de la distribución granulométrica (D50) (Ver Anexo N° 05)

Tabla 8: Resumen de resultados de estudio de mecánica de suelos para estimación de socavación.

RESUMEN ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS				
N° Calicata	Ubicación	D50	Peso específico	Clasificación SUCS
C-1	Eje río - estribo izquierdo	0.813	2.57	Arena mal graduada con limo y grava (SP-SM)
C-2	Eje río - estribo derecho	13.694	2.56	Grava mal graduada con limo y arena (GP-GM)
C-3	B metros aguas arriba	7.319	2.56	Grava mal graduada con limo y arena (GP-GM)
C-4	0.5B metros aguas abajo	19.835	2.56	Grava mal graduada con limo y arena (GP-GM)

Fuente: Elaboración propia.

4.2.2.1.4. Avenidas de diseño

Para el diseño hidráulico del puente Conache se realizó el análisis hidrológico para determinar los caudales de diseño para periodos de retorno de $T_1=140$ y $T_2=500$ años obteniendo caudales de $Q_1= 540.42$ y $Q_2= 744.11$ m³/s para determinar el nivel de aguas máximas extraordinarias y profundidad de socavación respectivamente.

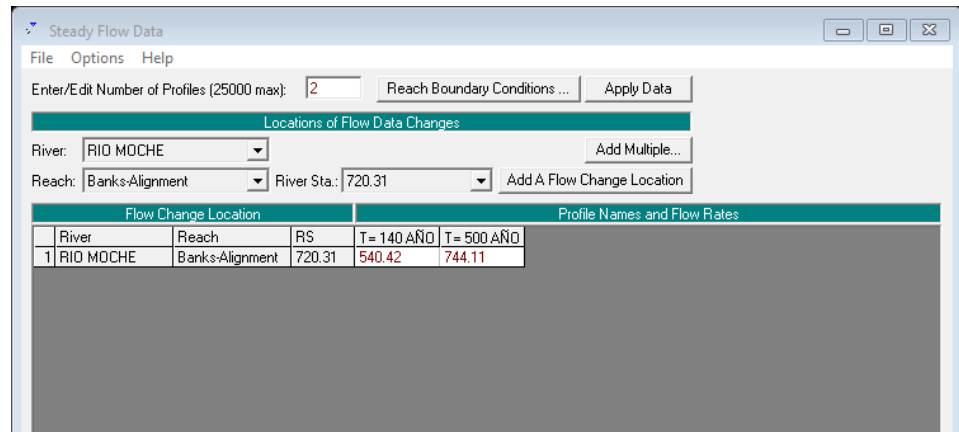


Figura 14: Periodos de retorno y caudales de diseño a HEC-RAS

Fuente: Elaboración propia

4.2.2.1.5. Gabilo o altura libre

El gabilo es la altura libre entre el nivel de aguas máximas extraordinarias y la parte inferior del tablero del puente.

“El objetivo es permitir el paso la fluctuación del flujo en caso de excedencia de los caudales estimados para el diseño y de objetos flotantes como troncos, ramas o hasta árboles. Por lo tanto, el diseño de puentes requiere una consideración adecuada del gabilo para dar paso al flujo de materiales sólidos y líquidos” (p. 94).

“En puentes sobre cursos de agua (ríos), la altura libre entre el nivel de aguas máximas extraordinarias (NAME) y la parte más baja del fondo de viga de la superestructura no debe ser menor a 1.50 m cuando el río no arrastra palizas. En el caso de que el río arrastre troncos y palizas la altura libre no debe ser menor a 2.5 m” (Manual de puentes, 2018, p.70).

4.2.2.1.6. Coeficientes de rugosidad de cauces naturales

“Para obtener el coeficiente “n” de Manning, es necesario la experiencia del proyectista para realizar las estimaciones, que pueden apoyarse en publicaciones técnicas, tablas o antecedentes de casos similares” (p. 94).

Cowan propone que el coeficiente de rugosidad puede calcularse mediante la siguiente formula:

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

Dónde:

n_0 : Rugosidad base.

n_1 : Rugosidad adicional por irregularidades superficiales.

n_2 : Rugosidad adicional por variación de forma de las secciones transversales.

n_3 : Rugosidad adicional por obstrucciones en el cauce.

n_4 : Rugosidad adicional por presencia de vegetación.

m_5 : Factor de corrección por presencia de meandros en el cauce.

Tabla 9: Tabla de Cowan para determinar el coeficiente de rugosidad por influencia de diversos factores.

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		0.005
	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 presencia de meandros	Menor	m_5	1.000
	Apreciable		1.150
	Severo		1.300

Fuente: Hidráulica de tuberías y canales, Arturo Rocha

Reemplazando los valores seleccionados en la tabla anterior de acuerdo a las características del tramo del río Moche en el que se ubica en puente Conache en la relación propuesta por Cowan, se tiene:

$$n = 1.000 (0.028 + 0.005 + 0.005 + 0.010 + 0.020)$$

$$n = 0.068$$

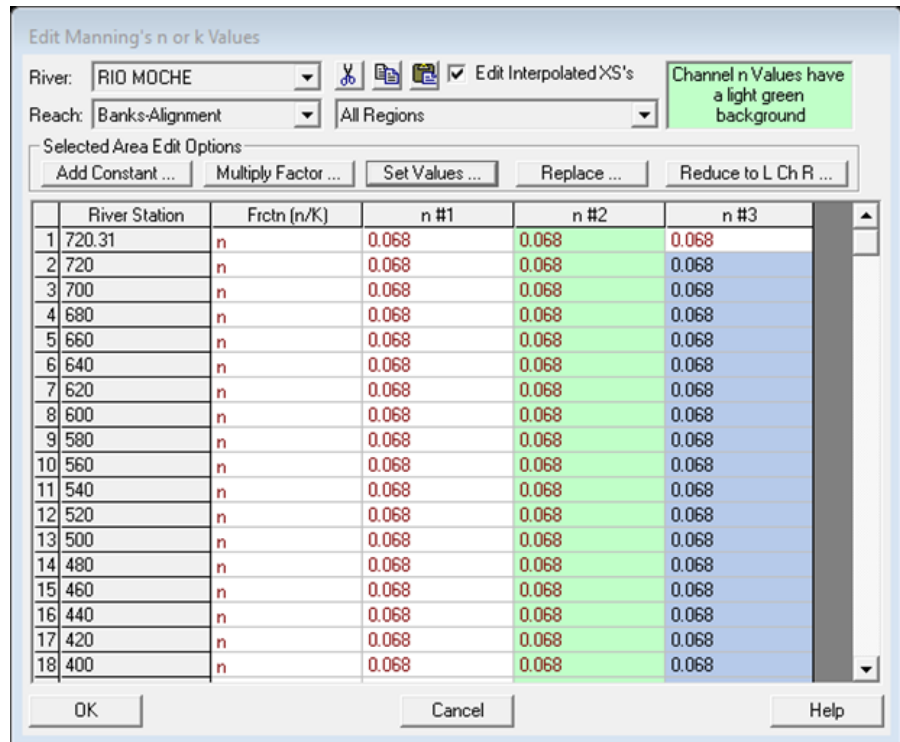


Figura 15: Ingreso de coeficiente de rugosidad (n de Manning) a HEC-RAS.

Fuente: Elaboración propia

4.2.2.2. Parámetros hidráulicos para el diseño

Los parámetros hidráulicos necesarios para el diseño de puentes son los siguientes:

4.2.2.2.1. Perfil de flujo

“El perfil permite obtener el nivel de agua alcanzado para el caudal de diseño seleccionado. Para el cálculo de perfil de flujo debe incluirse la presencia del puente proyectado, esto se debe a que cuando el flujo pasa por la estructura se produce una sobreelevación del agua en la entrada del puente; una vez obtenida la altura de agua el proyectista puede establecer la altura del puente” (p. 99).

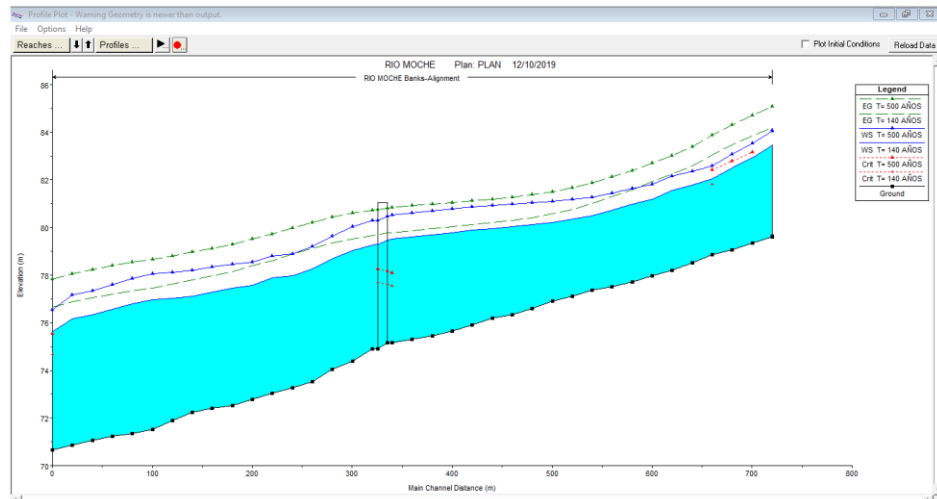


Figura 16: Perfil general de flujo, río Moche, tramo puente Conache - HEC-RAS.

Fuente: Elaboración propia

4.2.2.2.1. Socavación

“La socavación es la causa más frecuente de falla en las cimentaciones de los puentes. El proceso de socavación se analiza de carácter estimativo como erosión potencial total, la cual combina la socavación local producida en las inmediaciones de los apoyos y la producida en la sección del puente causada por el estrechamiento del cauce debida a la construcción del puente” (p. 99).

4.2.2.3. Cálculo hidráulico

“El cálculo hidráulico de un puente significa determinar si el caudal de diseño pasa adecuadamente por la sección del río en la que se ubica el puente, determinar la sobreelevación del flujo por la presencia del puente y estimar la socavación potencial total en los apoyos” (p. 100).

4.2.2.3.1. Cálculo de niveles de agua

“Para el cálculo de sobreelevación del agua y capacidad hidráulica se realiza en régimen gradualmente variado, el cual permite obtener niveles de agua para geometría fluvial irregular” (p. 100).

Para obtener estos parámetros hidráulicos se utilizó el software HEC-RAS. Las alturas obtenidas de lámina de agua (W.S. Elev), calculadas con el uso de la ecuación de la energía son de 79.46 y 79.29 m.s.n.m río arriba y río abajo respectivamente, como se observa en la siguiente figura:

Plan: PLAN RIO MOCHE Banks-Alignment RS: 335 Profile: T= 140 AÑOS				
E.G. US. (m)	79.79	Element	Inside BR US	Inside BR DS
W.S. US. (m)	79.51	E.G. Elev (m)	79.76	79.69
Q Total (m3/s)	540.42	W.S. Elev (m)	79.46	79.29
Q Bridge (m3/s)	540.42	Crit W.S. (m)	77.62	77.67
Q Weir (m3/s)		Max Chl Dpth (m)	4.30	4.39
Weir Sta Lft (m)		Vel Total (m/s)	2.37	2.73
Weir Sta Rgt (m)		Flow Area (m2)	227.62	197.98
Weir Submerg		Froude # Chl	0.39	0.45
Weir Max Depth (m)		Specif Force (m3)	587.01	547.98
Min El Weir Flow (m)	80.78	Hydr Depth (m)	3.51	3.44
Min El Prs (m)	80.70	W.P. Total (m)	75.47	68.53
Delta EG (m)	0.14	Conv. Total (m3/s)	7373.4	6313.1
Delta w/S (m)	0.24	Top Width (m)	64.87	57.59
BR Open Area (m2)	283.57	Frctn Loss (m)	0.06	0.03
BR Open Vel (m/s)	2.73	C & E Loss (m)	0.01	0.01
Coef of Q		Shear Total (N/m2)	158.88	207.62
Br Sel Method	Energy only	Power Total (N/m s)	0.00	0.00

Figura 17: Condiciones del flujo en la sección del puente, T = 140 años - HEC-RAS.

Fuente: Elaboración propia

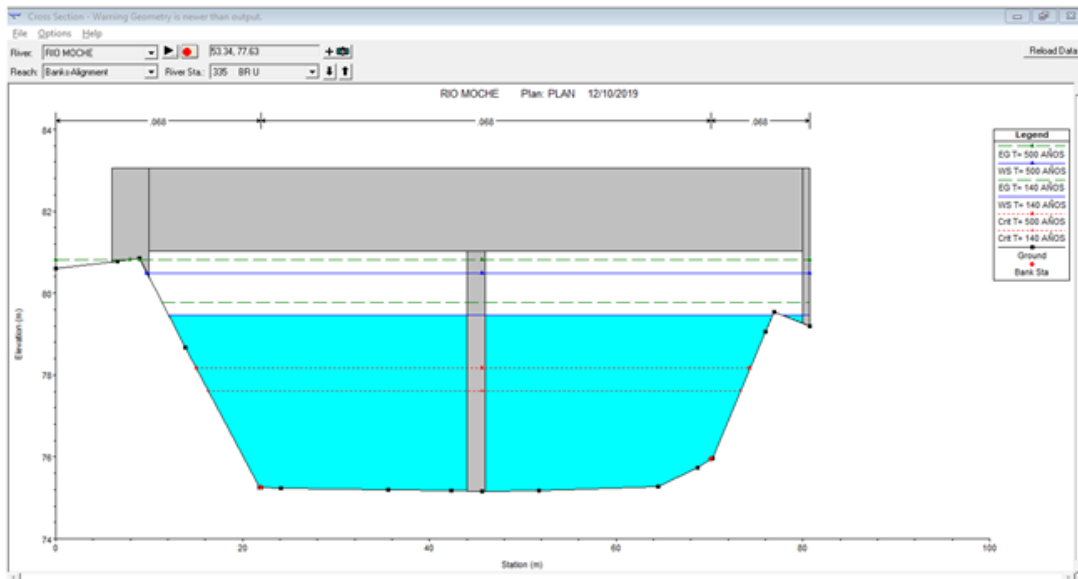


Figura 18: Perfil del flujo en la sección del puente, río arriba - HEC-RAS.

Fuente: Elaboración propia

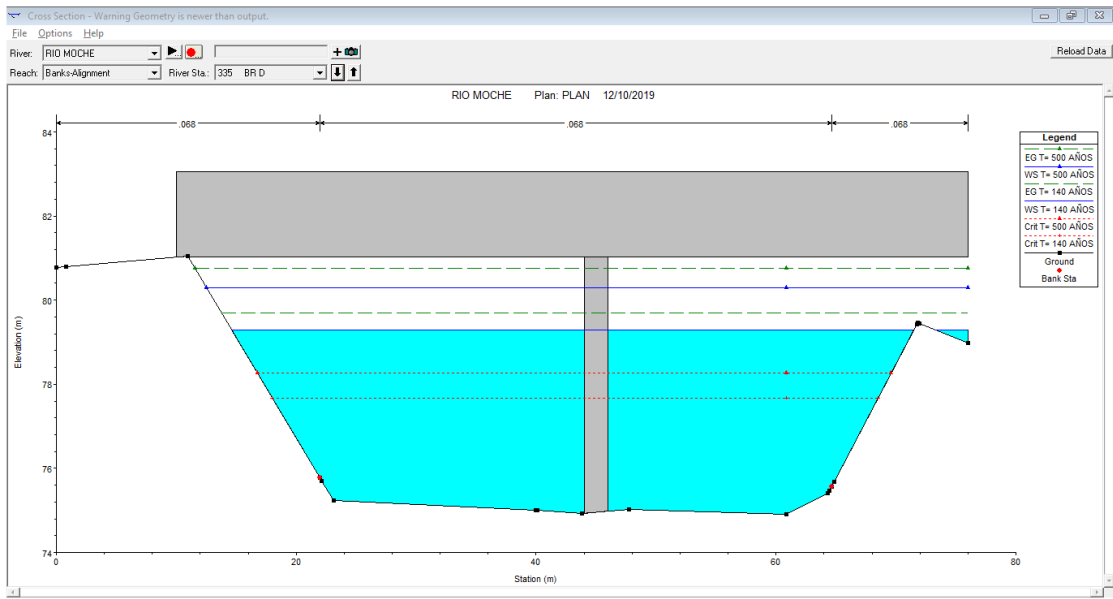


Figura 19: Perfil del flujo en la sección del puente, río abajo – HEC.RAS.

Fuente: Elaboración propia

Tabla 10: Condiciones hidráulicas del perfil del río Moche - tramo puente Conache – T = 140 AÑOS

Tramo	Sección	Perfil	Q Total	Cota inferior de la sección	Altura de lámina de agua	Cota de calado crítico	Altura de energía	% de la línea de energía	Velocidad de agua	Área mojada	Ancho de la superficie Libre de flujo	Número de Froude
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
Puente Conache	720.31	T= 140 años	540.42	79.62	83.47		84.19	0.012739	3.92	149.08	49.18	0.66
Puente Conache	720	T= 140 años	540.42	79.62	83.44		84.19	0.013249	3.97	146.84	48.77	0.67
Puente Conache	700	T= 140 años	540.42	79.36	82.93		83.86	0.018454	4.43	131.63	47.77	0.78
Puente Conache	680	T= 140 años	540.42	79.05	82.51		83.47	0.019884	4.50	129.37	48.54	0.80
Puente Conache	660	T= 140 años	540.42	78.87	82.05	81.81	83.05	0.022417	4.54	126.66	50.36	0.84
Puente Conache	640	T= 140 años	540.42	78.52	81.80		82.60	0.017234	4.06	140.72	53.89	0.74
Puente Conache	620	T= 140 años	540.42	78.20	81.56		82.25	0.014355	3.75	152.22	56.80	0.68
Puente Conache	600	T= 140 años	540.42	77.97	81.19		81.93	0.017145	3.88	146.01	58.19	0.73
Puente Conache	580	T= 140 años	540.42	77.72	80.97		81.59	0.013656	3.54	159.64	60.99	0.66
Puente Conache	560	T= 140 años	540.42	77.51	80.71		81.31	0.013701	3.47	162.08	63.34	0.65
Puente Conache	540	T= 140 años	540.42	77.38	80.48		81.02	0.013056	3.31	169.15	67.16	0.64

Puente Conache	520	T= 140 años	540.4 2	77.12	80.34		80.76	0.00953 6	2.92	191.70	72.28	0.55
Puente Conache	500	T= 140 años	540.4 2	76.92	80.21		80.57	0.00802 4	2.73	205.23	75.52	0.50
Puente Conache	480	T= 140 años	540.4 2	76.58	80.11		80.42	0.00592 4	2.48	226.51	77.33	0.44
Puente Conache	460	T= 140 años	540.4 2	76.34	80.03		80.30	0.00486 2	2.32	242.30	79.39	0.40
Puente Conache	440	T= 140 años	540.4 2	76.19	79.94		80.20	0.00459 4	2.28	246.92	85.15	0.39
Puente Conache	420	T= 140 años	540.4 2	75.90	79.88		80.11	0.00385 8	2.17	263.90	86.75	0.36
Puente Conache	400	T= 140 años	540.4 2	75.65	79.78		80.03	0.00404 4	2.25	256.42	82.54	0.37
Puente Conache	380	T= 140 años	540.4 2	75.46	79.69		79.95	0.00403 6	2.28	251.11	77.34	0.37
Puente Conache	360	T= 140 años	540.4 2	75.30	79.61		79.87	0.00387 6	2.31	248.85	73.05	0.37
Puente Conache	340	T= 140 años	540.4 2	75.16	79.51	77.55	79.97	0.00387 2	2.40	239.69	68.33	0.37
Puente Conache	335	Puente										
Puente Conache	320	T= 140 años	540.4 2	74.90	79.27		79.65	0.00535 0	2.80	205.60	59.36	0.43
Puente Conache	300	T= 140 años	540.4 2	74.39	79.02		79.52	0.00697 2	3.21	179.79	50.03	0.50
Puente Conache	280	T= 140 años	540.4 2	74.05	78.67		79.34	0.00920 4	3.72	155.58	42.63	0.57
Puente Conache	260	T= 140 años	540.4 2	73.52	78.27		79.12	0.01133 1	4.25	139.48	38.61	0.64

Puente Conache	240	T= 140 años	540.4 2	73.28	77.97		78.88	0.01239 2	4.44	135.49	37.36	0.67
Puente Conache	220	T= 140 años	540.4 2	73.03	77.87		78.61	0.00942 7	4.02	149.80	38.48	0.59
Puente Conache	200	T= 140 años	540.4 2	72.77	77.56		78.40	0.01115 9	4.32	141.92	39.69	0.64
Puente Conache	180	T= 140 años	540.4 2	72.52	77.44		78.16	0.00914 0	3.99	153.33	40.49	0.58
Puente Conache	160	T= 140 años	540.4 2	72.42	77.29		77.97	0.00855 2	3.86	157.37	41.68	0.56
Puente Conache	140	T= 140 años	540.4 2	72.23	77.12		77.80	0.00847 3	3.86	157.84	41.80	0.56
Puente Conache	120	T= 140 años	540.4 2	71.90	77.03		77.62	0.00690 5	3.56	168.75	41.38	0.51
Puente Conache	100	T= 140 años	540.4 2	71.53	76.97		77.46	0.00546 5	3.27	182.97	40.78	0.46
Puente Conache	80	T= 140 años	540.4 2	71.36	76.79		77.34	0.00619 4	3.50	172.68	39.49	0.49
Puente Conache	60	T= 140 años	540.4 2	71.23	76.56		77.20	0.00714 5	3.73	161.09	36.42	0.52
Puente Conache	40	T= 140 años	540.4 2	71.05	76.33		77.04	0.00817 2	3.95	152.86	36.14	0.56
Puente Conache	20	T= 140 años	540.4 2	70.85	76.16		76.88	0.00817 6	3.99	152.68	35.41	0.56
Puente Conache	0	T= 140 años	540.4 2	70.67	75.61	74.66	76.65	0.01250 4	4.73	127.60	32.18	0.68

Fuente: Elaboracion propia

4.2.2.3.2. Estimación de la socavación

A. Proceso de socavación asociado al diseño de puentes

“La estimación de profundidad de socavación potencial total está dada por la suma de la socavación general que ocurre independientemente de la presencia del puente, socavación por contracción debido al estrechamiento del cauce por la presencia del puente y la socavación local que se produce en la zona de los apoyos” (p. 102).

Para la estimación de socavación se tienen en cuenta las condiciones del flujo en la sección del puente y perfil del río para un periodo de retorno de 500 años.

Plan: PLAN RIO MOCHE Banks-Alignment RS: 335 Profile: T= 500 AÑOS				
		Element	Inside BR US	Inside BR DS
E.G. US. (m)	80.84	E.G. Elev (m)	80.82	80.75
W.S. US. (m)	80.52	W.S. Elev (m)	80.48	80.30
Q Total (m3/s)	744.11	Crit W.S. (m)	78.16	78.27
Q Bridge (m3/s)	744.11	Max Chl Dpth (m)	5.32	5.40
Q Weir (m3/s)		Vel Total (m/s)	2.52	2.87
Weir Sta Lft (m)		Flow Area (m2)	295.74	258.90
Weir Sta Rgt (m)		Froude # Chl	0.38	0.43
Weir Submerg		Specif Force (m3)	914.55	848.94
Weir Max Depth (m)		Hydr Depth (m)	4.35	4.21
Min El Weir Flow (m)	80.78	W.P. Total (m)	81.97	75.76
Min El Prs (m)	80.70	Conv. Total (m3/s)	10660.1	9100.4
Delta EG (m)	0.12	Top Width (m)	68.00	61.51
Delta WS (m)	0.24	Frctn Loss (m)	0.06	0.03
BR Open Area (m2)	283.57	C & E Loss (m)	0.01	0.01
BR Open Vel (m/s)	2.87	Shear Total (N/m2)	172.38	224.05
Coef of Q		Power Total (N/m s)	0.00	0.00
Br Sel Method	Energy only			

Errors, Warnings and Notes

Select Profile

Figura 20: Condiciones del flujo en la sección del puente, T = 500 años - HEC-RAS.

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 11: Condiciones hidráulicas del perfil del río Moche - tramo puente Conache – T = 500 AÑOS

Tramo	Sección	Perfil	Q	Cota inferior de la sección	Altura de lámina de agua	Cota de calado crítico	Altura de energía	% de la línea de energía	Velocidad de agua	Área mojada	Ancho de la superficie Libre de flujo	Número de Froude
			(m ³ /s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m ²)	(m)	
Puente Conache	720.31	T= 500 años	744.11	79.62	84.07		85.08	0.014596	4.65	181.87	64.12	0.72
Puente Conache	720	T= 500 años	744.11	79.62	84.04		85.07	0.015049	4.69	178.76	61.23	0.73
Puente Conache	700	T= 500 años	744.11	79.36	83.55	83.16	84.72	0.018945	5.03	161.90	50.88	0.81
Puente Conache	680	T= 500 años	744.11	79.05	83.07	82.80	84.32	0.021051	5.16	157.45	51.52	0.85
Puente Conache	660	T= 500 años	744.11	78.87	82.60	82.42	83.87	0.023261	5.18	154.92	53.32	0.88
Puente Conache	640	T= 500 años	744.11	78.52	82.37		83.39	0.017737	4.61	172.45	56.99	0.77
Puente Conache	620	T= 500 años	744.11	78.20	82.15		83.02	0.014746	4.26	186.39	59.84	0.71
Puente Conache	600	T= 500 años	744.11	77.97	81.82		82.71	0.016199	4.31	183.49	61.49	0.74
Puente Conache	580	T= 500 años	744.11	77.72	81.64		82.38	0.012655	3.9	201.58	64.31	0.65
Puente Conache	560	T= 500 años	744.11	77.51	81.43		82.12	0.011846	3.75	209.15	66.95	0.63
Puente Conache	540	T= 500 años	744.11	77.38	81.28		81.87	0.010283	3.48	224.19	70.76	0.59

Puente Conache	520	T= 500 años	744.1 1	77.12	81.19		81.66	0.00749 7	3.08	255.5 6	80.64	0.51
Puente Conache	500	T= 500 años	744.1 1	76.92	81.10		81.50	0.00629 7	2.88	277.9 4	94.25	0.47
Puente Conache	480	T= 500 años	744.1 1	76.58	81.04		81.37	0.00478 8	2.63	304.6 1	95.31	0.41
Puente Conache	460	T= 500 años	744.1 1	76.34	80.98		81.27	0.00394 8	2.46	324.5 7	93.36	0.38
Puente Conache	440	T= 500 años	744.1 1	76.19	80.91		81.19	0.00371 7	2.42	332.7 8	95.71	0.37
Puente Conache	420	T= 500 años	744.1 1	75.90	80.87		81.11	0.00308 8	2.28	355.5 7	95.41	0.34
Puente Conache	400	T= 500 años	744.1 1	75.65	80.79		81.05	0.00325 7	2.37	345.2 7	91.96	0.35
Puente Conache	380	T= 500 años	744.1 1	75.46	80.69		80.98	0.00342 6	2.45	331.2 7	88.04	0.36
Puente Conache	360	T= 500 años	744.1 1	75.30	80.62		80.91	0.00328 3	2.47	324.6 2	83.21	0.35
Puente Conache	340	T= 500 años	744.1 1	75.16	80.52	78.08	80.84	0.00342 8	2.61	310.4 0	71.08	0.36
Puente Conache	335	Puente										
Puente Conache	320	T= 500 años	744.1 1	74.90	80.29		80.72	0.00468 8	3.02	268.5 4	63.47	0.42
Puente Conache	300	T= 500 años	744.1 1	74.39	80.02		80.60	0.00619 8	3.49	234.4 2	56.41	0.49
Puente Conache	280	T= 500 años	744.1 1	74.05	79.64		80.43	0.00847 7	4.09	197.8	44.57	0.57
Puente Conache	260	T= 500 años	744.1 1	73.52	79.2		80.22	0.01080 3	4.70	175.8 7	39.83	0.64

Puente Conache	240	T= 500 años	744.1 1	73.28	78.9		79.98	0.01180 3	4.91	170.6 4	38.35	0.67
Puente Conache	220	T= 500 años	744.1 1	73.03	78.81		79.72	0.00925 9	4.50	186.1	38.63	0.60
Puente Conache	200	T= 500 años	744.1 1	72.77	78.56		79.52	0.01009 5	4.68	181.6 7	39.69	0.63
Puente Conache	180	T= 500 años	744.1 1	72.52	78.47		79.30	0.00840 6	4.35	194.7 2	40.49	0.57
Puente Conache	160	T= 500 años	744.1 1	72.42	78.34		79.12	0.00773 5	4.19	201.0 5	41.68	0.55
Puente Conache	140	T= 500 años	744.1 1	72.23	78.19		78.97	0.00757 5	4.17	202.6	41.8	0.55
Puente Conache	120	T= 500 años	744.1 1	71.90	78.11		78.80	0.00643 1	3.91	213.2 6	41.38	0.51
Puente Conache	100	T= 500 años	744.1 1	71.53	78.05		78.66	0.00535 9	3.66	226.8 1	40.78	0.47
Puente Conache	80	T= 500 años	744.1 1	71.36	77.85		78.54	0.00604 3	3.91	214.8 1	39.49	0.50
Puente Conache	60	T= 500 años	744.1 1	71.23	77.59		78.39	0.00716 1	4.21	198.5 2	36.42	0.54
Puente Conache	40	T= 500 años	744.1 1	71.05	77.35		78.24	0.00804 2	4.42	189.9 4	36.14	0.57
Puente Conache	20	T= 500 años	744.1 1	70.85	77.17		78.07	0.00817 7	4.50	188.6 1	35.41	0.57
Puente Conache	0	T= 500 años	744.1 1	70.67	76.55	75.53	77.83	0.01250 3	5.32	158.4 8	33.12	0.70

Fuente: Elaboracion propia

B. Socavación general

“la máxima socavación del cauce se produce cuando se alcanza la condición de transporte crítico, se produce arrastre del material del lecho, modificando la sección del río dando lugar a una nueva sección obviamente socavada” (p. 104).

La socavación general por contracción es estimada por los métodos de Lischtavn – Levediev, Straub y Laursen (Ver Anexo N° 08).

Tabla 12: Resumen de estimación de socavación general

Método	Profundidad de socavación (m)	Promedio (m)
Lischtavn – Levediev	0.800	0.757
Straub	0.736	
Laursen	0.734	

Fuente: Elaboración propia.

C. Socavación local

Se estimó la socavación local en pilares y estribos de acuerdo a lo establecido en el Manual de hidrología, hidráulica y drenaje del MTC.

C.1. Estimación de socavación local en pilares.

“Los métodos existentes para el cálculo de socavación en pilares no son exactos, ya que la mayoría de ecuaciones se aplican a cauces con lecho móvil de materias poco compactas y no se considera la posibilidad de que el hoyo producto de la socavación sea acorazada por las materias más gruesas del lecho limitando la profundidad de socavación. Breusers (1965), propuso que la profundidad de socavación en función del ancho del pilar era de 1,4 veces el ancho, recientemente B.W. Melville, Sutherland y Chan reportaron que la profundidad de socavación

aproximada alcanzaba un máximo de 2.4 veces el ancho del pilar para el caso de pilares circulares” (p. 104).

La socavación local en pilares es estimada por los métodos de Laursen y Toch, Neil y Arunachalam (Ver Anexo N° 09).

Tabla 13: Resumen de estimación de socavación local en pilares

Método	Profundidad de socavación (m)	Promedio (m)
Laursen y Toch	3.432	3.513
Neil	3.226	
Arunachalam	3.88	

Fuente: Elaboración propia

C.2. Estimación de socavación local en estribos.

“Los métodos existentes para el cálculo de socavación en estribos son: Liu, Chang y Skinner, Laursen, Froehlich, Artamonov, Hire y Melville. Estos métodos tienen limitaciones de tipo práctico, debido a que estas ecuaciones se desarrollaron de investigaciones en laboratorio y poca información en campo para su verificación; todas las ecuaciones propuestas dan como resultado profundidades de socavación conservadoras” (p. 139).

En el proyecto no existe socavación local en estribos porque los estribos no están obstruyendo el paso del agua.

4.3. Estudio geotécnico

4.3.1. Finalidad del estudio geotécnico

El estudio geotécnico tiene como finalidad evaluar las características físicas y mecánicas del suelo, los resultados obtenidos nos permitirán el diseño de apoyos (estribos y pilares) del puente Conache.

4.3.2. Ensayo de corte directo

4.3.2.1. Objetivos del ensayo de corte directo

El ensayo de corte directo nos permite la determinación en el laboratorio de la cohesión y el ángulo de fricción interno, valores que son fundamentales para establecer los futuros esfuerzos mayores a los que puede estar sometido el suelo en estudio para evitar que falle o sufra deformaciones considerables.

4.3.2.2. Alcances del ensayo de corte directo

El ensayo en cuestión es ejecutado para determinar la resistencia al corte de un suelo, se desarrolla mediante la deformación de un espécimen en un rango de deformación controlada. Se resalta la utilización común de tres pruebas, cada una bajo una distinta carga normal para lograr determinar el efecto de la resistencia, desplazamiento y las propiedades resistentes.

- Los esfuerzos de corte y los desplazamientos no se reparten equitativamente dentro de la muestra y no se logra definir una altura apropiada para calcular las posteriores deformaciones.
- La determinación de las envolventes de falla y el desarrollo de criterios para interpretar y evaluar los resultados del ensayo se optan por el criterio del ingeniero o de la oficina que solicita el ensayo.
- Los resultados del ensayo pueden verse alterados por la composición de partículas de suelo o fragmento de piedra, o ambos.
- Las condiciones de prueba incorporando el esfuerzo normal y la humedad ambiental son seleccionadas. Las cuales representan las condiciones del suelo que son investigadas.

4.3.2.3. Extracción de muestras

Para la extracción de muestras se realizó dos calicatas a 3.00 metros de profundidad en la ubicación de los estribos del nuevo

puente Conache, no se realizó calicata para el pilar debido a las condiciones del cauce del río que no permitió la excavación:

Tabla 14: Ubicación de calicatas para corte directo

N° CALICATA	UBICACIÓN	COORDENADAS	
		NORTE	ESTE
C-5	Estribo izquierdo	9102915.778	726339.298
C-6	Estribo derecho	9102883.167	726373.661

Fuente: Elaboración propia

4.3.2.4. Resultados

Los valores de cohesión y ángulo de fricción interno obtenidos son los siguientes:

Tabla 15: Componentes de la resistencia al corte (Calicata N° 5)

PARÁMETROS	MÁXIMO
Tan ϕ	0.59
Angulo de fricción (ϕ)	31
Cohesión (c) kg/ cm ²	0

Fuente: Elaboración propia

Tabla 16: Componentes de la resistencia al corte (Calicata N° 6)

PARÁMETROS	MÁXIMO
Tan ϕ	0.57
Angulo de fricción (ϕ)	30
Cohesión (c) kg/ cm ²	0.01

Fuente: Elaboración propia

4.4. Estudio sísmico

Los puentes son diseñados para que permanezcan funcionales luego de estar expuestos a un sismo importante que sus componentes se comporten dentro del régimen elástico, sin embargo, si están expuestos a movimientos sísmicos que tengan el 7% de probabilidad de excedencia en 75 años se acepta daño significativo e interrupción del servicio (Manual de puentes, 2018, p.110).

4.4.1. Peligro sísmico

El peligro sísmico es caracterizado por el espectro de respuesta o espectro de diseño para la ubicación del puente. Es necesario el diseño de espectro de respuesta para las siguientes condiciones.

- Si el puente se ubica dentro de 10km de una falla activa.
- Si el puente se ubica en una zona clasificada por tipo F.
- En la región se esperan sismos de larga duración.
- Para puentes no convencionales que se ubican en las zonas sísmicas 1,2,3 o 4.

4.4.1.1. Zona sísmica donde se ubica el puente.

El puente Conache se ubica en el distrito de Laredo, provincia de Trujillo – La Libertad. Según la norma E.030 Diseño Sismorresistente del Reglamento Nacional de Edificaciones, el proyecto se está ubicado en la zona sísmica 4.

4.4.2. Espectro de diseño para el puente Conache

“De acuerdo a lo establecido de las normas ASSHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design, para el diseño sísmico de puentes se asigna un análisis sísmico probabilístico del suelo para una probabilidad de excedencia del siete por ciento para un periodo de vida útil de la estructura de 75 años con lo cual se obtienen parámetros para el diseño de espectros de respuesta” (p.558).

Los parámetros de diseño para el puente Conache se obtienen de los mapas de isoaceleraciones espectrales suelo tipo B, ASSHTO 2014 (Roca) y de las tablas de factores de sitio.

$$PGA = 0.5 g$$

$$S_s = 1.2 g$$

$$S_1 = 0.46 g$$

Tabla 17: Definición de clase de sitio

clase de sitio	Tipo de suelo y perfil
A	Roca dura con medida de velocidad de onda de corte, $\overline{v_s} > 5000$ ft/s
B	Roca con $2500 \text{ ft/s} < \overline{v_s} < 5000 \text{ ft/s}$
C	Suelo muy denso y roca suelo $1200 \text{ ft/s} < \overline{v_s} < 2500 \text{ ft/s}$, o con cualquiera $\overline{N} > 50$ golpes/ft, o $\overline{S_u} > 2.0$ ksf
D	Suelo rígido con $600 \text{ ft/s} < \overline{v_s} < 1200 \text{ ft/s}$, o con cualquiera $15 < \overline{N} < 50$ golpes/ft, o $1.0 < \overline{S_u} < 2.0$ ksf
E	Perfil del suelo con $\overline{v_s} < 600 \text{ ft/s}$ o con cualquiera $< \overline{N} 15$ golpes/ft o $\overline{S_u} < 1.0$ kdf, o cualquier perfil con más de 10 ft de arcilla blanda definida como suelo con $PI > 20$, $w > 40$ por cierto y $\overline{S_u} < 0.5$ ksf
F	Suelos que requieren evaluaciones específicas de sitio, tales como: <ul style="list-style-type: none"> • Turbas o arcillas altamente orgánicas ($H > 10$ ft de turba o arcilla altamente orgánica donde $H =$ espesor del suelo) • Arcillas de alta plasticidad ($H > 25$ ft con $PI > 75$) • Estratos de arcillas de buen espesor, blandas o semirrígidas ($H > 120$ ft)
Excepciones :	Cuando las propiedades del suelo no son conocidas con suficiente detalle para determinar la clase de sitio, se emprenderá una investigación de sitio suficiente para definir su clase. Las clases de sitio E o F no serán supuestas a no ser que la entidad determine la clase de sitio E o F o estas sean establecidas por datos geotécnicos.

Fuente: Manual de Puentes, 2018.

Según el estudio de mecánica de suelos el sitio de la ubicación del proyecto es tipo E.

Tabla 18: Valores de factor de sitio, F_{pga} En Periodo – Cero en el Espectro de Aceleración

Clase de Sitio	Coeficiente aceleración pico del Terreno (PGA) ¹				
	$PGA < 0.10$	$PGA = 0.20$	$PGA = 0.30$	$PGA = 0.40$	$PGA > 0.50$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F^2	*	*	*	*	*

Fuente: Manual de puentes, 2018

Interpolando:

$$F_{pga} = 0.9$$

Tabla 19: Valores de factor de sitio, F_a , para rango de periodo corto en el Espectro de Aceleración

Clase de Sitio	Coeficiente aceleración Espectral en Periodo 0.2s (S_s)				
	$S_s < 0.25$	$S_s = 0.50$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1.00$	$S_s > 1.25$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F^2	*	*	*	*	*

Fuente: Manual de puentes, 2018

Interpolando:

$$F_a: 0.9$$

Tabla 20: res de factor de sitio, F_v , Para rango de periodo largo en el Espectro de Aceleración

Clase de Sitio	Coeficiente aceleración Espectral en Periodo 1.0s (S_1)				
	$S_1 < 0.10$	$S_1 = 0.20$	$S_1 = 0.30$	$S_1 = 0.40$	$S_1 > 0.50$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F^2	*	*	*	*	*

Fuente: Manual de puentes, 2018

Interpolando:

$$F_v: 2.4$$

Determinando “ A_s ”, “ S_{DS} ” y “ S_{D1} ”

$$A_s = F_{pga}PGA = 0.45 g$$

$$S_{DS} = F_a S_s = 1.08 g$$

$$S_{D1} = F_v S_1 = 1.104 g$$

Determinando el periodo corto y largo:

$$T_0 = 0.2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 0.2044 g$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 1.0222 g$$

Determinando el espectro de aceleraciones:

$$C_{sm} = (S_{DS} - A_s) \frac{T}{T_0} + A_s \quad \Rightarrow \quad T \leq T_0$$

$$C_{sm} = S_{DS} \quad \Rightarrow \quad T_0 \leq T \leq T_s$$

$$C_{sm} = \frac{S_{D1}}{T} \quad \Rightarrow \quad T \geq T_s$$

Con los parámetros de construcción de espectro de diseño según ASSHTO, 2014 para el puente Conache obtenidos en la tabla anterior, se presenta su correspondiente diseño de espectro horizontal.

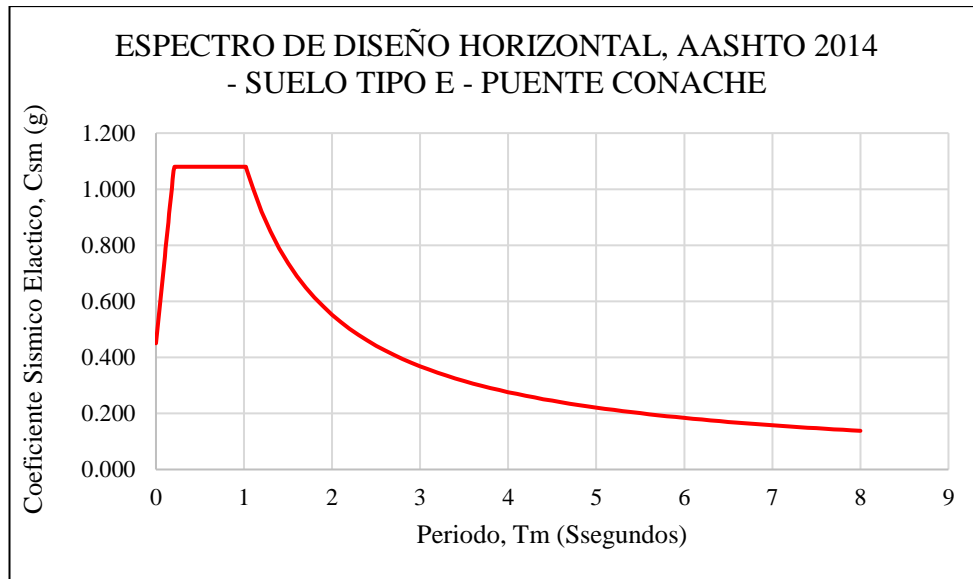


Figura 21: Espectro de diseño horizontal, ASSHTO 2014 - Suelo tipo E - Puente Conache
Fuente: Elaboración propia

4.5. Estudio de tráfico

4.5.1. Generalidades

4.5.1.1. Ubicación

El estudio de tráfico se realizará en la carretera “Cruce Carretera Industrial – Centro Poblado Santo Domingo” la cual se ubica geográficamente en la región La Libertad, Provincia de Trujillo, Distrito de Laredo.

4.5.1.2. Finalidad

El estudio de tráfico, es desarrollado sustancialmente para lograr obtener la información básica para determinar los indicadores de tráfico que presenta la carretera “Cruce Carretera Industrial – Centro Poblado Santo Domingo” para el diseño del Puente Conache.

4.5.1.3. Alcance del trabajo

El trabajo estará distribuido de la siguiente manera

a. Planificación

En esta etapa se desarrollará el reconocimiento de la cerreta, para buscar la zona indicada donde ubicar la estación de

conteo vehicular, previamente coordinada con las personas correspondientes.

El conteo vehicular y clasificación se llevará a cabo los 7 días de la semana (lunes, martes, miércoles, jueves, viernes, sábado y domingo) en la estación previamente establecida. El formato utilizado es el que brinda el MTC (Ministerio de Transportes y Comunicaciones), de acuerdo al Reglamento Nacional Vehicular Vigente.

b. Etapa de campo

Corresponde al conteo vehicular.

c. Etapa de gabinete

Conteo de trafico

- Se explica la metodología a desarrollar.
- Se procede a la revisión y consistencia de los datos obtenidos en campo.
- Se selecciona el Factor de Correlación justificado posteriormente, en base a la información existente en las publicaciones del MTC o en datos de peajes cercanos.
- Se efectúa el cálculo del IMDA.

4.5.2. Estación de control

Para el proyecto “Diseño estructural del puente Conache ubicado en la carretera vecinal Cruce Carretera Industrial – Centro Poblado Santo Domingo, sobre el río Moche” solo se consideró una estación de control, la cual se ubicó en el actual puente Conache, sobre el río Moche.

Tabla 21: Datos de estación de control vehicular.

CÓDIGO	ESTACIÓN	ESTUDIO	UBICACIÓN
E - 1	Puente Conache	Conteo	Santo Domingo

Fuente: Elaboración propia



Figura 22: Ubicación de la estación de control

Fuente: Elaboración propia

4.5.3. Características del conteo

El conteo vehicular presenta las siguientes características:

- a. Los conteos se desarrollaron los siete días de la semana en la única estación establecida, a los siete días de la semana correspondientes (lunes, martes, miércoles, jueves, viernes, sábado y domingo), iniciando del día lunes 30 septiembre y culminado el lunes 6 de octubre del año 2019.
- b. El conteo se realizó durante las 24 horas del día, para lograr de esta manera la correcta identificación de los vehículos cada hora, además de constatar el comportamiento del flujo vehicular.
- c. El conteo se inició desde las 00.00 horas de cada día, en tres turnos de 8 horas por cada brigada, asegurando una adecuada efectividad y concentración en el desarrollo de esta actividad.
- d. Los conteos eran cerrados cada hora real del día, de esta manera se garantizaba la evaluación de posibles magnitudes extraordinarias de flujo vehicular.
- e. El conteo se desarrollaba de una manera muy rigurosa, teniendo en cuenta cada sentido de los vehículos.

- f. Las fichas empleadas en el conteo vehicular fueron descargadas del MTC (Ministerio de Transportes y Comunicaciones), de acuerdo a los reglamentos.
- g. La clasificación vehicular empleada se muestra a continuación.
 - Autos
 - Station Wagon
 - Pick up
 - Camioneta rural
 - Micro
 - Bus
 - Camión
 - Semitrayer
 - Trayler

4.5.4. Procesamiento de la información

El procesamiento de los datos obtenidos en campo forma parte de la etapa de gabinete, la cual consiste en pasar todo ese contenido al programa Microsoft Excel; a través de hojas de cálculo permitiendo analizar y graficar los datos con mayor orden y mejor visualización.

4.5.5. Cálculo del índice medio diario anual (IMDA)

4.5.5.1. Resumen semanal del conteo vehicular

Se presenta los datos del promedio total de vehículos que pasaron en el transcurso de los 7 días que se procedió con el conteo vehicular (Ver Anexo N° 12).

4.5.5.2. Censo de tráfico vehicular diario (Vi)

Consiste en la sumatoria de todos los vehículos que pasaron durante los 7 días que se realizó el censo vehicular, se presenta a continuación.

Tabla 22: Tráfico vehicular diario (Vi)

DIA	Vi	
Lunes	1763	Vehículo/día
Martes	1120	Vehículo/día
Miércoles	1265	Vehículo/día
Jueves	1340	Vehículo/día
Viernes	1538	Vehículo/día
Sábado	2037	Vehículo/día
Domingo	2177	Vehículo/día

Fuente: Elaboración propia

4.5.5.3. Índice medio diario semanal (IMDS)

El IMDS se calcula con la siguiente fórmula:

$$IMDS = \frac{Vi(L) + Vi(M) + Vi(M) + Vi(J) + Vi(V) + Vi(S) + Vi(D)}{7}$$

$$IMDS = \frac{1763 + 1120 + 1265 + 1340 + 1538 + 2037 + 2177}{7}$$

$$IMDS = 1606 \text{ vehículos/día}$$

4.5.5.4. Factor de corrección estacional

El factor de corrección se calcula para prevenir posibles errores que puedan ocurrir y sobre todo ayuda a realizar un cálculo más preciso del censo vehicular. Los errores se pueden presentar cuando el censo se hizo en un día festivo de gran demanda vehicular o quizá en una situación totalmente inversa. Para nuestra tesis utilizamos un factor de corrección de 13% como un promedio del tipo de carretera. Este dato asumimos debido a que no encontramos registros anteriores de la carretera en estudio.

4.5.5.5. Índice medio diario anual (IMDA)

Según el Manual Diseño Geométrico de Carreteras, (2018) “representa el promedio aritmético de los volúmenes diarios para todos los días del año, previsible o existente en una sección dada de la vía. Su conocimiento de una idea cuantitativa de la importancia de la vía en la sección considerada y permite realizar los cálculos de factibilidad económica” (p. 93).

El IMDA se calcula de la siguiente manera.

$$IMDA = IMDS * Fc$$

$$IMDA = 1606 * 1.10$$

$$IMDA = 1766 \text{ veh\u00edculos/d\u00eda}$$

4.6. Estudio de trazo y dise\u00f1o vial de los accesos

4.6.1. Generalidades

El estudio de trazo y dise\u00f1o vial de los accesos se realiza con el objetivo de definir las caracter\u00edsticas geom\u00e9tricas y t\u00e9cnicas del tramo de carretera que enlazara el puente en su nueva ubicaci\u00f3n con la carretera existente.

4.6.2. Dise\u00f1o geom\u00e9trico

Para el dise\u00f1o geom\u00e9trico de los accesos que forman parte del trazo vial del Puente Conache se recurri\u00f3 al Manual de dise\u00f1o Geom\u00e9trico de Carreteras, en este presente estudio se desarrollaron aspectos de \u00edndole normativo como de recomendaci\u00f3n general y abarcan exclusivamente temas geom\u00e9tricos, relativos al dise\u00f1o de carreteras en \u00e1reas rurales.

El dise\u00f1o geom\u00e9trico abarca la definici\u00f3n del alineamiento horizontal y perfil longitudinal del eje, las caracter\u00edsticas geom\u00e9tricas (ancho) ancho de la calzada, bermas y cunetas en las diferentes zonas de corte y relleno en los tramos de los accesos.

En la actualidad el Puente Conache tiene un solo acceso que es una v\u00eda de dos carriles con un ancho de calzada total 6.60 m, conformados por una v\u00eda asfaltada de trazo recto y asfaltado en su totalidad, para la ruta Laredo

– Santo Domingo, y con 60% de asfaltado y 40% trocha carrozable para la ruta Laredo – Conache.

4.6.3. Clasificación de la vía

4.6.3.1. Clasificación de acuerdo a la demanda

La carretera Cruce Carretera Industrial – Centro Poblado Santo Domingo, tiene un Índice Medio Diario Anual de 1766 vehículos/día, y de acuerdo a la clasificación del Manual de Diseño Geométrico de Carreteras del año 2018 del Ministerio de Transportes y Comunicaciones, la vía se clasifica como una Carretera de Segunda clase.

Debemos mencionar que esta vía conforma el eje de transporte y comunicación principal del valle Santa Catalina, dado que conecta los centros poblados de Santo Domingo, Conache y Pampas de San Juan principalmente; además de los anexos como: El Quinto, Chanchamayo, Las Dunas, Cacique, Las Lomas, La Cajamarquina, Bellavista y el Pedregal. Además, debemos mencionar que son el principal medio de transporte de mercancías por parte de las empresas propias de la zona dedicadas a la Agricultura, Ganadería, Industria, etc.

4.6.3.2. Clasificación según condiciones orográficas

La carretera en estudio está construida en un terreno costero, que no presenta pendientes considerables, además está constituida mayormente por tramos rectos asegurando una velocidad constante, la única dificultad se encuentra en la reducción de la vía en el Puente Conache. La carretera presenta pendientes transversales al eje de la vía, menores o iguales al 10%, con pendientes longitudinales por lo general menores al 3% respectivamente, por lo tanto, tenemos una carretera de Terreno Plano (Tipo 1).

4.6.3.3. Elección de la velocidad de diseño

Para determinar la velocidad de diseño correspondiente, dejando en claro que será la velocidad límite que se podrá mantener con seguridad sobre una determinada sección de la carretera, cuando las

circunstancia sean favorables y garantizar de esa manera las condiciones de diseño.

El criterio para la elección de la velocidad de diseño esta dado en función de la importancia o categoría de la vía, de los volúmenes de transito que va a mover, de la configuración topográfica del terreno, de los usos de la tierra, del servicio que se desea ofrecer, de los aspectos ambientales, de la homogeneidad en todo el trayecto de la carretera, de la disponibilidad de los recursos económicos y de las facilidades del financiamiento.

Tabla 23: Rangos de la Velocidad de Diseño en Función a la clasificación de la carretera por demanda y orografía.

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

Fuente: Manual de Carreteras – Diseño Geométrico, 2018.

De acuerdo a la tabla anterior del Manual de Carreteras - Diseño Geométrico 2018, establecemos que la vía será una Carretera de Segunda Clase, con una Velocidad de Diseño igual a 60 (km/h).

4.6.4. Sección transversal

Según lo indicado en el Manual de Puentes, se adopta la sección de la vía existente para conectar el nuevo Puente Conache con la carretera existente.

Tabla 24: Elementos de Vía de los accesos

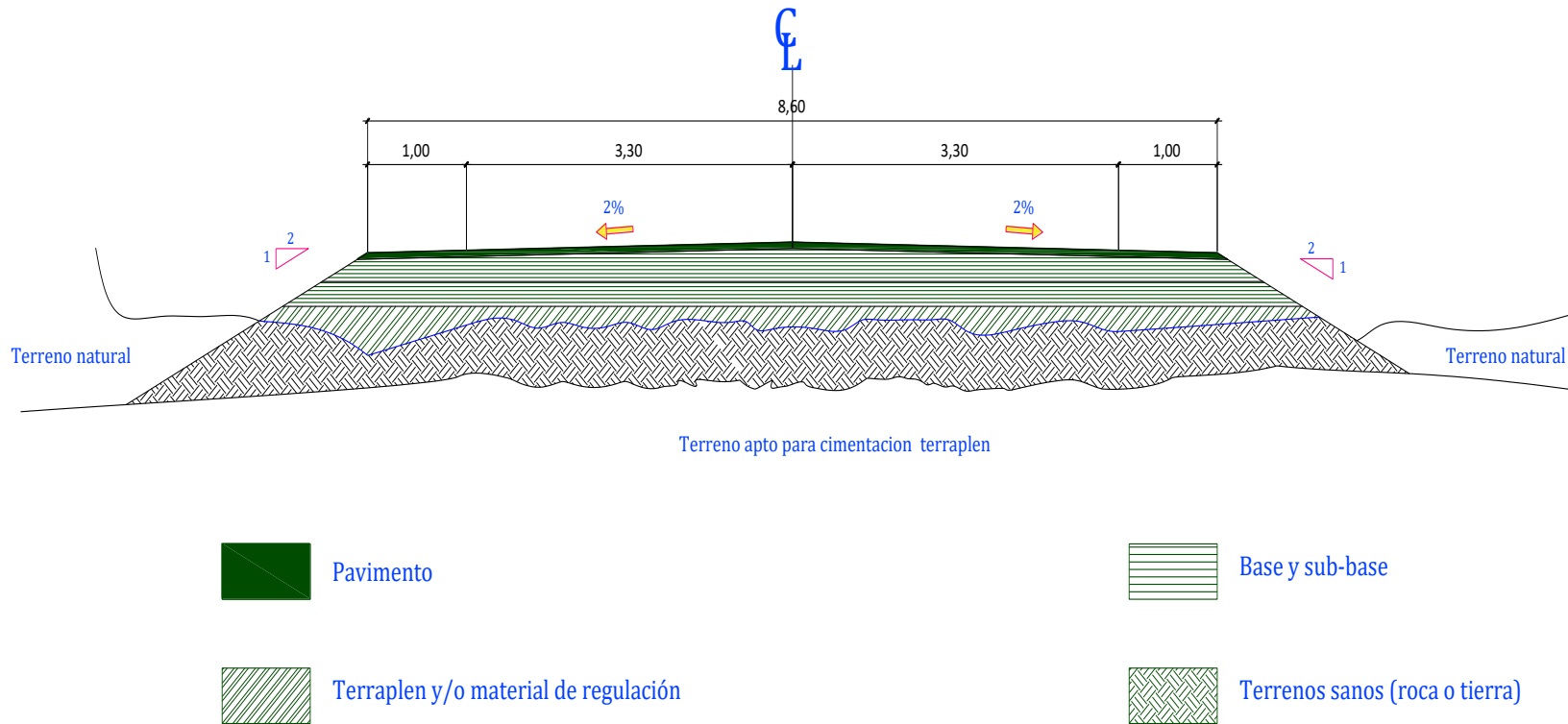
CARACTERÍSTICAS	ACCESO DEL PUENTE CONACHE
Velocidad diseño	60 km/h
Radio mínimo normal	30.0 m
Pendiente máxima normal	8.00 %
Ancho de calzada (dos carriles)	6.60 m
Ancho de veredas	variable
Bombeo en tramos en tangente	2.00 %
Estructura del pavimento	FLEXIBLE
Espesor del pavimento	2"

Fuente: Elaboración propia

Figura 23: Sección transversal típica de la vía existente

SECCIÓN TRANSVERSAL

SECCIÓN TÍPICA



Fuente: Elaboración propia

4.7. Estudio de impacto ambiental

4.7.1. Descripción del proyecto

4.7.1.1. Ubicación física del proyecto

El puente Conache se ubica en el distrito de Laredo, provincia de Trujillo, departamento de La Libertad, en la carretera cruce carretera industrial – Santo Domingo, sobre el río Moche.

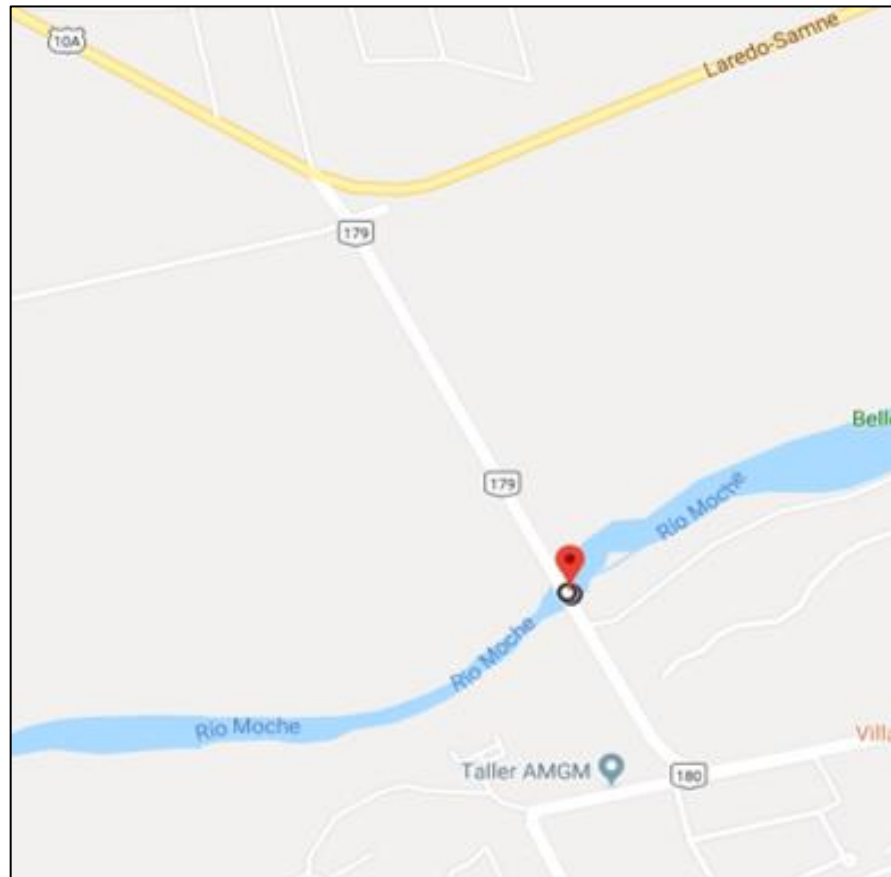


Figura 24: Ubicación del puente Conache
Fuente: Elaboración propia

4.7.1.2. Descripción del área de influencia del proyecto

4.7.1.2.1. Clima

Laredo disfruta de un clima semi cálido con estaciones bien definidas y con lluvias muy escasas principalmente entre los meses de abril, mayo, junio, julio y agosto. El distrito posee una temperatura media anual de 20 °C, en invierno se eleva a 11 °C y en los meses de verano llega a los 30°C.

4.7.1.2.2. Áreas protegidas

El proyecto se encuentra de Áreas Naturales Protegidas (ANP) y zonas de amortiguamiento (ZA) definidas por el Servicio Nacional de Áreas Naturales Protegidas por el Estado (SERNANP).

4.7.1.2.3. Flora y fauna

La flora y fauna del tramo del río Moche donde se ubica el puente, está condicionada por el ciclo hidrológico que influye directamente sobre esta. La fauna está compuesta por las diferentes especies de peces de agua dulce y microorganismos que viven en las plantas en las orillas del río; la fauna está compuesta por todos los tipos de plantas que crecen en las orillas del río, están varían de acuerdo a la estación hidrológica debido a que en época de sequía tienden a disminuir las especies.

4.7.1.2.4. Calidad de suelo

El suelo del río Moche está conformado por materiales andino geomorfológicos que son arrastrados en épocas de grandes avenidas y acumulados a lo largo de todo el lecho del río. Los terrenos adyacentes son agrícolas de buena calidad usados para el sembrío de caña de azúcar, maíz, alfalfa, etc.

4.7.1.2.5. Calidad de agua

El agua del río Moche está contaminada principalmente por relaves de minería, estos relaves son vertidos por la empresa minera Quiruvilca en la cuenca alta del río Moche.

4.7.1.2.6. Población ubicada en el área de influencia del proyecto

El proyecto se encuentra ubicado en el Centro Poblado de Conache del distrito de Laredo – Trujillo – La Libertad, además, este proyecto beneficiará a otros Centros Poblados como: San Pachusco, Santo Domingo y Pampas de San Juan.

4.7.1.3. Características del proyecto

4.7.1.2.1. Descripción técnica del puente

Puente viga continuo de dos tramos de 67.00 metros. El cual reemplazara al puente existente y mejora la transitabilidad de la carretera Cruce carretera Industrial – Santo Domingo.

A continuación, se precisa la descripción detallada del puente Conache:

Puente	: Tipo viga
Longitud total	: 67.00 m
Número de tramos	: 2
Longitud entre apoyos tramo 1	: 36. 00 m
Longitud entre apoyos tramo 2	: 31.00 m
Espesor de losa	: 0.20 m
Ancho de tablero	: 8.95 m
Ancho de calzada	: 6. 6 m
Numero de vías	: 2
Ancho de veredas	: 0.80 m
Numero de veredas	: 2
Numero de barandas	: 2

Los criterios básicos y estándares para el diseño del puente se realizaron de acuerdo a las siguientes normas:

- ✓ Manual de diseño de puentes (2018). Ministerio de transportes y comunicaciones.
- ✓ ASSHTO LRFD Bridge Design Specifications 2012.

4.7.1.2.2. Cronograma de ejecución del proyecto

Para realizar el estudio de impacto ambiental se realizó un cronograma de ejecución de obra aproximado:

Tabla 25: Cronograma de obra para Estudio de Impacto Ambiental

DESCRIPCIÓN	MESES											
	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11	12
1. ETAPA DE PLANIFICACIÓN												
Trabajos preliminares	■											
2. ETAPA DE CONSTRUCCIÓN												
PUENTE												
Subestructura	■	■	■	■	■							
Superestructura						■	■	■	■			
Pavimentación										■		
Varios										■		
VIAS DE ACCESO												
Cunetas											■	
Pavimentación										■	■	
Señalización											■	
DEFENSA RIVEREÑA												
Movimiento de tierras											■	
Enrocado												■
3. CIERRE DE PROYECTO												
Desmontaje de obras provisionales												■

Fuente: Elaboración propia

4.7.1.2.3. Descripción de las actividades

La construcción del puente Conache tiene tres etapas principales que se componen de actividades:

Tabla 26: Actividades en la construcción del puente Conache

ETAPAS	ACTIVIDADES DEL PROYECTO		
1. ETAPA DE PLANIFICACIÓN	Trabajos preliminares	Instalación de campamento y patio de maniobras	
		Limpieza de terreno	
		Trazo, nivelación y replanteo	
2. CONSTRUCCIÓN DE PUENTE	Puente	Subestructura	Movimiento de tierras
			Construcción de pilotes
			Construcción de zapatas
			Construcción de estribos
			Construcción de pilar
		Superestructura	Construcción de vigas
			Construcción de losa de tablero
			Construcción de veredas
			Construcción de losa de aproximación
		Pavimentación	Riego de liga
			Pavimentación de carriles e=2"
		Varios	Instalación de tubos de drenaje
	Pintado de pavimento (líneas continuas)		
	Vías de acceso	Cunetas	Movimiento de tierras
			Obras de concreto
		Pavimentación	Movimiento de tierras
			Pavimentación
	Señalización	Pintura de pavimento (Símbolos y letras)	
	Defensa riveraña	Movimiento de tierras	Descolmatación y encauzamiento del río
			Excavación de zanja para uña de enrocado
			Perfilado, refinado y compactación de taludes
enrocado		Extracción de roca	
		Carguío y transporte de roca	
		Acomodado de roca en uña de dique	
		Acomodado de roca en talud de dique	
3. CIERRE DE PROYECTO	Desmontaje de obras provisionales		

Fuente: Elaboración propia

4.7.1.2.4. Materias primas e insumos

En la construcción del puente se emplearán recursos naturales renovables y no renovables.

A continuación, se describen los recursos no renovables:

- Arena (gruesa y fina)
- Piedra (chancada)
- Madera
- Agua

Además, se emplearán los insumos mencionados:

- Petróleo Diesel
- Pintura esmalte
- Pintura de tráfico
- Diluyente
- Alambre negro
- Cemento tipi I
- Clavos para madera
- Acero corrugado $f_y=4200$ kg/cm² grado 60
- Yeso

4.7.2. Marco legal y administrativo aplicable al proyecto

La legislación ambiental está constituida por las normas que regulan los aspectos ambientales, a continuación, se menciona el marco legal y administrativo aplicable al proyecto:

- ✓ Decreto Legislativo N° 1013. “Decreto legislativo que aprueba la ley de creación, organización y funciones del Ministerio del Ambiente” (13/05/2008).
- ✓ Ley N° 28611. “Ley General del Ambiente” (13/10/2005).
- ✓ Ley N° 28245. “Ley Marco del Sistema Nacional de Gestión Ambiental” (08/06/2004).

- ✓ Decreto Supremo N° 008-2005-PCM. “Aprueban Reglamento de ley N° 20245, Ley Marco del Sistema Nacional de Gestión Ambiental” (01/02/2005).
- ✓ Resolución Ministerial N° 018-2012-MINAM. “Aprueban directiva para fortalecer el desempeño de la gestión ambiental sectorial” (27/01/2012).
- ✓ Resolución Ministerial N° 409-2014-MINAM. Se aprueba la “Guía de valoración económica del patrimonio natural” (29/12/2014).
- ✓ Resolución Ministerial N° 027-2015 -MINAM. “Aprueban informe nacional del estado del ambiente (INEA) 2012-2013” (20/02/2015).
- ✓ Resolución Ministerial N° 160 – 2016 -MINAM. “Aprueban culminación del proceso de transferencia de funciones del subsector transportes del Ministerio de Transportes y Comunicaciones – MTC al Servicio Nacional de Certificación Ambiental para las Inversiones Sostenibles – SENACE” (21/06/2016).
- ✓ Resolución Ministerial N° 239-2010-MINAM. “Aprueban el procedimiento denominado: Disposiciones para la Revisión Aleatoria de Estudios de Impacto Ambiental aprobados por las autoridades competentes” (24/11/2010).
- ✓ Resolución Ministerial N° 157-2011-MINAM. “Aprueban primera actualización del listado de inclusión de proyectos de inversión sujetos al sistema nacional de Evaluación de Impacto Ambiental - SEIA” (19/07/2011)
- ✓ Resolución Ministerial N° 052-2012 MINAM. “Aprueban Directiva para la Concordancia entre el Sistema Nacional de Evaluación de Impacto Ambiental (SEIA) y el Sistema Nacional de Inversión Pública (SNIP)” (07/03/2012).
- ✓ Decreto Supremo N° 011-2014-MINAM “Identificación de la Autoridad Competente y/o determinación de exigibilidad de certificación ambiental en el Marco del Sistema Nacional de Evaluación de Impacto Ambiental – SEIA, aplicable a los Proyectos de Inversión que no se encuentren incluidos en el Listado del Anexo

II del Reglamento de la Ley del SEIA o en Norma Legal Expresa, o cuando existiera vacíos, superposiciones”.

- ✓ Decreto Supremo N° 019-2009-MINAM. “Aprueban el Reglamento de la Ley N° 27446, Ley del Sistema Nacional de Evaluación de Impacto Ambiental”.
- ✓ Decreto Supremo N° 004-2017-MINAM. “Aprueban Estándares de Calidad Ambiental (ECA) para Agua y establecen Disposiciones Complementarias” (07/06/2017).
- ✓ Decreto Supremo N° 003-2017-MINAM. “Aprueban Estándares de Calidad Ambiental (ECA) para Aire y establecen Disposiciones Complementarias” (07/06/2017).
- ✓ Decreto Supremo N° 002-2013-MINAM. “Aprueban Estándares de Calidad Ambiental (ECA) para suelo”.
- ✓ Decreto Supremo N° 006-2010-AG. “Reglamento de Organización y Funciones de la Autoridad Nacional del Agua – ANA” (08/07/2010).
- ✓ Resolución Jefatural N° 058-2016-SENACE/J. “Aprueban el documento técnico normativo denominado Medidas Complementarias para la elaboración de estudios ambientales a cargo del Sistema Nacional de Certificación Ambiental para las Inversiones Sostenibles – SENACE” (19/05/2016).
- ✓ Decreto Supremo N° 057-2004-PCM. “Aprueban Reglamento de la Ley N° 27314, Ley General de Residuos Sólidos” (24/07/2004).
- ✓ Decreto Supremo N° 054-2013-PCM. “Disposiciones especiales para los procedimientos administrativos de autorizaciones y/o certificaciones para los proyectos de inversión en el ámbito del territorio nacional” (15/05/2013).
- ✓ Decreto Supremo N° 043-2006-AG. “Aprueban categorización de especies amenazadas de flora silvestre” (13/07/2016).

4.7.3. Matriz de evaluación de impacto ambiental

Tabla 27: Matriz de evaluación e identificación de aspectos e impactos ambientales - Matriz Conesa

DESCRIPCION DE LA ACTIVIDAD			IDENTIFICACIÓN DE ASPECTOS E IMPACTOS AMBIENTALES			VALORACIÓN AMBIENTAL																	
ETAPA	ACTIVIDAD	SUB-ACTIVIDAD	ACCIÓN	ASPECTO AMBIENTAL	DESCRIPCIÓN	IMPACTO AMBIENTAL	CLASE DE IMPACTO	A		IMPACTO				A		Nivel del impacto	Clasificación del impacto						
								Periodicidad	Frecuencia	Severidad	Alcance	Sensibilidad pública y de	Requisito legal aplicable										
PLANIFICACIÓN	TRABAJOS PRELIMINARES	TRABAJOS PRELIMINARES	Transporte e instalación de campamentos	Consumo de combustible	En el transporte de módulos para campamento	Agotamiento de recursos fósiles	Negativo	Diaria	5	Constante	5	Moderado	3	Local	1	O	N	1	O	N	1	16	MEDIO
				Generación de residuos sólidos	Generación de residuos de madera, residuos de construcción	Contaminación por residuos sólidos	Negativo	Diaria	5	Constante	5	Moderado	3	Local	1	S	5	S	5	5	5	24	ALTO
				Afectación de cobertura vegetal	Excavaciones, formación	Degradación del suelo	Negativo	Diaria	5	Constante	5	Moderado	3	Local	1	O	N	1	O	N	1	1	16

CONSTRUCCIÓN	PUENTE	SUBESTRUCTURA	Trazo, niveles y replanteo	Uso de materia prima (cal)	Al momento de usar cal para marcar el terreno	Contaminación de suelo por cal	Negativo	Mensual	3	Habitual	4	Moderado	3	Local	1	O Z	1	SI	5	17	MEDIO	
				Generación de residuos sólidos	Por las bolsas de la cal	Contaminación de suelo por residuos sólidos	Negativo	Semanal	4	Habitual	4	Moderado	3	Local	1	SI	5	SI	5	22	ALTO	
				Consumo de combustible	Para el funcionamiento de la maquinaria	Agotamiento de recursos fósiles	Negativo	Diaria	5	Constante	5	Moderado	3	Local	1	O Z	1	O Z	1	16	MEDIO	
				Generación de ruido	Por el uso de maquinaria para realizar las excavaciones	Contaminación atmosférica	Negativo	Anual	5	Constante	5	Grave	5	Local	1	O Z	1	O Z	1	18	MEDIO	
	Emissiones atmosféricas	Generación de CO2 por la quema de combustible	Contaminación atmosférica	Negativo	Diaria	5	Constante	5	Moderado	3	Local	1	O Z	1	SI	5	20	MEDIO				

		Degradación de la cobertura vegetal	Debido a las excavaciones del suelo	Afectación al relieve del suelo	Negativo	Diaria	5	Constante	5	Moderado	3	Local	1	O	Z	1	O	Z	1	16	MEDIO
	Pilotes	Consumo de combustible	Uso para el funcionamiento de maquinaria	Agotamiento de recursos fósiles	Negativo	Diaria	5	Constante	5	Moderado	3	Local	1	O	Z	1	O	Z	1	16	MEDIO
		Generación de ruido	Por la maquinaria empleado	Contaminación atmosférica	Negativo	Diaria	5	Constante	5	Moderado	3	Local	1	O	Z	1	SI		5	20	MEDIO
		Uso de agua	Para la preparación del concreto	Agotamiento del recurso hídrico	Negativo	Diaria	5	Constante	5	Moderado	3	Regional	3	O	Z	1	SI		5	22	ALTO
		Uso de agregados	Se utilizan para la preparación del concreto	Agotamiento de los recursos naturales	Negativo	Diaria	5	Constante	5	Moderado	3	Local	1	O	Z	1	SI		5	20	MEDIO
		Uso de cemento	Componente fundamental del concreto	Contaminación del suelo	Negativo	Semanal	4	Constante	5	Moderado	3	Local	1	O	Z	1	O	Z	1	15	MEDIO
		Zapatas	Consumo de combustible	Para el funcionamiento	Agotamiento de	Negativo	Semanal	4	Constante	5	Moderado	3	Local	1	O	Z	1	O	Z	1	15

SUPERES	Pilares	Degradación del perfil del suelo	Por las excavaciones al realizar preparación del terreno	Afectación al relieve del suelo	Negativo	Diaria	5	Constante	5	Moderado	3	Local	1	O	Z	1	O	Z	1	16	MEDIO
		Consumo de combustible	Para el funcionamiento de la maquinaria	Agotamiento del recurso fósil	Negativo	Diaria	5	Constante	5	Moderado	3	Local	1	O	Z	1	O	Z	1	16	MEDIO
		Uso de concreto para cimentación	Se usa para la estructura de los pilares	Agotamiento de recursos Naturales	Negativo	Diaria	5	Constante	5	Moderado	3	Local	1	O	Z	1	S	5	20	MEDIO	
		Generación de ruido	Se genera por el uso de maquinaria	Contaminación atmosférica	Negativo	Diaria	5	Constante	5	Moderado	3	Local	1	O	Z	1	S	5	20	MEDIO	
		Degradación del perfil del suelo	Se genera por excavaciones en el terreno	Afectación al relieve del suelo	Negativo	Diaria	5	Constante	5	Moderado	3	Local	1	O	Z	1	O	Z	1	16	MEDIO
		Uso de concreto	Componente fundamental del concreto	Contaminación del suelo	Negativo	Semanal	4	Constante	5	Moderado	3	Local	1	O	Z	1	O	Z	1	15	MEDIO

		Consumo de agua	Uso del recurso agua para preparación del concreto	Agotamiento del recurso hídrico	Negativo	Diaria	5	Constante	5	Moderado	3	Regional	3	OZ	1	SI	5	22	ALTO
	Loza de aproximación	Uso de concreto	Componente fundamental del concreto	Contaminación del suelo	Negativo	Diaria	5	Constante	5	Moderado	3	Local	1	OZ	1	OZ	1	16	MEDIO
		Consumo de agua	Uso para preparación del concreto	Agotamiento del recurso hídrico	Negativo	Diaria	5	Constante	5	Moderado	3	Regional	3	OZ	1	SI	5	22	ALTO
	Vigas	Consumo de agua	Uso del recurso agua para preparación del concreto	Agotamiento del recurso hídrico	Negativo	Diaria	5	Constante	5	Moderado	3	Regional	3	OZ	1	SI	5	22	ALTO
		Uso de concreto	Componente fundamental del concreto	Contaminación del suelo	Negativo	Semanal	4	Constante	5	Moderado	3	Local	1	OZ	1	OZ	1	15	MEDIO
	Veredas	Consumo de combustible	Para el funcionamiento de la maquinaria	Agotamiento del recurso fósil	Negativo	Diaria	5	Constante	5	Moderado	3	Local	1	OZ	1	OZ	1	16	MEDIO

		Consumo de agua	Uso del recurso agua para preparación del concreto	Agotamiento del recurso hídrico	Negativo	Diaria	5	Constante	5	Moderado	3	Local	1	SI	5	SI	5	24	ALTO
		Uso de concreto	Componente fundamental del concreto	Contaminación del suelo	Negativo	Diaria	5	Constante	5	Moderado	3	Local	1	OZ	1	OZ	1	16	MEDIO
PAVIMENTACIÓN	Riego de liga	Consumo de combustible	Para el funcionamiento de la maquinaria	Agotamiento del recurso fósil	Negativo	Diaria	5	Constante	5	Moderado	3	Local	1	OZ	1	OZ	1	16	MEDIO
		Uso de ligante hidrocarbonado	Se usa para imprimación asfáltica	Contaminación de suelo	Negativo	Diaria	5	Constante	5	Moderado	3	Local	1	OZ	1	OZ	1	16	MEDIO
	Pavimentación de carriles(e=2")	Uso de combustible	Para el funcionamiento de la maquinaria	Agotamiento del recurso fósil	Negativo	Diaria	5	Constante	5	Moderado	3	Local	1	OZ	1	OZ	1	16	MEDIO

VÍAS DE ACCESO	VARIOS		Uso de mezcla asfáltica	Consumo de materia prima para mezcla asfáltica	Agotamiento de recursos naturales	Negativo	Diaria	5	Constante	5	Moderado	3	Regional	3	O	N	1	O	N	1	18	MEDIO
		Instalación de tubos de drenaje	Generación de residuos sólidos	Por los cortes de tubería	Contaminación de suelo por residuos sólidos	Negativo	Semanal	4	Habitual	4	Moderado	3	Local	1	O	N	1	S	I	5	18	MEDIO
		Pintado de pavimento (líneas continuas)	Generación de residuos sólidos peligrosos	Por el uso de pintura para marcar el pavimento	Contaminación por residuos sólidos	Negativo	Diaria	5	Constante	5	Moderado	3	Regional	3	S	I	5	S	I	5	26	ALTO
	CUNETAS	Movimiento de tierras	Consumo de combustible	Para el funcionamiento de la maquinaria	Agotamiento del recurso fósil	Negativo	Diaria	5	Constante	5	Moderado	3	Local	1	O	N	1	O	N	1	16	MEDIO
			Degradación del perfil del suelo	Por las excavaciones al realizar preparación del terreno	Afectación al relieve del suelo	Negativo	Diaria	5	Constante	5	Moderado	3	Local	1	O	N	1	O	N	1	16	MEDIO
		Obras de concreto	Uso de concreto	Componente fundamental del concreto	Contaminación del suelo	Negativo	Diaria	5	Constante	5	Moderado	3	Local	1	O	N	1	O	N	1	16	MEDIO

SEÑALIZACIÓN	PAVIMENTACIÓN	Movimiento de tierras	Consumo de agua	Uso del recurso agua para preparación del concreto	Agotamiento del recurso hídrico	Negativo	Diaria	5	Constante	5	Moderado	3	Regional	3	O	N	1	SI	5	22	ALTO	
			Consumo de combustible	Para el funcionamiento de la maquinaria	Agotamiento del recurso fósil	Negativo	Diaria	5	Constante	5	Moderado	3	Local	1	O	N	1	O	N	1	16	MEDIO
		Pavimentación	Degradación del perfil del suelo	Por las excavaciones al realizar preparación del terreno	Afectación al relieve del suelo	Negativo	Semanal	4	Constante	5	Moderado	3	Local	1	O	N	1	O	N	1	15	MEDIO
			Uso de ligante hidrocarbonado	Para afirmar el pavimento	Contaminación del suelo	Positivo	Semanal	4	Constante	5	Moderado	3	Local	1	O	N	1	SI	5	19	MEDIO	
		Pintura de pavimento (Líneas continuas)	Generación de residuos sólidos	Uso de capa asfáltica	Para protección del pavimento		Positivo	Semanal	4	Constante	5	Moderado	3	Local	1	O	N	1	SI	5	19	MEDIO
				Por el uso de pintura para marcar el pavimento	Contaminación por residuos sólidos	Negativo	Diaria	5	Constante	5	Moderado	3	Regional	3	SI	5	SI	5	26	ALTO		

DEFENSA RIVEREÑA	MOVIMIENTO DE TIERRAS	Pintura de pavimento (Símbolos y letras)	Generación de residuos sólidos	Por el uso de pintura para marcar el pavimento	Contaminación por residuos sólidos	Negativo	Diaria	5	Constante	5	Moderado	3	Regional	3	SI	5	SI	5	26	ALTO
		Señales informativas, reglamentarias y preventivas	Generación de residuos sólidos	Por el uso de pintura para marcar el pavimento	Contaminación por residuos sólidos	Negativo	Diaria	5	Constante	5	Moderado	3	Local	1	OZ	1	SI	5	20	MEDIO
	Descolmatación y encauzamiento del río	Consumo de combustible	Para el funcionamiento de la maquinaria	Agotamiento del recurso fósil	Negativo	Diaria	5	Constante	5	Moderado	3	Local	1	OZ	1	OZ	1	16	MEDIO	
		Generación de ruido	Se genera por el uso de maquinaria	Contaminación atmosférica	Negativo	Diaria	5	Constante	5	Moderado	3	Local	1	OZ	1	SI	5	20	MEDIO	
		Generación de emisiones atmosféricas	Se genera por el uso de maquinaria	Contaminación atmosférica	Negativo	Diaria	5	Constante	5	Moderado	3	Local	1	OZ	1	SI	5	20	MEDIO	

Excavación de zanja para uña de enrocado	Consumo de combustible	Para el funcionamiento de la maquinaria	Agotamiento del recurso fósil	Negativo	Diaria	5	Constante	5	Moderado	3	Local	1	OZ	1	OZ	1	16	MEDIO
	Generación de emisiones atmosférica	Se genera por el uso de maquinaria	Contaminación atmosférica	Negativo	Diaria	5	Constante	5	Moderado	3	Local	1	OZ	1	SI	5	20	MEDIO
	Generación de ruido	Se genera por el uso de maquinaria	Contaminación atmosférica	Negativo	Diaria	5	Constante	5	Moderado	3	Local	1	OZ	1	SI	5	20	MEDIO
Conformación de dique	Degradación del perfil del suelo	Por las excavaciones al realizar preparación del terreno	Afectación al relieve del suelo	Negativo	Diaria	5	Constante	5	Moderado	3	Local	1	OZ	1	OZ	1	16	MEDIO
Perfilado, refinado y compactación de taludes	Consumo de combustible	Para el funcionamiento de la maquinaria	Agotamiento del recurso fósil	Negativo	Diaria	5	Constante	5	Moderado	3	Local	1	OZ	1	OZ	1	16	MEDIO
	Generación de emisiones atmosférica	Por quema de combustible, emisión de polvo por explosivos	Contaminación atmosférica	Negativo	Diaria	5	Constante	5	Moderado	3	Local	1	OZ	1	SI	5	20	MEDIO

			Generación de ruido	Se genera por el uso de maquinaria	Contaminación atmosférica	Negativo	Diaria	5	Constante	5	Moderado	3	Local	1	O	Z	1	SI	5	20	MEDIO	
	ENROCADO	Extracción de roca	Consumo de combustible	Para el funcionamiento de la maquinaria	Agotamiento del recurso fósil	Negativo	Diaria	5	Constante	5	Moderado	3	Local	1	O	Z	1	O	Z	1	16	MEDIO
Generación de emisiones atmosféricas			Por quema de combustible, emisión de polvo por explosivos	Contaminación atmosférica	Negativo	Diaria	5	Constante	5	Moderado	3	Local	1	O	Z	1	SI	5	20	MEDIO		
Generación de ruido			Se genera por el uso de maquinaria	Contaminación atmosférica	Negativo	Diaria	5	Constante	5	Moderado	3	Local	1	O	Z	1	SI	5	20	MEDIO		
Carguío y transporte de roca		Consumo de combustible	Para el funcionamiento de la maquinaria	Agotamiento del recurso fósil	Negativo	Diaria	5	Constante	5	Moderado	3	Local	1	O	Z	1	O	Z	1	16	MEDIO	
	Generación de ruido	Se genera por el uso de maquinaria	Contaminación atmosférica	Negativo	Diaria	5	Constante	5	Moderado	3	Local	1	O	Z	1	SI	5	20	MEDIO			

			Generación de emisiones atmosféricas	Por quema de combustible, emisión de polvo por explosivos	Contaminación atmosférica	Negativo	Diaria	5	Constante	5	Moderado	3	Local	1	OZ	1	SI	5	20	MEDIO
		Acomodado de roca en uña de dique	Consumo de combustible	Para el funcionamiento de la maquinaria	Agotamiento del recurso fósil	Negativo	Diaria	5	Constante	5	Moderado	3	Local	1	OZ	1	SI	5	20	MEDIO
			Generación de emisiones atmosféricas	Por quema de combustible, emisión de polvo por explosivos	Contaminación atmosférica	Negativo	Diaria	5	Constante	5	Moderado	3	Local	1	OZ	1	SI	5	20	MEDIO
			Generación de ruido	Se genera por el uso de maquinaria	Contaminación atmosférica	Negativo	Diaria	5	Constante	5	Moderado	3	Local	1	OZ	1	SI	5	20	MEDIO
		Acomodado de roca en talud de dique	Consumo de combustible	Para el funcionamiento de la maquinaria	Agotamiento del recurso fósil	Negativo	Diaria	5	Constante	5	Moderado	3	Local	1	OZ	1	SI	5	20	MEDIO
			Generación de emisiones atmosféricas	Por quema de combustible, emisión de	Contaminación atmosférica	Negativo	Diaria	5	Constante	5	Moderado	3	Local	1	OZ	1	SI	5	20	MEDIO

4.7.4. Caracterización de impacto ambiental

Tabla 28: Nivel de impacto Ambiental

NIVEL DEL IMPACTO		
Se refiere al grado de incidencia del impacto sobre el medio ambiente. Trata sobre la gravedad de las consecuencias.		
CLASIFICACIÓN	ESCALA	SIGNIFICADO
BAJO	Menor igual a 13	<ul style="list-style-type: none">• Con recomendación• Sin recomendación
MEDIO	Menor igual a 21	<ul style="list-style-type: none">• Debe evaluarse periódicamente• Se requiere seguimiento para ver si se siguen los controles
ALTO	Mayor igual a 22	<ul style="list-style-type: none">• Se debe implementar medidas inmediatamente para reducir el riesgo• Se debe realizar controles u otras medidas• Es recomendable implementar medidas de protección adicionales

Conesa Fernández, 1997.

De acuerdo a estos criterios los impactos más significativos al momento de la ejecución del proyecto son:

- Tomando el aspecto de generación de residuos sólidos, tenemos el impacto de contaminación por residuos sólidos más significativo afectando el medio ambiente.
- Otro impacto significativo es la generación de ruido, causando contaminación atmosférica.
- El uso de concreto en genera el agotamiento de los recursos naturales o de la materia prima para la producción de concreto.
- El proyecto generara afectación hacia el relieve del suelo.
- El consumo de combustible genera impacto de agotamiento de los recursos fósiles, además, la quema de combustibles genera la emisión de dióxido de carbono y gases de efecto invernadero contribuyendo al calentamiento global.

4.7.5. Plan de manejo ambiental

Según la matriz de identificación y evaluación de aspectos e impactos ambientales y sus criterios, se toma como impacto más significativo la contaminación por residuos sólidos en general y por ello se diseña un plan de manejo ambiental de residuos sólidos

4.7.5.1. Plan de manejo de residuos sólidos

A. Generalidades

El presente Plan de Gestión de Residuos Sólidos, pretende ayudar a la generación de opciones de separación eficiente, con el objetivo de reproducir la peligrosidad, cantidad y/o volumen de residuos que van a disposición final; considerando alternativas que impliquen producción más limpia y reciclaje, invitando al aprovechamiento de los materiales.

B. Alcance

Este es aplicable y de estricto cumplimiento en todos los procesos, actividades y/o servicios que son desarrollados por la empresa que genera residuos sólidos.

C. Condiciones generales

Cada vez que se presentan cambios significativos en las actividades o procesos constructivos que puedan generar algún tipo de residuos sólidos fuera de lo contemplado en este plan, se debe informar al supervisor y/o coordinador ambiental para realizar su seguimiento.

D. Términos y definiciones

- Ciclo de vida. - Etapas consecutivas e interrelacionadas que consisten en la adquisición o generación de materias primas, fabricación, distribución, uso, valorización y su eliminación como residuo.
- Centro de acopio. - Infraestructura destinada a almacenar residuos sólidos no peligrosos que son recuperados en el marco de los programas de segregación en fuente y recolección selectiva o responsabilidad extendida del productor.

- Declaración de manejo de residuos sólidos. - Documento técnico administrativo con carácter de declaración jurada, suscrito por el generador de residuos no municipales, mediante el cual declara cómo ha manejado los residuos que están bajo su responsabilidad. Dicha declaración describe las actividades de minimización de generación de residuos, así como el sistema de manejo de los residuos de la empresa o institución generadora y comprende las características de los residuos en términos de cantidad y peligrosidad; operaciones y procesos ejecutados; modalidad de ejecución de los mismos y los aspectos administrativos determinados en los formularios correspondientes.
- Disposición final. - Procesos u operaciones para tratar y disponer en un lugar los residuos como último proceso de su manejo en forma permanente, sanitaria y ambientalmente segura.
- E-coeficiencia. - Uso eficiente de las materias primas e insumos con la finalidad de optimizar los procesos productivos y la provisión de servicios, y de reducir los impactos al ambiente.
- Empresa Operadora de Residuos Sólidos. - Persona jurídica que presta los servicios de limpieza de vías y espacios públicos, recolección y transporte, transferencia o disposición final de residuos. Asimismo, puede realizar las actividades de comercialización y valorización.
- Generador. - Persona natural o jurídica que en razón de sus actividades genera residuos, sea como fabricante, importador, distribuidor, comerciante o usuario. También se considera generador al poseedor de residuos peligrosos, cuando no se pueda identificar al generador real y a los gobiernos municipales a partir de las actividades de recolección.
- Gestión integral de residuos. - Toda actividad técnica administrativa de planificación, coordinación, concertación, diseño, aplicación y evaluación de políticas, estrategias, planes y programas de acción de manejo apropiado de los residuos sólidos.

- Minimización. - Acción de reducir al mínimo posible la generación de los residuos sólidos, a través de cualquier estrategia preventiva, procedimiento, método o técnica utilizada en la actividad generadora.
- Reciclaje. - Toda actividad que permite reaprovechar un residuo mediante un proceso de transformación material para cumplir su fin inicial u otros fines.
- Residuo sólido no aprovechable. - Es todo material o sustancia sólida o semisólida de origen orgánico e inorgánico, putrescible o no, proveniente de actividades domésticas, industriales, comerciales, institucionales, de servicios, que no ofrece ninguna posibilidad de aprovechamiento, reutilización o reincorporación en un proceso productivo. Son residuos sólidos que no tienen ningún valor comercial, requieren tratamiento y disposición final y por lo tanto generan costos de disposición.
- Residuos sólidos. - Residuo sólido es cualquier objeto, material, sustancia o elemento resultante del consumo o uso de un bien o servicio, del cual su poseedor se desprenda o tenga la intención u obligación de desprenderse, para ser manejados priorizando la valorización de los residuos y en último caso, su disposición final. Los residuos sólidos incluyen todo residuo o desecho en fase sólida o semisólida. También se considera residuos aquellos que siendo líquido o gas se encuentran contenidos en recipientes o depósitos que van a ser desechados, así como los líquidos o gases, que por sus características fisicoquímicas no puedan ser ingresados en los sistemas de tratamiento de emisiones y efluentes y por ello no pueden ser vertidos al ambiente. En estos casos los gases o líquidos deben ser acondicionados de forma segura para su adecuada disposición final.
- Residuos Peligrosos. - Son residuos sólidos peligrosos aquéllos que, por sus características o el manejo al que son o van a ser sometidos, representan un riesgo significativo para la salud o el ambiente.
- Segregación. - Acción de agrupar determinados componentes o elementos físicos de los residuos sólidos para ser manejados en forma especial.

- Tecnología limpia. - Proceso de fabricación o una tecnología integrada en el proceso de producción, concebido para reducir, durante el propio proceso, la generación de residuos contaminantes.

E. Utilización de recipientes

En el área administrativa de la empresa se debe instalar recipientes para realizar inicialmente separación en la fuente de residuos. Todos los recipientes deben estar totalmente identificados y marcados, del color correspondiente a la clase de residuos que se va a depositar en ellos. Según la normatividad peruana NTP 900.058.2019 se debe adoptar un código único de colores que permita unificar la segregación y presentación de las diferentes clases de residuos.

4.8. Características del puente

4.8.1. Clasificación del puente

4.8.1.1. Según naturaleza de la vía soportada

El puente Conache se clasifica como puente para carretera.

4.8.1.2. Según el material

El material constructivo de los elementos portantes principales es de concreto presforzado, los demás elementos son de concreto armado.

4.8.1.3. Según el sistema estructural principal

Los elementos portantes principales son las vigas, por lo tanto, el puente Conache se clasifica como puente tipo viga (hiperestático o continuo).

4.8.1.4. Según forma de geometría en planta

El puente Conache es un puente recto, ya que se su eje longitudinal forma un ángulo de 90° con el eje del río.

4.8.1.5. Según su posición respecto a la vía considerada

El puente Conache es de pasos superiores.

4.8.1.6. Según el tiempo de vida provisto

El puente Conache se diseñó para ser un puente definitivo, para una vida de servicio de 75 años.

4.8.1.7. Según la demanda de tránsito y clase de la carretera

Se clasifica como puente para Carreteras de segunda clase, debido a que la carretera donde se ubica el puente tiene Índice Medio Diario Anual de 1766 vehículos/día.

4.8.1.8. Clasificación de acuerdo a la importancia operativa

De acuerdo a la importancia operativa, se clasifica como un puente importante.

4.8.1.9. Clasificación para fines del diseño sísmico

Se clasifica como un puente esencial, ya que se diseñó para mantener su operatividad después de ocurrido el sismo de diseño para un periodo de retorno de 1000 años.

4.8.1.10. Según sistema constructivo

Según el sistema constructivo el puente Conache se clasifica como un puente prefabricado in situ.

4.8.2. Ubicación del puente

El nuevo puente Conache se ubica aguas arriba del existente, en la progresiva 00+335 según el levantamiento topográfico, la elección de ubicación del puente se realizó teniendo en cuenta aspectos técnicos, económicos, sociales y ambientales; se ubicó en una sección de longitud mayor debido a que el estudio hidráulico muestra desbordamiento del cauce en las secciones de menor longitud para el caudal de diseño de 540.42 m³/s y un periodo de retorno de T= 140 años.



Figura 25: Ubicación del nuevo puente Conache

Fuente: Elaboración propia

4.8.3. Tipo estructural

Según su comportamiento estático los puentes se clasifican como continuos y simplemente apoyados. Los primeros “incluyen desde puentes de claros medios, con continuidad solamente en superestructura, hasta puentes colgantes, atirantados y empujados” (Reinoso, Rodríguez y Betancourt, 2000, p. 60).

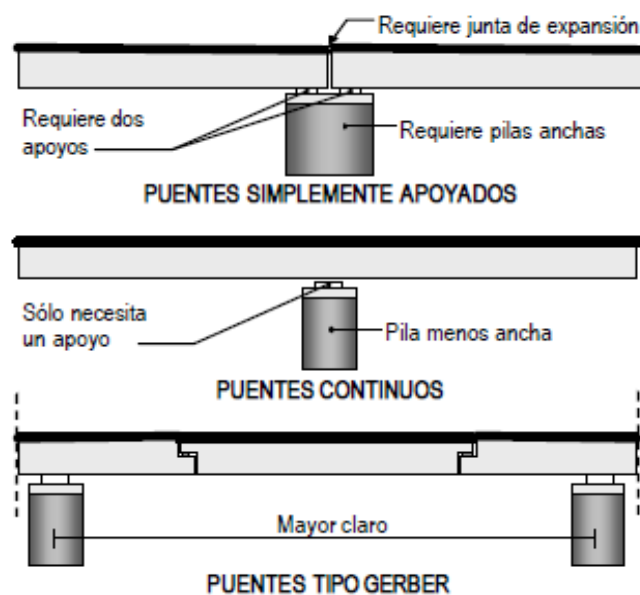


Figura 26: Puentes simplemente apoyados, continuos y tipo Gerber

Fuente: Reinoso, Rodríguez y Betancourt, 2000.

“En los puentes continuos se reduce la magnitud del momento flexionante positivo al centro del claro, por lo que se pueden obtener claros más largos con el mismo peralte de las trabes” (p. 60).

Los puentes continuos tienen las siguientes principales ventajas:

- Menor peralte que los puentes simplemente apoyados.
- Se requiere un número menor de apoyos.
- Menos juntas constructivas, logrando una superficie de rodadura sin interrupciones.
- La deflexión y la vibración son menores.

Se puede señalar las siguientes desventajas para los puentes continuos:

- Si se presentan asentamientos diferenciales puede producir efectos importantes en toda la estructura, no se recomienda su uso en suelos blandos.
- La instalación del refuerzo presenta mayor dificultad.
- El análisis y diseño es más complejo.

4.9. Análisis y diseño estructural de la superestructura

4.9.1. Predimensionamiento de elementos de la superestructura

4.9.1.1. Predimensionamiento de losa

De acuerdo a lo especificado por el Manual de Puentes y las especificaciones normalizadas para puentes carreteros de AASHTO, las profundidades o alturas mínimas de los elementos estructurales se determinan de acuerdo a la siguiente tabla:

Tabla 29: Profundidades mínimas utilizadas tradicionalmente para superestructuras de profundidad constante

Superestructura		Profundidad mínima (incluyendo el tablero) Si se utilizan elementos de profundidad variable, estos valores se pueden ajustar para considerar los cambios de rigidez relativa de las secciones de momento positivo y negativo	
Material	Tipo	Tramos simples	Tramos continuos

Hormigón Armado	Losas con armadura principal paralela al trafico	$\frac{1.2(S + 3000)}{30}$	$\frac{S + 3000}{30} \geq 165mm$
	Vigas T	$0.070 L$	$0.065 L$
	Vigas cajón	$0.060 L$	$0.055 L$
	Vigas de estructuras peatonales	$0.035 L$	$0.033 L$
Hormigón pretensado	Losas	$0.030 L \geq 165mm$	$0.027 L \geq 165mm$
	Vigas cajón coladas in situ	$0.045 L$	$0.040 L$
	Vigas doble T prefabricadas	$0.045 L$	$0.040 L$
	Vigas de estructuras peatonales	$0.033 L$	$0.030 L$
	Vigas cajón adyacentes	$0.030 L$	$0.025 L$
Acero	Profundidad total de una viga doble T compuesta	$0.040 L$	$0.032 L$
	Profundidad de la porción de sección doble T de una viga doble T compuesta	$0.033 L$	$0.027 L$
	Cerchas	$0.100 L$	$0.100 L$

Fuente: Norma AASHTO - LRFD, 2017

Para una superestructura de material de “Hormigón armado” de tipo “Losas con armadura principal paralela al tráfico” y tramos continuos.

Para: $S = 1.90m$

$$t_s = \frac{S + 3m}{30} = 0.1633 m$$

$$\therefore Usar: t_s = 0.20m$$

$$t_s \geq 165 mm \text{ “OK”}$$

4.9.1.2. Predimensionamiento de viga

- **Tentativa 1**

De acuerdo con el “Manual de diseño de estructuras prefabricadas y presforzadas del Instituto de Ingeniería UNAM”, en el capítulo 4 – Diseño de los elementos de la superestructura, vigas:

Para: $L = 35.64 m$ por tramo.

$$h_{predA} = \frac{L}{18} = 1.98 m \text{ y } h_{predB} = \frac{L}{23} = 1.55 m$$

$$\therefore h_{tent1} = 1.95 m$$

- **Tentativa 2**

De acuerdo con la referencia bibliográfica del ingeniero Javier Manterola, en su publicación “Apuntes para su diseño, cálculo y construcciones” en el capítulo 3 – El Tablero de vigas de hormigón, conforme a la “relación canto/luz, h/L”:

De las dimensiones de la primera tentativa, tomamos un valor de:

$$h_{tent1} = 1.95 \text{ m}$$

El valor de “b” será tomado como el dimensionamiento de Y. Guyon, utilizado en la misma referencia:

Asumiendo: $\phi_{vainas} = 10 \text{ cm}$

$$b'_{predA} = \frac{h_{tent1}}{36} + 5\text{cm} + \phi_{vainas}$$

$$b'_{predA} = 0.20 \text{ m}$$

$$b'_{tent2} = 0.20 \text{ m}$$

Posible sección previa:

$$h_{tent1} = 1.95 \text{ m} \text{ y } b'_{tent2} = 0.20 \text{ m}$$

Determinando el área de la cabeza inferior, con un ancho de cabeza inferior igual 0.60 m.

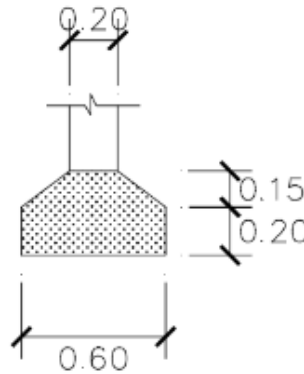


Figura 27: Predimensionamiento de cabezal inferior de viga

Fuente: Elaboración propia

$$\text{Área} = 0.18 \text{ m}^2$$

Reajustando el peralte:

$$f_{tent2} = \frac{h_{tent1}(\text{Área})}{S} = 0.18\text{m}^2$$

∴ Con los datos “h*Área/S” y “L”

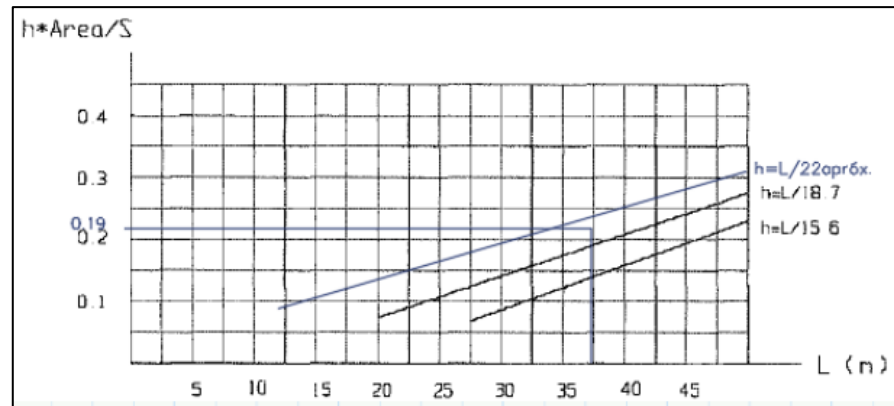


Figura 28: Relación $h \cdot \text{Área}/S$ vs. Longitud

Fuente: Manterola, 2007

Entonces el valor reajustado de " h_v " para una luz de 36.00 m será de:

$$\text{Coef} = 18.8$$

$$h_v = \frac{L}{\text{Coef.}} = 1.90 \text{ m}$$

$$b'_v = 0.20 \text{ m}$$

- **Tentativa 3**

De acuerdo el reglamento del MTC y AASHTO, una viga presfzada doble "Tee", deberá tener un peralte mínimo en tramos continuos incluyendo losa de:

$$h_{\min_{tent3}} = 0.040L - t_s = 1.23 \text{ m}$$

$$h_{\min_{tent3}} = 1.25 \text{ m}$$

Los valores de la sección serán:

$$h_v = 1.90 \text{ m}$$

$$b'_v = 0.20 \text{ m}$$

$$b_i = 0.60 \text{ m}$$

$$b_s = 2 * b_i = 1.20 \text{ m}$$

$$t = 0.20 \text{ m}$$

$$\text{chaflan} = 0.15 \text{ m}$$

$$\text{Área}_{viga} = 0.712 \text{ m}^2$$

$$(h_v \geq h_{min_{tent3}}) \text{ "OK"}$$

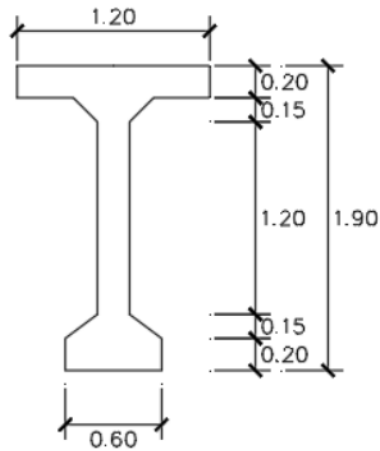


Figura 29: Predimensionamiento de viga de concreto presforzado

Fuente: Elaboración propia

Finalmente realizamos una equivalencia de sección con dimensiones semejantes para una viga prefabricada TIPO AASHTO "VI".

Parameter	Value
B1	1.0668
B2	0.7112
B3	0.1016
B4	0.
D1	1.8288
D2	0.127
D3	0.0762
D4	0.1016
D5	0.2032
D6	0.254
D7	0.
T1	0.2032
T2	0.2032
C1	0.

Figura 30: Viga prefabricada "TIPO AASHTO VI"
Fuente: Elaboración propia

$$\text{Área}_{vigapref} = 0.700 \text{ m}^2$$

4.9.2. Modelamiento en CSiBRIDGE

4.9.2.1. Longitud del puente, número y ancho de carriles

Se asignó en el software una distancia total de 67m, comprendiendo dos tramos, el primero de 36 m y el segundo de 31m; la calzada es de 6.60m y los cada uno de los carriles tiene 3.30m de ancho.

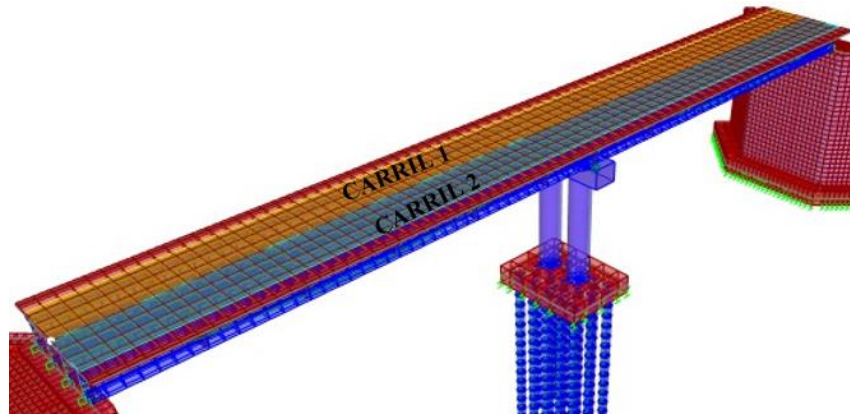


Figura 31: Carriles del puente - CSiBRIDGE

Fuente: Elaboración propia

4.9.2.2. Sección transversal del puente

La sección transversal del puente alberga la losa de concreto armado de $f'c=2800$ ton/m² y las vigas prefabricadas de $f'c=3500$ ton/m², se consideró también, un asiento de 0.05m como apoyo de las vigas con la losa; cabe rescatar que la sección transversal del puente no es una sección monolítica puesto que los esfuerzos de compresión de cada uno de los elementos son diferentes.

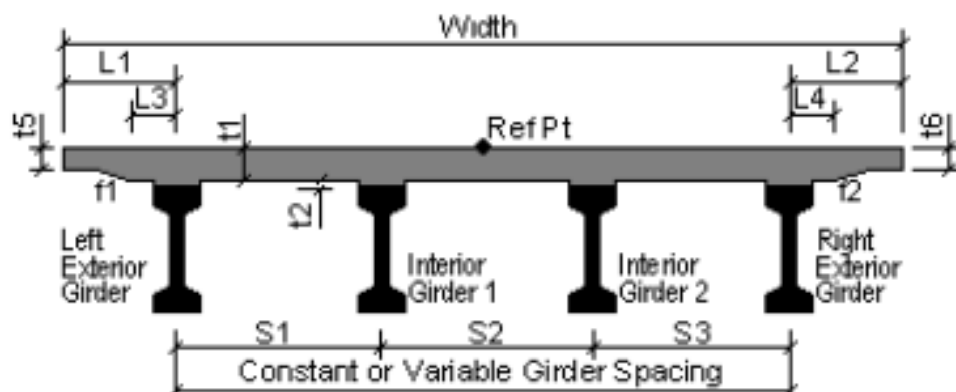


Figura 32: Sección transversal del puente - CSiBRIDGE

Fuente: Elaboración propia

Los valores necesarios para formar la sección requerida del puente son los siguientes:

- ✓ Espesores t_1 , t_5 y t_6 : 0.20m
- ✓ Asiento t_2 : 0.05m
- ✓ Longitud de volado izquierdo y derecho L_1 y L_2 : 1.625m
- ✓ Distancias L_3 y L_4 : 0.35m
- ✓ Espaciamiento de eje a eje entre vigas S_1 , S_2 y S_3 : 1.90m

4.9.2.3. Sección transversal de la viga

La sección transversal de la viga prefabricada, estimada como VIGA AASHTO TIPO VI, presenta las siguientes dimensiones:

The screenshot displays the 'Section Name' as 'Type VI' and 'Source' as 'AASHTO.xml'. The 'Section Dimensions' panel includes a technical drawing of the beam cross-section with various dimensions labeled (B1, B2, B3, B4, D1, D2, D3, D4, D5, D6, D7, T1, T2, C1). The corresponding numerical values are listed in the adjacent table:

Dimension	Value
B1	1.0668
B2	0.7112
B3	0.1016
B4	0.
D1	1.8288
D2	0.127
D3	0.0762
D4	0.1016
D5	0.2032
D6	0.254
D7	0.
T1	0.2032
T2	0.2032
C1	0.

The 'Section' panel shows a 3D grid representation of the beam cross-section with coordinate axes 1, 2, and 3. The 'Properties' panel indicates the material is 'VPConcreto $f_c=350\text{kg/cm}^2$ ' and provides buttons for 'Section Properties...', 'Time Dependent Properties...', 'Set Modifiers...', and 'Tendon Layout Data...'.

Figura 33: Sección de la viga AASTHO TIPO VI - CSiBRIDGE

Fuente: Elaboración propia

4.9.2.4. Diafragma

El diafragma planteado presenta dimensiones de 1.8288m de altura, equivalente a la altura de la viga prefabricada AASHTO TIPO VI, y una

base de 0.30m, lo necesario para transferir las cargas provenientes de los elementos que la conecten.

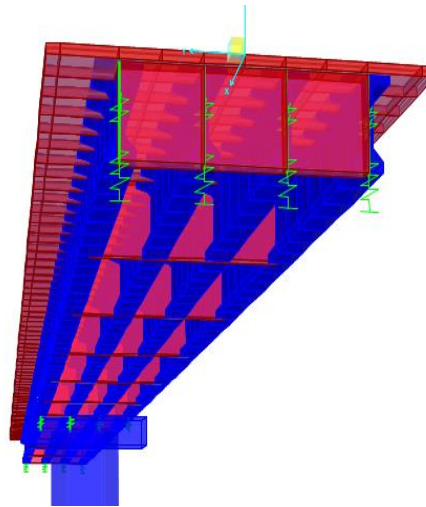


Figura 34: Vigas diafragmas espaciadas a 6.2m y 6m en el 1er tramo y 2do tramo, respectivamente.

Fuente: Elaboración propia

4.9.2.5. Apoyos de neopreno

Se consideraron un apoyo fijo en el inicio del puente, y un apoyo deslizante en el final, esto debido a que se consideró una igualdad de número entre los grados de libertad y las variables. Para el apoyo deslizante se liberó el desplazamiento U3, pasando a estar en estado "Free".

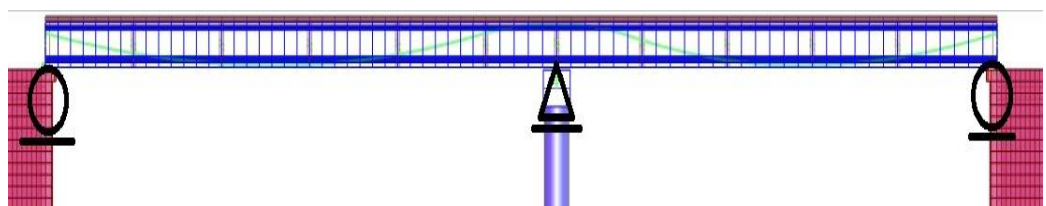


Figura 35: Apoyos de Neopreno - CSiBRIDGE

Fuente: Elaboración propia

4.9.2.5. Propiedades de los materiales

Las propiedades para concreto y acero utilizados en el software son los que se muestran a continuación:

a. Concreto $f'c=2800\text{ton/m}^2$

Peso específico: 2.4 ton/m²

Módulo de elasticidad: 2568463.1 ton/m²

Poisson: 0.2

Coefficiente térmico: 9.900×10^{-6}

Módulo de corte: 1070193

b. Concreto $f'c=3500\text{ton/m}^2$

Peso específico: 2.4 ton/m²

Módulo de elasticidad: 2868933 ton/m²

Poisson: 0.2

Coefficiente térmico: 9.900×10^{-6}

Módulo de corte: 1195388.8

c. Acero $f_y=42000\text{ ton/m}^2$

Peso específico: 7.85 ton/m²

Módulo de elasticidad: 203890.19 ton/m²

Poisson: 0.3

Coefficiente térmico: 1.170×10^{-5}

d. Acero para tensado $f_y=172322.37\text{ ton/m}^2$

Peso específico: 7.85ton/m²

Módulo de elasticidad: 20037484 ton/m²

Poisson: 0.0

Coefficiente de expansión térmica: 1.170×10^{-5}

Esfuerzo máximo de rotura (f_u): 189828.8 ton/m²

ASTM: 416

Grado: 270 ksi

Se utilizaron las propiedades dependientes del tiempo, para ello se tomó en cuenta la única norma la cual maneja el software CSIBRIDGE, el código europeo CEB-FIP 90; dicha propiedad resulta ser: La relajación del acero de presfuerzo.

El acero de presfuerzo escogido tiene una relajación baja de 2% en 1000 horas al 0.7fu; este tipo de tendones de baja relajación según el código es el de tipo 2.

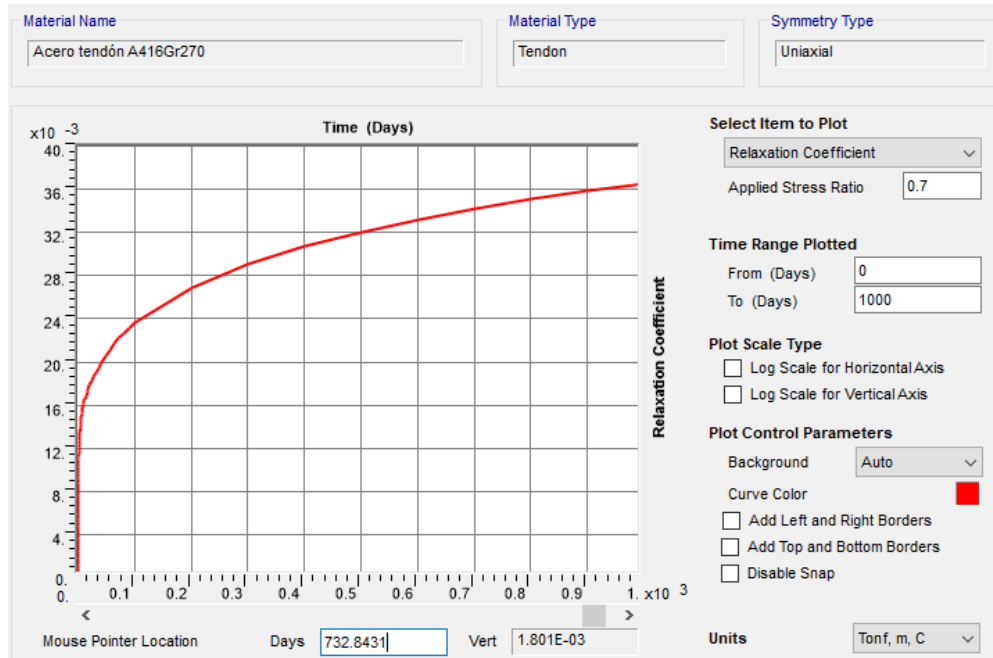


Figura 36: Relajación del acero para presforzado – CSiBRIDGE

Fuente: Elaboración propia

Gráficamente se puede entender que 1000 horas equivaldría a 41.67 días, entonces el rango será desde 41 a 42 días, por ende, dicho coeficiente resulta 20×10^{-3} , es decir aproximadamente 2%

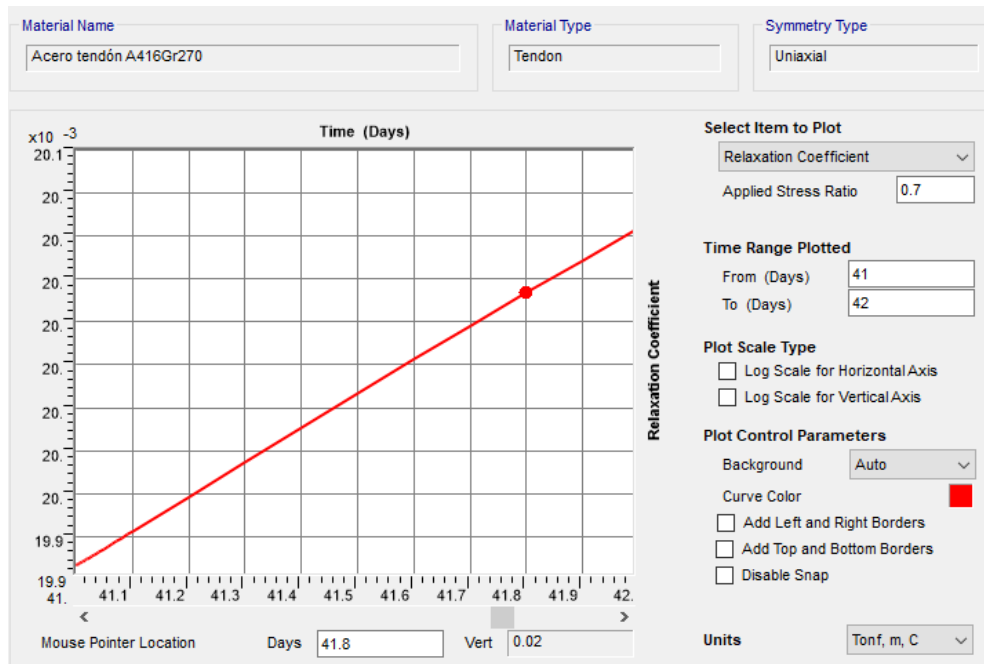


Figura 37: Porcentaje de relajación del acero para presforzado -CSiBRIDGE

Fuente: Elaboración propia

e. Concreto para prefabricado $f'c=3500$ ton/m²

Peso específico: 2.5 ton/m²

Módulo de elasticidad: 2868933 ton/m²

Poisson: 0.2

Coefficiente expansión térmica 9.900×10^{-6}

Módulo de corte: 1195388.8

Se tomó en cuenta también, las propiedades dependientes del tiempo, las consideradas fueron:

- Resistencia a la compresión y rigidez
- Fluencia (creep)
- Contracción (Shrinkage)

Se utilizaron los parámetros de la Norma ACI 209R-92 y ACI 209-08 para las propiedades antes mencionadas; estos parámetros se presentan a continuación como:

- Humedad relativa (%): 85
- Edad de la contracción (días): 4

- Factor a la fuerza de compresión “a”: 4
- Factor a la fuerza de compresión “b”: 0.85
- Tipo de curado: Húmedo (Moist)
- Depresión (%): 7
- Porcentaje de agregado fino (%): 50
- Porcentaje de contenido de aire (%): 6
- Contenido de cemento (lb/yd³): 700

Item	Factor
<input checked="" type="checkbox"/> Compressive Strength and Stiffness (Modulus of Elasticity)	1
<input checked="" type="checkbox"/> Creep	1
<input checked="" type="checkbox"/> Shrinkage	1

ACI 209R-92 Parameters	
Relative Humidity, %	85
Shrinkage Start Age, days	4
Compressive Strength Factor, a	4
Compressive Strength Factor, Beta	0.85
Curing Type	Moist
Slump	0.07
Fine Aggregate Percentage, %	50
Air Content, %	6
Cement Content, lb/yd ³	700

Figura 38: Propiedades del concreto para prefabricado según la Norma ACI 209R-92 y ACI 209-08 – CSiBRIDGE

Fuente: Elaboración propia

4.9.2.5. Asignación de cargas

La asignación de cargas se realizó tomando en cuenta las distancias de la sección transversal. Las cargas de los elementos estructurales analizados (losa, vigas y diafragma) no se asignan en el software CSiBRIDGE, puesto que el modelamiento de estos ya consideran su peso propio dependiendo del material asignado.

4.9.2.5.1. Cargas permanentes

- ✓ Asfalto: DW= 0.1138 ton/m², desde 1.175 del extremo izquierdo a 1.175 del extremo derecho.

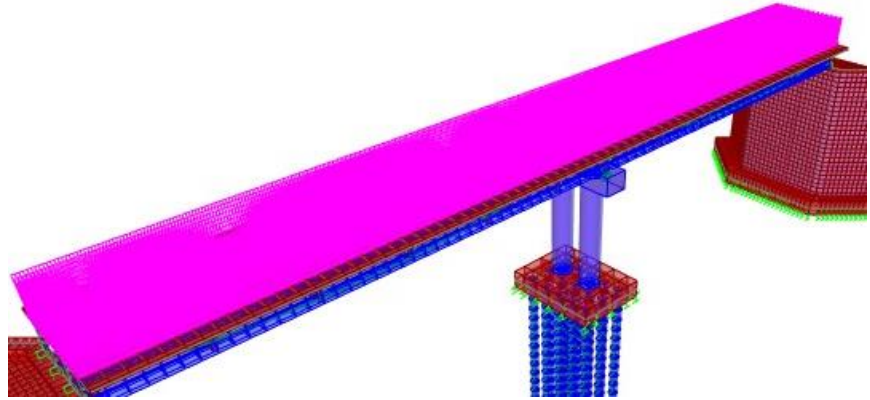


Figura 39: Asignación de carga permanente por asfalto -
CSiBRIDGE

Fuente: Elaboración propia

- ✓ Barreras "New Jersey": DC= 0.487 ton/m, a 0.13m de cada extremo.

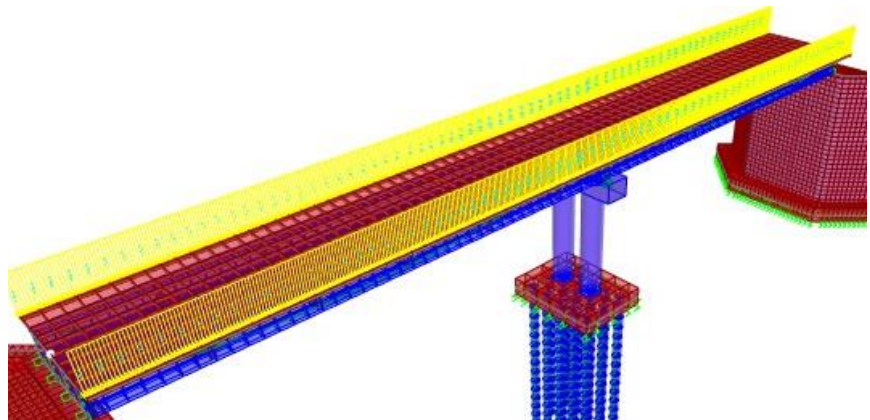


Figura 40: Asignación de carga permanente por barrera "New
Jersey" en CSiBRIDGE

Fuente: Elaboración propia

- ✓ Veredas: DC=0.36 ton/m², desde 0.375m a 1.175m en ambos extremos.

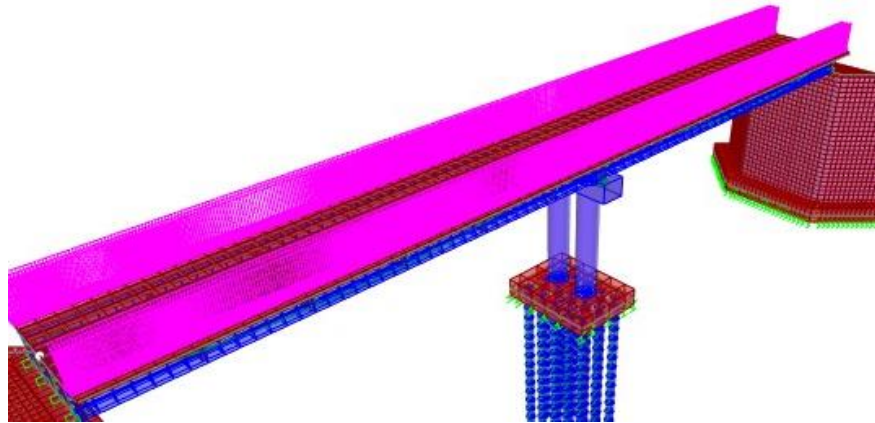


Figura 41: Asignación de carga permanente por veredas -
CSiBRIDGE

Fuente: Elaboración propia

4.9.2.5.2. Cargas variables

- ✓ Peatonal: $PL = 0.367 \text{ ton/m}^2$, desde 0.375m hasta 1.175m en ambos extremos

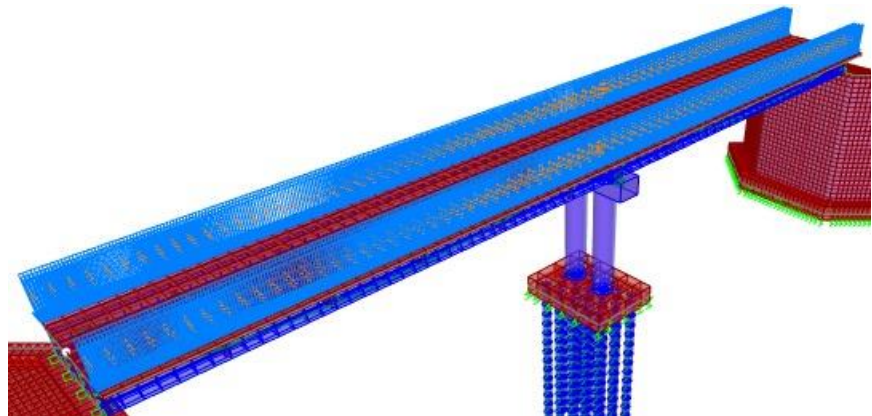


Figura 42: Asignación de carga variable (carga peatonal) -
CSiBRIDGE

Fuente: Elaboración propia

- ✓ Cargas vivas vehiculares

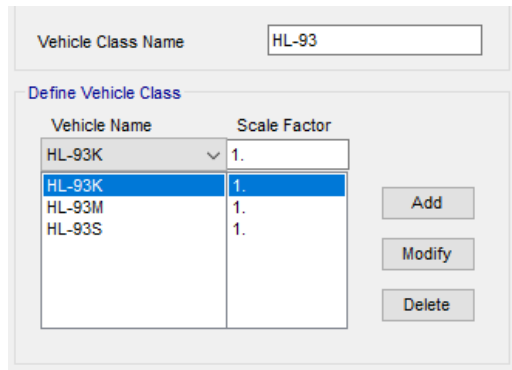


Figura 43: Asignación del camión de diseño, tándem de diseño y especial secuencia vehicular.

Fuente: Elaboración propia

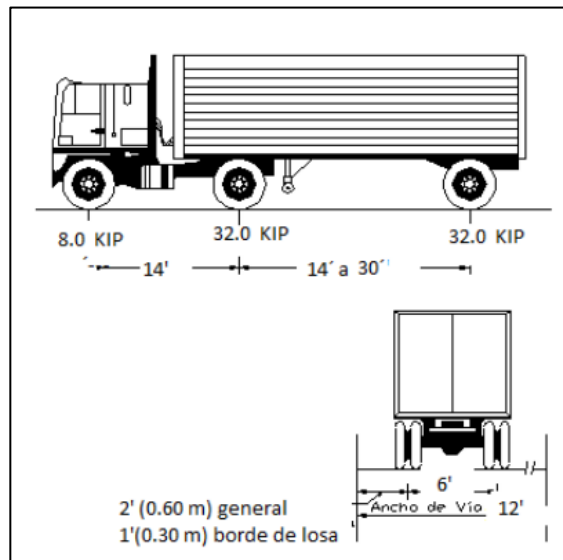


Figura 44: Características del camión de diseño HL -93.

Fuente: Manual de puentes – MTC.

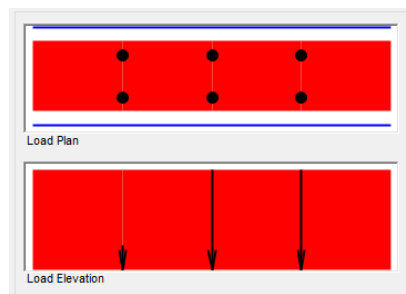


Figura 45: HL-93K*IM (Camión de diseño más incremento del 33% por carga dinámica).

Fuente: Elaboración propia

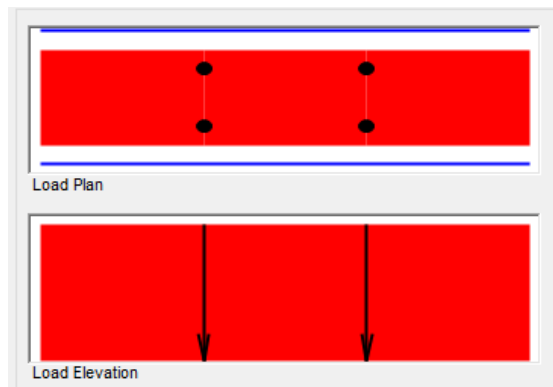


Figura 46: HL-93M*IM (Tándem de diseño más incremento del 33% por carga dinámica).
Fuente: Elaboración propia

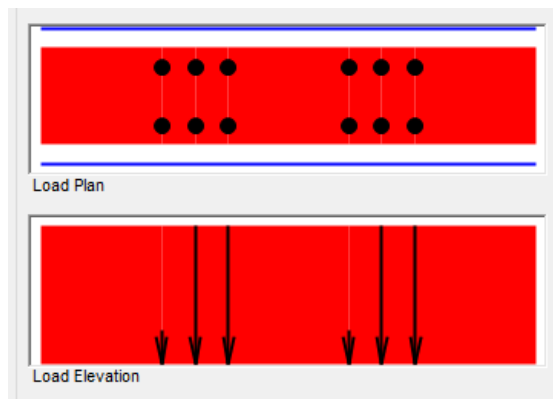


figura 47: HL-93S*IM (Especial de diseño más incremento del 33% por carga dinámica).
Fuente: Elaboración propia

4.9.3. Diseño de losa

El diseño en concreto armado de la losa se realizó para el estado límite de Resistencia I, la cual adjunta y aplica la carga DEAD, MÓVIL, PEATONAL, ASFALTO, VEREDAS Y BARRERAS, cada una con su coeficiente de amplificación, sea el caso, favorable o desfavorable para encontrar en el diseño el acero máximo.

4.9.3.1. Diseño por flexión

Las fuerzas de momentos proporcionadas por el software permitieron calcular el acero requerido para la losa, obtenemos acero en la

dirección longitudinal (que corresponde al eje local 1 del elemento) y en la dirección transversal (que corresponde al eje local 2 del elemento). La metodología empleada por el software para brindar la visualización de las fuerzas es mediante el método de elementos finitos.

- **Acero longitudinal superior (M11-) y verificación por flexión.**

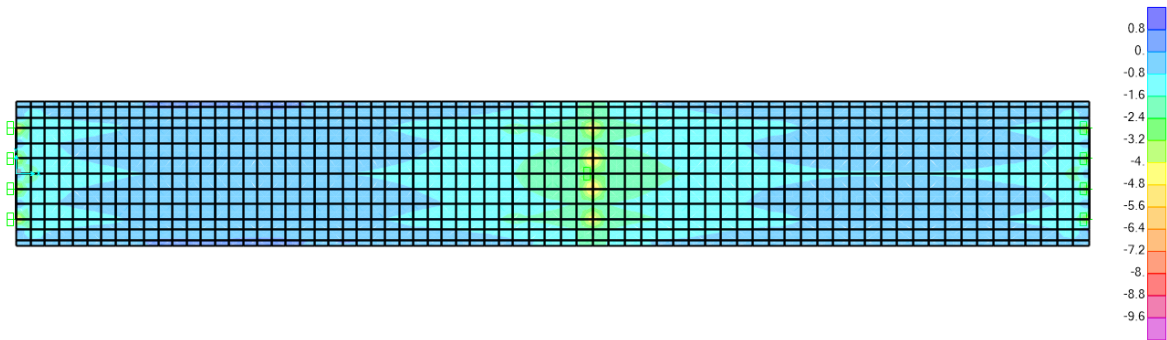


Figura 48: Diagrama de momentos actuantes para cálculo de acero longitudinal superior de losa – CSiBRIDGE

Fuente: Elaboración propia

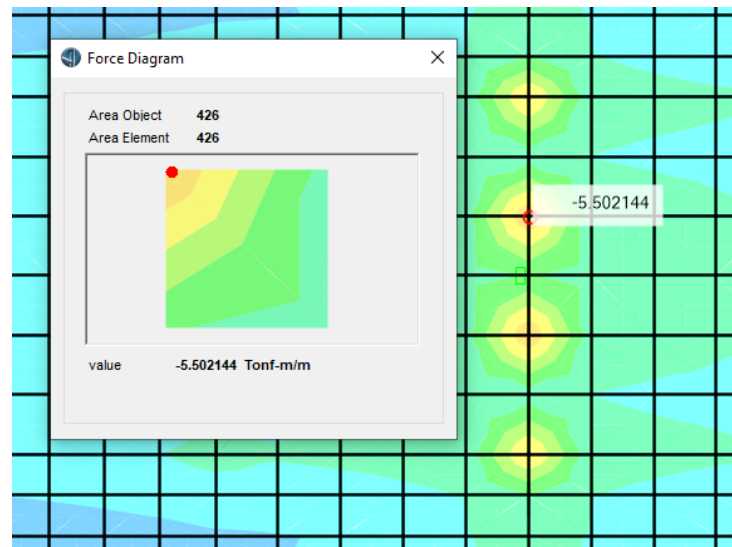


Figura 49: Momento seleccionado para cálculo de acero longitudinal superior de losa – CSiBRIDGE

Fuente: Elaboración propia

Tabla 30: Resumen de cálculo de acero longitudinal superior de losa

$Mu =$	5.50	ton-m/m
$\rho =$	0.00295	/m
$As =$	5.1662	cm ² /m
$\emptyset 1/2" =$	1.29	cm ²
$S =$	0.2497	m
$usar: S =$	0.15	m
$As_{min} =$	3.15	cm ² /m
$As > As_{min}?$	OK	
$As_{real}:$	8.6	cm ² /m
$Mu =$	5.50	ton-m/m
$a =$	0.015	m/m
$\emptyset Mn =$	6.25	ton-m/m
$\emptyset Mn > Mu?$	OK	
USAR: $\emptyset 1/2" @ 0.15m$		

Fuente: Elaboración propia

- **Acero transversal superior (M22-) y verificación por flexión.**

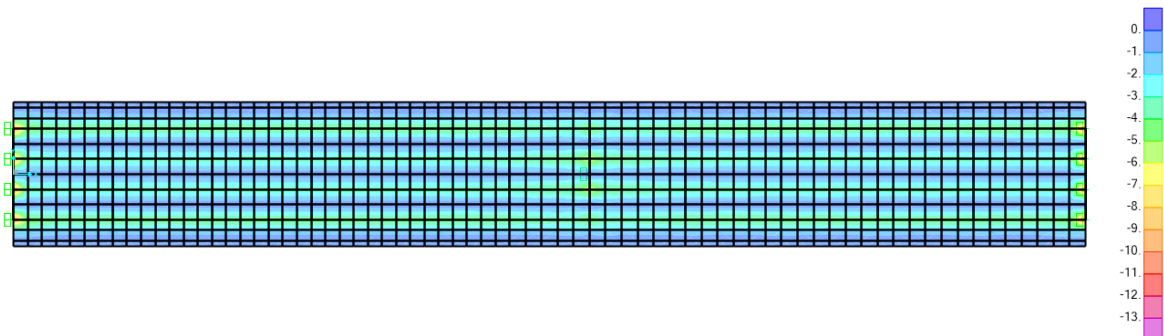


Figura 50: Diagrama de momentos actuantes para cálculo de acero transversal superior de losa – CSiBRIDGE

Fuente: Elaboración propia

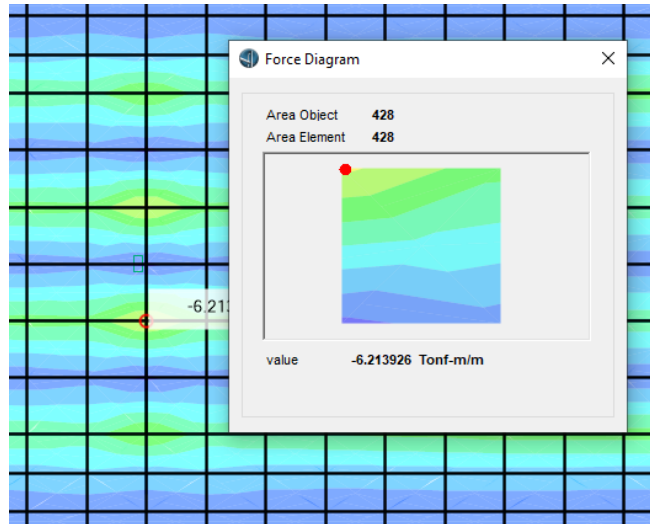


Figura 51: Momento seleccionado para cálculo de acero transversal superior de losa – CSiBRIDGE

Fuente: Elaboración propia

Tabla 31: Resumen de cálculo de acero transversal superior de losa

$Mu =$	6.21	ton-m/m
$\rho =$	0.0033	/m
$As =$	5.85	cm ² /m
$\emptyset 1/2" =$	1.29	cm ²
$S =$	0.22	m
$usar: S =$	0.15	m
$As_{min} =$	3.15	cm ² /m
$As > As_{min}?$	OK	
$As_{real}:$	8.6	cm ² /m
$Mu =$	6.21	ton-m/m
$a =$	0.015	m/m
$\emptyset Mn =$	6.25	ton-m/m
$\emptyset Mn > Mu?$	OK	
USAR: $\emptyset 1/2" @ 0.15m$		

Fuente: Elaboración propia

- Acero longitudinal inferior (M11+) y verificación por flexión.

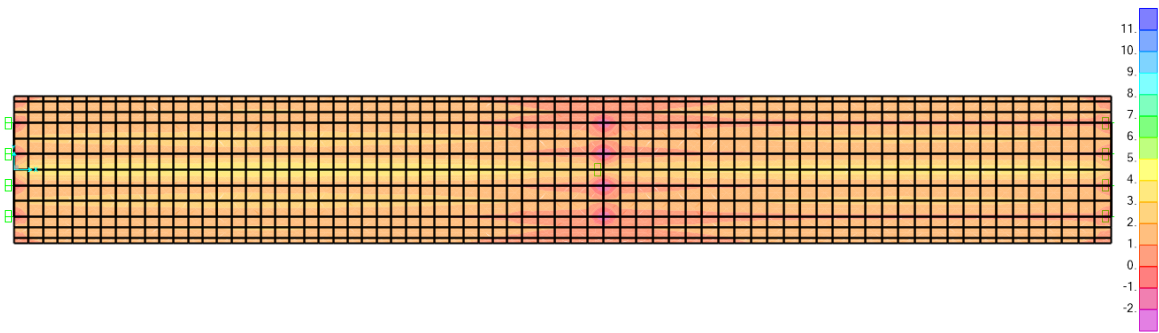


Figura 52: Diagrama de momentos actuantes para cálculo de acero longitudinal inferior de losa – CSiBRIDGE
Fuente: Elaboración propia

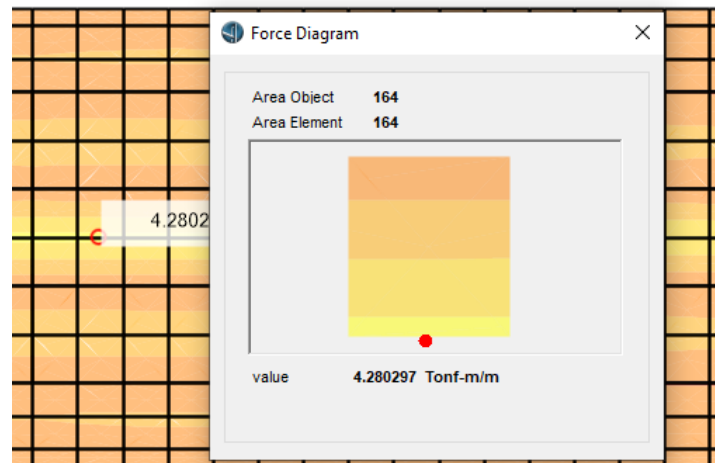


Figura 53: Momento seleccionado para cálculo de acero longitudinal inferior de losa – CSiBRIDGE
Fuente: Elaboración propia

Tabla 32: Resumen de cálculo de acero longitudinal inferior de losa

$M_u =$	4.28	ton-m/m
$\rho =$	0.0023	/m
$A_s =$	3.99	cm ² /m
$\emptyset 1/2" =$	1.29	cm ²
$S =$	0.32	m
$usar: S =$	0.2	m
$A_{s_{min}} =$	3.15	cm ² /m
$A_s > A_{s_{min}}?$	OK	

<i>As real:</i>	6.45	cm2/m
<i>Mu =</i>	4.28	ton-m/m
<i>a =</i>	0.011	m/m
$\emptyset Mn =$	4.74	ton-m/m
$\emptyset Mn > Mu?$	OK	
USAR: $\emptyset 1/2'' @ 0.20m$		

Fuente: Elaboración propia

- **Acero transversal inferior (M22+) y verificación por flexión.**

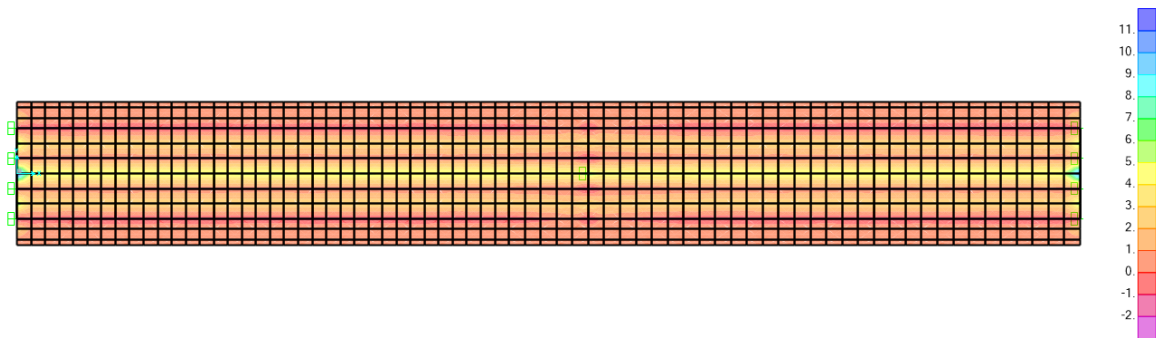


Figura 54: Diagrama de momentos actuantes para cálculo de acero transversal inferior de losa – CSiBRIDGE

Fuente: Elaboración propia

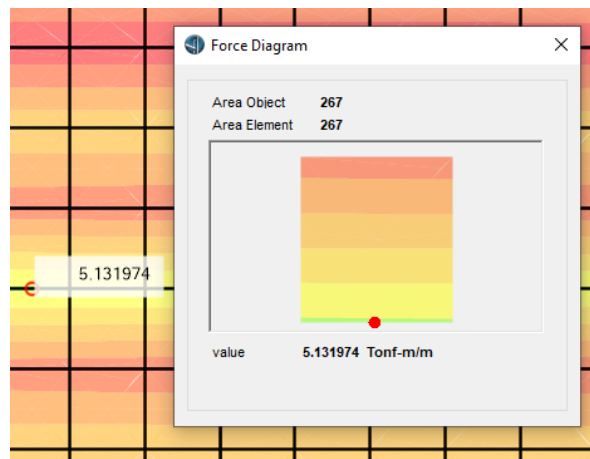


Figura 55: Momento seleccionado para cálculo de acero transversal inferior de losa – CSiBRIDGE

Fuente: Elaboración propia

Tabla 33: Resumen de cálculo de acero transversal inferior de losa

$Mu =$	5.13	ton-m/m
$\rho =$	0.0027	/m
$As =$	4.81	cm ² /m
$\emptyset 1/2" =$	1.29	cm ²
$S =$	0.27	m
$usar: S =$	0.175	m
$As_{min} =$	3.15	cm ² /m
$As > As_{min}?$	OK	
$As_{real}:$	7.37	cm ² /m
$Mu =$	5.13	ton-m/m
$a =$	0.013	m/m
$\emptyset Mn =$	5.39	ton-m/m
$\emptyset Mn > Mu?$	OK	
USAR: $\emptyset 1/2" @ 0.175m$		

Fuente: Elaboración propia

4.9.3.2. Diseño por corte

Las fuerzas de corte proporcionadas por el software permitieron calcular el acero requerido para la losa. Verificamos que la absorción de la cortante se la lleva el concreto por lo que no es necesario colocar confinamiento. La metodología empleada por el software para brindar la visualización de las fuerzas es mediante el método de elementos finitos.

- **Verificación por corte V13 (dirección longitudinal)**

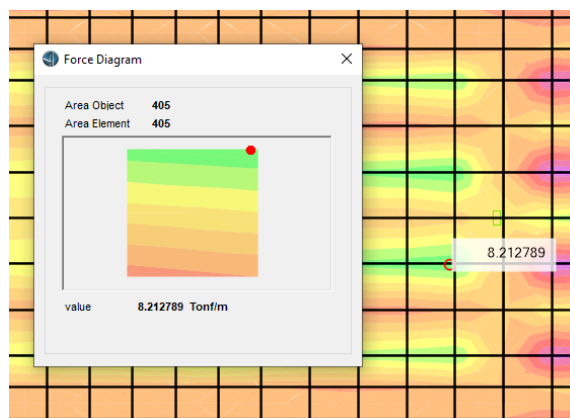


Figura 56: Fuerza cortante seleccionada para verificación por corte (dirección longitudinal) – CSiBRIDGE

Fuente: Elaboración propia

Tabla 34: Resumen de verificación por corte (dirección longitudinal)

$\phi_{corte} =$	0.85	
$f'c =$	2800	ton/m ²
$fy =$	42000	ton/m ²
$Vu =$	8.21	ton/m
$\phi Vc =$	13.19	ton/m
No se necesita estribos.		
$\phi Vc > Vu?$	OK	

Fuente: Elaboración propia

- **Verificación por corte V23 (dirección transversal)**

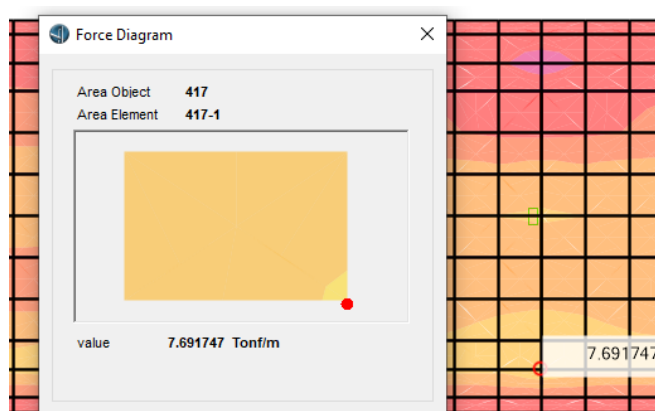


Figura 57: Fuerza cortante seleccionada para verificación por corte (dirección transversal) – CSiBRIDGE

Fuente: Elaboración propia

Tabla 35: Resumen de verificación por corte (dirección transversal)

$\phi_{corte} =$	0.85	
$f'c =$	2800	ton/m ²
$fy =$	42000	ton/m ²
$Vu =$	7.69	ton/m
$\phi Vc =$	13.19	ton/m
No se necesita estribos.		
$\phi Vc > Vu?$	OK	

Fuente: Elaboración propia

4.9.3.3. Distribución del acero de refuerzo

La distribución del acero en la losa será como se presenta a continuación:

✓ **Acero superior longitudinal (M11-):**

Se colocó el acero longitudinal $\varnothing 1/2'' @ 0.15\text{m}$ conforme al diagrama de momentos (M11-), tomando en cuenta la distancia que abarca para dicha fuerza; por otro lado, para los lugares donde no existe esa exigencia, se tomó simplemente el uso de acero mínimo de $\varnothing 3/8'' @ 0.25\text{m}$.

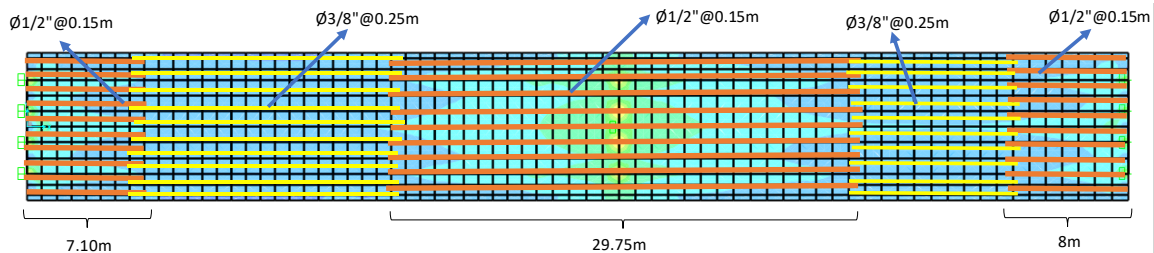


Figura 58: Distribución de acero de refuerzo superior longitudinal en losa

Fuente: Elaboración propia

✓ **Acero superior transversal (M22-):**

Se colocó el acero transversal $\varnothing 1/2'' @ 0.15\text{m}$ conforme al diagrama de momentos (M22-), tomando en cuenta la distancia que abarca para dicha fuerza.

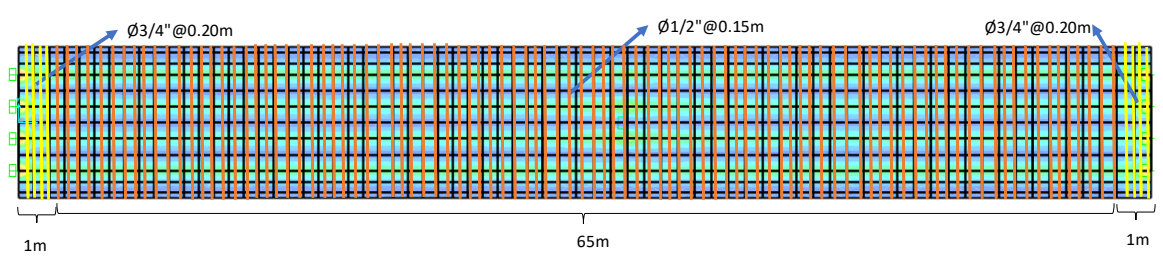


Figura 59: Distribución de acero de refuerzo superior transversal en losa

Fuente: Elaboración propia

También se abasteció de acero $\varnothing 3/4'' @ 0.20\text{m}$ en una distancia de 1m en la parte inicial y final del puente, esto debido a que existe un pequeño incremento de la fuerza de momentos en algunos puntos de los filos inicial y final de la losa.

✓ **Acero inferior longitudinal (M11+):**

La distribución planteada del acero longitudinal de $\varnothing 1/2'' @ 0.20m$ está en los 67m, debido a la magnitud del momento (M11+), el cual no exige un cambio de acero a lo largo del elemento.

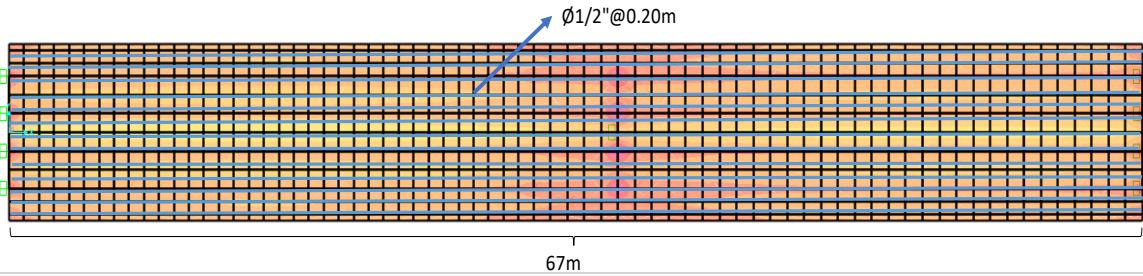


Figura 60: Distribución de acero de refuerzo inferior longitudinal en losa

Fuente: Elaboración propia

✓ **Acero inferior transversal (M22+):**

Se colocó el acero transversal $\varnothing 1/2'' @ 0.175m$ conforme al diafragma de momentos (M22+), tomando en cuenta la distancia que abarca para dicha fuerza. También se abasteció de acero $\varnothing 3/4'' @ 0.20m$ en una distancia de 1m en la parte inicial y final del puente, esto debido a que existe un pequeño incremento de la fuerza de momentos en algunos puntos de los filos inicial y final de la losa.

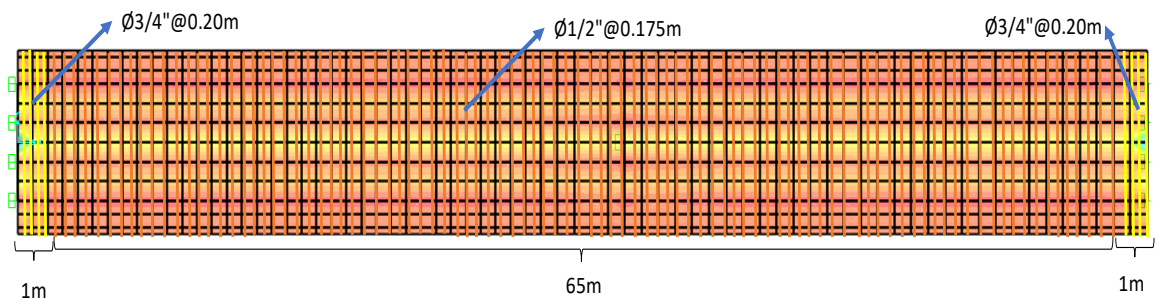


Figura 61: Distribución de acero de refuerzo inferior transversal en losa

Fuente: Elaboración propia

4.9.4. Diseño de vigas postensadas

El diseño de las vigas postensadas, se realizó con la consideración de tendones ASTM A416 Gr270, con capacidad al esfuerzo de rotura de $f_u = 189828.8 \text{ ton/m}^2$; sin embargo, solo se utilizó 70% del esfuerzo de rotura la cual disminuirá conforme pase el tiempo y se vayan presentando las cargas instantáneas y diferidas. A continuación, la colocación de los tendones es como sigue:

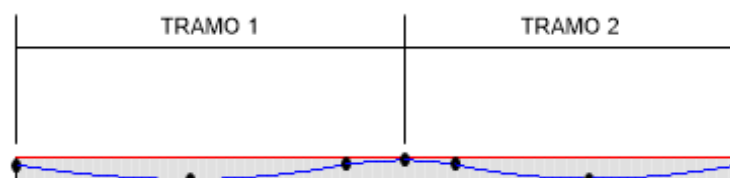


Figura 62: Vista de colocación de tendones en vigas

Fuente: Elaboración propia

1	Start of Tendon	0.	-0.6885	
2	Parabola End Point and Final Slope	16.2	-2.0038	0.
3	Parabola End Point and Initial Slope	30.6	-0.6614	0.
4	Parabola End Point and Final Slope	36.	-0.3	0.
5	Parabola End Point and Initial Slope	40.65	-0.6614	0.
6	Parabola End Point and Final Slope	53.05	-1.9538	0.
7	Parabola End Point and Initial Slope	67.	-0.6885	0.
8	Linear to End of Tendon	67.	-0.2079	

Figura 63: Distancia vertical desde el extremo superior de la losa hacia el centro del eje del tendón

Fuente: Elaboración propia

Se tuvo en cuenta que en la parte inicial del puente (punto A), estará el anclaje activo y en la parte final (punto C) se ubicará el anclaje pasivo. El tensado fue aplicado desde un solo lado, es decir, dicha fuerza actuó en la parte inicial donde está el anclaje activo.

Otras de las consideraciones fueron: Carga de tensión de 142372 ton/m^2 , un área del tendón de 26.6 cm^2 , que compromete a 19 torones de 1.4 cm^2 de área nominal, el tendón fue modelado como elemento, y el caso de carga fue denominado como presfuerzo.

4.9.4.1. Secuencia constructiva

La secuencia constructiva se realizó en el software mediante un análisis no lineal estático, este proceso se realizó tomando en cuenta las condiciones de propiedades dependientes del tiempo para el concreto; así como, las etapas previas de fraguado, la transferencia de fuerzas, la aplicación de las cargas muertas adicionales y el tiempo de vida útil de la estructura. Las condiciones antes mencionadas se entienden a partir de las etapas constructivas utilizadas en el diseño tal y como sigue:

1. Periodo de fraguado: Duración de 7 días: No hay ninguna acción aplicada, ni siquiera el peso propio de la viga.
2. Aplicación de la carga del tendón y de la carga de peso propio de la viga (al 8º día): Duración de 28 días.
3. Aplicación de cargas muertas externas (al 35º día): Duración de 48 días.
4. Periodo de servicio (al 83º día): Duración de 27257 días.

Las etapas asignadas en el software CSIBRIDGE son las siguientes:

The screenshot displays the 'Load Case Name' dialog box in CSIBRIDGE. The 'Load Case Name' is 'PROCESO CONSTRUCTIVO'. The 'Initial Conditions' are set to 'Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State'. The 'Stage Definition' table is as follows:

Stage No.	Duration (Days)	Provide Output	Output Label	User Comments
1	7.	Yes	FRAGUADO	
2	28.	Yes	TRANSFERENCIA MUERTA	
3	48.	Yes	MUERTA DIFERIDA	
4	27257.	Yes		

The 'Data For Stage 1 (7. days; Output: FRAGUADO;)' table is as follows:

Operation	Object Type	Object Name	Age At Add	Type	Name	Scale Factor
Add Structure	Group	<PUENTE CONTINUO>A	0.			
Add Structure	Group	<PUENTE CONTINUO>ALL	0.			

The 'Other Parameters' section has 'Material Properties Are Time Dependent' checked.

Figura 64: Asignación de secuencia constructiva y tiempo de vida útil

Fuente: Elaboración propia

- SETP 1: comienzo de la fase de “fraguado”.
- SETP 2: final de la fase de “fraguado”.
- STEP 3: comienzo de la fase “transferencia”, momento en el que se instala el tendón, se aplica la fuerza de tensado y el peso propio comienza a ser soportado por la viga.
- STEP 4: final de la fase “transferencia”.
- SETP 5: comienzo de la fase “muerta”, momento en el que se aplican las cargas permanentes adicionales correspondientes losa, veredas, barreras, diafragmas y asfalto.
- SETP 6: final de la fase “muerta”.
- SETP 7: comienzo de la fase “infinito”.
- SEPT 8: final de la fase “infinito”, con el desarrollo de las pérdidas diferidas en un horizonte de 75 años.

A continuación, veremos la consideración de tareas por cada una de las etapas en el software:

4.9.4.1.1. Contracción y retracción del concreto en Vigas AASHTO

Tipo VI

Se desarrollaron los fenómenos de contracción y retracción del concreto mediante el software, con la finalidad de poder obtener las pérdidas instantáneas y diferidas al aplicar el postensado. Estos fenómenos se encontraron detallando los pasos del proceso constructivo, estos se presentan a continuación:

- a. Inicio de fraguado: Día “0”.** - Como se logra visualizar no existe ningún desplazamiento en la dirección X; es decir, $U_1=0\text{cm}$.

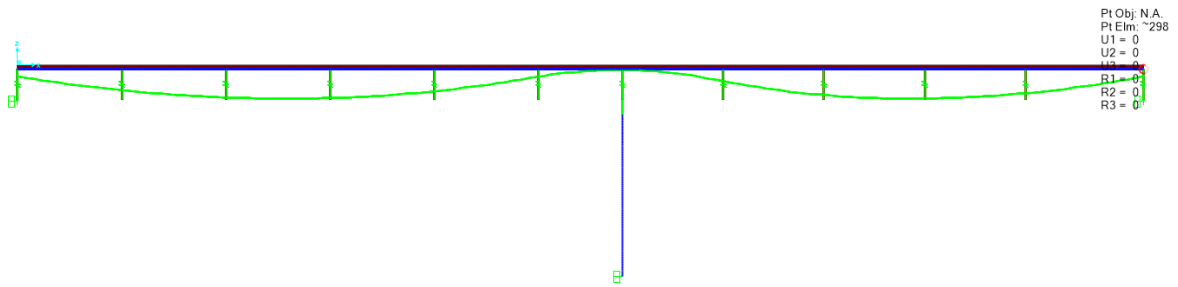


Figura 65: Contracción del concreto por fraguado - Día "0"

Fuente: Elaboración propia

- b. Fraguado: Día "7".** – En esta etapa, existe ya un acortamiento en la dirección X de $U1 = -0.723\text{cm}$, producto de las propiedades dependientes del tiempo asignadas, cuyo resultado se entiende en este lapso de tiempo como retracción del concreto.

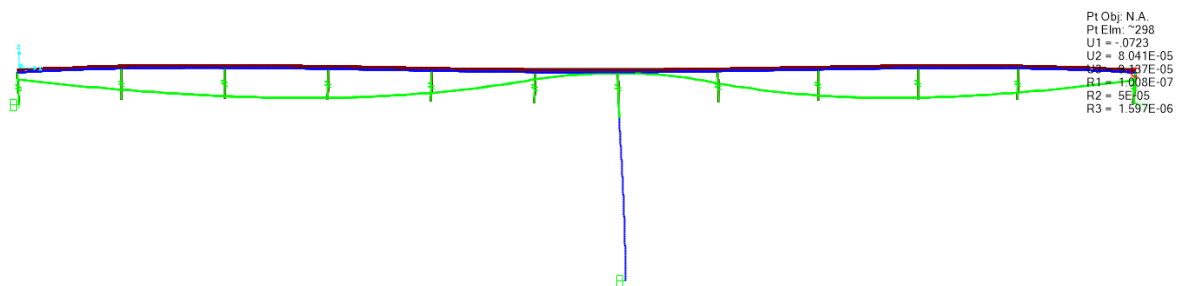


Figura 66: Contracción del concreto por fraguado - Día "7"

Fuente: Elaboración propia

- c. Inicio de transferencia: Día "7".** – En esta etapa, ya se encuentra colocado los tendones y a la vez estos están siendo tensados, este proceso de tensado se realiza días antes de que el concreto llegue a la resistencia a compresión prevista $f'c = 3500\text{ton/m}^2$, para ello en 7 días el concreto habrá llegado a una resistencia variable de entre 75% a 80% de la resistencia máxima, dicho valor oscila entre $f'ci = 2625\text{ton/m}^2$ a 2800ton/m^2 , respectivamente. Se aplicó la carga de peso propio de las vigas longitudinales. El acortamiento del elemento es de $U1 = -1.446\text{cm}$.

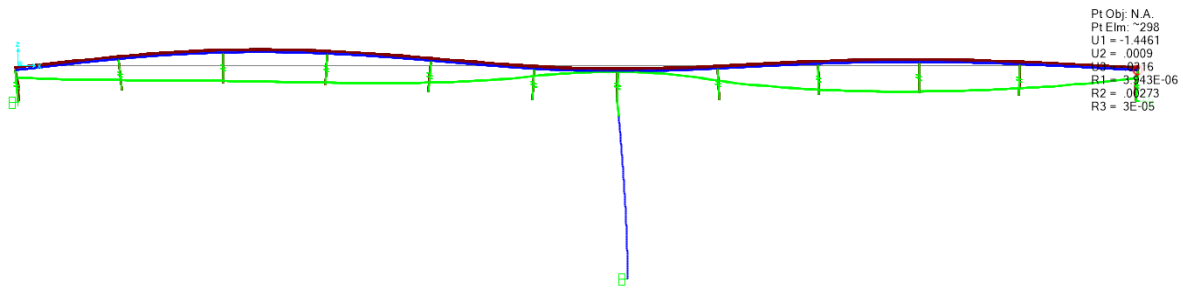


Figura 67: Contracción por inicio de transferencia de cargas (colocación y tensado de tendón) – Día “7”

Fuente: Elaboración propia

- d. Transferencia: Día “35”.** – En esta etapa ya han transcurrido los 28 días, por ende, el concreto ha llegado a su máxima resistencia de $f'c=3500\text{ton/m}^2$ con un acortamiento del elemento de $U1= -2.2139\text{cm}$.

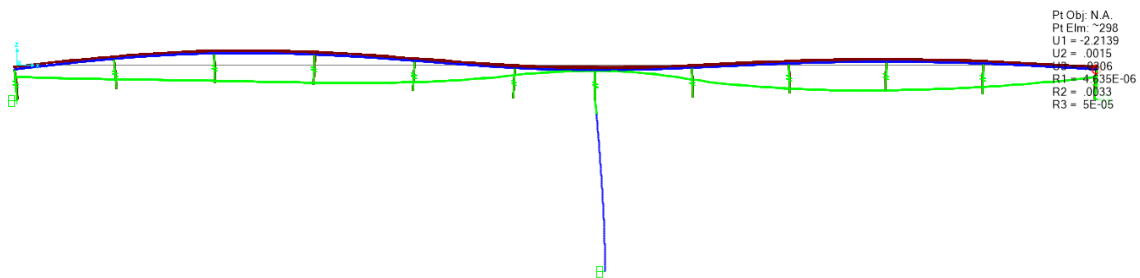


Figura 68: Contracción del concreto por fraguado - Día "35"

Fuente: Elaboración propia

- e. Inicio de aplicación de cargas muertas adicionales: Día “35”.** – En esta etapa, se están aplicando las cargas de peso propio de las vigas longitudinales, el peso de la losa, el peso de las vigas diafragma y las cargas muertas adicionales. El desplazamiento es de $U1= -2.1816\text{cm}$.

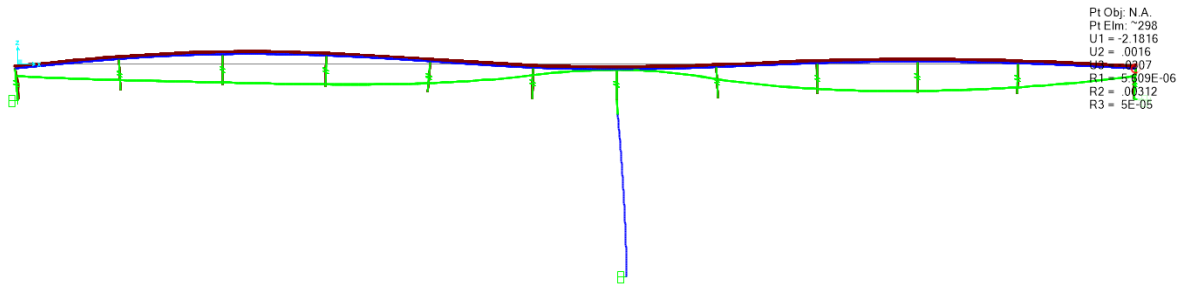


Figura 69: Contracción del concreto por aplicación de cargas muertas adicionales
- Día "35"

Fuente: Elaboración propia

f. Aplicación de cargas muertas adicionales: Día "83". –

Finalizado esta etapa, se ha terminado de montar todas las cargas anteriormente mencionadas, por lo que el desplazamiento resulta ser de $U1 = -2.4738$

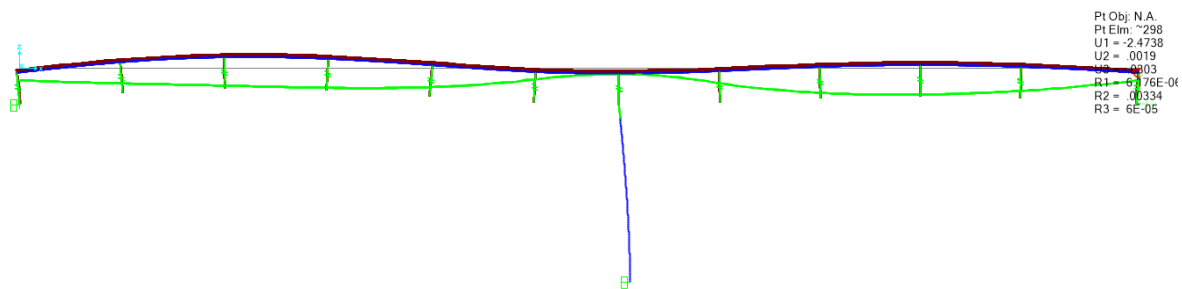


Figura 70: Contracción del concreto por aplicación de cargas muertas adicionales
- Día "83"

Fuente: Elaboración propia

g. Etapa de servicio: Día "27340". –

En esta etapa final en el que se cumple la vida útil del puente y con una resistencia a la compresión de $f'c = 3500 \text{ ton/m}^2$, están aplicadas la carga de peso propio de las vigas longitudinales, el peso de la losa, el peso de las vigas diafragma y las cargas muertas adicionales. El acortamiento total calculado es de $U1 = -2.9681 \text{ cm}$ debido a los fenómenos de contracción y retracción. Este último viene siendo la reducción del volumen de las vigas como se empezó a visualizar en el día 7 de fraguado.

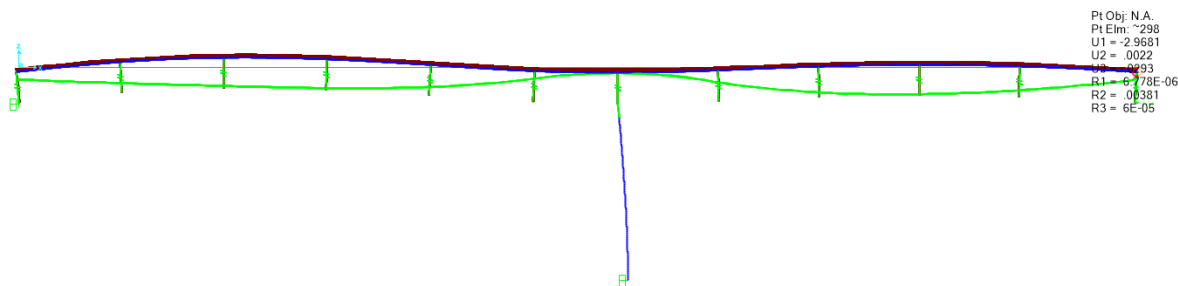


Figura 71: Contracción del concreto al final de vida útil del puente - 75 años

Fuente: Elaboración propia

4.9.4.1.2. Pérdidas de postensado

4.9.4.1.2.1. Cálculo de pérdidas instantáneas de acortamiento

elástico

Las cargas instantáneas fueron determinadas calculando la diferencia que existe entre la fuerza previa de tensado y la fuerza de respuesta (aunque podría desestimarse puesto que la pérdida de acortamiento elástico para un único tendón en vigas postensadas resulta ser teóricamente no considerable); para el diseño de puente se tomó en cuenta dicha pérdida debido a que el tendón alberga una considerable cantidad de 37 torones; esta pérdida resultó ser:

Tabla 36: Pérdidas instantáneas de acortamiento elástico

	DISTANCIA	PREVIO AL TENSADO	FUERZA DE RESPUESTA	PÉRDIDA DE ACORTAMIENTO ELÁSTICO
VIGA EXTERIOR	16.2	638.8758	594.4152	44.4606 ton
	36	520.709	496.7718	23.9372 ton
	53.05	427.6519	397.5641	30.0878 ton
VIGA INTERIOR	16.2	638.8758	594.6143	44.2615 ton
	36	520.709	496.4023	24.3067 ton
	53.05	427.6519	397.7998	29.8521 ton

Fuente: Elaboración propia

$\Delta AE = 8583.13 \text{ ton/m}^2$ (Acortamiento Elástico para la viga exterior).

$\Delta AE = 8544.69 \text{ ton/m}^2$ (Acortamiento Elástico para la viga interior).

4.9.4.1.2.2. Cálculo de pérdidas diferidas

Las cargas diferidas fueron calculadas restando las fuerzas axiales aplicadas en el concreto de los elementos vigas longitudinales, dicha diferencia hace referencia a la etapa de vida útil y la etapa inicial de inicio de transferencia. Se tomaron en cuenta las propiedades dependientes del tiempo del material de concreto y del acero de tensado; esta pérdida total resultó ser:

Tabla 37: Perdidas diferidas por postensado

	DISTANCIA	ETAPA DE INICIO DE TRANSFERENCIA	ETAPA DE VIDA ÚTIL	PÉRDIDAS DIFERIDAS
VIGA EXTERIOR	16.2	-455.5747	-175.1761	280.3986 ton
	36	-169.754	103.3965	273.1505 ton
	53.05	-301.0078	-80.833	220.1748 ton
VIGA INTERIOR	16.2	-451.5808	-174.7107	276.8701 ton
	36	-177.8471	113.8043	291.6514 ton
	53.05	-297.5894	-79.8858	217.7036 ton

Fuente: Elaboración propia

a. Pérdida de fluencia del concreto (creep)

Las cargas producidas por el flujo del concreto fueron calculadas a partir solamente de la aplicación del “creep” y el cambio del Módulo de elasticidad debido a su rigidez y resistencia del material.

Simultáneamente se desactivaron las opciones de contracción del concreto y la relajación del acero.

Time Dependence Considered For	
Item	Factor
<input checked="" type="checkbox"/> Compressive Strength and Stiffness (Modulus of Elasticity)	1
<input checked="" type="checkbox"/> Creep	1
<input type="checkbox"/> Shrinkage	

Time Dependence Considered For	
Item	Factor
<input type="checkbox"/> Prestressing Steel Relaxation	

Figura 72: Asignación de propiedades dependientes del tiempo: fluencia del concreto (Creep)

Fuente: Elaboración propia

$\Delta FP = 20890 \text{ ton/m}^2$ (Fluencia del concreto para la viga exterior).

$\Delta CC = 26932 \text{ ton/m}^2$ (Contracción del concreto para la viga exterior).

$\Delta RE = 6309.1 \text{ ton/m}^2$ (Relajación del acero para la viga exterior).

a. Pérdida de retracción del concreto (Shrinkage)

Las cargas producidas por la contracción del concreto fueron calculadas a partir solamente de la aplicación del “Shrinkage” y el cambio del Módulo de elasticidad debido a su rigidez y resistencia del material. Simultáneamente se desactivaron las opciones fluencia del concreto y la relajación del acero.

Figura 73: Asignación propiedades dependientes del tiempo: contracción del concreto (Shrinkage)

Fuente: Elaboración propia

$\Delta FP = 20606 \text{ ton/m}^2$ (Fluencia del concreto para la viga interior).

$\Delta CC = 26748 \text{ ton/m}^2$ (Contracción del concreto para la viga interior).

$\Delta RE = 6095.6 \text{ ton/m}^2$ (Relajación del acero para la viga interior).

4.9.4.2. Verificación por servicio I

La verificación por estado límite de Servicio I contempló las cargas muertas de peso propio y cargas muertas adicionales en adición a la carga del presfuerzo final con cargas diferidas.

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
PREESF FINAL CON P.DIF.	Linear Static	1.
PREESF FINAL CON P.DIF.	Linear Static	1.
DEAD	Linear Static	1.
ASFALTO	Linear Static	1.
BARRERAS	Linear Static	1.
VEREDAS	Linear Static	1.

Figura 74: Combinación de cargas para verificación por servicio I

Fuente: Elaboración propia

La fuerza de tensado en combinación con las cargas permanentes garantizó una deflexión mínima negativa o contraria positiva; para este caso, las deflexiones fueron en contra; para poder corregir dicho problema se hubiese utilizado otro tendón secuencialmente al primero con el anclaje activo en el punto final; sin embargo, debido a que la flecha negativa es mínima en ambos tramos se optó por escoger un tendón de 37 torones. Las visualizaciones en la parte media de las luces son como sigue:

- Deflexión en el primer tramo: $U3 = -5.8\text{mm}$.

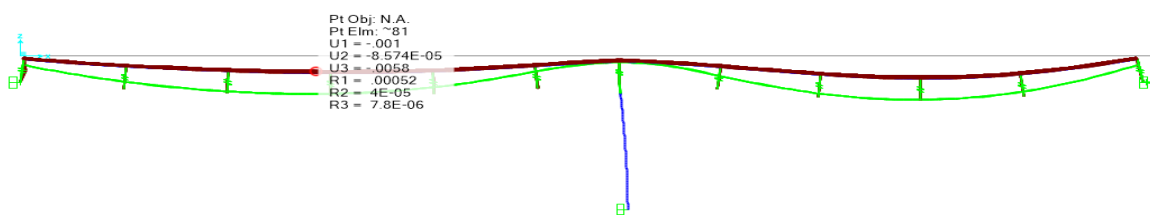


Figura 75: Deflexión del tramo 1 por pérdidas diferidas

Fuente: Elaboración propia

- Deflexión en el segundo tramo: $U3 = -8.1\text{mm}$.

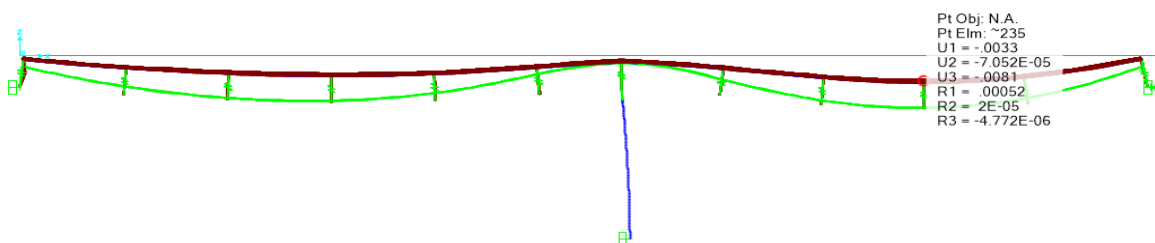


Figura 76: Deflexión del tramo 2 por pérdidas diferidas

Fuente: Elaboración propia

4.9.4.3. Verificación de esfuerzos admisibles en el concreto

Esta verificación se realizó tomando en cuenta los esfuerzos admisibles para el estado límite de Resistencia III, cuyos casos serán:

- 1.) Cuando el elemento viga soporte su propio peso y el tensado no considere las pérdidas diferidas, pero si las instantáneas,
- 2.) Cuando el elemento viga soporte las demás cargas muertas adicionales además de su propio peso y el tensado considere las pérdidas diferidas, así como, las pérdidas instantáneas.

4.9.3.3.1. Verificación para carga de peso propio

Para esta verificación se tomó en cuenta que el esfuerzo admisible del concreto a compresión es equivalente a $0.55f'c$ (según ACI318S-19) y a tracción solamente $0.10f'c$. Se especifica que el valor del esfuerzo de resistencia a la compresión del concreto utilizado para la verificación es de " $f'c=0.80f'ci$ ", puesto que se consideró en el proceso constructivo que la etapa de transferencia se da a los 7 días de maduración.

- Primer tramo



Figura 77: Esfuerzos a tracción y compresión del concreto después de tensado a la edad de 7 días (etapa de transferencia) – TRAMO 1

Fuente: Elaboración propia

$$\sigma_{adm(t)} = 280 \text{ ton/m}^2 > \sigma_{at} = 0 \text{ ton/m}^2 \quad \text{OK.}$$

$$\sigma_{adm(c)} = 1540 \text{ ton/m}^2 > \sigma_{ac} = 983.08 \text{ ton/m}^2 \quad \text{OK.}$$

- Segundo tramo



Figura 78: Esfuerzos a tracción y compresión del concreto después de tensado a la edad de 7 días (etapa de transferencia) – TRAMO 1

Fuente: Elaboración propia

$$\sigma_{adm(t)} = 280 \text{ ton/m}^2 > \sigma_{at} = 0 \text{ ton/m}^2 \quad \text{OK.}$$

$$\sigma_{adm(c)} = 1540 \text{ ton/m}^2 > \sigma_{ac} = 593.12 \text{ ton/m}^2 \quad \text{OK.}$$

4.9.3.3.2. Verificación para carga de peso propio y cargas muertas adicionales

Para esta verificación se tomó en cuenta que el esfuerzo admisible del concreto a compresión es equivalente a $0.40f'_c$ (según ACI318S-19) y a tracción solamente $1.6\sqrt{f'_c}$ (según el código ACI318S-19). Se especifica que el valor del esfuerzo de resistencia a la compresión del concreto utilizado para la verificación es de “ f'_c ”, puesto que se consideró en el proceso constructivo que la etapa de servicio albergaba todas las cargas permanentes sostenidas.

- Primer tramo

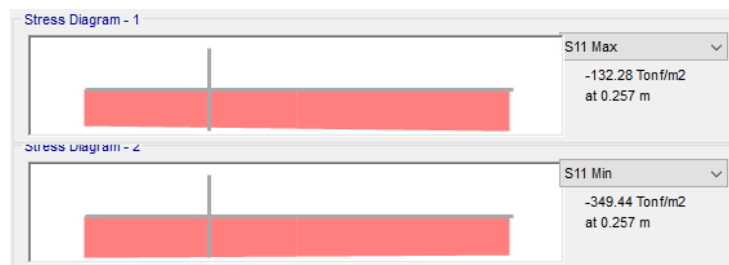


Figura 79: Esfuerzos a tracción y compresión del concreto para la etapa de servicio – TRAMO 1

Fuente: Elaboración propia

$$\sigma_{adm(t)} = 299 \text{ ton/m}^2 > \sigma_{at} = 0 \text{ ton/m}^2 \quad \text{OK.}$$

$$\sigma_{adm(c)} = 1400 \text{ ton/m}^2 > \sigma_{ac} = 983.08 \text{ ton/m}^2 \quad \text{OK.}$$

- Segundo tramo

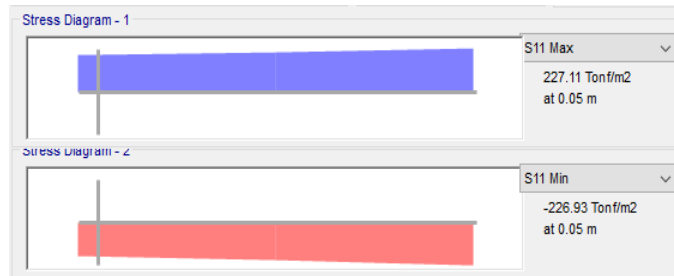


Figura 80: Esfuerzos a tracción y compresión del concreto para la etapa de servicio – TRAMO 2

Fuente: Elaboración propia

$$\sigma_{adm(t)} = 299 \text{ ton/m}^2 > \sigma_{at} = 227.11 \text{ ton/m}^2 \quad \text{OK.}$$

$$\sigma_{adm(c)} = 1400 \text{ ton/m}^2 > \sigma_{ac} = 226.93 \text{ ton/m}^2 \quad \text{OK.}$$

4.9.4.4. Diseño por resistencia I

Se realizó el diseño por estado límite de resistencia mediante el software CSIBRIDGE, el cual genera las combinaciones necesarias utilizando los parámetros del código AASHTO y del MTC.

En dichas combinaciones se tomó en cuenta todas las cargas muertas por peso propio y cargas muertas adicionales, así como el presfuerzo.

Las combinaciones mostradas consideran el presfuerzo inicial con únicamente pérdida instantánea de acortamiento elástico:

- Combinación Str-I1:

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
DEAD	Linear Static	1.25
DEAD	Linear Static	1.25
PREESF INICIAL SIN P.DIF	Linear Static	1.
ASFALTO	Linear Static	1.5
BARRERAS	Linear Static	1.25
VEREDAS	Linear Static	1.25

Figura 81: Combinación de resistencia I de cargas por presfuerzo inicial sin cargas diferidas

Fuente: Elaboración propia

- Combinación Str-I2:

Define Combination of Load Case Results		
Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
DEAD	Linear Static	1.25
DEAD	Linear Static	1.25
PREESF INICIAL SIN P.DIF	Linear Static	1.
ASFALTO	Linear Static	1.5
BARRERAS	Linear Static	0.9
VEREDAS	Linear Static	0.9

Figura 82: Combinación de resistencia II de cargas por presfuerzo inicial sin cargas diferidas

Fuente: Elaboración propia

- Combinación Str-I3:

Define Combination of Load Case Results		
Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
DEAD	Linear Static	1.25
DEAD	Linear Static	1.25
PREESF INICIAL SIN P.DIF	Linear Static	1.
ASFALTO	Linear Static	0.65
BARRERAS	Linear Static	1.25
VEREDAS	Linear Static	1.25

Figura 83: Combinación de resistencia III de cargas por presfuerzo inicial sin cargas diferidas

Fuente: Elaboración propia

- Combinación Str-I4:

Define Combination of Load Case Results		
Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
DEAD	Linear Static	1.25
DEAD	Linear Static	1.25
PREESF INICIAL SIN P.DIF	Linear Static	1.
ASFALTO	Linear Static	0.65
BARRERAS	Linear Static	0.9
VEREDAS	Linear Static	0.9

Figura 84: Combinación de resistencia IV de cargas por presfuerzo inicial sin cargas diferidas

Fuente: Elaboración propia

- Combinación Str-I5:

Define Combination of Load Case Results		
Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
DEAD	Linear Static	0.9
DEAD	Linear Static	0.9
PREESF INICIAL SIN P.DIF	Linear Static	1.
ASFALTO	Linear Static	1.5
BARRERAS	Linear Static	1.25
VEREDAS	Linear Static	1.25

Figura 85: Combinación de resistencia V de cargas por presfuerzo inicial sin cargas diferidas

Fuente: Elaboración propia

- Combinación Str-I6:

Define Combination of Load Case Results		
Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
DEAD	Linear Static	0.9
DEAD	Linear Static	0.9
PREESF INICIAL SIN P.DIF	Linear Static	1.
ASFALTO	Linear Static	1.5
BARRERAS	Linear Static	0.9
VEREDAS	Linear Static	0.9

Figura 86: Combinación de resistencia VI de cargas por presfuerzo inicial sin cargas diferidas

Fuente: Elaboración propia

- Combinación Str-I7:

Define Combination of Load Case Results		
Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
DEAD	Linear Static	0.9
DEAD	Linear Static	0.9
PREESF INICIAL SIN P.DIF	Linear Static	1.
ASFALTO	Linear Static	0.65
BARRERAS	Linear Static	1.25
VEREDAS	Linear Static	1.25

Figura 87: Combinación de resistencia VII de cargas por presfuerzo inicial sin cargas diferidas

Fuente: Elaboración propia

- Combinación Str-I8:

Define Combination of Load Case Results		
Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
DEAD	Linear Static	0.9
DEAD	Linear Static	0.9
PREESF INICIAL SIN P.DIF	Linear Static	1.
ASFALTO	Linear Static	0.65
BARRERAS	Linear Static	0.9
VEREDAS	Linear Static	0.9

Figura 88: Combinación de resistencia VIII de cargas por presfuerzo inicial sin cargas diferidas

Fuente: Elaboración propia

- Combinación envolvente Str-I Envelope:

Define Combination of Load Case Results		
Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
Str-I1	Combination	1.
Str-I1	Combination	1.
Str-I2	Combination	1.
Str-I3	Combination	1.
Str-I4	Combination	1.
Str-I5	Combination	1.
Str-I6	Combination	1.
Str-I7	Combination	1.
Str-I8	Combination	1.

Figura 89: Combinación de envolvente de cargas por presfuerzo inicial sin cargas diferidas

Fuente: Elaboración propia

4.9.4.4.1. Diseño en concreto presforzado para cargas muertas

El diseño en el software CSIBRIDGE tuvo las siguientes pautas:

- Digitalizar en preferencias la norma a utilizarse.
- Crear los casos requeridos de diseño.
- Correr el diseño de los casos asignados anteriormente.

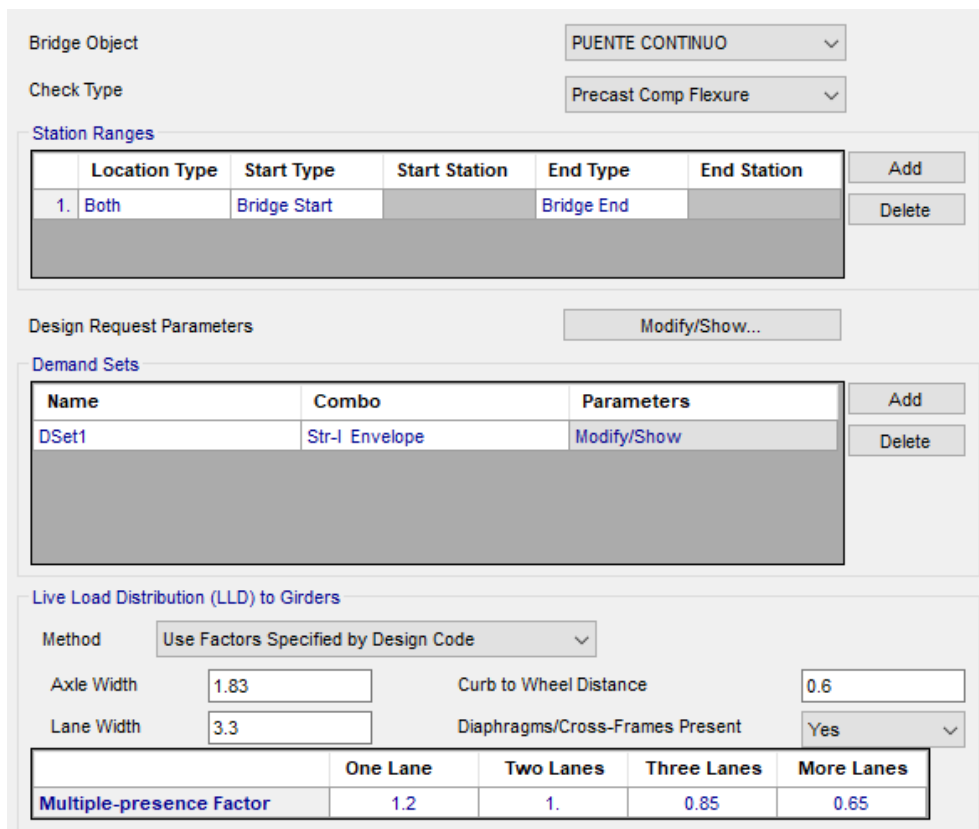
4.9.4.4.1.1. Diseño por flexión

Las condiciones aplicadas en el software para el tipo de diseño: Flexión (Flexure), fue básicamente asignar el combo de diseño “Str-I Envelope (PREESFUERZO)” y la metodología utilizada fue mediante el uso de factores de distribución, dichos factores de distribución genéricamente suelen ser 0.9 de “Mu” para

vigas exteriores y 0.8 de “Mu” para vigas interiores; para determinar exactamente dichos valores con el uso del software y el código asignado, asignamos parámetros como:

- Distancia de eje del camión de diseño de 1.83m.
- Distancia del filo de la vereda a la rueda del camión de diseño de 0.60m.
- Ancho de carril de 3.30m.
- Presencia de diafragmas (Si).
- Factores de múltiple presencia.

La finalidad del diseño es generar los momentos nominales “ØMn” adquirido del acero de tensado ASTM A416 de Gr270 sobre los momentos de demanda “Mu”, producto de las cargas permanentes.



Bridge Object: PUENTE CONTINUO

Check Type: Precast Comp Flexure

Station Ranges

	Location Type	Start Type	Start Station	End Type	End Station	
1.	Both	Bridge Start		Bridge End		Add Delete

Design Request Parameters: Modify/Show...

Demand Sets

Name	Combo	Parameters	
DSet1	Str-I Envelope	Modify/Show	Add Delete

Live Load Distribution (LLD) to Girders

Method: Use Factors Specified by Design Code

Axle Width: 1.83 Curb to Wheel Distance: 0.6

Lane Width: 3.3 Diaphragms/Cross-Frames Present: Yes

	One Lane	Two Lanes	Three Lanes	More Lanes
Multiple-presence Factor	1.2	1.	0.85	0.65

Figura 90: Asignación de parámetros para diseño por flexión de concreto presforzado – verificación por resistencia I

Fuente: Elaboración propia

- **Diseño a flexión de viga exterior derecho**

Se cumple la condición de $\phi M_n > M_u$, **OK**.

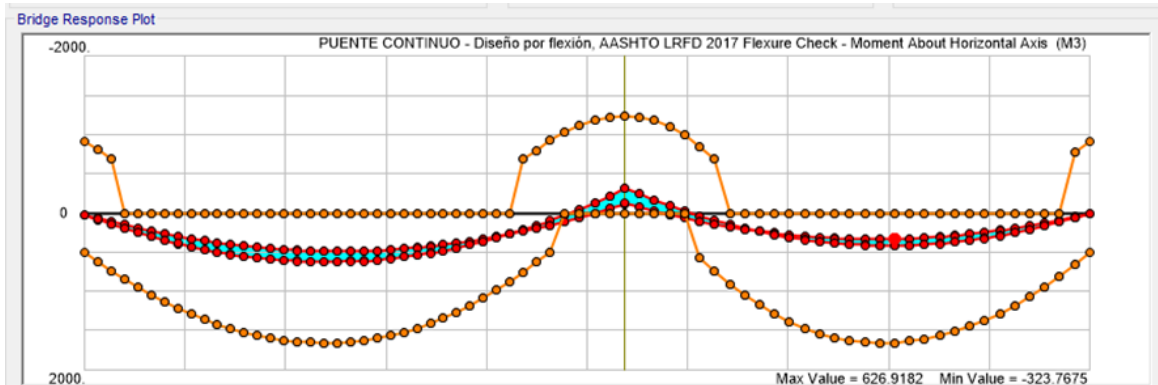


Figura 91: Diagrama de momentos para diseño por flexión de concreto presforzado de viga exterior derecha

Fuente: Elaboración propia

- **Diseño a flexión de viga interior derecho**

Se cumple la condición de $\phi M_n > M_u$, **OK**.

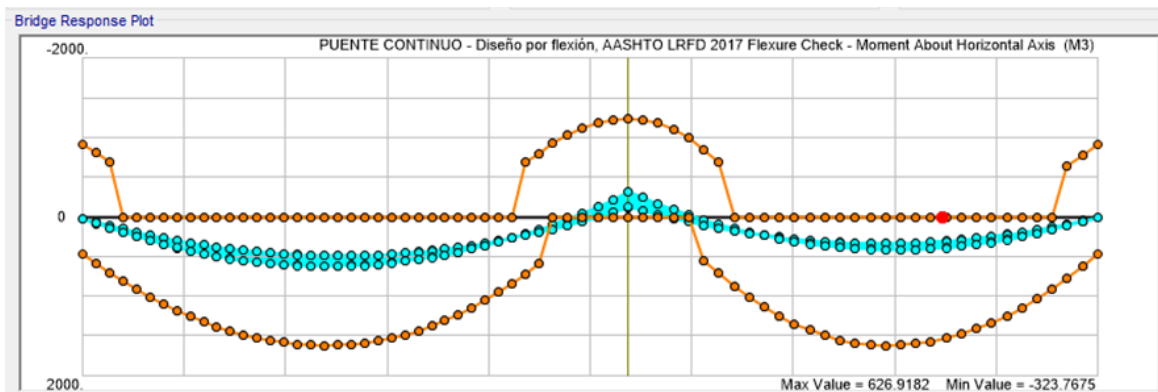


Figura 92: Diagrama de momentos para diseño por flexión de concreto presforzado de viga interior derecha

Fuente: Elaboración propia

4.9.4.4.1.2. Diseño por corte

Las condiciones aplicadas en el software para el tipo de diseño: Corte (Shear), fue básicamente asignar el combo de diseño “Str-I Envelope (PRESFUERZO)” y la metodología utilizada fue mediante el uso de factores de distribución; para determinar exactamente dichos valores con el uso del software y el código asignado, asignamos parámetros como:

- Distancia de eje del camión de diseño de 1.83m.
- Distancia del filo de la vereda a la rueda del camión de diseño de 0.60m.
- Ancho de carril de 3.30m.
- Presencia de diafragmas (Si).
- Factores de múltiple presencia.

La finalidad del diseño es generar los cortantes nominales “ ϕV_n ” adquirido del acero de tensado ASTM A416 de Gr270 sobre los cortantes de demanda “ V_u ”, producto de las cargas permanentes.

Bridge Object: PUENTE CONTINUO

Check Type: Precast Comp Shear

Station Ranges

	Location Type	Start Type	Start Station	End Type	End Station
1.	Both	Bridge Start		Bridge End	

Design Request Parameters: Modify/Show...

Demand Sets

Name	Combo	Parameters
DSet1	Str-I Envelope	Modify/Show

Live Load Distribution (LLD) to Girders

Method: Use Factors Specified by Design Code

Axle Width: 1.83 Curb to Wheel Distance: 0.6

Lane Width: 3.3 Diaphragms/Cross-Frames Present: Yes

	One Lane	Two Lanes	Three Lanes	More Lanes
Multiple-presence Factor	1.2	1.	0.85	0.65

Figura 93: Asignación de parámetros para diseño por corte para concreto presforzado – verificación por resistencia I

Fuente: Elaboración propia

- **Diseño a corte de viga exterior derecha**
Se cumple la condición de $\phi V_n > V_u$, **OK**.

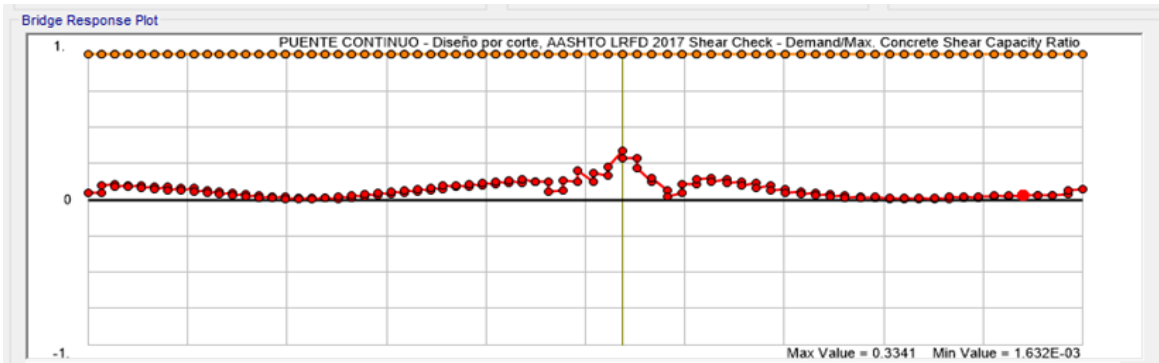


Figura 94: Diagrama de fuerzas cortantes en concreto presforzado para la viga exterior derecha

Fuente: Elaboración propia

- **Diseño a corte de viga interior derecha**

Se cumple la condición de $\phi V_n > V_u$, **OK**.

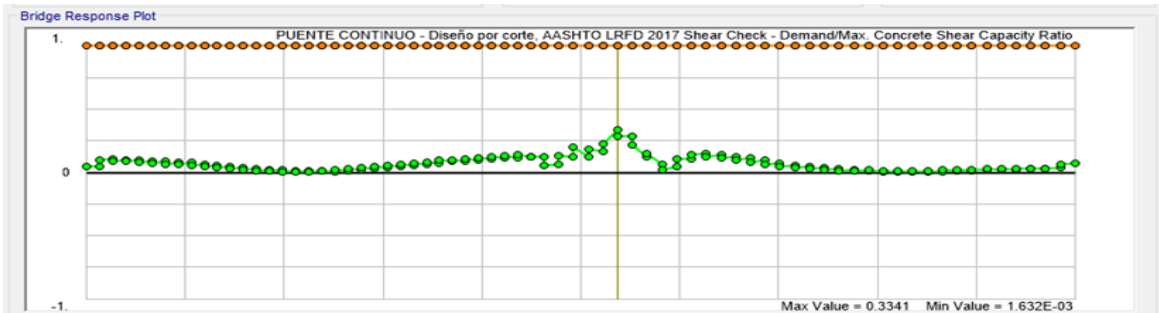


Figura 95: Diagrama de fuerzas cortantes en concreto presforzado para la viga interior derecha

Fuente: Elaboración propia

4.9.4.4.1.3. Diseño por esfuerzos

Las condiciones aplicadas en el software para el tipo de diseño: Esfuerzos (Stress), fue básicamente asignar el combo de diseño “Str-I Envelope (PRESFUERZO)” y la metodología utilizada fue mediante el uso de factores de distribución, para determinar exactamente dichos valores con el uso del software y el código asignado, asignamos parámetros como:

- Distancia de eje del camión de diseño de 1.83m.
- Distancia del filo de la vereda a la rueda del camión de diseño de 0.60m.
- Ancho de carril de 3.30m.

- Presencia de diafragmas (Si).
- Factores de múltiple presencia.

La finalidad del diseño es generar los esfuerzos nominales “ σ_n ” adquirido del acero de tensado ASTM A416 de Gr270 sobre los esfuerzos actuantes “ σ_a ”, producto de las cargas permanentes.

- **Fibra superior para viga exterior derecha**

Se cumple la condición de $\sigma_n > \sigma_a$, **OK**.

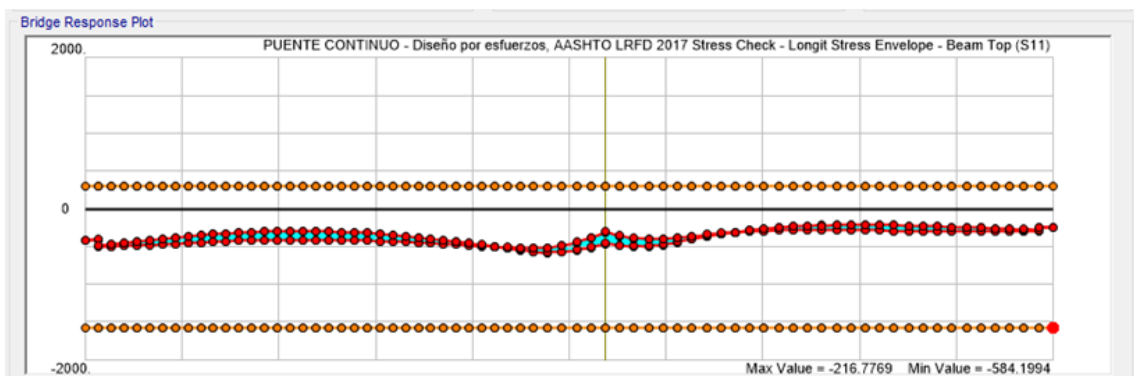


Figura 96: Diagrama de esfuerzos para fibra superior de la viga exterior derecha

Fuente: Elaboración propia

- **Fibra inferior para viga exterior derecha**

Se cumple la condición de $\sigma_n > \sigma_a$, **OK**.

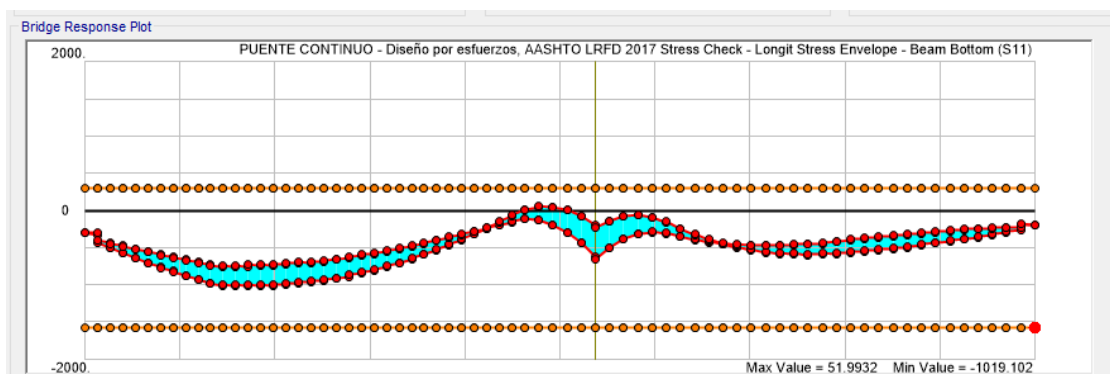


Figura 97: Diagrama de esfuerzos para fibra inferior de la viga exterior derecha

Fuente: Elaboración propia

- **Fibra superior para viga interior derecha**

Se cumple la condición de $\sigma_n > \sigma_a$, **OK**.

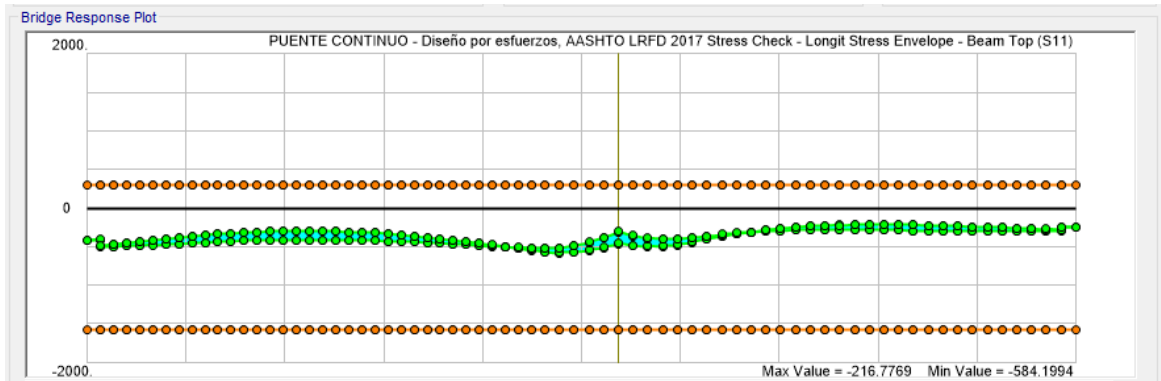


Figura 98: Diagrama de esfuerzos para fibra superior de la viga interior derecha

Fuente: Elaboración propia

- **Fibra inferior para viga interior derecha**

Se cumple la condición de $\sigma_n > \sigma_a$, **OK**.

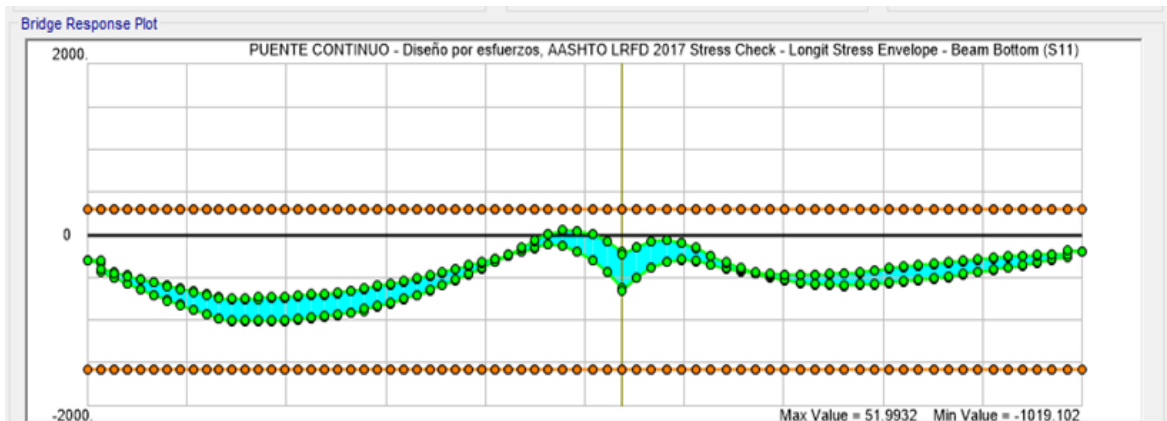


Figura 99: Diagrama de esfuerzos para fibra inferior de la viga interior derecha

Fuente: Elaboración propia

4.9.4.4.2. Diseño en concreto armado para cargas móviles

El diseño en el software CSIBRIDGE tuvo las siguientes pautas:

- Digitalizar en preferencias la norma a utilizarse.
- Crear los casos requeridos de diseño.
- Correr el diseño de los casos asignados anteriormente.

4.9.4.4.2.1. Diseño por flexión

Las condiciones aplicadas en el software para el tipo de diseño: Flexión (Flexure), fue básicamente asignar el combo de diseño “Str-I Envelope (MÓVIL)” y la metodología utilizada fue mediante el uso de factores de distribución, dichos factores de distribución

genéricamente suelen ser 0.9 de “Mu” para vigas exteriores y 0.8 de “Mu” para vigas interiores; para determinar exactamente dichos valores con el uso del software y el código asignado, asignamos parámetros como:

- Distancia de eje del camión de diseño de 1.83m.
- Distancia del filo de la vereda a la rueda del camión de diseño de 0.60m.
- Ancho de carril de 3.30m.
- Presencia de diafragmas (Si).
- Factores de múltiple presencia.

La finalidad del diseño es generar los momentos nominales “ØMn” adquirido del acero de refuerzo ASTM A615 de Gr60 sobre los momentos de demanda “Mu”, producto de la carga transitoria y la carga peatonal.

Bridge Object: PUENTE CONTINUO

Check Type: Precast Comp Flexure

Station Ranges

	Location Type	Start Type	Start Station	End Type	End Station
1.	Both	Bridge Start		Bridge End	

Design Request Parameters: Modify/Show...

Demand Sets

Name	Combo	Parameters
DSet1	Str-I Envelope (MÓVIL)	Modify/Show

Live Load Distribution (LLD) to Girders

Method: Use Factors Specified by Design Code

Axle Width: 1.83 Curb to Wheel Distance: 0.6

Lane Width: 3.3 Diaphragms/Cross-Frames Present: Yes

	One Lane	Two Lanes	Three Lanes	More Lanes
Multiple-presence Factor	1.2	1.	0.85	0.65

Figura 100: Asignación de parámetros para diseño por flexión de concreto armado

Fuente: Elaboración propia

Se respetó el recubrimiento estructural de 5cm que compromete a el recubrimiento superficial y al diámetro del estribo a utilizarse. La colocación de dicho acero no altera la ubicación del acero de presfuerzo (tendón).

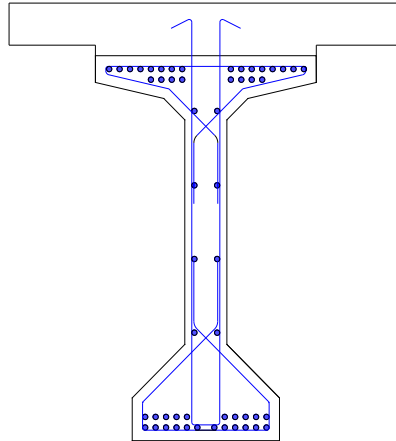


Figura 101: Visualización del acero de refuerzo longitudinal superior e inferior de la sección viga para cargas transitorias y peatonales

Fuente: Elaboración propia

La distribución del acero de refuerzo en el software, fue de la siguiente manera: 1). En la fibra superior se asumió una doble capa con $16\varnothing 1"$ en toda la luz para la primera y $8\varnothing 1"$ en la segunda. 2). En la fibra inferior se asumió de la misma forma doble capa con $12\varnothing 1"$ en toda la luz para la primera y $10\varnothing 1"$ en la segunda. Las distancias verticales variaron en la parte de "TOP" de 0.325m a 0.375m., así mismo, para la parte de "BOTTOM" de 0.10m a 0.15m.

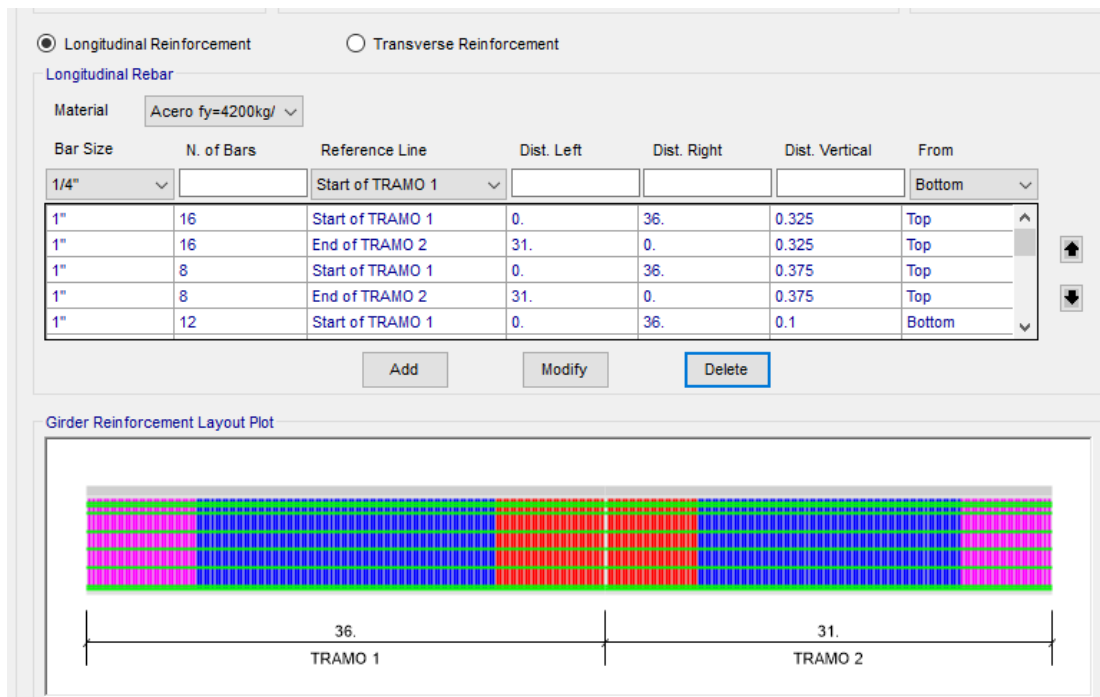


Figura 102: Asignación de distribución de acero de refuerzo en CSiBRIDGE
Fuente: Elaboración propia

- **Diseño por flexión para viga exterior derecha.**
Se cumple la condición de $\phi M_n > M_u$, **OK**.

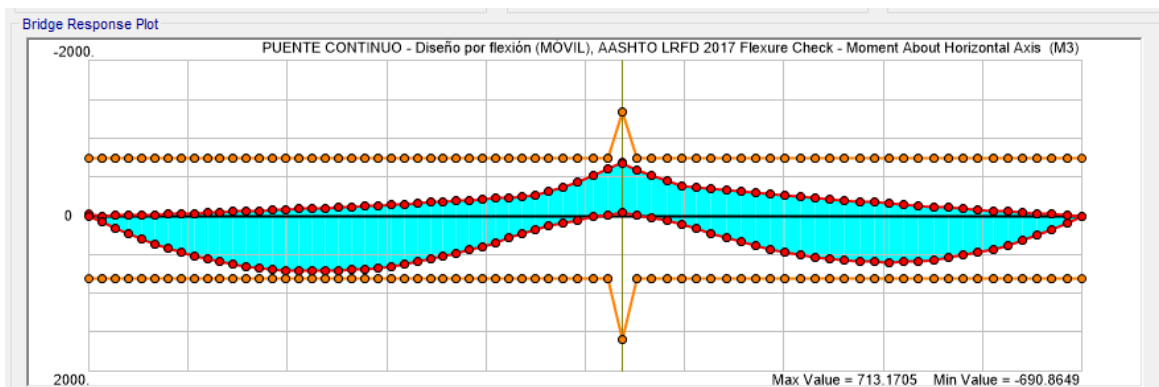


Figura 103: Diagrama de momentos para diseño por flexión en concreto armado de viga exterior derecha
Fuente: Elaboración propia

- **Diseño por flexión para viga interior derecha.**
Se cumple la condición de $\phi M_n > M_u$, **OK**.

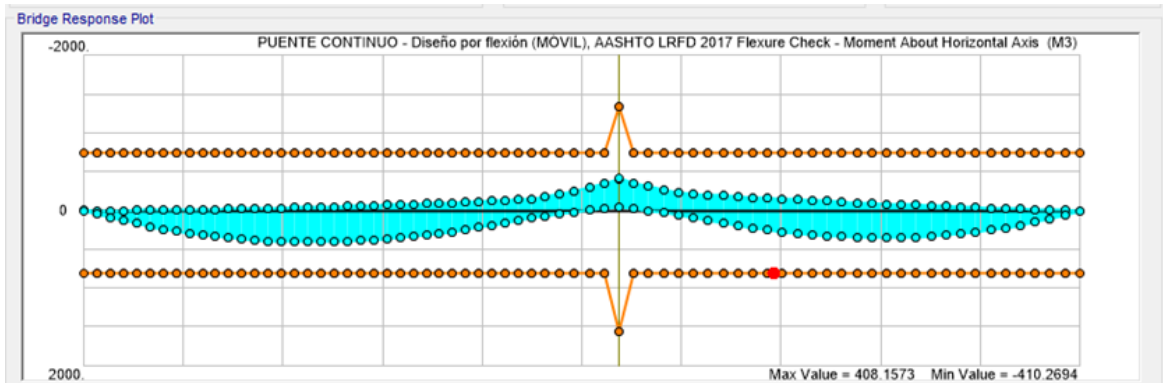


Figura 104: Diagrama de momentos para diseño por flexión en concreto armado de viga interior derecha

Fuente: Elaboración propia

- **Diseño por flexión para viga exterior izquierda.**

Se cumple la condición de $\phi M_n > M_u$, **OK**.

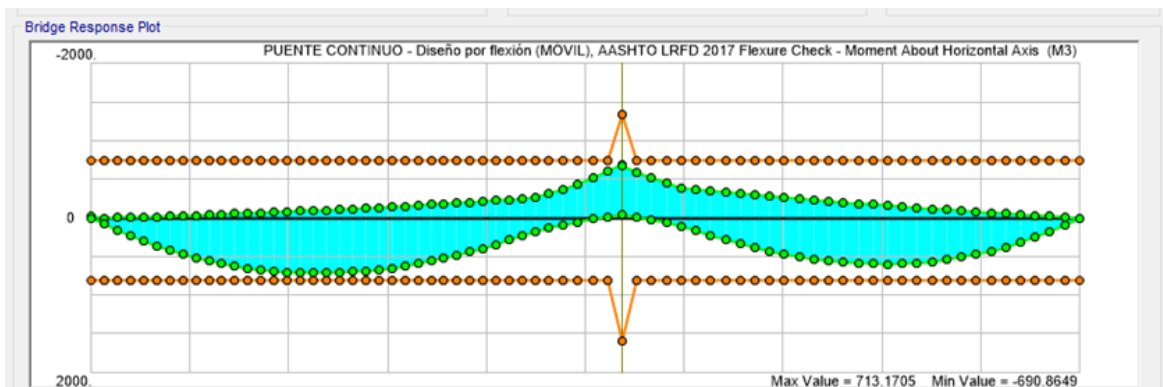


Figura 105: Diagrama de momentos para diseño por flexión en concreto armado de viga exterior izquierda

Fuente: Elaboración propia

- **Diseño por flexión para viga interior izquierda.**

Se cumple la condición de $\phi M_n > M_u$, **OK**.

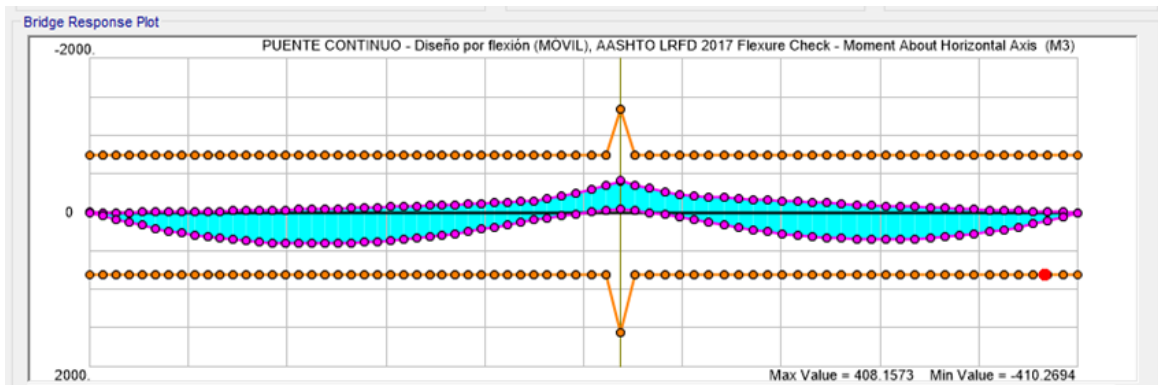


Figura 106: Diagrama de momentos para diseño por flexión en concreto armado de viga exterior izquierda
Fuente: Elaboración propia

4.9.4.4.2.2. Diseño por corte

Las condiciones aplicadas en el software para el tipo de diseño: Corte (Shear), fue básicamente asignar el combo de diseño “Str-I Envelope (MÓVIL)” y la metodología utilizada fue mediante el uso de factores de distribución; para determinar exactamente dichos valores con el uso del software y el código asignado, asignamos parámetros como:

- Distancia de eje del camión de diseño de 1.83m.
- Distancia del filo de la vereda a la rueda del camión de diseño de 0.60m.
- Ancho de carril de 3.30m.
- Presencia de diafragmas (Si).
- Factores de múltiple presencia.

La finalidad del diseño es generar los cortantes nominales “ ϕV_n ” adquirido del acero de refuerzo ASTM A416 de Gr270 sobre los cortantes de demanda “ V_u ”, producto de la carga transitoria y peatonal

Bridge Object: PUENTE CONTINUO

Check Type: Precast Comp Shear

Station Ranges

	Location Type	Start Type	Start Station	End Type	End Station
1.	Both	Bridge Start		Bridge End	

Design Request Parameters: Modify/Show...

Demand Sets

Name	Combo	Parameters
DSet1	Str-I Envelope (MÓVIL)	Modify/Show

Live Load Distribution (LLD) to Girders

Method: Use Factors Specified by Design Code

Axle Width: 1.83 Curb to Wheel Distance: 0.6

Lane Width: 3.3 Diaphragms/Cross-Frames Present: Yes

	One Lane	Two Lanes	Three Lanes	More Lanes
Multiple-presence Factor	1.2	1.	0.85	0.65

Figura 107: Asignación de parámetros para diseño por corte para concreto armado

Fuente: Elaboración propia

Se respetó el recubrimiento superficial de 4cm. La colocación de dicho acero no altera la ubicación del acero de presfuerzo (tendón).

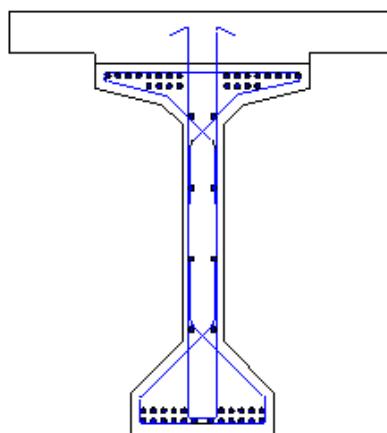


Figura 108: Visualización del acero de refuerzo transversal de la sección viga para cargas transitorias y peatonales.

Fuente: Elaboración propia

La distribución del acero de refuerzo fue constante, es decir, los espaciamientos fueron de $\varnothing 1/2'' @ 0.25m$, puesto que básicamente es acero de montaje; el cortante es absorbido en gran porcentaje por la sección de concreto.

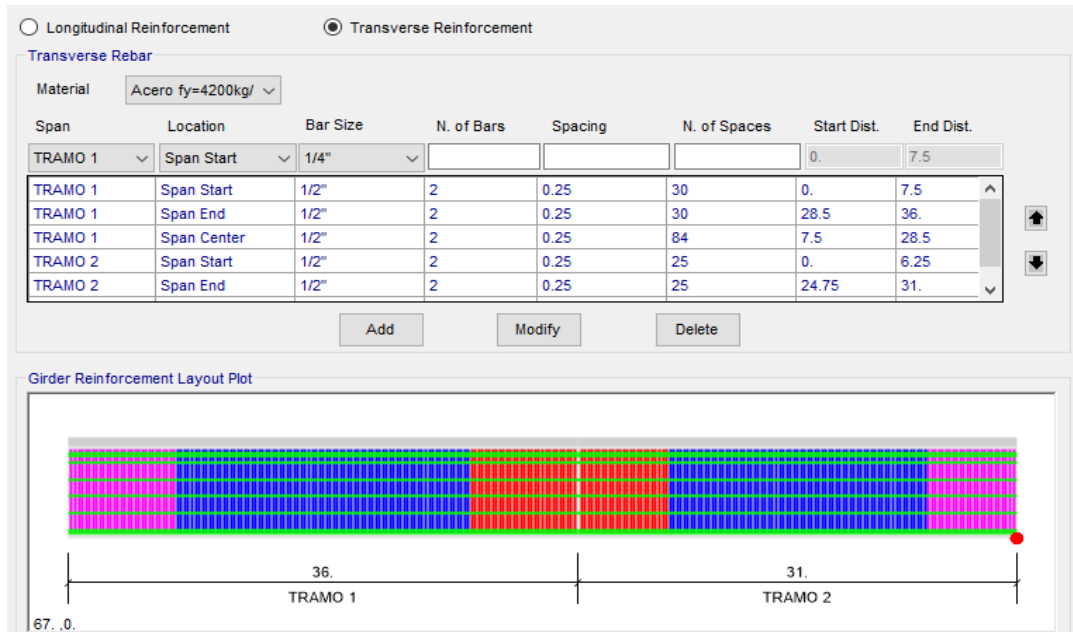


Figura 109: Distribución del acero de refuerzo transversal (estribos)

Fuente: Elaboración propia

- **Diseño por corte para viga exterior derecha.**

Se cumple la condición de $\phi V_n > V_u$, **OK**.

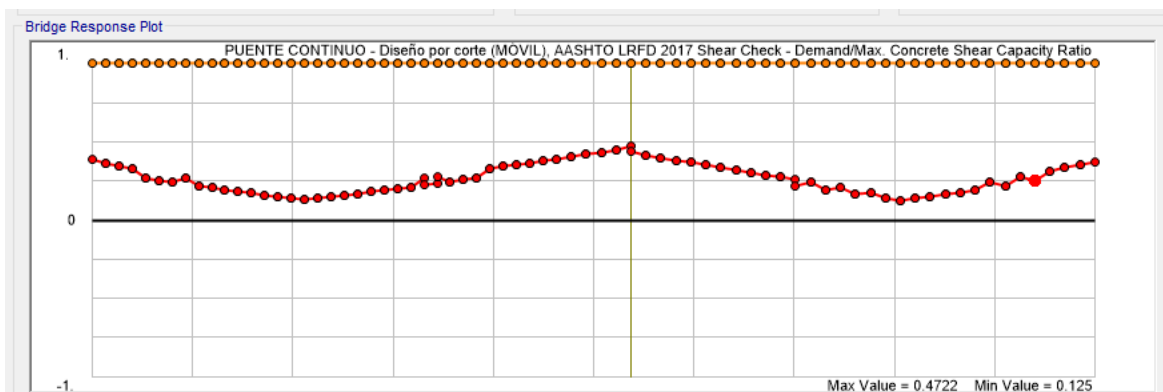


Figura 110: Diagrama de fuerzas cortantes en concreto armado para la viga exterior derecha

Fuente: Elaboración propia

- **Diseño por corte para viga interior derecha.**

Se cumple la condición de $\phi V_n > V_u$, **OK**.

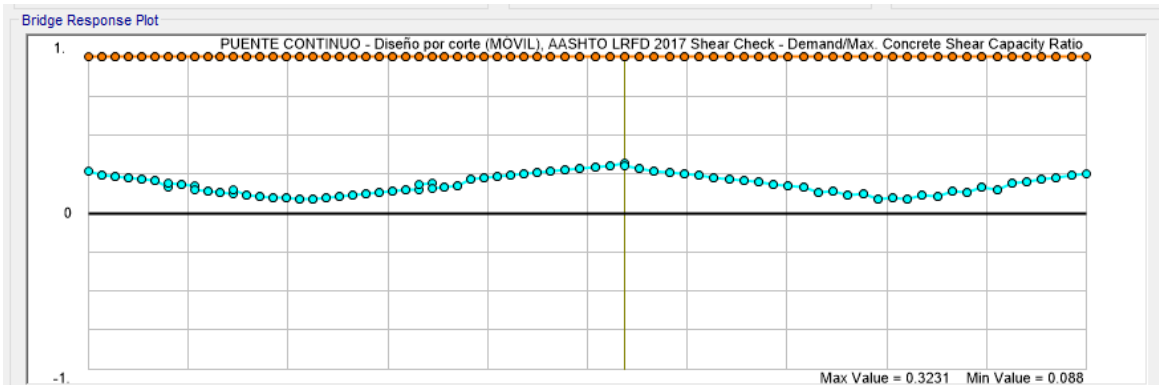


Figura 111: Diagrama de fuerzas cortantes en concreto armado para la viga interior derecha

Fuente: Elaboración propia

- **Diseño por flexión para viga exterior izquierda.**

Se cumple la condición de $\phi M_n > M_u$, **OK**.

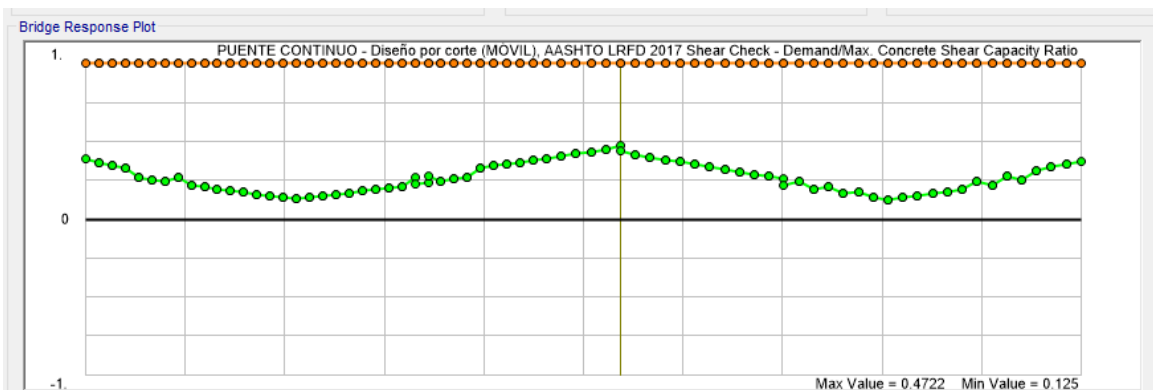


Figura 112: Diagrama de fuerzas cortantes en concreto armado para la viga exterior izquierda

Fuente: Elaboración propia

- **Diseño por flexión para viga interior izquierda.**

Se cumple la condición de $\phi M_n > M_u$, **OK**.

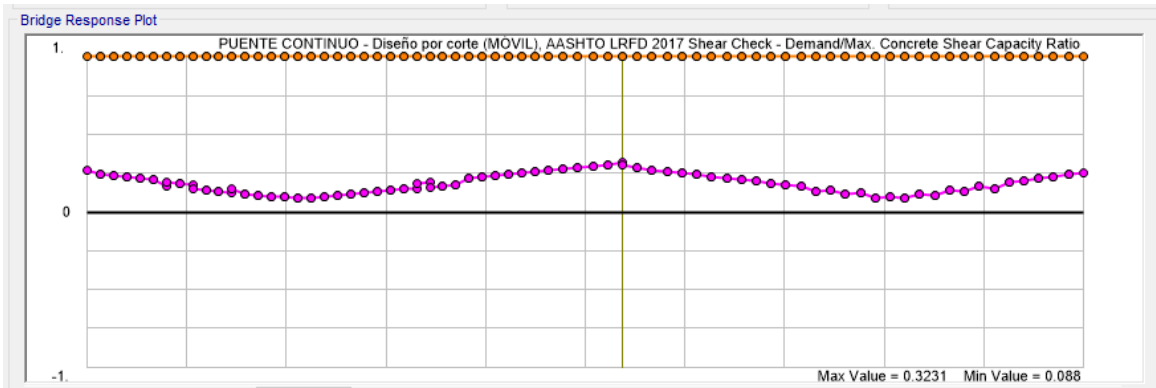


Figura 113: Diagrama de fuerzas cortantes en concreto armado para la viga exterior izquierda

Fuente: Elaboración propia

4.9.4.5. Diseño de acero conector para la sección compuesta

El acero cortante horizontal, denominado como “ v_h ”, en la superficie de contacto entre los elementos que forman la viga compuesta puede calcularse con la siguiente expresión:

$$v_h = \frac{Vu}{\phi bd}$$

Los datos utilizados en el diseño de los conectores fueron:

- $b=1.07$ m (distancia de contacto que existe entre la viga y la losa).
- $Vu = 660.825$ ton (cortante total que compromete a las cargas muertas y transitoria - peatonal). Las cortantes últimas para dichas cargas son como sigue:

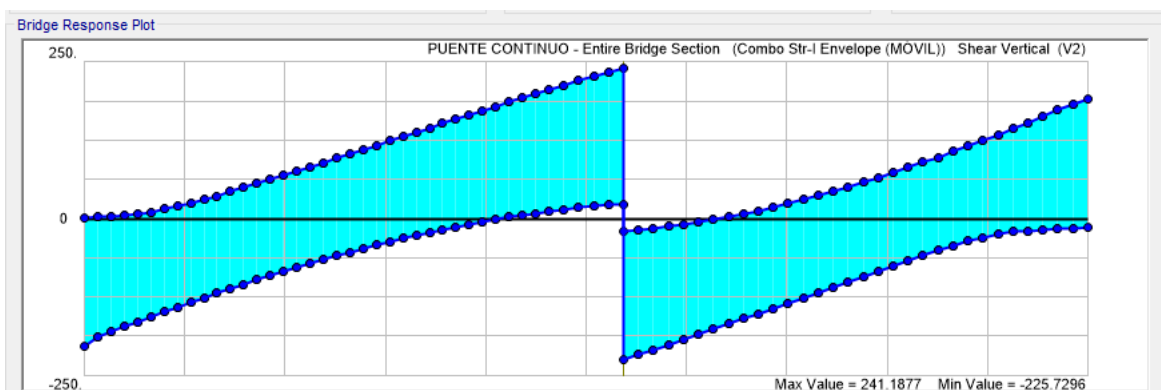


Figura 114: Cortante última ante carga transitoria y peatonal.

Fuente: Elaboración propia

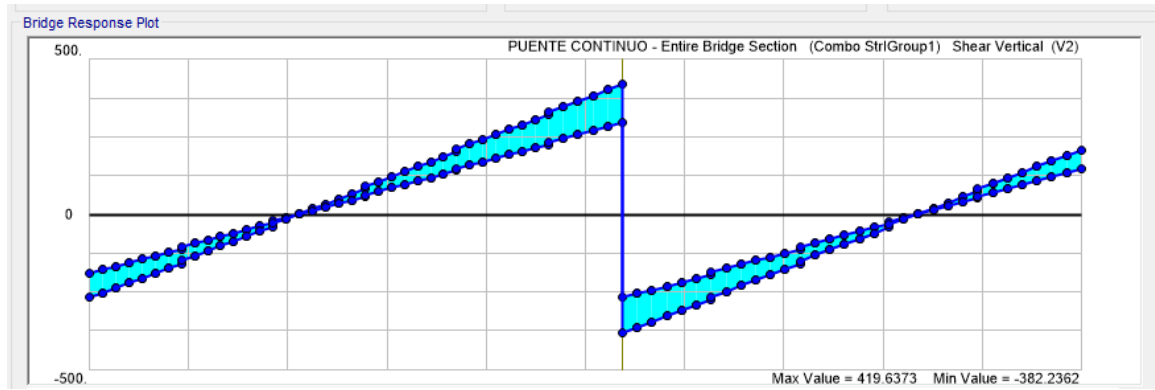


Figura 115: Cortante última ante cargas muertas.

Fuente: Elaboración propia

- $\mu=0.6$ (coeficiente de fricción asumido para cuando el estado de la superficie de contacto).

Tabla 38: Coeficientes de fricción para secciones compuestas según ACI318S.

Estado de la superficie de contacto	Coeficiente de fricción μ
“Concreto construido monolíticamente”	1.4λ
“Concreto colocado contra concreto endurecido que está limpio, libre de lechada, e intencionalmente rugoso con una amplitud total de aproximadamente 6 mm”	1.0λ
“Concreto colocado contra concreto endurecido que está limpio, libre de lechada, y que no se hizo intencionalmente rugoso”	0.6λ
“Concreto construido contra acero estructural que esta tal como fue laminado, sin pintar, y con el cortante transferido a través de la superficie de contacto por medio de pernos con cabeza o por medio de barras o alambres corrugados soldados”	0.7λ
NOTA: “ $\lambda = 1.0$ para concreto de peso normal, $\lambda = 0.75$ para concreto totalmente ligero. En los otros casos, λ de debe calcular con base en las proporciones volumétricas de agregado de peso normal y ligero, pero no debe exceder de 0.85”	

Fuente: Norma ACI318SR, 2014

- El diámetro de la barra de acero de refuerzo (estribos) es de $\varnothing 1/2$ ".
- La separación entre estribos es de $S=0.25m$.

- $d = 1.80$ m (distancia relativa entre la fuerza a compresión y el acero de refuerzo y/o presfuerzo. Para determinar el valor de “d”, se tuvo que determinar, primeramente, el valor de la profundidad del bloque comprimido “a”, para ello se asumieron dos casos:
 - a). El bloque comprimido está por encima de la distancia de 0.25m correspondiente a la losa, lo que quiere decir que solamente la fibra superior de la losa se estaría comprimiendo o
 - b). Cuando el bloque comprimido está en el patín de la viga, lo que explica que tanto la losa como parte de la viga estarían comprimiéndose. Se tomó en cuenta en el cálculo (tal y como se observa en la segunda figura), la diferencia del esfuerzo aplicado, recalcando que para la losa se utilizó un $f'c=2800\text{ton/m}^2$ y para la viga un $f'c=3500\text{ton/m}^2$.

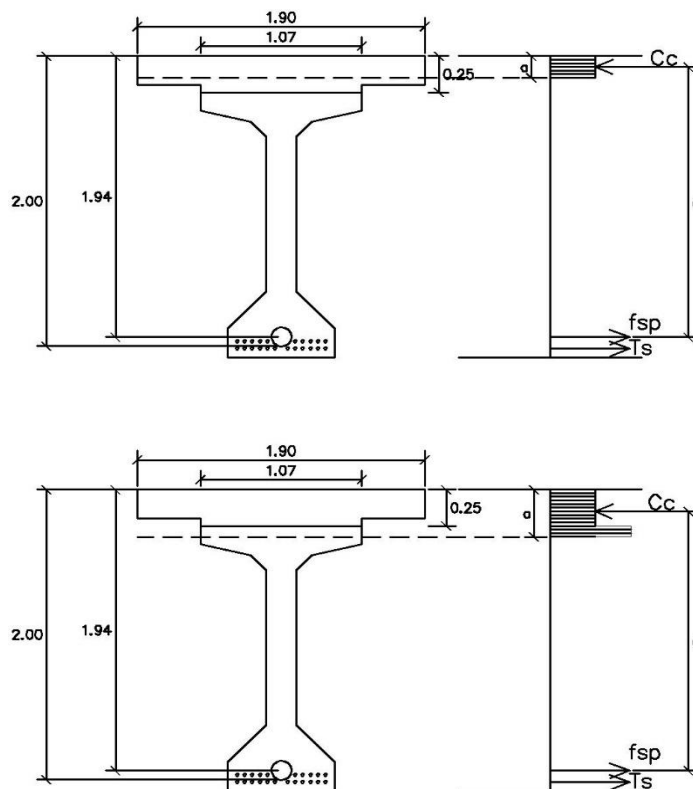


Figura 116: Figura superior: Primer caso ($a < T_s$); Figura inferior: Segundo caso ($a > T_s$).

Fuente: Elaboración propia

Tabla 39: Primer caso ($a < T_s$)

$A_{sp} =$	0.00518	m ²		
$f_y =$	172322.37	ton/m ²		
$f_{sp} =$	892.63	ton		
$T_s =$	471.24	ton		
$C_c =$	1363.87	ton		
$a =$	0.30	m	< 0.25m	ERROR

Fuente: Elaboración propia

Tabla 40: Segundo caso ($a > T_s$).

$A_{sp} =$	0.00518	m ²		
$f_y =$	172322.37	ton/m ²		
$f_{sp} =$	892.63	ton		
$T_s =$	471.24	ton		
$C_c =$	1363.87	ton		
$a =$	0.33	m	> 0.25m	OK
$d =$	1.80	m		

Fuente: Elaboración propia

Reemplazando los valores en la fórmula inicial para determinar cuánto es el esfuerzo cortante por deslizamiento:

$$v_h = 404.38 \text{ ton/m}^2$$

De acuerdo con las recomendaciones del “Manual de diseño de estructuras presforzadas de la UNAM y el código ACI318S”, si la cortante calculada a partir del valor de v_h , b y d es menor que la fuerza horizontal de compresión “ C_c ”, entonces utilizar esta última como fuerza requerida para el diseño de los conectores.

Para determinar el valor del acero requerido para los conectores, “ A_{vf} ” será calculado como:

$$A_{vf} = \frac{V_u}{f_y \mu}$$

Reemplazando los valores:

$$A_{vf} = 636.73 \text{ cm}^2$$

Este valor no deberá ser menor a:

$$A_{vf} \geq \frac{352b}{f_y}$$

Reemplazando los valores:

$$A_{vf\text{mín}} = 224.19\text{cm}^2$$

Se cumple entonces que el acero requerido es mayor al acero mínimo " $A_{vf} > A_{vf\text{mín}}$ ", OK ; los conectores irán separados a cada $S=0.25\text{m}$, al igual que los estribos, dicho esto, se tomarán los ramales salientes del mismo acero de los estribos de $\varnothing 1/2"$, para ello se realizó la verificación la cual consiste en ver si la cantidad de ramales por el número de estribos a lo largo de la viga es mayor que el acero requerido. El acero transversal total es de:

$$A_v = 693\text{cm}^2; \text{cumpliéndose que, } "A_v > A_{vf}", \text{ OK}$$

Por lo tanto: Los conectores utilizados fueron de 2 ramales de $\varnothing 1/2"$ @0.25m.

4.9.5. Diseño de diafragma

El diseño del diafragma se realizó mediante el software SAP2000, en el cual se adicionó de manera breve las condiciones para cargas móviles incluyendo la sobrecarga distribuida y el efecto dinámico vehicular (en el caso que esté cargado por un solo camión o sea cargado por dos camiones) y cargas muertas como el peso propio del elemento, así como la carga de asfalto. Las cargas que están sobre los volados, los cuales se entienden como barreras, veredas, losa y asiento, fueron asignadas en el primer apoyo de la viga exterior como una carga puntual y un momento (para ambos extremos).

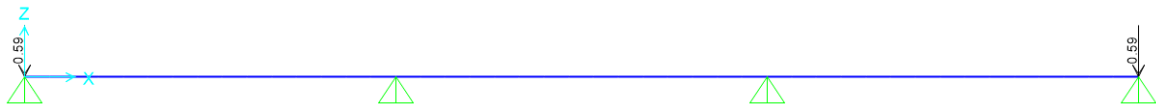


Figura 117: Asignación de carga puntual en los apoyos externos correspondiente a cargas muertas en el volado.

Fuente: Elaboración propia

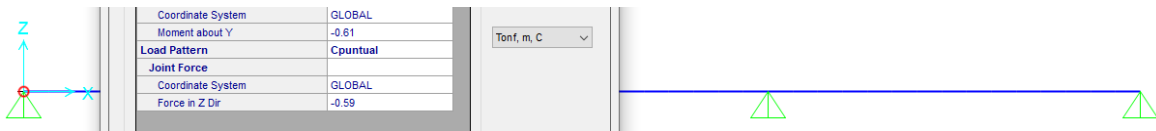


Figura 118: Asignación del momento izquierdo en el apoyo externo correspondiente a cargas muertas en el volado izquierdo.

Fuente: Elaboración propia

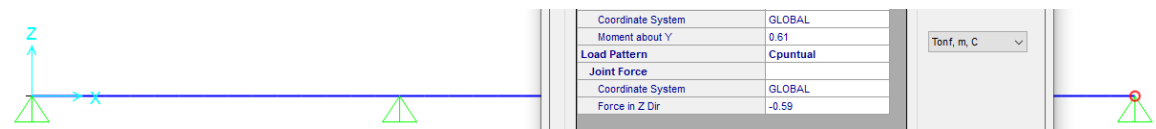


Figura 119: Asignación del momento derecho en el apoyo externo correspondiente a cargas muertas en el volado derecho.

Fuente: Elaboración propia

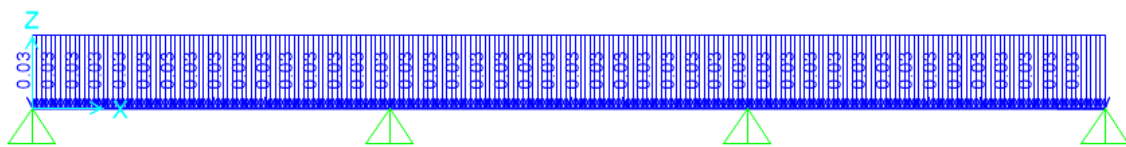


Figura 120: Asignación de carga distribuida de superficie de rodadura.

Fuente: Elaboración propia

De igual se aplicó la carga peatonal, generando cargas puntuales y momentos a los extremos. A continuación, veremos la solución hiperestática para cargas muertas y para carga móvil y peatonal.

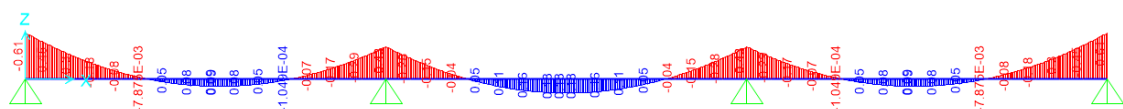


Figura 121: Diagrama de momentos para cargas muertas.

Fuente: Elaboración propia

En el software SAP2000, se tomó en cuenta las cargas del camión HL-93, vista trasera de este, tomándose 7.26ton por cada llanta en el eje. La separación máxima entre dos camiones fue de 1.80m y mínima de 1.20m. Se adicionó al camión HL-93 la sobrecarga repartida de 0.96ton/m en 3 metros.

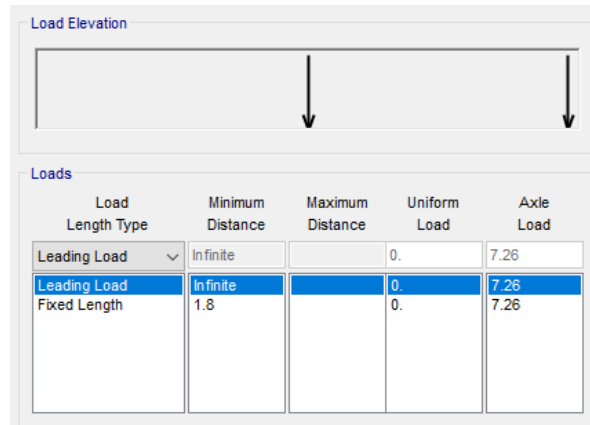


Figura 122: Aplicación de cargas “P/2” para 1 camión HL-93.

Fuente: Elaboración propia

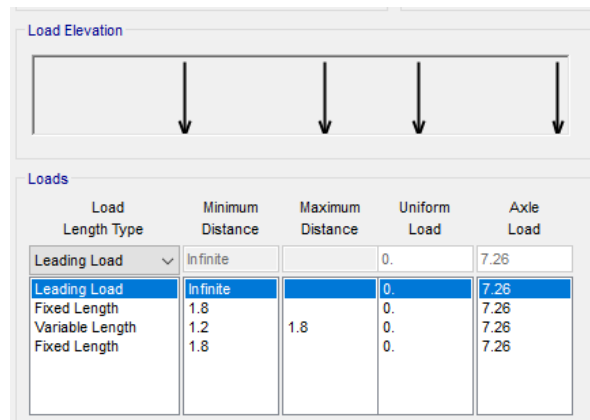


Figura 123: Aplicación de cargas “P/2” para 2 camiones HL-93.

Fuente: Elaboración propia

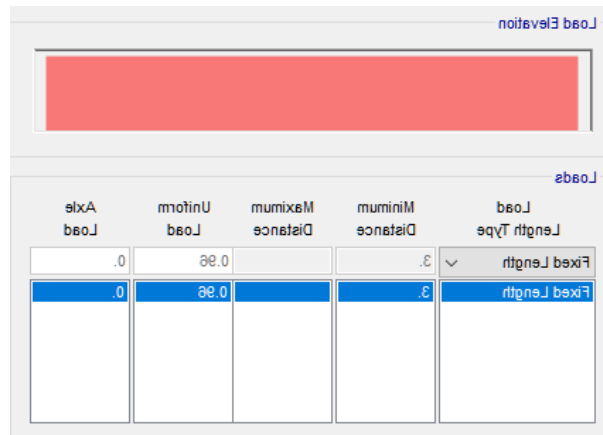


Figura 124: Aplicación de sobrecarga de 0.96ton/m para en 3m.

Fuente: Elaboración propia

Las combinaciones de carga para el diseño de Resistencia I fueron como se muestra a continuación:

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
Wpp	Linear Static	1.25
Wpp	Linear Static	1.25
Asfalto	Linear Static	1.5
1 HL-93	Moving Load	1.75
2 HL-93	Moving Load	1.75
S/C*1.33	Moving Load	1.75
1.25CpuntualDC+1.25MDC	Combination	1.
1.75CpuntualPL+1.75MPL	Combination	1.

Figura 125: Combinación 1: con casos de carga con factores de incremento máximo.

Fuente: Elaboración propia

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
Wpp	Linear Static	0.9
Wpp	Linear Static	0.9
Asfalto	Linear Static	0.65
1 HL-93	Moving Load	1.75
2 HL-93	Moving Load	1.75
S/C*1.33	Moving Load	1.75
0.9CpuntualDC+0.9MDC	Combination	1.
1.75CpuntualPL+1.75MPL	Combination	1.

Figura 126: Combinación 2: con casos de carga con factores de incremento mínimo.

Fuente: Elaboración propia

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
Combinación 2	Combination	1.
Combinación 2	Combination	1.
Combinación 1	Combination	1.

Figura 127: Combinación envolvente: con casos de carga de Combinación 1 y 2.

Fuente: Elaboración propia

4.8.5.1. Diseño por flexión

El diseño por flexión de la viga diafragma se realizó con el uso del diagrama de momentos con denominación “envolvente”, la cual corresponde a la sollicitación por el estado límite de Resistencia I. El acero negativo se diseñó con el momento a la cara del alma de la primera viga longitudinal, es decir a 0.10m, mientras que el acero positivo será diseñado a 0.4L de la luz de la distancia entre apoyos. Es importante señalar que, del cálculo desarrollado, el acero positivo resulta ser básicamente el requerimiento para la combinación de cargas transitoria y peatonal.

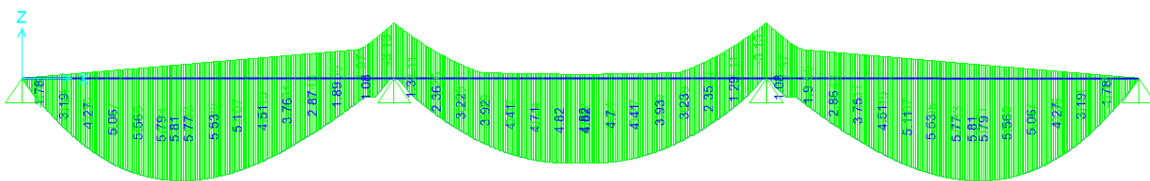


Figura 128: Diagrama de momentos de carga peatonal y carga móvil (LL+IM) para cuando esté cargado por uno o dos camiones.

Fuente: Elaboración propia

Se generó 3 tipos de acero: a). Acero superior, b). Acero inferior, c). Acero por contracción o temperatura. El acero inferior cubrió todos los momentos negativos que generalmente son originados por las cargas muertas; el acero superior cubrió todos los momentos positivos que usualmente se obtienen de las cargas móviles y peatonales; el acero

por contracción y temperatura, garantiza evitar problemas bruscos de retracción y fisuración debido al gran peralte del elemento.

a) **Acero superior:** El momento actuante a la cara en $X=0.10\text{m}$ fue de: $M_u (-) = -2.31 \text{ ton-m}$.

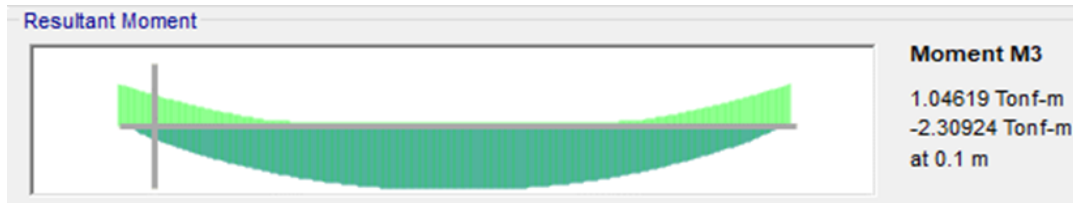


Figura 129: Momento último a la cara del apoyo: $X=0.10\text{m}$ desde el eje.

Fuente: Elaboración propia

Tabla 41: Cálculo de acero superior del diafragma

As (-), 5Ø3/4" =	14.2	cm ²			
diámetro 3/4" =	1.905	cm			
Ø3/8", estribo =	0.9525	cm			
recubrimiento =	4	cm			
$h_{viga} =$	208	cm			
$f'c =$	350	kg/cm ²			
$fy =$	4200	kg/cm ²			
$b =$	30	cm			
Ø flexion =	0.9				
$d =$	202.095	cm			
$a =$	6.68	cm			
ØMn =	106.68	ton-m	>	2.31	OK
As mínimo:					
a).	1.1Mcr < ØMn; Mcr = fr*S				
	fr =	376.04	ton/m ²		
	S =	0.21632	m ³		
	1.1Mcr	89.48	ton-m	<	106.68 OK
b).	1.33Mu < < ØMn				
	1.33Mu	3.07		<	106.68 OK
Por lo tanto: USE					
		5Ø3/4"			

Fuente: Elaboración propia

- b) **Acero inferior:** El momento actuante a 0.4L en el tramo, es decir, a X=0.76m, fue de: $M_u (+) = 5.79 \text{ ton-m}$.



Figura 130: Momento último a 0.4L del primer apoyo: X=0.76m desde el eje.

Fuente: Elaboración propia

Se utilizó la misma cantidad de acero $5\text{Ø}3/4$ " para cubrir la demanda en la parte inferior; esta cuantía, como se ha visto en el diseño del acero negativo, genera un momento nominal de 106.68 ton-m, mayor a 5.79 ton-m y cumple con superar el acero mínimo.

- c) **Acero por contracción y temperatura:** Este acero se repartió en las caras laterales de la viga, el procedimiento de cálculo se detalla de la siguiente manera:

Tabla 42: Cálculo de acero por contracción y temperatura en caras laterales del diafragma

$A_{s_{temp}} = 0.18bh/(2b+hh)$ en "cm²/m"						
$A_{s_{temp}} =$	2.36	cm ² /m				
Además:	2.33	cm ² /m	≤	2.36	cm ² /m	OK
	12.7	cm ² /m	≥	2.36	cm ² /m	OK
Se usará entonces:						
$A_{s_{temp}} =$	2.36	cm ² /m				
Además:	4.90	cm ²				
Usaremos por cara:	4Ø1/2"		, que			
S =	0.42 cm					

	$S_{m\acute{a}x} =$	3t	90	cm
		45cm	45	cm
Por lo tanto: USE				
		4Ø1/2" @0.40m		

Fuente: Elaboración propia

4.9.5.2. Diseño por corte

El diseño por corte de la viga diafragma se realizó con el uso del diagrama de momentos con cortantes “envolvente”, la cual corresponde a la sollicitación por el estado límite de Resistencia I. El acero transversal se diseñó con el cortante a 0.53m del extremo del patín de la primera viga longitudinal. Es importante señalar que, del cálculo desarrollado, el acero transversal resultó ser demanda de la combinación por carga móvil y peatonal.

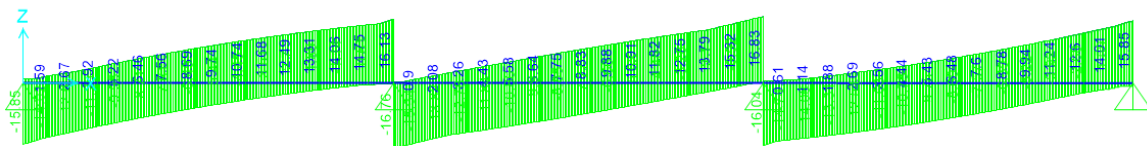


Figura 131: Diagrama de cortantes de carga peatonal y carga móvil (LL+IM) para cuando esté cargado por uno o dos camiones.

Fuente: Elaboración propia

Del cálculo hecho se visualiza que el confinamiento del diafragma es el mínimo, puesto que el aporte del cortante nominal por parte del concreto resulta ser suficiente para absorber el cortante actuante; se tomaron estribos espaciados a cada 0.30m, a continuación, el cálculo más detallado:

Tabla 43: Cálculo de acero por cortante de diafragma

$V_u =$	12.3632	ton	
Cortante nominal resistente del concreto:			
$\phi V_c =$	51.04	ton	
Cortante nominal resistente del Para estribos:			
	0.71	cm ²	

S =	30	cm				
Av =		1.42	cm ²			
Verificación del refuerzo						
Av =	1.08	cm ²	<	1.42	cm ²	OK
ØVs =	34.11	ton				
Entonces el valor de ØVn						
ØVn =	85.16	ton	>	12.36	ton	OK
Por lo tanto:						
	USE					
		Ø3/8" @0.30m				

Fuente: Elaboración propia

4.9.6. Diseño de barrera "New Jersey"

Se procedió a verificar el acero estándar que lleva como armado la barrera de concreto armado; se evaluó la resistencia en flexión alrededor de un eje vertical a la barrera (Mw), la resistencia en flexión alrededor de un eje paralelo al eje longitudinal del puente (Mc), la longitud crítica de la línea de rotura (Lc), la resistencia nominal a la carga transversal (Rw), la transferencia de cortante entre la barrera y la losa (Vct), la verificación del hacer mínimo y la longitud de anclaje

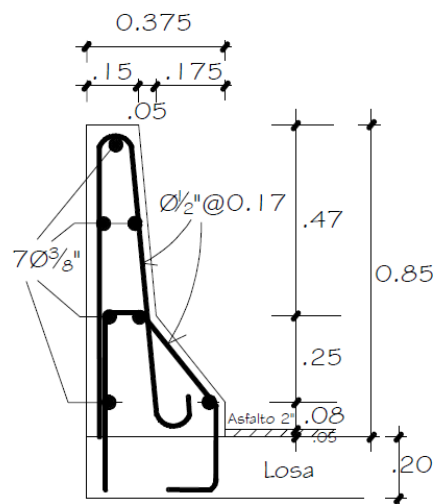


Figura 132: Armado de barrera "New Jersey".

Fuente: Elaboración propia

El proceso detallado se realizó como sigue:

- ✓ Resistencia en flexión alrededor de un eje vertical a la barrera (Mw):

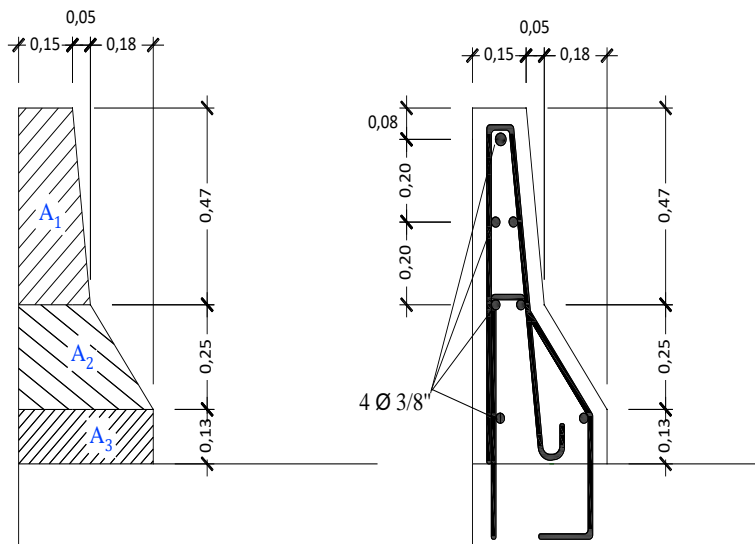


Figura 133: Seccionamiento para análisis del refuerzo a flexión.

Fuente: Elaboración propia

Tabla 44: Evaluación la resistencia en flexión alrededor de un eje vertical a la barrera (M_w)

$f'c =$	2800	ton/m ²	
$fy =$	42000	ton/m ²	
$b =$	0.47	m	
Para la sección			
recubrimiento =		0.0508	m
$\varnothing 3/8" =$		0.009525	m
Área $\varnothing 3/8" =$		0.000071	m ²
$\varnothing 1/2" =$		0.0127	m
Área $\varnothing 1/2" =$		0.000129	m ²
$z =$		0.0682625	m
$d_1 =$		0.075	m
$d_2 =$		0.111	m
$d_3 =$		0.132	m
$d = \text{promedio}(d_1+d_2+d_3) =$		0.106	m
$As =$		0.0001775	m ²
$a =$		0.00666458	m
> Entonces:			
$Mw_1 =$	0.687674835	ton-m	
Para la sección			
$d =$		0.25	m
$d_3 =$		0.132	m
$d_4 =$		0.307	m

$d = \text{promedio}(d3+d4) =$		0.219	m
$As =$	0.000071	m ²	
$a =$	0.005	m	
> Entonces:			
$Mw_2 =$	0.66	ton-m	
Para la sección			
$b =$	0.13	m	
$d = d_4 =$	0.3067	m	
$As =$	0.0000355	m ²	
$a =$	0.005	m	
> Entonces:			
$Mw_3 =$	0.41	ton-m	
El momento nominal resistente total es:			
$Mw =$	1.76	ton-m	

Fuente: Elaboración propia

Tabla 45: Resistencia en flexión alrededor de un eje paralelo al eje longitudinal del puente (M_c)

Utilizando $1\emptyset 1/2" @ 0.17m$; se tiene:	$As =$	7.59	cm ² /m
Sección A1:					
$b =$	1	m			
$z =$	0.05715	m			
$d =$	0.12	m			
$a =$	0.013	m			
$Mc_1 =$	3.30	ton-m			
Sección A2:					
$d =$	0.23	m			
$Mc_2 =$	6.42	ton-m			
Sección A3:					
$d =$	0.32	m			
$Mc_3 =$	8.93	ton-m			
> Entonces:					
El momento nominal resultante es:					
$Mc =$	5.08	ton-m			

Fuente: Elaboración propia

Tabla 46: Longitud crítica nominal resultante

Lt (Nivel TL - 4)	1.07	m
$H =$	0.85	m
$Mb =$	0	ton-m
$Mw =$	1.76	ton-m
$Mc =$	5.08	ton-m
Calculando la longitud crítica de la línea de rotura en		
$Lc =$	2.161	m

Fuente: Elaboración propia

✓ Transferencia de cortante entre la barrera y la losa:

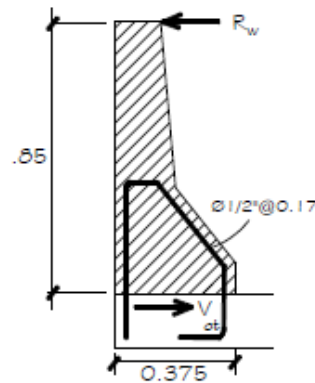


Figura 134: Fuerza horizontal actuante entre la barrera New Jersey y la losa de volado.

Fuente: Elaboración propia

Tabla 47: Transferencia de cortante entre la barrera y la losa

$V_{ct} =$	6.69	ton/m				
Cortante resistente:						
$A_{cv} =$	0.375	m ²				
$A_{vf} =$	0.000758824	cm ² /m				
$c =$	50	ton/m ²				
$u =$	0.6					
$f'c =$	2800	ton/m ²				
$f_y =$	42000	ton/m ²				
$K_1 =$	0.2					
$K_2 =$	560	ton/m ²				
$P_c =$	0.4869	ton/m ²				
En 1m de ancho de						
$V_n =$	38.16	ton	≤	210	ton	OK
				210	ton	OK

Fuente: Elaboración propia

Tabla 48: Verificación de Dowel ($A_{s_{min}}$)

	=	7.59	cm2/m		
$bv =$	0.375	m			
$fy =$	42000	ton/m2			
$Avf =$	3.14	cm2/m	<	7.59	cm2/m OK

Fuente: Elaboración propia

Tabla 49: Verificación de longitud de anclaje

$\varnothing 1/2"$:	1.29	cm2			
$Lhb =$	24.59	cm	<	20	cm ERROR

Fuente: Elaboración propia

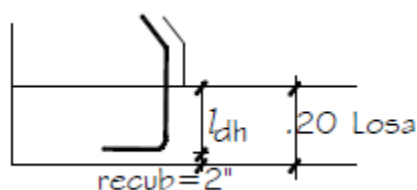


Figura 135: Longitud de desarrollo del refuerzo de la barrera sobre la losa de volado.

Fuente: Elaboración propia

Tabla 50: Calculo de longitud de anclaje

Considerando que existirá un recubrimiento mayor o igual a 0.05m, el factor 0.7 multiplicará a Lhb:					
$Ldh =$	17.21	cm			
La longitud de anclaje Ldh no debe ser menor que $8db$ o 15cm.					
$Ldh =$	17.21	cm	\geq	10.32	cm OK
				15	cm OK
Asumiendo que la		15	cm		
Recalcularemos la capacidad de la					
A_s requerida = A_s provista (distancia requerida/distancia obtenida) =					6.61 cm2
$a =$	0.013	m			
$M_{c,I} =$	2.88	ton-m			
$M_{c,II} =$	5.59	ton-m			
$M_{c,III} =$	7.78	ton-m			
$M_c =$	4.42	ton-m			
$L_c =$	2.26	m			
$R_w =$	25.08	ton	>	24.47	ton OK

Con la verificación de distancia del gancho $Ldh = 0.15m$, el gancho debe extenderse hasta $12db + 4db$

Fuente: Elaboración propia

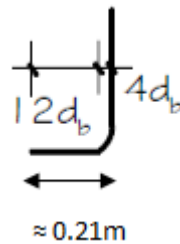


Figura 136: Longitud de anclaje de gancho entrante a losa de volado.

Fuente: Elaboración propia

4.9.7. Verificación de deflexión para carga vehicular y peatonal

La deflexión fue determinada a partir del inciso 3.6.1.3.2. del código AASHTO 2017-LRFD, en el punto que precisa, que la deflexión será tomada como el mayor de las deflexiones producidas por: a). debida al camión de diseño solamente, o b). debida al 25% del camión de diseño de considerado justamente con el carril de cargas. En el software, se asignaron entonces los dos casos, en el primero se utilizó solamente el camión HL-93K; en el segundo se utilizó 0.25 de HL-93L+S/C. Se consideró también que el puente estaba carga en los dos carriles.

Tabla 51: Verificación de deflexión para carga vehicular y peatonal

	HL-93 C/ SOBRECARGA			HL-93 S/ SOBRECARGA		
	PRIMER TRAMO	SEGUNDO TRAMO	UND	PRIMER TRAMO	SEGUNDO TRAMO	UND
Def máx =	-1.4	-0.95	cm	-0.95	-0.67	cm
def L/1000	-3.6	-3.1	cm	-3.6	-3.1	cm
Def máx < Def L/1000?	CUMPLE	CUMPLE		CUMPLE	CUMPLE	

Fuente: Elaboración propia

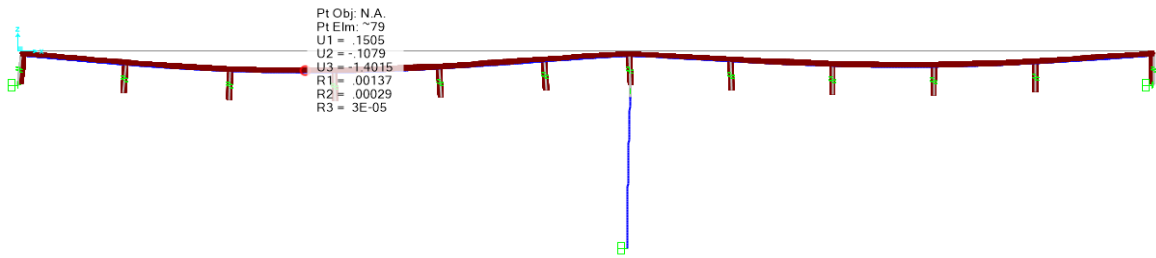


Figura 137: Deflexión máxima en el centro de la luz del primer tramo para caso de carga HL-93 C/Sobrecarga.

Fuente: Elaboración propia

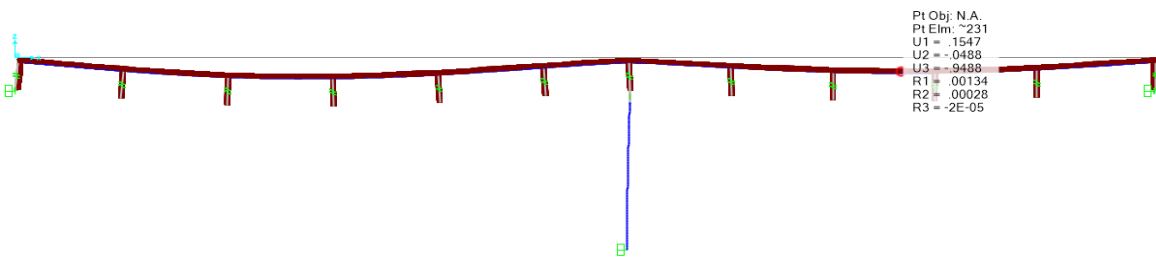


Figura 138: Deflexión máxima en el centro de la luz del segundo tramo para caso de carga HL-93 C/Sobrecarga.

Fuente: Elaboración propia

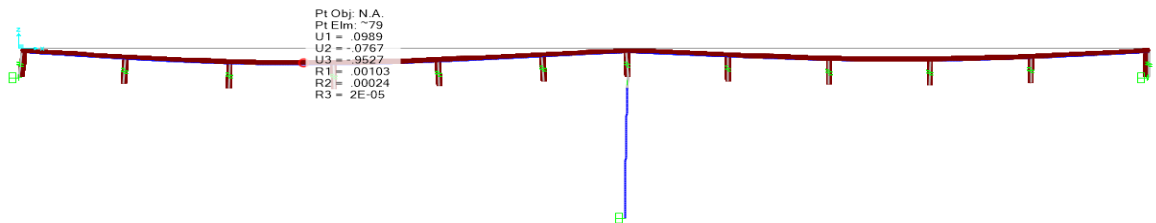


Figura 139: Deflexión máxima en el centro de la luz del primer tramo para caso de carga HL-93 S/Sobrecarga.

Fuente: Elaboración propia



Figura 140: Deflexión máxima en el centro de la luz del primer tramo para caso de carga HL-93 S/Sobrecarga.

Fuente: Elaboración propia

4.10. Análisis y diseño estructural de la subestructura

4.10.1. Interacción suelo estructura

4.10.1.1. Interacción para los estribos

Modificadores de la rigidez dinámica y amortiguamiento por radiación de ondas para cimentaciones rígidas.

Tabla 52: Características de los estribos para interacción suelo estructura

Ancho de la cimentación:	B =	20	m
Largo de la cimentación:	L =	9.5	m
Módulo de Poisson:	ν =	0.3	
Gravedad:	g =	9.81	m/s ²
Velocidad de ondas de corte:	V_s =	135	m/s
Peso Específico del suelo:	γ =	18	ton/m ³
Módulo de corte máximo:	G_{\max} =	33440.367	ton/m ²
Factor de degrado:	f =	0.046	
Momento de inercia en XX:	I_{xx} =	22863.3333	m ⁴
Momento de inercia en YY:	I_{yy} =	101333.333	m ⁴
Momento de inercia polar:	J_t =	124196.667	m ⁴
Módulo de corte secante	G =	1538.25688	ton/m ²
Desplante:	D =	15.48	m
Long. Embebida hasta el centro de la cimentación	Z_w =	14.73	m
Espesor de la cimentación:	d_w =	1.5	
Periodo fundamental principal	T_s =	0.329999	Seg.

Fuente: Elaboración propia

El valor de reducción “f” se halla de:

Conforme al documento “Programa nacional de reducción de riesgos de terrenos” NEHRP y Conforme al documento del código ASCE7-16.

Tabla 53: Valores de velocidad de onda de corte y reducción del módulo de corte para varias clases de sitio y amplitudes de sacudida

Clase de sitio	Factor de reducción (V_s)			Factor de reducción (G/G_0)		
	$S_{DS}/2.5^{(1)}$			$S_{DS}/2.5^{(1)}$		
	≤ 0.1	0.4	≥ 0.8	≤ 0.1	0.4	≥ 0.8
A	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

B	1.00	0.97	0.95	1.00	0.95	0.90
C	0.97	0.87	0.77	0.95	0.75	0.60
D	0.95	0.71	0.32	0.90	0.50	0.10
E	0.77	0.22	(2)	0.60	0.01	(2)
F	(2)	(2)	(2)	(2)	(2)	(2)
Notes:	(1) S_{DS} es el parámetro de aceleración de respuesta espectral de periodo corto definido en ASCE/SEI 7-10; utilice la interpolación en línea recta para valores intermedios de $S_{DS}/2.5$. (2) el valor debe evaluarse a partir del análisis específico del sitio					

Fuente: ASCE,2010; FEMA, 2009.

Para una clase de sitio (E) y un valor S_{DS} del espectro de aceleración igual a 1.08 g, se obtiene un factor de reducción (G/Go) para el caso ≥ 0.8 ; $f = 0.046$.

- Coeficientes de rigidez dinámicos traslacionales:

$$k_{z_dinamico} = k_{z_surface} * n_z * \alpha_z = [177501.779] \frac{ton}{m}$$

$$k_{z_dinamico} = \frac{177501.779}{969} = 183.18 \frac{ton}{m}$$

$$k_{y_dinamico} = k_{y_surface} * n_y * \alpha_y = [245496.054] \frac{ton}{m}$$

$$k_{y_dinamico} = \frac{245496.054}{969} = 253.35 \frac{ton}{m}$$

$$k_{x_dinamico} = k_{x_surface} * n_x * \alpha_x = [261656.613] \frac{ton}{m}$$

$$k_{x_dinamico} = \frac{261656.613}{969} = 270.027 \frac{ton}{m}$$

Donde: 969 = número de puntos en el que se reparte el $k_{dinamico}$ del estribo en el programa CSiBRIDGE.

- Coeficientes de rigidez dinámicos rotacionales:

$$k_{zz_dinámico} = k_{zz_surface} * n_{zz} * \alpha_{zz} = [124002556.208] \frac{ton}{m}$$

$$k_{zz_dinámico} = \frac{124002556.208}{969} = 127969.614 \frac{tn}{m}$$

$$k_{yy_dinámico} = k_{yy_surface} * n_{yy} * \alpha_{yy} = [46922534.702] \frac{ton}{m}$$

$$k_{yy_dinámico} = \frac{46922534.702}{969} = 48423.668 \frac{tn}{m}$$

$$k_{xx_dinámico} = k_{xx_surface} * n_{xx} * \alpha_{xx} = [73884088.295] \frac{ton}{m}$$

$$k_{xx_dinámico} = \frac{73884088.295}{969} = 76247.769 \frac{tn}{m}$$

- Coeficientes de amortiguamiento por radiación traslacionales:

$$C_{z_dinámico} = 2 * k_{z_dinámico} \left(\frac{0.05 + \beta_{z_emb}}{w} \right) = [37959.575] \frac{ton}{m} . s$$

$$C_{z_dinámico} = \frac{37959.575}{969} = 39.174$$

$$C_{y_dinámico} = 2 * k_{y_dinámico} \left(\frac{0.05 + \beta_{y_emb}}{w} \right) = [36611.791] \frac{ton}{m} . s$$

$$C_{y_dinámico} = \frac{36611.791}{969} = 37.783$$

$$C_{x_dinámico} = 2 * k_{x_dinámico} \left(\frac{0.05 + \beta_{x_emb}}{w} \right) = [43150.184] \frac{ton}{m} . s$$

$$C_{x_dinámico} = \frac{43150.184}{969} = 44.531$$

- Coeficientes de amortiguamiento por radiación rotacionales:

$$C_{zz_dinámico} = 2 * k_{zz_dinámico} \left(\frac{0.05 + \beta_{zz_emb}}{w} \right) = [8474749.219] tn. m. s$$

$$C_{zz_dinámico} = \frac{8474749.219}{969} = 8745.871 tn. m. s$$

$$C_{yy_dinámico} = 2 * k_{yy_dinámico} \left(\frac{0.05 + \beta_{yy_emb}}{w} \right) = [6325951.551] tn. m. s$$

$$C_{yy_dinámico} = \frac{6325951.551}{969} = 6528.330 tn. m. s$$

$$C_{xx_dinámico} = 2 * k_{xx_dinámico} \left(\frac{0.05 + \beta_{xx_emb}}{w} \right) = [9501080.413] tn. m. s$$

$$C_{xx_dinámico} = \frac{9501080.413}{969} = 9805.037 tn. m. s$$

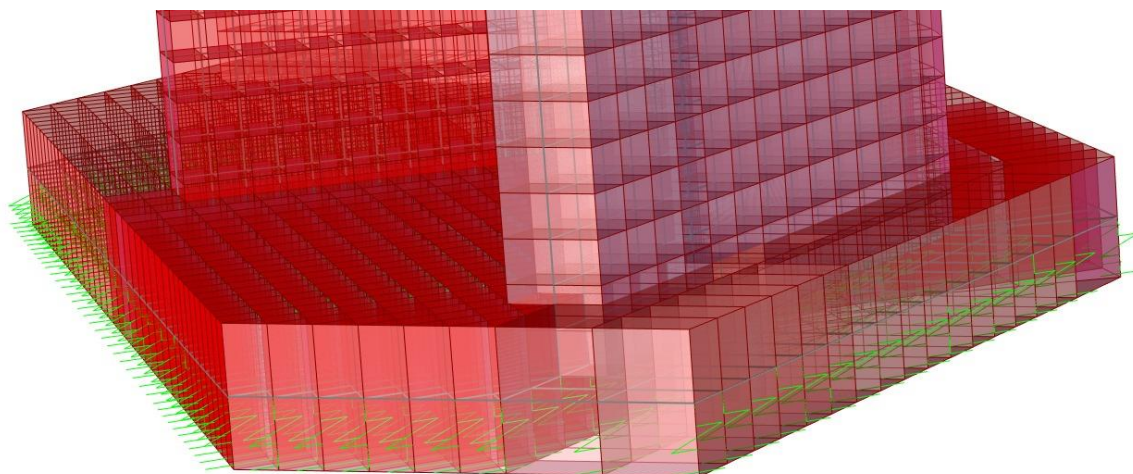


Figura 141: Puntos en los que se reparte el coeficiente dinámico del estribo en el programa CSiBRIDGE.

Fuente: Elaboración propia

4.10.1.2. Interacción para encepado

Modificadores de la rigidez dinámica y amortiguamiento por radiación de ondas para cimentaciones rígidas.

Tabla 54: Propiedades del encepado para interacción suelo estructura

Ancho de la cimentación:	B =	8	m
Largo de la cimentación:	L =	6	m
Módulo de Poisson:	u =	0.3	
Gravedad:	g =	9.81	m/s ²
Velocidad de ondas de corte:	Vs =	135	m/s
Peso Específico del suelo:	Y =	18	ton/m ³
Módulo de corte máximo:	G _{máx} =	33440.367	ton/m ²
Factor de degrado:	f =	0.046	
Momento de inercia en XX:	I _{xx} =	2304	m ⁴
Momento de inercia en YY:	I _{yy} =	4096	m ⁴
Momento de inercia polar:	J _t =	6400	m ⁴
Módulo de corte secante degradado:	G =	1538.25688	ton/m ²
Desplante:	D =	2.5	m
Long. Embebida hasta el centro de la cimentación:	Z _w =	1.75	m
Espesor de la cimentación:	dw =	1.5	
Periodo fundamental principal	T _s =	0.329999	Seg.

Fuente: Elaboración propia

- Coeficientes de rigidez dinámicos traslaciones:

$$k_{z_dinámico} = k_{z_surface} * n_z * \alpha_z = [81413.444] \frac{tn}{m}$$

$$k_{z_dinámico} = \frac{81413.444}{35} = 2326.098 \frac{tn}{m}$$

$$k_{y_dinámico} = k_{y_surface} * n_y * \alpha_y = [83396.245] \frac{tn}{m}$$

$$k_{y_dinámico} = \frac{83396.245}{35} = 2382.750 \frac{tn}{m}$$

$$k_{x_dinámico} = k_{x_surface} * n_x * \alpha_x = [85494.618] \frac{tn}{m}$$

$$k_{x_dinámico} = \frac{85494.618}{35} = 2442.703 \frac{tn}{m}$$

Donde: 35 = número de puntos en el que se reparte el $k_{dinámico}$ del encepado en el programa CSiBRIDGE.

- Coeficientes de rigidez dinámicos rotacionales:

$$k_{zz_dinámico} = k_{zz_surface} * n_{zz} * \alpha_{zz} = [7251487.975] \frac{tn}{m}$$

$$k_{zz_dinámico} = \frac{7251487.975}{35} = 207185.371 \frac{tn}{m}$$

$$k_{yy_dinámico} = k_{yy_surface} * n_{yy} * \alpha_{yy} = [3291355.487] \frac{tn}{m}$$

$$k_{yy_dinámico} = \frac{3291355.487}{35} = 94038.728 \frac{tn}{m}$$

$$k_{xx_dinámico} = k_{xx_surface} * n_{xx} * \alpha_{xx} = [4344729.176] \frac{tn}{m}$$

$$k_{xx_dinámico} = \frac{4344729.176}{35} = 124135.119 \frac{tn}{m}$$

- Coeficientes de amortiguamiento por radiación traslacionales:

$$C_{z_dinámico} = 2 * k_{z_dinámico} \left(\frac{0.05 + \beta_{z_emb}}{w} \right) = [6117.656] \frac{tn}{m} \cdot s$$

$$C_{z_dinámico} = \frac{6117.656}{35} = 174.790 \frac{ton}{m}$$

$$C_{y_dinámico} = 2 * k_{y_dinámico} \left(\frac{0.05 + \beta_{y_emb}}{w} \right) = [4817.833] \frac{tn}{m} \cdot s$$

$$C_{y_dinámico} = \frac{4817.833}{35} = 137.652 \frac{ton}{m}$$

$$C_{x_dinámico} = 2 * k_{x_dinámico} \left(\frac{0.05 + \beta_{x_emb}}{w} \right) = [5027.374] \frac{tn}{m} . s$$

$$C_{x_dinámico} = \frac{5027.374}{35} = 143.639 \frac{ton}{m}$$

- Coeficientes de amortiguamiento por radiación rotacionales:

$$C_{zz_dinámico} = 2 * k_{zz_dinámico} \left(\frac{0.05 + \beta_{zz_emb}}{w} \right) = [148815.631] \frac{tn}{m} . s$$

$$C_{zz_dinámico} = \frac{148815.631}{35} = 4251.875 \frac{ton}{m}$$

$$C_{yy_dinámico} = 2 * k_{yy_dinámico} \left(\frac{0.05 + \beta_{yy_emb}}{w} \right) = [59035.351] \frac{tn}{m} . s$$

$$C_{yy_dinámico} = \frac{59035.351}{35} = 1686.724 \frac{ton}{m}$$

$$C_{xx_dinámico} = 2 * k_{xx_dinámico} \left(\frac{0.05 + \beta_{xx_emb}}{w} \right) = [87497.489] \frac{tn}{m} . s$$

$$C_{xx_dinámico} = \frac{87497.489}{35} = 2499.928 \frac{ton}{m}$$

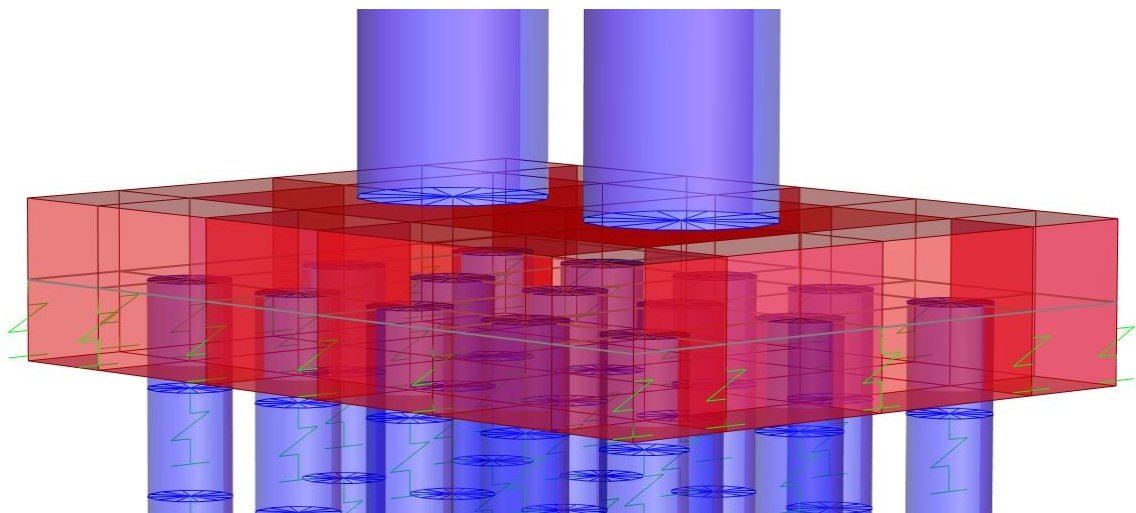


Figura 142: Puntos en los que se reparte el coeficiente dinámico del encepado en el programa CSIBRIDGE.

Fuente: Elaboración propia

4.10.1.3. Interacción para los pilotes

Modificadores de la rigidez dinámica y amortiguamiento por radiación de ondas para pilotes.

Tabla 55: Propiedades de los pilotes y del suelo para interacción suelo estructura

Datos del pilote:			
Diámetro del pilote:	d =	0.8	m
Longitud del pilote:	L _p =	15	m
Resistencia a la compresión del concreto:	f'c =	280	kgf/cm ²
Periodo de vibración de la estructura:	T _s =	0.329999	Seg
Frecuencia natural de la estructura:	w =	19.04	rad/s
Módulo de elasticidad del pilote:	E _p =	24778592.8	kN/m ²
Densidad del pilote:	P _p =	2500	kg/m ³
Coeficiente de amortiguamiento del pilote:	B _p =	0.01	
Datos del suelo:			
Peso específico del suelo:	Y _s =	18	kN/m ³
Aceleración de la gravedad:	g =	9.807	m/s ²
Coeficiente de poisson:	v =	0.3	
Densidad del suelo:	P _s =	1835.489	kg/m ³
Velocidad de ondas de corte:	V _s =	135	m/s
Módulo de corte máximo:	Go =	33451.79	kN/m ²
Factor de degrado:	f =	0.046	
Módulo de corte degradado:	G _{máx} =	1538.782	kN/m ²
Módulo de elasticidad del suelo:	E _s =	4000.834	kN/m ²
Coeficiente de amortiguamiento del suelo:	B _s =	0.05	

Fuente: Elaboración propia

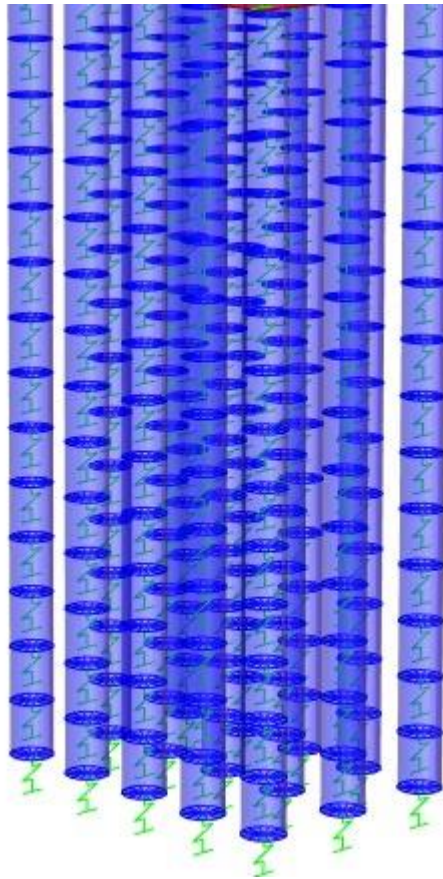


Figura 143: Puntos en los que se reparte el coeficiente dinámico en los pilotes en el programa CSIBRIDGE.

Fuente: Elaboración propia

Los pilotes se discretizaron en segmentos de 1.00 m con la finalidad de agregar los coeficientes dinámicos de rigidez y amortiguamiento, este criterio es válido para poder simular el comportamiento del suelo sobre los pilotes asumiendo que en la parte inferior de estos el coeficiente de rigidez y amortiguamiento es mayor y que a menos embebida sea la estructura estos coeficientes irán disminuyendo.

- **Pilotes embebidos 15.00 m.**

- Coeficiente de rigidez dinámicos traslacionales:

$$x_x = \frac{1}{2} * \left(\frac{\pi}{1}\right)^{\frac{1}{4}} * \left(\delta_x^{\frac{3}{4}}\right) * \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{\frac{1}{4}} = 6.077$$

$$kx = k_x * \alpha_{xp} = 19378.097 \frac{kn}{m}$$

$$x_z = \left(\frac{\pi * \delta_z}{2}\right)^{\frac{1}{2}} * \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{\frac{1}{2}} * \frac{\Omega + \tanh(\lambda L_p)}{1 + \Omega * \tanh(\lambda L_p)} = 17.66$$

$$k_z = k_z * \alpha_{zp} = 62793.593 \frac{kn}{m}$$

- Coeficiente de amortiguamiento por radiación traslacionales:

$$C_{Gx} = \frac{2 * k_x * \beta_{xp}}{w} = 81.421 \frac{kn}{m} . s$$

$$C_{Gz} = \frac{2 * k_z * \beta_{zp}}{w} = 7147.527 \frac{kn}{m} . s$$

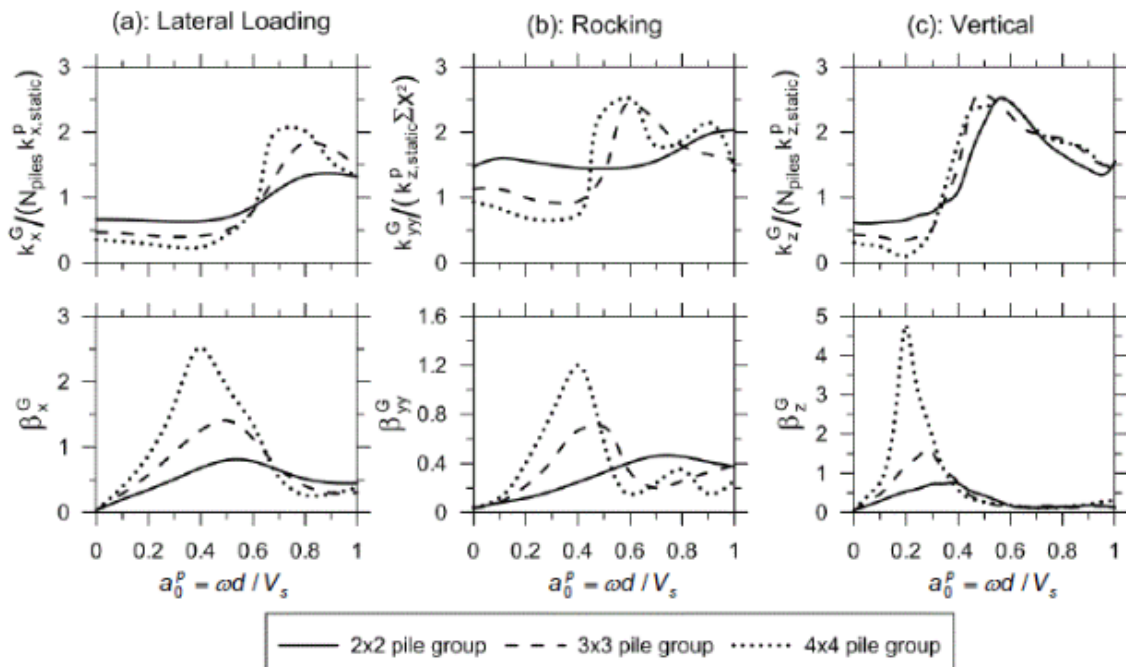


Figura 144: Coeficiente modificador de rigidez y amortiguamiento para grupo de pilotes de 4x4 estándar.

Fuente: NEHRP, 2012.

Tabla 56: Coeficientes de rigidez para grupos de pilotes, embebidos 15m.

Coeficientes de rigidez para grupo:		
Npilotes:	15	
Kx:	19378.097	kN/m
apo:	0.113	
Npil*Kx:	290671.455	kN/m
CoefG:	0.36	

kxG:	104641.724	kN/m
Npilotes:	15	
Kz:	62793.593	kN/m
apo:	0.113	
Npil*Kz:	941903.895	kN/m
CoefKG:	0.25	
kzG:	235475.974	kN/m
Xx:	6.077	
Xz:	17.166	
Kz:	62793.593	kN/m
apo:	0.113	
CoefKG:	0.9	
kxxG:	18740203.8	kN/m

Fuente: Elaboración propia

Tabla 57: Coeficiente de amortiguamiento para grupo de pilotes, embebidos
15.00 m.

CoefCG:	0.4	
CxG:	814.205756	kN*seg/m
CoefCG:	0.72	
CzG:	4749.09527	kN*seg/m
CoefCG:	0.12	
CxxG:	262467.841	kN*seg/m

Fuente: Elaboración propia

- **Pilotes embebidos 14.00 m.**

- Coeficiente de rigidez dinámicos traslacionales:

$$x_x = \frac{1}{2} * \left(\frac{\pi}{1}\right)^{\frac{1}{4}} * \left(\delta_x^{\frac{3}{4}}\right) * \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{\frac{1}{4}} = 6.084$$

$$kx = k_x * \alpha_{xp} = 19290.812 \frac{kn}{m}$$

$$x_z = \left(\frac{\pi * \delta_z}{2}\right)^{\frac{1}{2}} * \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{\frac{1}{2}} * \frac{\Omega + \tanh(\lambda L_p)}{1 + \Omega * \tanh(\lambda L_p)} = 16.157$$

$$kz = k_z * \alpha_{zp} = 58740.639 \frac{kn}{m}$$

- Coeficiente de amortiguamiento por radiación traslacionales:

$$C_{Gx} = \frac{2 * kx * \beta_{xp}}{w} = 81.054 \frac{kn}{m} .s$$

$$C_{Gz} = \frac{2 * kz * \beta_{zp}}{w} = 7402.78 \frac{kn}{m} .s$$

Tabla 58: Coeficiente de rigidez para grupo de pilotes, embebidos 14.00 m.

Npilotes:	15	
Kx:	19290.812	kN/m
apo:	0.113	
Npil*Kx:	289362.18	kN/m
CoefG:	0.36	
kxG:	104170.385	kN/m
Npilotes:	15	
Kz:	58740.639	kN/m
apo:	0.113	
Npil*Kz:	881109.585	kN/m
CoefKG:	0.25	
kzG:	220277.396	kN/m
Xx:	6.084	
Xz:	16.157	
Kz:	58740.639	kN/m
apo:	0.113	
CoefKG:	0.9	
kxxG:	15757607.2	kN/m

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 59: Coeficientes de amortiguamiento para grupo de pilotes, embebidos 14.00 m.

CoefCG:	0.4	
CxG:	810.538319	kN*seg/m
CoefCG:	0.72	
CzG:	4442.56934	kN*seg/m
CoefCG:	0.12	
CxxG:	220694.779	kN*seg/m

Fuente: Elaboración propia

- **Pilotes embebidos 13.00 m.**

- Coeficientes de rigidez dinámicos traslacionales:

$$x_x = \frac{1}{2} * \left(\frac{\pi}{1}\right)^{\frac{1}{4}} * \left(\delta_x^{\frac{3}{4}}\right) * \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{\frac{1}{4}} = 6.091$$

$$kx = k_x * \alpha_{xp} = 19203.433 \frac{kn}{m}$$

$$x_z = \left(\frac{\pi * \delta_z}{2}\right)^{\frac{1}{2}} * \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{\frac{1}{2}} * \frac{\Omega + \tanh(\lambda L_p)}{1 + \Omega * \tanh(\lambda L_p)} = 15.142$$

$$kz = k_z * \alpha_{zp} = 54703.012 \frac{kn}{m}$$

- Coeficientes de amortiguamiento por radiación traslacionales:

$$C_{Gx} = \frac{2 * kx * \beta_{xp}}{w} = 80.687 \frac{kn}{m} \cdot s$$

$$C_{Gz} = \frac{2 * kz * \beta_{zp}}{w} = 7696.423 \frac{kn}{m} \cdot s$$

Tabla 60: Coeficiente de rigidez para grupo de pilotes, embebidos 13.00 m.

Npilotes:	15	
Kx:	19203.433	kN/m
apo:	0.113	
Npil*Kx:	288051.495	kN/m
CoefG:	0.36	
kxG:	103698.538	kN/m
Npilotes:	15	
Kz:	54703.012	kN/m
apo:	0.113	
Npil*Kz:	820545.18	kN/m
CoefKG:	0.25	
kzG:	205136.295	kN/m
Xx:	6.091	
Xz:	15.142	
Kz:	54703.012	kN/m
apo:	0.113	
CoefKG:	0.9	
kxxG:	13114631.4	kN/m

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 61: Coeficientes de amortiguamiento para grupo de pilotes, embebidos 13.00 m.

CoefCG:	0.4	
CxyG:	806.866933	kN*seg/m
CoefCG:	0.72	
CzG:	4137.20259	kN*seg/m
CoefCG:	0.12	
CxxyyG:	183678.311	kN*seg/m

Fuente: Elaboración propia

• **Pilotes embebidos 12.00 m.**

- Coeficientes de rigidez dinámicos traslacionales:

$$x_x = \frac{1}{2} * \left(\frac{\pi}{1}\right)^{\frac{1}{4}} * \left(\delta_x^{\frac{3}{4}}\right) * \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{\frac{1}{4}} = 6.097$$

$$kx = k_x * \alpha_{xp} = 19115.957 \frac{kn}{m}$$

$$x_z = \left(\frac{\pi * \delta_z}{2}\right)^{\frac{1}{2}} * \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{\frac{1}{2}} * \frac{\Omega + \tanh(\lambda L_p)}{1 + \Omega * \tanh(\lambda L_p)} = 14.121$$

$$kz = k_z * \alpha_{zp} = 50682.916 \frac{kn}{m}$$

- Coeficientes de amortiguamiento por radiación traslacionales:

$$C_{Gx} = \frac{2 * kx * \beta_{xp}}{w} = 80.319 \frac{kn}{m} . s$$

$$C_{Gz} = \frac{2 * kz * \beta_{zp}}{w} = 8039.558 \frac{kn}{m} . s$$

Tabla 62: Coeficiente de rigidez para grupo de pilotes, embebidos 12.00 m.

Npilotes:	15	
Kx:	19115.957	kN/m
apo:	0.113	
Npil*Kx:	286739.355	kN/m
CoefG:	0.36	
kxG:	103226.168	kN/m
Npilotes:	15	

Kz:	50682.916	kN/m
apo:	0.113	
Npil*Kz:	760243.74	kN/m
CoefKG:	0.25	
kzG:	190060.935	kN/m
Xx:	6.097	
Xz:	14.121	
Kz:	50682.916	kN/m
apo:	0.113	
CoefKG:	0.9	
kxxG:	10791327.7	kN/m

Fuente: Elaboración propia

Tabla 63: Coeficientes de amortiguamiento para grupo de pilotes, embebidos 12.00 m.

CoefCG:	0.4	
CxG:	803.191471	kN*seg/m
CoefCG:	0.72	
CzG:	3833.16171	kN*seg/m
CoefCG:	0.12	
CxxG:	151139.043	kN*seg/m

Fuente: Elaboración propia

• **Pilotes embebidos 11.00 m.**

- Coeficientes de rigidez dinámicos traslacionales:

$$x_x = \frac{1}{2} * \left(\frac{\pi}{1}\right)^{\frac{1}{4}} * \left(\delta_x^{\frac{3}{4}}\right) * \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{\frac{1}{4}} = 6.104$$

$$kx = k_x * \alpha_{xp} = 19028.386 \frac{kn}{m}$$

$$x_z = \left(\frac{\pi * \delta_z}{2}\right)^{\frac{1}{2}} * \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{\frac{1}{2}} * \frac{\Omega + \tanh(\lambda L_p)}{1 + \Omega * \tanh(\lambda L_p)} = 13.094$$

$$kz = k_z * \alpha_{zp} = 46682.524 \frac{kn}{m}$$

- Coeficientes de amortiguamiento por radiación traslacionales:

$$C_{Gx} = \frac{2 * kx * \beta_{xp}}{w} = 79.951 \frac{kn}{m} \cdot s$$

$$C_{Gz} = \frac{2 * kz * \beta_{zp}}{w} = 8447.734 \frac{kn}{m} \cdot s$$

Tabla 64: Coeficiente de rigidez para grupo de pilotes, embebidos 11.00 m.

Npilotes:	15	
Kx:	19028.386	kN/m
apo:	0.113	
Npil*Kx:	285425.79	kN/m
CoefG:	0.36	
kxG:	102753.284	kN/m
Npilotes:	15	
Kz:	46682.524	kN/m
apo:	0.113	
Npil*Kz:	700237.86	kN/m
CoefKG:	0.25	
kzG:	175059.465	kN/m
Xx:	6.104	
Xz:	13.094	
Kz:	46682.524	kN/m
apo:	0.113	
CoefKG:	0.9	
kxxG:	8768868.03	kN/m

Fuente: Elaboración propia

Tabla 65: Coeficiente de amortiguamiento para grupo de pilotes, embebidos 11.00 m.

CoefCG:	0.4	
CxG:	799.512017	kN*seg/m
CoefCG:	0.72	
CzG:	3530.61106	kN*seg/m
CoefCG:	0.12	
CxxG:	122813.278	kN*seg/m

Fuente: Elaboración propia

- **Pilotes embebidos 10.00 m.**

- Coeficientes de rigidez dinámicos traslacionales:

$$x_x = \frac{1}{2} * \left(\frac{\pi}{1}\right)^{\frac{1}{4}} * \left(\delta_x^{\frac{3}{4}}\right) * \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{\frac{1}{4}} = 6.111$$

$$kx = k_x * \alpha_{xp} = 18940.717 \frac{kn}{m}$$

$$x_z = \left(\frac{\pi * \delta_z}{2}\right)^{\frac{1}{2}} * \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{\frac{1}{2}} * \frac{\Omega + \tanh(\lambda L_p)}{1 + \Omega * \tanh(\lambda L_p)} = 12.062$$

$$kz = k_z * \alpha_{zp} = 42703.978 \frac{kn}{m}$$

- Coeficientes de amortiguamiento por radiación traslacionales:

$$C_{Gx} = \frac{2 * kx * \beta_{xp}}{w} = 79.583 \frac{kn}{m} .s$$

$$C_{Gz} = \frac{2 * kz * \beta_{zp}}{w} = 8994.369 \frac{kn}{m} .s$$

Tabla 66: Coeficiente de rigidez para grupo de pilotes, embebidos 10.00 m.

Npilotes:	15	
Kx:	18940.717	kN/m
apo:	0.113	
Npil*Kx:	284110.755	kN/m
CoefG:	0.36	
kxG:	102279.872	kN/m
Npilotes:	15	
Kz:	42703.978	kN/m
apo:	0.113	
Npil*Kz:	640559.67	kN/m
CoefKG:	0.25	
kzG:	160139.918	kN/m
Xx:	6.111	
Xz:	12.062	
Kz:	42703.978	kN/m
apo:	0.113	
CoefKG:	0.9	
kxxG:	7027048.41	kN/m

Fuente: Elaboración propia

Tabla 67: Coeficiente de amortiguamiento para grupo de pilotes, embebidos 10.00 m.

CoefCG:	0.4	
CxG:	795.828445	kN*seg/m
CoefCG:	0.72	
CzG:	3229.71262	kN*seg/m
CoefCG:	0.12	
CxxG:	98418.045	kN*seg/m

Fuente: Elaboración propia

• **Pilotes embebidos 9.00 m.**

- Coeficientes de rigidez dinámicos traslacionales:

$$x_x = \frac{1}{2} * \left(\frac{\pi}{1}\right)^{\frac{1}{4}} * \left(\delta_x^{\frac{3}{4}}\right) * \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{\frac{1}{4}} = 6.117$$

$$kx = k_x * \alpha_{xp} = 18852.95 \frac{kn}{m}$$

$$x_z = \left(\frac{\pi * \delta_z}{2}\right)^{\frac{1}{2}} * \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{\frac{1}{2}} * \frac{\Omega + \tanh(\lambda L_p)}{1 + \Omega * \tanh(\lambda L_p)} = 11.025$$

$$kz = k_z * \alpha_{zp} = 38749.379 \frac{kn}{m}$$

- Coeficientes de amortiguamiento por radiación traslacionales:

$$C_{Gx} = \frac{2 * kx * \beta_{xp}}{w} = 79.214 \frac{kn}{m} . s$$

$$C_{Gz} = \frac{2 * kz * \beta_{zp}}{w} = 9559.97 \frac{kn}{m} . s$$

Tabla 68: Coeficiente de rigidez para grupo de pilotes, embebidos 9.00 m.

Npilotes:	15	
Kx:	18852.95	kN/m
apo:	0.113	
Npil*Kx:	282794.25	kN/m
CoefG:	0.36	
kxG:	101805.93	kN/m
Npilotes:	15	
Kz:	38749.379	kN/m
apo:	0.113	

Npil*Kz:	581240.685	kN/m
CoefKG:	0.25	
kzG:	145310.171	kN/m
Xx:	6.117	
Xz:	11.025	
Kz:	38749.379	kN/m
apo:	0.113	
CoefKG:	0.9	
kxxG:	5543931.1	kN/m

Fuente: Elaboración propia

Tabla 69: Coeficiente de amortiguamiento para grupo de pilotes, embebidos 9.00 m.

CoefCG:	0.4	
CxG:	792.140756	kN*seg/m
CoefCG:	0.72	
CzG:	2930.6253	kN*seg/m
CoefCG:	0.12	
CxxG:	77646.0939	kN*seg/m

Fuente: Elaboración propia

- **Pilotes embebidos 8.00 m.**

- Coeficientes de rigidez dinámicos traslacionales:

$$x_x = \frac{1}{2} * \left(\frac{\pi}{1}\right)^{\frac{1}{4}} * \left(\delta_x^{\frac{3}{4}}\right) * \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{\frac{1}{4}} = 6.124$$

$$kx = k_x * \alpha_{xp} = 18765.084 \frac{kn}{m}$$

$$x_z = \left(\frac{\pi * \delta_z}{2}\right)^{\frac{1}{2}} * \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{\frac{1}{2}} * \frac{\Omega + \tanh(\lambda L_p)}{1 + \Omega * \tanh(\lambda L_p)} = 9.984$$

$$kz = k_z * \alpha_{zp} = 34820.79 \frac{kn}{m}$$

- Coeficientes de amortiguamiento por radiación traslacionales:

$$C_{Gx} = \frac{2 * kx * \beta_{xp}}{w} = 78.845 \frac{kn}{m} \cdot s$$

$$C_{Gz} = \frac{2 * kz * \beta_{zp}}{w} = 10349.834 \frac{kn}{m} \cdot s$$

Tabla 70: Coeficientes de rigidez para grupos de pilotes, embebidos 8.00 m.

Npilotes:	15	
Kx:	18765.084	kN/m
apo:	0.113	
Npil*Kx:	281476.26	kN/m
CoefG:	0.36	
kxG:	101331.454	kN/m
Npilotes:	15	
Kz:	34820.79	kN/m
apo:	0.113	
Npil*Kz:	522311.85	kN/m
CoefKG:	0.25	
kzG:	130577.963	kN/m
Xx:	6.124	
Xz:	9.984	
Kz:	34820.79	kN/m
apo:	0.113	
CoefKG:	0.9	
kxxG:	4299158.2	kN/m

Fuente: Elaboración propia

Tabla 71: Coeficientes de amortiguamiento para grupo de pilotes, embebidos 8.00 m.

CoefCG:	0.4	
CxG:	788.448908	kN*seg/m
CoefCG:	0.72	
CzG:	2633.50513	kN*seg/m
CoefCG:	0.12	
CxxG:	60212.2997	kN*seg/m

Fuente: Elaboración propia

- **Pilotes embebidos 7.00 m.**

- Coeficientes de rigidez dinámicos traslacionales:

$$x_x = \frac{1}{2} * \left(\frac{\pi}{1}\right)^{\frac{1}{4}} * \left(\delta_x^{\frac{3}{4}}\right) * \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{\frac{1}{4}} = 6.131$$

$$kx = k_x * \alpha_{xp} = 18677.12 \frac{kn}{m}$$

$$x_z = \left(\frac{\pi * \delta_z}{2}\right)^{\frac{1}{2}} * \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{\frac{1}{2}} * \frac{\Omega + \tanh(\lambda L_p)}{1 + \Omega * \tanh(\lambda L_p)} = 8.94$$

$$kz = k_z * \alpha_{zp} = 30920.228 \frac{kn}{m}$$

- Coeficientes de amortiguamiento por radiación traslacionales:

$$C_{Gx} = \frac{2 * kx * \beta_{xp}}{w} = 78.475 \frac{kn}{m} .s$$

$$C_{Gz} = \frac{2 * kz * \beta_{zp}}{w} = 11399.116 \frac{kn}{m} .s$$

Tabla 72: Coeficiente de rigidez para grupo de pilotes, embebidos 7.00 m.

Npilotes:	15	
Kx:	18677.12	kN/m
apo:	0.113	
Npil*Kx:	280156.8	kN/m
CoefG:	0.36	
kxG:	100856.448	kN/m
Npilotes:	15	
Kz:	30920.228	kN/m
apo:	0.113	
Npil*Kz:	463803.42	kN/m
CoefKG:	0.25	
kzG:	115950.855	kN/m
Xx:	6.131	
Xz:	8.94	
Kz:	30920.228	kN/m
apo:	0.113	
CoefKG:	0.9	
kxxG:	3270169.23	kN/m

Fuente: Elaboración propia

Tabla 73: Coeficientes de amortiguamiento para grupo de pilotes, embebidos 7.00 m.

CoefCG:	0.4	
CxG:	784.752941	kN*seg/m
CoefCG:	0.72	
CzG:	2338.50464	kN*seg/m
CoefCG:	0.12	
CxxG:	45800.6894	kN*seg/m

Fuente: Elaboración propia

• **Pilotes embebidos 6.00 m.**

- Coeficientes de rigidez dinámicos traslacionales:

$$x_x = \frac{1}{2} * \left(\frac{\pi}{1}\right)^{\frac{1}{4}} * \left(\delta_x^{\frac{3}{4}}\right) * \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{\frac{1}{4}} = 6.138$$

$$kx = k_x * \alpha_{xp} = 18589.056 \frac{kn}{m}$$

$$x_z = \left(\frac{\pi * \delta_z}{2}\right)^{\frac{1}{2}} * \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{\frac{1}{2}} * \frac{\Omega + \tanh(\lambda L_p)}{1 + \Omega * \tanh(\lambda L_p)} = 7.891$$

$$kz = k_z * \alpha_{zp} = 27049.66 \frac{kn}{m}$$

- Coeficientes de amortiguamiento por radiación traslacionales:

$$C_{Gx} = \frac{2 * kx * \beta_{xp}}{w} = 78.105 \frac{kn}{m} . s$$

$$C_{Gz} = \frac{2 * kz * \beta_{zp}}{w} = 12859.904 \frac{kn}{m} . s$$

Tabla 74: Coeficientes de rigidez para grupo de pilotes, embebidos 6.00 m.

Npilotes:	15	
Kx:	18589.056	kN/m
apo:	0.113	
Npil*Kx:	278835.84	kN/m
CoefG:	0.36	
kxG:	100380.902	kN/m
Npilotes:	15	

Kz:	27049.66	kN/m
apo:	0.113	
Npil*Kz:	405744.9	kN/m
CoefKG:	0.25	
kzG:	101436.225	kN/m
Xx:	6.138	
Xz:	7.891	
Kz:	27049.66	kN/m
apo:	0.113	
CoefKG:	0.9	
kxxG:	2433079.93	kN/m

Fuente: Elaboración propia

Tabla 75: Coeficientes de amortiguamiento para grupo de pilotes, embebidos 6.00

m.

CoefCG:	0.4	
CxG:	781.052773	kN*seg/m
CoefCG:	0.72	
CzG:	2045.77261	kN*seg/m
CoefCG:	0.12	
CxxG:	34076.7497	kN*seg/m

Fuente: Elaboración propia

- **Pilotes embebidos 5.00 m.**

- Coeficientes de rigidez dinámicos traslacionales:

$$x_x = \frac{1}{2} * \left(\frac{\pi}{1}\right)^{\frac{1}{4}} * \left(\delta_x^{\frac{3}{4}}\right) * \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{\frac{1}{4}} = 6.145$$

$$kx = k_x * \alpha_{xp} = 18500.891 \frac{kn}{m}$$

$$x_z = \left(\frac{\pi * \delta_z}{2}\right)^{\frac{1}{2}} * \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{\frac{1}{2}} * \frac{\Omega + \tanh(\lambda L_p)}{1 + \Omega * \tanh(\lambda L_p)} = 6.84$$

$$kz = k_z * \alpha_{zp} = 23211.003 \frac{kn}{m}$$

- Coeficientes de amortiguamiento por radiación traslacionales:

$$C_{Gx} = \frac{2 * kx * \beta_{xp}}{w} = 77.735 \frac{kn}{m} \cdot s$$

$$C_{Gz} = \frac{2 * kz * \beta_{zp}}{w} = 15026.334 \frac{kn}{m} \cdot s$$

Tabla 76: Coeficientes de rigidez para grupo de pilotes, embebidos 5.00 m.

Npilotes:	15	
Kx:	18500.891	kN/m
apo:	0.113	
Npil*Kx:	277513.365	kN/m
CoefG:	0.36	
kxG:	99904.8114	kN/m
Npilotes:	15	
Kz:	23211.003	kN/m
apo:	0.113	
Npil*Kz:	348165.045	kN/m
CoefKG:	0.25	
kzG:	87041.2613	kN/m
Xx:	6.145	
Xz:	6.84	
Kz:	23211.003	kN/m
apo:	0.113	
CoefKG:	0.9	
kxxG:	1766170.77	kN/m

Fuente: Elaboración propia

Tabla 77: Coeficientes de amortiguamiento para grupo de pilotes, embebidos 5.00 m.

CoefCG:	0.4	
CxG:	777.348361	kN*seg/m
CoefCG:	0.72	
CzG:	1755.45401	kN*seg/m
CoefCG:	0.12	
CxxG:	24736.2853	kN*seg/m

Fuente: Elaboración propia

- **Pilotes embebidos 4.00 m.**

- Coeficientes de rigidez dinámicos traslacionales:

$$x_x = \frac{1}{2} * \left(\frac{\pi}{1}\right)^{\frac{1}{4}} * \left(\delta_x^{\frac{3}{4}}\right) * \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{\frac{1}{4}} = 6.152$$

$$k_x = k_x * \alpha_{xp} = 18412.625 \frac{kn}{m}$$

$$x_z = \left(\frac{\pi * \delta_z}{2}\right)^{\frac{1}{2}} * \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{\frac{1}{2}} * \frac{\Omega + \tanh(\lambda L_p)}{1 + \Omega * \tanh(\lambda L_p)} = 5.787$$

$$k_z = k_z * \alpha_{zp} = 19406.12 \frac{kn}{m}$$

- Coeficientes de amortiguamiento por radiación traslacionales:

$$C_{Gx} = \frac{2 * k_x * \beta_{xp}}{w} = 77.367 \frac{kn}{m} . s$$

$$C_{Gz} = \frac{2 * k_z * \beta_{zp}}{w} = 18543.973 \frac{kn}{m} . s$$

Tabla 78: Coeficientes de rigidez para un grupo de pilotes, embebidos 4.00 m.

Npilotes:	15	
Kx:	18412.625	kN/m
apo:	0.113	
Npil*Kx:	276189.375	kN/m
CoefG:	0.36	
kxG:	99428.175	kN/m
Npilotes:	15	
Kz:	19406.12	kN/m
apo:	0.113	
Npil*Kz:	291091.8	kN/m
CoefKG:	0.25	
kzG:	72772.95	kN/m
Xx:	6.152	
Xz:	5.787	
Kz:	19406.12	kN/m
apo:	0.113	
CoefKG:	0.9	

kxxG:	1245927.74	kN/m
--------------	------------	------

Fuente: Elaboración propia

Tabla 79: Coeficientes de amortiguamiento para un grupo de pilotes, embebidos a 3.00 m.

CoefCG:	0.4	
CxG:	773.639706	kN*seg/m
CoefCG:	0.72	
CzG:	1467.68975	kN*seg/m
CoefCG:	0.12	
CxxG:	17449.9683	kN*seg/m

Fuente: Elaboración propia

- **Pilotes embebidos 3.00 m.**

- Coeficientes de rigidez dinámicos traslacionales:

$$x_x = \frac{1}{2} * \left(\frac{\pi}{1}\right)^{\frac{1}{4}} * \left(\delta_x^{\frac{3}{4}}\right) * \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{\frac{1}{4}} = 6.159$$

$$kx = k_x * \alpha_{xp} = 18324.256 \frac{kn}{m}$$

$$x_z = \left(\frac{\pi * \delta_z}{2}\right)^{\frac{1}{2}} * \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{\frac{1}{2}} * \frac{\Omega + \tanh(\lambda L_p)}{1 + \Omega * \tanh(\lambda L_p)} = 4.731$$

$$kz = k_z * \alpha_{zp} = 15636.816 \frac{kn}{m}$$

- Coeficientes de amortiguamiento por radiación traslacionales:

$$C_{Gx} = \frac{2 * kx * \beta_{xp}}{w} = 76.993 \frac{kn}{m} . s$$

$$C_{Gz} = \frac{2 * kz * \beta_{zp}}{w} = 25122.901 \frac{kn}{m} . s$$

Tabla 80: Coeficiente de rigidez para un grupo de pilotes, embebidos 3.00 m.

Npilotes:	15	
Kx:	18324.256	kN/m
apo:	0.113	
Npil*Kx:	274863.84	kN/m
CoefG:	0.36	
kxG:	98950.9824	kN/m

Npilotes:	15	
Kz:	15636.816	kN/m
apo:	0.113	
Npil*Kz:	234552.24	kN/m
CoefKG:	0.25	
kzG:	58638.06	kN/m
Xx:	6.159	
Xz:	4.731	
Kz:	15636.816	kN/m
apo:	0.113	
CoefKG:	0.9	
kxxG:	848830.136	kN/m

Fuente: Elaboración propia

Tabla 81: Coeficientes de amortiguamiento para un grupo de pilotes, embebidos 3.00 m.

CoefCG:	0.4	
CxG:	769.926723	kN*seg/m
CoefCG:	0.72	
CzG:	1182.61634	kN*seg/m
CoefCG:	0.12	
CxxG:	11888.3773	kN*seg/m

Fuente: Elaboración propia

• **Pilotes embebidos 2.00 m.**

- Coeficientes de rigidez dinámicos traslacionales:

$$x_x = \frac{1}{2} * \left(\frac{\pi}{1}\right)^{\frac{1}{4}} * \left(\delta_x^{\frac{3}{4}}\right) * \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{\frac{1}{4}} = 6.166$$

$$kx = k_x * \alpha_{xp} = 18235.785 \frac{kn}{m}$$

$$x_z = \left(\frac{\pi * \delta_z}{2}\right)^{\frac{1}{2}} * \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{\frac{1}{2}} * \frac{\Omega + \tanh(\lambda L_p)}{1 + \Omega * \tanh(\lambda L_p)} = 3.673$$

$$kz = k_z * \alpha_{zp} = 11904.837 \frac{kn}{m}$$

- Coeficientes de amortiguamiento por radiación traslacionales:

$$C_{Gx} = \frac{2 * kx * \beta_{xp}}{w} = 76.621 \frac{kn}{m} . s$$

$$C_{Gz} = \frac{2 * kz * \beta_{zp}}{w} = 40963.065 \frac{kn}{m} . s$$

Tabla 82: Coeficientes de rigidez para grupo de pilotes, embebidos 2.00 m.

Npilotes:	15	
Kx:	18235.785	kN/m
apo:	0.113	
Npil*Kx:	273536.775	kN/m
CoefG:	0.36	
kxG:	98473.239	kN/m
Npilotes:	15	
Kz:	11904.837	kN/m
apo:	0.113	
Npil*Kz:	178572.555	kN/m
CoefKG:	0.25	
kzG:	44643.1388	kN/m
Xx:	6.166	
Xz:	3.673	
Kz:	11904.837	kN/m
apo:	0.113	
CoefKG:	0.9	
kxxG:	551901.535	kN/m

Fuente: Elaboración propia

Tabla 83: Coeficientes de amortiguamiento para grupo de pilotes, embebidos 2.00 m.

CoefCG:	0.4	
CxG:	766.209454	kN*seg/m
CoefCG:	0.72	
CzG:	900.365824	kN*seg/m
CoefCG:	0.12	
CxxG:	7729.71337	kN*seg/m

Fuente: Elaboración propia

- **Pilotes embebidos 1.00 m.**

- Coeficientes de rigidez dinámicos traslacionales:

$$x_x = \frac{1}{2} * \left(\frac{\pi}{1}\right)^{\frac{1}{4}} * \left(\delta_x^{\frac{3}{4}}\right) * \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{\frac{1}{4}} = 6.173$$

$$kx = k_x * \alpha_{xp} = 18147.211 \frac{kn}{m}$$

$$x_z = \left(\frac{\pi * \delta_z}{2}\right)^{\frac{1}{2}} * \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{\frac{1}{2}} * \frac{\Omega + \tanh(\lambda L_p)}{1 + \Omega * \tanh(\lambda L_p)} = 2.614$$

$$kz = k_z * \alpha_{zp} = 8211.875 \frac{kn}{m}$$

- Coeficientes de amortiguamiento por radiación traslacionales:

$$C_{Gx} = \frac{2 * kx * \beta_{xp}}{w} = 76.249 \frac{kn}{m} .s$$

$$C_{Gz} = \frac{2 * kz * \beta_{zp}}{w} = 109901.26 \frac{kn}{m} .s$$

Tabla 84: Coeficientes de rigidez para grupo de pilotes, embebidos a 1.00 m.

Npilotes:	15	
Kx:	18147.211	kN/m
apo:	0.113	
Npil*Kx:	272208.165	kN/m
CoefG:	0.36	
kxG:	97994.9394	kN/m
Npilotes:	15	
Kz:	8211.875	kN/m
apo:	0.113	
Npil*Kz:	123178.125	kN/m
CoefKG:	0.25	
kzG:	30794.5313	kN/m
Xx:	6.173	
Xz:	2.614	
Kz:	8211.875	kN/m
apo:	0.113	
CoefKG:	0.9	
kxxG:	332129.551	kN/m

Fuente: Elaboración propia

Tabla 85: Coeficientes de amortiguamiento para grupo de pilotes, embebidos a 1.00 m.

CoefCG:	0.4	
CxG:	762.487857	kN*seg/m
CoefCG:	0.72	
CzG:	621.066176	kN*seg/m
CoefCG:	0.12	
CxxG:	4651.67439	kN*seg/m

Fuente: Elaboración propia

4.10.2. Análisis y diseño sísmico con espectro de diseño

El proyecto se encuentra en una zona sísmica 4 (Zona D, según AASHTO), por lo tanto, se diseña teniendo en cuenta los siguientes aspectos:

- Identificar las condiciones del suelo.
- Realizar un análisis de demanda (Modal espectral).
- Realizar un análisis no lineal (Pushover).
- Verificar que la relación demanda capacidad sea menor igual a la unidad

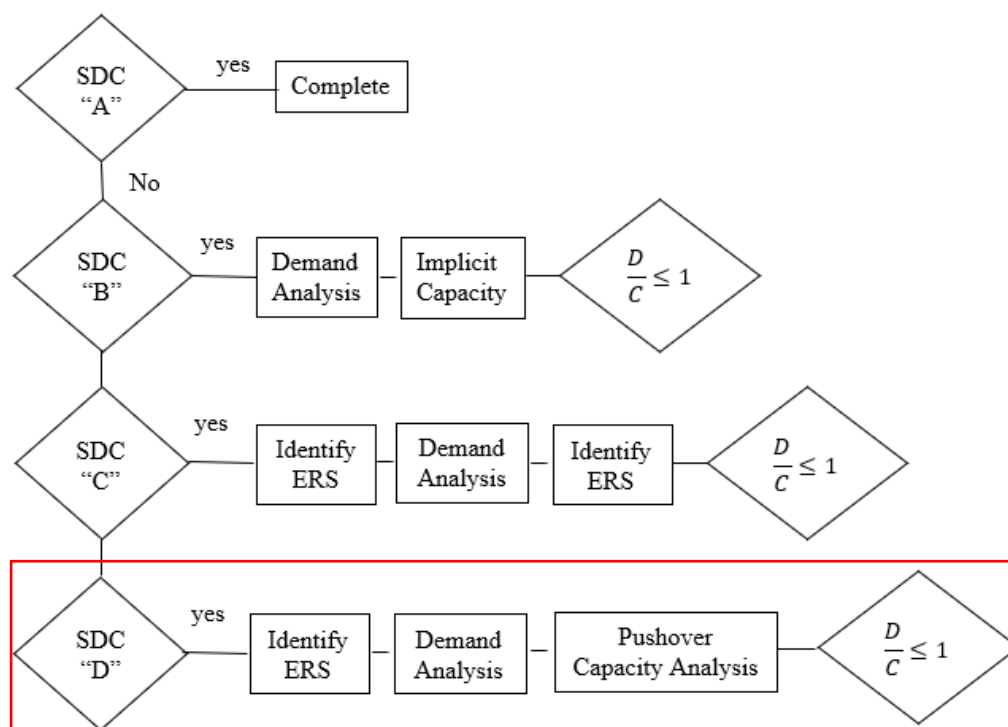


Figura 145: Requisitos de análisis sísmico según zona

Fuente: ASSHTO,2014

4.10.2.1. Análisis dinámico lineal modal espectral

Periodos de vibración y masa compartida

- Primer caso:

Tabla 86: Periodos de vibración para cuando los topes sísmicos en los extremos no se rompen

Periodo de vibración	Modos de vibración	Periodo Seg.	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
MODAL	1	0.887	0.251	0.000	0.000	0.000	0.022	0.000
MODAL	2	0.360	0.001	0.000	0.025	0.000	0.095	0.000
MODAL	3	0.346	0.000	0.332	0.000	0.271	0.000	0.003
MODAL	4	0.286	0.000	0.002	0.000	0.007	0.000	0.012
MODAL	5	0.234	0.000	0.000	0.432	0.000	0.023	0.000
MODAL	6	0.217	0.000	0.005	0.000	0.003	0.000	0.423
MODAL	7	0.210	0.000	0.028	0.000	0.004	0.000	0.196
MODAL	8	0.190	0.067	0.000	0.043	0.000	0.653	0.000
MODAL	9	0.190	0.000	0.315	0.000	0.000	0.000	0.104
MODAL	10	0.184	0.017	0.000	0.186	0.000	0.038	0.000
MODAL	11	0.178	0.445	0.000	0.009	0.000	0.101	0.000
MODAL	12	0.177	0.043	0.000	0.123	0.000	0.022	0.000

Fuente: Elaboración propia

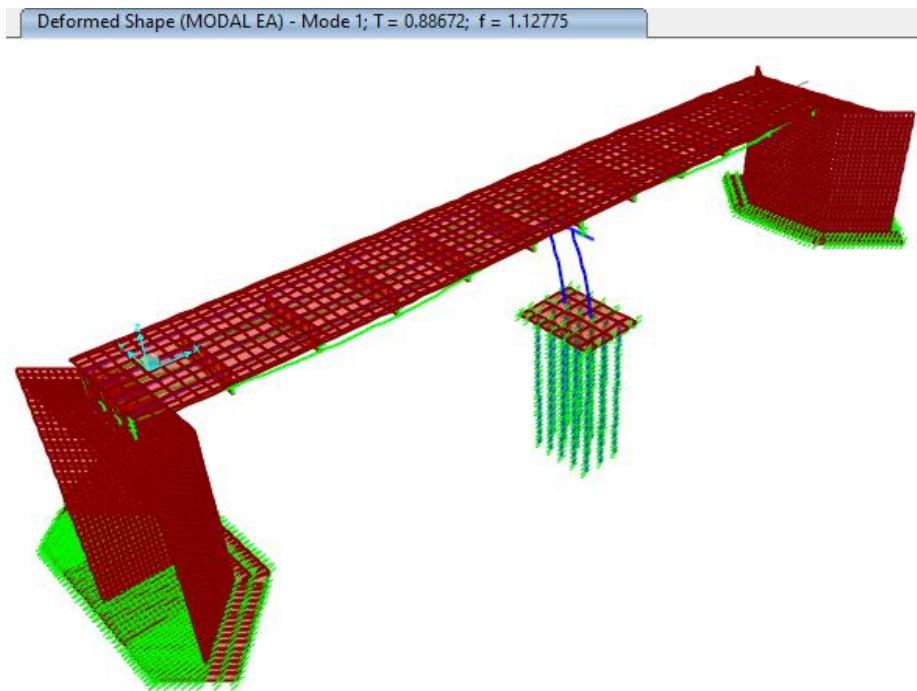


Figura 146: Forma de deformación para periodo de vibración Modal 1, cuando los topes sísmicos en los extremos no se rompen, T= 0.8867

Fuente: Elaboración propia

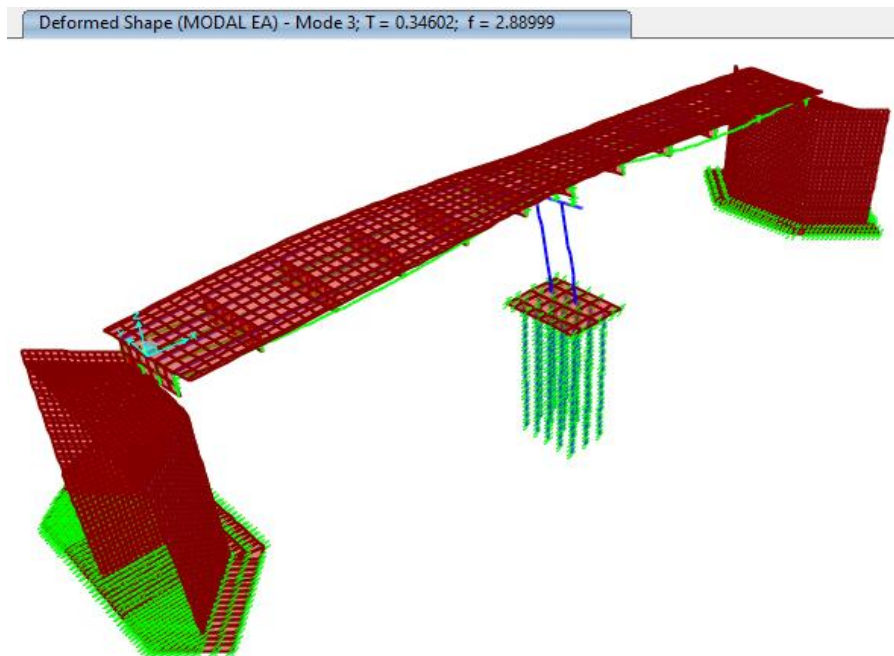


Figura 147: Forma de deformación para periodo de vibración Modal 3, cuando los topes sísmicos en los extremos no se rompen, T= 0.346

Fuente: Elaboración propia

- Segundo caso:

Tabla 87: Periodos de vibración para cuando los topes sísmicos en los extremos se rompen

Periodo de vibración	Modos de vibración	Periodo Seg.	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
MODAL	1	2.721	0.000	0.004	0.000	0.005	0.000	0.092
MODAL	2	0.887	0.251	0.000	0.000	0.000	0.022	0.000
MODAL	3	0.662	0.000	0.240	0.000	0.306	0.000	0.001
MODAL	4	0.360	0.001	0.000	0.025	0.000	0.095	0.000
MODAL	5	0.290	0.000	0.000	0.000	0.002	0.000	0.000
MODAL	6	0.234	0.000	0.000	0.432	0.000	0.023	0.000
MODAL	7	0.219	0.000	0.001	0.000	0.015	0.000	0.001
MODAL	8	0.202	0.000	0.010	0.000	0.002	0.000	0.000
MODAL	9	0.199	0.000	0.188	0.000	0.000	0.000	0.299
MODAL	10	0.191	0.067	0.000	0.043	0.000	0.653	0.000
MODAL	11	0.185	0.000	0.225	0.000	0.001	0.000	0.336
MODAL	12	0.184	0.017	0.000	0.185	0.000	0.038	0.000

Fuente: Elaboración propia

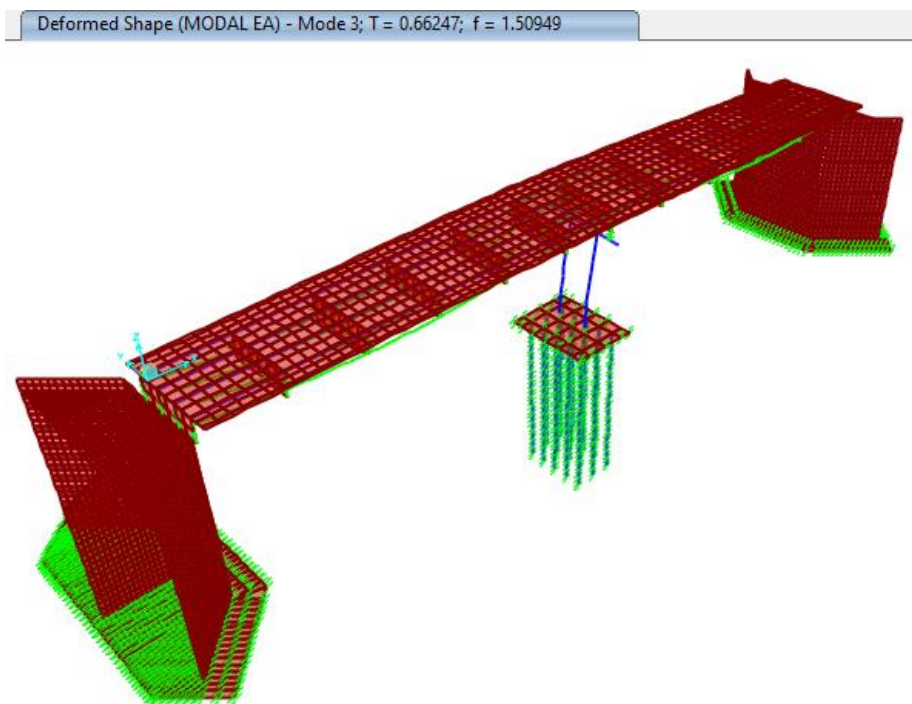


Figura 148: Forma de deformación para periodo de vibración Modal 3, cuando los topes sísmicos en los extremos se rompen, T= 0.662

Fuente: Elaboración propia

Tabla 88: Verificación de frecuencia para efectos de resonancia

Caso	Periodo de Vibración (Seg.)	Frecuencia Cíclica (ciclo/Seg.)	Frecuencia Natural (rad/Seg.)	Frecuencia de Excitación (por sismo) Eigenvectores (rad^2/Seg^2 .)
MODAL	0.887	1.128	7.086	50.209
MODAL	0.360	2.778	17.454	304.653
MODAL	0.346	2.890	18.158	329.726
MODAL	0.286	3.492	21.940	481.353
MODAL	0.234	4.283	26.908	724.064
MODAL	0.217	4.614	28.989	840.349
MODAL	0.210	4.767	29.951	897.091
MODAL	0.190	5.249	32.983	1087.896
MODAL	0.190	5.262	33.063	1093.148
MODAL	0.184	5.435	34.146	1165.965
MODAL	0.178	5.618	35.301	1246.140
MODAL	0.177	5.638	35.424	1254.852

Fuente: Elaboración propia

La frecuencia de excitación y la frecuencia natural de la estructura no llegan a ser la misma, por lo tanto, no se evidencia efecto de resonancia.

- **Verificación por desplazamiento:**

En la dirección XX: Con apoyo deslizante en los extremos para la dirección XX y con topes sísmicos en la dirección YY.

Joint Object	1140	Joint Element	1140
	1	2	3
Trans	0.18211	1.476E-05	2.503E-05
Rotn	1.822E-06	0.02577	8.656E-05

Figura 149: Verificación por desplazamiento en la dirección XX, U1= 0.182 m.

Fuente: Elaboración propia

Tabla 89: Magnitud del sismo en la dirección XX

Sismo	Magnitud	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
SXX	Max	1954.4142	0.0343	12.9478	1.67216	13357.5984	8.7564

Fuente: Elaboración propia

El desplazamiento de $U1=0.18211$ m se da a partir de la fuerza lateral en la dirección XX de 1954.4142 ton.

En la dirección YY: Con apoyo deslizante en los extremos para la dirección XX y con topes sísmicos en la dirección YY.

Joint Object	1140	Joint Element	1140
	1	2	3
Trans	2.524E-04	0.0269	0.00226
Rotn	0.002	1.804E-05	1.649E-04

Figura 150: Verificación por desplazamiento en la dirección YY, $U2=0.0269$ m.

Fuente: Elaboración propia

Tabla 90: Magnitud del sismo en la dirección YY

Sismo	Magnitud	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
SYY	Max	0.034 4	1870.289 7	0.08 1	13238.718 7	3.5711 1	64858.4893 7

Fuente: Elaboración propia

El desplazamiento de $U2=0.0269$ m se da a partir de la fuerza lateral en la dirección YY de 1870.897 ton.

En la dirección YY: Con apoyo deslizante en los extremos para la dirección XX, pero los topes sísmicos se rompen generando libertad en la dirección YY.

Joint Object	1140	Joint Element	1140
	1	2	3
Trans	0.00704	0.07377	0.00654
Rotn	0.00573	5.114E-04	0.00456

Figura 151: Verificación por desplazamiento en la dirección YY, caso en que los topes sísmicos en la dirección YY se rompen, $U2=0.0738$ m.

Fuente: Elaboración propia

Tabla 91: Magnitud del sismo en la dirección YY, para el caso de topes sísmicos rotos

Sismo	Magnitud	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
SY	LinRespSpec	0.001	1010.2603	0.0015	2919.82829	0.0746	36456.1862

Fuente: Elaboración propia

El desplazamiento de U2= 0.0738 m se da a partir de la fuerza lateral en la dirección YY de 1010.2603 ton.

4.10.2.1. Análisis sísmico lineal Tiempo - Historia

Se realizó el análisis lineal tiempo – historia con la finalidad de determinar los desplazamientos en la parte superior del pilar, los cuales fueron comparados con los desplazamientos obtenidos del análisis sísmico dinámico modal espectral

- a) Registro normalizado T-H (Sismo de Lima 1996, Mw 8.1, del 17 de octubre).

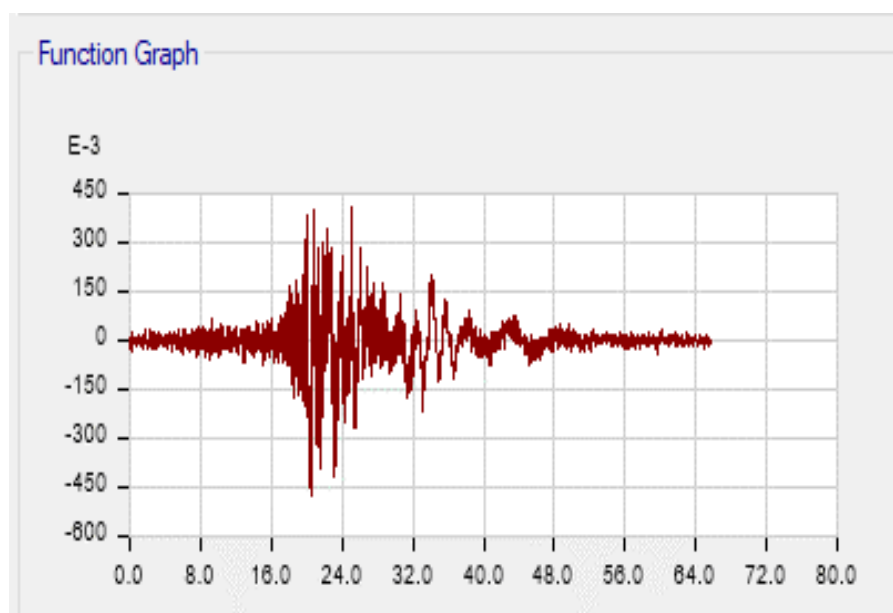


Figura 152: Registro normalizado (Tiempo vs. desplazamiento) sismo de Lima, 1996.

Fuente: Elaboración propia

- b) Registro normalizado T-H (Sismo de lima 1974, Mw 8.0, del 3 de octubre).

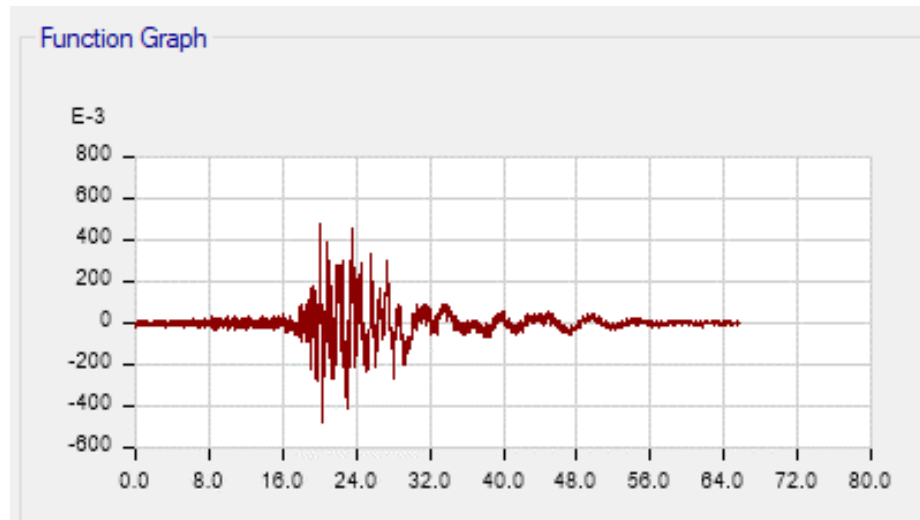


Figura 153: Registro normalizado (Tiempo vs. desplazamiento) sismo de Lima, 1974.

Fuente: Elaboración propia

- c) Registro normalizado T-H (Sismo de Chimbote 1970, Mw 7.9, del 31 de mayo).

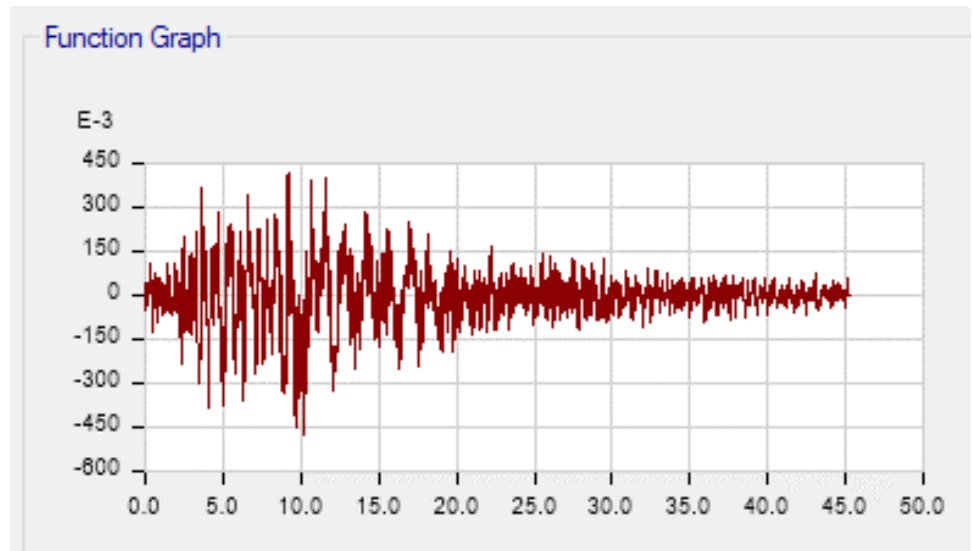


Figura 154: Registro normalizado (Tiempo vs. desplazamiento) sismo de Chimbote, 1970.

Fuente: Elaboración propia

- d) Registro normalizado T-H (Sismo de Pisco 2007, Mw 7.9, del 15 de agosto).

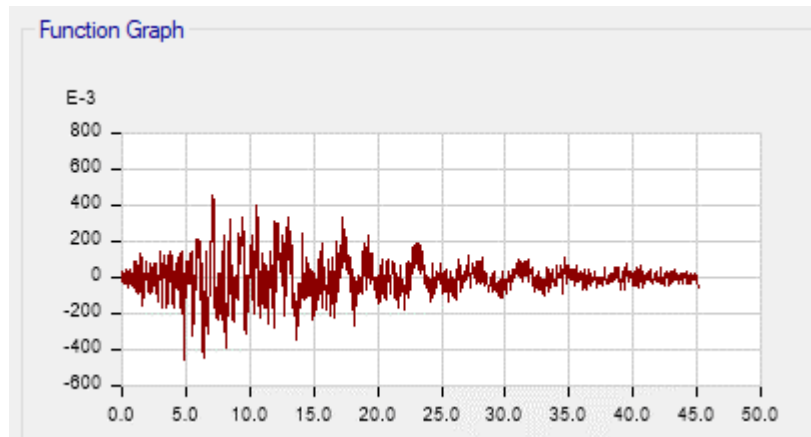


Figura 155: Registro normalizado (Tiempo vs. desplazamiento) sismo de Pisco, 1970.

Fuente: Elaboración propia

- e) Desplazamiento para sismo XX y YY mediante un registro normalizado Tiempo – Historia.

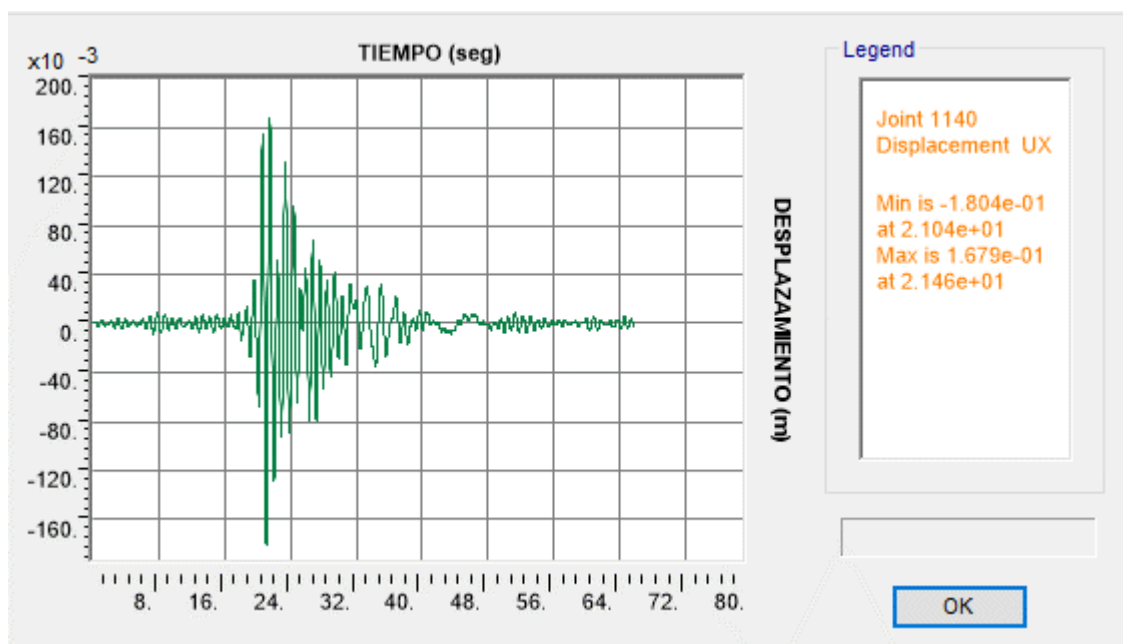


Figura 156: Caso sismo Tiempo – Historia en dirección XX (sismo de Lima, 1996); $U_1 = 0.1804$ m.

Fuente: Elaboración propia

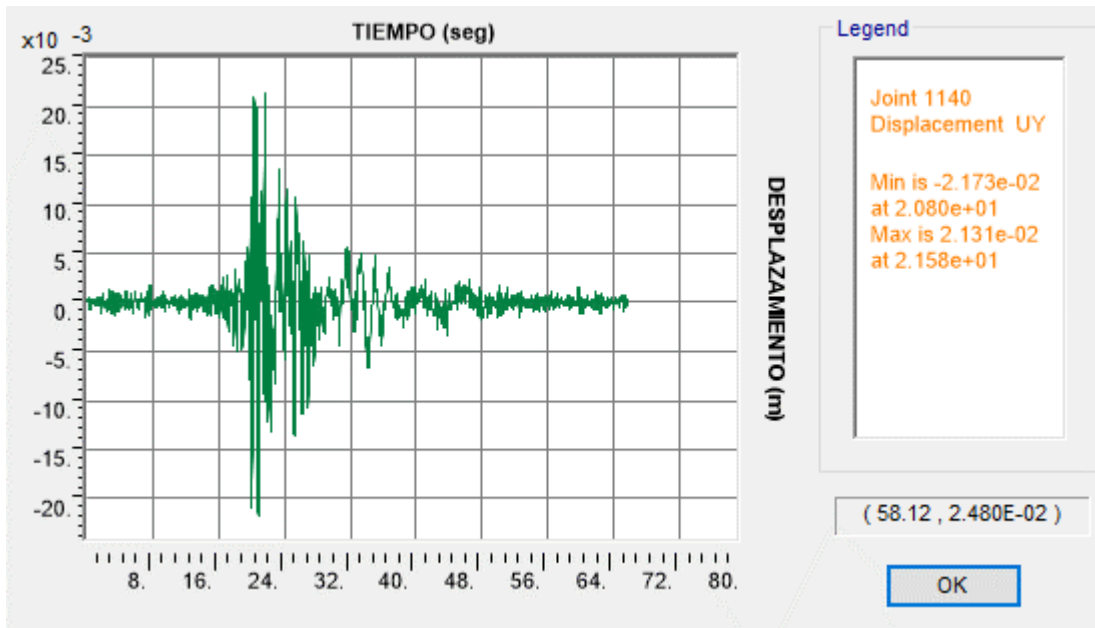


Figura 157: Caso sismo Tiempo – Historia en dirección YY (sismo de Lima, 1996);
 $U_2 = 0.0217$ m.

Fuente: Elaboración propia

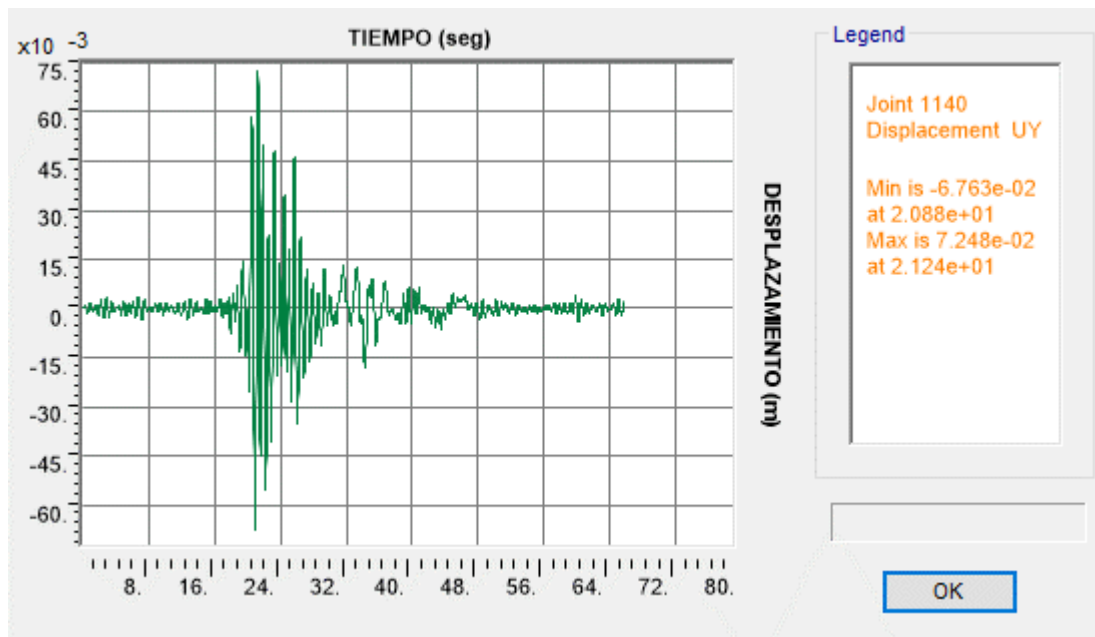


Figura 158: Caso sismo Tiempo – Historia en dirección YY (sismo de Lima, 1996)
 con los topes sísmicos rotos; $U_2 = 0.07248$ m.

Fuente: Elaboración propia

- f) Desplazamiento para sismo XX y YY mediante un espectro de aceleraciones

Joint Object	1140	Joint Element	1140
	1	2	3
Trans	0.18211	1.476E-05	2.503E-05
Rotn	1.822E-06	0.02577	8.656E-05

Figura 159: Caso sismo en dirección XX - Espectro de respuesta, $U_1=0.18211$ m.

Fuente: Elaboración propia

Joint Object	1140	Joint Element	1140
	1	2	3
Trans	2.524E-04	0.0269	0.00226
Rotn	0.002	1.804E-05	1.649E-04

Figura 160: Caso sismo en dirección YY - Espectro de respuesta, $U_2= 0.0269$ m.

Fuente: Elaboración propia

Joint Object	1140	Joint Element	1140
	1	2	3
Trans	0.00704	0.07377	0.00654
Rotn	0.00573	5.114E-04	0.00456

Figura 161: Caso sismo en dirección YY - Espectro de respuesta, con los topes sísmicos dinámicos; $U_2= 0.07377$ m.

Fuente: Elaboración propia

Tabla 92: Resumen de desplazamientos

Aceleraciones	SXX	SYX	SYX (sin topes sísmicos en la dirección)	unidad
	UX	UY	UY	
Espectro de aceleraciones	0.1821	0.0269	0.0738	m
Registro normalizado T-H 7035 (Sismo de Lima 1966, Mw 8.1, del 17 de octubre)	0.1804	0.0217	0.0725	m
Registro normalizado T-H 7036 (Sismo de Lima 1974, Mw 8.0, del 03 de octubre)	0.1751	0.0292	0.0739	m
Registro normalizado T-H 7038 (Sismo de Chimbote de 1970, Mw 7.9, del 31 de mayo)	0.1733	0.0251	0.0700	m
Registro normalizado T-H 7039 (Sismo de Pisco de 2007, Mw 7.9)	0.1808	0.0224	0.0753	m

Fuente: Elaboración propia

4.10.3. Diseño de pilar

Se utilizaron las combinaciones de estado límite de evento extremo I. Se colocaron 2 pilas de diámetro de 1.80 m.



Figura 162: Sección de pilar en CSiBRIDGE

Fuente: Elaboración propia

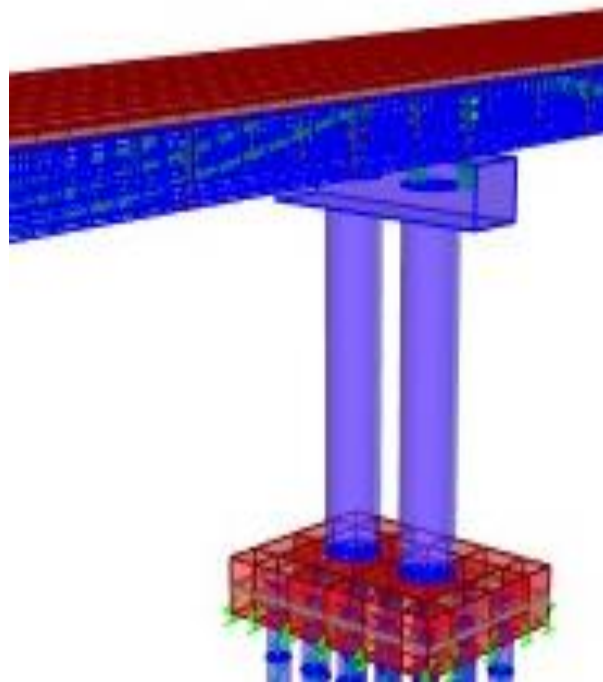


Figura 163: vista de pilar central en CSiBRIDGE

Fuente: Elaboración propia

Se definieron las propiedades de los materiales, tipo de diseño del elemento y el acero longitudinal y transversal tanteado.

The image shows a software interface for defining reinforcement and design parameters for a pile. The interface is organized into several sections:

- Rebar Material:** Contains two rows. The first row is for "Longitudinal Bars" with a "+" button and a dropdown menu set to "Acero fy=4200kg/cm2". The second row is for "Confinement Bars (Ties)" with a "+" button and a dropdown menu set to "Acero fy=4200kg/cm2".
- Design Type:** Contains two radio button options: "Column (P-M2-M3 Design)" which is selected, and "Beam (M3 Design Only)".
- Reinforcement Configuration:** Contains two radio button options: "Rectangular" and "Circular", with "Circular" selected.
- Confinement Bars:** Contains two radio button options: "Ties" which is selected, and "Spiral".
- Longitudinal Bars - Circular Configuration:** Contains three input fields: "Clear Cover for Confinement Bars" with a value of 0.04, "Number of Longitudinal Bars" with a value of 90, and "Longitudinal Bar Size" with a "+" button and a dropdown menu set to 5/4".
- Confinement Bars:** Contains two input fields: "Confinement Bar Size" with a "+" button and a dropdown menu set to 1/2", and "Longitudinal Spacing of Confinement Bars" with a value of 0.15.

Figura 164: Asignación de propiedades de los materiales, tipo de diseño y acero tanteado para pilas en CSiBRIDGE

Fuente: Elaboración propia

Se reviso la relación demanda – capacidad para las dos fuerzas, correspondientes a momentos y cortantes. Los resultados para cada combinación resultan ser menores de la unidad, dando conformidad al acero asumido.

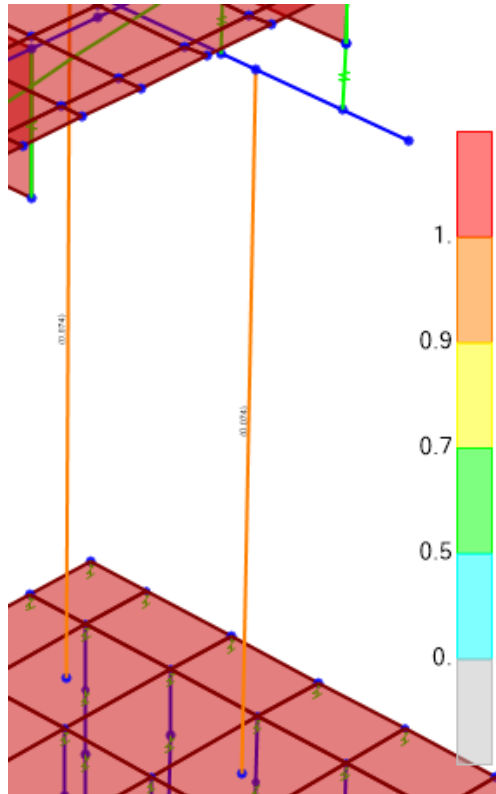


Figura 165: Relación demanda - capacidad de refuerzo en pilares
Fuente: Elaboración propia

COMBO ID	STATION LOC	CAPACITY RATIO	MAJOR SHEAR REINFORCEMENT	MINOR SHEAR REINFORCEMENT
EE-I59	3.63	0.565	0.007	0.005
EE-I59	4.84	0.454	0.007	0.005
EE-I59	6.04	0.349	0.007	0.005
EE-I59	7.25	0.245	0.006	0.005
EE-I59	8.46	0.146	0.006	0.005
EE-I59	9.67	0.077	0.005	0.005
EE-I60	0.00	0.903	0.008	0.005

Figura 166: Reporte preliminar de relación demanda- capacidad de refuerzo en pilares - CSiBRIDGE
Fuente: Elaboración propia

AASHTO LRFD 2014 COLUMN SECTION DESIGN Seismic Zone: Zone 4 Units: Tonf, m, C

Frame ID 306
 Station Loc 0.000
 Section ID PILA FINAL d=1.8m
 Combo ID EE-I60

L=9.670
 B=1.800 D=1.800 dc=0.069
 E=2868933.000 fy=42000.000 fc=3500.000 fcs=0.000 fys=42000.000

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT CHECK FOR PU, M2, M3

Capacity Ratio	Design Pu	Design M2	Design M3	Minimum M2	Minimum M3
0.903	364.493	9.366	1815.195	0.000	0.000

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT FACTORS

	Cm Factor	Delta_b Factor	Delta_s Factor	K Factor	L Length
Major Bending(M3)	0.632	1.000	1.000	1.000	9.670
Minor Bending(M2)	0.726	1.000	1.000	1.000	9.670

SHEAR DESIGN FOR V2,V3

	Design Rebar	Shear Vu	Shear phi*Vc	Shear phi*Vs	Shear Vp
Major Shear(V2)	0.008	591.609	84.926	506.683	591.609
Minor Shear(V3)	0.005	591.732	118.016	473.716	591.732

Figura 167. Reporte detallado inicial de relación demanda capacidad de refuerzo en pilares – CSIBRIDGE

Fuente: Elaboración propia

Dicha combinación obedece a las cargas siguientes

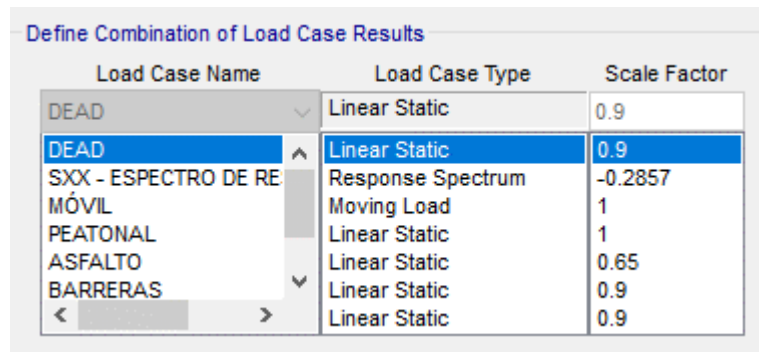


Figura 168: Definición de combinación de casos de cargas (1)

Fuente: Elaboración propia

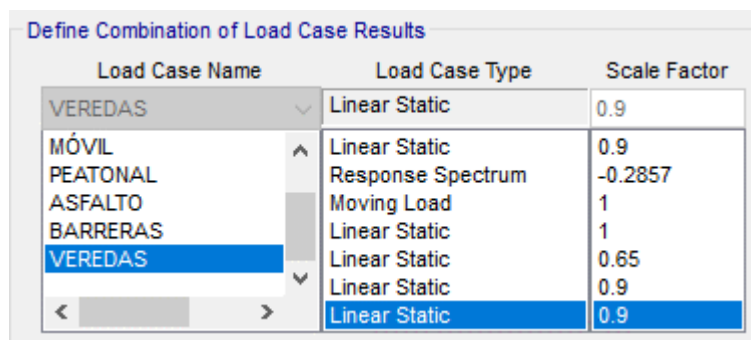


Figura 169: Figura 165: Definición de combinación de casos de cargas (2)

Fuente: Elaboración propia

El factor de escala del sismo en cualquiera de 3.5 conforme lo señala el MTC.

Tabla 93: Factores de modificación de respuesta - subestructuras

Subestructura	Categoría Según la importancia		
	critica	esencial	otras
Pilar tipo muro - mayor dimensión	1.5	1.5	2.0
Pilares de pilotes de concreto armado	1.5	2.0	3.0
• Solo pilotes verticales	1.5	1.5	2.0
• Con pilotes inclinados	1.5	1.5	2.0
Columnas simples	1.5	2.0	3.0
Pilar de pilotes de acero o pilotes compuestos de acero y concreto	1.5	3.5	5.0
• solo pilotes verticales	1.5	3.5	5.0
• con pilotes inclinados	1.5	2.0	3.0
Pilares multicolumna	1.5	3.5	5.0

Fuente: Manual de puentes, 2018.

4.10.3.1. Diseño de la viga cabezal

La demanda sísmica que se utilizó en el diseño fue por estado límite de evento extremo I.

Características de viga cabezal:

- $F_y = 42000 \text{ tn/m}^2$
- $F'_c = 3500 \text{ tn/m}^2$
- $b = 1.90 \text{ m}$
- $\emptyset \text{ flexión} = 0.90$
- $\emptyset \text{ corte} = 0.85$

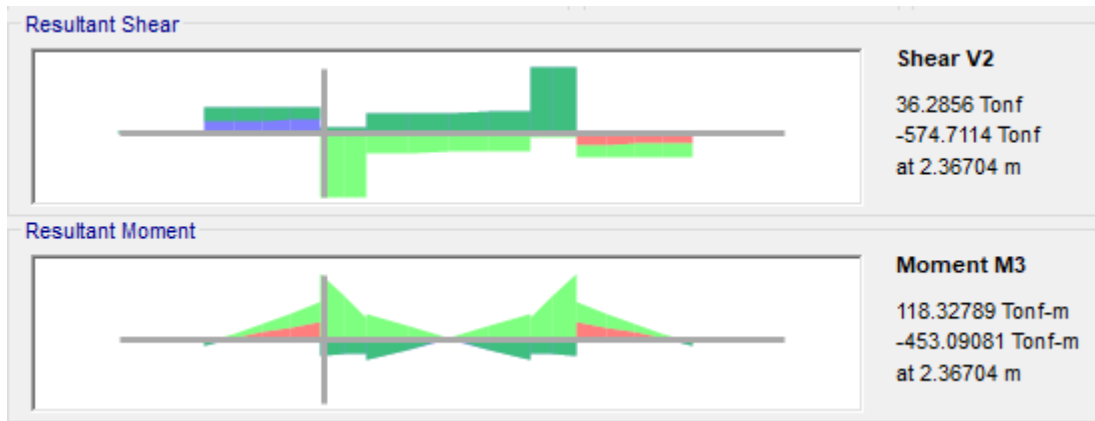


Figura 170: Cortante y momentos en la cara superior de viga cabezal

Fuente: Elaboración propia

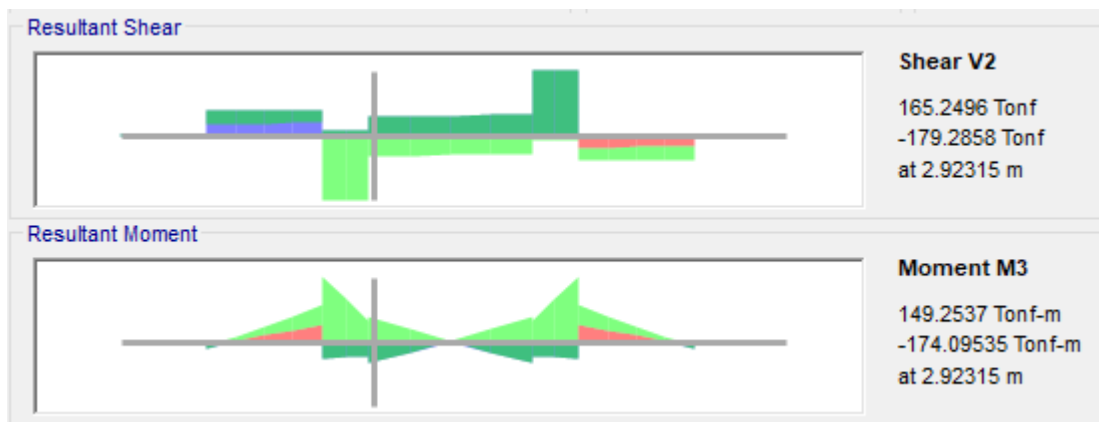


Figura 171: Cortante y momentos en la cara inferior de viga cabezal

Fuente: Elaboración propia

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2}$$

$$\rho = \frac{0.85 f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85 f'_c}} \right)$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$$

a) Diseño por flexión

Se diseño para los momentos:

$$M_u(-) = 453.09 \text{ tn.m}$$

$$M_u(+) = 149.25 \text{ tn.m}$$

Tabla 94: Cálculo de refuerzo negativo para viga cabezal de pilar

Rn =	131.405171	ton/m2	
ρ =	0.00320102		
As (-) =	86.3636037	cm2	
Usar acero mínimo.			
Ø1" =	5.07	cm2	
N.º barras=	17.0342414	≈	18 barras
As real=	91.26	cm2	
a =	0.06780929	m	
ØMn=	531.279261	ton-m	> 453.09 ton-m OK
Colocar:	18Ø1"		

Fuente: Elaboración propia

Tabla 95: Cálculo de refuerzo positivo para viga cabezal de pilar

Rn =	43.2864836	ton/m2	
ρ =	0.00103824		
As (-) =	28.0117033	cm2	>
Usar acero mínimo.			
Ø1" =	5.07	cm2	
N.º barras=	5.52499079	≈	6 barras
As real=	30.42	cm2	
a=	0.0226031	m	
ØMn=	179.980949	ton-m	> 149.25 ton-m OK
Colocar:	6Ø1"		

Fuente: Elaboración propia

b) Diseño por corte

Se diseño para un cortante: $V_u max = 574.7114 ton.$

Tabla 96: Cálculo de refuerzo por cortante para viga cabezal de pilar

A. Cortante nominal aportado por el concreto:			
ØVc =	227.389686	ton	
B. Cortante nominal aportado por el acero:			
Estribo. Ø1/2"	1.29	cm2	
Av =	0.000774	m2	
S =	0.1	cm2	
ØVs=	461.613	ton	
ØVn=	689.003	ton	> 574.711 ton. OK
Colocar:	1 Est. Ø1/2" @0.05 m+ resto Ø1/2" @ 0.10		

Fuente: Elaboración propia

c) Diseño por contracción y temperatura

Tabla 97: Cálculo de acero por contracción y temperatura para viga cabezal de pilar

As temp = $0.18b \cdot h/2 \cdot (b + h)$		cm2/m	
Astemp =	0.0754	cm2/m	
Se debe cumplir:			
	2.33 cm2/m	≤ 0.0754	≤ 12.7 cm2/m
No se cumple la relación por tanto tomar el acero de temperatura:			
As temp =	2.33	cm2/m	
El acero de temperatura en el peralte de la viga:			
As temp =	3.495	cm2	
Usar por cara:			
	2Ø1/2" =	2.58	cm2
	S =	0.45	m
As colocado =	5.73333333	cm2	
Smáx =	5.7	m	OK
	0.45	m	OK
Colocar:	2Ø1/2" @0.45m		

Fuente: Elaboración propia

4.10.4.2. Diseño por desempeño, estático no lineal (pilar)

4.10.4.2.1. Diseño por desempeño en la dirección XX

CONDICION: Cuando el puente está totalmente cargado, para combinación de carga SXX + 1.25DL + ML + PL + 1.5 DW+ 1.25 VE + 1.25BA

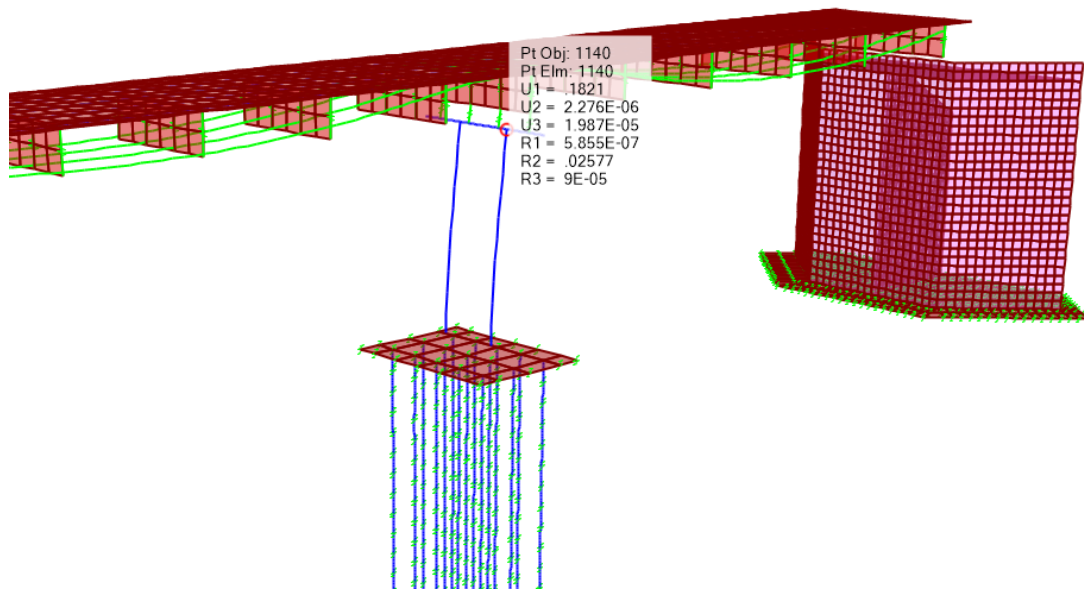


Figura 172: Visualización de desplazamiento inelástico en la dirección XX,
 $U1=0.1821$ m.

Fuente: Elaboración propia

- a) Procedemos a generar cargas laterales en el extremo del puente con una magnitud de 25 toneladas entre el número de puntos seleccionados, con la finalidad de generar la curva de capacidad de forma completa.

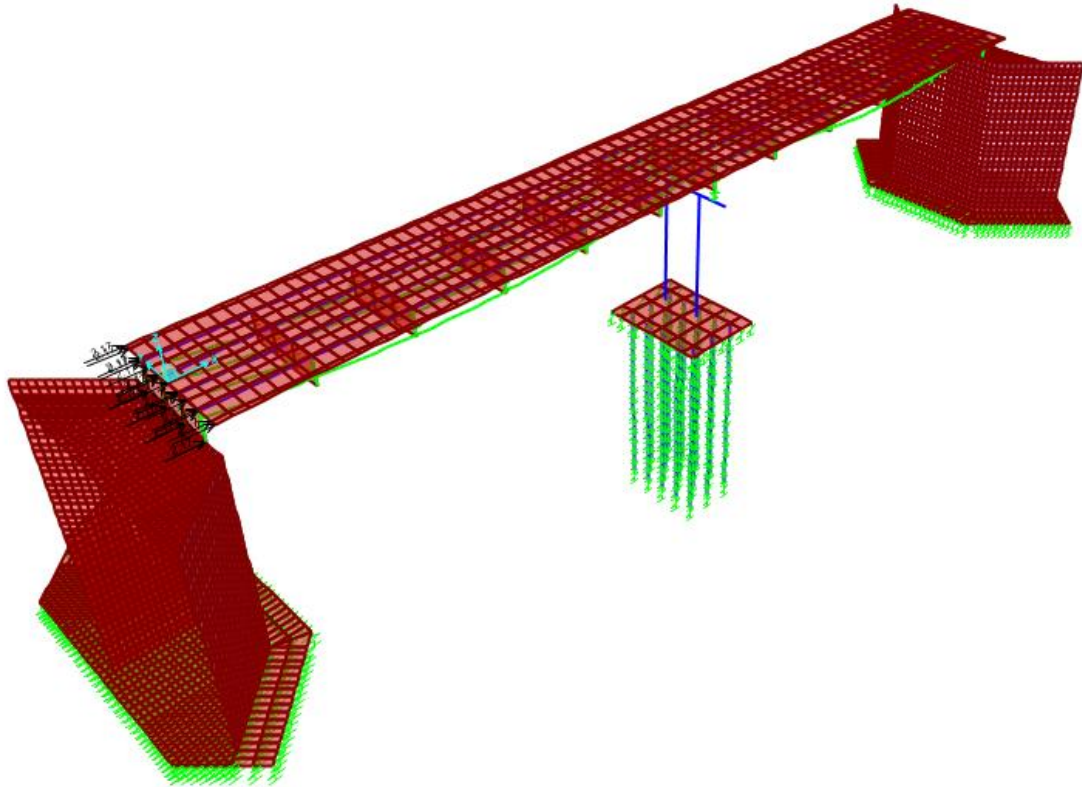


Figura 173: Visualización de aplicación de cargas laterales de 25 ton, en la dirección XX.

Fuente: Elaboración propia

Se genero un caso de carga denominado como “FUERZA LATERAL”, con condiciones de tipo lineal estático.

Load Pattern Name	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load Pattern
FUERZA LATERAL	Other	0	
DEAD	Dead	1	
ASFALTO	Wearing Surface	0	
BARRERAS	Dead Manufacture	0	
VEREDAS	Dead Manufacture	0	
MÓVIL	Vehicle Live	0	
PEATONAL	Pedestrian LL	0	
PREESF INICIAL SIN P.DIF.	Prestress	0	
PREESF FINAL CON P.DIF.	Prestress	0	
PREESFUERZO	Prestress	0	
FUERZA LATERAL	Other	0	

Figura 174: Carga por fuerza lateral con condiciones de tipo lineal estático

Fuente: Elaboración propia

- b) Se creó un caso de carga de cargas gravitacionales denominado “GRAVEDAD”, con condiciones de tipo no lineal y con masa participativa de cargas muertas de peso propio, carga de asfalto, carga de barreras, carga móvil y carga peatonal. Las cargas aplicadas se relacionan a que todas están presentes cuando ocurre el sismo de la dirección XX.

The screenshot shows the configuration for a load case named "GRAVEDAD". The "Load Case Name" is "GRAVEDAD (1.25DL+ML+PL+1.5DW+1.25MV+1.25PE)". The "Load Case Type" is "Static". The "Analysis Type" is "Nonlinear". The "Geometric Nonlinearity Parameters" are set to "None". The "Mass Source" is "DL+DW+BARRERAS+VEREDAS+ML+PL". The "Loads Applied" table is as follows:

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	DEAD	1.25
Load Pattern	MÓVIL	1.
Load Pattern	PEATONAL	1.
Load Pattern	ASFALTO	1.5
Load Pattern	BARRERAS	1.25
Load Pattern	VEREDAS	1.25

Figura 175: Asignación del caso de cargas por gravedad “GRAVEDAD” – CSiBRIDGE

Fuente: Elaboración propia

- c) Se creó un caso de carga de cargas gravitacionales denominado A.N.L., con condiciones de tipo no lineal y con masa participativa de cargas muertas de peso propio, carga de asfalto, carga de barreras, carga de veredas, carga móvil y carga peatonal.

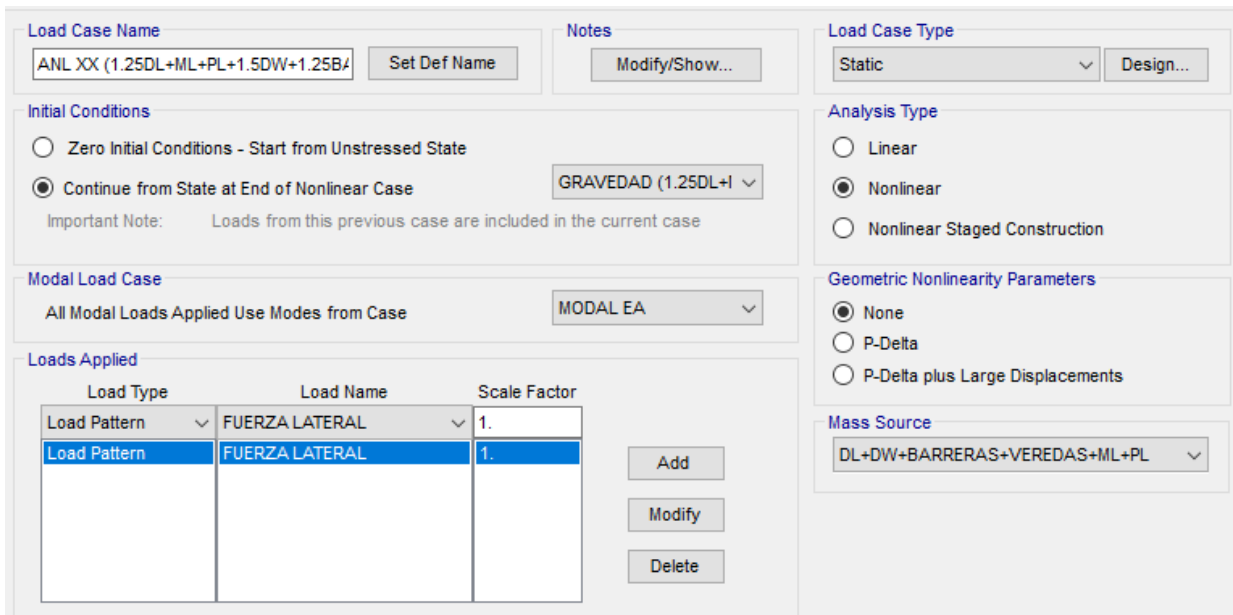


Figura 176: Asignación del caso de cargas por gravedad "A.N.L" – CSiBRIDGE.

Fuente: Elaboración propia

- d) Se procedió a ejecutar el análisis Pushover, con la finalidad de poder observar la presencia de rotulas en la columna de la pila.

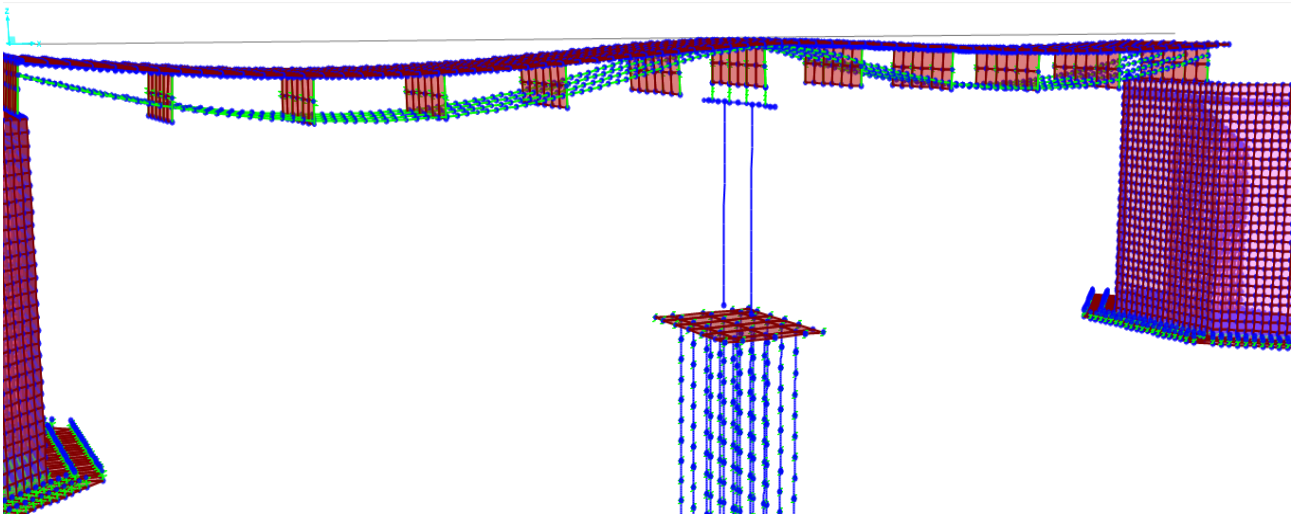


Figura 177: SETP 0: Se cargan las cargas asignadas del del caso de "GRAVEDAD"

Fuente: Elaboración propia

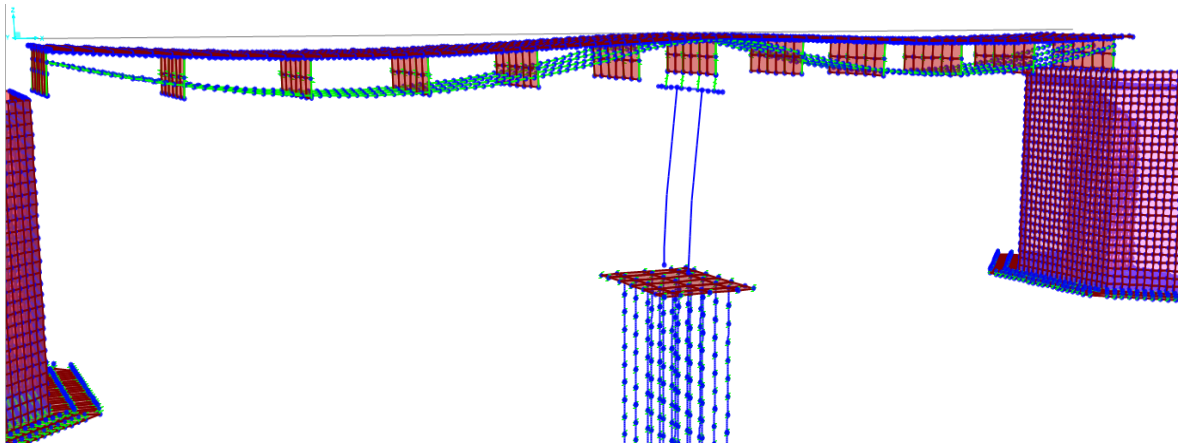


Figura 178: SETP 1: Se produce el empuje de la "FUERZA LATERAL" en conjunto con el caso de carga por "GRAVEDAD"

Fuente: Elaboración propia

Se evidencia un desplazamiento, pero sin haber generado rotulas.

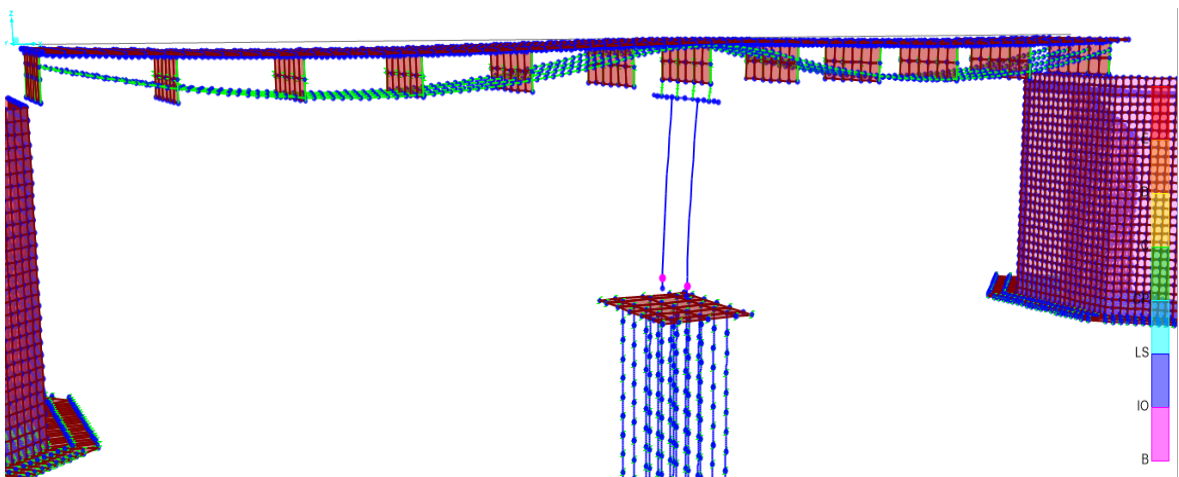


Figura 179: SETP 2: Se produce el empuje de la "CARGA LATERAL" en conjunto con el caso de carga de "GRAVEDAD"

Fuente: Elaboración propia

Se evidencia un segundo desplazamiento generándose la primera rotula (color magenta), entendiéndose que el pilar está incursionando en el rango elástico lineal.

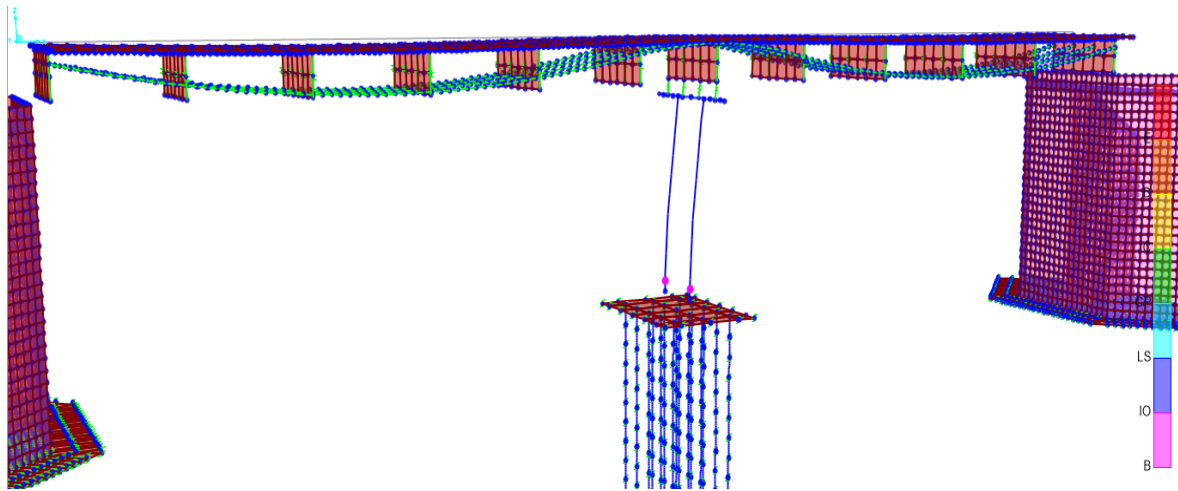


Figura 180: SETP 3: Se produce el empuje de la "CARGA LATERAL" en conjunto con el caso de gravedad de "GRAVEDAD"

Fuente: Elaboración propia

Se evidencia un tercer desplazamiento en el que la rótula (color magenta) aún perdura a pesar de haberse incrementado del desplazamiento, entendiéndose que el pilar está incurriendo en el rango elástico lineal.

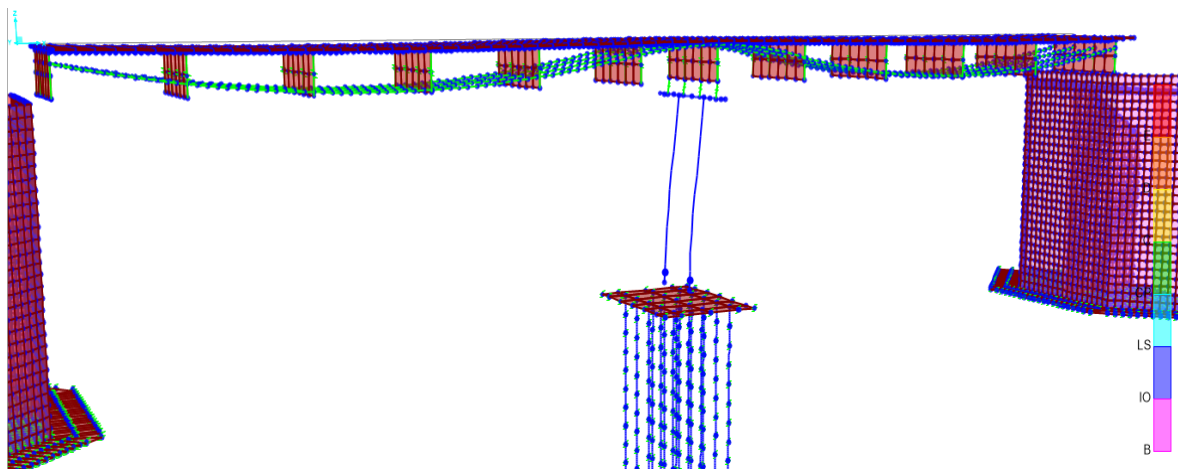


Figura 181: SETP 4: Se produce el empuje de la "CARGA LATERAL" en conjunto con el caso de gravedad de "GRAVEDAD"

Fuente: Elaboración propia

Se evidencia el cambio de color e la rótula en el que se indica que la pila se encuentra para dicho desplazamiento en un desempeño de ocupación inmediata.

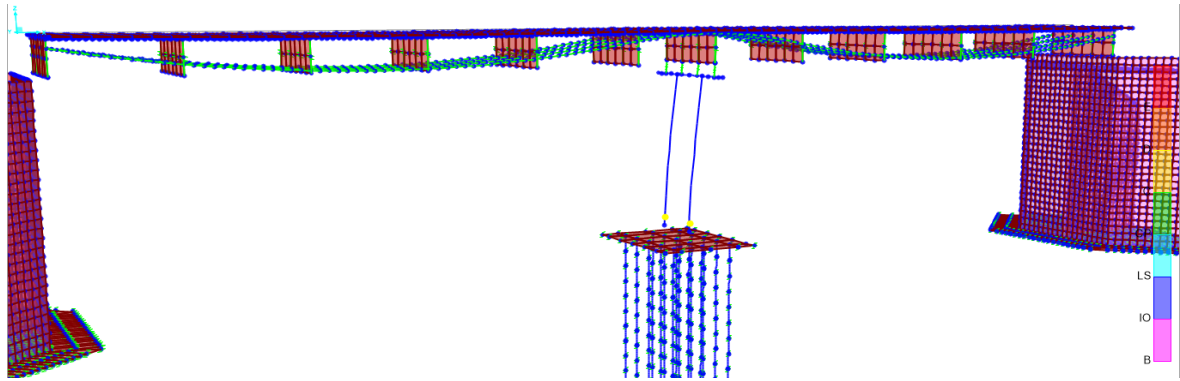


Figura 182: SETP 5 AL 11: Se produce el empuje de la "CARGA LATERAL" en conjunto con el caso de gravedad de "GRAVEDAD"

Fuente: Elaboración propia

Se evidencia un desplazamiento de hasta 0.45 m, el pilar llega al punto de prevención de colapso. Conforme al desplazamiento visualizado por el espectro de aceleración ($UX=0.1821m$), ya no es necesario seguir castigando al elemento estructural.

e) A continuación, se analiza la cura de capacidad de todo el pilar.

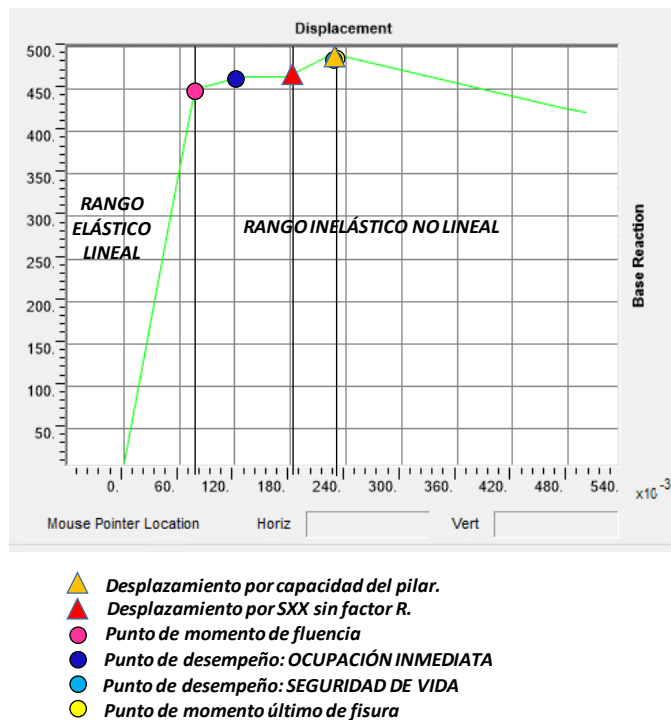


Figura 183: Curva de capacidad de todo el pilar, en la dirección XX.

Fuente: Elaboración propia

- f) Resultado de la rótula actuante en la parte inferior de la columna del pilar.

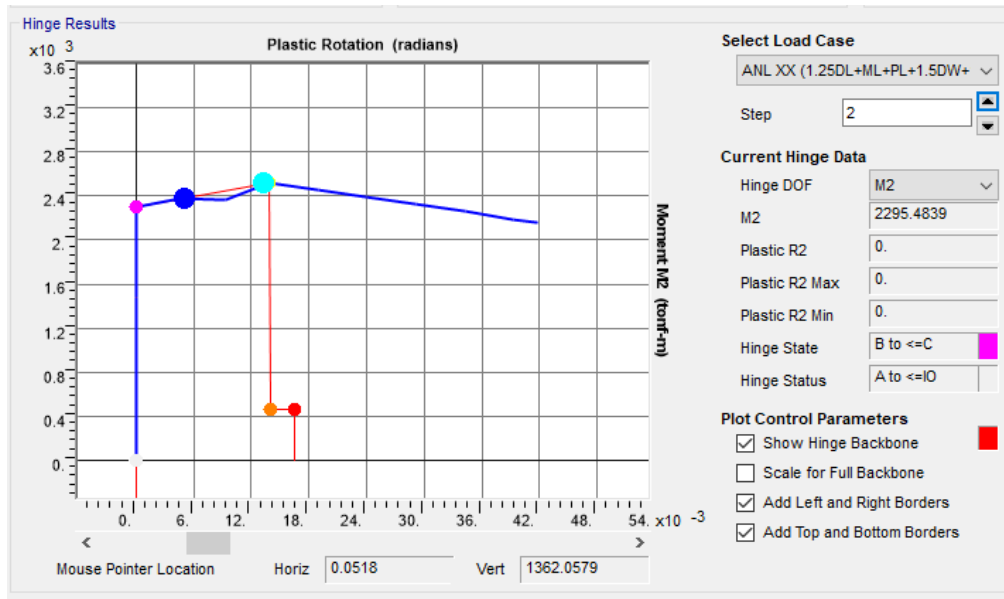


Figura 184: Rótula "306H1" para pilares en la dirección XX.

Fuente: Elaboración propia

4.10.4.2.2. Diseño por desempeño en la dirección YY

CONDICIÓN: Cuando el puente está totalmente cargado, para combinación de cargas $SYY + 1.25DL + ML + PL + 1.5DW + 1.25VE + 1.25BA$.

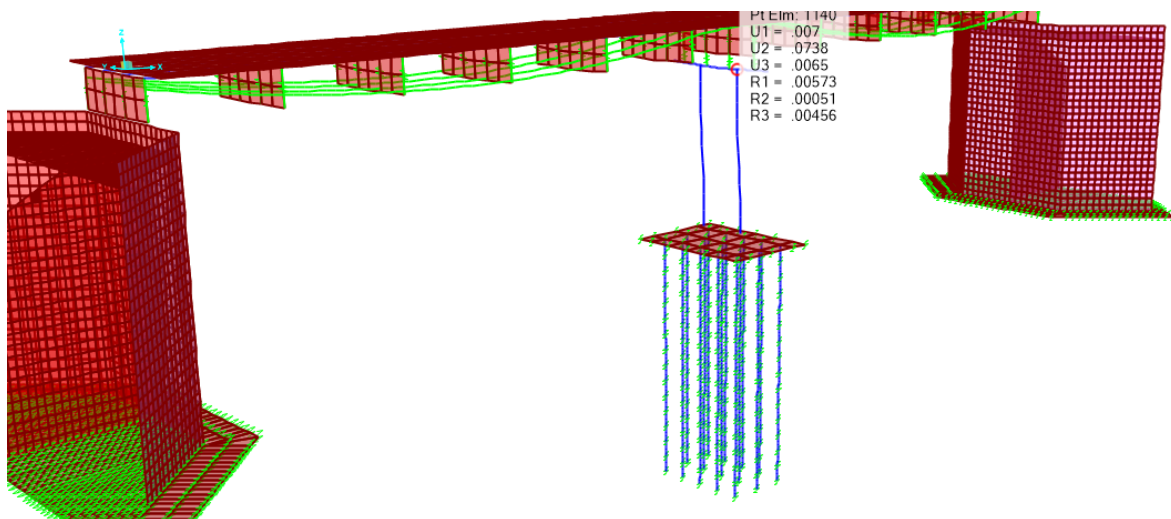


Figura 185: Visualización de desplazamiento inelástico, $UY = 0.0738$ m.

Fuente: Elaboración propia

- a) Procedemos a generar cargas laterales en el extremo del puente con una magnitud de 25 toneladas entre el número de puntos seleccionados con la finalidad de generar la curva de capacidad de forma completa.

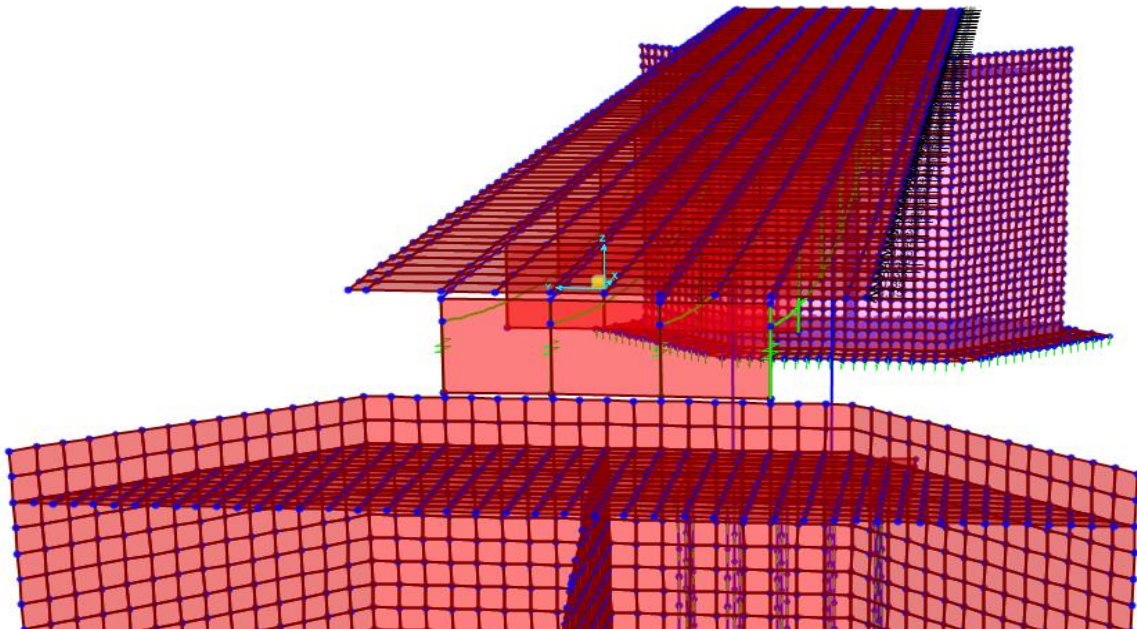


Figura 186: Visualización de aplicación de cargas transversales de 25 ton, En la dirección YY.

Fuente: Elaboración propia

Se genero un caso de carga denominado como “FUERZA LATERAL”, con condiciones de tipo lineal estático.

Load Patterns			
Load Pattern Name	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load Pattern
FUERZA LATERAL	Other	0	
DEAD	Dead	1	
ASFALTO	Wearing Surface	0	
BARRERAS	Dead Manufacture	0	
VEREDAS	Dead Manufacture	0	
MÓVIL	Vehicle Live	0	
PEATONAL	Pedestrian LL	0	
PREESF INICIAL SIN P.DIF.	Prestress	0	
PREESF FINAL CON P.DIF.	Prestress	0	
PREESFUERZO	Prestress	0	
FUERZA LATERAL	Other	0	

Figura 187: Carga por fuerza lateral con condiciones de tipo lineal estático.

Fuente: Elaboración propia

- b) Se creó un caso de carga de cargas gravitacionales denominado “GRAVEDAD”, con condiciones de tipo no lineal y con masa participativa de cargas muertas de peso propio, carga de asfalto, carga de barreras, carga de veredas, carga móvil y peatonal. Las cargas aplicadas se relacionan a que todas están presentes cuando ocurre el sismo en la dirección YY.

The screenshot shows the configuration for a load case named "GRAVEDAD". The "Load Case Name" field contains "GRAVEDAD (1.25DL+ML+PL+1.5DW+1.2...". The "Load Case Type" is set to "Static". The "Analysis Type" is set to "Nonlinear". The "Geometric Nonlinearity Parameters" are set to "None". The "Mass Source" is set to "DL+DW+BARRERAS+VEREDAS+ML+PL". The "Loads Applied" table is as follows:

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	DEAD	1.25
Load Pattern	MÓVIL	1.
Load Pattern	PEATONAL	1.
Load Pattern	ASFALTO	1.5
Load Pattern	BARRERAS	1.25
Load Pattern	VEREDAS	1.25

Figura 188: Asignación del caso de cargas por gravedad “GRAVEDAD” – CSiBRIDGE

Fuente: Elaboración propia

- c) Se creó un caso de carga de cargas gravitacionales A.N.L., con condiciones de tipo no lineal y con masa participativa de cargas muertas de peso propio, carga de asfalto, carga de barreras, carga de veredas, carga móvil y carga peatonal. Las cargas aplicadas se relacionan a que todas están presentes cuando ocurre el sismo en la dirección YY.

Load Case Name: ANL YY (1.25L+ML+PL+1.5DW+1.25BA) Set Def Name Modify/Show...

Notes: Modify/Show...

Load Case Type: Static Design...

Initial Conditions:
 Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
 Continue from State at End of Nonlinear Case GRAVEDADY (1.25DL)
 Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Modal Load Case: All Modal Loads Applied Use Modes from Case MODAL EA

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	FUERZA LATERAL	1.
Load Pattern	FUERZA LATERAL	1.

Add Modify Delete

Analysis Type:
 Linear
 Nonlinear
 Nonlinear Staged Construction

Geometric Nonlinearity Parameters:
 None
 P-Delta
 P-Delta plus Large Displacements

Mass Source: DL+DW+BARRERAS+VEREDAS+ML+PL

Figura 189: Asignación del caso de cargas por gravedad "A.N.L" – CSiBRIDGE

Fuente: Elaboración propia

- d) Se procedió a ejecutar el análisis Pushover, con la finalidad de poder observar la presencia de rotulas en la columna de la pila.

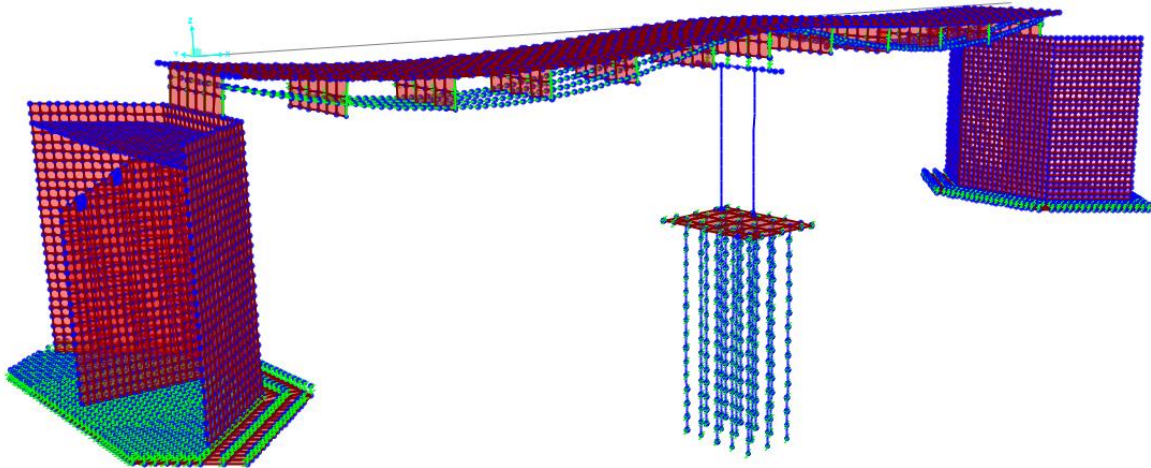


Figura 190: SET 0: Se cargan las cargas asignadas dentro del caso de carga "GRAVEDAD"

Fuente: Elaboración propia

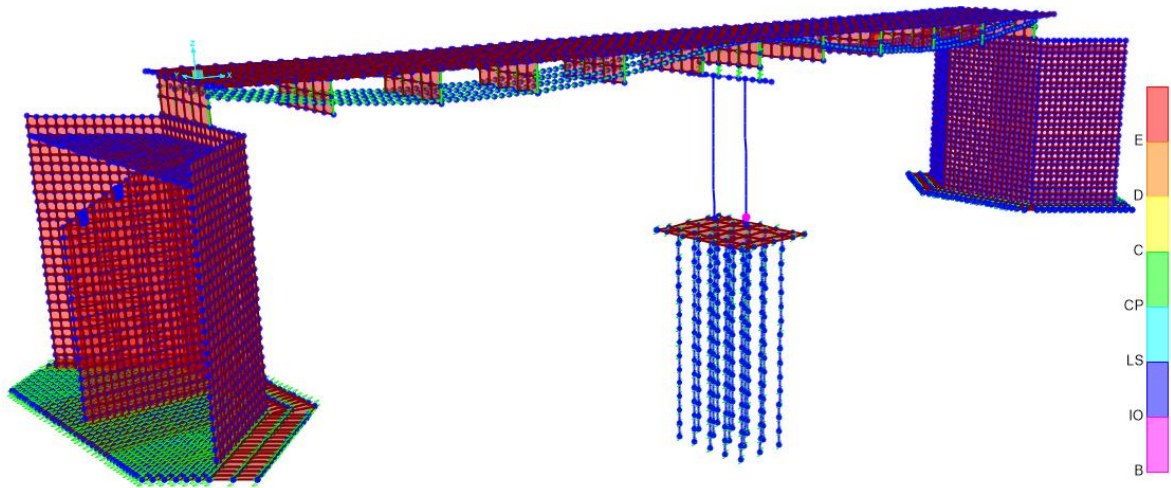


Figura 191: SETP 1: Se produce el empuje de "CARGA LATERAL" en conjunto con el caso de carga por "GRAVEDAD"

Fuente: Elaboración propia

Se evidencia un desplazamiento generándose una rotula (color magenta) en el pilar derecho. Indicando que el elemento está incurriendo en el rango elástico.

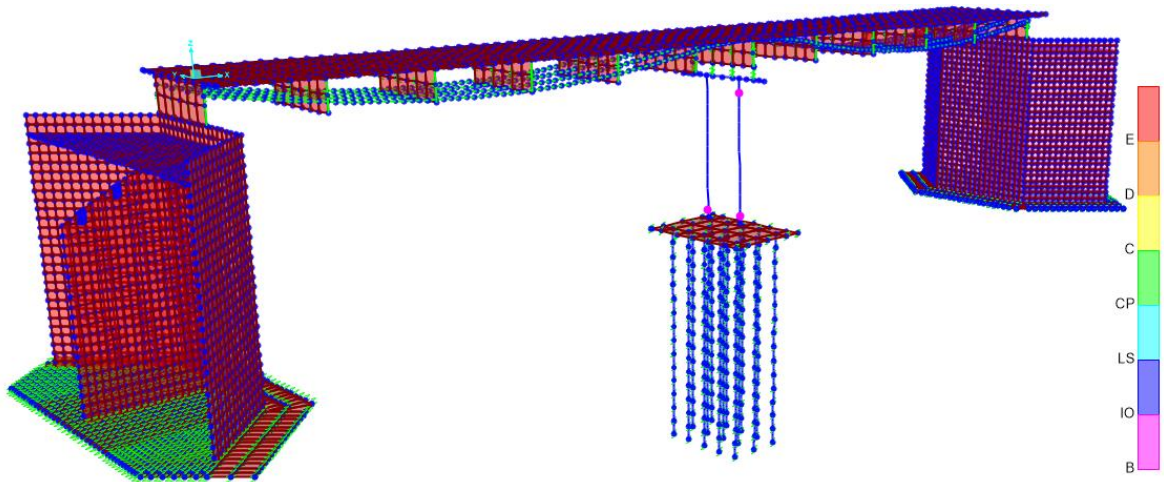


Figura 192: SETP 2: Se produce el empuje de "CARGA LATERAL" en conjunto con el caso de carga por "GRAVEDAD"

Fuente: Elaboración propia

Se evidencia un segundo desplazamiento generándose dos rotulas (color magenta) en la parte inferior de las dos pilas, así como, una rotula en la parte superior del elemento derecho.

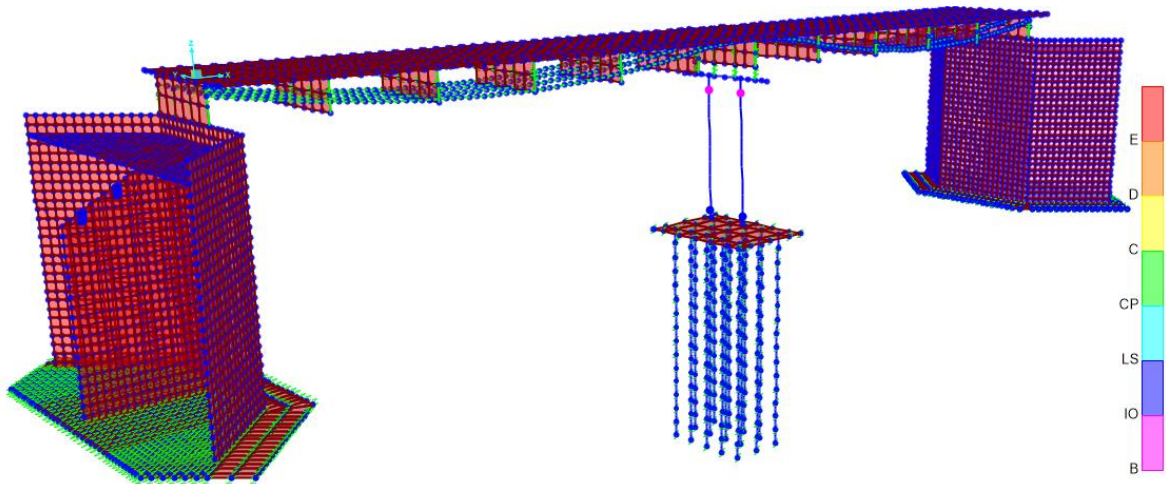


Figura 193: SETP 3: Se produce el empuje de "CARGA LATERAL" en conjunto con el caso de carga por "GRAVEDAD"

Fuente: Elaboración propia

Se evidencia un segundo desplazamiento generándose dos rotulas (color magenta) en la parte superior de los elementos estructurales, indicando que aún se está incursionando en el rango lineal, mientras que, en la parte inferior de los pilares, aparecen dos rotulas (color azul) que incursionan en la parte inelástica, encontrándose en ese momento en un punto de desempeño de ocupación inmediata.

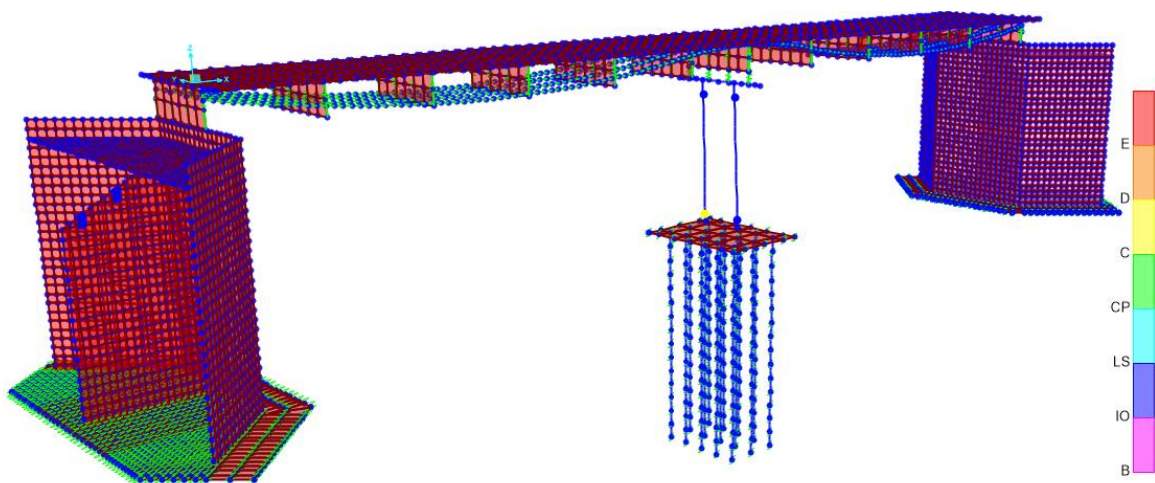


Figura 194: SETP 4: Se produce el empuje de "CARGA LATERAL" en conjunto con el caso de carga por "GRAVEDAD"

Fuente: Elaboración propia

Se evidencia una rotula (color amarillo) en la parte inferior del pilar izquierdo, indicando la etapa final de prevención de colapso.

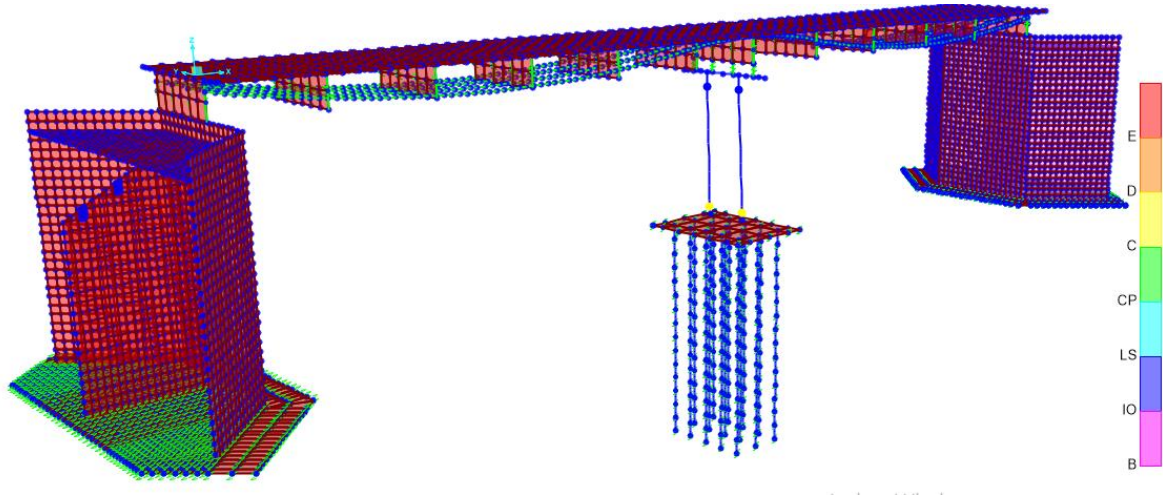


Figura 195: SETP 5: Se produce el empuje de "CARGA LATERAL" en conjunto con el caso de carga por "GRAVEDAD"

Fuente: Elaboración propia

Se evidencia dos rotulas (color amarillo) en la parte inferior de los dos pilares, indicando la etapa final de prevención de colapso.

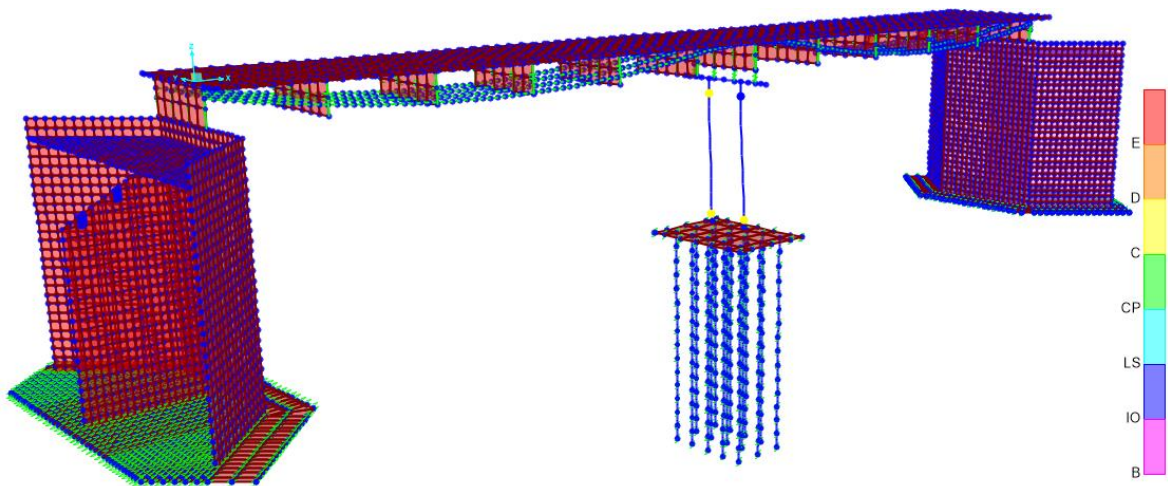


Figura 196: SETP 6: Se produce el empuje de "CARGA LATERAL" en conjunto con el caso de carga por "GRAVEDAD"

Fuente: Elaboración propia

Se evidencia tres rotulas (color amarillo) en los dos pilares, indicando la etapa final de prevención de colapso.

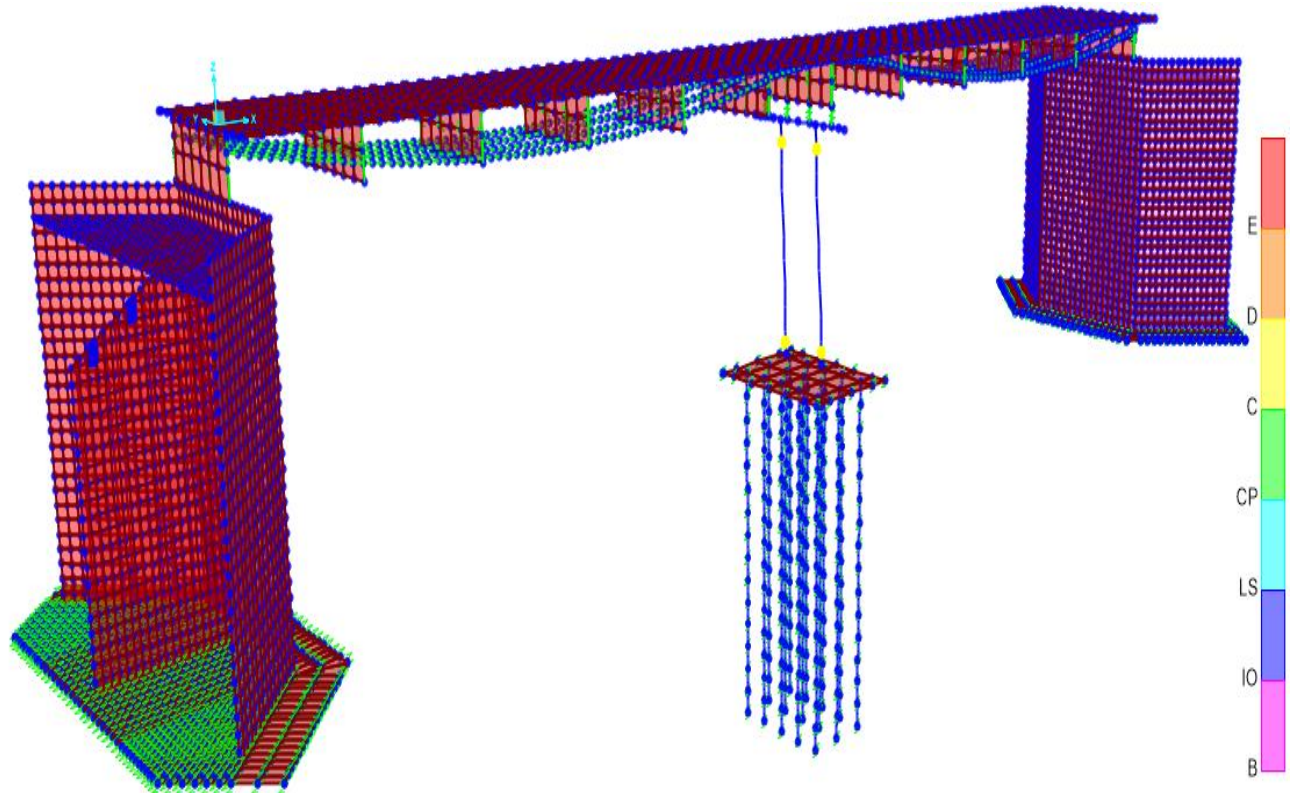


Figura 197: SETP 7: Se produce el empuje de "CARGA LATERAL" en conjunto con el caso de carga por "GRAVEDAD"

Fuente: Elaboración propia

Se evidencia las 4 rotulas (color amarillo) en los dos pilares, indicando la etapa final de prevención de colapso. Para la dirección de evaluación, se obtuvieron 4 rotulas a diferencia del análisis en la dirección XX.

e) A continuación, se analiza la curva de capacidad de todo el pilar.

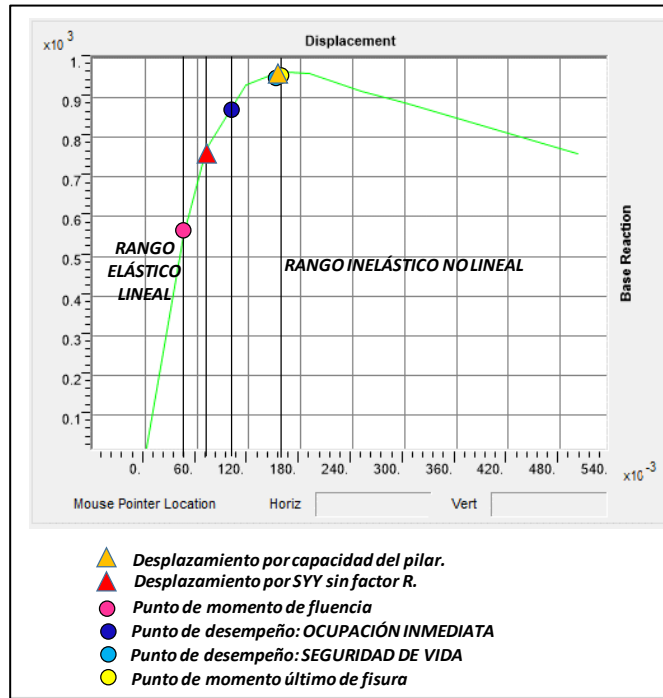


Figura 198: Curva de capacidad de todo el pilar, en la dirección YY.

Fuente: Elaboración propia

f) Resultados de las rótulas actuantes en la parte inferior de la columna pilar.

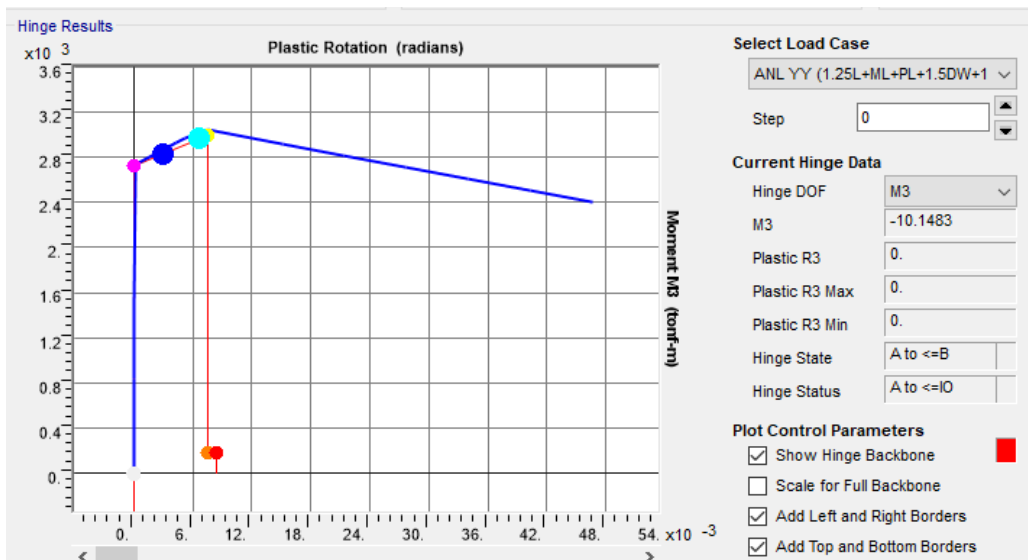


Figura 199: Rótula "307H2" para pilares en la dirección YY.

Fuente: Elaboración propia

4.10.4.3. Evaluación por análisis Tiempo – Historia, dinámico no lineal

- a) Se asigno un patrón de dinámico lineal con las siguientes características:

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	REGISTRO N	9.81
Accel	U1	REGISTRO NOR	9.81

Figura 200: Asignación de condiciones de sismo de Lima de 1996 - CSiBRIDGE.

Fuente: Elaboración propia

El sismo en la dirección fue definido como un caso de carga tiempo historia – no lineal, mediante la solución de integración directa. Se escogió este tipo de solución puesto que se está evaluando como estructura como tal, sin embargo, aún no están asignados los elementos de apoyo de neopreno. Cabe resaltar que la solución modal es utilizada para verificación de desempeño de elementos aisladores.

El tipo de carga aplicada es una aceleración en la dirección XX mediante un registro normalizado.

- b) Los desplazamientos respectivos según el espectro de aceleraciones sin el factor R es de:

$$UX= 0.1821 \text{ m.}$$

$$UY= 0.0738 \text{ m.}$$

c) Para los picos máximos del registro normalizado, se verifico el punto de desempeño del pilar.

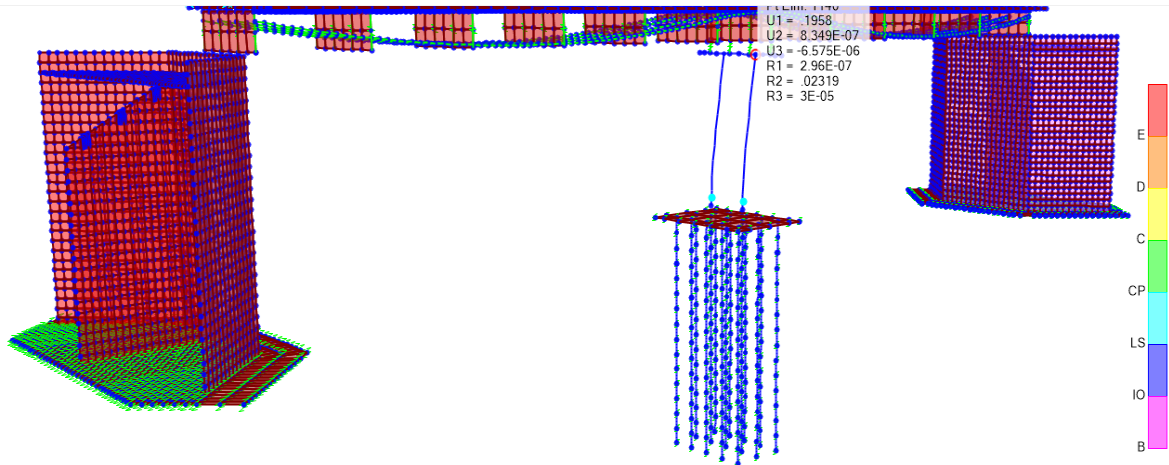


Figura 201: Desplazamiento admisible por análisis tiempo historia – convergencia en pilar para la dirección XX
Fuente: Elaboración propia

La capacidad del elemento para el elemento designado fue de:
 $UX = 0.1958 \text{ m} > 0.1821 \text{ m}$ (CUMPLE).

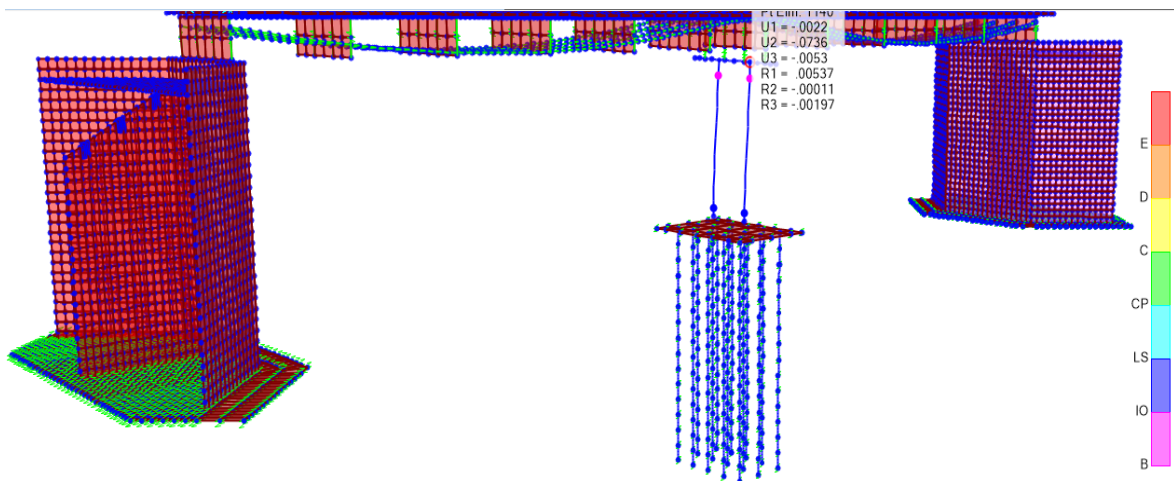


Figura 202: Desplazamiento admisible por análisis tiempo historia – convergencia en pilar para la dirección YY
Fuente: Elaboración propia

La capacidad del elemento para el sismo designado fue de: $UY = 0.0736 > 0.0738$ (NO CUMPLE).

d) La visualización de las rotulas son como sigue:

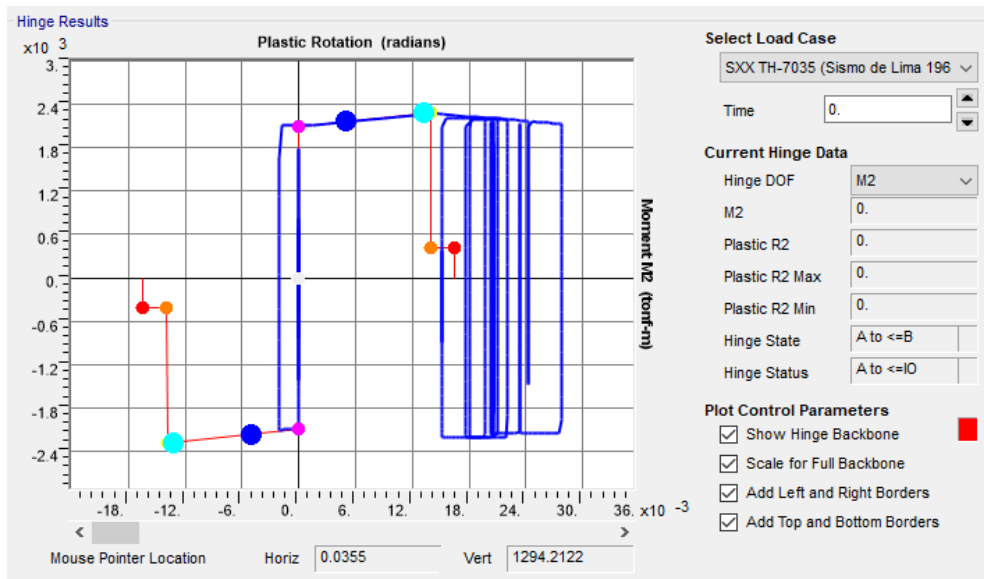


Figura 203: Diagrama de histéresis de rotula "306H1"

Fuente: Elaboración propia

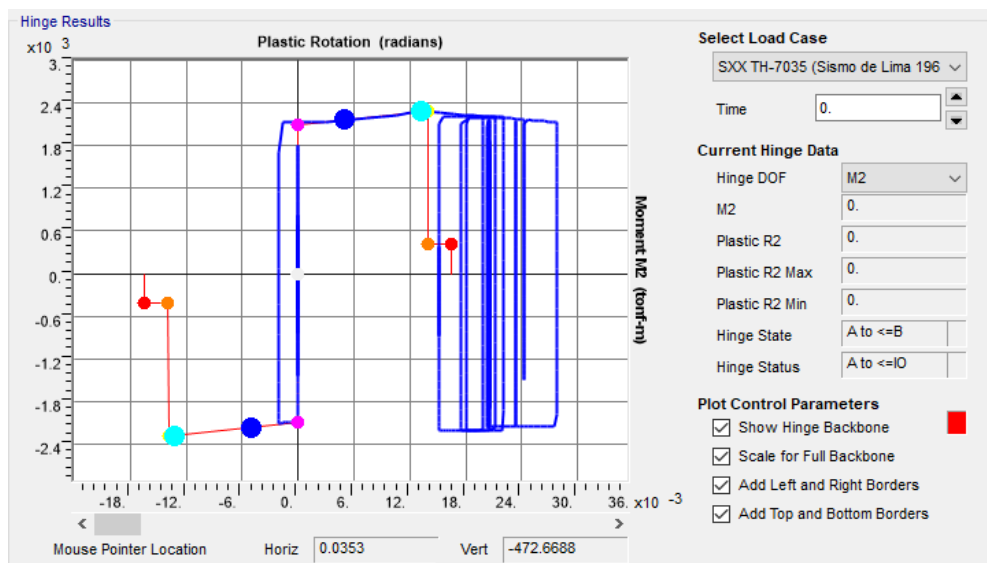


Figura 204: Diagrama de histéresis de rotula "306H2"

Fuente: Elaboración propia

e) Conforme a la verificación de los desplazamientos obtenidos a partir del análisis modal espectral sin factorizar y la evaluación por el análisis no lineal tiempo – historia en la dirección YY, no se le está otorgando la capacidad suficiente ante efectos dinámicos no lineales, por lo que se procede a reforzar el elemento pilar.

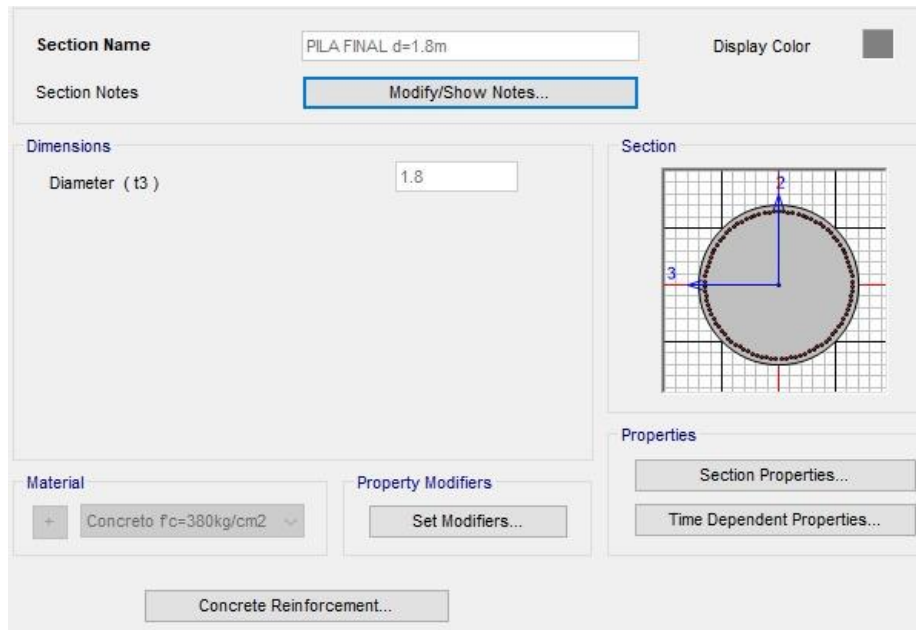


Figura 205: Asignación de la nueva resistencia del concreto en pila – CSiBRIDGE

Fuente: Elaboración propia

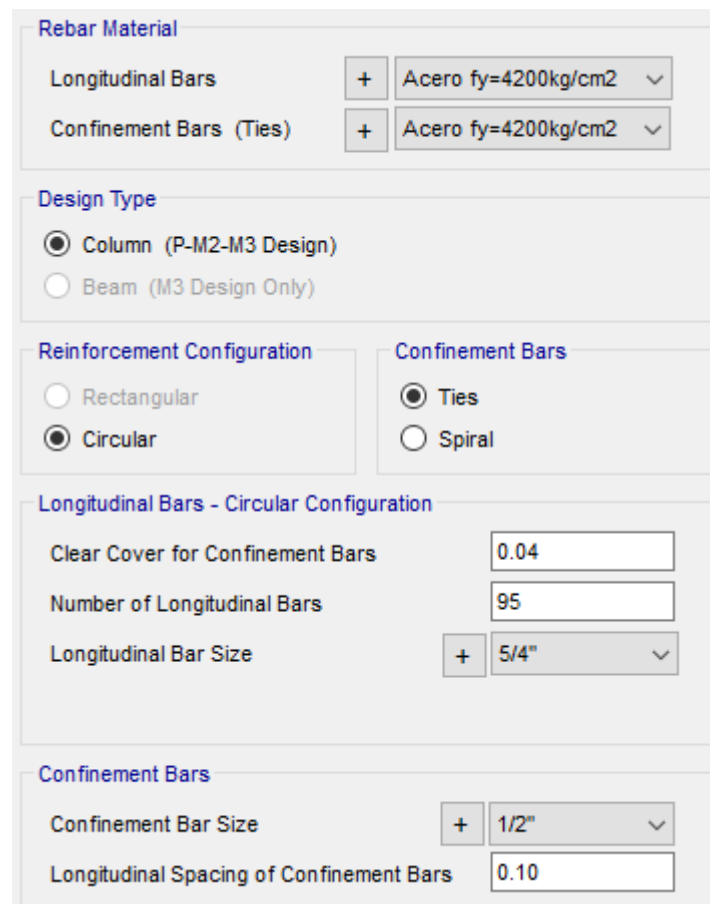


Figura 206: Asignación de nuevo reforzamiento longitudinal (95 barras de acero).

Fuente: Elaboración propia

- f) Se modifico la resistencia a la compresión del concreto $f'_c = 350$ kg/cm² a un $f'_c = 380$ kg/cm² y se aumentó el refuerzo longitudinal de 90 a 95 barillas de 5/4". Cumpliéndose las relaciones $\phi M_n \geq M_u$ y $\phi V_n \geq V_u$.

4.10.4. Diseño de neoprenos

4.10.4.1. Predimensionamiento de apoyo elastomérico

4.10.4.1.1. Condición

No se usarán capas elastómeras ahusados. Todas las capas internas de elastómeros serán del mismo espesor. La capa de la cubierta superior e inferior no será más gruesa que el 70 por ciento de las capas internas.

4.10.4.1.2. Factor de forma

h_{ri} = espesor de las capas de elastómeros (in.).

Para apoyos circulares sin agujeros, el factor de forma de la capa se puede tomar como:

$$S_i = \frac{D}{4h_{ri}}$$

Dónde:

D = diámetro de la proyección de la superficie cargada del apoyo en el plano horizontal (in).

4.10.4.1.3. Verificación de esfuerzo compresión

En cualquier capa σ_p para estado limite de servicio:

Las combinaciones:

- Servicio I: DL+DW+DM+(ML+IM+PL) (TOTAL)
- Servicio III: DL+DW+DM+0.8(ML+IM+PL) (Verificación para postensado y evitar fisuración)

- **Apoyos sujetos a deformación por corte (Apoyo móvil)**

Servicio I: DL+DW+DM+(ML+IM+PL)

$$\sigma_s \text{ comprimido} \leq 1.66 \cdot G \cdot S \leq 112 \text{ kg/cm}^2$$

σ_s : esfuerzo a compresión en servicio debido a la carga total

donde $\sigma_s = P \text{ Servicio total} / \text{Área proyectada}$

Para combinación: Servicio live=ML+IM+PL

$$\sigma_L \text{ comprimido} \leq 0.66 \cdot G \cdot S$$

σ_s : esfuerzo a compresión en servicio debido a la carga viva

donde $\sigma_L = P \text{ Servicio live} / \text{Área proyectada}$

- **Apoyos sujetos a deformación por corte (Apoyo fijo).**

Servicio I: DL+DW+DM+(ML+IM+PL)

$$\sigma_s \text{ comprimido} \leq 2 \cdot G \cdot S \leq 122 \text{ kg/cm}^2$$

σ_s : esfuerzo a compresión en servicio debido a la carga total

donde $\sigma_s = P \text{ Servicio} / \text{Área proyectada}$

Para combinación: Servicio live=ML+IM+PL

$$\sigma_L \text{ comprimido} \leq 1 \cdot G \cdot S$$

σ_s : esfuerzo a compresión en servicio debido a la carga viva

donde $\sigma_L = P \text{ Servicio live} / \text{Área proyectada}$

4.10.4.1.4. Deformación por corte

El desplazamiento horizontal máximo de la superestructura del puente, Δ_o , se tomará como el 65% del rango del movimiento térmico diseñado, Δ_T , combinado con los movimientos causados por deformación por fluencia lenta (creep), contracción (shrinkage) y por postensado.

La máxima deformación por corte del apoyo, en el estado límite de servicio, Δ_s , se tomará como Δ_o , modificación a tener en cuenta para la rigidez de la superestructura y los procedimientos de construcción. Si una superficie resbaladiza de baja fricción es instalada, Δ_s , no necesita ser tomada para ser más grande que la deformación correspondiente al primer deslizamiento.

El apoyo satisfará:

$$h_{rt} \geq 2\Delta_s$$

Donde:

h_{rt} = espesor total del elastómero (in.).

Δ_s = máximo total de deformación por corte del elastómero, debido a la aplicación de la combinación de las cargas de servicio (in.).

El valor de $h_{rt} = (n - 2) * h_i + (0.7 * h_i * 2)$

4.10.4.1.5. Compresión y rotación – combinadas

En el estado límite de servicio, las rotacionales, se toman como la suma de los efectos máximos de la pérdida inicial de la horizontalidad o paralelismo y la subsiguiente rotación del extremo de la viga debido a las cargas y movimientos actuantes.

Se diseño para la no ocurrencia del levantamiento bajo cualquier combinación de carga y las rotaciones correspondientes.

Tabla 98: Condiciones que deben cumplir los apoyos

APOYOS RECTANGULARE S	4.1	$\sigma_s > G * S(\phi_s/n) * (B/h_i)^2$
	4.2	Apoyo circular con deformación a corte (móvil) $\sigma_s > 1.875 * G * S * (1 - 0.20 * (\phi_s/n) * (B/h_i)^2)$
	4.3	Apoyo circular con deformación a corte (fijo) $\sigma_s > 2.25 * G * S * (1 - 0.167 * (\phi_s/n) * (B/h_i)^2)$
APOYOS CIRCULARES	4.1.	$\sigma_s > 0.75 G * S(\phi_s/n) * (B/h_i)^2$
	4.2	Apoyo circular con deformación a corte (móvil) $\sigma_s > 2.5 * G * S * (1 - 0.15 * (\phi_s/n) * (B/h_i)^2)$
	4.3	Apoyo circular con deformación a corte (fijo) $\sigma_s > 3.065 * G * S * (1 - 0.125 * (1 - 0.167 * (\phi_s/n) * (B/h_i)^2))$

DÓNDE:

\emptyset = Rotación por servicio debido a la carga total (rad)

n = Número capas

σ_s = Esfuerzo del elastómero.

B = longitud (L) o (W) del elastómero rotación está alrededor del eje transversal o longitudinal

Fuente: Manual de puentes, 2018

4.10.4.1.1. Predimensionamiento de apoyo elastómero móvil

Apoyo ubicado en los estribos:

Tabla 99: Propiedades de los materiales correlacionados

	Dureza (shore)		
	50	60	70 ¹
Módulos de corte @ 73° F (ksi)	0.095-	0.130-	0.20 – 0.300
Deflexión por creep @ 25 años dividido por la deflexión axial	0.25	0.35	0.45

Fuente: Manual de puentes, 2018

Tabla 100: Verificación de esfuerzos a compresión de apoyo elastómero móvil

Combinación de SERVICIO I: DL+DW+DM+ML+PL				
$P_s =$	94.89	ton		
Área apoyo =	0.28	m ²		
$\sigma_s =$	3.36	Mpa		
G =	0.66	Mpa	Shore 50	0.095 ksi
S =	6			
Entonces:	$\sigma_s \leq 2 \cdot G \cdot S \leq 122 \text{ kg/cm}^2$			
3.36 Mpa	$\leq 7.86 \text{ Mpa}$	\leq	12.2 Mpa	OK
Combinación de SERVICIO I: ML+PL				
$P_s =$	39.27	ton		
Área apoyo =	0.28	m ²		
$\sigma_s =$	1.39	Mpa		
G =	0.66	Mpa	Shore 50	0.095 ksi
S =	6			
Entonces:	$\sigma_s \leq 1 \cdot G \cdot S$			
1.39 Mpa	\leq	7.86	Mpa	OK

Fuente: Elaboración propia

Tabla 101: Deformación por corte de apoyo elastómero móvil

hrt =	0.16	m
$\Delta s = 0.65 \cdot \Delta t$		
El valor total Δt =	0.0296	m
El valor de Δs =	0.0192	m
Entonces:	$hrt \geq 2 \cdot \Delta s$	
0.16 m	\geq	0.0386 m OK

Fuente: Elaboración propia

Tabla 102: Compresión y rotación combinadas de apoyo elastómero móvil

Combinación de SERVICIO I: DL+DW+DM+ML+PL			
$P_s =$	94.89	ton	
Área apoyo =	0.28	m ²	
$\sigma_s =$	3.36	Mpa	
n =	6	capas	
$\emptyset =$	0.00319	rad	
D =	600	mm	
$h_{ri} =$	25	mm	
G =	0.66 Mpa	Shore 50	0.095 ksi
S =	6		
Reemplazando:	$\sigma_s > 0.75G \cdot S \cdot (\emptyset s/n) \cdot (D/h_i)^2$		
	3.36 Mpa	>	0.90 Mpa OK

Fuente: Elaboración propia

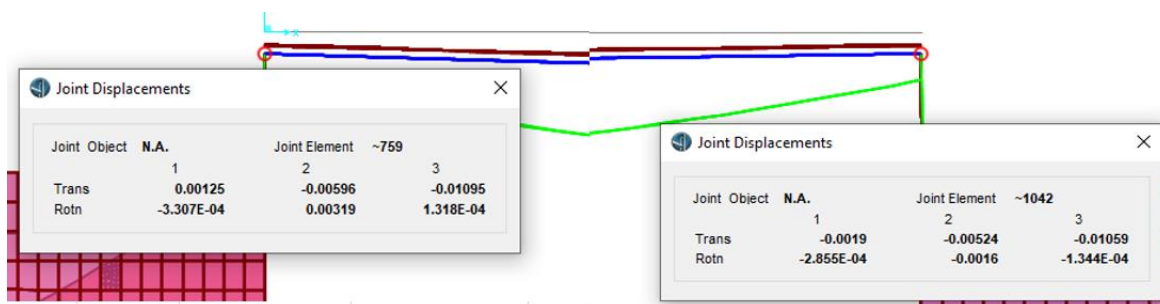


Figura 207: Desplazamiento articulares de apoyo elastómero móvil

Fuente: Elaboración propia

Condición 2: $\sigma_s > 2.5 \cdot G \cdot S \cdot (1 - 0.15 \cdot (\emptyset s/n)) \cdot (D/h_i)^2$

3.36 Mpa > 2.62 Mpa OK.

4.10.4.1.1. Predimensionamiento de apoyo elastomérico fijo

Apoyo ubicado en el pilar:

Tabla 103: Verificación de esfuerzos a compresión de apoyo elastómero fijo

Combinación de SERVICIO I: DL+DW+DM+ML+PL				
$P_S =$	428.88	ton		
Área apoyo =	0.36	m ²		
$\sigma_s =$	11.99	Mpa		
G =	0.90	Mpa	Shore 60	0.13 ksi
S =	6.75			
Entonces:	$\sigma_s = \leq 2 \cdot G \cdot S \leq 122 \text{kg/cm}^2$			
11.99 Mpa	\leq	12.10 Mpa	≤ 12.2 Mpa	OK
Combinación de SERVICIO I: ML+PL				
$P_S =$	126.28	ton		
Área apoyo =	0.36	m ²		
$\sigma_s =$	3.53	Mpa		
G =	0.90	Mpa	Shore 60	0.13 ksi
S =	6.75			
Entonces:	$\sigma_s \leq 1 \cdot G \cdot S$			
Mpa	\leq	12.1003022	Mpa	OK

Fuente: Elaboración propia

Tabla 104: Deformación por corte de apoyo elastómero fijo

hrt =	0.16	m
$\Delta s = 0.65 \cdot \Delta t$		
El valor total Δt		
=	0.02968	m
El valor de $\Delta s =$	0.01929265	m
Entonces:	$hrt \geq 2 \cdot \Delta s$	
0.16 m	$\geq 0.0386 \text{ m}$	OK

Fuente: Elaboración propia

Tabla 105: Compresión y rotación combinadas de apoyo elastómero fijo

Combinación de SERVICIO I: DL+DW+DM+ML+PL			
$P_S =$	428.88		
Área apoyo =	0.36		
$\sigma_s =$	11.99		
n =	6	capas	
$\emptyset =$	0.0012	rad	
D =	675	mm	
hri =	25	mm	
G =	0.90 Mpa	Shore 60	0.13 ksi

S =	6.75		
Reemplazando:	$\sigma_s > 0.75G*S*(\varnothing s/n) *(D/hi) ^2$		
11.19 Mpa	>	0.66 Mpa	OK

Fuente: Elaboración propia

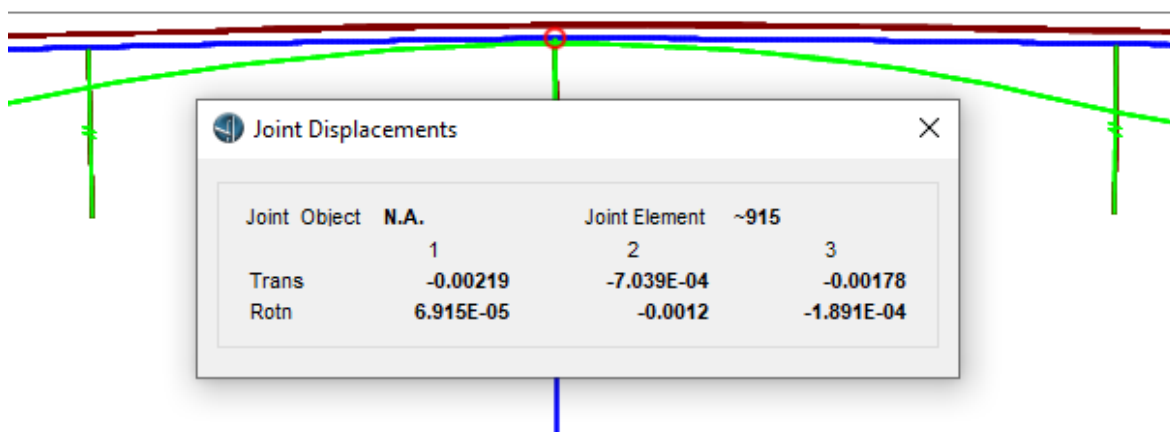


Figura 208: Desplazamiento articulares de apoyo elastómero fijo

Fuente: Elaboración propia

Condición 2: $\sigma_s > 3.0 * G * S * (1 - 0.125 * (\varnothing s / n)) * (D / h_i) ^2$

11.99 Mpa > 11.88 Mpa OK.

3.10.4.2. Apoyo de neopreno fijo

Tabla 106: Características de cojinete de goma de alta amortiguación (HDR)

(Descripción) p5-p7 (Especificaciones del producto) p 16 -p21. Serie HH (Espesor total de goma 20 cm) Serie HL (Espesor total de goma 16 cm) HT Series (espesor total de goma 25 cm)	Goma de alta amortiguación incluye características como resorte (k) y como amortiguamiento (β). En general, no se requiere un amortiguador por separado, por lo que es una excelente opción para las zonas con limitaciones de espacio. Sus curvas de histéresis son relativamente suaves, el sistema de aislamiento sísmico también se puede extender en los equipos dentro del edificio. Dos diferentes módulos de elasticidad están disponibles (E0.4, X0.6R). Las cargas de las columnas también pueden ser absorbidas por este dispositivo.
--	---

Fuente: DACHENG Rubber Co., Ltd.

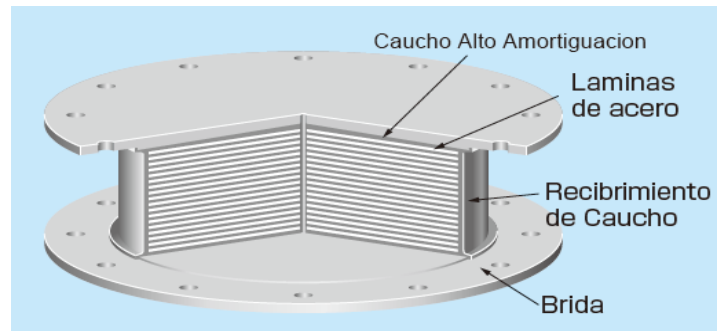


Figura 209: Características de neopreno de caucho HDR

Fuente: DACHENG Rubber Co., Ltd.

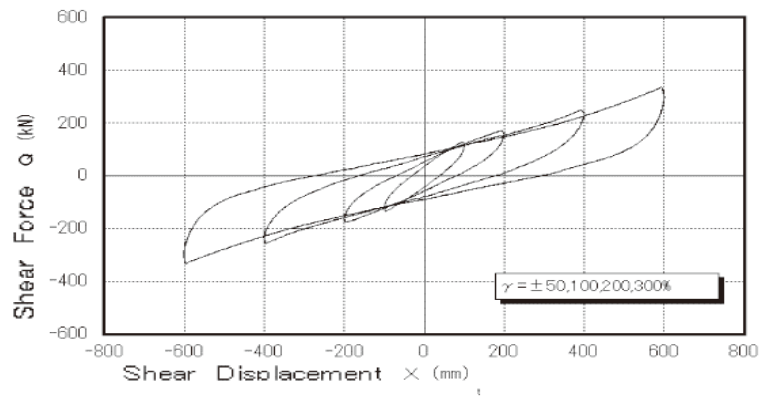


Figura 210: Curva histerética del dispositivo HDR

Fuente: DACHENG Rubber Co., Ltd.

Tabla 107: Datos del dispositivo aislador HL075X4R

Diámetro Exterior D_o (mm):	675	mm
Diámetro Interior D_i (mm):	15	mm
Área efectiva $A(x10^2mm^2)$:	3421.19	$x10^2mm^2$
Espesor de la capa de goma T_r (mm):	25	mm
Número de capa de goma, n :	6	
Espesor de la goma $H(mm) = n \times T_r$:	150	mm
1er factor forma $S_1 = (D_o - D_i) / (4 \times T_r)$:	6.6	
2do factor de forma $S_2 = (D_o) / (n \times T_r)$:	4.50	
Diámetro de brida, $D_r(mm)$:	711	mm
Espesor Brida borde/centro T_r/T_{rt} :	22/28	mm/mm
Perno Conexión PCD:	678	mm
Diámetro del agujero de perno de conexión q_t , d_b (mm):	27	mm
Talla de perno (asumido) $M(d_b-3)$:	M 24	
Espesor de lámina de acero refuerzo, t_s (mm):	2	mm
Altura total, H_t (mm):	160	mm

Fuente: Elaboración propia

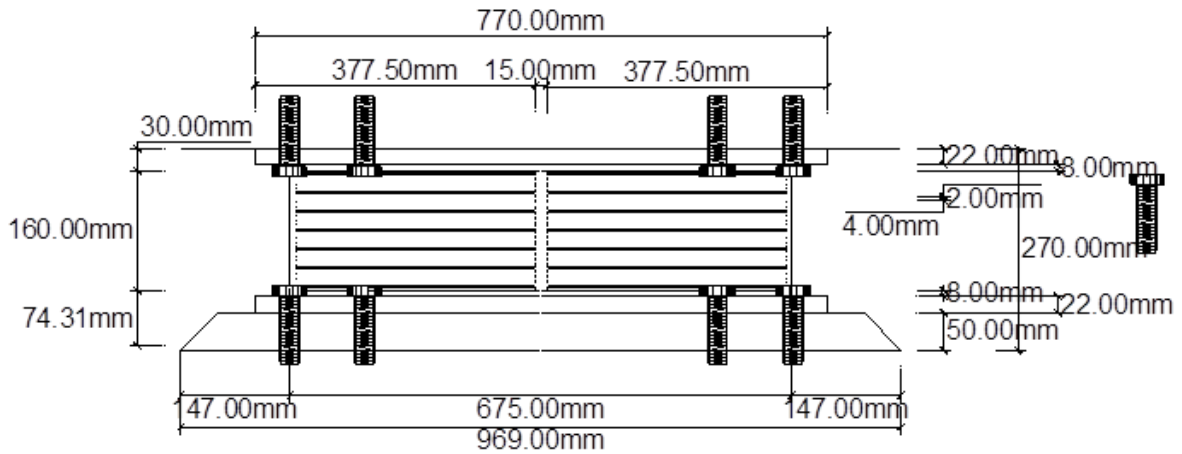


Figura 211: Dispositivo aislador HL075X4R – Vista en elevación

Fuente: Elaboración propia

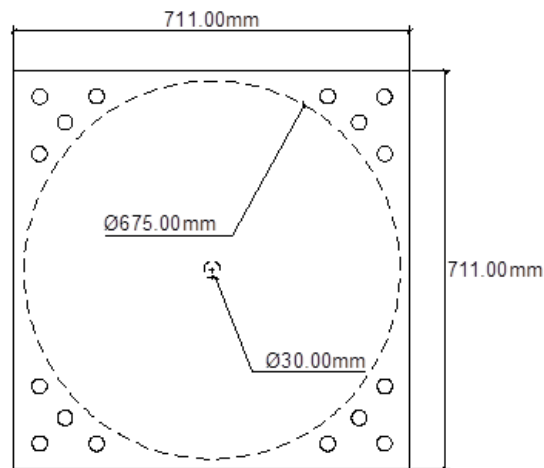


Figura 212: Dispositivo aislador HL075X4R – Vista en planta

Fuente: Elaboración propia

4.10.4.3. Apoyo de neopreno deslizante

Tabla 108: Datos del dispositivo aislador HL060X4R

Diámetro Exterior D_o (mm):	600	mm
Diámetro Interior D_i (mm):	15	mm
Área efectiva A (x10 ² mm ²):	2687.83	x10 ² mm ²
Espesor de la capa de goma T_r (mm):	25	mm
Número de capa de goma, n :	6	
Espesor de la goma H (mm)= $n \times T_r$:	150	mm
1mer factor forma $S_1 = (D_o - D_i) / (4 \times T_r)$:	5.9	
2do factor de forma $S_2 = (D_o) / (n \times T_r)$:	4.00	
Diámetro de brida, D_r (mm):	711	mm
Espesor Brida borde/centro T_r/T_{rt} :	22/28	mm/mm
Perno Conexión PCD:	678	mm

Diámetro del agujero de perno de conexión d_b (mm):	27	mm
Talla de perno (asumido) M(d_b-3):	M	24
Espesor de lámina de acero refuerzo, t_s (mm):	2	mm
Altura total, H_t (mm):	160	mm

Fuente: Elaboración propia

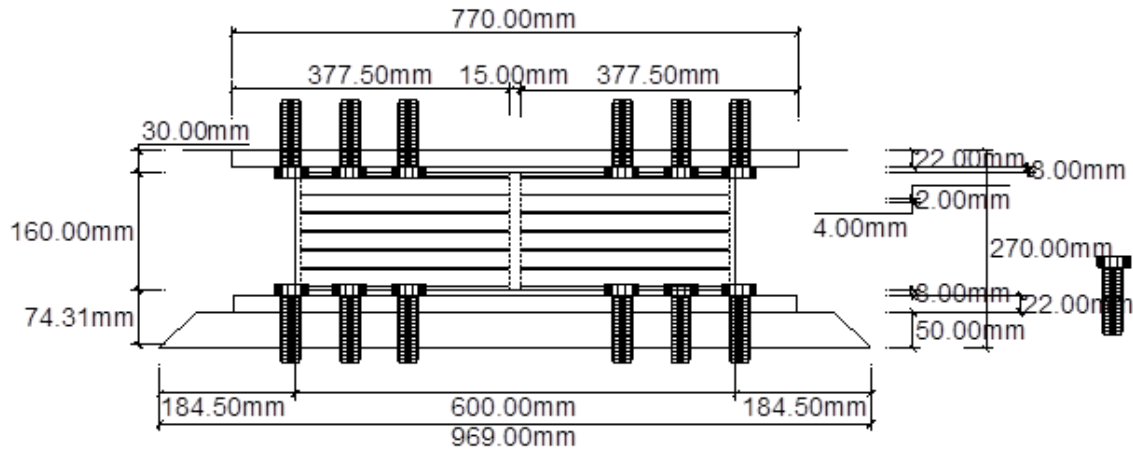


Figura 213: Dispositivo aislador HL060X4R - vista en elevación

Fuente: Elaboración propia

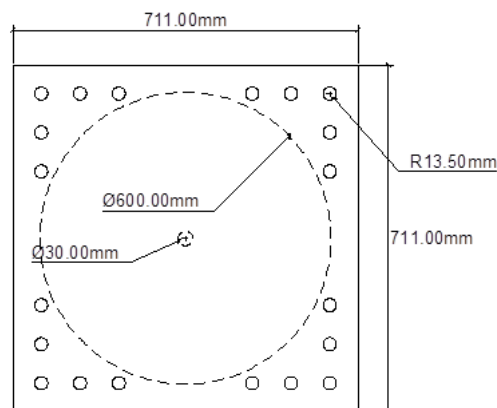


Figura 214: Dispositivo aislador HL060X4R - vista en planta

Fuente: Elaboración propia

4.10.5. Colocación de neoprenos

4.10.5.1. Dispositivo deslizante

The dialog box is titled 'Identification' and contains the following fields:

Property Name	NEOPRENO APOYO MÓVIL
Direction	U1
Type	Rubber Isolator
NonLinear	No

Below this is a section titled 'Properties Used For All Analysis Cases' with the following fields:

Effective Stiffness	248810.75
Effective Damping	0.

At the bottom are 'OK' and 'Cancel' buttons.

Figura 215: Propiedad direccional lineal en el eje local "U1" del dispositivo deslizante

Fuente: Elaboración propia

The dialog box is titled 'Identification' and contains the following fields:

Property Name	NEOPRENO APOYO MÓVIL
Direction	U2
Type	Rubber Isolator
NonLinear	Yes

Below this is a section titled 'Properties Used For Linear Analysis Cases' with the following fields:

Effective Stiffness	2293.3417
Effective Damping	0.

Next is a section titled 'Shear Deformation Location' with the following field:

Distance from End-J	0.
---------------------	----

Finally, there is a section titled 'Properties Used For Nonlinear Analysis Cases' with the following fields:

Stiffness	15680.176
Yield Strength	391.7678
Post Yield Stiffness Ratio	0.1

Figura 216: Propiedad direccional lineal en el eje local "U2" del dispositivo deslizante

Fuente: Elaboración propia

Identification	
Property Name	NEOPRENO APOYO MÓVIL
Direction	U3
Type	Rubber Isolator
NonLinear	Yes
Properties Used For Linear Analysis Cases	
Effective Stiffness	2293.3417
Effective Damping	0.
Shear Deformation Location	
Distance from End-J	0.
Properties Used For Nonlinear Analysis Cases	
Stiffness	15680.176
Yield Strength	391.7678
Post Yield Stiffness Ratio	0.1

Figura 217: Propiedad direccional lineal en el eje local "U3" del dispositivo deslizante

Fuente: Elaboración propia

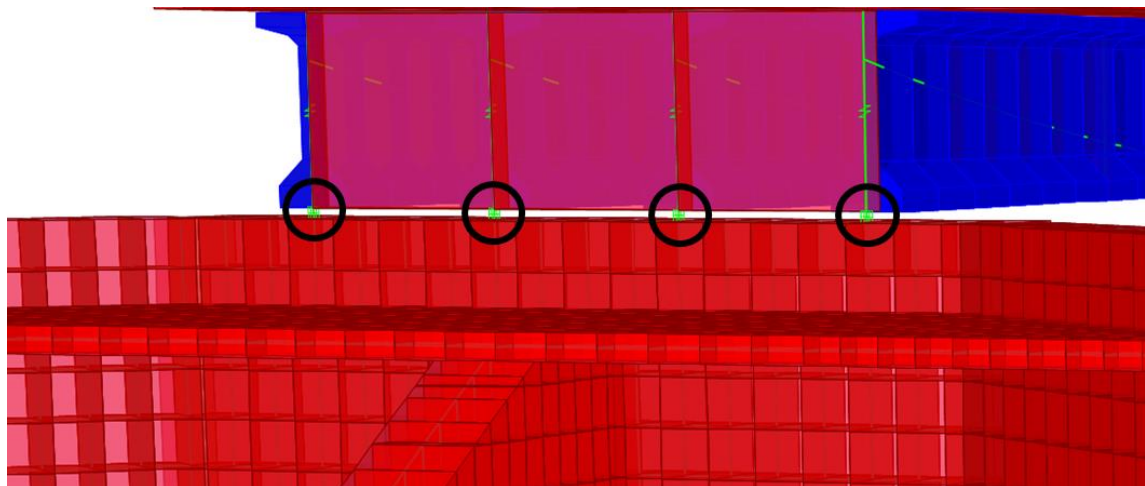


Figura 218: Asignación de los neoprenos en los apoyos extremos (estribos)

Fuente: Elaboración propia

4.10.5.2. Dispositivo fijo

The dialog box is titled 'Identification' and contains the following fields:

Property Name	NEOPRENO FIJO CENTRAL
Direction	U1
Type	Rubber Isolator
NonLinear	No

Below this is a section titled 'Properties Used For All Analysis Cases' with the following fields:

Effective Stiffness	307954.29
Effective Damping	0.

At the bottom are 'OK' and 'Cancel' buttons.

Figura 219: Propiedad direccional lineal en el eje local "U1" del dispositivo fijo

Fuente: Elaboración propia

The dialog box is titled 'Identification' and contains the following fields:

Property Name	NEOPRENO FIJO CENTRAL
Direction	U2
Type	Rubber Isolator
NonLinear	Yes

Below this is a section titled 'Properties Used For Linear Analysis Cases' with the following fields:

Effective Stiffness	5313.7411
Effective Damping	0.

Below that is a section titled 'Shear Deformation Location' with the following field:

Distance from End-J	0.
---------------------	----

At the bottom is a section titled 'Properties Used For Nonlinear Analysis Cases' with the following fields:

Stiffness	34845.74
Yield Strength	1097.7755
Post Yield Stiffness Ratio	0.1

Figura 220: Propiedad direccional lineal en el eje local "U2" del dispositivo fijo

Fuente: Elaboración propia

Identification	
Property Name	NEOPRENO FIJO CENTRAL
Direction	U3
Type	Rubber Isolator
NonLinear	Yes
Properties Used For Linear Analysis Cases	
Effective Stiffness	5313.7411
Effective Damping	0.
Shear Deformation Location	
Distance from End-J	0.
Properties Used For Nonlinear Analysis Cases	
Stiffness	34845.74
Yield Strength	1097.7755
Post Yield Stiffness Ratio	0.1

Figura 221: Propiedad direccional lineal en el eje local "U3" del dispositivo fijo
Fuente: Elaboración propia

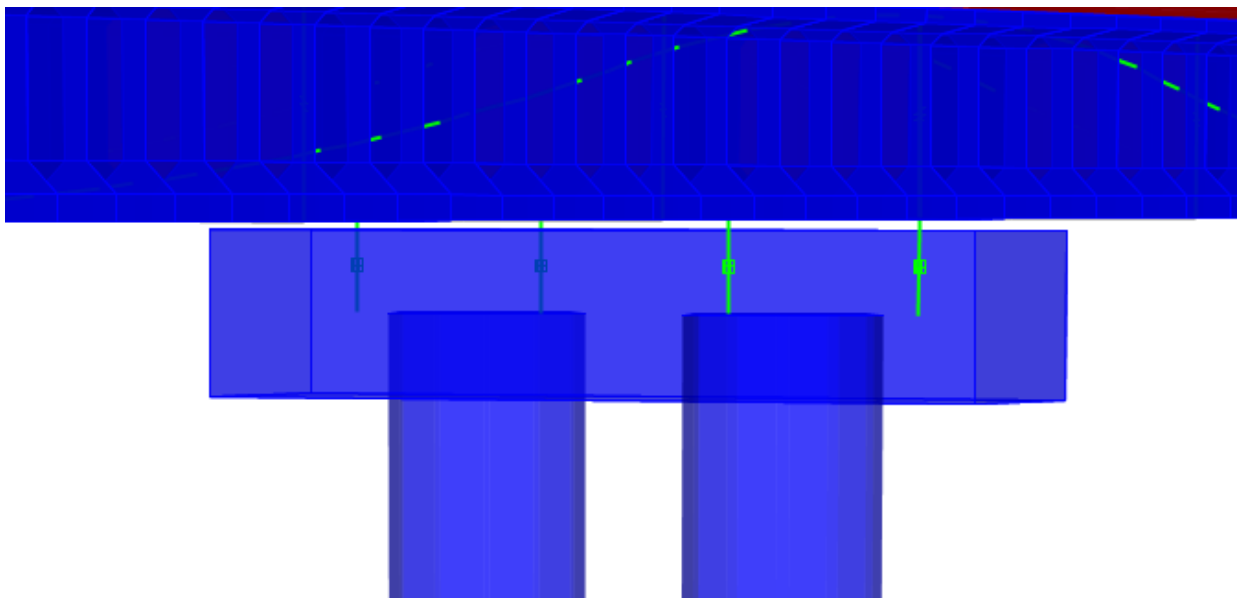


Figura 222: Asignación de neoprenos en los apoyos extremos
Fuente: Elaboración propia

4.10.6. Verificación de desplazamientos con colocación de neoprenos

a) Desplazamiento en la dirección XX.

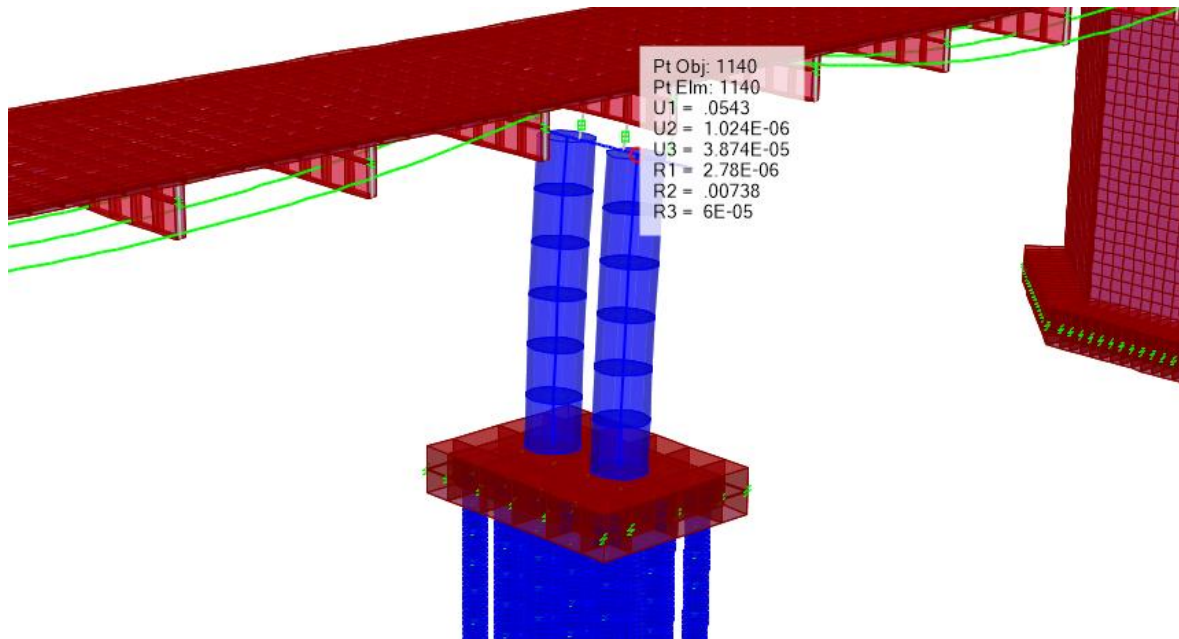


Figura 223. Desplazamiento del pilar, para la dirección XX de acuerdo al análisis dinámico modal espectral

Fuente: Elaboración propia

Se visualiza una disminución considerable del desplazamiento en la pila, puesto que la incorporación de los apoyos elastómeros restringen el desplazamiento en los extremos conforme a la rigidez vertical y direccional equivalente aplicada; sin embargo, los apoyos extremos no pierden su categoría de deslizante puesto que están diseñados para actuar frente a una carga lateral en primera instancia, es decir, serán los primeros en desplazarse, mucho antes que el dispositivo fijo (ubicado en el pilar).

b) Desplazamiento en la dirección YY.

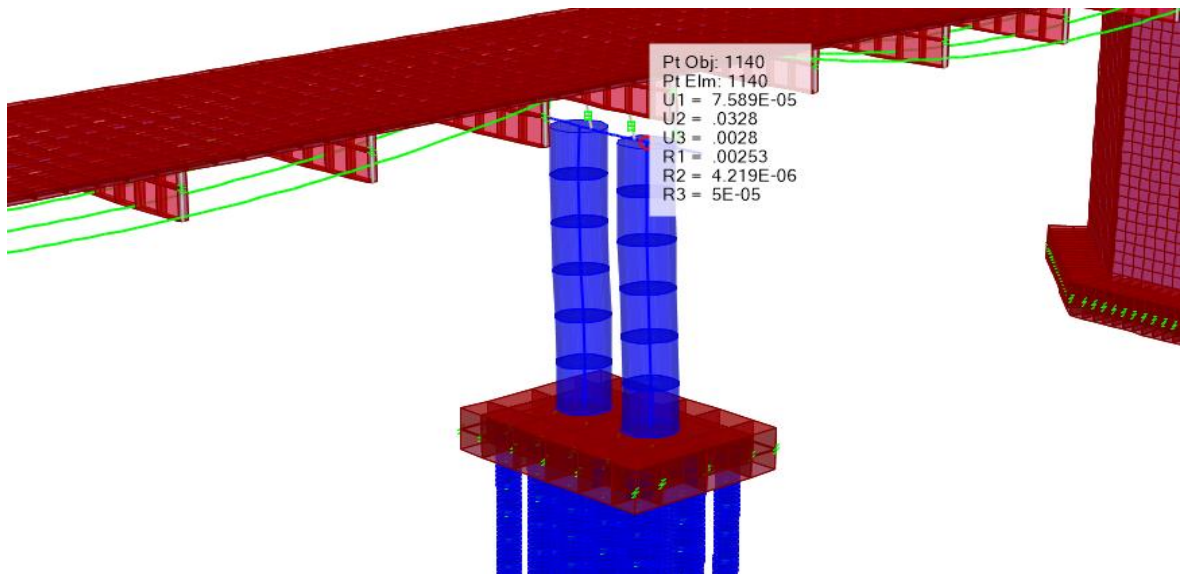


Figura 224: Desplazamiento del pilar, para la dirección XX de acuerdo al análisis dinámico modal espectral

Fuente: Elaboración propia

4.10.7. Diseño de estribos

4.10.7.1. Cargas actuantes

a) Aplicación de sobrecarga sobre muro pantalla

$$S/C \text{ TOTAL} = 2.00 \text{ tn/m}^2$$

b) Empuje activo debido al terreno y al sismo

- Se considera como una presión adicional sobre los muros del estribo
- La presión que ejercerá la cuña de presiones de coulomb.
- Usaremos el método aproximado de Mononobe - Okabe.
- Las cargas de sismo dependerán de la presión lateral del relleno durante un movimiento sísmico.

Las presiones incluyen:

- Presión gravitacional estática que existe antes de que el sismo ocurra (cuna de coulomb).
- Presión dinámica que se transmite inducida por el movimiento sísmico.

c) Cuña de Coulomb

Es la fuerza que actúa en la cara del muro, siendo el resultado del peso de la cuña del suelo sobre una superficie de falla.

Determina la magnitud del empuje del suelo actuante sobre el muro del para condiciones de empuje activo mínimo y el empuje pasivo máximo.

d) Método de Mononobe – Okabe

Desarrolla la base del análisis pseudo estático, con la finalidad de evaluar las presiones sísmicas que se desarrollan en los suelos sobre los muros.

El método considera la aplicación de aceleraciones pseudo estáticas, para fuerzas horizontales.

El empuje del suelo pseudo estático, se obtiene del equilibrio de las fuerzas actuando sobre la cuña activa.

e) Estimación de la fuerza sísmica en el estribo

Tabla 109: Datos para la estimación de fuerza sísmica en el estribo

H =	17	m
β =	0	Deg.
Φ =	31	Deg.
δ =	15.5	
θ =	2	Deg.
Υ =	1.8	ton/m3
PGA =	0.5	g
Fpga=	0.9	
Kh=	0.45	g
Kv=	0.225	g
Ψ=	30.14	Deg.

Fuente: Elaboración propia

a) Empuje activo de coulomb:

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2\theta \cos(\delta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi)\sin(\phi - \beta)}{\cos(\delta + \theta)\cos(\beta - \theta)}} \right]^2}$$

$$K_A = 0.3037$$

$$P_A = \frac{1}{2} \cdot K_A \cdot \gamma \cdot H^2$$

$$P_A = 78.997 \text{ ton}$$

b) Empuje activo total (incluyendo fuerza de sismo):

$$K_{AE} = \frac{\cos(\varnothing - \theta - \Psi)^2}{\cos(\Psi)\cos(\theta)^2\cos(\delta + \theta + \Psi) \left[\left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varnothing)\sin(\varnothing - \beta - \Psi)}{\cos(\delta + \theta + \Psi)\cos(\beta - \theta)}} \right)^2 \right]}$$

$$K_{AE} = 1.3519$$

$$P_{AE} = \frac{1}{2} K_{AE} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot (1 - K_V)$$

$$P_{AE} = 272.52 \text{ ton}$$

c) Empuje activo sísmico y su posición:

$$\Delta P_{AE} = P_{AE} - P_A$$

$$\Delta P_{AE} = 193.52 \text{ ton}$$

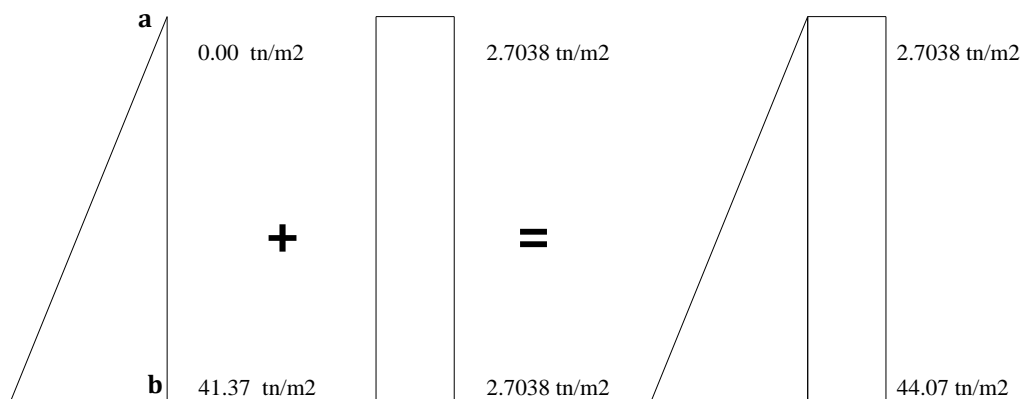


Figura 225: Determinando la ecuación que describe la carga trapezoidal

Fuente: Elaboración propia

Coordenada "a": - 2.179

Coordenada "b": - 15.479

$m = -14.169$ (pendiente negativa)

$c = -0.0706$

$d = -0.0924$

- f) Carga vertical por peso de relleno
W en losa = 8.82 ton/m²
W en zapata = 20.43 ton/m²

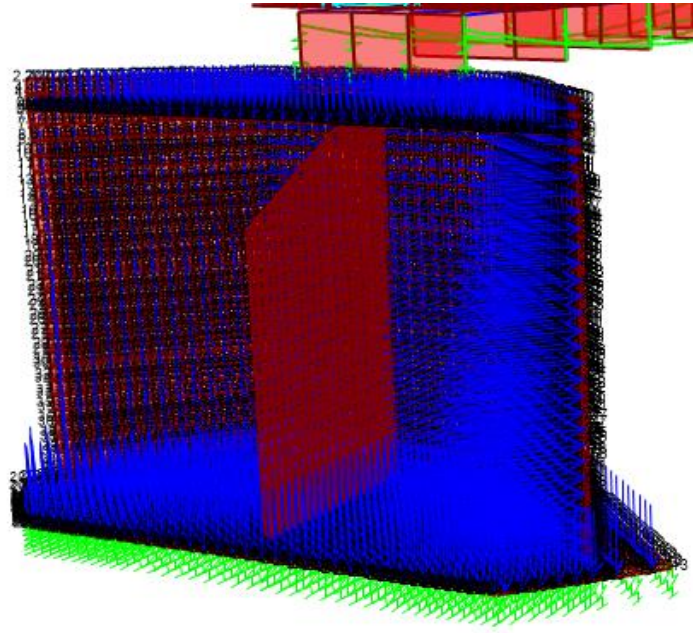


Figura 226: Cargas por empuje de tierra, incremento por sismo y de relleno
Fuente: Elaboración propia

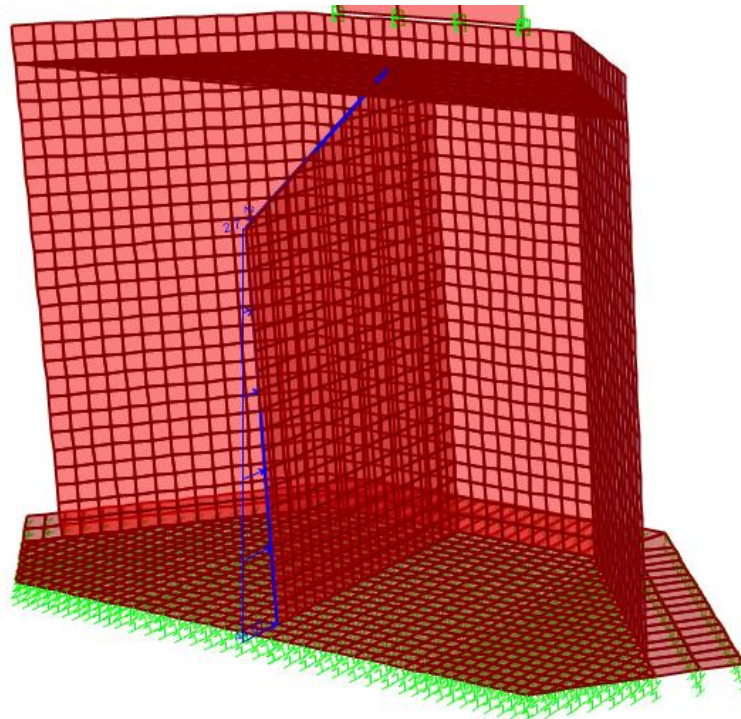


Figura 227: Carga trapezoidal en contrafuerte
Fuente: Elaboración propia

4.10.7.2. Verificación de esfuerzos a compresión

Características de los materiales:

$$f'c = 380 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$\phi \text{ Corte} = 0.85$$

$$\phi \text{ Flexión} = 0.9$$

Se verifico los esfuerzos a compresión en el concreto por estado límite de resistencia I.

a) Verificación en la zapata

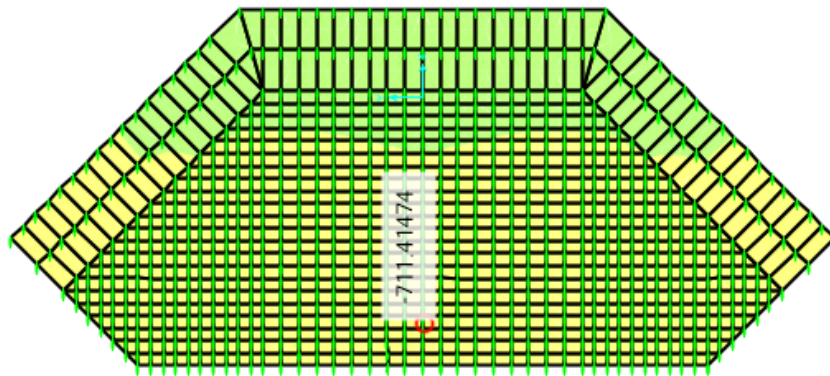


Figura 228: Verificación de esfuerzos a compresión del concreto en la parte inferior de la zapata - para el eje local 1

Fuente: Elaboración propia

$$f'c \text{ asignado} = 3800 \text{ ton/m}^2 > f'c \text{ demanda} = 711.41 \text{ ton/m}^2$$

CUMPLE

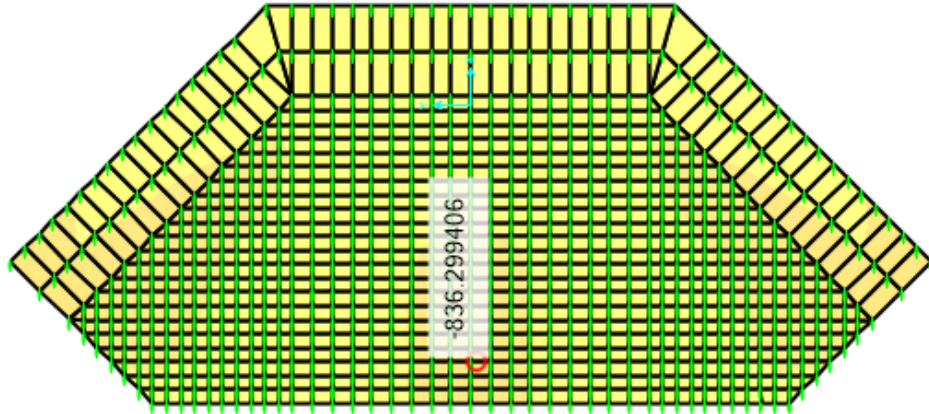


Figura 229: Verificación de esfuerzos a compresión del concreto en la parte inferior de la zapata - para el eje local 2

Fuente: Elaboración propia

$$f'c \text{ asignado} = 3800 \text{ ton/m}^2 > f'c \text{ demanda} = 836.30 \text{ ton/m}^2$$

CUMPLE

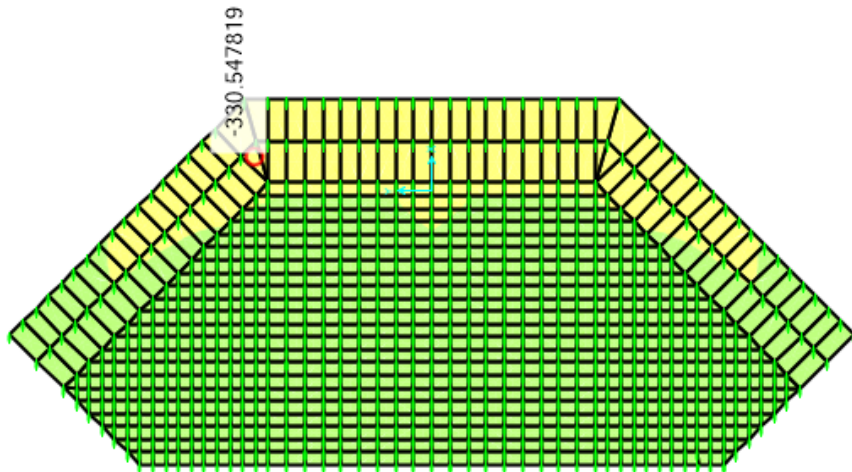


Figura 230: Verificación de esfuerzos a compresión del concreto en la parte superior de la zapata - para el eje local 1

Fuente: Elaboración propia

$$f'c \text{ asignado} = 3800 \text{ ton/m}^2 > f'c \text{ demanda} = 330.55 \text{ ton/m}^2$$

CUMPLE

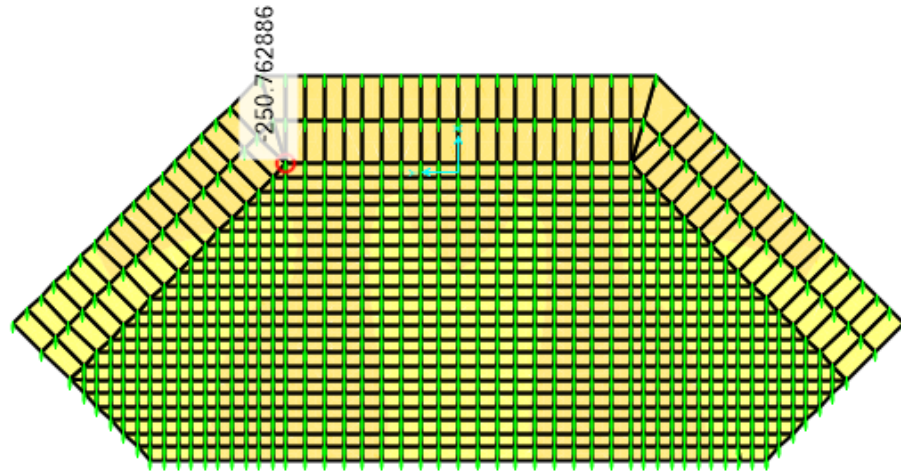


Figura 231: Verificación de esfuerzos a compresión del concreto en la parte superior de la zapata - para el eje local 2

Fuente: Elaboración propia

$$f'c \text{ asignado} = 3800 \text{ ton/m}^2 > f'c \text{ demanda} = 250.76 \text{ ton/m}^2$$

CUMPLE

b) En la losa:

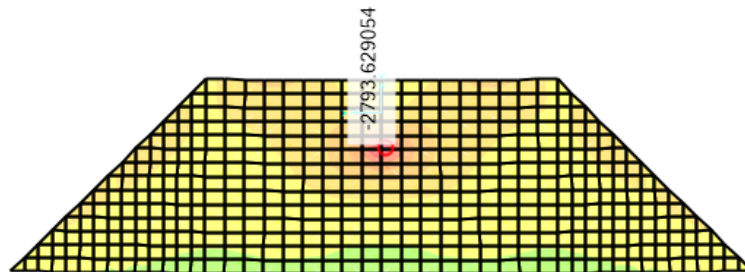


Figura 232: Verificación de esfuerzos a compresión del concreto en la parte inferior de la losa - para el eje local 1

Fuente: Elaboración propia

$$f'c \text{ asignado} = 3800 \text{ ton/m}^2 > f'c \text{ demanda} = 2793.62 \text{ ton/m}^2$$

CUMPLE

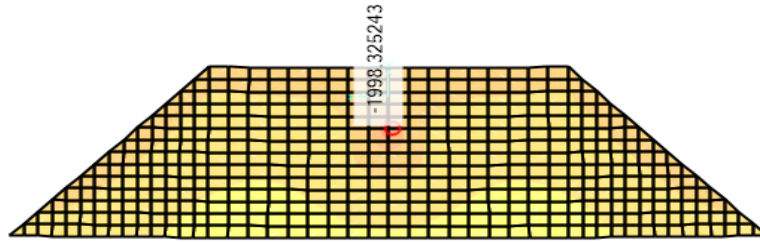


Figura 233: Verificación de esfuerzos a compresión del concreto en la parte inferior de la losa - para el eje local 2

Fuente: Elaboración propia

$$f'c \text{ asignado} = 3800 \text{ ton/m}^2 > f'c \text{ demanda} = 1998.33 \text{ ton/m}^2$$

CUMPLE

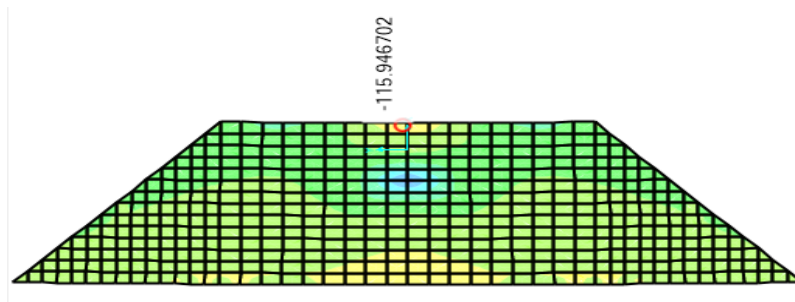


Figura 234: Verificación de esfuerzos a compresión del concreto en la parte superior de la losa - para el eje local 1

Fuente: Elaboración propia

$$f'c \text{ asignado} = 3800 \text{ ton/m}^2 > f'c \text{ demanda} = 115.95 \text{ ton/m}^2$$

CUMPLE

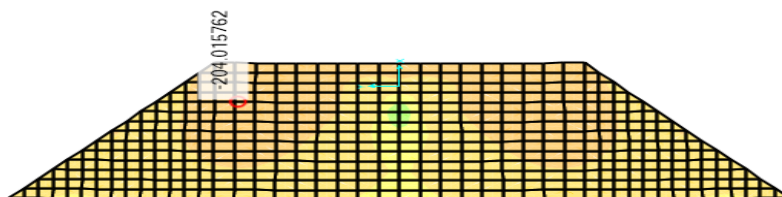


Figura 235: Verificación de esfuerzos a compresión del concreto en la parte superior de la losa - para el eje local 2

Fuente: Elaboración propia

$$f'c \text{ asignado} = 3800 \text{ ton/m}^2 > f'c \text{ demanda} = 204.02 \text{ ton/m}^2$$

CUMPLE

c) Muro pantalla central

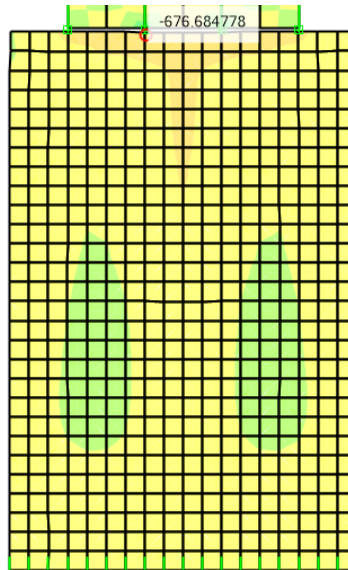


Figura 236: Verificación de esfuerzos a compresión del concreto en la parte inferior del muro pantalla central - para el eje local 1

Fuente: Elaboración propia

$$f'c \text{ asignado} = 3800 \text{ ton/m}^2 > f'c \text{ demanda} = 676.78 \text{ ton/m}^2$$

CUMPLE

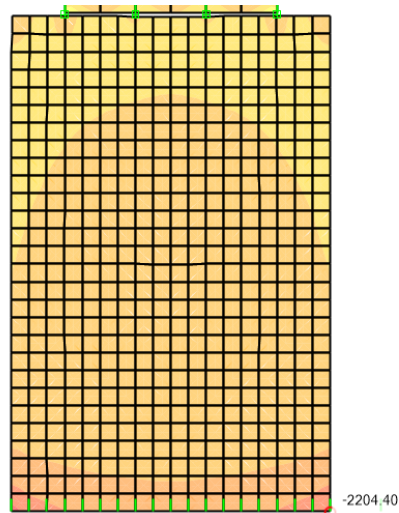


Figura 237: Verificación de esfuerzos a compresión del concreto en la parte inferior del muro pantalla central - para el eje local 2

Fuente: Elaboración propia

$$f'c \text{ asignado} = 3800 \text{ ton/m}^2 > f'c \text{ demanda} = 2204.40 \text{ ton/m}^2$$

CUMPLE

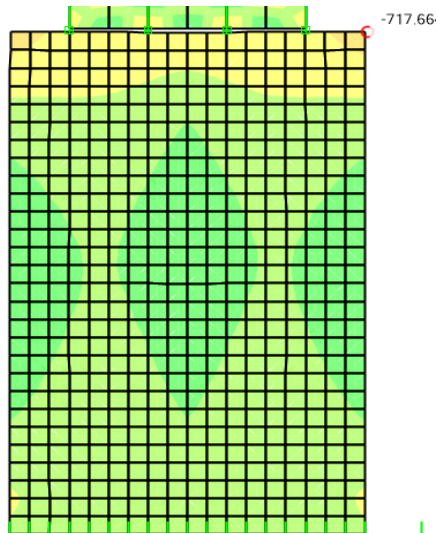


Figura 238: Verificación de esfuerzos a compresión del concreto en la parte superior del muro pantalla central - para el eje local 1

Fuente: Elaboración propia

$$f'c \text{ asignado} = 3800 \text{ ton/m}^2 > f'c \text{ demanda} = 717.66 \text{ ton/m}^2$$

CUMPLE

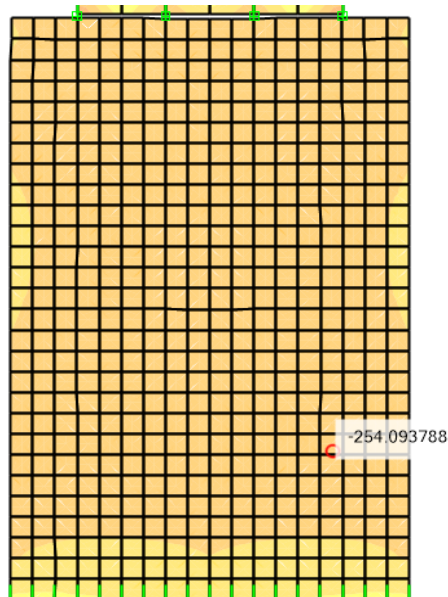


Figura 239: Verificación de esfuerzos a compresión del concreto en la parte superior del muro pantalla central - para el eje local 2

Fuente: Elaboración propia

$$f'c \text{ asignado} = 3800 \text{ ton/m}^2 > f'c \text{ demanda} = 254.09 \text{ ton/m}^2$$

CUMPLE

d) Muro pantalla izquierdo

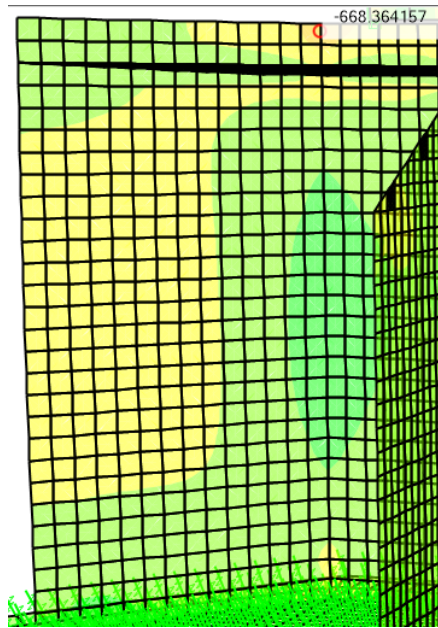


Figura 240: Verificación de esfuerzos a compresión del concreto en la parte superior del muro pantalla izquierdo - para el eje local 1

Fuente: Elaboración propia

$$f'c \text{ asignado} = 3800 \text{ ton/m}^2 > f'c \text{ demanda} = 668.36 \text{ ton/m}^2$$

CUMPLE

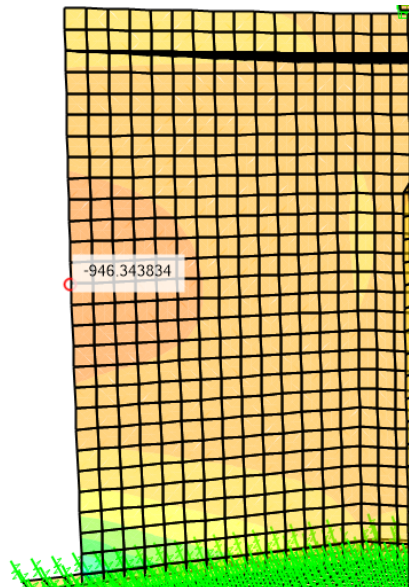


Figura 241: Verificación de esfuerzos a compresión del concreto en la parte superior del muro pantalla izquierdo - para el eje local 2

Fuente: Elaboración propia

$f'c$ asignado = 3800 ton/m² > $f'c$ demanda = 946.34 ton/m²

CUMPLE

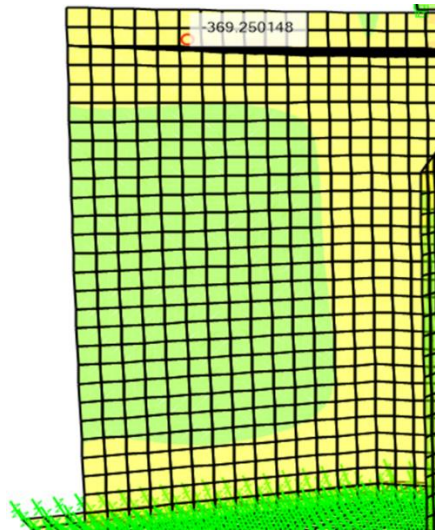


Figura 242: Verificación de esfuerzos a compresión del concreto en la parte inferior del muro pantalla izquierdo - para el eje local 1

Fuente: Elaboración propia

$f'c$ asignado = 3800 ton/m² > $f'c$ demanda = 369.25 ton/m²

CUMPLE

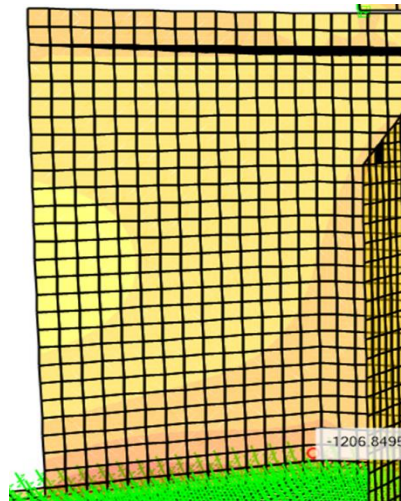


Figura 243: Verificación de esfuerzos a compresión del concreto en la parte inferior del muro pantalla izquierdo - para el eje local 2

Fuente: Elaboración propia

$f'c$ asignado = 3800 ton/m² > $f'c$ demanda = 1206.85 ton/m²

CUMPLE

e) Muro pantalla derecho

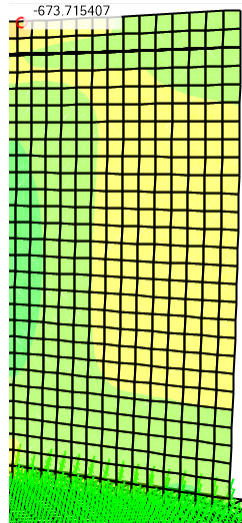


Figura 244: Verificación de esfuerzos a compresión del concreto en la parte superior del muro pantalla derecho - para el eje local 1

Fuente: Elaboración propia

$$f'c \text{ asignado} = 3800 \text{ ton/m}^2 > f'c \text{ demanda} = 673.72 \text{ ton/m}^2$$

CUMPLE

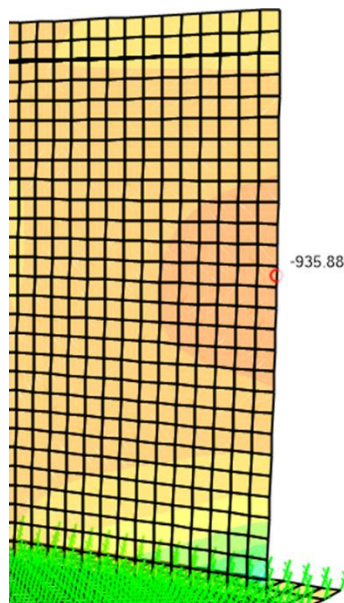


Figura 245: Verificación de esfuerzos a compresión del concreto en la parte superior del muro pantalla derecho - para el eje local 2

Fuente: Elaboración propia

$f'c$ asignado = 3800 ton/m² > $f'c$ demanda = 935.88 ton/m²

CUMPLE

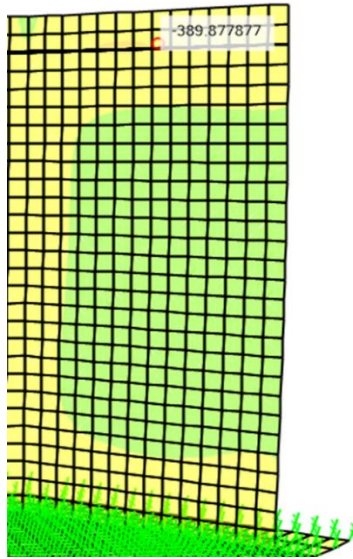


Figura 246: Verificación de esfuerzos a compresión del concreto en la parte inferior del muro pantalla derecho - para el eje local 1

Fuente: Elaboración propia

$f'c$ asignado = 3800 ton/m² > $f'c$ demanda = 389.88 ton/m²

CUMPLE

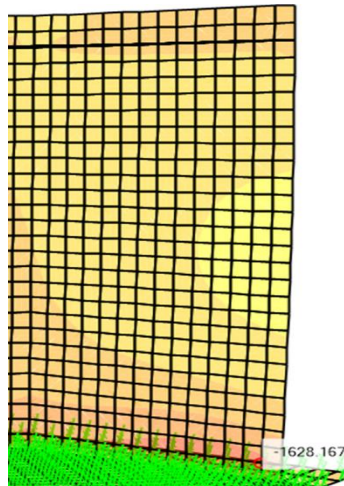


Figura 247: Verificación de esfuerzos a compresión del concreto en la parte inferior del muro pantalla derecho - para el eje local 2

Fuente: Elaboración propia

$f'c$ asignado = 3800 ton/m² > $f'c$ demanda = 1628.17 ton/m²

CUMPLE

4.10.7.3. Diseño en concreto armado

Características de los materiales:

$$f'c = 380 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$\phi \text{ Corte} = 0.85$$

$$\phi \text{ Flexión} = 0.9$$

4.10.7.3.1. Diseño de muro pantalla

a) Diseño por flexión

Formulas usadas:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$$

$$\rho = \frac{0.85 f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85 f'_c}} \right)$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2}$$

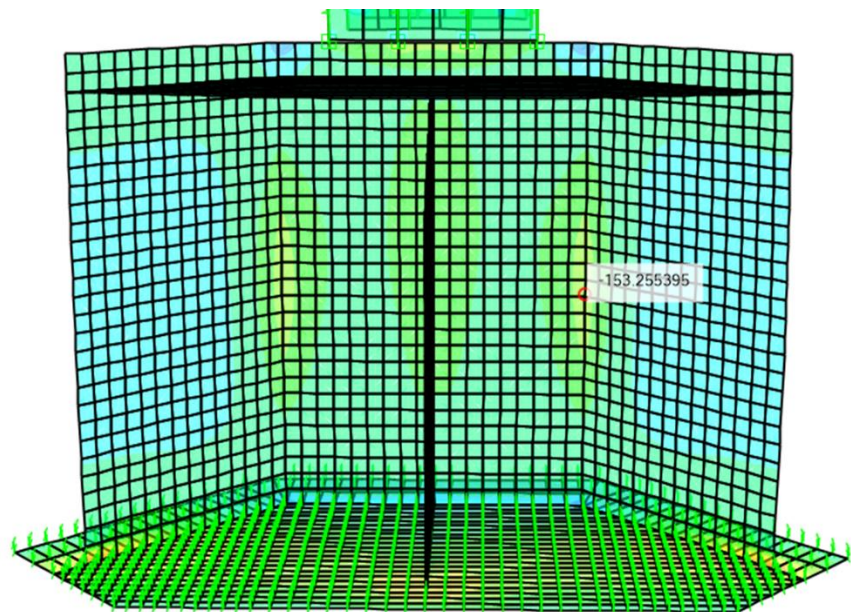


Figura 248: Momento seleccionado para cálculo de acero negativo horizontal en muro pantalla (eje local 1)

Fuente: Elaboración propia

Tabla 110: Cálculo de acero negativo horizontal en muro pantalla (eje local 1)

Mu (-) =	153.26	Ton-m/m			
ρ =	0.00463	/m			
As =	44.00411	cm2/m	>	17.1 cm2/m	OK
Asmín=	17.1	cm2/m			
Ø1" =	5.1	cm2			
S =	0.116	m			
USE: S =	0.10	m			
As real =	51	cm2/m			
a =	0.0663	m/m			
ØMn=	176.749	ton-m/m	>	153.26 ton-m/m	OK
COLOCAR ACERO:	Ø1" @0.10m				

Fuente: Elaboración propia

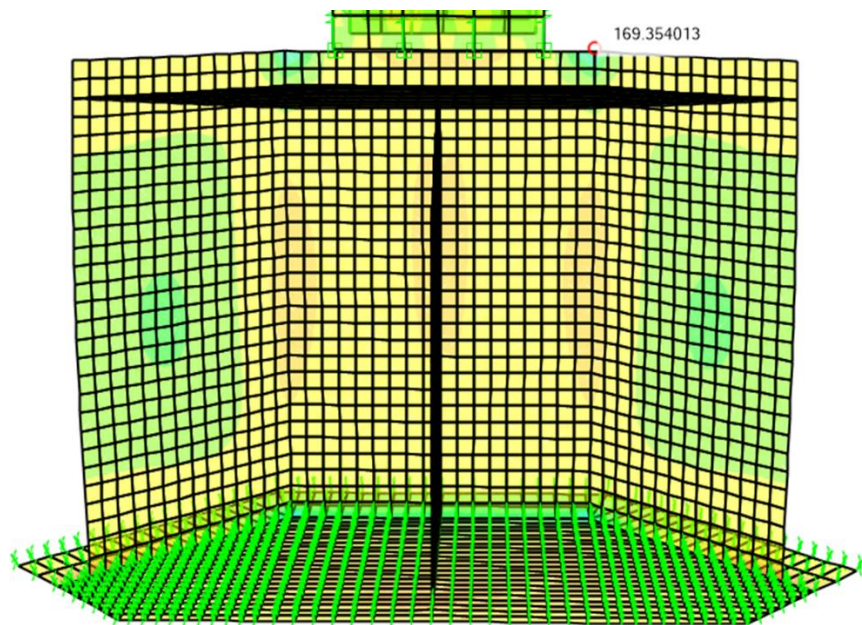


Figura 249: Momento seleccionado para cálculo de acero positivo horizontal en muro pantalla (eje local 1)

Fuente: Elaboración propia

Tabla 111: Cálculo de acero positivo horizontal en muro pantalla (eje local 1):

Mu (+) =	169.39	Ton-m/m			
ρ =	0.00514	/m			
As =	48.7886	cm2/m	>	17.1 cm2/m	OK
Asmín=	17.1	cm2/m			

$\varnothing 1" =$	5.1	cm ²			
S =	0.10453	m			
USE: S =	0.10	m			
As real =	51	cm ² /m			
a =	0.06632	m/m			
$\varnothing Mn =$	176.7488	ton-m/m	>	169.35 ton-m/m	OK
COLOCAR ACERO:	$\varnothing 1" @ 0.10m$				

Fuente: Elaboración propia

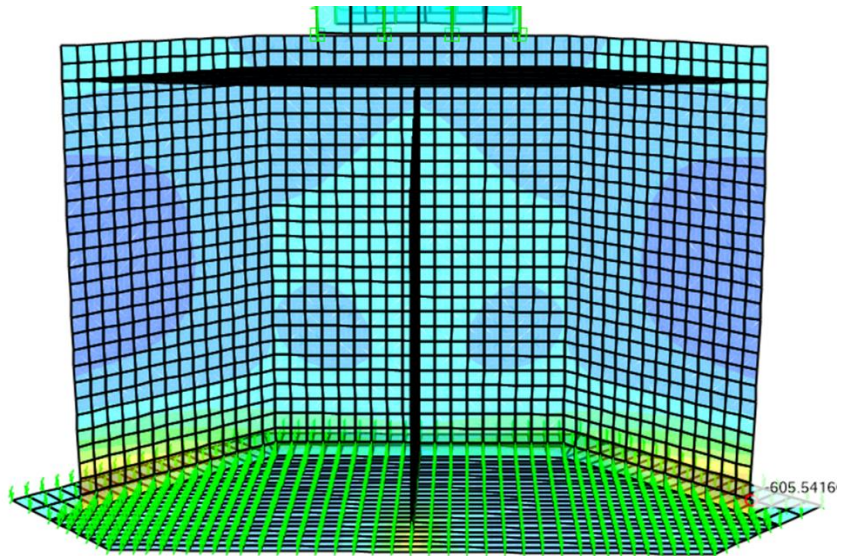


Figura 250: Momento seleccionado para cálculo de acero negativo vertical en muro pantalla (eje local 2)

Fuente: Elaboración propia

Tabla 112: Cálculo de acero negativo vertical en muro pantalla (eje local 2)

Mu (-) =	605.54	Ton-m/m			
$\rho =$	0.02047	/m			
As =	194.5239	cm ² /m	>	17.1 cm ² /m	OK
Asmín=	17.1	cm ² /m			
$\varnothing 5/4" =$	7.92	cm ²			
S =	0.04	m			
USE: S =	0.04	m			
As real =	198	cm ² /m			
a =	0.25746	m/m			
$\varnothing Mn =$	614.6708	ton-m/m	>	605.54 ton-m/m	OK
COLOCAR ACERO:	$\varnothing 5/4" @ 0.04m$				

Fuente: Elaboración propia

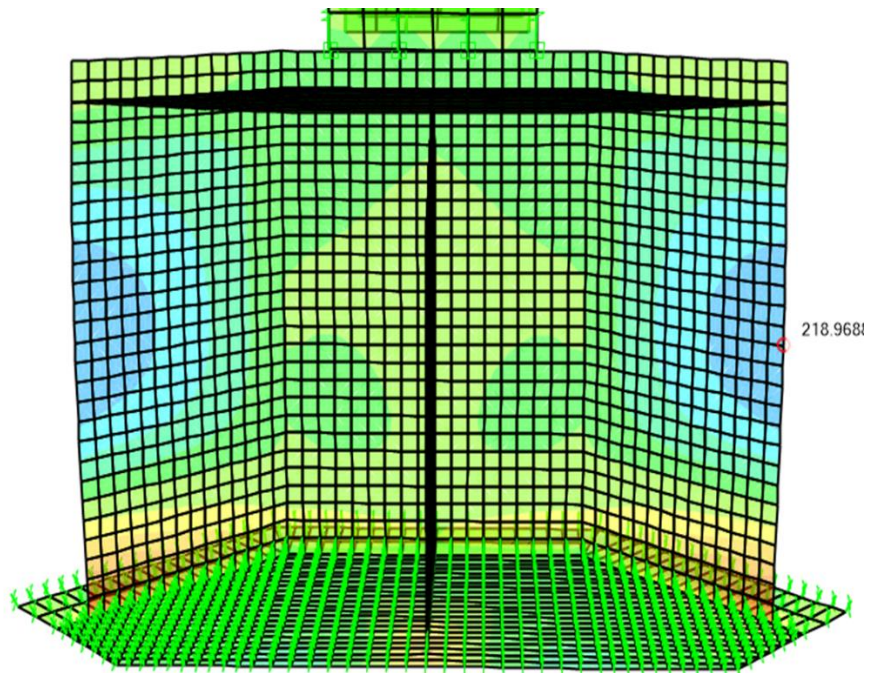


Figura 251: Momento seleccionado para cálculo de acero positivo vertical en muro pantalla (eje local 2)

Fuente: Elaboración propia

Tabla 113: Cálculo de acero positivo vertical en muro pantalla (eje local 2)

Mu (+) =	218.97	Ton-m/m			
ρ =	0.006712	/m			
As =	63.75961	cm ² /m	>	17.1 cm ² /m	OK
Asmín=	17.1	cm ² /m			
Ø1" =	5.1	cm ²			
S =	0.080	m			
USE: S =	0.075	m			
As real =	68	cm ² /m			
a =	0.08842	m/m			
ØMn=	232.8241	ton-m/m	>	218.97 ton-m/m	OK
COLOCAR ACERO:	Ø1"@0.075m				

Fuente: Elaboración propia

b) Diseño por corte

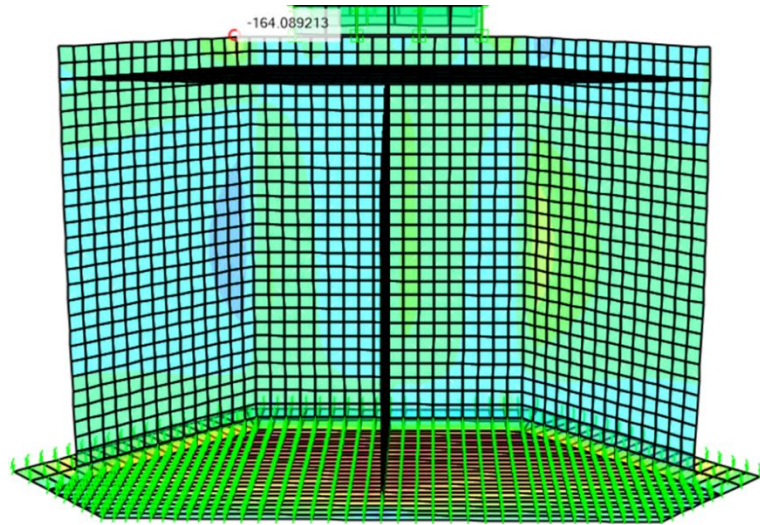


Figura 252: Cortante máxima en muro pantalla (eje local 1)

Fuente: Elaboración propia

Tabla 114: Cálculo de acero por cortante en el eje local 1

$\emptyset V_c =$	83.4277	ton/m	>	$V_u =$	0.72 ton
$\frac{2}{\text{est. } \emptyset 1/2''}$	$A_v =$	2.58	cm ²		
	$S =$	0.1	m		
$\emptyset V_s =$	87.5007	ton/m			
$\emptyset V_n =$	170.9284		>	$V_u =$	126.7 ton/m
COLOCAR ACERO:		2 Est. $\emptyset 1/2'' @ 0.10\text{m}$			

Fuente: Elaboración propia

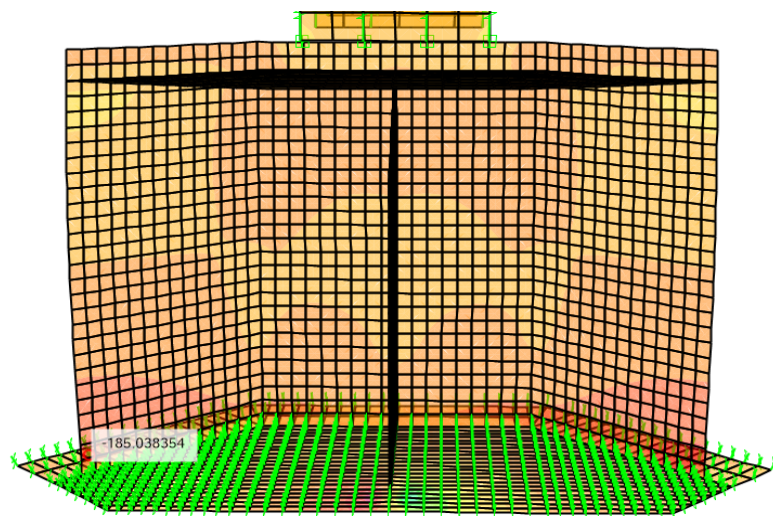


Figura 253: Cortante máxima en muro pantalla (eje local 2)

Fuente: Elaboración propia

Tabla 115: Cálculo de acero por cortante en el eje local 2

$\emptyset Vc =$	83.4276	ton	>	$Vu =$	0.66 ton
2 est. $\emptyset 1/2"$	$A_v =$	2.58	cm ²		
	$S =$	0.1	m		
$\emptyset Vs =$	87.5007	ton/m			
$\emptyset Vn =$	170.928 4		>	$Vu =$	126.7 ton/m
COLOCAR ACERO:	2 Est. $\emptyset 1/2"$ @0.10m				

Fuente: Elaboración propia

4.10.7.3.2. Diseño de losa

a) Diseño por flexión

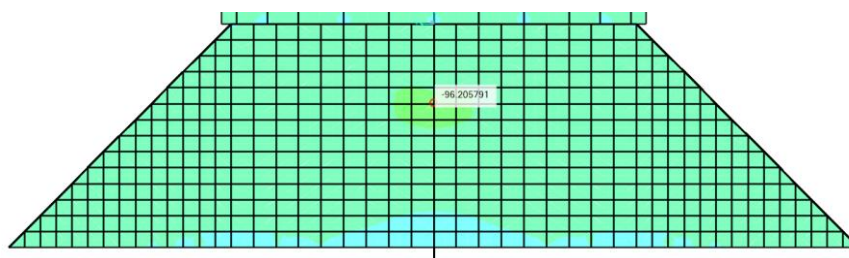


Figura 254: Momento seleccionado para cálculo de acero negativo vertical en losa (eje local 1)

Fuente: Elaboración propia

Tabla 116: Cálculo de acero negativo vertical en losa (eje local 1)

$\mu (-) =$	96.21	Ton -m/m			
$\rho =$	0.0138	/m			
$A_s =$	62.1368	cm ² /m	>	8.1 cm ² /m	OK
$A_{s\text{mín}} =$	8.1	cm ² /m			
$\emptyset 1" =$	5.1	cm ²			
$S =$	0.08207	m			
USE: S =	0.08	m			
$A_s \text{ real} =$	68	cm ² /m			
$a =$	0.08842	m/m			
$\emptyset Mn =$	104.3041	ton-m/m	>	96.21 ton-m/m	OK
COLOCAR ACERO:	$\emptyset 1"$ @0.075m				

Fuente: Elaboración propia

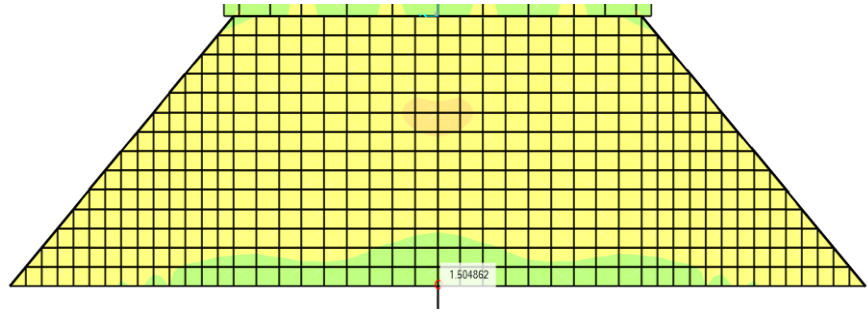


Figura 255: Momento seleccionado para cálculo de acero positivo vertical en losa (eje local 1)

Fuente: Elaboración propia

Tabla 117: Cálculo de acero positivo vertical en losa (eje local 1)

Mu (+) =					
ρ =	0.000196	/m			
As =	0.88296	cm ² /m	>	8.1cm ² /m	NO CUMPLE
Asmín=	8.1	cm ² /m			Usar Asmin.
Ø3/4" =	2.84	cm ²			
S =	0.35062	m			
USE: S =	0.20	m			
As real =	14.2	cm ² /m			
a =	0.01846	m/m			
ØMn=	23.6586	ton-m/m	>	1.50ton-m/n	ton-m/m
COLOCAR ACERO:	Ø3/4" @0.20m				

Fuente: Elaboración propia

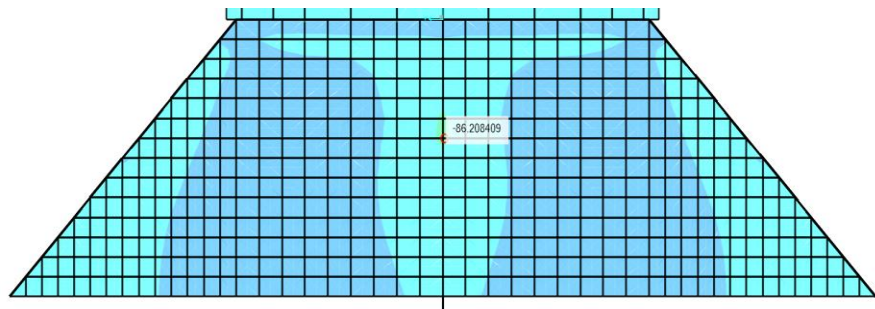


Figura 256: Momento seleccionado para cálculo de acero negativo horizontal en losa (eje local 2)

Fuente: Elaboración propia

Tabla 118: Cálculo de acero negativo horizontal - losa (eje local 2)

Mu (-)	86.21	Ton- m/m			
$\rho =$	0.01223	/m			
As =	55.0609	cm ² /m	>	8.1 cm ² /m	OK
Asmín=	8.1	cm ² /m			
Ø1" =	5.1	cm ²			
S =	0.09262	m			
USE: S =	0.08	m			
As real =	68	cm ² /m			
a =	0.08842	m/m			
ØMn=	104.3041	ton-m/m	>	86.21 ton-m/m	OK
COLOCAR ACERO:	Ø1"@0.075m				

Fuente: Elaboración propia

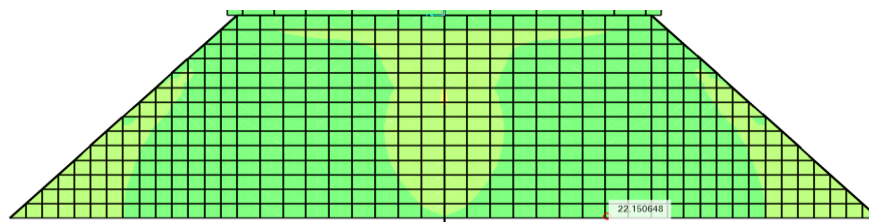


Figura 257: Momento seleccionado para cálculo de acero positivo horizontal en losa (eje local 2)

Fuente: Elaboración propia

Tabla 119: Cálculo de acero positivo horizontal - losa (eje local 2)

Mu (+) =	22.15	Ton-m/m			
$\rho =$	0.00295	/m			
As =	13.2764	cm ² /m	>	8.1 cm ² /m	OK
Asmín=	8.1	cm ² /m			
Ø3/4" =	2.84	cm ²			
S =	0.2139	m			
USE: S =	0.20	m			
As real =	14.2	cm ² /m			
a =	0.01846	m/m			
ØMn=	23.6586	ton-m/m	>	22.15 ton-m/m	OK
COLOCAR ACERO:	Ø3/4"@0.20m				

Fuente: Elaboración propia

b) Diseño por corte

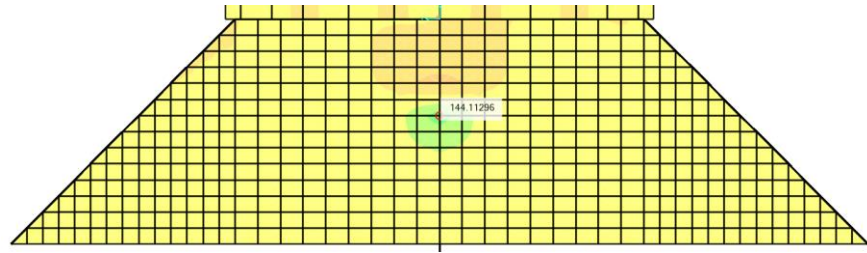


Figura 258: Cortante máximo en losa (eje local 1)

Fuente: Elaboración propia

Tabla 120: Cálculo de refuerzo por cortante (eje local 1)

$\phi V_c =$	39.5183	ton/m			
2 est. $\phi 5/8"$	$A_v =$	8	cm ²		
	$S =$	0.1	m		
$\phi V_s =$	128.52	ton/m			
$\phi V_n =$	168.0384	>	$V_u =$	144.11 ton/m	OK
COLOCAR ACERO:	2 Est.		$\phi 5/8" @ 0.10m$		

Fuente: Elaboración propia

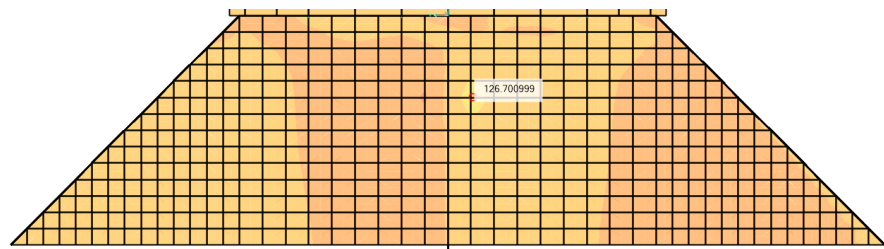


Figura 259: Cortante máximo en losa (eje local 2)

Fuente: Elaboración propia

Tabla 121: Cálculo de refuerzo por cortante (eje local 2)

$\phi V_c =$	39.51837	ton			
2 est. $\phi 5/8"$	$A_v =$	8	cm ²		
	$S =$	0.1	m		
$\phi V_s =$	128.52	ton/m			
$\phi V_n =$	168.0384	>	$V_u =$	126.7 ton	OK
COLOCAR ACERO:	2 Est.		$\phi 5/8" @ 0.10m$		

Fuente: Elaboración propia

4.10.7.3.3. Diseño de zapata

Características de los materiales:

$$f'c = 380 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$\phi \text{ Corte} = 0.85$$

$$\phi \text{ Flexión} = 0.9$$

a) Diseño por flexión

Fórmulas usadas:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$$

$$\rho = \frac{0.85 f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85 f'_c}} \right)$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2}$$

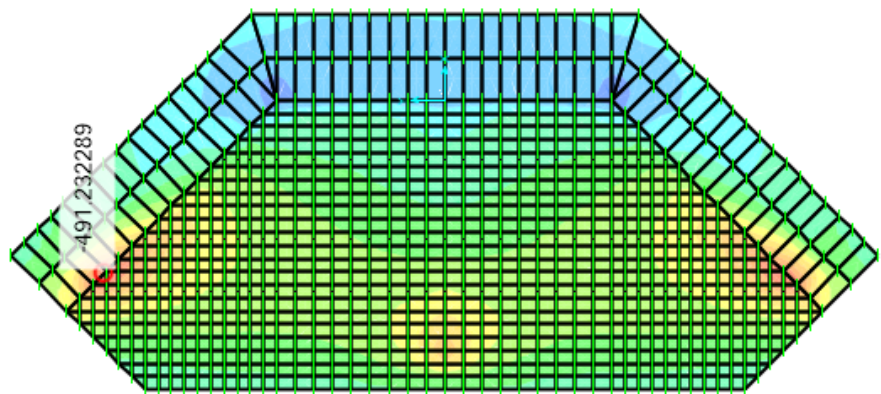


Figura 260: Momento seleccionado para cálculo de acero negativo horizontal en zapata (eje local 1)

Fuente: Elaboración propia

Tabla 122: Cálculo de acero negativo horizontal en zapata (eje local 1)

Mu (-) =	491.23	Ton-m/m			
ρ =	0.01608	/m			
As =	152.7664	cm ² /m	>	17.1 cm ² /m	OK
Asmín=	17.1	cm ² /m			

$\varnothing 5/4" =$	7.92	cm ²			
S =	0.05	m			
USE: S =	0.05	m			
As real =	158.4	cm ² /m			
a =	0.2059	m/m			
$\varnothing Mn =$	507.1522	ton-m/m	>	491.23 ton-m/m	OK
COLOCAR ACERO:	$\varnothing 5/4" @ 0.05m$				

Fuente: Elaboración propia

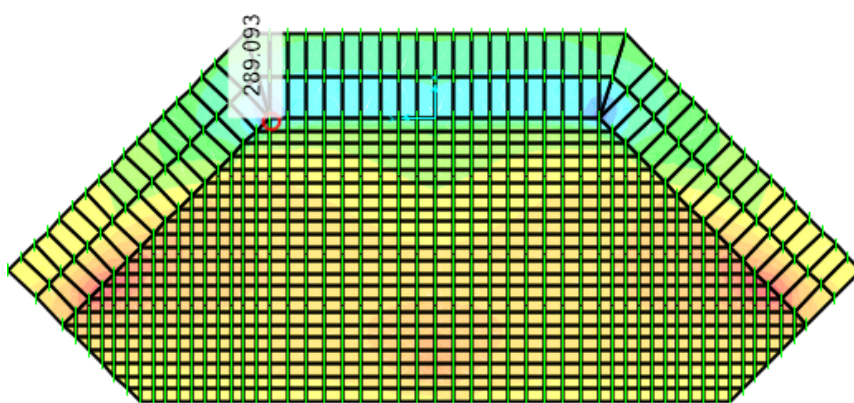


Figura 261: Momento seleccionado para cálculo de acero positivo horizontal en zapata (eje local 1)

Fuente: Elaboración propia

Tabla 123: Cálculo de acero positivo horizontal- zapata (eje local 1)

$\mu (+) =$	289.09	Ton-m/			
$\rho =$	0.00900	/m			
As =	85.5079	cm ² /m	>	17.1 cm ² /m	OK
Asmín=	17.1	cm ² /m			
$\varnothing 5/4" =$	7.92	cm ²			
S =	0.09	m			
USE: S =	0.09	m			
As real =	88	cm ² /m			
a =	0.1144	m/m			
$\varnothing Mn =$	296.9765	ton-m/m	>	289.09 ton-m/m	OK
COLOCAR ACERO:	$\varnothing 5/4" @ 0.09m$				

Fuente: Elaboración propia

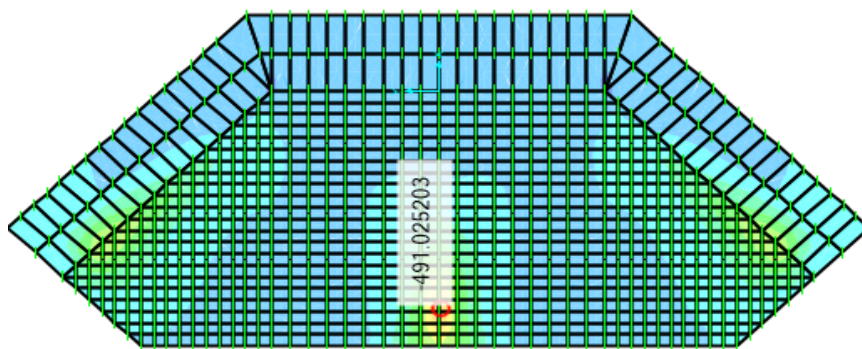


Figura 262: Momento seleccionado para cálculo de acero negativo vertical en zapata (eje local 2)

Fuente: Elaboración propia

Tabla 124: Cálculo de acero negativo vertical en zapata (eje local 2)

Mu (-) =	491.03				
ρ =	0.0161	/m			
As =	152.692	cm ² /m	>	17.1 cm ² /m	OK
Asmín=	17.1	cm ² /m			
Ø5/4" =	7.92	cm ²			
S =	0.05	m			
USE: S =	0.05	m			
As real =	176	cm ² /m			
a =	0.2288	m/m			
ØMn=	555.8898	ton-m/m	>	491.02 ton-m/m	OK
COLOCAR ACERO:		Ø5/4" @0.05m			

Fuente: Elaboración propia

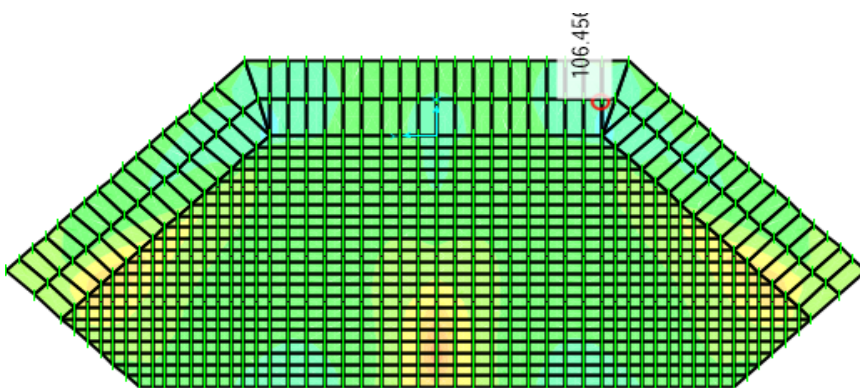


Figura 263: Momento seleccionado para cálculo de acero positivo vertical en zapata (eje local 2)

Fuente: Elaboración propia

Tabla 125: Cálculo de acero positivo vertical en zapata (eje local 2)

Mu (+) =	106.46				
ρ =	0.003187	/m			
As =	30.27356	cm ² /m	>	17.1 cm ² /m	OK
Asmín=	17.1	cm ² /m			
Ø1" =	5.1	cm ²			
S =	0.16846	m			
USE: S =	0.15	m			
As real =	34	cm ² /m			
a =	0.04421	m/m			
ØMn=	119.2530	ton-m/m	>	106.46 ton-m/m	OK
COLOCAR ACERO:	Ø1"@0.15m				

Fuente: Elaboración propia

b) Diseño por corte

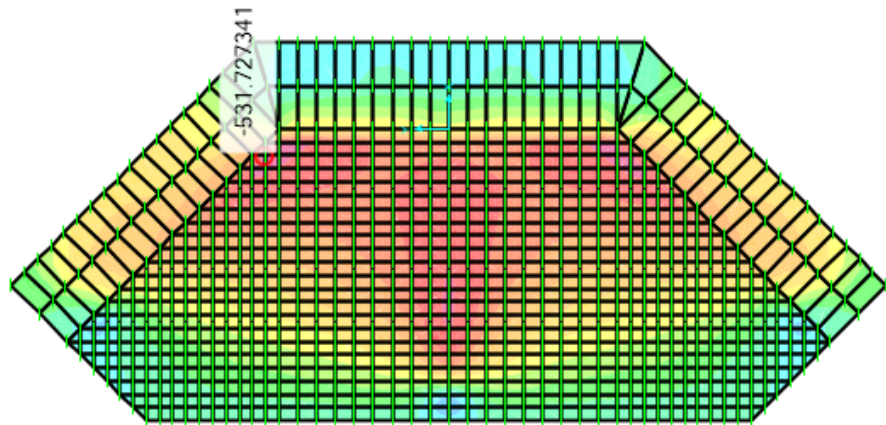


Figura 264: Cortante máximo en zapata (eje local 1)

Fuente: Elaboración propia

Tabla 126: Refuerzo por cortante en zapata (eje local 1)

ØVc =	83.4277	ton/m			
3+1est.Ø5/8"	Av=	14	cm ²		
	S =	0.1	m		
ØVs=	474.81	ton/m			
ØVn =	558.2377	>	Vu =	531.73 ton/m	OK
COLOCAR ACERO:	3 Est. Ø5/8"@0.10m +1 ramal de. Ø5/8"				

Fuente: Elaboración propia

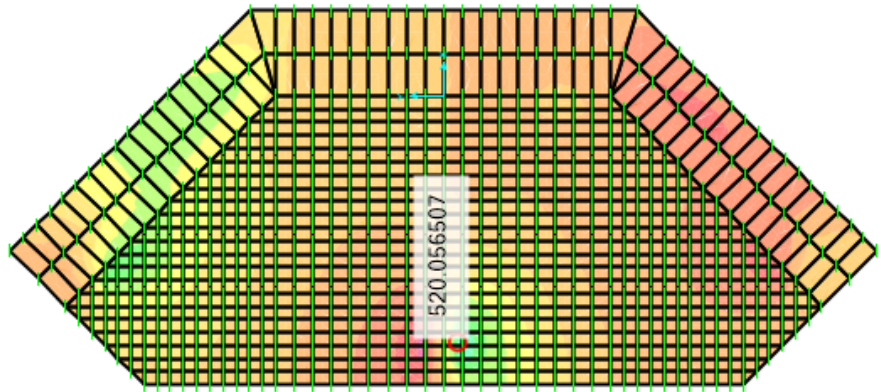


Figura 265: Cortante máximo en zapata (eje local 2)

Fuente: Elaboración propia

Tabla 127: Refuerzo por cortante en zapata (eje local 2)

$\emptyset V_c =$	83.4277	ton/m			
3+1est.Ø5/8"	$A_v =$	14	cm ²		
	$S =$	0.1	m		
$\emptyset V_s =$	474.81	ton/m			
$\emptyset V_n =$	558.2377	>	$V_u =$	520.06 ton/m	OK
COLOCAR ACERO:		3 Est. Ø5/8" @0.10m +1 ramal de. Ø5/8"			

Fuente: Elaboración propia

4.10.7.3.4. Diseño de contrafuerte

a) Diseño por flexión

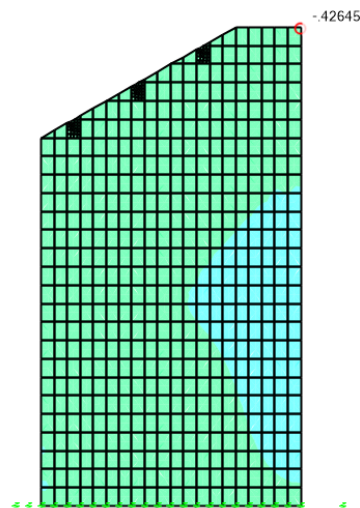


Figura 266: Momento seleccionado para cálculo de acero negativo horizontal de contrafuerte (eje local 1)

Fuente: Elaboración propia

Tabla 128: Cálculo de acero negativo horizontal en
contrafuerte (eje local 1)

Mu (-) =	0.43	ton-m/m			
ρ =	1.250E-05	/m			
As =	0.1187	cm2/m	>	17.1 cm2/m	NO CUMPL E
Asmín=	17.1	cm2/m			
Ø5/8" =	2	cm2			
S =	0.1169	m			
USE: S =	0.10	m			
As real =	20	cm2/m			
a =	0.02601	m/m			
ØMn=	70.8369	ton-m/m	>	0.43 ton- m/m	OK
COLOCAR ACERO:		Ø5/8" @0.10 m			

Fuente: Elaboración propia

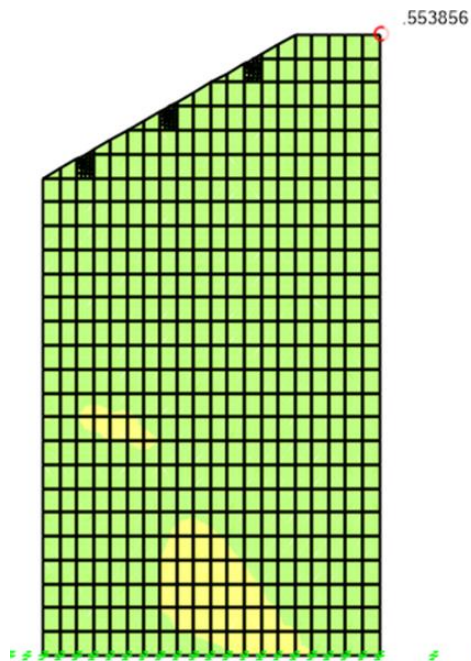


Figura 267: Momento seleccionado para cálculo de acero
positivo horizontal de contrafuerte (eje local 1)

Fuente: Elaboración propia

Tabla 129: Cálculo de acero positivo horizontal en
contrafuerte (eje local 1)

Mu (+) =					
$\rho =$	1.612E-05	/m			
As =	0.15317	cm ² /m	>	17.1 cm ² /m	NO CUMPLE
Asmín=	17.1	cm ² /m			
Ø5/8" =	2	cm ²			
S =	0.1169	m			
USE: S =	0.10	m			
As real =	20	cm ² /m			
a =	0.02601	m/m			
ØMn=	70.8369	ton-m/m	>	0.55ton-m/m	OK
COLOCAR ACERO:	Ø5/8"@0.10m				

Fuente: Elaboración propia

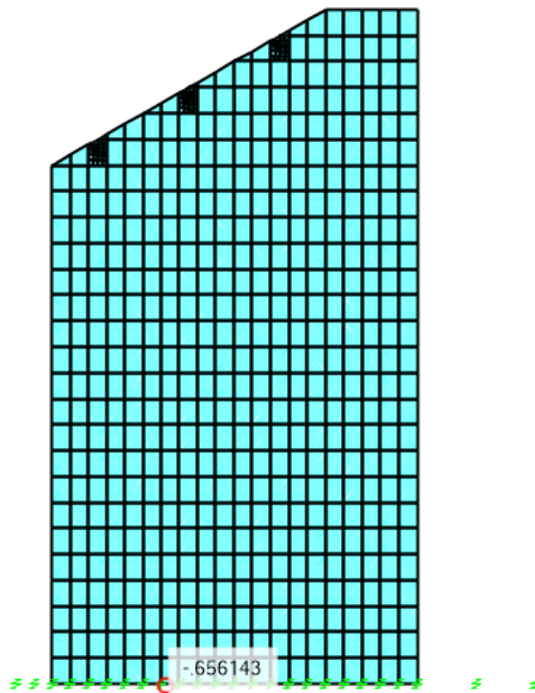


Figura 268: Momento seleccionado para cálculo de acero
negativo vertical de contrafuerte (eje local 2)

Fuente: Elaboración propia

Tabla 130: Cálculo de acero negativo vertical en contrafuerte
(eje local 2)

Mu (-) =	0.66	Ton-m/m			
ρ =	1.93E-05	/m			NO
As =	0.1838	cm ² /m	>	17.1 cm ² /m	CUMPLE
Asmín=	17.1	cm ² /m			
Ø5/8" =	2	cm ²			
S =	0.1169	m			
USE: S =	0.10	m			
As real =	20	cm ² /m			
a =	0.02601	m/m			
ØMn=	70.8369	ton-m/m	>	0.66 ton-m/m	OK
COLOCAR ACERO:	Ø5/8" @0.10m				

Fuente: Elaboración propia

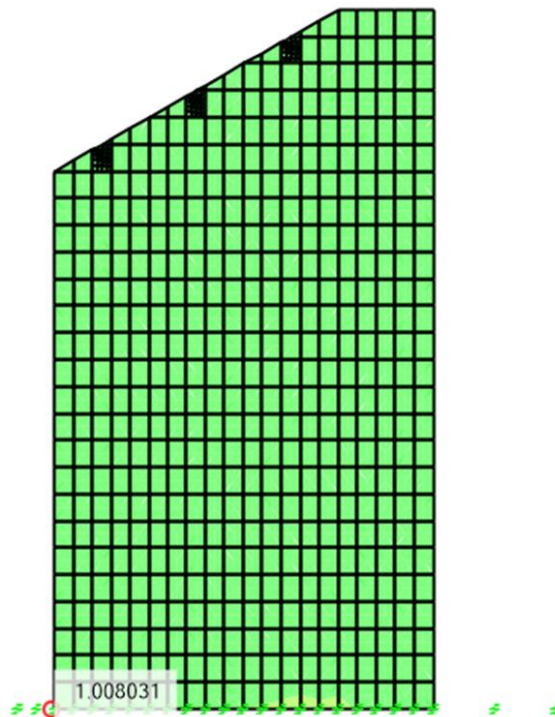


Figura 269: Momento seleccionado para cálculo de acero positivo vertical de contrafuerte (eje local 2)

Fuente: Elaboración propia

Tabla 131: Cálculo de acero positivo vertical en contrafuerte
(eje local 2)

Mu (+) =	1.01	Ton-m/m			
ρ =	2.96E-05	/m			
As =	0.2813	cm ² /m	>	17.1 cm ² /m	NO CUMPLE
Asmín=	17.1	cm ² /m			
Ø5/8" =	2	cm ²			
S =	0.1169	m			
USE: S =	0.10	m			
As real =	20	cm ² /m			
a =	0.02601	m/m			
ØMn=	70.8369	ton-m/m	>	1.01 ton-m/m	OK
COLOCAR ACERO:	Ø5/8" @ 0.10m				

Fuente: Elaboración propia

b) Diseño por corte

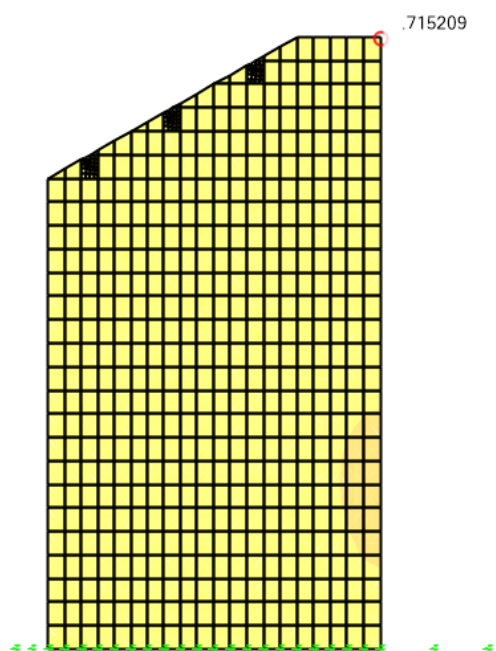


Figura 270: Cortante máximo en contrafuerte (eje local 1)

Fuente: Elaboración propia

$$\phi V_c = 83.428 \text{ ton/m} > V_u = 0.72 \text{ ton/m CUMPLE}$$

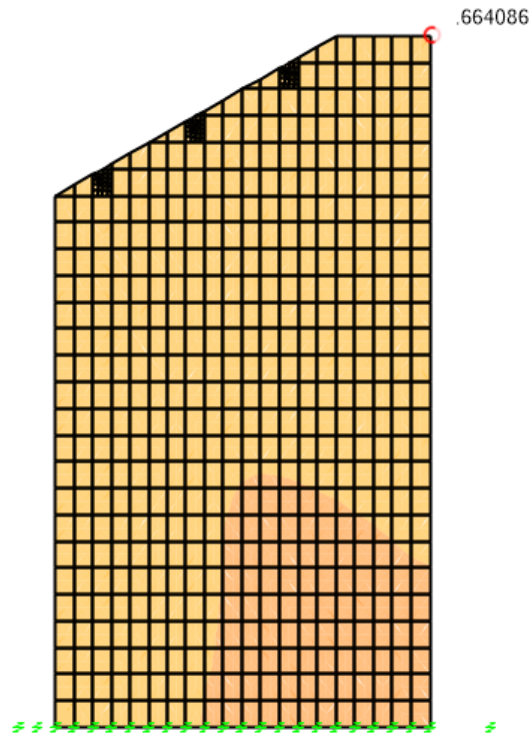


Figura 271: Cortante máximo en contrafuerte (eje local 1)

Fuente: Elaboración propia

$$\phi V_c = 83.428 \text{ ton/m} > V_u = 0.66 \text{ ton/m CUMPLE}$$

4.10.8. Diseño de grupo de pilotes

Para facilitar el diseño de grupo de pilotes se usó el software geotécnico GEO5.

- a) Se define la estructura que compromete a los pilotes en cuanto a su ubicación, el diámetro de los pilotes y las dimensiones del encepado.

Se modeló el pilote de 1.40 m de diámetro debido a que el espesor adicional de 10 cm es una equivalencia de la funda de acero de espesor $e=1/4"$.

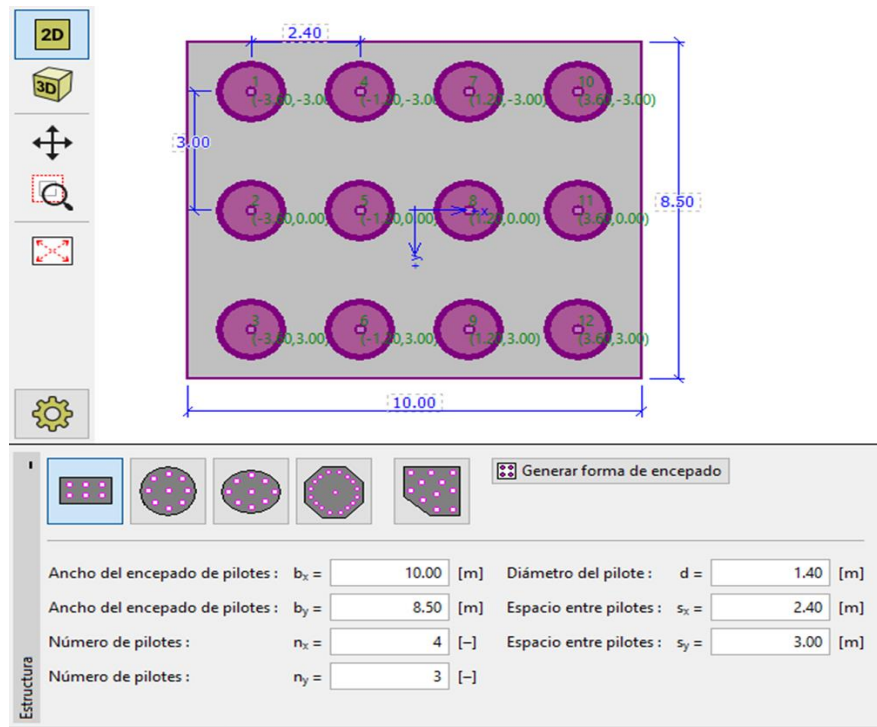


Figura 272: Asignación de características de los pilotes y encepado en software GEO5

Fuente: Elaboración propia

- b) Se define la geometría del grupo de pilotes, con la finalidad de designar el peralte del encepado.

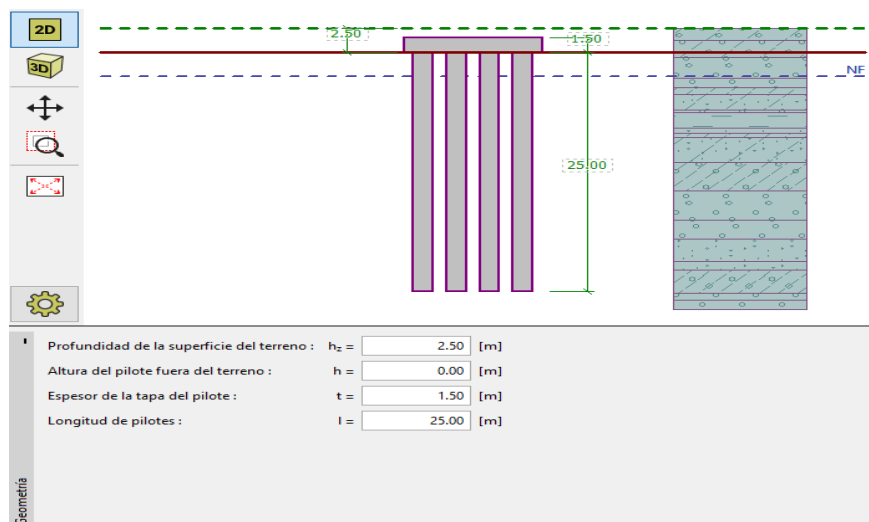


Figura 273: Asignación de geometría del grupo de pilotes en software GEO 5

Fuente: Elaboración propia

c) Definimos los materiales: Concreto y acero de refuerzo longitudinal y transversal.

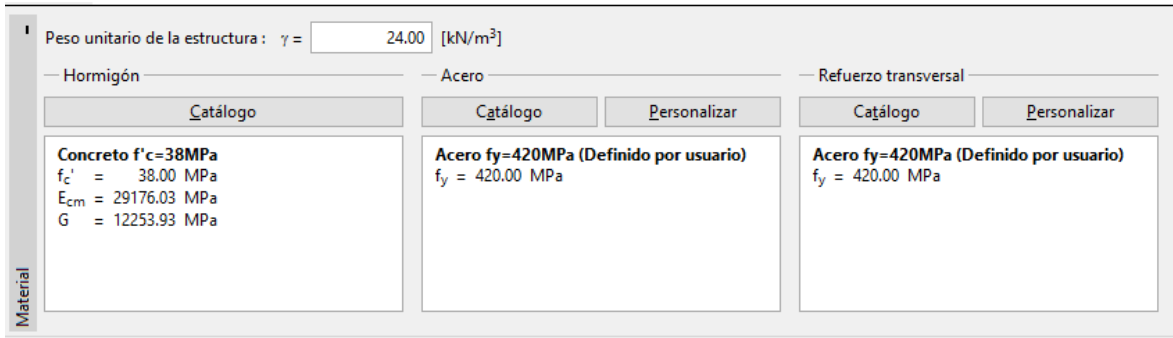


Figura 274: Asignación de características del concreto y acero de refuerzo en software GEO5

Fuente: Elaboración propia

d) Determinamos los valores de: carga axial, cara lateral y momentos como reacciones en el pilar.

Tabla 132: Factores de modificación de respuesta - Uniones

Unión	Todas las categorías
Superestructura - estribo	0.8
Juntas de expansión dentro de un tramo de la superestructura	0.8
Columnas, pilares de pilotes <ul style="list-style-type: none"> • Vigas cabecera o superestructura 	1.0
Columnas o pilares – fundaciones s	1.0

Fuente: Manual de puentes, 2018.

Para el diseño de los pilotes el espectro en cada dirección será afectado por el valor 1.

Joint Object	1147	Joint Element	1147
	1	2	3
Force	15941.182	-2719.627	6224.973
Moment	-647.004	-64188.6	-14861.59

Figura 275: Fuerzas considerando sismo en columna 1 XX

(kn)

Fuente: Elaboración propia

Joint Object	1149			Joint Element	1149		
	1			2		3	
Force	15941.182			2719.627		6224.973	
Moment	647.004			-64188.6		14861.591	

Figura 276: Fuerzas considerando sismo en columna 2 (kn)

Fuente: Elaboración propia

Joint Object	1147			Joint Element	1147		
	1			2		3	
Force	5505.48			-58.133		23.428	
Moment	-167.981			-137.069		-149.02	

Figura 277: Fuerzas no considerando sismo en columna 1 (kn)

Fuente: Elaboración propia

Joint Object	1149			Joint Element	1149		
	1			2		3	
Force	5505.48			58.133		23.428	
Moment	167.981			-137.069		149.02	

Figura 278: Fuerzas no considerando sismo en columna 2(kn)

Fuente: Elaboración propia

Tabla 133: Fuerzas aplicadas para el diseño de grupo de pilotes

Nombre de carga	N	Mx	My	Hx	Hy	Mz
	kN	kN-m	kN-m	kN	kN	kN-m
Combinación I	31882.36 4	0	0	12449.946	5439.25 4	0
Asentamientos	11010.96	0	0	0	0	0
Combinación II (Momento Pilote)	31882.36 4	128377. 2	29723.1 8	12449.946	5439.25 4	1294.00 8

Fuente: Elaboración propia

- e) Asignamos la profundidad del perfil estratigráfico del suelo en el que irán los pilotes.

Se asigno 19 estratos al suelo en el que irán los pilotes. Los perfiles fueron asumidos de acuerdo a análisis geológicos para el diseño de otros puentes, debido a la falta de información.

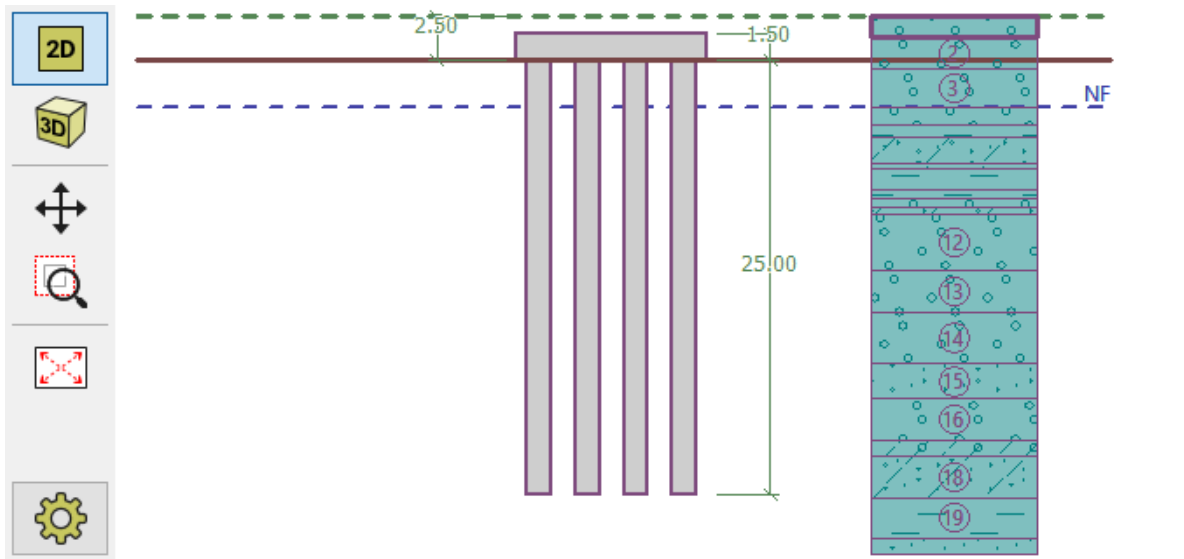


Figura 279: Perfil estratigráfico del suelo.

Fuente: Elaboración propia.

Capa	Espesor [m]	Suelo asignado
1	1.20	Grava Mal Graduada con Limo y A
2	1.80	Grava Mal Graduada (GP)(2)
3	2.20	Grava Mal Graduada (GP)(3)
4	1.00	Grava Mal Graduada (GP)(4)
5	0.75	Arcilla Ligera con Arena (CL)(5)
6	1.55	Arena Mal Graduada con Limo (SP)
7	0.30	Grava Mal Graduada (GP)(7)
8	1.20	Arcilla Ligera (CL)(8)
9	0.45	Arcilla Ligera con Arena (CL)(9)
10	0.55	Grava Arcillosa con Arena (GC)(10)

Figura 280: Asignación de espesor de estratos (capa 1-10)

Fuente: Elaboración propia

Capa	Espesor [m]	Suelo asignado
10	0.55	Grava Arcillosa con Arena (GC)(10)
11	0.40	Arena Limosa (SM)(11)
12	3.20	Grava Mal Graduada con Arena (G
13	2.40	Grava Mal Graduada con Arena (G
14	3.00	Grava Mal Graduada con Lima y A
15	2.00	Arena Mal Graduada (GP)(15)
16	2.40	Grava Arcillosa con Arena (GC)(10)
17	0.90	Limos con Grava (ML)(17)
18	2.40	Arena Limosa (SM)(11)
19	2.30	Arcilla Ligera (CL)(8)

Figura 281: Asignación de espesor de estratos (capa 11-19)

Fuente: Elaboración propia

Nro.	Nombre	
1	Grava Mal Graduada con Limo y Arer	<p>Grava Mal Graduada con Limo y Arena (GP-GM)(1)</p> <p>Peso unitario : $\gamma = 17.30 \text{ kN/m}^3$</p> <p>Resistencia al corte : $c_u = 0.50 \text{ kPa}$</p> <p>Constante de compresión : $C = 140.00$</p> <p>Módulo de deformación : $E_{def} = 45.00 \text{ MPa}$</p> <p>Peso unitario de suelo saturado : $\gamma_{sat} = 17.30 \text{ kN/m}^3$</p>
2	Grava Mal Graduada (GP)(2)	
3	Grava Mal Graduada (GP)(3)	
4	Grava Mal Graduada (GP)(4)	
5	Arcilla Ligera con Arena (CL)(5)	
6	Arena Mal Graduada con Limo (SP-SI	
7	Grava Mal Graduada (GP)(7)	
8	Arcilla Ligera (CL)(8)	
9	Arcilla Ligera con Arena (CL)(9)	
10	Grava Arcillosa con Arena (GC)(10)	
11	Arena Limosa (SM)(11)	

Figura 282: Propiedades del suelo del estrato 1

Fuente: Elaboración propia

Nro.	Nombre	
1	Grava Mal Graduada con Limo y Arer	<p>Grava Mal Graduada (GP)(2)</p> <p>Peso unitario : $\gamma = 17.30 \text{ kN/m}^3$</p> <p>Resistencia al corte : $c_u = 0.50 \text{ kPa}$</p> <p>Constante de compresión : $C = 142.00$</p> <p>Módulo de deformación : $E_{def} = 38.00 \text{ MPa}$</p> <p>Peso unitario de suelo saturado : $\gamma_{sat} = 17.30 \text{ kN/m}^3$</p>
2	Grava Mal Graduada (GP)(2)	
3	Grava Mal Graduada (GP)(3)	
4	Grava Mal Graduada (GP)(4)	
5	Arcilla Ligera con Arena (CL)(5)	
6	Arena Mal Graduada con Limo (SP-SI	
7	Grava Mal Graduada (GP)(7)	
8	Arcilla Ligera (CL)(8)	
9	Arcilla Ligera con Arena (CL)(9)	
10	Grava Arcillosa con Arena (GC)(10)	
11	Arena Limosa (SM)(11)	

Figura 283: Propiedades del suelo del estrato 2

Fuente: Elaboración propia

Nro.	Nombre	
1	Grava Mal Graduada con Limo y Arer	▲
2	Grava Mal Graduada (GP)(2)	
▶	3 Grava Mal Graduada (GP)(3)	
4	Grava Mal Graduada (GP)(4)	
5	Arcilla Ligera con Arena (CL)(5)	
6	Arena Mal Graduada con Limo (SP-SI)	
7	Grava Mal Graduada (GP)(7)	
8	Arcilla Ligera (CL)(8)	
9	Arcilla Ligera con Arena (CL)(9)	
10	Grava Arcillosa con Arena (GC)(10)	
11	Arena Limosa (SM)(11)	▼

Grava Mal Graduada (GP)(3)	
Peso unitario :	$\gamma = 17.30 \text{ kN/m}^3$
Resistencia al corte :	$c_u = 0.50 \text{ kPa}$
Constante de compresión :	$C = 145.00$
Módulo de deformación :	$E_{def} = 45.00 \text{ MPa}$
Peso unitario de suelo saturado :	$\gamma_{sat} = 17.30 \text{ kN/m}^3$

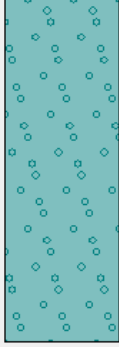


Figura 284: Propiedades del suelo del estrato 3

Fuente: Elaboración propia

Nro.	Nombre	
1	Grava Mal Graduada con Limo y Arer	▲
2	Grava Mal Graduada (GP)(2)	
3	Grava Mal Graduada (GP)(3)	
▶	4 Grava Mal Graduada (GP)(4)	
5	Arcilla Ligera con Arena (CL)(5)	
6	Arena Mal Graduada con Limo (SP-SI)	
7	Grava Mal Graduada (GP)(7)	
8	Arcilla Ligera (CL)(8)	
9	Arcilla Ligera con Arena (CL)(9)	
10	Grava Arcillosa con Arena (GC)(10)	
11	Arena Limosa (SM)(11)	▼

Grava Mal Graduada (GP)(4)	
Peso unitario :	$\gamma = 17.30 \text{ kN/m}^3$
Resistencia al corte :	$c_u = 0.50 \text{ kPa}$
Constante de compresión :	$C = 148.00$
Módulo de deformación :	$E_{def} = 47.00 \text{ MPa}$
Peso unitario de suelo saturado :	$\gamma_{sat} = 17.30 \text{ kN/m}^3$




Figura 285: Propiedades del suelo del estrato 4

Fuente: Elaboración propia

Nro.	Nombre	
1	Grava Mal Graduada con Limo y Arer	▲
2	Grava Mal Graduada (GP)(2)	
3	Grava Mal Graduada (GP)(3)	
4	Grava Mal Graduada (GP)(4)	
▶	5 Arcilla Ligera con Arena (CL)(5)	
6	Arena Mal Graduada con Limo (SP-SI)	
7	Grava Mal Graduada (GP)(7)	
8	Arcilla Ligera (CL)(8)	
9	Arcilla Ligera con Arena (CL)(9)	
10	Grava Arcillosa con Arena (GC)(10)	
11	Arena Limosa (SM)(11)	▼

Arcilla Ligera con Arena (CL)(5)	
Peso unitario :	$\gamma = 17.30 \text{ kN/m}^3$
Resistencia al corte :	$c_u = 90.00 \text{ kPa}$
Constante de compresión :	$C = 50.00$
Módulo de deformación :	$E_{def} = 2.50 \text{ MPa}$
Peso unitario de suelo saturado :	$\gamma_{sat} = 17.30 \text{ kN/m}^3$

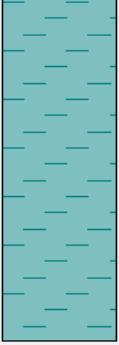


Figura 286: Propiedades del suelo del estrato 5

Fuente: Elaboración propia

Nro.	Nombre			
1	Grava Mal Graduada con Limo y Arer	▲	Arena Mal Graduada con Limo (SP-SM)(6) Peso unitario : $\gamma = 17.30 \text{ kN/m}^3$ Resistencia al corte : $c_u = 80.00 \text{ kPa}$ Constante de compresión : $C = 40.00$ Módulo de deformación : $E_{def} = 2.10 \text{ MPa}$ Peso unitario de suelo saturado : $\gamma_{sat} = 17.30 \text{ kN/m}^3$	
2	Grava Mal Graduada (GP)(2)			
3	Grava Mal Graduada (GP)(3)			
4	Grava Mal Graduada (GP)(4)			
5	Arcilla Ligera con Arena (CL)(5)			
▶	Arena Mal Graduada con Limo (SP-SM)(6)			
7	Grava Mal Graduada (GP)(7)			
8	Arcilla Ligera (CL)(8)			
9	Arcilla Ligera con Arena (CL)(9)			
10	Grava Arcillosa con Arena (GC)(10)			
11	Arena Limosa (SM)(11)	▼		

Figura 287: Propiedades del suelo del estrato 6

Fuente: Elaboración propia

Nro.	Nombre			
1	Grava Mal Graduada con Limo y Arer	▲	Grava Mal Graduada (GP)(7) Peso unitario : $\gamma = 17.30 \text{ kN/m}^3$ Resistencia al corte : $c_u = 0.50 \text{ kPa}$ Constante de compresión : $C = 146.00$ Módulo de deformación : $E_{def} = 50.00 \text{ MPa}$ Peso unitario de suelo saturado : $\gamma_{sat} = 17.30 \text{ kN/m}^3$	
2	Grava Mal Graduada (GP)(2)			
3	Grava Mal Graduada (GP)(3)			
4	Grava Mal Graduada (GP)(4)			
5	Arcilla Ligera con Arena (CL)(5)			
6	Arena Mal Graduada con Limo (SP-SM)(6)			
▶	Grava Mal Graduada (GP)(7)			
8	Arcilla Ligera (CL)(8)			
9	Arcilla Ligera con Arena (CL)(9)			
10	Grava Arcillosa con Arena (GC)(10)			
11	Arena Limosa (SM)(11)	▼		

Figura 288: Propiedades del suelo del estrato 7

Fuente: Elaboración propia

Nro.	Nombre			
1	Grava Mal Graduada con Limo y Arer	▲	Arcilla Ligera (CL)(8) Peso unitario : $\gamma = 18.30 \text{ kN/m}^3$ Resistencia al corte : $c_u = 100.00 \text{ kPa}$ Constante de compresión : $C = 25.00$ Módulo de deformación : $E_{def} = 2.25 \text{ MPa}$ Peso unitario de suelo saturado : $\gamma_{sat} = 18.30 \text{ kN/m}^3$	
2	Grava Mal Graduada (GP)(2)			
3	Grava Mal Graduada (GP)(3)			
4	Grava Mal Graduada (GP)(4)			
5	Arcilla Ligera con Arena (CL)(5)			
6	Arena Mal Graduada con Limo (SP-SM)(6)			
7	Grava Mal Graduada (GP)(7)			
▶	Arcilla Ligera (CL)(8)			
9	Arcilla Ligera con Arena (CL)(9)			
10	Grava Arcillosa con Arena (GC)(10)			
11	Arena Limosa (SM)(11)	▼		

Figura 289: Propiedades del suelo del estrato 8

Fuente: Elaboración propia

Nro.	Nombre	
1	Grava Mal Graduada con Limo y Arer	▲
2	Grava Mal Graduada (GP)(2)	
3	Grava Mal Graduada (GP)(3)	
4	Grava Mal Graduada (GP)(4)	
5	Arcilla Ligera con Arena (CL)(5)	
6	Arena Mal Graduada con Limo (SP-SI)	
7	Grava Mal Graduada (GP)(7)	
8	Arcilla Ligera (CL)(8)	
▶	Arcilla Ligera con Arena (CL)(9)	
10	Grava Arcillosa con Arena (GC)(10)	
11	Arena Limosa (SM)(11)	▼

Arcilla Ligera con Arena (CL)(9)

Peso unitario : $\gamma = 18.30 \text{ kN/m}^3$

Resistencia al corte : $c_u = 80.00 \text{ kPa}$

Constante de compresión : $C = 40.00$

Módulo de deformación : $E_{def} = 3.50 \text{ MPa}$

Peso unitario de suelo saturado : $\gamma_{sat} = 18.30 \text{ kN/m}^3$




Figura 290: Propiedades del suelo del estrato 9

Fuente: Elaboración propia

Nro.	Nombre	
1	Grava Mal Graduada con Limo y Arer	▲
2	Grava Mal Graduada (GP)(2)	
3	Grava Mal Graduada (GP)(3)	
4	Grava Mal Graduada (GP)(4)	
5	Arcilla Ligera con Arena (CL)(5)	
6	Arena Mal Graduada con Limo (SP-SI)	
7	Grava Mal Graduada (GP)(7)	
8	Arcilla Ligera (CL)(8)	
9	Arcilla Ligera con Arena (CL)(9)	
▶	Grava Arcillosa con Arena (GC)(10)	
11	Arena Limosa (SM)(11)	▼

Grava Arcillosa con Arena (GC)(10)

Peso unitario : $\gamma = 18.30 \text{ kN/m}^3$

Resistencia al corte : $c_u = 0.50 \text{ kPa}$

Constante de compresión : $C = 100.00$

Módulo de deformación : $E_{def} = 50.00 \text{ MPa}$

Peso unitario de suelo saturado : $\gamma_{sat} = 18.30 \text{ kN/m}^3$

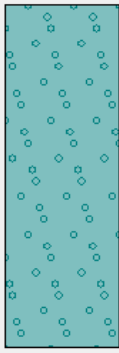


Figura 291: Propiedades del suelo del estrato 10

Fuente: Elaboración propia

Nro.	Nombre	
9	Arcilla Ligera con Arena (CL)(9)	▲
10	Grava Arcillosa con Arena (GC)(10)	
▶	Arena Limosa (SM)(11)	
12	Grava Mal Graduada con Arena (GP)(
13	Grava Mal Graduada con Arena (GP)(
14	Grava Mal Graduada con Lima y Aren	
15	Arena Mal Graduada (GP)(15)	
16	Arena Mal Graduada (GP)(16)	
17	Limos con Grava (ML)(17)	
18	Grava Mal Graduada con Limo (GP-G	
19	Grava Mal Graduada con Limo (GP-G	▼

Arena Limosa (SM)(11)

Peso unitario : $\gamma = 18.30 \text{ kN/m}^3$

Resistencia al corte : $c_u = 90.00 \text{ kPa}$

Constante de compresión : $C = 20.00$

Módulo de deformación : $E_{def} = 3.00 \text{ MPa}$

Peso unitario de suelo saturado : $\gamma_{sat} = 18.30 \text{ kN/m}^3$

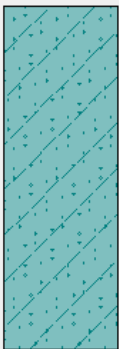


Figura 292: Propiedades del suelo del estrato 11

Fuente: Elaboración propia

Nro.	Nombre		
9	Arcilla Ligera con Arena (CL)(9)	▲	Grava Mal Graduada con Arena (GP)(12) Peso unitario : $\gamma = 18.30 \text{ kN/m}^3$ Resistencia al corte : $c_u = 0.50 \text{ kPa}$ Constante de compresión : $C = 145.00$ Módulo de deformación : $E_{def} = 43.00 \text{ MPa}$ Peso unitario de suelo saturado : $\gamma_{sat} = 18.30 \text{ kN/m}^3$
10	Grava Arcillosa con Arena (GC)(10)		
11	Arena Limosa (SM)(11)		
▶	Grava Mal Graduada con Arena (GP)(12)		
13	Grava Mal Graduada con Arena (GP)(13)		
14	Grava Mal Graduada con Lima y Arena (GP-GM)(14)		
15	Arena Mal Graduada (GP)(15)		
16	Arena Mal Graduada (GP)(16)		
17	Limos con Grava (ML)(17)		
18	Grava Mal Graduada con Limo (GP-G)(18)		
19	Grava Mal Graduada con Limo (GP-G)(19)	▼	

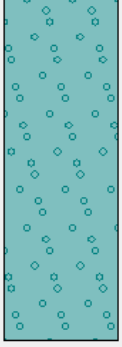


Figura 293: Propiedades del suelo del estrato 12

Fuente: Elaboración propia

Nro.	Nombre		
9	Arcilla Ligera con Arena (CL)(9)	▲	Grava Mal Graduada con Arena (GP)(13) Peso unitario : $\gamma = 19.50 \text{ kN/m}^3$ Resistencia al corte : $c_u = 0.50 \text{ kPa}$ Constante de compresión : $C = 150.00$ Módulo de deformación : $E_{def} = 40.00 \text{ MPa}$ Peso unitario de suelo saturado : $\gamma_{sat} = 19.50 \text{ kN/m}^3$
10	Grava Arcillosa con Arena (GC)(10)		
11	Arena Limosa (SM)(11)		
▶	Grava Mal Graduada con Arena (GP)(13)		
14	Grava Mal Graduada con Lima y Arena (GP-GM)(14)		
15	Arena Mal Graduada (GP)(15)		
16	Arena Mal Graduada (GP)(16)		
17	Limos con Grava (ML)(17)		
18	Grava Mal Graduada con Limo (GP-G)(18)		
19	Grava Mal Graduada con Limo (GP-G)(19)	▼	

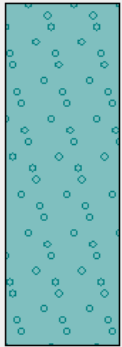


Figura 294: Propiedades del suelo del estrato 13

Fuente: Elaboración propia

Nro.	Nombre		
9	Arcilla Ligera con Arena (CL)(9)	▲	Grava Mal Graduada con Lima y Arena (GP-GM)(14) Peso unitario : $\gamma = 19.90 \text{ kN/m}^3$ Resistencia al corte : $c_u = 0.50 \text{ kPa}$ Constante de compresión : $C = 130.00$ Módulo de deformación : $E_{def} = 60.00 \text{ MPa}$ Peso unitario de suelo saturado : $\gamma_{sat} = 19.90 \text{ kN/m}^3$
10	Grava Arcillosa con Arena (GC)(10)		
11	Arena Limosa (SM)(11)		
12	Grava Mal Graduada con Arena (GP)(12)		
13	Grava Mal Graduada con Arena (GP)(13)		
▶	Grava Mal Graduada con Lima y Arena (GP-GM)(14)		
15	Arena Mal Graduada (GP)(15)		
16	Arena Mal Graduada (GP)(16)		
17	Limos con Grava (ML)(17)		
18	Grava Mal Graduada con Limo (GP-G)(18)		
19	Grava Mal Graduada con Limo (GP-G)(19)	▼	

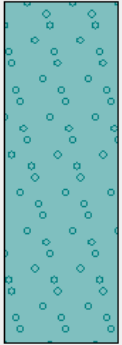


Figura 295: Propiedades del suelo del estrato 14

Fuente: Elaboración propia

Nro.	Nombre		
9	Arcilla Ligera con Arena (CL)(9)	▲	Arena Mal Graduada (GP)(15) Peso unitario : $\gamma = 19.90 \text{ kN/m}^3$ Resistencia al corte : $c_u = 90.00 \text{ kPa}$ Constante de compresión : $C = 25.00$ Módulo de deformación : $E_{def} = 5.00 \text{ MPa}$ Peso unitario de suelo saturado : $\gamma_{sat} = 19.90 \text{ kN/m}^3$
10	Grava Arcillosa con Arena (GC)(10)		
11	Arena Limosa (SM)(11)		
12	Grava Mal Graduada con Arena (GP)(12)		
13	Grava Mal Graduada con Arena (GP)(13)		
14	Grava Mal Graduada con Lima y Arena (GM)(14)		
▶	Arena Mal Graduada (GP)(15)		
16	Arena Mal Graduada (GP)(16)		
17	Limos con Grava (ML)(17)		
18	Grava Mal Graduada con Limo (GP-G)(18)		
19	Grava Mal Graduada con Limo (GP-G)(19)	▼	

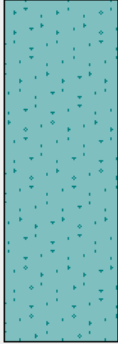


Figura 296: Propiedades del suelo del estrato 15

Fuente: Elaboración propia

Nro.	Nombre		
9	Arcilla Ligera con Arena (CL)(9)	▲	Arena Mal Graduada (GP)(16) Peso unitario : $\gamma = 19.90 \text{ kN/m}^3$ Resistencia al corte : $c_u = 110.00 \text{ kPa}$ Constante de compresión : $C = 23.00$ Módulo de deformación : $E_{def} = 4.50 \text{ MPa}$ Peso unitario de suelo saturado : $\gamma_{sat} = 19.90 \text{ kN/m}^3$
10	Grava Arcillosa con Arena (GC)(10)		
11	Arena Limosa (SM)(11)		
12	Grava Mal Graduada con Arena (GP)(12)		
13	Grava Mal Graduada con Arena (GP)(13)		
14	Grava Mal Graduada con Lima y Arena (GM)(14)		
15	Arena Mal Graduada (GP)(15)		
▶	Arena Mal Graduada (GP)(16)		
17	Limos con Grava (ML)(17)		
18	Grava Mal Graduada con Limo (GP-G)(18)		
19	Grava Mal Graduada con Limo (GP-G)(19)	▼	




Figura 297: Propiedades del suelo del estrato 16

Fuente: Elaboración propia

Nro.	Nombre		
9	Arcilla Ligera con Arena (CL)(9)	▲	Limos con Grava (ML)(17) Peso unitario : $\gamma = 20.10 \text{ kN/m}^3$ Resistencia al corte : $c_u = 95.00 \text{ kPa}$ Constante de compresión : $C = 150.00$ Módulo de deformación : $E_{def} = 2.25 \text{ MPa}$ Peso unitario de suelo saturado : $\gamma_{sat} = 20.10 \text{ kN/m}^3$
10	Grava Arcillosa con Arena (GC)(10)		
11	Arena Limosa (SM)(11)		
12	Grava Mal Graduada con Arena (GP)(12)		
13	Grava Mal Graduada con Arena (GP)(13)		
14	Grava Mal Graduada con Lima y Arena (GM)(14)		
15	Arena Mal Graduada (GP)(15)		
16	Arena Mal Graduada (GP)(16)		
▶	Limos con Grava (ML)(17)		
18	Grava Mal Graduada con Limo (GP-G)(18)		
19	Grava Mal Graduada con Limo (GP-G)(19)	▼	

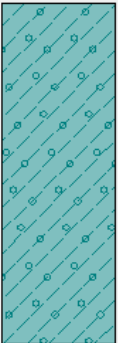


Figura 298: Propiedades del suelo del estrato 17

Fuente: Elaboración propia

Nro.	Nombre		
9	Arcilla Ligera con Arena (CL)(9)	▲	Grava Mal Graduada con Limo (GP-GM)(18) Peso unitario : $\gamma = 20.10 \text{ kN/m}^3$ Resistencia al corte : $c_u = 0.50 \text{ kPa}$ Constante de compresión : $C = 110.00$ Módulo de deformación : $E_{def} = 58.00 \text{ MPa}$ Peso unitario de suelo saturado : $\gamma_{sat} = 20.10 \text{ kN/m}^3$
10	Grava Arcillosa con Arena (GC)(10)		
11	Arena Limosa (SM)(11)		
12	Grava Mal Graduada con Arena (GP)(12)		
13	Grava Mal Graduada con Arena (GP)(13)		
14	Grava Mal Graduada con Lima y Arena (GM)(14)		
15	Arena Mal Graduada (GP)(15)		
16	Arena Mal Graduada (GP)(16)		
17	Limos con Grava (ML)(17)		
▶	18 Grava Mal Graduada con Limo (GP-G)		
▼	19 Grava Mal Graduada con Limo (GP-G)		

Figura 299: Propiedades del suelo del estrato 18

Fuente: Elaboración propia

Nro.	Nombre		
9	Arcilla Ligera con Arena (CL)(9)	▲	Grava Mal Graduada con Limo (GP-GM)(19) Peso unitario : $\gamma = 20.40 \text{ kN/m}^3$ Resistencia al corte : $c_u = 0.50 \text{ kPa}$ Constante de compresión : $C = 150.00$ Módulo de deformación : $E_{def} = 50.00 \text{ MPa}$ Peso unitario de suelo saturado : $\gamma_{sat} = 20.40 \text{ kN/m}^3$
10	Grava Arcillosa con Arena (GC)(10)		
11	Arena Limosa (SM)(11)		
12	Grava Mal Graduada con Arena (GP)(12)		
13	Grava Mal Graduada con Arena (GP)(13)		
14	Grava Mal Graduada con Lima y Arena (GM)(14)		
15	Arena Mal Graduada (GP)(15)		
16	Arena Mal Graduada (GP)(16)		
17	Limos con Grava (ML)(17)		
18	Grava Mal Graduada con Limo (GP-G)		
▶	19 Grava Mal Graduada con Limo (GP-G)		

Figura 300: Propiedades del suelo del estrato 19

Fuente: Elaboración propia

f) Asignación de nivel de napa freática a 5.00 m de profundidad

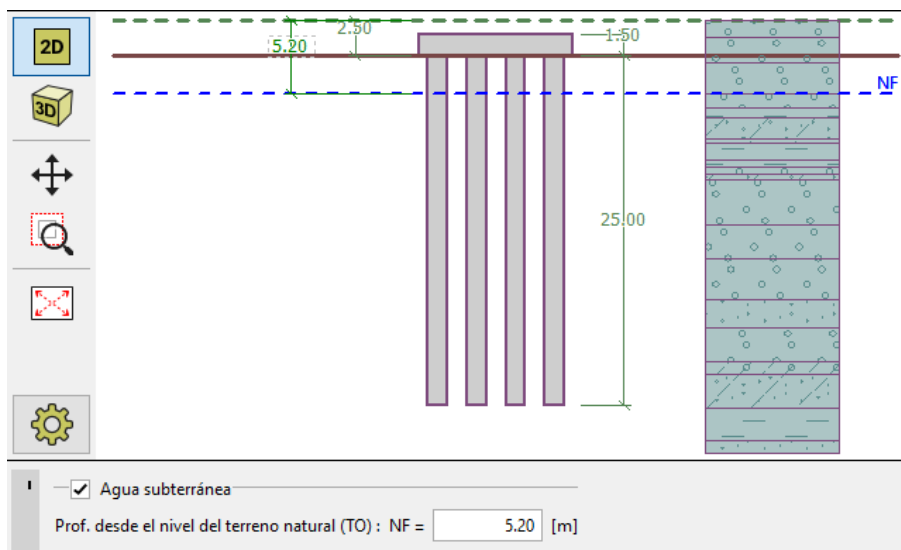


Figura 301: Asignación de nivel de napa freática

Fuente: Elaboración propia

g) Demanda en el grupo de pilotes

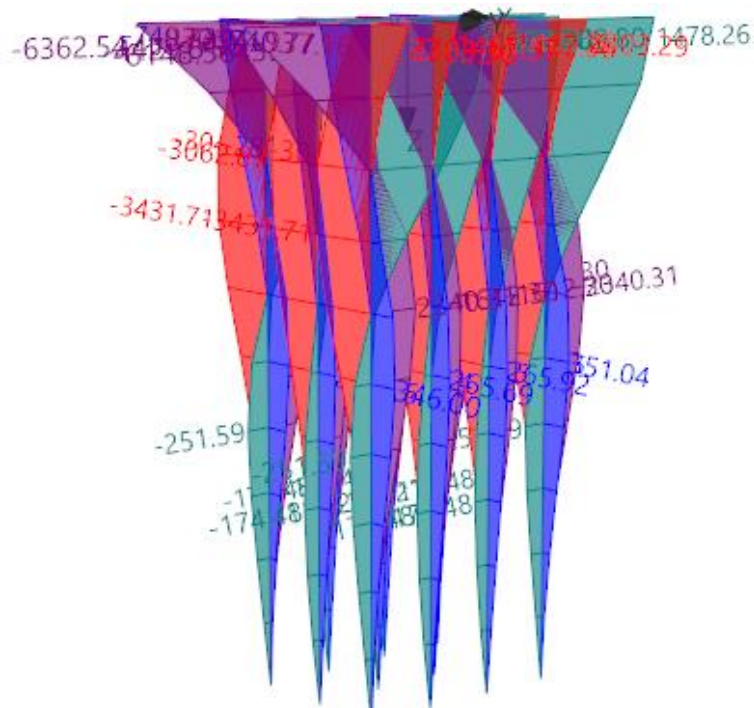


Figura 302: Diagrama de demanda del grupo de pilotes
Fuente: Elaboración propia

h) Diagrama de fuerzas: Normal, Cortante y Momento

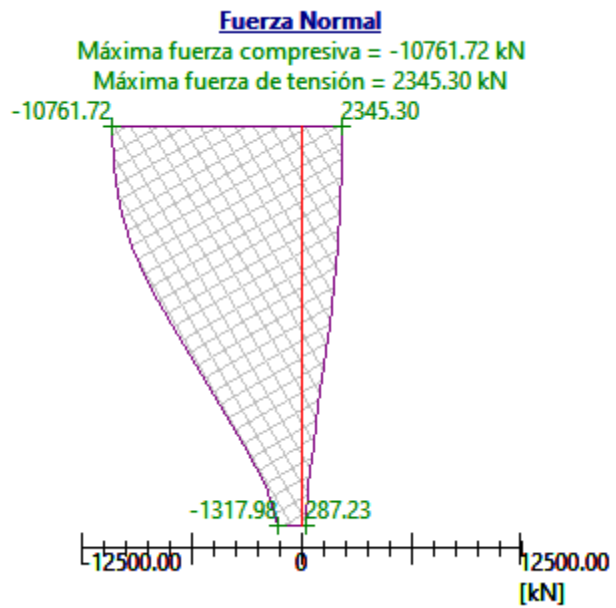


Figura 303: Diagrama de fuerza Normal en grupo de pilotes
Fuente: Elaboración propia

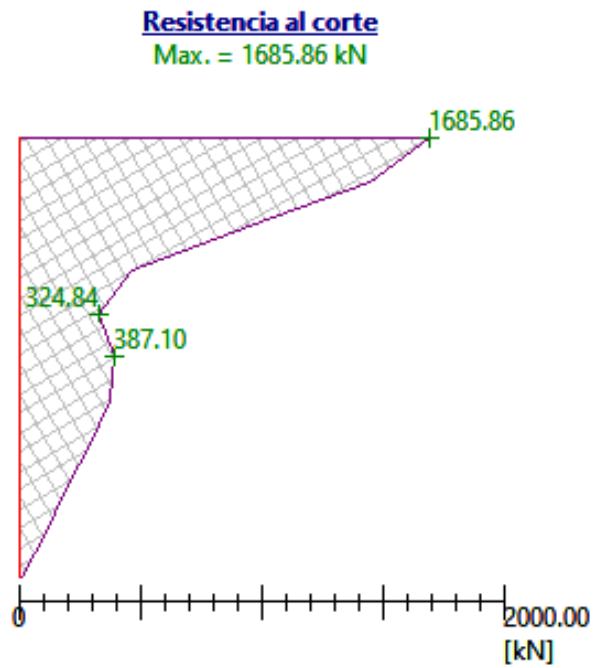


Figura 304: Diagrama de resistencia al corte de grupo de pilotes

Fuente: Elaboración propia

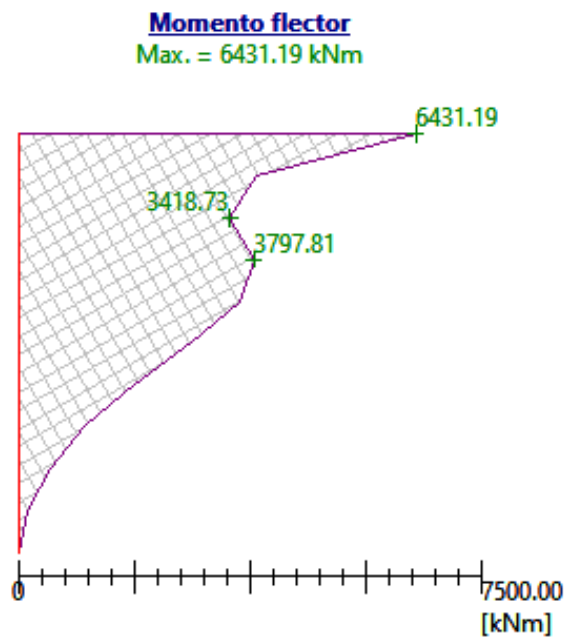


Figura 305: Diagrama de Momento flector de grupo de pilotes

Fuente: Elaboración propia

Dimensionamiento: [1]

Resultados: Mostrar resultados:

Refuerzo del pilote

Nro. de barras: [pcs] Refuerzo de corte

Recubrimiento: [mm] Barra Nro.:

Barra Nro.: Perfil: [mm]

Perfil: [mm] Espaciado: [mm]

Índice de ref.:

Resultados

Capacidad portante del pilote CORTE : **ACEPTABLE** (99.2%)

Capacidad portante del pilote FLEXION + COMPR. : **ACEPTABLE** (99.0%)

Relación de refuerzo : **ACEPTABLE** (41.6%)

Figura 306: Verificación de grupo de pilotes por resistencia al corte y flexión

Fuente: Elaboración propia

4.10.9. Diseño de encepado

4.10.9.1. Diseño de encepado por flexión

Características de los materiales:

$$f'c = 380 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$\phi \text{ Corte} = 0.85$$

$$\phi \text{ Flexión} = 0.9$$

Formulas usadas:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'c b}$$

$$\rho = \frac{0.85 f'c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85 f'c}} \right)$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2}$$

a) Diseño de acero superior de encepado

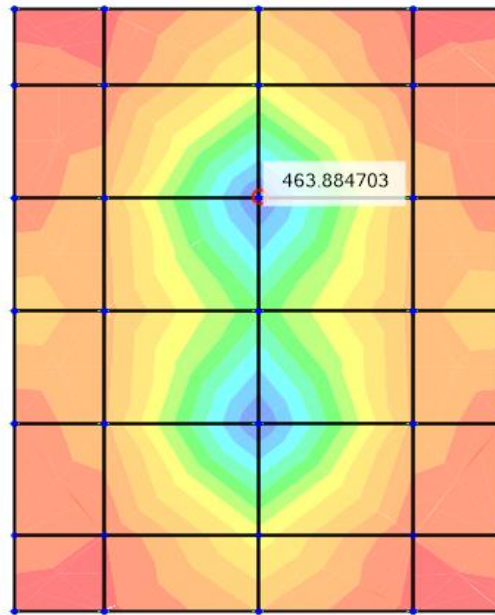


Figura 307: Momento seleccionado para diseño de acero superior longitudinal de encepado en la dirección XX

Fuente: Elaboración propia

Tabla 134: Cálculo de acero superior longitudinal de encepado en la dirección XX

Mu (+) =	463.88	Ton-m/m			
ρ =	0.0063	/m			
As =	89.798	cm ² /m	>	25.65 cm ² /m	OK
Asmín=	25.65	cm ² /m			
Ø1" =	5.1	cm ²			
S =	0.05679	m			
USE: S =	0.055	m			
As real =	92.7273	cm ² /m			
a =	0.1206	m/m			
ØMn=	478.3443	ton-m/m	>	463.88 ton-m/m	OK
COLOCAR ACERO:	Ø1"@0.055m				

Fuente: Elaboración propia

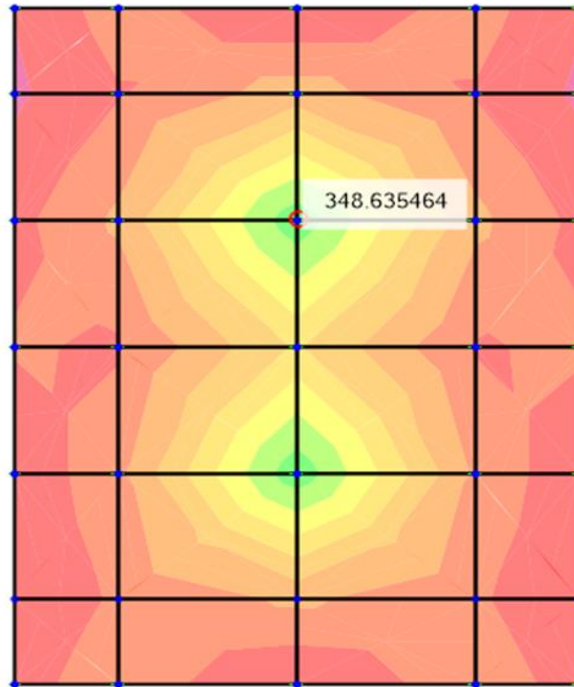


Figura 308: Momento seleccionado para diseño de acero superior longitudinal de encepado en la dirección YY

Fuente: Elaboración propia

Tabla 135: Cálculo de acero superior longitudinal de encepado en la dirección YY

Mu (+) =	348.64	Ton-m/m			
ρ =	0.00468	/m			
As =	66.7571	cm ² /m	>	25.65 cm ² /m	OK
Asmín=	25.65	cm ² /m			
Ø1" =	5.1	cm ²			
S =	0.07639	m			
USE: S =	0.075	m			
As real =	68	cm ² /m			
a =	0.0884	m/m			
ØMn=	354.9181	ton-m/m	>	348.64 ton-m/m	OK
COLOCAR ACERO:	Ø1"@0.075m				

Fuente: Elaboración propia

b) Diseño de acero inferior de encepado

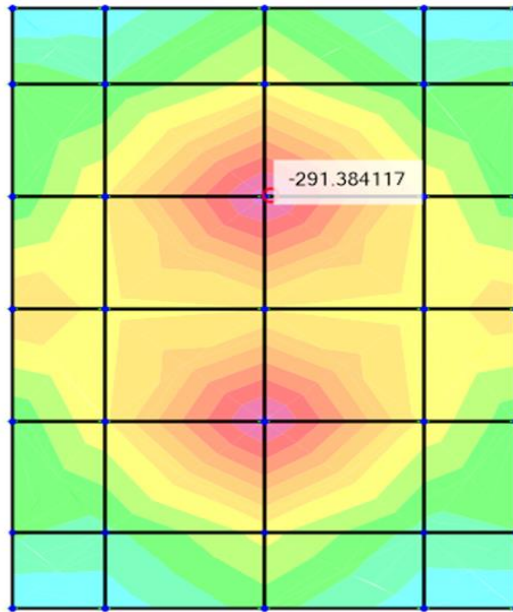


Figura 309: Momento seleccionado para diseño de acero inferior longitudinal de encepado en la dirección XX

Fuente: Elaboración propia

Tabla 136: Cálculo de acero inferior longitudinal de encepado en la dirección XX

Mu (-) =	291.38	Ton-m/m			
ρ =	0.00389	/m			
As =	55.4998	cm ² /m	>	25.65 cm ² /m	OK
Asmín=	25.65	cm ² /m			
Ø1" =	5.1	cm ²			
S =	0.092	m			
USE: S =	0.090	m			
As real =	56.6667	cm ² /m			
a =	0.07368	m/m			
ØMn=	297.3434	ton-m/m	>	291.38 ton-m/m	OK
COLOCAR ACERO:	Ø1" @ 0.09m				

Fuente: Elaboración propia

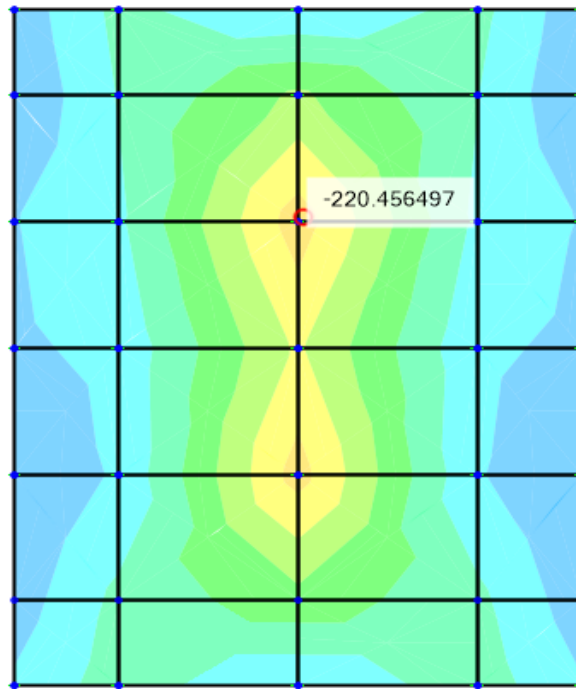


Figura 310: Momento seleccionado para diseño de acero inferior longitudinal de encepado en la dirección YY

Fuente: Elaboración propia

Tabla 137: Cálculo de acero inferior longitudinal de encepado en la dirección YY

Mu (-) =	220.46	ton-m/m			
ρ =	0.00293	/m			
As =	41.7417	cm ² /m	>	25.65 cm ² /m	OK
Asmín=	25.65	cm ² /m			
Ø1" =	5.1	cm ²			
S =	0.122	m			
USE: S =	0.100	m			
As real =	51	cm ² /m			
a =	0.06632	m/m			
ØMn=	268.3193	ton-m/m	>	220.56 ton-m/m	OK
COLOCAR ACERO:	Ø1" @0.10m				

Fuente: Elaboración propia

4.10.9.2. Diseño de encepado por corte

a) Diseño por corte en la dirección XX.

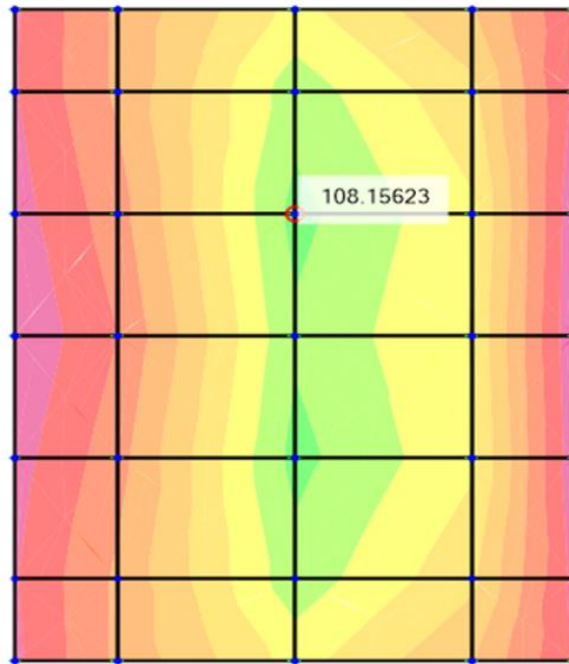


Figura 311: Cortante máximo en encepado en la dirección XX

Fuente: Elaboración propia

Tabla 138: Cálculo de refuerzo por cortante en la dirección XX

$\phi V_c =$	125.1415	ton/m		
est. $\phi 3/8$"	$A_v =$	0	cm ²	
	$S =$	0.175	m	
$\phi V_s =$	0	ton/m		
$\phi V_n =$	125.1415	>	$V_u = 108.16$ ton/m	OK
COLOCAR ACERO:	No se requiere estribos.			

Fuente: Elaboración propia

b) Diseño por corte en la dirección YY.

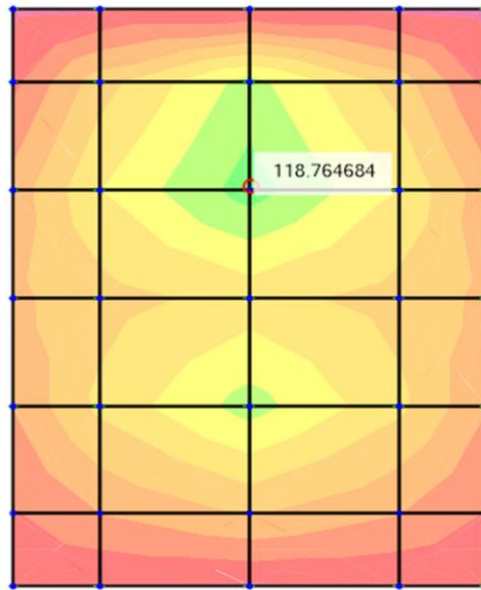


Figura 312: Cortante máximo en encepado en la dirección YY
Fuente: Elaboración propia

Tabla 139: Cálculo de refuerzo por cortante en la dirección YY

$\phi V_c =$	125.1415	ton		
est. $\phi 3/8"$	$A_v =$	0	cm ²	
	$S =$	0.175	m	
$\phi V_s =$	0	ton/m		
$\phi V_n =$	125.1415	>	$V_u = 118.76$ ton/m	OK
COLOCAR ACERO:	No se requiere estribos.			

Fuente: Elaboración propia

V. DISCUSIÓN

1. Meza y Sánchez (2015), en su proyecto de diseño de un puente articulado de dos tramos ubicado en la zona sísmica 4, habiéndose verificado en su investigación y en el Manual de Puentes en el inciso 2.3.3.11.5 en la tabla 2.3.3.11.5-1 Zonas Sísmicas, se considera hacer un análisis pushover y tiempo – historia ambos en el rango no lineal, sin embargo, en el diseño del pilar este no se verifica dichos análisis; tal como se desarrolló en el presente proyecto. Además, el estudio hidráulico lo desarrollaron en el software Hcanales que no brinda todos los parámetros necesarios para el cálculo de niveles de aguas máximas y cálculo de socavación, como lo hace el software HEC-RAS.
2. Vences (2004), en su proyecto de diseño estructural de un puente de sección cajón unicelular metálico ubicado en Sullana (Zona sísmica 4), habiéndose verificado en su investigación y en el Manual de Puentes en el inciso 2.3.3.11.5 en la tabla 2.3.3.11.5-1 Zonas Sísmicas, se considera hacer un análisis pushover y tiempo – historia ambos en el rango no lineal, sin embargo, en el diseño del pilar este no se verifica dichos análisis; tal como se desarrolló en el presente proyecto.

VI. CONCLUSIONES

1. Se realizó el levantamiento topográfico a un tramo del río de 720 m de longitud en la ubicación del puente Conache, logrando determinar la pendiente del río de 1.25% y ancho de sección variable de 45m en la parte más angosta y 83 metros en la más ancha.
2. El estudio de hidrología nos permitió determinar las avenidas de diseño de $540.42 \text{ m}^3/\text{s}$ para un periodo de retorno $T=140$ años y $744.11 \text{ m}^3/\text{s}$ para un periodo de retorno $T=500$ años, para el cálculo de nivel de aguas máximas extraordinarias (NAME) y la profundidad de socavación respectivamente.
3. Con la realización del estudio hidráulico se determinó un nivel de aguas máximas extraordinarias de 79.46 y 79.29 m.s.n.m río arriba y río abajo respecto a la nueva ubicación del puente, una profundidad de socavación general de 0.757 m y socavación local en pilares de 3.523, además, el estudio hidráulico evidenció desborde del río en las máximas avenidas en las secciones más angostas del.
4. Se realizó ensayos de corte directo para determinar la capacidad portante del suelo en cada uno de los estribos del puente, como resultados se obtuvo un ángulo de fricción (ϕ) de 30° y un factor de cohesión de (c) de 0.01 kg/cm²; además, se realizó análisis granulométrico y peso específico al material del lecho, obteniéndose un valor de 10.415 mm de diámetro representativo de las partículas y peso específico promedio de 2.56 (gr/cm³).
5. Se construyó el espectro de aceleración para el diseño del puente Conache de acuerdo a lo establecido en el Manual de puentes y la norma AASTHO - LRFD para un suelo Tipo B (Roca), probabilidad de excedencia de 7%, periodo de exposición de 75 años y periodo de retorno (T_r) de 1000 años.

6. Se concluye que el puente Conache está ubicado en una carretera de segunda clase debido a que del estudio tráfico se obteniendo un Índice Medio Diario Anual de 1776 vehículos/día.
7. Las características geométricas del tramo de la carretera que enlaza el puente en su nueva ubicación con la vía existente consisten en una carretera asfaltada de dos carriles de 3.3m cada uno, bermas de 1.0m, velocidad de diseño de 60 km/h, radio mínimo de 30.0m y bombeo de tramos tangentes de 2%.
8. El análisis y diseño estructural de la superestructura cumplió con las verificaciones de $\phi M_n \geq M_u$ para flexión y $\phi V_n \geq v_u$ para cortante; la losa de espesor $e=20\text{cm}$ con un refuerzo máximo longitudinal y transversal de barillas de acero de $\phi \frac{1}{2}$ " $f_y=4200\text{kg/cm}^2$, esta está apoyada sobre 4 vigas de concreto postensado AASTHO TIPO VI, con tendones de 37 torones $f_u=189828.8 \text{ ton/m}^2$ y acero de refuerzo $\phi 1$ ", 24 barillas en la parte superior y 22 en la parte inferior, ambos distribuidos en dos capas con estribos de $\phi 1/2$ " @0.25m, unidos con 12 diafragmas rectangulares, reforzado con 5 barras de acero de $\phi 3/4$ " en la parte superior e inferior con estribos de $3/8$ " @0.30m.
9. El análisis y diseño estructural de la subestructura cumplió con las verificaciones de $\phi M_n \geq M_u$ para flexión y $\phi V_n \geq v_u$ para cortante; los estribos son tipo cerrados con aletas y contrafuertes en ambas direcciones apoyado sobre zapata, todos sus elementos de concreto $f'_c =380 \text{ kg/cm}^2$, cumpliendo que el esfuerzo actuante a compresión no sobrepasa la resistencia de diseño del concreto, el pilar (multicolumna) está compuesto por dos columnas de 1.80 metros de diámetro de $f'_c=380 \text{ kg/cm}^2$ con refuerzo longitudinal de 95 barras de acero de $\phi 5/4$ " y estribos de $\phi 1/2$ " @0.10m; Viga cabezal de concreto $f'_c= 350 \text{ kg/cm}^2$ de ancho 1.90m, alto 1.5m y longitud 7.70 m con refuerzo superior de 18 barras de $\phi 1$ " y inferior de 6 barras de $\phi 1$ " con estribos de $\phi 1/2$ " @0.10m; el encepado en de 8.50m x 10.0m x 1.5 m de concreto $f'_c= 380 \text{ kg/cm}^2$ con refuerzo de $\phi 1$ " en ambas direcciones en la parte superior e inferior ; pilotes de 1.30m de diámetro con funda de acero de $e=1/4$ " son de concreto $f'_c=380 \text{ kg/cm}^2$, refuerzo longitudinal de 73 barras de $\phi 1$ " y estribos de $\phi 1/2$ " @0.225m.

VII. RECOMENDACIONES

1. Se recomienda realizar levantamiento topográfico a el área adyacente a la carretera del puente para poder realizar un adecuado diseño y trazo de la vía que conectara el puente con la carretera existente en su nueva ubicación.
2. Se recomienda realizar un estudio geotécnico más detallado con contenga ensayos de penetración estándar o estudio de refracción sísmica para cada uno de los apoyos del puente para conocer a profundidad las características del suelo, perfil estratigráfico, que facilita el diseño de elementos de la subestructura como: estribos, pilares, encepado y pilotes.
3. Se recomienda proponer el diseño estructural de un puente mixto de vigas metálicas y losa de concreto armado, para verificar la viabilidad del proyecto.

REFERENCIAS

1. ACEVEDO, Víctor. Diseño de un puente con estructura de acero. Tesis [Título en Ingeniería Civil]. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú, 2015.
2. American Association of State Highway and Transportation Officials (USA). AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (8th edition), Washington: AASHTO, 2017. 1781pp.

ISBN: 978-1-56051-654-5
3. CAZAU, Pablo. Introducción en la investigación en ciencias sociales. 3.^a ed. Buenos Aires: RundiNuskin Editor, 2006. 194 pp.
4. CERVERA, Miguel y BLANCO, Elena. Mecánica de estructuras II análisis de estructuras. Barcelona: Universidad Politécnica de Catalunya, 2004. 341 pp.

ISBN: 84-8301-623-0
5. CORRALES, David, GUTIÉRREZ, Luis y ZELEDÓN, Carlos. Diseño estructural de un puente en el sector Quebrada Grande, Estelí. Tesis [Título en Ingeniería Civil]. Managua: Universidad Nacional de Ingeniería, 2012.
6. CLAROS, Ricardo, MERUVIA, Pedro. Apoyo didáctico en la enseñanza – aprendizaje de la asignatura de puentes. Tesis [Licenciatura en Ingeniería Civil]. Cochabamba: Universidad Mayor de San Simón, 2004.
7. FRANQUET, Josep y QUEROL, Antonio. Nivelación de terrenos por regresión tridimensional. España: Universidad Nacional de Educación a Distancia, 2010. 423 pp.
8. GÁMEZ, William. Texto básico auto formativo de topografía general. Nicaragua: Universidad Nacional Agraria, 2015. 202 pp.

ISBN: 978-99924-1-036-3
9. GARCÍA, César. Análisis y diseño de puentes de concreto armado - Método AASHTO – LRFD. Lima: ACI-UNI, 2006. 234 pp.
10. HERNÁNDEZ, Roberto, FERNÁNDEZ, Carlos y BAPTISTA, María. Metodología de la investigación. 6.^a ed. México D.F.: Interamericana Editores, 2014. 600 pp.

ISBN: 978-1-4562-2396-0

11. JUÁREZ, Eulalio y RICO, Alfonso. Mecánica de suelos. México: Editorial Limusa, 2011. 642 pp. ISBN: 968-18-0069-0

12. JURADO, Carlos. Puentes. 2.^a ed. Madrid. [s.n.]. 2016. 1091 pp.

ISBN: 9788460874836.

13. LÓPEZ, Luis. Diseño de puente vehicular para la comunidad Río Grande, los llanos, municipio de Joyabaj, Quiché. Tesis [Titulo en Ingeniería Civil]. Guatemala: Universidad de San Carlos de Guatemala, 2008.

14. MANTEROLA, Javier. Puentes: Apuntes para su diseño, calculo y construcción (I). España: Editorial CICCOP, 2007. 512 pp.

ISBN: 8438003230

15. MAZARIEGOS, Alberto, ESCOLANO, Félix y SÁNCHEZ, José. El estudio geotécnico. Campaña de campo y ensayos de laboratorio. Madrid: Editorial Garceta, 2015, 274 pp.

ISBN: 978-84-1622-824-9

16. MESA, Dhayan y SÁNCHEZ, Henry. Diseño de un puente sobre el rio Olichoco km. 27+000 entre los anexos de Yanasara y Pallar, distrito de Curgos – Sánchez Carrión – La Libertad. Tesis [Titulo en Ingeniería Civil]. Trujillo: Universidad Privada Antenor Orrego, 2015.

17. MINISTERIO de Economía y Finanzas. Invierte.pe. 14 de febrero del 2008.

Disponible

en:<http://ofi4.mef.gob.pe/bp/ConsultarPIP/frmConsultarPIP.asp?&accion=consultar&txtCodigo=76348>

18. MINISTERIO de Transportes y Comunicaciones (Perú). Manual de Carreteras: Diseño Geométrico. Lima, 2018, 284 pp.

19. MINISTERIO de Transportes y Comunicaciones (Perú). Manual de hidrología, hidráulica y drenaje. Lima, 2012, 222 pp.

20. MINISTERIO de Transportes y Comunicaciones (Perú). Manual de puentes. Lima, 2018, 630 pp.
21. MINISTERIO del Ambiente (Perú). Evaluación del impacto ambiental. Lima: Biblioteca Nacional del Perú, 2016, 163pp.
22. MINISTERIO de Agricultura y Riego. [s. f.]. Disponible en: <http://minagri.gob.pe/portal/54-sector-agrario/cuencas-e-hidrografia/372-principales-cuencas-a-nivel-nacional?start=5>
23. NEHRP Consultants Joint Venture (U.S). Interacción suelo estructura para construcción de estructuras. California: Biblioteca National Institute of Standards and technology, 2012, 292 pp.
24. NILSON, Arthur H. Diseño de estructuras de concreto presforzado. México: Editorial Limusa, 1995. 604 pp.
ISBN: 968-18-1304-9
25. PECHO, Y. Importancia del mantenimiento preventivo de puentes en el Perú. Universidad de Piura. Piura. 2017. 178 pp.
26. QUISPE, Delvis y SUPO, Ronald. Análisis y diseño del puente carrozable de integración en el centro poblado Unión Saratira sector Cruz Chupa distrito de San Antón – Azángaro. Tesis [Titulo en Ingeniería Civil]. Puno: Universidad Nacional del Altiplano, 2015.
27. RAMIREZ, Paola y LEON, Nikhy. Apoyo didáctico en la asignatura de puentes CIV 312 texto estudiante. Tesis [Diplomado en Ingeniería Civil]. Cochabamba: Universidad Mayor de San Simón, 2010.
28. REINOSO, Eduardo, RODRÍGUEZ, Mario, y BETANCOURT, Rafael. Manual de diseño de estructuras prefabricadas y presforzadas. México: Editorial ANIPPAC, 2000, 175 pp.
29. SÁNCHEZ, Silvia, GAITAN, Bayardo y MORENO, Moisés. Propuesta de un diseño estructural de un puente de 15m para un periodo de 50 años en la comarca Paso Hondo, municipio de Santo Tomas del Norte - Chinandega. Tesis

- [Titulo en Ingeniería Civil]. Managua: Universidad Nacional Autónoma de Nicaragua, 2013.
30. SUELDO, Luis y OLÓRTIGA, Marco. Diseño estructural de un puente de vigas postensadas que cruza el río Rímac en Zárate. Tesis [Titulo en Ingeniería Civil]. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú, 2017.
31. TORRES, Eduardo. Diseño de puentes: Interpretación del código ASSHTO. Quito: Abya-Yala/UPS, 2013. 446 pp.
- ISBN: 978-9978-10-125-4
32. TRUJILLO, José. Diseño de puentes. 3.^a ed. Bucaramanga: Editorial Universidad Industrial de Santander, 2009. 289 pp.
- ISBN: 978-958-95043-7-6
33. VARGAS, Enrique. Elección y diseño de alternativa de puente sobre el río Chilloroya (Cusco) para acceso a la planta de procesos del proyecto constancia. Tesis [Titulo en Ingeniería Civil]. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú, 2015.
34. VARONA, Marco. Diseño de losa en el puente carrozable de concreto armado sobre el canal Miguel Checa en el C.P. Santa Elena Alta km 25+770, distrito Querecotillo, provincia Sullana, Piura. Tesis [Titulo en Ingeniería Civil]. Piura: Universidad Nacional de Piura, 2019.
35. VENCES, Milton. Diseño estructural del puente lima sobre el canal vía, Sullana. Tesis [Titulo en Ingeniería Civil]. Piura: Universidad de Piura, 2004.
36. VILLÓN, Máximo. Hidrología estadística. 4.^a ed. Lima: Editorial Villón, 2011. 436 pp.
- ISBN: 9789977662794
37. YANCHATUÑA, Verónica. Alternativas de diseño de un puente sobre el río Pita para mejorar las condiciones socio-económicas y de tráfico en la Av. Ilaló, sector del Valle de los Chillos, provincia de Pichincha. Tesis [Titulo en Ingeniería Civil]. Ambato: Universidad Técnica de Ambato, 2014.

ANEXOS

ANEXO N° 01.- Puntos del levantamiento topográfico.

Tabla 140: Puntos del levantamiento topográfico del rio moche, tramo puente
Conache

N° PUNTO	COORDENADAS			DESCRIPCIÓN
	ESTE	NORTE	COTA	
1	726303.312	9102826.159	82.093	E2
2	726303.312	9102826.159	82.093	E3
3	726299.231	9102883.744	81.500	BM1
4	726326.950	9102918.875	80.950	CAMINO
5	726338.558	9102951.097	80.440	P-TALUD
6	726338.561	9102951.106	80.440	CAMINO
7	726346.679	9102944.551	80.620	H-TALUD
8	726336.090	9102932.226	80.830	H-TALUD
9	726328.970	9102922.764	80.912	H-TALUD
10	726321.985	9102931.732	80.607	CAMINO
11	726321.031	9102911.999	81.080	H-TALUD
12	726312.702	9102922.162	80.746	CAMINO
13	726309.502	9102898.410	81.720	H-TALUD
14	726300.818	9102910.812	81.381	CAMINO
15	726302.191	9102886.928	81.878	H-TALUD
16	726292.337	9102903.516	81.985	PISTA
17	726299.101	9102888.848	82.265	PISTA
18	726286.860	9102900.571	82.014	PISTA
19	726298.279	9102891.992	82.222	PISTA
20	726283.093	9102907.661	81.803	PISTA
21	726294.963	9102884.104	82.237	PISTA
22	726288.311	9102911.071	81.737	PISTA
23	726284.555	9102918.189	81.471	PISTA
24	726279.056	9102915.023	81.513	PISTA
25	726281.297	9102924.339	81.223	PISTA
26	726273.900	9102924.495	81.142	PISTA
27	726279.151	9102928.387	81.078	PISTA
28	726265.031	9102941.266	80.608	PISTA
29	726271.530	9102942.732	80.676	PISTA
30	726264.616	9102955.799	80.439	PISTA
31	726257.848	9102955.070	80.291	PISTA
32	726331.419	9102848.889	78.578	H-TALUD

33	726335.639	9102845.644	78.596	CAMINO
34	726340.574	9102852.458	79.189	H-TALUD
35	726341.887	9102847.284	78.611	CAMINO
36	726349.022	9102858.338	79.434	H-TALUD
37	726352.205	9102854.746	79.073	CAMINO
38	726356.002	9102863.391	79.544	H-TALUD
39	726359.922	9102859.861	79.193	CAMINO
40	726363.110	9102868.386	79.463	H-TALUD
41	726366.089	9102865.216	78.959	CAMINO
42	726370.782	9102873.469	79.272	H-TALUD
43	726373.747	9102869.215	78.778	CAMINO
44	726379.572	9102879.389	79.538	H-TALUD
45	726382.883	9102875.562	79.075	CAMINO
46	726389.478	9102885.933	79.770	H-TALUD
47	726393.157	9102883.197	78.969	CAMINO
48	726396.474	9102893.984	78.974	H-TALUD
49	726399.882	9102891.103	78.869	CAMINO
50	726402.292	9102899.334	79.150	H-TALUD
51	726406.383	9102897.451	78.959	CAMINO
52	726409.482	9102906.540	79.100	H-TALUD
53	726412.749	9102904.302	78.932	CAMINO
54	726411.172	9102908.734	79.183	H-TALUD
55	726331.904	9102856.112	74.990	P-TALUD
56	726327.534	9102862.161	74.433	T-RIO
57	726310.645	9102882.279	75.237	P-TALUD
58	726335.381	9102868.656	74.699	T-RIO
59	726317.184	9102887.113	74.913	P-TALUD
60	726323.797	9102895.681	74.896	P-TALUD
61	726341.734	9102861.196	75.694	P-TALUD
62	726330.864	9102904.927	75.238	P-TALUD
63	726350.077	9102866.914	76.264	P-TALUD
64	726348.766	9102870.410	74.966	T-RIO
65	726340.980	9102917.838	75.202	P-TALUD
66	726357.180	9102877.745	74.893	T-RIO
67	726353.983	9102934.083	75.486	P-TALUD
68	726358.652	9102874.216	75.431	P-TALUD
69	726364.014	9102948.995	75.726	P-TALUD
70	726369.473	9102880.010	75.985	P-TALUD
71	726354.926	9102957.263	80.590	H-TALUD
72	726347.818	9102962.754	80.493	CAMINO
73	726367.305	9102885.032	75.195	T-RIO
74	726373.924	9102890.871	75.310	T-RIO

75	726377.536	9102886.047	75.973	P-TALUD
76	726389.983	9102894.303	76.078	P-TALUD
77	726386.681	9102898.368	76.125	T-RIO
78	726318.720	9102871.611	74.361	T-RIO
79	726315.777	9102848.767	74.478	T-RIO
80	726312.294	9102855.726	73.814	T-RIO
81	726305.758	9102867.467	74.377	T-RIO
82	726319.175	9102837.212	82.090	PISTA
83	726323.787	9102839.773	82.115	PISTA
84	726326.693	9102822.490	82.156	PISTA
85	726332.492	9102825.335	82.148	PISTA
86	726334.722	9102806.510	82.285	PISTA
87	726340.834	9102809.068	82.297	PISTA
88	726341.927	9102792.470	82.492	PISTA
89	726342.911	9102797.958	82.486	PISTA
90	726338.128	9102807.311	82.361	PISTA
91	726300.045	9102884.810	82.542	BM1
92	726301.260	9102839.502	73.873	P-TALUD
93	726293.176	9102830.865	73.700	P-TALUD
94	726308.584	9102831.409	82.243	H-TALUD
95	726301.746	9102825.384	81.966	H-TALUD
96	726296.338	9102820.782	77.732	H-TALUD
97	726286.231	9102822.833	73.254	P-TALUD
98	726273.299	9102793.250	77.665	H-TALUD
99	726346.667	9102797.497	82.577	PISTA
100	726352.575	9102786.131	82.804	PISTA
101	726358.344	9102774.919	83.106	PISTA
102	726364.982	9102762.085	83.435	PISTA
103	726370.320	9102751.883	83.692	PISTA
104	726376.585	9102739.852	84.066	PISTA
105	726344.239	9102788.555	82.691	PISTA
106	726382.955	9102727.611	84.450	PISTA
107	726352.393	9102772.774	83.087	PISTA
108	726376.965	9102724.993	84.468	PISTA
109	726370.129	9102738.567	84.049	PISTA
110	726355.777	9102772.872	83.184	PISTAE
111	726366.832	9102751.718	83.736	PISTAE
112	726263.506	9102802.551	73.475	T-RIO
113	726252.918	9102964.558	80.094	PISTA
114	726246.768	9102976.361	79.923	PISTA
115	726239.018	9102990.887	79.698	PISTA
116	726242.024	9102991.821	79.761	PISTA

117	726244.806	9102993.369	79.720	PISTA
118	726287.716	9102871.494	78.510	H-TALUD
119	726238.953	9103004.381	79.540	PISTA
120	726233.521	9103014.672	79.417	PISTA
121	726230.906	9103013.035	79.505	PISTA
122	726228.108	9103011.628	79.456	PISTA
123	726303.312	9102826.159	82.093	PISTA
124	726272.096	9102840.850	73.980	T-RIO
125	726296.803	9102867.368	74.250	P-TALUD
126	726193.711	9102778.173	77.570	H-TALUD
127	726261.389	9102780.450	77.454	H-TALUD
128	726243.534	9102761.452	77.657	H-TALUD
129	726232.496	9102752.547	77.356	H-TALUD
130	726334.404	9102880.209	74.414	FONDO RIO
131	726346.618	9102891.143	75.036	FONDO
132	726361.164	9102904.857	75.179	FONDO RIO
133	726374.475	9102920.156	75.320	FONDO RIO
134	726387.684	9102935.837	75.486	FONDO
135	726368.045	9102926.229	75.405	AGUA
136	726381.890	9102913.477	75.567	AGUA
137	726391.637	9102928.644	75.843	AGUA
138	726380.134	9102941.391	75.596	AGUA
139	726397.737	9102953.558	75.678	FONDO
140	726412.362	9102966.858	75.935	FONDO
141	726427.171	9102980.606	76.231	FONDO
142	726441.986	9102993.864	76.354	FONDO
143	726457.061	9103007.353	76.621	FONDO
144	726473.777	9103019.070	76.984	FONDO
145	726490.022	9103030.751	77.156	FONDO
146	726506.589	9103042.790	77.432	FONDO
147	726537.544	9103068.678	77.768	FONDO
148	726552.489	9103082.183	78.034	FONDO
149	726565.747	9103097.555	78.258	FONDO
150	726577.282	9103113.489	78.581	FONDO
151	726591.065	9103127.644	78.926	FONDO
152	726606.432	9103141.427	79.078	FONDO
153	726623.416	9103152.674	79.432	FONDO
154	726642.005	9103161.987	79.673	FONDO
155	726390.386	9102960.282	75.791	AGUA
156	726404.984	9102973.899	76.083	AGUA
157	726419.468	9102988.080	76.440	CAUCE
158	726434.676	9103001.085	76.465	CAUCE

159	726450.391	9103014.041	76.735	CAUCE
160	726466.298	9103025.911	77.056	FONDO
161	726483.189	9103037.477	77.308	CAUCE
162	726499.257	9103049.739	77.651	CAUCE
163	726522.303	9103055.454	77.537	FONDO
164	726515.041	9103062.349	77.761	CAUCE
165	726530.442	9103075.469	77.898	CAUCE
166	726545.818	9103089.365	78.279	FONDO
167	726557.783	9103104.414	78.347	CAUCE
168	726570.362	9103120.525	78.649	CAUCE
169	726583.217	9103136.267	79.000	CAUCE
170	726599.266	9103147.520	79.237	CAUCE
171	726616.316	9103158.959	79.587	CAUCE
172	726635.221	9103169.311	79.712	CAUCE
173	726652.246	9103152.069	79.867	CAUCE
174	726634.163	9103142.108	79.654	CAUCE
175	726616.581	9103130.983	79.351	CAUCE
176	726599.706	9103118.836	79.135	CAUCE
177	726587.051	9103104.072	78.832	CAUCE
178	726574.316	9103088.854	78.387	CAUCE
179	726558.963	9103075.873	78.245	CAUCE
180	726543.356	9103062.771	77.986	CAUCE
181	726527.803	9103050.093	77.713	CAUCE
182	726510.893	9103038.544	77.567	CAUCE
183	726494.737	9103025.692	77.401	CAUCE
184	726477.840	9103014.759	77.064	CAUCE
185	726463.739	9103000.805	76.864	CAUCE
186	726448.950	9102987.766	76.478	CAUCE
187	726432.882	9102972.384	76.367	CAUCE
188	726417.735	9102960.401	76.112	CAUCE
189	726402.711	9102945.859	75.963	CAUCE
190	726398.441	9102901.703	76.582	P-TALUD
191	726407.300	9102911.365	76.673	P-TALUD
192	726421.757	9102930.379	76.760	P-TALUD
193	726435.324	9102944.243	76.673	P-TALUD
194	726449.185	9102958.347	76.890	P-TALUD
195	726462.768	9102973.806	77.252	P-TALUD
196	726476.254	9102987.643	77.453	P-TALUD
197	726491.005	9103002.414	77.610	P-TALUD
198	726504.967	9103016.532	77.890	P-TALUD
199	726518.438	9103031.227	78.040	P-TALUD
200	726532.180	9103045.607	78.190	P-TALUD

201	726548.102	9103058.274	78.750	P-TALUD
202	726563.767	9103071.266	79.190	P-TALUD
203	726579.355	9103084.186	79.220	P-TALUD
204	726593.735	9103097.749	79.410	P-TALUD
205	726608.266	9103111.555	79.900	P-TALUD
206	726623.696	9103124.227	80.180	P-TALUD
207	726641.316	9103135.102	80.800	P-TALUD
208	726659.182	9103146.064	80.120	P-TALUD
209	726426.303	9102925.625	79.020	H-TALUD
210	726439.783	9102940.554	79.210	H-TALUD
211	726452.994	9102955.468	80.040	H-TALUD
212	726467.211	9102969.481	80.270	H-TALUD
213	726481.193	9102983.782	80.456	H-TALUD
214	726495.411	9102998.256	80.857	H-TALUD
215	726509.227	9103012.561	81.183	H-TALUD
216	726523.605	9103026.609	81.583	H-TALUD
217	726538.074	9103040.343	81.902	H-TALUD
218	726553.639	9103052.912	82.075	H-TALUD
219	726569.927	9103065.730	82.627	H-TALUD
220	726585.853	9103078.325	82.805	H-TALUD
221	726600.126	9103091.515	82.984	H-TALUD
222	726614.717	9103105.181	83.381	H-TALUD
223	726630.866	9103117.459	83.721	H-TALUD
224	726648.164	9103129.650	83.912	H-TALUD
225	726665.137	9103141.185	83.591	H-TALUD
226	726379.154	9102970.858	76.037	P-TALUD
227	726390.635	9102988.125	76.317	P-TALUD
228	726403.438	9103002.742	76.671	P-TALUD
229	726416.957	9103017.884	76.749	P-TALUD
230	726565.587	9103124.501	78.848	P-TALUD
231	726370.336	9102979.151	80.117	H-TALUD
232	726381.288	9102996.988	80.278	H-TALUD
233	726394.142	9103011.626	80.837	H-TALUD
234	726408.258	9103026.286	80.650	H-TALUD
235	726423.470	9103039.470	80.986	H-TALUD
236	726438.816	9103052.627	81.000	H-TALUD
237	726453.954	9103065.424	81.478	H-TALUD
238	726471.296	9103077.440	82.034	H-TALUD
239	726487.432	9103088.644	82.157	H-TALUD
240	726504.711	9103099.973	82.435	H-TALUD
241	726522.193	9103111.271	82.645	H-TALUD
242	726539.901	9103122.229	82.789	H-TALUD

243	726556.871	9103133.066	82.945	H-TALUD
244	726574.540	9103144.239	83.089	H-TALUD
245	726591.762	9103155.000	83.341	H-TALUD
246	726609.562	9103165.809	83.672	H-TALUD
247	726627.526	9103175.813	83.845	H-TALUD
248	726431.102	9103032.212	77.068	P-TALUD
249	726445.471	9103046.068	77.562	P-TALUD
250	726460.999	9103058.767	77.768	P-TALUD
251	726478.330	9103069.971	78.033	P-TALUD
252	726496.108	9103080.979	78.254	P-TALUD
253	726512.459	9103092.515	78.452	P-TALUD
254	726530.067	9103103.175	78.782	P-TALUD
255	726547.917	9103114.370	78.823	P-TALUD
256	726434.804	9103027.276	76.910	TN
257	726453.087	9103036.532	77.370	TN
258	726469.633	9103048.791	77.520	TN
259	726486.349	9103060.665	77.860	TN
260	726503.466	9103073.134	77.980	TN
261	726518.526	9103085.820	78.150	TN
262	726534.798	9103098.723	78.570	TN
263	726361.387	9102986.312	80.034	CAMINO
264	726370.892	9103007.035	80.034	CAMINO
265	726385.882	9103019.095	80.780	CAMINO
266	726401.087	9103032.917	80.678	CAMINO
267	726416.289	9103046.205	80.953	CAMINO
268	726433.259	9103060.504	81.056	CAMINO
269	726448.077	9103073.186	81.423	CAMINO
270	726463.299	9103085.383	81.954	CAMINO
271	726478.945	9103097.226	82.123	CAMINO
272	726496.682	9103107.933	82.367	CAMINO
273	726514.793	9103118.361	82.578	CAMINO
274	726533.970	9103129.652	82.763	CAMINO
275	726550.407	9103140.624	82.954	CAMINO
276	726566.812	9103151.237	83.213	CAMINO
277	726585.485	9103161.187	83.376	CAMINO
278	726601.964	9103171.850	83.704	CAMINO
279	726619.625	9103180.167	83.902	CAMINO
280	726431.141	9102918.111	79.153	TN
281	726474.005	9102965.060	80.452	TN
282	726488.451	9102978.101	80.387	TN
283	726502.415	9102992.958	80.763	TN
284	726516.968	9103007.340	81.382	TN

285	726529.802	9103021.481	81.756	YN
286	726544.817	9103033.737	81.865	TN
287	726561.694	9103045.288	82.340	TN
288	726577.084	9103058.874	82.764	TN
289	726590.102	9103073.219	83.023	TN
290	726608.863	9103085.665	83.128	TN
291	726621.396	9103098.606	83.523	TN
292	726635.299	9103110.979	83.687	TN
293	726653.207	9103122.399	84.054	TN
294	726669.535	9103133.451	84.156	TN
295	726293.864	9102857.467	73.683	CAUCE
296	726302.642	9102849.984	73.547	CAUCE
297	726287.893	9102837.376	73.312	CAUCE
298	726279.016	9102845.357	73.226	CAUCE
299	726263.999	9102831.382	73.124	CAUCE
300	726275.549	9102821.063	73.062	CAUCE
301	726261.704	9102805.242	72.854	CAUCE
302	726250.217	9102816.760	72.794	CAUCE
303	726235.896	9102803.205	72.653	CAUCE
304	726221.976	9102788.594	72.432	CAUCE
305	726209.038	9102772.342	72.237	CAUCE
306	726195.469	9102758.361	72.025	CAUCE
307	726179.476	9102745.079	71.742	CAUCE
308	726162.903	9102732.772	71.539	CAUCE
309	726147.580	9102720.382	71.376	CAUCE
310	726130.864	9102707.454	71.151	CAUCE
311	726115.588	9102694.781	70.941	CAUCE
312	726100.435	9102681.213	70.653	CAUCE
313	726248.989	9102790.976	72.534	P-TALUD
314	726236.629	9102775.327	72.532	P-TALUD
315	726220.749	9102761.653	72.325	P-TALUD
316	726205.177	9102748.864	71.976	P-TALUD
317	726189.750	9102735.923	71.564	P-TALUD
318	726171.982	9102724.710	71.369	P-TALUD
319	726156.991	9102712.103	71.245	P-TALUD
320	726140.881	9102699.712	71.059	P-TALUD
321	726124.657	9102686.214	70.854	P-TALUD
322	726108.806	9102674.440	70.683	P-TALUD
323	726213.955	9102740.733	77.043	H-TALUD
324	726197.738	9102728.351	76.714	H-TALUD
325	726180.027	9102718.151	76.532	H-TALUD
326	726162.124	9102707.024	76.231	H-TALUD

327	726145.472	9102694.802	75.745	H-TALUD
328	726131.017	9102681.669	75.978	H-TALUD
329	726114.291	9102670.353	76.342	H-TALUD
330	726219.383	9102791.477	72.756	P-TALUD
331	726203.372	9102777.496	72.423	P-TALUD
332	726186.933	9102765.882	72.234	P-TALUD
333	726169.837	9102753.466	71.873	P-TALUD
334	726154.364	9102741.749	71.635	P-TALUD
335	726139.366	9102728.091	71.429	P-TALUD
336	726124.283	9102714.460	71.342	P-TALUD
337	726109.243	9102700.955	71.000	P-TALUD
338	726094.516	9102688.202	70.847	P-TALUD
339	726088.806	9102692.731	76.452	H-TALUD
340	726103.034	9102706.466	75.832	H-TALUD
341	726119.070	9102719.484	75.854	H-TALUD
342	726134.142	9102733.103	76.432	H-TALUD
343	726148.865	9102746.328	76.982	H-TALUD
344	726164.279	9102759.374	76.503	H-TALUD
345	726181.481	9102770.837	77.345	H-TALUD
346	726215.571	9102795.169	77.754	H-TALUD
347	726230.092	9102809.184	77.983	H-TALUD
348	726244.500	9102823.041	78.045	H-TALUD
349	726258.083	9102837.690	78.327	H-TALUD
350	726271.477	9102852.686	78.045	H-TALUD
351	726283.708	9102866.385	78.453	H-TALUD
352	726234.331	9102805.448	72.800	P-TALUD
353	726248.930	9102818.959	73.354	P-TALUD
354	726263.161	9102832.937	73.503	P-TALUD

Fuente: Elaboración propia

ANEXO N° 02.- Carta a proyecto especial Chavimochic solicitando información hidrométrica del rio moche.

 **UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO**

“Año de la lucha contra la corrupción y la impunidad”

Trujillo, 11 de septiembre de 2019

CARTA N° 001-2019/EPI-UCV

Señor:
MATOS IZQUIERDO CARLOS EDUARDO
PROYECTO ESPECIAL CHAVIMOCHIC
GERENTE GENERAL
TRUJILLO – TRUJILLO – LA LIBERTAD

05364798

Proyecto Especial Chavimochic
TRAMITE DOCUMENTARIO
TRUJILLO
INGRESADO

12 SEP. 2019

REG N° _____ FOLIOS _____
Hora: **9:40** Firma _____
La Recepción de este Documento
No es Señal de Conformidad

04532266

Presente:

ASUNTO: SOLICITO ACCESO A BASE DE DATOS DE REGISTROS DE CAUDALES MAXIMOS Y MEDIOS MENSUALES DEL RIO MOCHE (1950-2018)

Es grato dirigirme a usted, para expresarle mi cordial saludo y conocedores de su capacidad de colaboración para con los estudiantes de esta casa de estudios; me permito presentar a los Sres. **ORBEGOSO ALAYO JHILSON** y **ROLDAN MORA DILMER**, estudiantes del X Ciclo del Programa Académico de Ingeniería Civil, de esta universidad; y al mismo tiempo, solicitar su autorización para que los estudiantes puedan acceder a información de la base de datos de los registros de los **caudales máximos y medios mensuales del rio Moche (1950-2018)**, lo que permitirá desarrollar la tesis titulada “ Diseño estructural del puente Conache, sobre el Rio Moche, en la carreta Industrial – Centro Poblado Santo Domingo, distrito de Laredo”

Seguro de contar con su apoyo, aprovecho la oportunidad para expresarle las muestras de mi consideración y estima personal.

Atentamente



Dr. Alan Yordan Valdivieso Velarde
DIRECTOR
PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERÍA CIVIL

Referencias:
Correo: jhorbegoso96@gmail.com
Celular: 91628593

Figura 313: Carta a proyecto especial Chavimochic solicitando información hidrométrica del rio moche.
Fuente: Elaboración propia

ANEXO N° 03.- Caudales máximos mensuales del río moche.

ESTACION: QUIRIHUAC / MOCHE (PUENTE DE FIERRI Norte: 9,106,094 m													PERIODO: 1950-2019
Altitud: 196 m.s.n.m.													Este: 734,385 m
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	Prom.
1950	3.35	17.02	15.40	21.45	4.38	1.04	0.51	0.22	0.13	2.07	2.85	58.00	10.37
1951	9.55	30.80	27.50	23.62	3.31	1.16	0.59	0.12	-	10.13	21.04	48.26	16.01
1952	37.93	90.67	170.17	116.87	20.53	3.51	1.20	0.62	-	1.08	0.56	8.15	41.03
1953	31.60	94.33	77.00	79.30	15.79	4.23	1.42	0.86	5.02	1.67	21.39	26.09	29.89
1954	35.37	16.00	93.26	17.93	9.56	2.42	1.02	0.43	1.38	28.85	15.79	8.32	19.19
1955	22.16	86.45	132.75	24.37	16.94	8.24	1.12	0.54	1.09	14.79	2.40	6.89	26.48
1956	86.49	102.33	212.88	87.43	29.23	3.76	1.01	0.49	1.00	9.40	1.06	0.57	44.64
1957	6.72	58.75	168.60	197.93	43.18	5.66	1.37	0.51	1.10	1.44	3.32	4.65	41.10
1958	32.24	22.62	88.33	34.26	12.41	2.91	0.63	0.45	0.35	2.72	0.37	1.28	16.55
1959	0.51	48.86	76.86	117.50	36.03	2.94	1.93	0.87	2.28	6.58	6.38	15.25	26.33
1960	30.87	66.21	198.63	33.07	6.27	1.64	0.53	1.45	0.85	4.08	2.47	7.85	29.49
1961	30.56	14.12	43.92	31.32	13.37	4.71	0.95	0.29	0.12	1.24	4.24	6.30	12.59
1962	67.42	78.51	180.31	117.73	20.98	4.62	1.40	0.65	0.67	0.52	3.55	1.27	39.80
1963	1.86	1.09	41.35	117.57	23.24	1.15	0.48	0.29	0.15	2.70	4.17	16.19	17.52
1964	17.49	51.08	85.27	119.19	34.44	3.64	1.85	2.31	2.32	8.48	18.63	2.31	28.91
1965	7.79	19.16	78.40	37.36	15.87	2.46	0.99	0.66	1.23	6.55	9.72	14.17	16.20
1966	58.45	22.01	22.67	20.33	10.29	2.38	0.51	0.26	0.59	14.09	15.20	1.86	14.05
1967	93.31	336.60	129.45	34.80	9.61	2.59	2.36	0.53	0.31	9.74	4.50	3.46	52.27
1968	1.43	5.31	23.42	13.92	1.25	0.45	0.20	0.43	1.14	12.70	8.49	2.92	5.97
1969	4.80	13.88	82.67	91.81	9.80	3.50	1.27	0.24	0.15	4.01	21.74	24.41	21.52
1970	96.10	13.68	31.62	38.45	31.28	5.30	1.94	1.72	4.47	21.34	18.83	25.54	24.19
1971	17.59	42.95	117.63	70.98	11.65	3.88	1.53	2.15	4.09	8.52	5.23	11.59	24.81
1972	20.86	34.59	138.25	58.07	13.52	5.28	1.85	0.88	0.82	6.16	3.86	14.03	24.85
1973	32.80	23.32	43.76	152.96	49.96	13.60	15.55	1.97	4.67	16.56	8.08	19.59	31.90
1974	28.61	47.90	50.29	31.28	7.89	4.32	1.92	0.53	1.12	12.38	2.08	2.08	15.87
1975	20.51	58.61	170.88	51.65	17.26	8.32	1.76	4.35	10.16	22.00	11.68	2.19	31.61
1976	19.84	23.20	112.85	26.05	12.37	7.92	1.79	0.69	0.51	0.27	0.29	1.38	17.26
1977	27.07	201.52	40.00	27.00	7.23	1.76	0.85	0.72	0.45	1.60	1.04	6.32	26.30
1978	1.52	4.00	11.20	11.68	24.00	1.04	0.29	0.13	1.28	0.40	8.00	4.00	5.63
1979	9.20	17.84	54.88	24.80	8.00	2.08	0.29	0.24	0.96	0.32	0.16	0.13	9.91
1980	0.59	0.96	16.00	14.93	1.12	0.16	0.08	0.06	0.05	13.60	25.60	56.00	10.76
1981	11.20	160.00	75.00	15.20	4.00	2.00	0.48	0.32	0.20	3.62	11.20	16.00	24.94
1982	15.16	25.60	15.20	28.00	8.48	1.79	0.66	0.37	0.88	14.48	16.00	90.00	18.05
1983	120.00	24.00	240.00	280.00	28.80	11.20	4.00	1.20	1.80	3.20	2.40	19.10	61.29
1984	8.32	97.60	152.00	12.24	21.12	12.56	3.02	2.37	1.25	3.20	14.40	15.92	28.67
1985	9.18	10.43	19.20	20.80	6.83	2.14	0.45	0.26	8.64	3.39	0.56	8.64	7.54
1986	72.00	16.75	29.70	38.94	19.62	2.08	0.64	0.37	0.77	1.44	6.78	23.23	17.69
1987	30.91	42.02	19.81	64.00	15.90	1.44	0.80	0.64	1.60	0.64	6.88	1.60	15.52
1988	27.84	32.29	16.32	98.53	39.52	8.90	1.18	0.48	0.22	6.40	14.48	6.08	21.02
1989	19.31	34.54	28.38	40.00	18.61	2.40	0.88	0.54	0.51	23.09	9.22	0.88	14.86
1990	1.60	9.28	21.38	5.20	2.40	1.41	0.48	0.20	0.26	6.88	22.64	21.38	7.76
1991	9.60	17.92	41.50	18.99	14.22	1.54	0.54	0.24	0.13	2.40	16.00	8.00	10.92
1992	6.48	1.66	18.46	26.06	11.84	2.02	0.32	0.13	0.06	0.54	0.64	0.05	5.69
1993	6.40	61.20	66.97	40.00	19.20	8.00	1.28	0.80	9.84	12.80	24.00	18.88	22.45
1994	24.80	204.80	44.80	42.40	28.00	9.60	4.32	1.84	5.12	0.80	6.00	15.20	32.31
1995	10.40	12.80	15.20	23.84	7.28	3.36	1.04	0.77	0.56	2.78	9.60	16.00	8.64
1996	21.80	64.00	56.00	28.80	14.40	4.80	2.88	0.72	0.27	4.80	6.08	0.48	17.07
1997	0.24	24.00	11.20	10.20	10.20	0.64	0.24	0.12	0.11	0.40	5.12	200.00	21.87
1998	220.00	750.00	1000.00	122.83	62.00	14.00	4.33	3.30	3.18	6.17	5.83	1.62	182.77
1999	41.88	240.36	28.58	38.00	54.00	10.47	5.83	2.56	9.74	12.58	6.02	14.60	38.72
2000	12.34	63.01	68.58	71.02	44.30	10.06	7.08	3.05	2.06	2.96	1.69	8.45	24.55
2001	51.07	56.06	150.00	126.82	19.73	14.28	3.55	2.42	9.73	15.97	24.07	18.58	41.02
2002	11.38	28.97	98.55	109.46	18.19	8.25	5.51	1.31	0.64	8.67	11.65	18.14	26.73
2003	17.47	42.51	25.30	28.68	18.19	4.60	1.07	0.51	0.40	0.17	0.16	13.98	12.75
2004	4.12	26.34	39.41	17.96	5.44	2.34	0.13	0.10	0.07	16.96	17.14	38.36	14.03
2005	15.15	26.68	38.96	38.03	6.46	0.44	0.10	0.08	0.08	0.07	0.06	5.60	10.98
2006	14.57	40.17	46.60	45.08	6.23	2.93	0.28	0.10	0.09	0.08	3.10	18.97	14.85
2007	29.59	39.65	32.08	46.68	36.74	2.12	0.23	0.12	0.08	1.55	6.33	7.45	16.89
2008	12.63	69.55	52.87	43.04	23.29	5.89	1.24	0.38	0.14	16.66	20.28	2.66	20.72
2009	43.16	40.95	55.03	61.01	18.61	5.39	1.83	0.35	0.15	13.78	27.54	25.83	24.47
2010	17.60	39.35	32.85	62.80	42.66	2.40	0.18	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	16.49
2011	25.32	17.94	29.07	61.28	23.44	0.35	0.08	0.06	0.06	0.06	0.06	18.41	14.68
2012	7.07	48.33	125.00	21.64	6.23	2.90	0.27	0.15	0.10	5.92	3.33	7.23	19.01
2013	7.07	48.33	125.00	21.64	6.23	2.90	0.27	0.15	0.10	1.54	3.33	7.23	18.65
2014	13.17	35.90	65.13	58.37	39.87	3.80	0.25	0.17	0.07	2.02	14.67	22.47	21.32
2015	76.67	77.93	203.33	52.00	17.37	5.07	0.33	0.05	0.05	0.64	16.00	32.20	40.14
2016	23.03	33.45	43.30	42.01	7.61	0.52	0.05	0.02	0.02	0.02	0.02	0.01	12.50
2017	16.00	22.37	187.13	95.27	24.87	6.50	1.00	0.60	0.80	1.50	1.00	6.13	30.26
2018	11.73	20.47	12.80	32.50	31.43	9.60	0.40	0.25	0.10	0.05	0.05	19.97	11.61
2019	4.17	36.10	51.27	46.17	19.43	2.77	0.20	0.04					20.02
MEDIA	27.50	61.25	87.40	55.44	18.91	4.43	1.52	0.75	1.61	6.44	8.51	16.64	24.32



Figura 314: Caudales máximos mensuales del río Moche.
Fuente: Proyecto Especial Chavimochic

ANEXO N° 04.- Resultados de Análisis granulométricos.

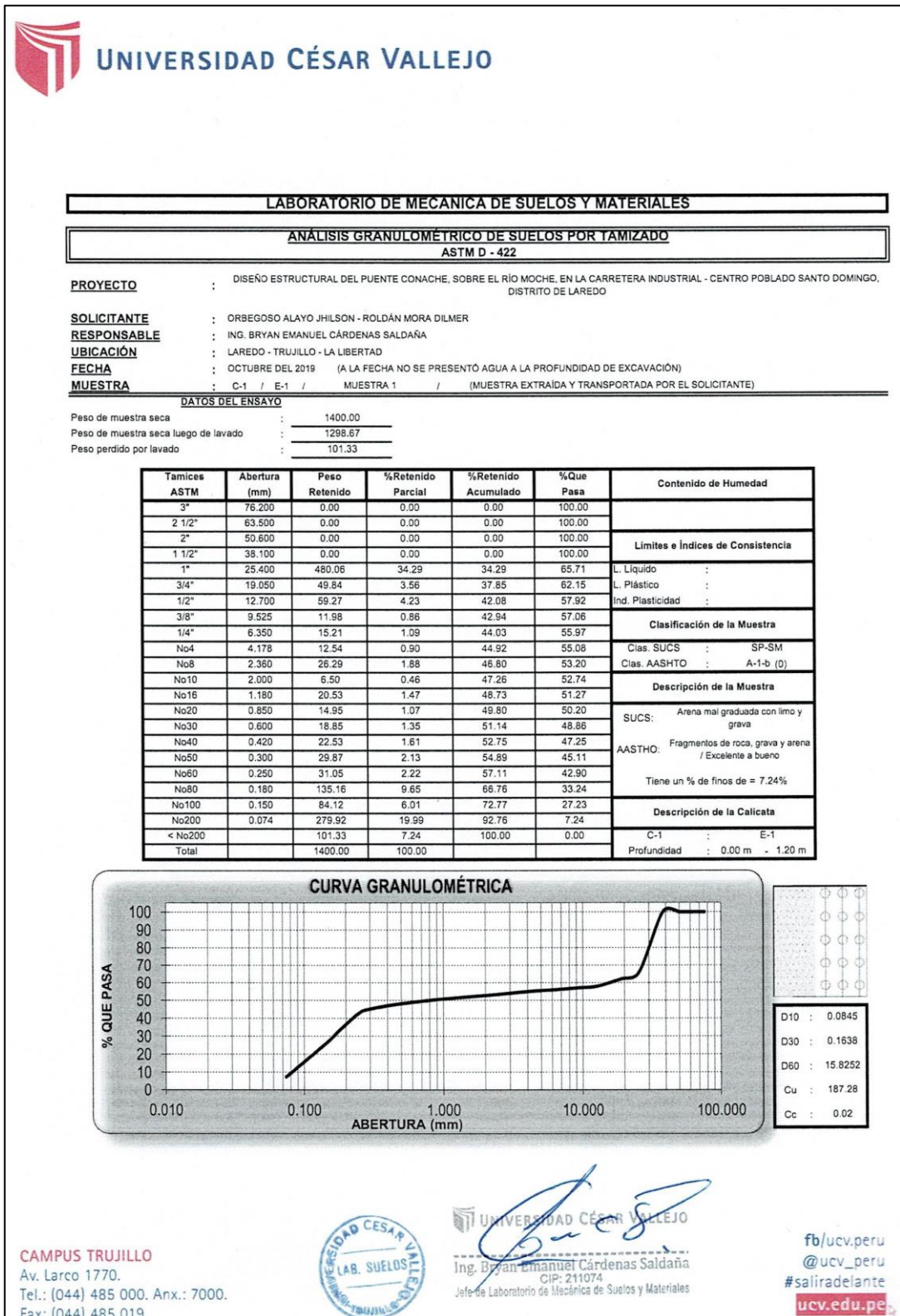


Figura 315: Resultados de análisis granulométrico calicata N°01.
Fuente: Estudio de mecánica de suelos



LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DE SUELOS POR TAMIZADO

ASTM D - 422

PROYECTO : DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE CONACHE, SOBRE EL RÍO MOCHE, EN LA CARRETERA INDUSTRIAL - CENTRO POBLADO SANTO DOMINGO, DISTRITO DE LAREDO

SOLICITANTE : ORBEGOSO ALAYO JHILSON - ROLDÁN MORA DILMER

RESPONSABLE : ING. BRYAN EMANUEL CÁRDENAS SALDAÑA

UBICACIÓN : LAREDO - TRUJILLO - LA LIBERTAD

FECHA : OCTUBRE DEL 2019 (A LA FECHA NO SE PRESENTÓ AGUA A LA PROFUNDIDAD DE EXCAVACIÓN)

MUESTRA : C-2 / E-1 / MUESTRA 2 / (MUESTRA EXTRAÍDA Y TRANSPORTADA POR EL SOLICITANTE)

DATOS DEL ENSAYO

Peso de muestra seca : 2000.00

Peso de muestra seca luego de lavado : 1895.35

Peso perdido por lavado : 104.65

Tamices ASTM	Abertura (mm)	Peso Retenido	%Retenido Parcial	%Retenido Acumulado	%Que Pasa	Contenido de Humedad
3"	76.200	0.00	0.00	0.00	100.00	
2 1/2"	63.500	0.00	0.00	0.00	100.00	
2"	50.800	0.00	0.00	0.00	100.00	
1 1/2"	38.100	630.00	31.50	31.50	68.50	
1"	25.400	31.20	1.56	33.06	66.94	
3/4"	19.050	222.20	11.11	44.17	55.83	
1/2"	12.700	138.24	6.91	51.08	48.92	
3/8"	9.525	76.16	3.81	54.89	45.11	
1/4"	6.350	82.18	4.11	59.00	41.00	
No4	4.750	60.14	3.01	62.01	37.99	
No8	2.360	129.93	6.50	68.50	31.50	
No10	2.000	34.87	1.74	70.25	29.75	
No16	1.180	99.44	4.97	75.22	24.78	
No20	0.850	76.29	3.81	79.03	20.97	
No30	0.600	99.03	4.95	83.98	16.02	
No40	0.420	74.75	3.74	87.72	12.28	
No50	0.300	46.58	2.33	90.05	9.95	
No60	0.250	27.11	1.36	91.41	8.59	
No80	0.180	31.48	1.57	92.98	7.02	
No100	0.150	16.05	0.80	93.78	6.22	
No200	0.075	19.70	0.99	94.77	5.23	
< No200		104.65	5.23	100.00	0.00	
Total		2000.00	100.00			

Límites e Índices de Consistencia

L. Líquido :
L. Plástico :
Ind. Plasticidad :

Clasificación de la Muestra

Clas. SUCS : GP-GM
Clas. AASHTO : A-1-a (0)

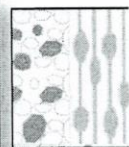
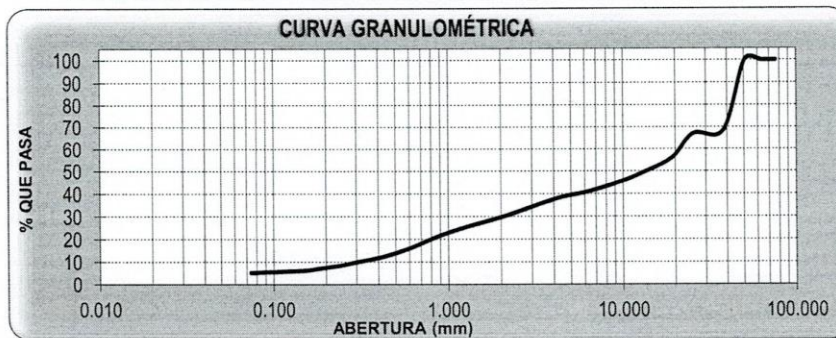
Descripción de la Muestra

SUCS: Grava mal graduada con limo y arena
AASHTO: Fragmentos de roca, grava y arena / Excelente a bueno

Tiene un % de finos de = 5.23%

Descripción de la Calicata

C-2 : E-1
Profundidad : 0.00 m - 1.20 m



D10	: 0.3026
D30	: 2.0508
D60	: 21.4334
Cu	: 70.83
Cc	: 0.65

CAMPUS TRUJILLO
Av. Larco 1770.
Tel.: (044) 485 000. Anx.: 7000.
Fax: (044) 485 019.



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO
Ing. Bryan Emanuel Cárdenas Saldaña
CIP: 211074
Jefe de Laboratorio de Mecánica de Suelos y Materiales

fb/ucv.peru
@ucv_peru
#saliradelante
ucv.edu.pe

Figura 316: Resultados de análisis granulométrico calicata N° 02.
Fuente: Estudio de mecánica de suelos



LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DE SUELOS POR TAMIZADO
ASTM D - 422

PROYECTO : DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE CONACHE, SOBRE EL RÍO MOCHÉ, EN LA CARRETERA INDUSTRIAL - CENTRO POBLADO SANTO DOMINGO, DISTRITO DE LAREDO

SOLICITANTE : ORBEGOSO ALAYO JHILSON - ROLDÁN MORA DILMER

RESPONSABLE : ING. BRYAN EMANUEL CÁRDENAS SALDAÑA

UBICACIÓN : LAREDO - TRUJILLO - LA LIBERTAD

FECHA : OCTUBRE DEL 2019 (A LA FECHA NO SE PRESENTÓ AGUA A LA PROFUNDIDAD DE EXCAVACIÓN)

MUESTRA : C-3 / E-1 / MUESTRA 3 / (MUESTRA EXTRAÍDA Y TRANSPORTADA POR EL SOLICITANTE)

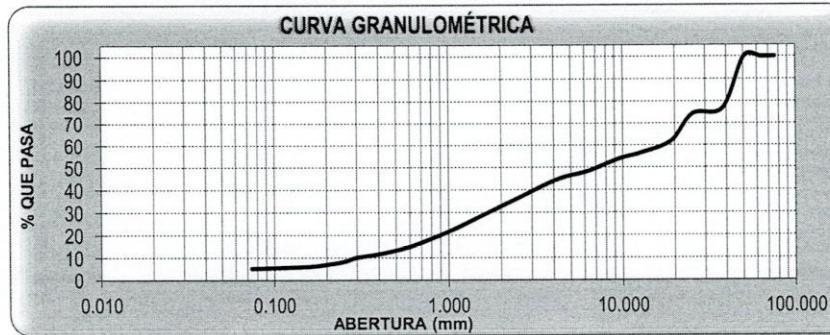
DATOS DEL ENSAYO

Peso de muestra seca : 1500.00

Peso de muestra seca luego de lavado : 1421.77

Peso perdido por lavado : 78.23

Tamices ASTM	Abertura (mm)	Peso Retenido	%Retenido Parcial	%Retenido Acumulado	%Que Pasa	Contenido de Humedad	
3"	76.200	0.00	0.00	0.00	100.00		
2 1/2"	63.500	0.00	0.00	0.00	100.00		
2"	50.600	0.00	0.00	0.00	100.00		
1 1/2"	38.100	346.23	23.08	23.08	76.92	Límites e Índices de Consistencia	
1"	25.400	38.99	2.60	25.68	74.32		L. Líquido :
3/4"	19.050	186.00	12.40	38.08	61.92		L. Plástico :
1/2"	12.700	82.11	5.47	43.56	56.44	Ind. Plasticidad :	
3/8"	9.525	39.57	2.64	46.19	53.81	Clasificación de la Muestra	
1/4"	6.350	82.19	5.48	51.67	48.33		Clas. SUCS : GP-GM
No4	4.178	57.19	3.81	55.49	44.51	Clas. AASHTO : A-1-a (0)	
No8	2.360	137.89	9.19	64.68	35.32	Descripción de la Muestra	
No10	2.000	38.43	2.56	67.24	32.76		SUCS: Grava mal graduada con limo y arena
No16	1.180	128.47	8.56	75.80	24.20	AASHTO: Fragmentos de roca, grava y arena / Excelente a bueno	
No20	0.850	72.59	4.84	80.64	19.36	Tiene un % de finos de = 5.22%	
No30	0.600	66.37	4.42	85.07	14.93	Descripción de la Calicata	
No40	0.420	45.03	3.00	88.07	11.93		C-3 : E-1
No50	0.300	27.12	1.81	89.88	10.12	Profundidad : 0.00 m - 1.20 m	
No60	0.250	28.18	1.88	91.76	8.24		
No80	0.180	26.23	1.75	93.51	6.49		
No100	0.150	7.31	0.49	93.99	6.01		
No200	0.074	11.87	0.79	94.78	5.22		
< No200		78.23	5.22	100.00	0.00		
Total		1500.00	100.00				



D10 : 0.2968
D30 : 1.7358
D60 : 16.8243
Cu : 56.69
Cc : 0.60

CAMPUS TRUJILLO
Av. Larco 1770.
Tel.: (044) 485 000. Anx.: 7000.
Fax: (044) 485 019.



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO
Ing. Bryan Emanuel Cárdenas Saldaña
CIP: 211074
Jefe de Laboratorio de Mecánica de Suelos y Materiales

fb/ucv.peru
@ucv_peru
#saliradelante
ucv.edu.pe

Figura 317: Resultados análisis granulométrico calicata N° 03.
Fuente: Estudio de mecánica de suelos



1202.41 = 02.0

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES

**ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DE SUELOS POR TAMIZADO
ASTM D - 422**

PROYECTO : DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE CONACHE, SOBRE EL RÍO MOCHE, EN LA CARRETERA INDUSTRIAL - CENTRO POBLADO SANTO DOMINGO, DISTRITO DE LAREDO

SOLICITANTE : ORBEGOSO ALAYO JHILSON - ROLDÁN MORA DILMER

RESPONSABLE : ING. BRYAN EMANUEL CÁRDENAS SALDAÑA

UBICACIÓN : LAREDO - TRUJILLO - LA LIBERTAD

FECHA : OCTUBRE DEL 2019 (A LA FECHA NO SE PRESENTÓ AGUA A LA PROFUNDIDAD DE EXCAVACIÓN)

MUESTRA : C-4 / E-1 / MUESTRA 4 / (MUESTRA EXTRAÍDA Y TRANSPORTADA POR EL SOLICITANTE)

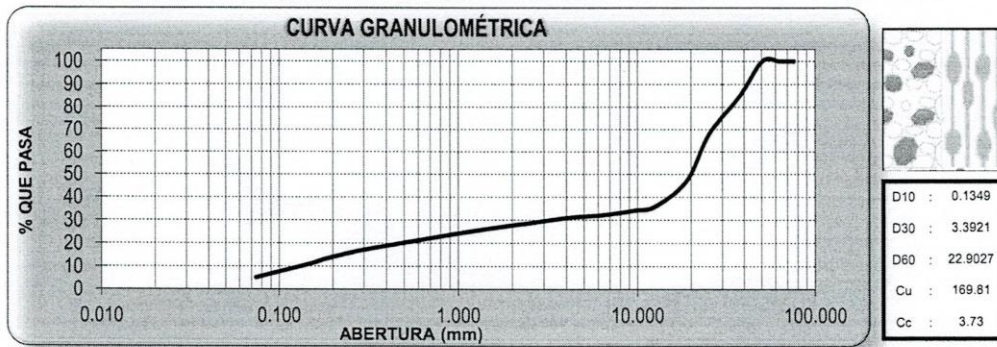
DATOS DEL ENSAYO

Peso de muestra seca : 1500.00

Peso de muestra seca luego de lavado : 1423.74

Peso perdido por lavado : 76.26

Tamices ASTM	Abertura (mm)	Peso Retenido	%Retenido Parcial	%Retenido Acumulado	%Que Pasa	Contenido de Humedad	
3"	76.200	0.00	0.00	0.00	100.00		
2 1/2"	63.500	0.00	0.00	0.00	100.00		
2"	50.600	0.00	0.00	0.00	100.00		
1 1/2"	38.100	220.06	14.67	14.67	85.33	Límites e Índices de Consistencia	
1"	25.400	257.83	17.19	31.86	68.14		L. Líquido :
3/4"	19.050	310.50	20.70	52.56	47.44		L. Plástico :
1/2"	12.700	170.24	11.35	63.91	36.09	Ind. Plasticidad :	
3/8"	9.525	29.09	1.94	65.85	34.15	Clasificación de la Muestra	
1/4"	6.350	29.07	1.94	67.79	32.21		Clas. SUCS : GP-GM
No4	4.750	15.97	1.06	68.85	31.15	Clas. AASHTO : A-1-a (0)	
No8	2.360	39.88	2.66	71.51	28.49	Descripción de la Muestra	
No10	2.000	10.67	0.71	72.22	27.78		SUCS: Grava mal graduada con limo y arena
No16	1.180	38.68	2.58	74.80	25.20	AASHTO: Fragmentos de roca, grava y arena / Excelente a bueno	
No20	0.850	27.09	1.81	76.61	23.39	Tiene un % de finos de = 5.08%	
No30	0.600	30.90	2.06	78.67	21.33	Descripción de la Calicata	
No40	0.420	31.80	2.12	80.79	19.21		C-4 : E-1
No50	0.300	30.40	2.03	82.81	17.19	Profundidad : 0.00 m - 1.20 m	
No60	0.250	19.09	1.27	84.08	15.92		
No80	0.180	40.39	2.69	86.78	13.22		
No100	0.150	30.01	2.00	88.78	11.22		
No200	0.074	92.07	6.14	94.92	5.08		
< No200		76.26	5.08	100.00	0.00		
Total		1500.00	100.00				



CAMPUS TRUJILLO
Av. Larco 1770.
Tel.: (044) 485 000. Anx.: 7000.
Fax: (044) 485 019.



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO
Ing. Bryan Emanuel Cárdenas Saldaña
CIP: 211074
Jefe de Laboratorio de Mecánica de Suelos y Materiales

fb/ucv.peru
@ucv_peru
#saliradelante
ucv.edu.pe

Figura 318: Resultados de análisis granulométrico calicata N° 04.
Fuente: Estudio de mecánica de suelos

ANEXO N° 05.- Obtención de diámetro representativo de las partículas (D50).


El diámetro mediano de las partículas (D50) es el tamaño de partícula correspondiente al 50% que pasa y se obtiene por interpolación de los resultados granulométricos de los ensayos de mecánica de suelos.

Tabla 141: Obtención de diámetro representativo de las partículas D50.

INTERPOLACIÓN DE D50		
Calicata N° 01		
Abertura de tamices (mm)	% Que pasa	D50
0.8500	50.2000	0.813
D50	50.0000	
0.6000	48.8600	
Calicata N° 02		
Abertura de tamices (mm)	% Que pasa	D50
19.050	55.830	13.694
D50	50.000	
12.700	48.920	
Calicata N° 03		
Abertura de tamices (mm)	% Que pasa	D50
9.525	53.810	7.319
D50	50.000	
6.350	48.330	
Calicata N° 04		
Abertura de tamices (mm)	% Que pasa	D50
25.400	68.140	19.835
D50	50.000	
19.050	47.440	

Fuente: Elaboración propia

ANEXO N° 06.- Resultados de peso específico de los sólidos.



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES

PESO ESPECÍFICO DE LOS SÓLIDOS
ASTM D - 854

PROYECTO : DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE CONACHE, SOBRE EL RÍO MOCHE, EN LA CARRETERA INDUSTRIAL - CENTRO POBLADO SANTO DOMINGO, DISTRITO DE LAREDO

SOLICITANTE : ORBEGOSO ALAYO JHILSON - ROLDÁN MORA DILMER

RESPONSABLE : ING. BRYAN EMANUEL CÁRDENAS SALDAÑA


UBICACIÓN : LAREDO - TRUJILLO - LA LIBERTAD


FECHA : OCTUBRE DEL 2019 (A LA FECHA NO SE PRESENTÓ AGUA A LA PROFUNDIDAD DE EXCAVACIÓN)

MUESTRA : C-1 / E-1 / MUESTRA 1 / (MUESTRA EXTRAÍDA Y TRANSPORTADA POR EL SOLICITANTE)

PESO ESPECÍFICO DE LOS SÓLIDOS
D - 854

Muestra N°	1	2
Peso de Muestra Seca (gr)	100.00	100.00
Fiola (ml)	500.00	500.00
Peso de la Fiola (gr)	176.20	180.30
Peso de Fiola + Agua (gr)	676.20	680.30
Peso de Fiola + Agua + Muestra (gr)	737.00	741.50
Peso Específico (gr/cm ³)	2.55	2.58
Peso Específico Promedio (gr/cm ³)	2.57	





Ing. Bryan Emanuel Cárdenas Saldaña
CIP: 211074
Jefe de Laboratorio de Mecánica de Suelos y Materiales

fb/ucv.peru
@ucv_peru
#saliradelante
ucv.edu.pe

CAMPUS TRUJILLO
Av. Larco 1770.
Tel.: (044) 485 000. Anx.: 7000.
Fax: (044) 485 019.

Figura 319: Resultados de peso específico de los sólidos, calicata N° 01.
Fuente: Estudio de mecánica de suelos



LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES

PESO ESPECÍFICO DE LOS SÓLIDOS
ASTM D - 854

PROYECTO : DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE CONACHE, SOBRE EL RÍO MOCHE, EN LA CARRETERA INDUSTRIAL - CENTRO POBLADO SANTO DOMINGO, DISTRITO DE LAREDO

SOLICITANTE : ORBEGOSO ALAYO JHILSON - ROLDÁN MORA DILMER

RESPONSABLE : ING. BRYAN EMANUEL CÁRDENAS SALDAÑA

UBICACIÓN : LAREDO - TRUJILLO - LA LIBERTAD

FECHA : OCTUBRE DEL 2019 (A LA FECHA NO SE PRESENTÓ AGUA A LA PROFUNDIDAD DE EXCAVACIÓN)

MUESTRA : C-2 / E-1 / MUESTRA 2 / (MUESTRA EXTRAÍDA Y TRANSPORTADA POR EL SOLICITANTE)

PESO ESPECÍFICO DE LOS SÓLIDOS

D - 854

Muestra N°	1	2
Peso de Muestra Seca (gr)	100.00	100.00
Fiola (ml)	500.00	500.00
Peso de la Fiola (gr)	146.10	140.60
Peso de Fiola + Agua (gr)	646.10	640.60
Peso de Fiola + Agua + Muestra (gr)	707.40	701.00
Peso Específico (gr/cm ³)	2.58	2.53
Peso Específico Promedio (gr/cm ³)	2.56	



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO
Ing. Bryan Emanuel Cárdenas Saldaña
CIP: 211074
Jefe de Laboratorio de Mecánica de Suelos y Materiales

CAMPUS TRUJILLO
Av. Larco 1770.
Tel.: (044) 485 000. Anx.: 7000.
Fax: (044) 485 019.

fb/ucv.peru
@ucv_peru
#saliradelante
ucv.edu.pe

Figura 320: Resultados de peso específico de los sólidos, calicata N° 02.
Fuente: Estudio de mecánica de suelos



LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES

PESO ESPECÍFICO DE LOS SÓLIDOS
ASTM D - 854

PROYECTO : DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE CONACHE, SOBRE EL RÍO MOCHE, EN LA CARRETERA INDUSTRIAL - CENTRO POBLADO SANTO DOMINGO, DISTRITO DE LAREDO

SOLICITANTE : ORBEGOSO ALAYO JHILSON - ROLDÁN MORA DILMER

RESPONSABLE : ING. BRYAN EMANUEL CÁRDENAS SALDAÑA

UBICACIÓN : LAREDO - TRUJILLO - LA LIBERTAD

FECHA : OCTUBRE DEL 2019 (A LA FECHA NO SE PRESENTÓ AGUA A LA PROFUNDIDAD DE EXCAVACIÓN)

MUESTRA : C-3 / E-1 / MUESTRA 3 / (MUESTRA EXTRAÍDA Y TRANSPORTADA POR EL SOLICITANTE)

PESO ESPECÍFICO DE LOS SÓLIDOS

D - 854

Muestra N°	1	2
Peso de Muestra Seca (gr)	100.00	100.00
Fiola (ml)	500.00	500.00
Peso de la Fiola (gr)	154.20	155.30
Peso de Fiola + Agua (gr)	654.20	655.30
Peso de Fiola + Agua + Muestra (gr)	715.30	716.00
Peso Especifico (gr/cm ³)	2.57	2.54
Peso Especifico Promedio (gr/cm ³)	2.56	



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO
Ing. Bryan Emanuel Cárdenas Saldaña
CIP: 211074
Jefe de Laboratorio de Mecánica de Suelos y Materiales

CAMPUS TRUJILLO
Av. Larco 1770.
Tel.: (044) 485 000. Anx.: 7000.
Fax: (044) 485 019.

fb/ucv.peru
@ucv_peru
#saliradelante
ucv.edu.pe

Figura 321: Resultados de peso específico de los sólidos, calicata N° 03.
Fuente: Estudio de mecánica de suelos



LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y MATERIALES

PESO ESPECÍFICO DE LOS SÓLIDOS
ASTM D - 854

PROYECTO : DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE CONACHE, SOBRE EL RÍO MOCHE, EN LA CARRETERA INDUSTRIAL - CENTRO POBLADO SANTO DOMINGO, DISTRITO DE LAREDO

SOLICITANTE : ORBEGOSO ALAYO JHILSON - ROLDÁN MORA DILMER

RESPONSABLE : ING. BRYAN EMANUEL CÁRDENAS SALDAÑA

UBICACIÓN : LAREDO - TRUJILLO - LA LIBERTAD

FECHA : OCTUBRE DEL 2019 (A LA FECHA NO SE PRESENTÓ AGUA A LA PROFUNDIDAD DE EXCAVACIÓN)

MUESTRA : C-4 / E-1 / MUESTRA 4 / (MUESTRA EXTRAÍDA Y TRANSPORTADA POR EL SOLICITANTE)

PESO ESPECÍFICO DE LOS SÓLIDOS

D - 854

Muestra N°	1	2
Peso de Muestra Seca (gr)	100.00	100.00
Fiola (ml)	500.00	500.00
Peso de la Fiola (gr)	145.00	140.10
Peso de Fiola + Agua (gr)	645.00	640.10
Peso de Fiola + Agua + Muestra (gr)	706.20	700.50
Peso Específico (gr/cm ³)	2.58	2.53
Peso Específico Promedio (gr/cm ³)	2.56	



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO
Ing. Bryan Emanuel Cárdenas Saldaña
CIP: 211074
Jefe de Laboratorio de Mecánica de Suelos y Materiales

CAMPUS TRUJILLO
Av. Larco 1770.
Tel.: (044) 485 000. Anx.: 7000.
Fax: (044) 485 019.

fb/ucv.peru
@ucv_peru
#saliradelante
ucv.edu.pe

Figura 322: Resultados de peso específico de los sólidos, calicata N° 04.
Fuente: Estudio de mecánica de suelos

ANEXO N° 07.- Resumen de estudios de mecánica de suelos para estudio hidráulico.

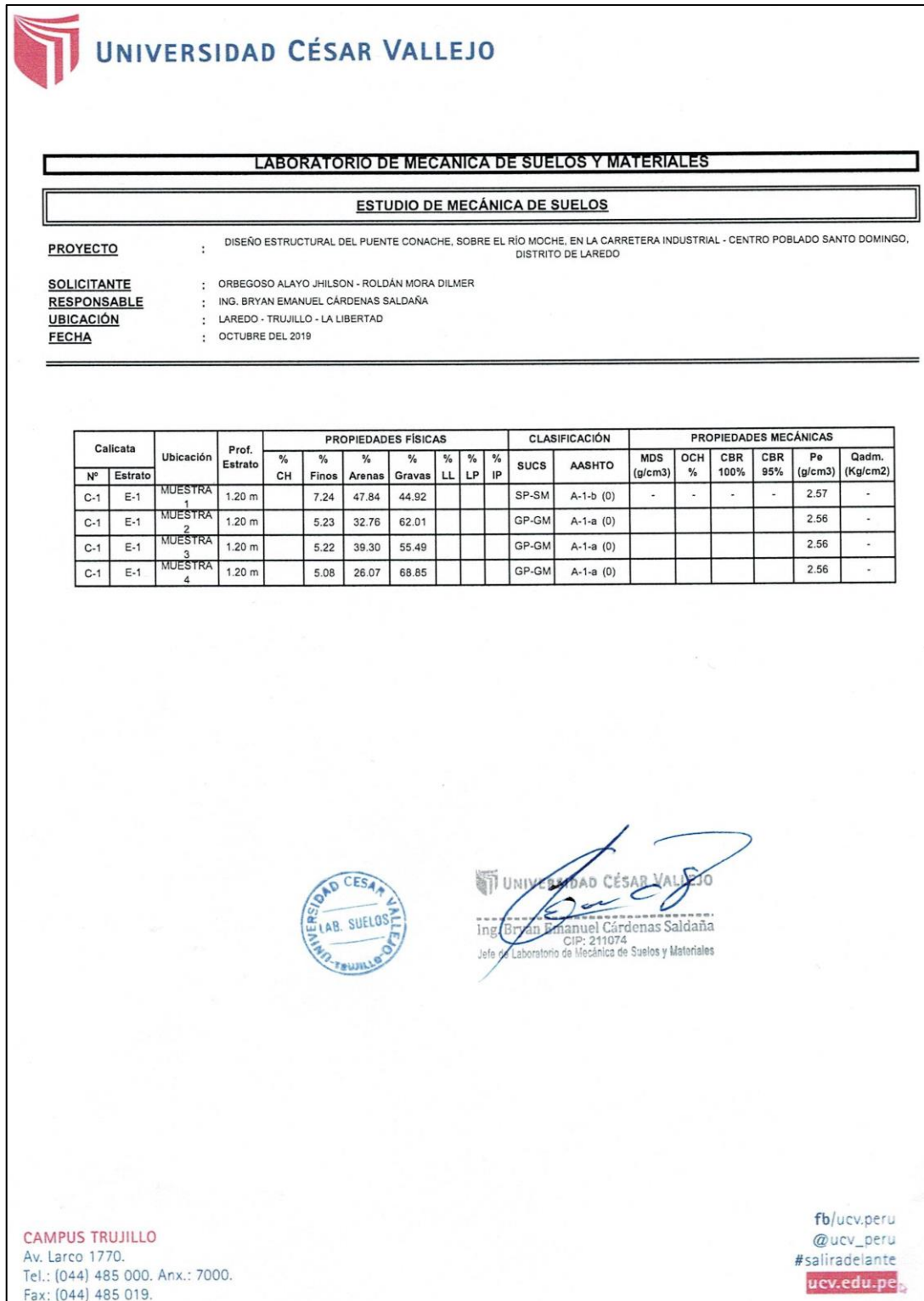


Figura 323: Cuadro resumen de estudio de mecánica de suelos para estudio hidráulico.

Fuente: Estudio de mecánica de suelos

ANEXO N° 08: Estimación de socavación general por contracción

A. Método de Lischtaev – Levediev.

La ecuación para determinar socavación en suelos granulares considerando los coeficientes de corrección por contracción y peso específico del agua, es la siguiente:

$$H_s = \left[\frac{\alpha h^{5/3}}{0.68 \beta \mu \varphi D_m^{0.28}} \right]^{1+z}$$

Dónde:

$$\alpha = \frac{Q_d}{(H_m)^{5/3} \beta_e \mu}$$

$H_s - h$: Profundidad de socavación (m)

h : Tirante de agua (m)

D_m : Diámetro característico del lecho (mm)

β : Coeficiente de frecuencia.

μ : Factor de corrección por contracción del cauce.

φ : Factor de corrección por transporte de sedimentos

Q_d : Caudal de diseño (m³/s)

H_m : Tirante promedio

β_e : Ancho efectivo del cauce de en la sección transversal.

Obtención de datos:

❖ Tirante de agua (h) y (Hm)

El tirante de agua se calcula restando la altura de lámina de agua y la cota inferior de la sección de la progresiva 00+340 de la (Tabla N° 11: Condiciones hidráulicas del perfil del río Moche - tramo puente Conache – T = 500 AÑOS)

$$h = 80.52 - 75.16 = 5.36 \text{ m}$$

❖ Diámetro característico (D_m) o (d50)

El diámetro medio característico se obtiene al promediar los resultados de D50 de análisis granulométrico.

Tabla 142: Diámetro característico del lecho del río

Diámetro característico		
N° Calicata	D50	Dm
C-1	0.813	10.212
C-2	13.694	
C-3	7.319	
C-4	19.835	

Fuente: Elaboración propia

El coeficiente de frecuencia se interpola para una probabilidad de ocurrencia del 95% del siguiente cuadro:

Tabla 143: Valores de β

Probabilidad (en % de que se presente el caudal de diseño)	Coeficiente (β)
100	0.77
50	0.82
20	0.86
10	0.9
5	0.94
2	0.97
1	1
0.3	1.03
0.2	1.05
0.1	1.07

Fuente. Maza, 1967

Interpolación:

100	→	0.77
95	→	β
50	→	0.82

β	=	0.775
---------	---	-------

❖ **Factor Z**

El valor de Z se interpola de la siguiente tabla en función del diámetro característico D50.

Tabla 144: Valores de Z

Suelos granulares					
d (mm)	Z	1/(1+Z)	d (mm)	Z	1/(1+Z)
0.05	0.43	0.70	40.00	0.30	0.77
0.02	0.42	0.70	60.00	0.29	0.78
0.50	0.41	0.71	90.00	0.28	0.78
1.00	0.40	0.71	140.00	0.27	0.79
1.50	0.39	0.72	190.00	0.26	0.79
2.50	0.38	0.72	250.00	0.25	0.80
4.00	0.37	0.73	310.00	0.24	0.81
6.00	0.36	0.74	370.00	0.23	0.81
8.00	0.35	0.74	450.00	0.22	0.83
10.00	0.34	0.75	570.00	0.21	0.83
15.00	0.33	0.75	750.00	0.20	0.83
20.00	0.32	0.76	1000.00	0.19	0.84
25.00	0.31	0.76			

Fuente: Maza, 1967

Interpolación:

10.000 → 0.34
 10.212 → Z
 15.000 → 0.33

Z	=	0.34
---	---	------

❖ **Factor de corrección por contracción de cauce (μ)**

El valor de coeficiente de contracción del cauce se interpola de la siguiente tabla en función de la velocidad media del cauce en la sección del puente ($V= 2.52$ m/s) y la luz libre entre dos apoyos ($L= 34$ m).

Tabla 145: Valores del coeficiente del cauce μ

Velocidad media en m/s	Luz libre entre dos pilas, en metros												
	10	13	16	18	21	25	30	42	52	63	106	125	200
	coeficiente μ												
menor de 1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.00	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

Fuente: Maza, 1967

Interpolación de μ para una luz entre ejes de L=34m y V= 2.50 m/s.

30.00	→	0.970
34.00	→	$\mu_{v2.5}$
42.00	→	0.980

$\mu_{v2.5}$	=	0.973
--------------	---	-------

Interpolación de μ para una luz entre ejes de L=34m y V= 3.00 m/s.

30.00	→	76.000
34.00	→	$\mu_{v3.0}$
42.00	→	97.000

$\mu_{v3.0}$	=	0.963
--------------	---	-------

Interpolación de μ para una velocidad media V= 2.52 m/s.

2.50	→	0.973
2.52	→	μ
3.00	→	0.963

μ	=	0.973
-------	---	-------

❖ **Ancho efectivo del cauce β_e**

El ancho efectivo de cauce en la sección del puente es 68.00 m

❖ **Cálculo de α**

Reemplazando en la ecuación se tiene:

$$\alpha = \frac{Q_d}{(H_m)^{5/3} \beta_e \mu}$$

$$\alpha = \frac{744.11}{(5.36)^{5/3} (68)(0.973)}$$

$$\alpha = 0.685$$

Cálculo de socavación local considerando coeficientes por contracción de cause
 - Método de Lischtavn – Levediev.

$$H_s = \left[\frac{\alpha h^{5/3}}{0.68 \beta \mu \varphi D_m^{0.28}} \right]^{1+z}$$

$$H_s = \left[\frac{(0.685)(5.36)^{5/3}}{0.68(0.775)(0.973)(1)(10.212)^{0.28}} \right]^{1+0.34}$$

$$H_s = 6.16 \text{ m}$$

$$H_s - h = 6.16 - 5.36 = 0.80 \text{ m}$$

Por lo tanto; la profundidad de socavación general considerando coeficientes de contracción por el método de Lischtavn – Levediev es de 0.80 metros.

B. Método de Straub

La siguiente expresión se usa para tener un estimativo del posible descenso que sufrirá el fondo del cauce debido a una reducción en su sección transversal.

$$H_s = \left(\frac{B_1}{B_2} \right)^{0.642} h_1$$

Donde:

$H_s - h_1$: profundidad de socavación (m)

B_1 : Ancho de la superficie libre del cauce aguas arriba de la contracción (m)

B_2 : Ancho de la superficie libre del cauce en la contracción (m)

h_1 : Tirante de agua hacia aguas arriba de la contracción (m)

Obtención de datos:

❖ B_1 :

Este valor es tomado de las condiciones de flujo de la progresiva 00+360.

$$B_1 = 83.21 \text{ m}$$

❖ B_2 :

Este valor es tomado de las condiciones de flujo en la sección del puente.

$$B_2 = 68.00 \text{ m}$$

❖ h_1 :

El valor se calcula restando la altura de lámina de agua con la cota inferior de la sección, de las condiciones de flujo de la progresiva 00+360

$$h_1 = 80.62 - 75.30$$

$$h_1 = 5.32 \text{ m}$$

Reemplazando valores en la formula, se tiene:

$$H_S = \left(\frac{83.21}{68.00} \right)^{0.642} \quad (5.32)$$

$$H_S = 6.056 \text{ m}$$

$$H_S - h_1 = 6.056 - 5.32 = 0.736 \text{ m}$$

Por lo tanto; la profundidad de socavación general teniendo en cuenta reducción de la sección transversal por el método de Straub es de 0.736 metros.

C. Método de Laursen

Se calcula la socavación por contracción del lecho móvil, usando una versión modificada de Laursen 1960. La ecuación asume que el material del lecho es transportado en la sección aguas arriba del puente.

$$\frac{H_S}{h_1} = \left(\frac{Q_2}{Q_1} \right)^{6/7} \left(\frac{B_1}{B_2} \right)^{K_1}$$

Dónde:

$H_S - h_2$: profundidad de socavación (m)

H_S : Profundidad media del flujo en el cauce principal después de la socavación (m).

h_1 : Tirante de agua hacia aguas arriba de la contracción (m)

h_2 : Tirante de agua en la sección contraída del puente antes de la socavación. Puede usarse h_1 en cauces arenosos con lecho móvil.

Q_1 : caudal en la sección aguas arriba del cauce principal (m³/s)

Q_2 : Caudal en la sección contraída del puente (m³/s)

B_1 : Ancho de la superficie libre del cauce aguas arriba de la contracción (m)

B_2 : Ancho de la superficie libre del cauce en la contracción (m)

k_1 : Exponente en función del modo de transporte de sedimento, de la velocidad de corte aguas arriba del puente y de la velocidad de caída del material del lecho.

Obtención de datos:

❖ Q_1 y Q_2 :

El caudal para estimación de socavación en todo el río es de 744.11 m³/s.

❖ B_1 :

$$B_1 = 83.21 \text{ m}$$

❖ B_2 :

$$B_2 = 68.00 \text{ m}$$

❖ **Obtención de exponente k_1 :**

Tabla 146: Valores del coeficiente k_1

V_*/w	k_1	Modo de transporte del sedimento del lecho
<0.50	0.59	Mucho del material en contacto con el lecho
0.5 a 2.0	0.64	Algo de material de lecho suspendido
>2.00	0.69	Mucho del material del lecho suspendido

Fuente: HEC-18, 1993

La velocidad de corte se expresa:

$$V_* = \sqrt{gh_1S_1}$$

Dónde:

V_* : Velocidad de corte en el cauce principal sección aguas arriba (m/s)

g : Aceleración de la gravedad (9.8 m/s²)

S_1 : Gradiente hidráulico en la sección aguas arriba del puente (m/m)

w : velocidad de caída para D_{50} según figura N° 08 (m/s)

✓ **Gradiente hidráulico**

$$S_1 = \frac{2.42 - 2.28}{20}$$

$$S_1 = 0.007 \text{ m/m}$$

✓ **Velocidad de corte**

$$V_* = \sqrt{(9.8)(5.32)(0.007)}$$

$$V_* = 0.604 \text{ m/s}$$

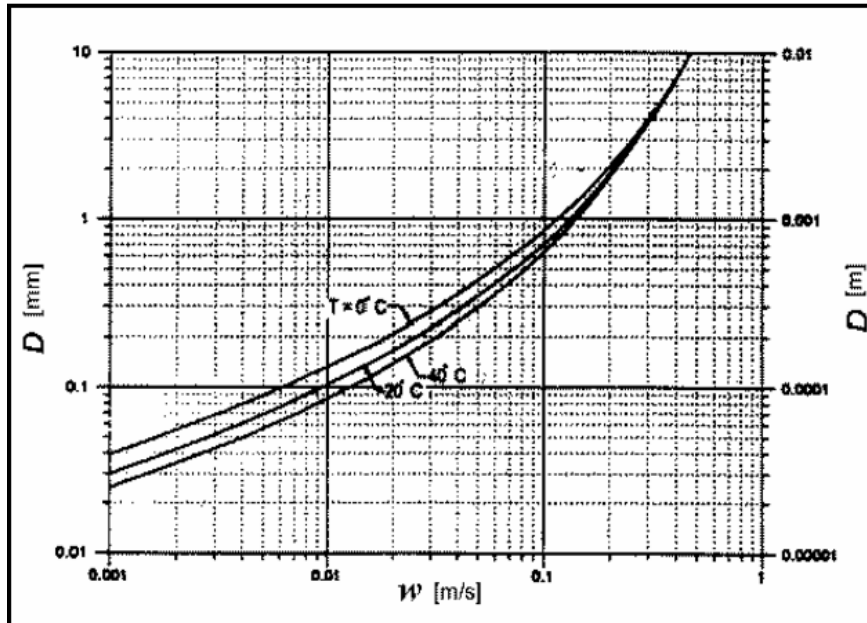


Figura 324: Velocidad de caída (w) para partículas de arena
Fuente: HEC-18, 1993

De la figura anterior, para un diámetro medio de $D_{50} = 10.212$, se obtiene un valor $w = 0.045 \text{ m/s}$

$$\Rightarrow \frac{V_*}{w} = \frac{0.604}{0.45} = 1.342$$

De la tabla de valores de k_1 , obtenemos un valor $k_1 = 0.64$

$$\frac{H_S}{5.32} = \left(\frac{744.11}{744.11}\right)^{6/7} \left(\frac{83.21}{68.00}\right)^{0.64}$$

$$H_S = 6.054 \text{ m}$$

$$H_S - h_2 = 6.054 - 5.32$$

$$H_S - h_2 = 0.734 \text{ m}$$

Por lo tanto; la profundidad de socavación general teniendo la contracción del lecho móvil método de Laursen es de 0.734 metros.

ANEXO N° 09: Estimación de socavación local en pilares

A. Método de Laursen y Toch

Caso del flujo de agua paralelo al eje mayor del pilar.

$$y_s = K_f K_g a$$

Dónde:

y_s : Profundidad de socavación local medida a partir del fondo del cauce (m)

K_f : Coeficiente que depende de la forma de la nariz del pilar

K_g : Coeficiente que depende de la relación H_s/a

H_s : Profundidad de agua después de producida la socavación por contracción (m)

a : Ancho del pilar (m)

Obtención de datos:

❖ K_f :



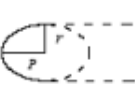
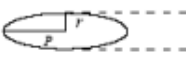
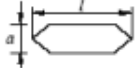

FORMA DE LA NARIZ		COEFICIENTE K_f DE SCHNEIBLE
RECTANGULAR $l/a = 4$		1.00
SEMICIRCULAR		0.90
ELIPTICA	$\frac{P}{r} = \frac{2}{l}$ $\frac{P}{r} = \frac{3}{l}$ 	0.81
		0.75
LENTICULAR	$\frac{P}{r} = \frac{2}{l}$ $\frac{P}{r} = \frac{3}{l}$ 	0.81
		0.69
FORMA DE LA NARIZ		SEGÚN TISON
BISELADA $l/a = 4$		0.78
PERFIL HIDRODINAMICO $l/a = 4$		0.75

Figura 325: Coeficiente K_f , método de Laursen y Toch
Fuente: Juárez y Rico, 1992

De la figura anterior y la forma de nariz del pilar (biselada) se obtiene un valor de $K_f = 0.78$

❖ a :

El ancho de la pila es de 2.00 metros ver detalle de planos.

❖ K_g :

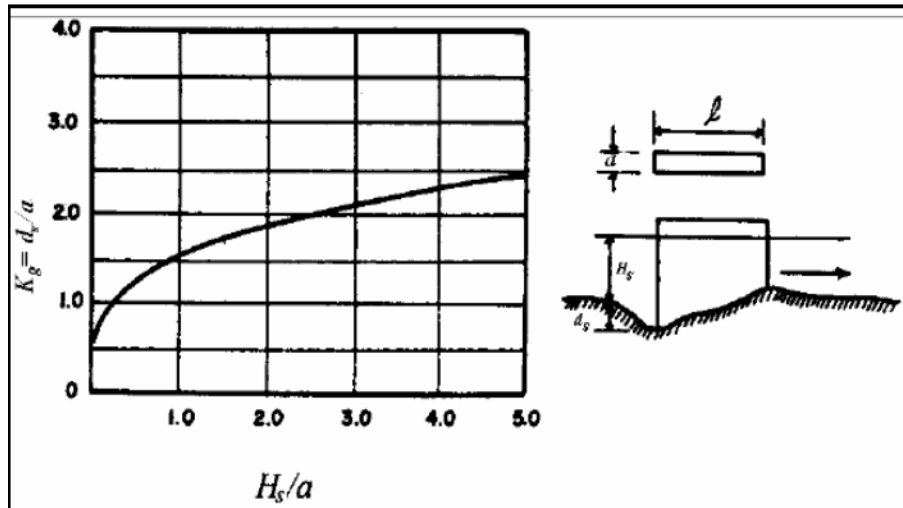


Figura 326: Coeficiente K_g , método de Laursen y Toch

Fuente: Juárez y Rico, 1992

- H_s : La profundidad de agua después de producida la socavación por contracción se obtiene sumando el tirante de agua en la sección más la socavación general por contracción

$$H_s = 5.36 + 0.757 = 6.117$$

- H_s/a

$$\frac{H_s}{a} = \frac{6.117}{2.00} = 3.059$$

- K_g :

$$K_g = 2.2$$

Reemplazando en la ecuación:

$$y_s = 0.78(2.2)(2.0)$$

$$y_s = 3.432$$

Por lo tanto; la profundidad de socavación local en el pilar por el método de Laursen y Toch es de 3.432 metros.

B. Método de Neil (1964)

Se considera que esta ecuación proporciona la máxima profundidad de socavación que se espera para cualquier velocidad:

$$y_s = 1.5(a')^{0.7}h^{0.3}$$

Dónde:

y_s : Profundidad de socavación medida a partir del fondo del cauce (m)

a' : Ancho proyectado del pilar

h : profundidad del flujo aguas arriba del pilar (m)

Para pilares de nariz redondeada, el coeficiente puede ser 1.2 en vez de 1.5 en la ecuación anterior.

Obtención de datos:

❖ a' :

El ancho del pilar es de 2.00 metros.

❖ h :

Es el tirante de agua en la progresiva 00+340, igual a 5.36m

Reemplazando valores:

$$y_s = 1.2 (2)^{0.7} (5.36)^{0.3}$$

$$y_s = 3.226 \text{ m}$$

Por lo tanto; la profundidad de socavación local en el pilar por el método de Neil es de 3.226 metros.

C. Método de Arunachalam (1965, 1967)

Arunachalam realizó una modificación de la ecuación de Englis – Poona (1948) y propuso la siguiente expresión:

$$y_s = 1.334 q^{2/3} \left[1.95 \left(\frac{1.33q^{2/3}}{a} \right)^{-1/6} - 1 \right]$$

Dónde:

y_s : profundidad de socavación (m)

q : caudal unitario aguas arriba del puente (m³/s-m)

a : ancho del pilar (m)

Obtención de datos:

❖ **a:**

El ancho del pilar es de 2.00 metros.

❖ **q:**

Es el caudal/ ancho de la sección en la progresiva 00+340

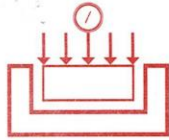
$$q = \frac{744.11}{71.08} = 10.469$$

Reemplazando datos:

$$y_s = 1.334 (10.469)^{2/3} \left[1.95 \left(\frac{1.33(10.469)^{2/3}}{2.00} \right)^{-1/6} - 1 \right]$$

$$y_s = 3.88m$$

Por lo tanto; la profundidad de socavación local en el pilar por el método de Arunachalam es de 3.88 metros.

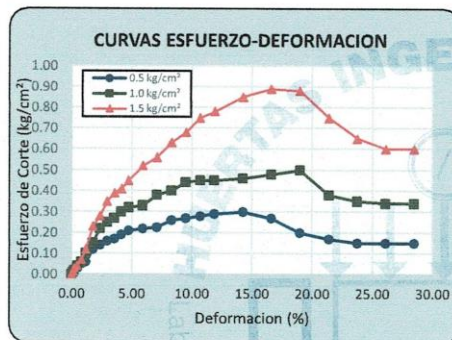


ENSAYO DE CORTE DIRECTO ASTM D - 3080

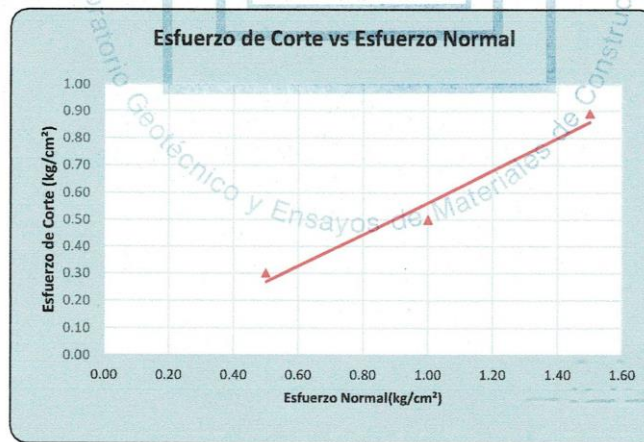
TESIS: DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE CONACHE, SOBRE EL RIO MOCHE, EN LA CARRETERA INDUSTRIAL - CENTRO POBLADO SANTO DOMINGO, DISTRITO DE LAREDO
SOLICITA: ORBEGOSO ALAYO JHILSON / ROLDAN MORA DILMER
UBICACIÓN: CP SANTO DOMINGO - DIST. LAREDO - PROV. TRUJILLO - REG. LA LIBERTAD
FECHA: TRUJILLO, 21 DE OCTUBRE DEL 2019
CANTERA: MATERIAL IN SITU

GRAFICAS:

Pag. 2/2



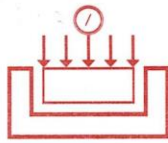
Esf. Normal	Esf. De Corte (kg/cm ²)		
	Maximo	Ultimo	Residual
0.50	0.30	0.18	0.15
1.00	0.50	0.35	0.32
1.50	0.89	0.50	0.45



Parametros	Maximo
Tan ϕ :	0.59
Angulo de Friccion (ϕ):	31
Cohesion (c) kg/cm ² :	0.00

HUERTAS INGENIEROS S.A.C.
Ing. José Cristhian Huertas Martel
C.I.P. 148105

Figura 328: Resultado de ensayo de corte directo C-5
Fuente: Estudio de mecánica de suelos



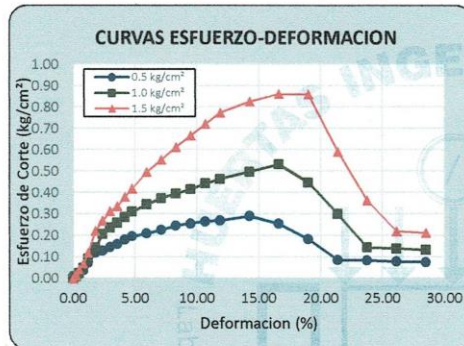
ENSAYO DE CORTE DIRECTO

ASTM D - 3080

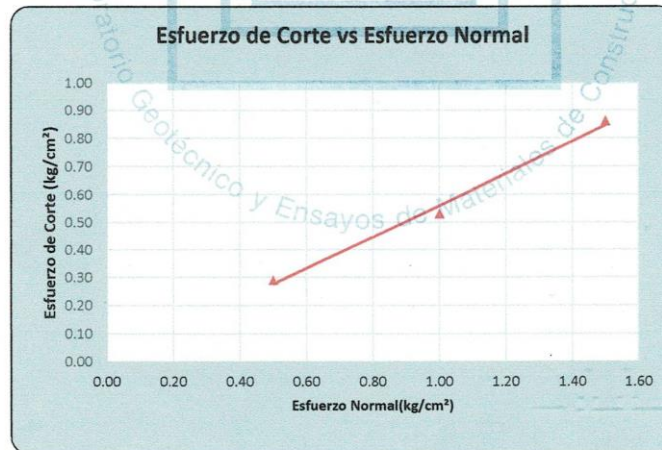
TESIS: DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE CONACHE, SOBRE EL RIO MOCHE, EN LA CARRETERA INDUSTRIAL - CENTRO POBLADO SANTO DOMINGO, DISTRITO DE LAREDO
 SOLICITA: ORBEGOSO ALAYO JHILSON / ROLDAN MORA DILMER
 UBICACIÓN: CP SANTO DOMINGO - DIST. LAREDO - PROV. TRUJILLO - REG. LA LIBERTAD
 FECHA: TRUJILLO, 21 DE OCTUBRE DEL 2019
 CANTERA: MATERIAL IN SITU

GRAFICAS:

Pag. 2/2



Esf. Normal	Esf. De Corte (kg/cm²)		
	Maximo	Ultimo	Residual
0.50	0.29	0.17	0.08
1.00	0.53	0.34	0.13
1.50	0.86	0.49	0.21



Parametros	Maximo
Tan ϕ :	0.57
Angulo de Friccion (ϕ):	30
Cohesion (c) kg/cm²:	0.01

HUERTAS INGENIEROS S.A.C.
 Ing. José Cristhian Huertas Martel
 R.P. 148105

Figura 330: Resultados de ensayo de corte directo C-6
 Fuente: Estudio de mecánica de suelos

ANEXO N° 11: Mapas de Isoaceleraciones espectrales

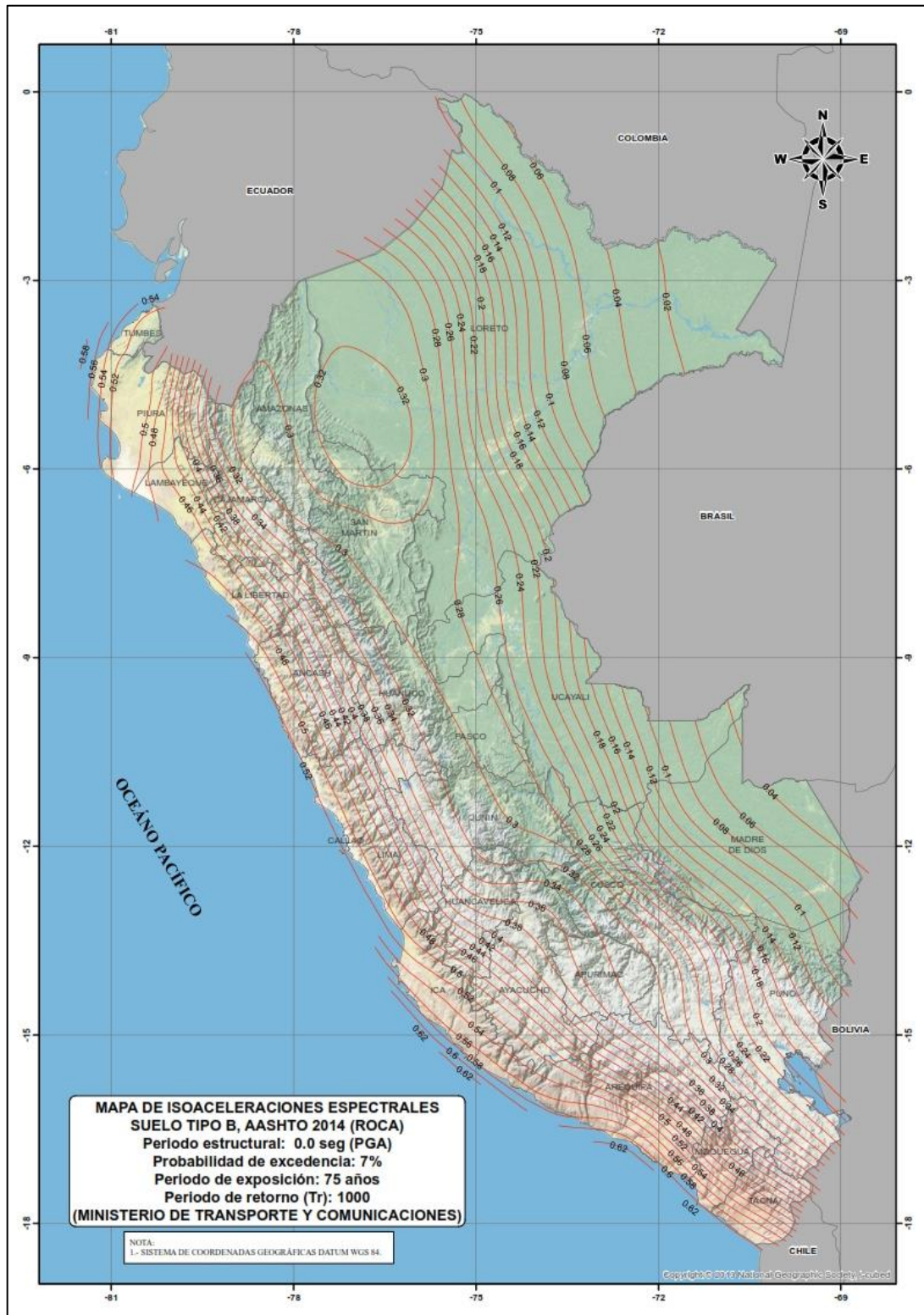


Figura 331: Mapa de Isoaceleraciones Espectrales suelo tipo (B), AASHTO 2014 (Roca), Periodo Estructural: 0.0 segundos (PGA), Probabilidad de excedencia: 7%, Periodo de exposición: 75 años, Periodo de retorno (T_r): 1000 años.
Fuente: Manual de puentes, 2018

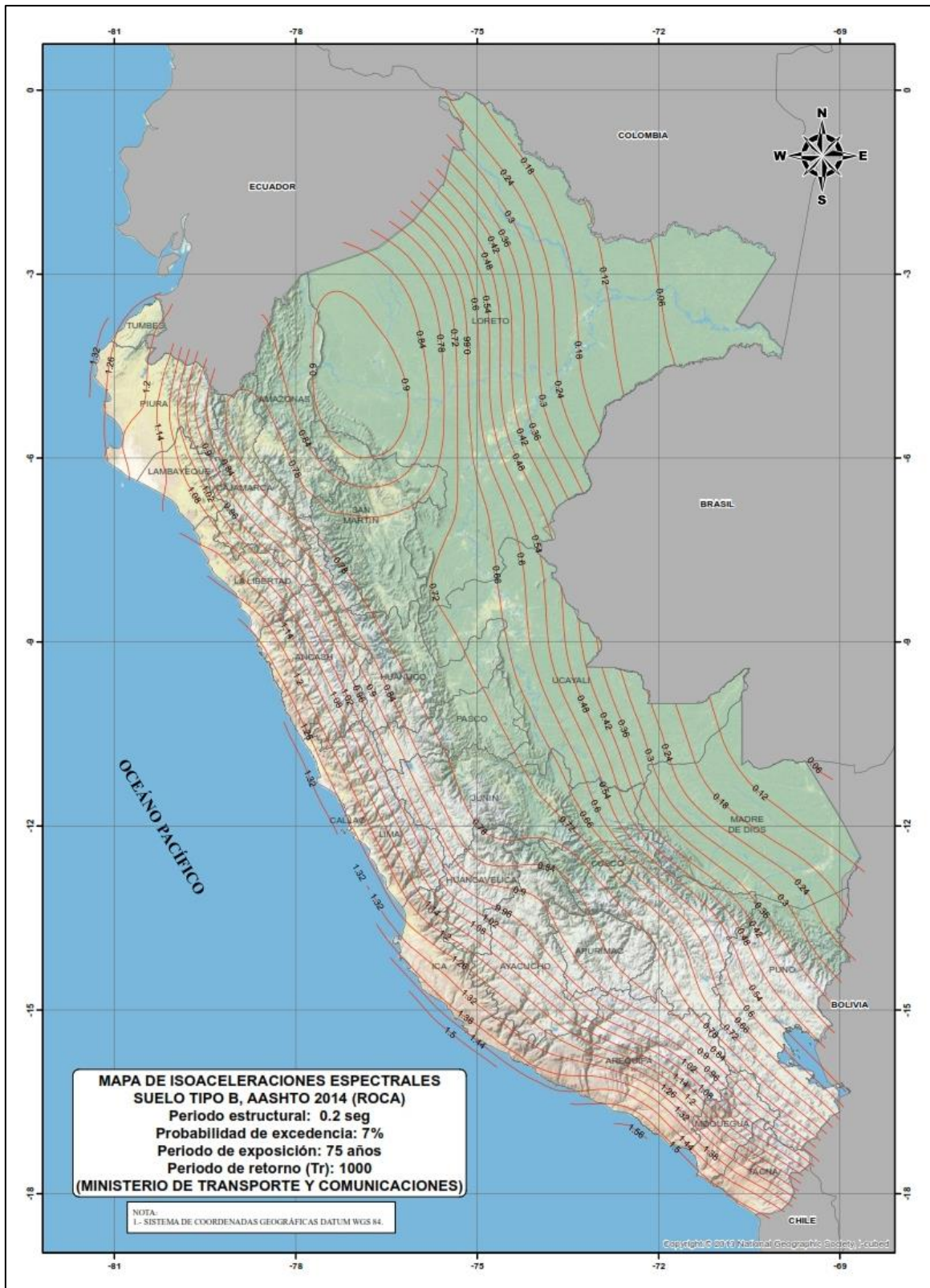


Figura 332: Mapa de Isoaceleraciones Espectrales suelo tipo (B), AASHTO 2014 (Roca), Período Estructural: 0.2 segundos (PGA), Probabilidad de excedencia: 7%, Período de exposición: 75 años, Período de retorno (Tr): 1000 años.
 Fuente: Manual de puentes, 2018

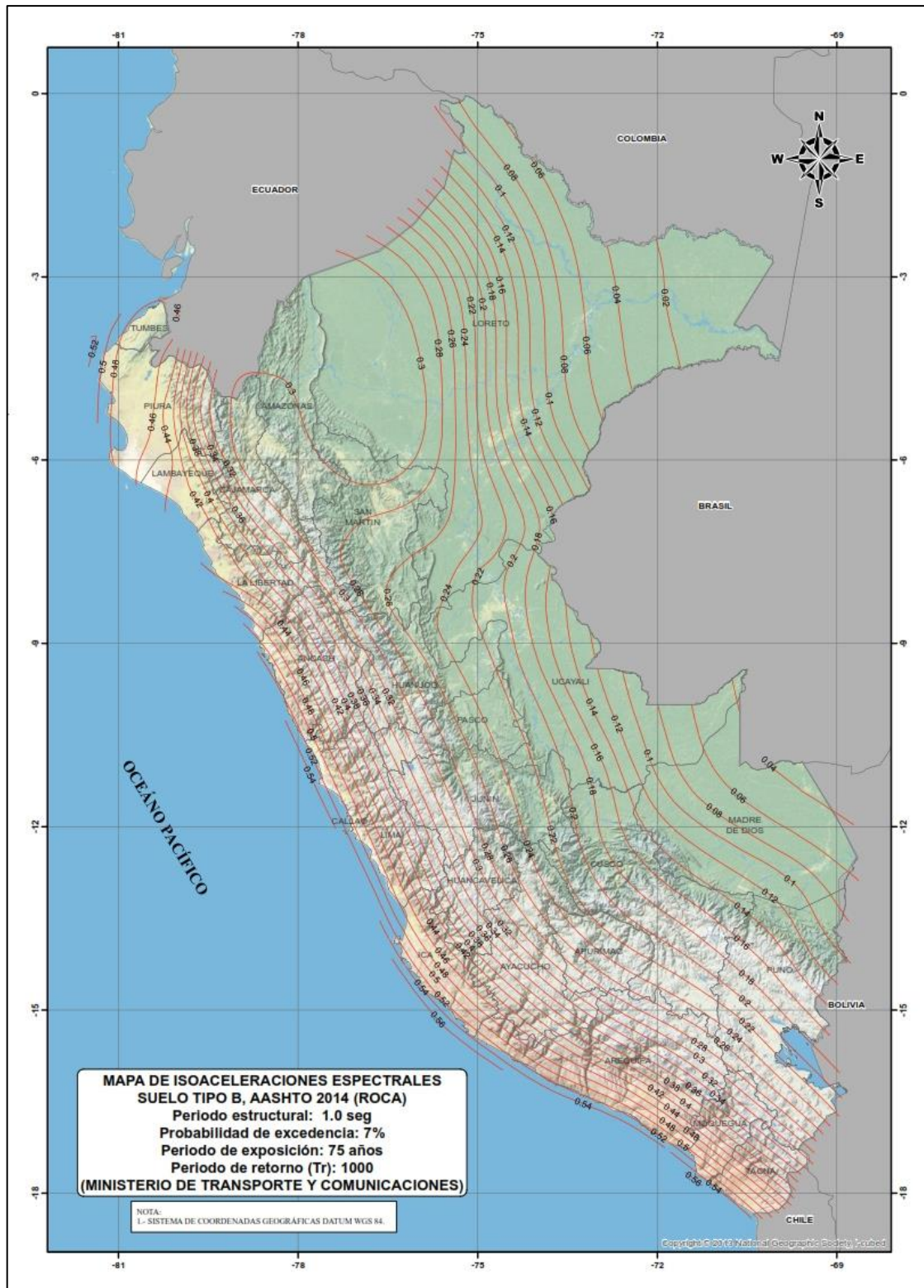



Figura 333: Mapa de Isoaceleraciones Espectrales suelo tipo (B), AASHTO 2014 (Roca), Período Estructural: 1.0 segundos (PGA), Probabilidad de excedencia: 7%, Período de exposición: 75 años, Período de retorno (Tr): 1000 años.
 Fuente: Manual de puentes, 2018

ANEXO N° 12: Formato de ficha usado para el conteo vehicular.

FORMATO N° 1.3



PERÚ Ministerio de Transportes y Comunicaciones

FORMATO DE CONTEO Y CLASIFICACIÓN VEHICULAR

TRAMO DE LA CARRETERA				ESTACION			
SENTIDO		E ←		S →	CODIGO DE LA ESTACION		
UBICACIÓN				DIA Y FECHA			




















HORA	SENTIDO	AUTO	STATION WAGON	CAMIONETAS			MICRO	BUS			CAMION				SEMI TRAYLER			TRAYLER				
				PICK UP	PANEL	RURAL Combi		2 E	>=3 E	2 E	3 E	4 E	2S1/2S2	2S3	3S1/3S2	>= 3S3	2T2	2T3	3T2	>=3T3		
DIAGRA. VEH.																						
00	E																					
A																						
01	S																					
01	E																					
A																						
02	S																					
02	E																					
A																						
03	S																					
03	E																					
A																						
04	S																					

Figura 334: Formato de ficha para conteo vehicular

Fuente: Ministerio de Transportes y Comunicaciones

ANEXO N° 13: Resultados de conteo vehicular.

Tabla 147: Resultados de conteo vehicular realizados en la estación Rio Moche (E – 1) el día Lunes 30 de septiembre.

HORA	AUTO	STATION WAGON	PICK UP	PANEL	COMBI	MICRO	BUS 2E	BUS > = 3E	2E	3E	4E	2S1/2S2	2S3	3S1/3S2	>=3S3	2T2	2T3	3T2	>=3T3
00 - 01	1	1	2	0	1	0	0	0	3	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0
01 - 02	0	2	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
02 - 03	1	0	0	0	1	0	0	0	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
03 - 04	2	0	0	0	1	0	0	0	0	2	0	0	0	0	0	0	0	0	1
04 - 05	5	4	1	0	3	1	0	0	7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
05 - 06	6	12	2	0	2	0	0	0	0	3	1	0	1	3	1	0	0	0	0
06 - 07	12	19	4	0	4	1	0	0	7	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0
07 - 08	36	43	8	0	17	0	0	0	10	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
08 - 09	52	29	14	0	7	0	0	0	15	3	0	0	0	0	1	0	0	0	0
09 - 10	35	30	24	0	6	1	0	0	14	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0
10 - 11	39	35	13	0	4	0	1	0	19	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0
11 - 12	64	31	15	0	5	0	0	0	12	0	2	0	1	0	1	0	0	0	0
12 - 13	56	38	16	1	11	0	1	0	9	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
13 - 14	43	39	6	1	6	1	0	0	9	3	0	0	0	0	0	0	1	0	0
14 - 15	42	36	15	0	2	0	1	0	15	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0
15 - 16	34	34	15	0	2	0	0	0	9	5	0	2	0	0	3	0	0	0	0
16 - 17	31	26	9	0	6	0	0	0	5	1	1	2	0	0	0	1	1	0	0
17 - 18	44	40	5	0	4	1	0	0	5	1	1	0	0	0	0	2	0	1	0
18 - 19	33	42	5	0	2	0	0	0	3	6	0	0	0	0	0	0	0	0	0
19 - 20	27	27	6	0	3	1	0	0	4	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
20 - 21	21	16	1	0	3	0	0	0	6	2	0	1	0	0	0	1	0	0	0
21 - 22	12	12	3	0	1	0	0	0	2	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0
22 - 23	13	13	3	0	1	0	0	0	2	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0
23 - 00	8	3	0	0	1	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Fuente: Elaboración propia

Tabla 148: Resultados de conteo vehicular realizados en la estación Rio Moche (E – 1) el día Martes 01 de octubre.

HORA	AUTO	STATION WAGON	PICK UP	PANEL	COMBI	MICRO	BUS 2E	BUS >=3E	2E	3E	4E	2S1/2S2	2S3	3S1/3S2	>=3S3	2T2	2T3	3T2	>=3T3
00 - 01	1	1	2	0	1	0	0	0	3	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0
01 - 02	0	2	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
02 - 03	1	0	0	0	1	0	0	0	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
03 - 04	2	0	0	0	1	0	0	0	0	2	0	0	0	0	0	0	0	0	1
04 - 05	5	4	1	0	3	1	0	0	7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
05 - 06	6	12	2	0	2	0	0	0	0	3	1	0	1	3	1	0	0	0	0
06 - 07	12	19	4	0	4	1	0	0	7	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0
07 - 08	36	43	8	0	17	0	0	0	10	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
08 - 09	52	29	14	0	7	0	0	0	15	3	0	0	0	0	1	0	0	0	0
09 - 10	35	30	24	0	6	1	0	0	14	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0
10 - 11	39	35	13	0	4	0	1	0	19	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0
11 - 12	64	31	15	0	5	0	0	0	12	0	2	0	1	0	1	0	0	0	0
12 - 13	56	38	16	1	11	0	1	0	9	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
13 - 14	43	39	6	1	6	1	0	0	9	3	0	0	0	0	0	0	1	0	0
14 - 15	42	36	15	0	2	0	1	0	15	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0
15 - 16	34	34	15	0	2	0	0	0	9	5	0	2	0	0	3	0	0	0	0
16 - 17	31	26	9	0	6	0	0	0	5	1	1	2	0	0	0	1	1	0	0
17 - 18	44	40	5	0	4	1	0	0	5	1	1	0	0	0	0	2	0	1	0
18 - 19	33	42	5	0	2	0	0	0	3	6	0	0	0	0	0	0	0	0	0
19 - 20	27	27	6	0	3	1	0	0	4	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
20 - 21	21	16	1	0	3	0	0	0	6	2	0	1	0	0	0	1	0	0	0
21 - 22	12	12	3	0	1	0	0	0	2	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0
22 - 23	13	13	3	0	1	0	0	0	2	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0
23 - 00	8	3	0	0	1	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Fuente: Elaboración propia

Tabla 149: Resultados de conteo vehicular realizados en la estación Rio Moche (E – 1) el día Miércoles 02 de octubre.

HORA	AUTO	STATION WAGON	PICK UP	PANEL	COMBI	MICRO	BUS 2E	BUS >=3E	2E	3E	4E	2S1/2S2	2S3	3S1/3S2	>=3S3	2T2	2T3	3T2	>=3T3
00 - 01	3	1	3	0	1	0	0	0	3	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0
01 - 02	1	2	0	0	1	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0
02 - 03	1	0	0	0	1	0	0	0	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
03 - 04	2	0	0	0	1	0	0	0	0	2	0	0	0	0	0	1	0	0	0
04 - 05	5	4	1	0	3	1	0	0	6	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0
05 - 06	7	12	3	0	2	0	0	0	3	1	0	0	1	0	0	1	0	0	0
06 - 07	12	19	4	0	4	1	0	0	7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2
07 - 08	26	23	15	0	17	2	0	0	10	1	0	0	0	0	0	2	0	0	0
08 - 09	52	29	14	0	7	0	0	0	15	3	1	0	0	0	0	0	0	0	0
09 - 10	35	30	24	0	6	0	0	0	17	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0
10 - 11	39	36	19	0	4	0	1	0	22	4	0	1	1	0	0	0	0	0	0
11 - 12	64	42	15	0	5	0	0	0	23	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0
12 - 13	56	38	16	0	11	0	1	0	9	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0
13 - 14	43	39	6	0	6	1	0	0	9	6	0	0	0	0	0	0	0	0	1
14 - 15	42	36	15	0	2	0	1	0	15	2	0	0	1	0	0	0	0	0	0
15 - 16	34	34	15	0	4	0	0	0	9	5	0	3	0	1	0	0	0	0	0
16 - 17	31	26	9	0	6	1	0	0	5	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0
17 - 18	44	40	5	0	4	1	0	0	5	1	1	0	0	0	0	2	0	1	0
18 - 19	33	42	5	0	2	0	0	0	3	6	0	0	0	0	0	0	0	0	0
19 - 20	27	27	6	0	3	0	0	0	4	4	1	0	0	0	0	0	0	0	0
20 - 21	21	16	1	0	3	0	0	0	6	2	0	1	0	0	0	1	0	0	0
21 - 22	12	12	3	1	0	0	0	0	2	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0
22 - 23	13	13	3	0	1	0	0	0	2	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0
23 - 00	8	9	0	0	1	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Fuente: Elaboración propia

Tabla 150: Resultados de conteo vehicular realizados en la estación Rio Moche (E – 1) el día Jueves 03 de octubre.

HORA	AUTO	STATION WAGON	PICK UP	PANEL	COMBI	MICRO	BUS 2E	BUS >= 3E	2E	3E	4E	2S1/2S2	2S3	3S1/3S2	>=3S3	2T2	2T3	3T2	>=3T3
00 - 01	5	1	3	0	1	1	0	0	3	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
01 - 02	2	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
02 - 03	1	1	0	0	1	0	0	0	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
03 - 04	1	0	0	0	1	0	0	0	0	2	0	0	0	0	0	1	0	0	0
04 - 05	5	4	1	0	3	3	0	0	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
05 - 06	6	12	3	0	2	0	0	0	3	1	0	1	1	0	0	1	0	0	0
06 - 07	22	40	4	0	4	1	0	0	7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
07 - 08	36	56	15	0	6	0	0	0	10	1	0	1	1	0	0	0	0	0	0
08 - 09	46	51	20	0	4	0	0	0	15	6	0	0	0	0	0	0	0	0	0
09 - 10	35	31	19	0	6	2	0	1	11	4	0	0	2	1	0	0	0	0	0
10 - 11	39	35	11	0	4	0	1	0	3	4	0	0	0	0	0	0	0	0	0
11 - 12	47	33	15	0	5	0	0	0	19	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
12 - 13	49	38	11	0	15	0	1	0	9	1	0	0	0	1	0	0	0	0	0
13 - 14	43	44	13	0	10	1	0	0	6	6	0	0	0	0	0	0	0	0	0
14 - 15	42	46	15	0	2	0	1	0	11	2	0	0	1	0	0	0	0	0	0
15 - 16	47	32	15	0	2	0	0	0	13	5	0	1	0	0	0	0	0	0	0
16 - 17	31	22	14	0	9	0	1	1	5	1	0	0	3	1	0	0	0	0	0
17 - 18	47	48	5	0	4	2	1	0	5	1	0	0	0	1	0	0	0	0	0
18 - 19	33	49	9	0	4	0	0	0	6	6	0	0	0	0	0	0	0	0	0
19 - 20	27	52	6	0	5	1	0	0	1	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0
20 - 21	21	20	1	0	3	0	0	0	3	3	0	1	0	0	0	0	0	0	0
21 - 22	12	12	3	0	1	0	0	0	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0
22 - 23	20	5	3	0	1	0	0	0	2	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0
23 - 00	8	3	0	0	5	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Fuente: Elaboración propia

Tabla 151: Resultados de conteo vehicular realizados en la estación Rio Moche (E – 1) el día Viernes 04 de octubre.

HORA	AUTO	STATION WAGON	PICK UP	PANEL	COMBI	MICRO	BUS 2E	BUS >= 3E	2E	3E	4E	2S1/2S2	2S3	3S1/3S2	>=3S3	2T2	2T3	3T2	>=3T3
00 - 01	3	1	3	0	3	1	0	0	3	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0
01 - 02	2	2	0	0	1	0	0	0	0	0	0	1	3	2	0	0	0	1	0
02 - 03	3	2	0	0	1	0	0	0	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
03 - 04	2	0	0	0	1	0	0	0	0	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0
04 - 05	5	4	1	0	3	3	0	0	7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
05 - 06	6	12	3	0	2	0	0	0	3	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0
06 - 07	22	40	4	0	4	1	0	0	7	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0
07 - 08	36	56	15	0	17	0	0	0	10	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0
08 - 09	52	52	20	0	7	0	0	0	15	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0
09 - 10	35	31	31	0	6	1	0	0	22	2	0	0	0	1	0	0	0	0	0
10 - 11	39	35	26	0	4	0	1	0	22	4	0	2	0	0	0	0	0	0	0
11 - 12	47	33	15	0	5	0	0	0	19	0	0	1	0	0	1	0	0	0	0
12 - 13	64	31	15	0	3	0	0	0	23	0	0	0	1	0	1	0	0	0	0
13 - 14	56	38	19	0	5	0	2	0	13	1	0	0	0	3	0	0	0	0	0
14 - 15	42	40	15	0	2	0	1	0	24	2	0	0	1	0	0	0	0	0	0
15 - 16	47	39	23	0	2	0	0	0	18	5	0	4	0	1	2	0	0	0	0
16 - 17	31	38	14	0	6	0	2	0	5	1	1	2	0	0	0	0	0	1	0
17 - 18	47	48	5	0	4	1	0	0	5	1	0	0	0	1	0	0	0	1	0
18 - 19	33	49	9	0	4	0	0	0	16	6	0	0	0	0	0	0	0	0	0
19 - 20	27	52	6	0	2	1	0	0	4	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0
20 - 21	21	24	1	0	3	0	0	0	6	2	0	2	0	0	0	0	0	0	0
21 - 22	12	12	3	0	1	0	0	0	2	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0
22 - 23	20	17	3	0	1	0	0	0	2	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0
23 - 00	8	3	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Fuente: Elaboración propia

Tabla 152: Resultados de conteo vehicular realizados en la estación Rio Moche (E – 1) el día Sábado 05 de octubre.

HORA	AUTO	STATION WAGON	PICK UP	PANEL	COMBI	MICRO	BUS 2E	BUS >=3E	2E	3E	4E	2S1/2S2	2S3	3S1/3S2	>=3S3	2T2	2T3	3T2	>=3T3
00 - 01	5	1	2	0	3	0	0	0	6	2	0	0	1	0	0	0	0	0	0
01 - 02	5	5	2	0	3	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
02 - 03	4	1	0	0	1	0	0	0	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
03 - 04	5	3	1	0	2	0	0	0	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
04 - 05	5	7	1	0	1	3	0	0	3	0	0	0	1	0	1	1	0	0	0
05 - 06	13	19	3	0	2	0	0	0	5	2	0	2	1	0	0	0	0	0	0
06 - 07	21	43	4	0	7	0	0	0	5	0	0	0	0	0	2	0	0	0	0
07 - 08	48	58	6	0	3	0	2	0	10	0	0	2	1	0	1	0	0	0	0
08 - 09	61	59	7	0	3	0	0	0	15	9	0	0	0	0	1	0	0	1	0
09 - 10	56	58	19	1	9	0	3	0	10	5	0	0	0	1	0	0	0	0	0
10 - 11	60	74	37	0	7	2	3	2	8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
11 - 12	62	68	7	0	5	4	0	0	10	1	0	1	2	0	0	0	0	1	0
12 - 13	73	72	13	1	10	0	0	0	9	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0
13 - 14	61	66	9	0	10	2	2	0	21	3	0	2	0	0	0	0	0	0	0
14 - 15	60	57	15	0	5	0	0	0	21	4	0	1	1	0	0	0	0	0	0
15 - 16	59	63	45	0	5	0	0	0	14	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0
16 - 17	90	57	19	0	5	0	3	2	6	1	0	0	0	0	1	0	0	0	0
17 - 18	65	51	5	0	5	2	1	0	4	1	0	0	0	0	0	0	0	1	0
18 - 19	50	53	9	0	4	5	0	0	16	6	0	0	0	0	0	0	0	0	0
19 - 20	34	48	5	0	3	1	0	0	3	2	0	0	0	0	0	0	0	1	0
20 - 21	25	29	5	0	4	0	0	0	5	3	0	2	0	0	0	0	0	0	0
21 - 22	17	16	4	0	2	4	1	1	2	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0
22 - 23	18	19	5	0	1	0	0	0	4	0	1	0	1	0	1	0	0	0	0
23 - 00	8	3	0	0	3	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Fuente: Elaboración propia

Tabla 153: Resultados de conteo vehicular realizados en la estación Rio Moche (E – 1) el día Domingo 06 de octubre.

HORA	AUTO	STATION WAGON	PICK UP	PANEL	COMBI	MICRO	BUS 2E	BUS >=3E	2E	3E	4E	2S1/2S2	2S3	3S1/3S2	>=3S3	2T2	2T3	3T2	>=3T3
00 - 01	5	1	2	0	3	0	0	0	1	2	0	0	1	0	0	0	0	1	0
01 - 02	2	2	2	0	3	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0
02 - 03	6	1	0	0	1	0	0	0	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
03 - 04	5	3	1	0	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0
04 - 05	5	5	1	0	1	3	0	0	3	0	0	0	1	0	1	1	0	0	0
05 - 06	11	14	3	0	2	0	0	0	5	2	0	2	1	0	0	0	0	0	0
06 - 07	21	43	4	0	7	0	0	0	5	0	2	0	0	0	2	0	0	0	0
07 - 08	49	57	6	0	3	0	2	0	10	0	0	2	2	0	0	0	0	0	0
08 - 09	64	72	9	0	3	0	2	1	15	9	0	0	0	0	0	0	0	1	0
09 - 10	63	98	40	1	12	0	3	3	21	5	0	0	0	1	0	0	0	0	0
10 - 11	69	47	74	37	1	9	2	8	8	2	2	0	0	0	0	0	0	0	0
11 - 12	78	63	7	1	5	4	0	0	32	1	0	1	0	0	0	0	0	1	0
12 - 13	79	71	23	1	10	3	2	0	14	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
13 - 14	79	75	20	0	10	3	3	0	24	3	0	0	0	0	0	1	0	0	0
14 - 15	60	47	15	0	5	0	1	0	21	4	0	1	0	0	0	0	0	0	0
15 - 16	62	60	45	0	5	0	0	1	14	5	1	0	0	0	0	0	0	0	0
16 - 17	63	57	23	0	5	1	3	2	6	1	0	0	0	0	1	0	0	0	0
17 - 18	96	81	5	0	5	6	1	3	4	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
18 - 19	77	62	9	0	4	5	0	0	16	6	0	0	0	0	0	0	0	0	0
19 - 20	34	60	5	0	3	3	0	0	3	2	2	0	0	0	0	0	0	0	0
20 - 21	25	29	5	0	4	0	0	0	5	3	0	1	0	0	0	0	0	0	0
21 - 22	17	16	4	0	2	0	0	0	4	1	1	1	3	0	0	0	0	0	0
22 - 23	18	19	5	0	1	0	1	0	4	0	1	0	1	0	2	0	0	0	0
23 - 00	8	3	0	0	3	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Fuente: Elaboración propia

ANEXO N° 14: Resumen semanal de conteo vehicular.



RESUMEN SEMANAL
ESTUDIO DE TRAFICO

TRAMO DE LA CARRETERA	CARRETERA INDUSTRIAL - CENTRO POBLADO SANTO DOMINGO			
SENTIDO	SANTO DOMINGO - LAREDO	E	LAREDO - SANTO DOMINGO	S
UBICACIÓN	CENTRO POBLADO SANTO DOMINGO - LAREDO - TRUJILLO			

ESTACION	RIO MOCHE			
CODIGO DE LA ESTACION	E - 1			
DIA Y FECHA	OCTUBRE	01	06	19

DIA	AUTO	STATION WAGON	CAMIONETAS			MICRO	BUS		CAMION			SEMI TRAYLER				TRAYLER				TOTAL	UNIDAD
			PICK UP	PANEL	RURAL Combi		2 E	>=3 E	2 E	3 E	4 E	2S1/2S2	2S3	3S1/3S2	>= 3S3	2T2	2T3	3T2	>=3T3		
LUNES	517	728	159	0	87	17	19	0	147	47	2	16	4	7	4	7	2	0	0	1763	veh./dia
MARTES	291	475	116	2	64	6	3	0	111	22	6	8	2	0	5	5	0	2	2	1120	veh./dia
MIÉRCOLES	338	528	132	0	75	6	5	0	117	29	4	10	6	0	2	7	0	2	4	1265	veh./dia
JUEVES	324	617	141	0	80	11	5	2	119	21	2	4	8	4	0	2	0	0	0	1340	veh./dia
VIERNES	378	641	274	0	69	9	7	0	107	19	6	14	2	6	4	0	0	2	0	1538	veh./dia
SÁBADO	609	876	268	2	82	19	14	4	99	33	2	11	5	0	8	1	0	4	0	2037	veh./dia
DOMINGO	602	918	271	4	78	31	27	12	165	37	9	7	5	0	7	2	2	0	0	2177	veh./dia
PROMEDIO	437	683	194	1	76	14	11	3	124	30	4	10	5	2	4	3	1	1	1	1606	veh./dia
TOTAL																					

Figura 335: Resumen semanal de conteo vehicular
Fuente: Elaboración prop

ANEXO N° 15: Panel fotográfico



Figura 336: Tesistas en el lugar del proyecto
Fuente: Elaboración propia



Figura 337: Puente Conache
Fuente: Elaboración propia



Figura 338: Levantamiento topográfico
Fuente: Elaboración propia



Figura 339: Extracción de muestras calicata N° 4
Fuente: Elaboración propia

ANEXO N° 16: Vista del puente en CSiBRIDGE

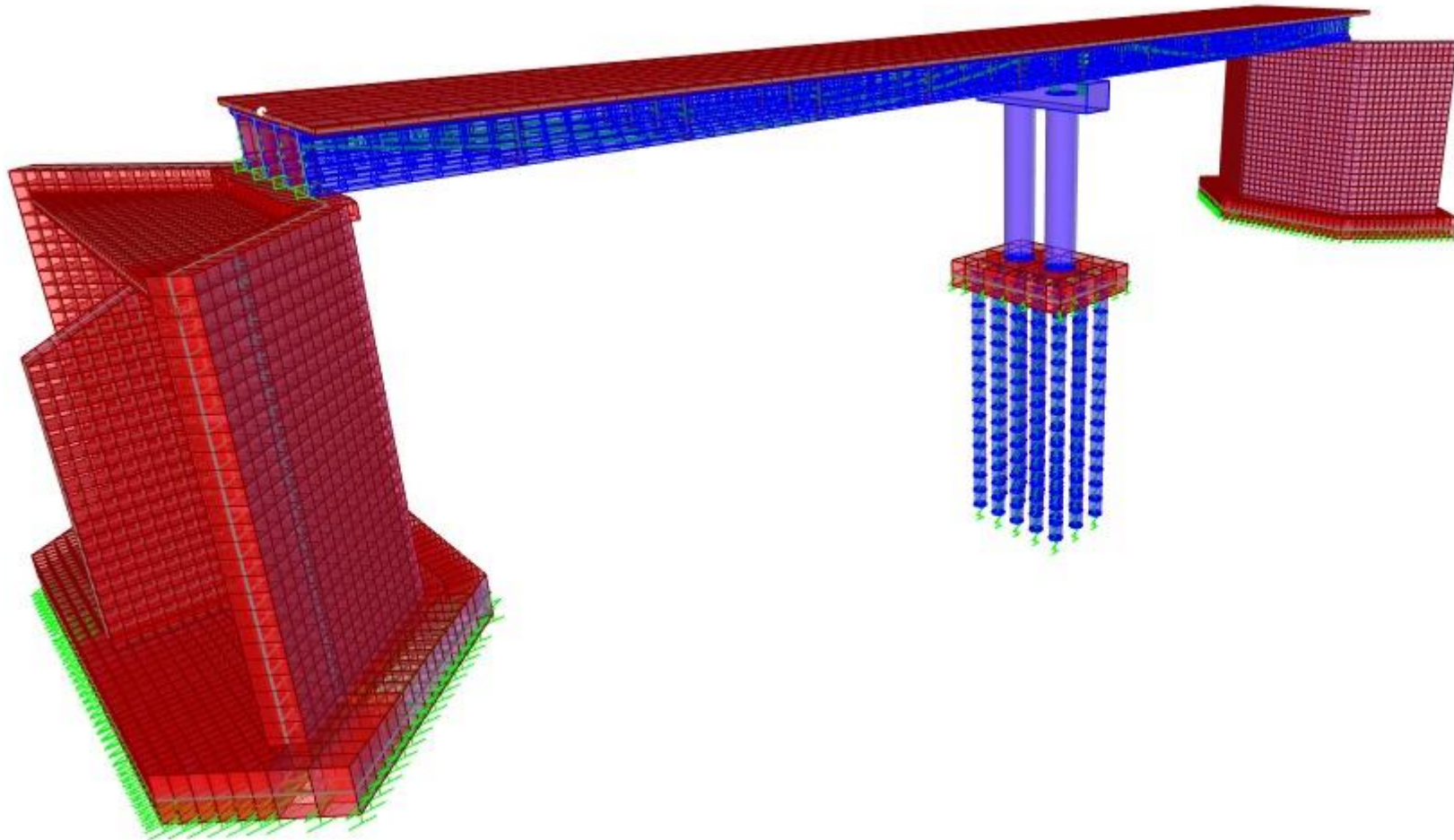


Figura 340: Vista general del puente en CSiBRIDGE
Fuente: Elaboración propia

ANEXO N° 17: Planos

PLANOS

**PROPIEDAD DE EMPRESA
AGROINDUSTRIAL - LAREDO S.A.C.**

**PROPIEDAD DE EMPRESA
AGROINDUSTRIAL - LAREDO S.A.C.**

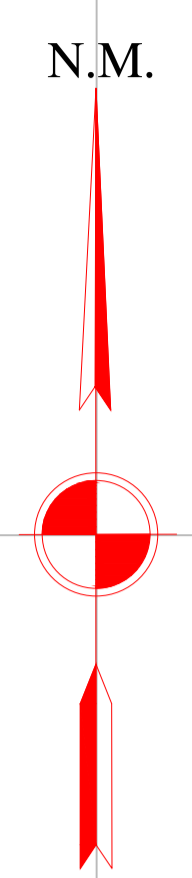
VIA LAREDO - SANTO DOMINGO

Viviendas existentes

Viviendas existentes

Viviendas existentes

**PUENTE CONACHE
EXISTENTE**

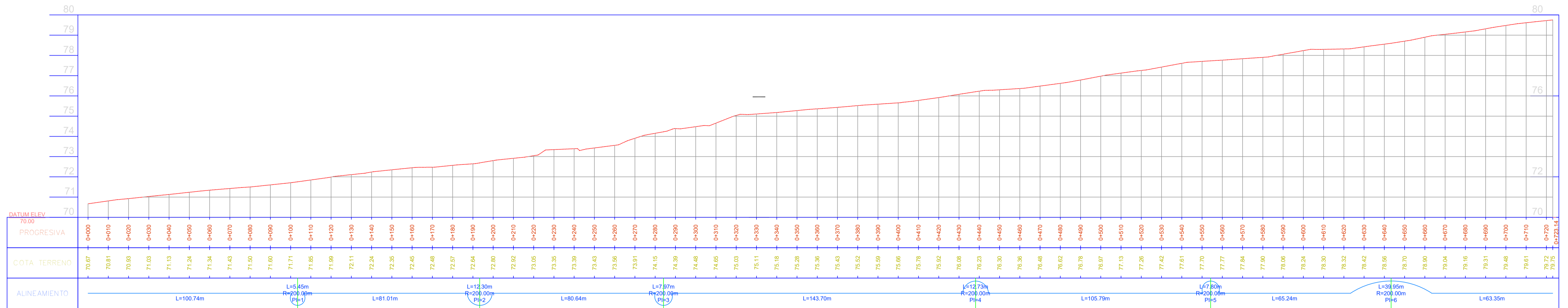



CUADRO DE B.M.S DEL PROYECTO

BM	NORTE (X)	ESTE (Y)	COTA (m)
E2	9102826.312	726303.312	82.093
E3	9102826.159	726303.312	82.093
BM1	9102883.744	726299.231	81.500
BM2	9102884.81	726300.045	82.542

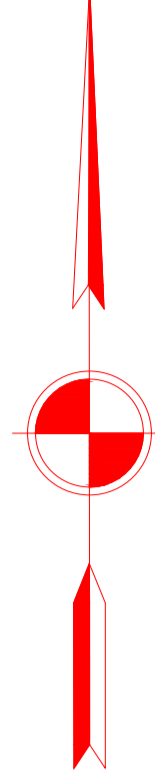
<p>UCV UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO</p>	TESIS: "Diseño estructural del Puente Conache, sobre el Río Moche, en la carretera Industrial - Centro Poblado Santo Domingo, distrito de Laredo"	
	FACULTAD DE INGENIERIA - ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL	
PLANO :	TOPOGRÁFICO	
AUTORES :	Orbegoso Alayo Jhilson Darlin - Roldan Mora Dilmer Roy	
ASESOR :	Ing. Humberto Chavez Castillo	
UBICACIÓN: Departamento : Provincia : Distrito : Sector :	: La Libertad : Trujillo : Laredo : Conache	ESCALA: FECHA: 1/1000 Diciembre 2019
		LAMINA: T-01

PERFIL LONGITUDINAL 0+000.00 - 0+723.14
 ESCALA: H=1:1000 V=1:100



 UCV UNIVERSIDAD CESAR VALLEJO	TESIS: "Diseño estructural del Puente Conache, sobre el Río Moche, en la carretera Industrial - Centro Poblado Santo Domingo, distrito de Laredo"	
	FACULTAD DE INGENIERIA - ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL	
PLANO :	PERFIL LONGITUDINAL DEL CAUCE RIO	
AUTORES :	Orbego Alayo Jhilson Darlin - Roldan Mora Dilmer Roy	
ASESOR :	Ing. Humberto Chavez Castillo	
UBICACION:	Departamento : La Libertad Provincia : Trujillo Distrito : Laredo Sector : Conache	ESCALA: 1/50 FECHA: Diciembre 2019
		PL-01

N.M.



PROPIEDAD DE EMPRESA
AGROINDUSTRIAL - LAREDO S.A.C.

PROPIEDAD DE EMPRESA
AGROINDUSTRIAL - LAREDO S.A.C.

VIA EXISTENTE

PUENTE CONACHE PROYECTADO

Viviendas existentes

Viviendas existentes

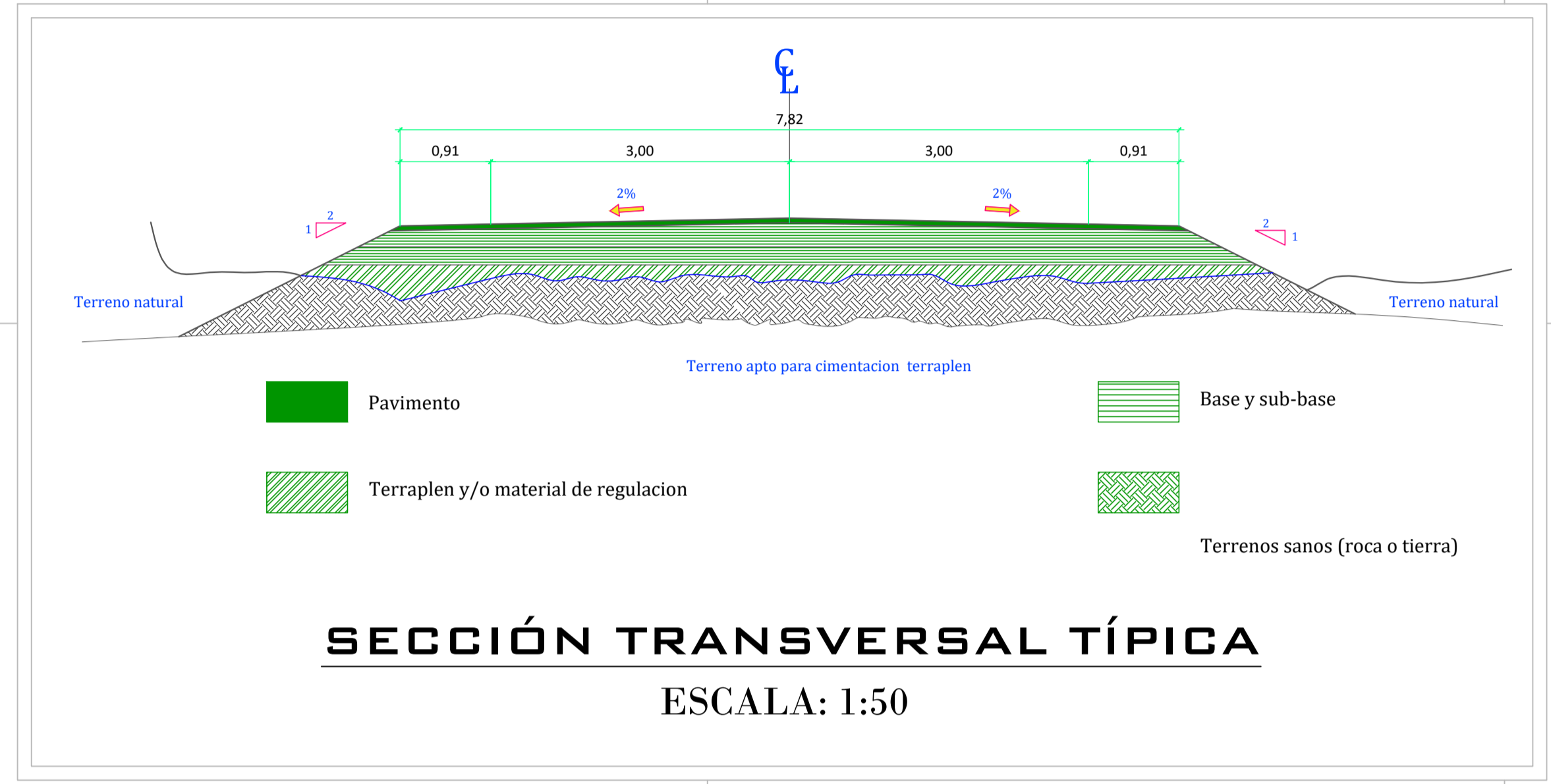
PUENTE CONACHE
EXISTENTE

Viviendas existentes

VIA EXISTENTE

VIA PROYECTADA

Urbanisacion las palmeras de
Santo Domingo



CUADRO DE B.M.S DEL PROYECTO

BM	NORTE (X)	ESTE (Y)	COTA (m)
E2	9102826.312	726303.312	82.093
E3	9102826.159	726303.312	82.093
BM1	9102883.744	726299.231	81.500
BM2	9102884.81	726300.045	82.542

UCV
UNIVERSIDAD
CÉSAR VALLEJO

TESIS:
"Diseño estructural del Puente Conache, sobre el Rio Moche, en la carretera Industrial - Centro Poblado Santo Domingo, distrito de Laredo"

FACULTAD DE INGENIERIA - ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

PLANO : TRAZO Y DISEÑO VIAL DE LOS ACCESOS

AUTORES : Orbegoso Alayo Jhilson Darlin - Roldan Mora Dилmer Roy

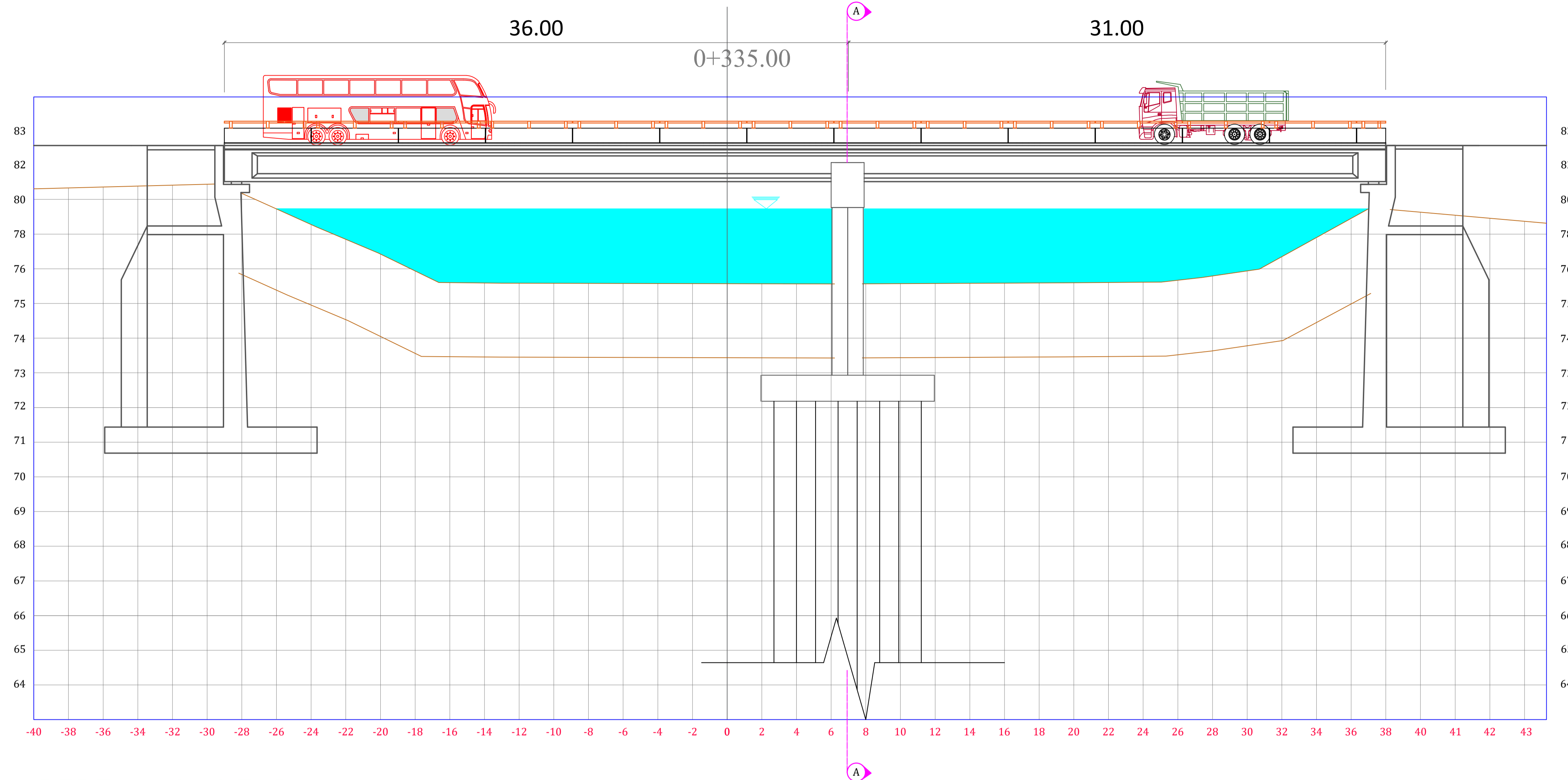
ASESOR : Ing. Humberto Chavez Castillo

UBICACION:
Departamento : La Libertad
Provincia : Trujillo
Distrito : Laredo
Sector : Conache

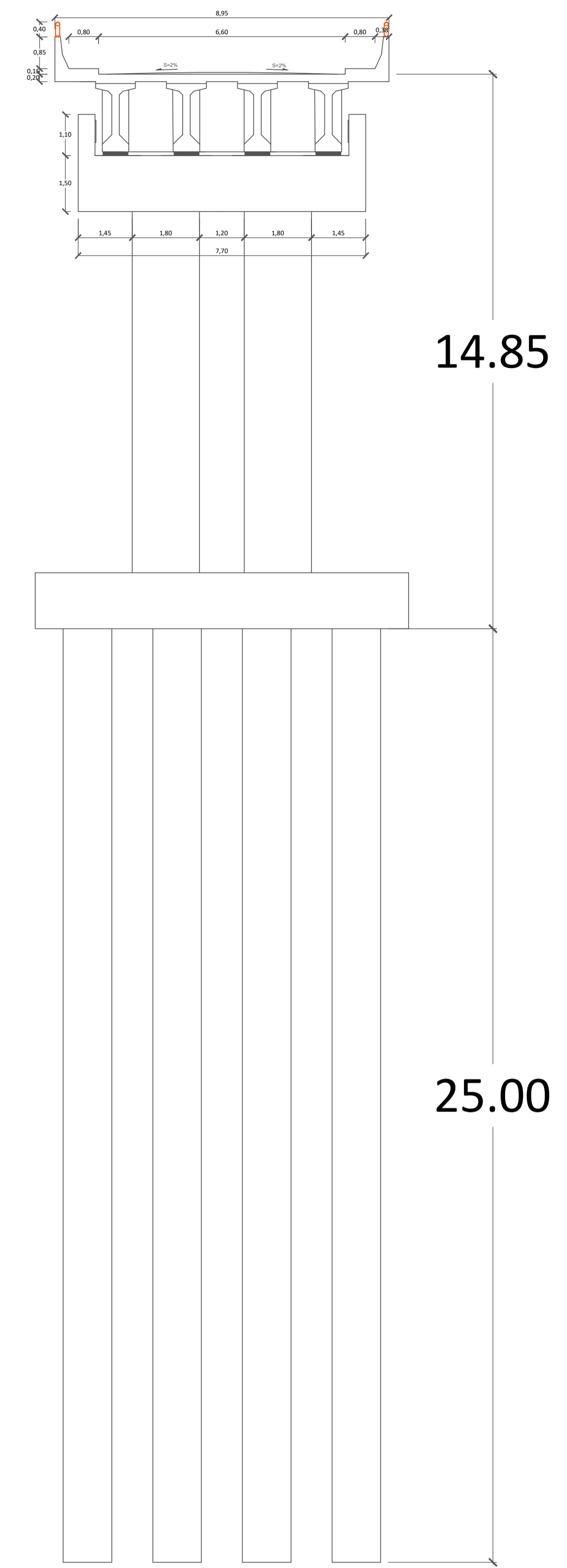
ESCALA: 1/1250
FECHA: Diciembre 2019

LAMINA: T-01

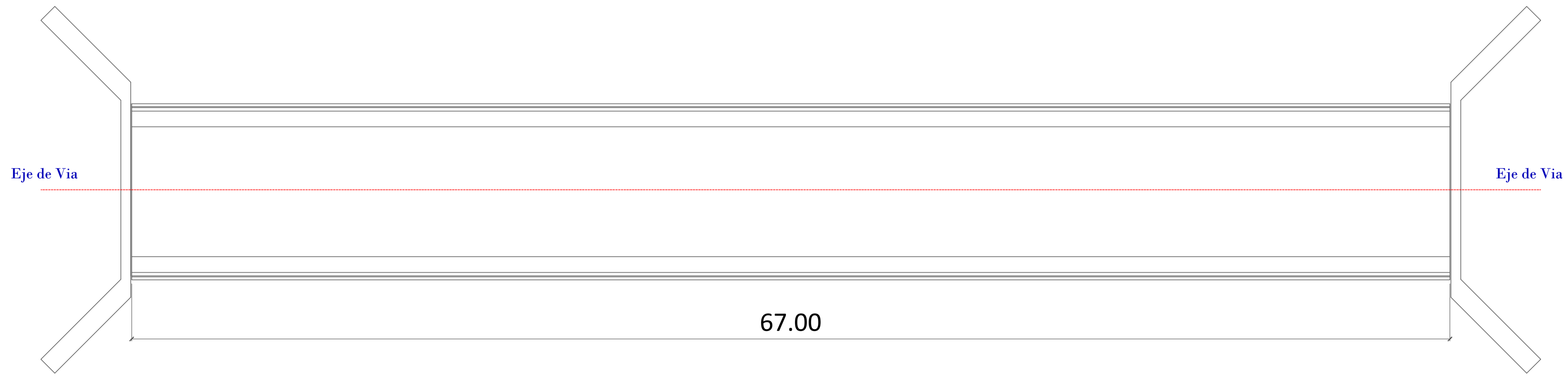
Eje del Rio Moche



PERFIL LONGITUDINAL
ESC. 1/150

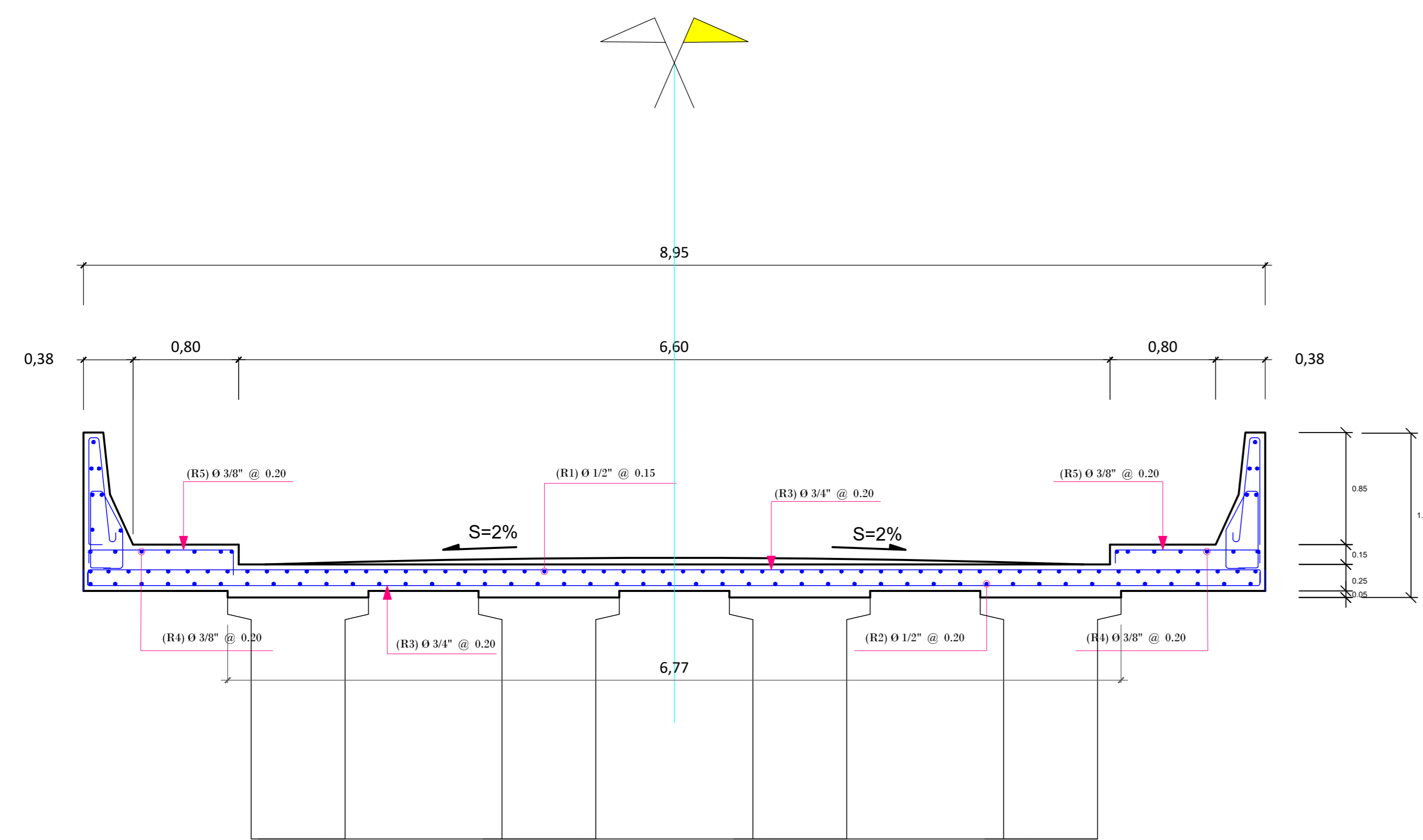


DETALLE CORTE A-A
ESC. 1/100

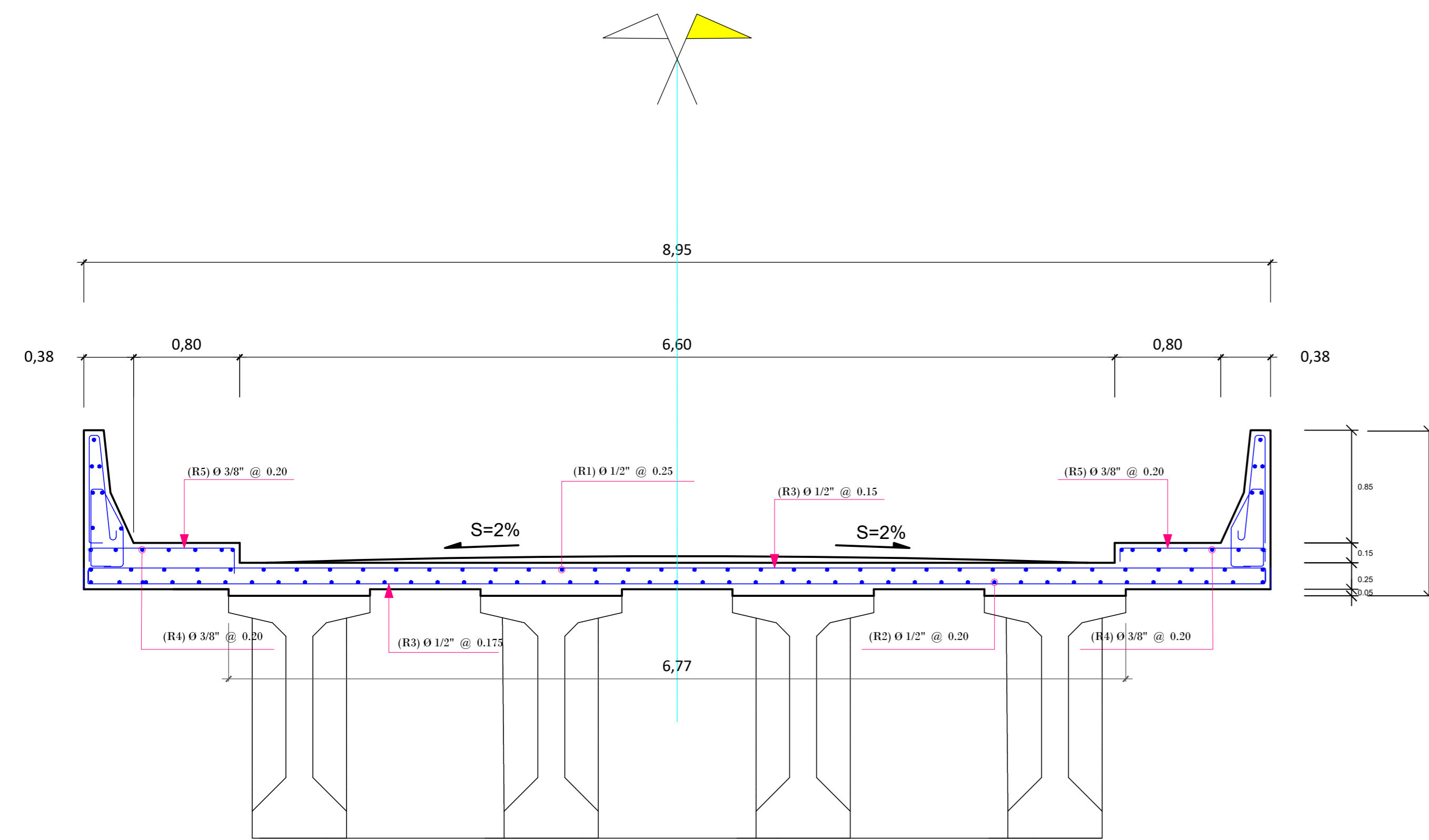


PLANTA
ESC. 1/150

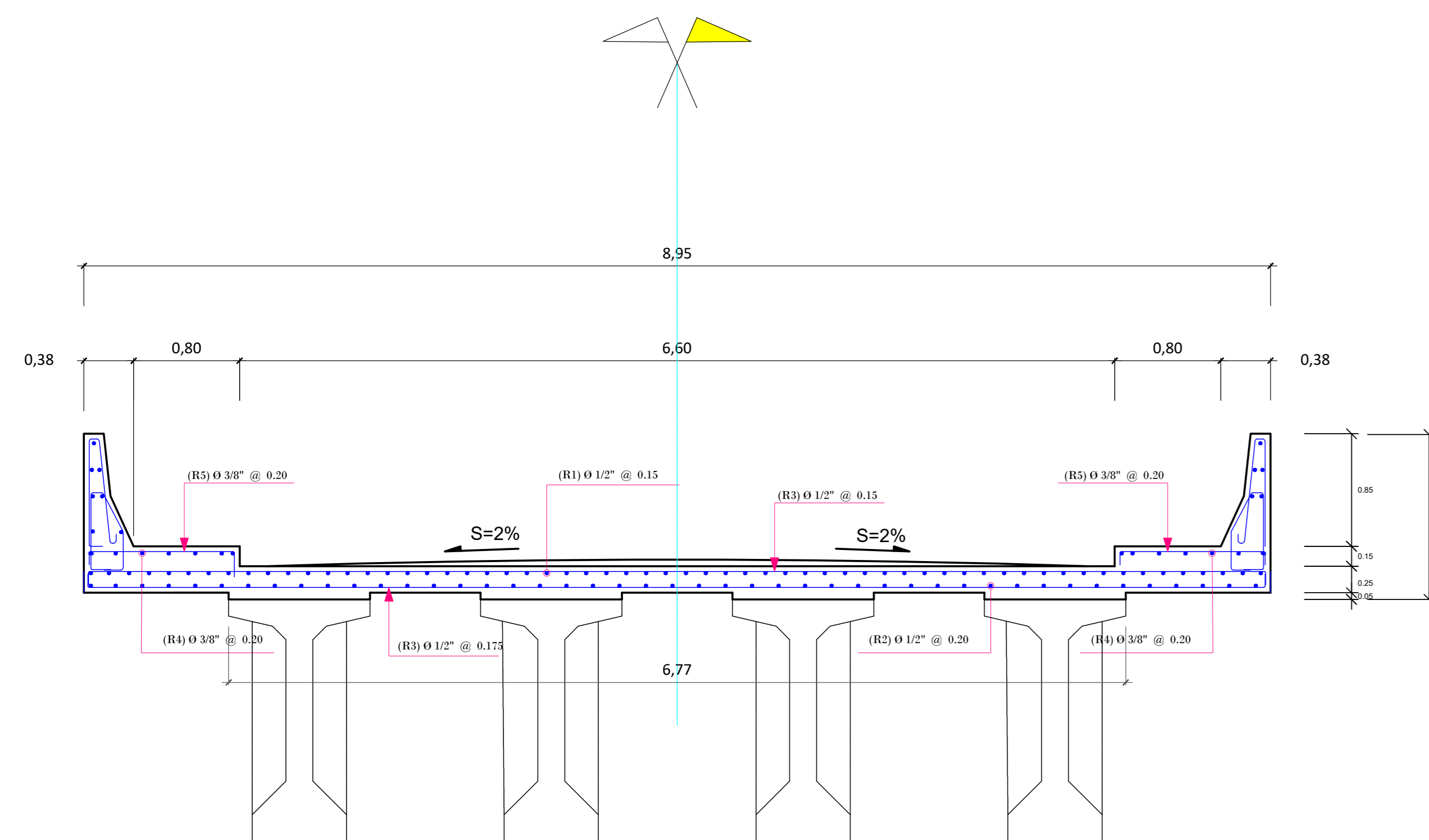
 UCV UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO	TESIS: "Diseño estructural del Puente Conache, sobre el Rio Moche, en la carretera Industrial - Centro Poblado Santo Domingo, distrito de Laredo"	
	FACULTAD DE INGENIERÍA - ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL	
PLANO :	PLANTA Y ELEVACION	
AUTORES :	Orbegoso Alayo Jhilson Darlin - Roldan Mora Dilmer Roy	
ASESOR :	Ing. Humberto Chavez Castillo	
UBICACIÓN:	ESCALA:	E - 04
Departamento : La Libertad	Indicada	
Provincia : Trujillo	FECHA:	
Distrito : Laredo	Diciembre 2019	
Sector : Conache		



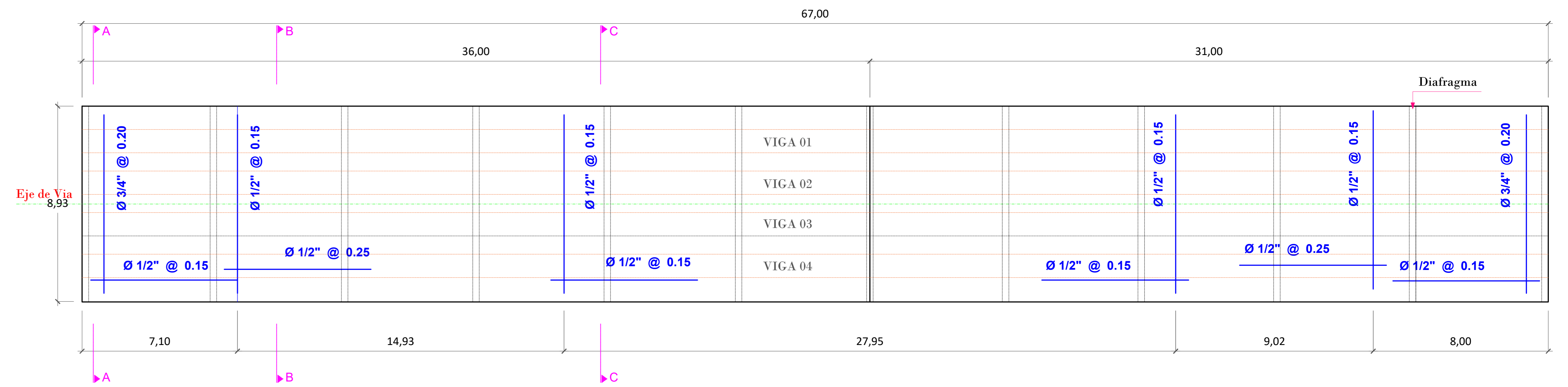
SECCIÓN A-A
ESCALA 1/30



SECCIÓN B-B
ESCALA 1/30



SECCIÓN C-C
ESCALA 1/30



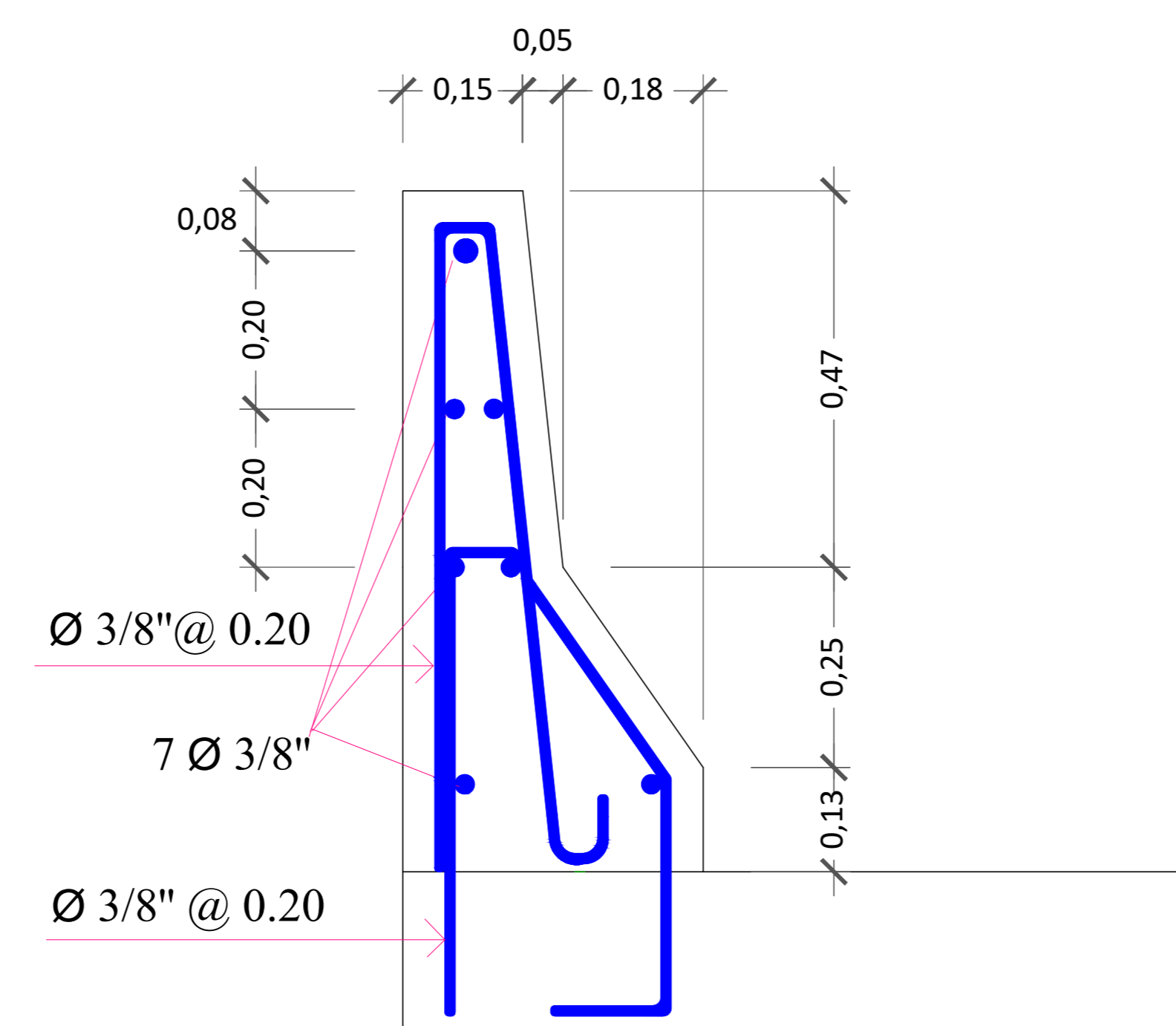
DETALLE DE ACERO SUPERIOR EN LOSA

ESCALA 1/100



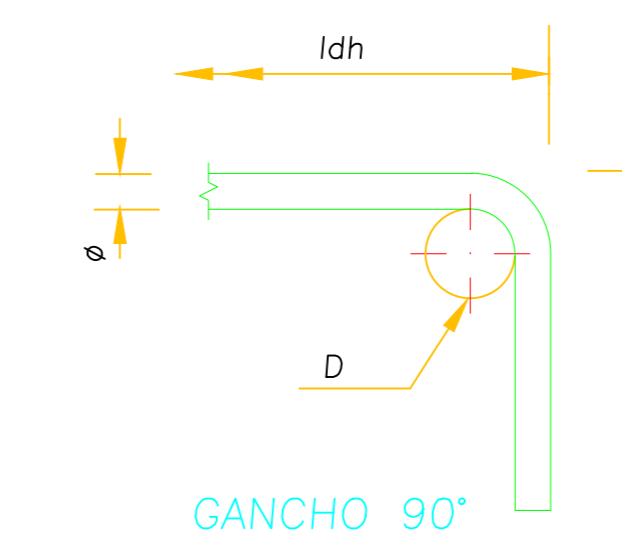
DETALLE DE ACERO INFERIOR EN LOSA

ESCALA 1/100



DETALLE DE ACERO BARRERA NEW JERSEY

ESCALA 1/10



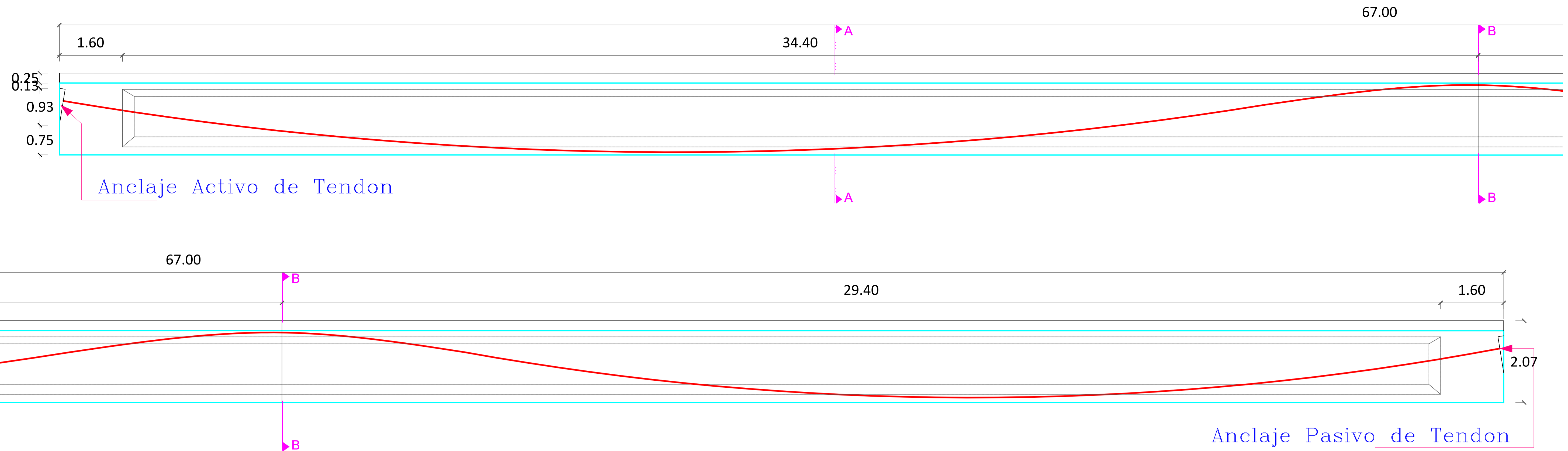
#	Ø (mm.)	D (mm.)	A (mm.)	l _{dh} (mm.)
3	3/8"	60	160	250
4	1/2"	75	210	300
5	5/8"	100	250	350
6	3/4"	115	310	450
8	1"	155	410	600

LONGITUDES MÍNIMAS DE ANCLAJE Y SOLAPE, SALVO INDICACIONES ESPECÍFICAS EN LOS PLANOS.

Ø PULG	ANCLAJE(cm)	TRASLAPE(cm)	GANCHOS(cm)
3/8"	40.0	50.0	15.0
1/2"	45.0	70.0	15.0
5/8"	60.0	90.0	20.0
3/4"	75.0	120.0	30.0
1"	130.0	180.0	35.0
1 3/8"	160.0	340.0	45.0

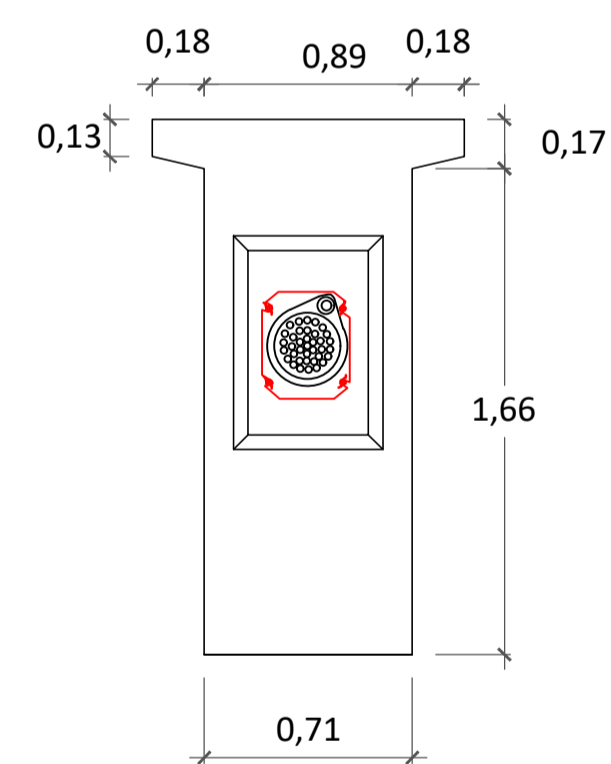
ESPECIFICACIONES TÉCNICAS (ASHTO - LRFD 2014)	
1. SOBRECARGA DE DISEÑO: HL93	
2. PILOTES	
- CONCRETO $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$	
- ACERO DE REFUERZO (ASTM A615): $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	
3. ENCAPADO	
- CONCRETO $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$	
- ACERO DE REFUERZO (ASTM A615): $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	
4. ESTRIBO	
- CONCRETO $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$	
- ACERO DE REFUERZO (ASTM A615): $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	
6. LOSA DE APROXIMACION	
- CONCRETO $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$	
- ACERO DE REFUERZO (ASTM A615): $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	
13. CEMENTO PORTLAND TIPO I EN PILOTES Y ESTRIBO	
14. CEMENTO PORTLAND TIPO I EN TABLERO	
15. TAMAÑO MÁXIMO DE AGREGADOS: 3/4"	
16. RECUBRIMIENTOS LIBRES: PILOTES Y ZAPATAS	75 mm
ELEVACION	50 mm
- CIMENTACION: CAPACIDAD PORTANTE Y LONGITUD DE PILOTES, SEGUN ESTUDIO DE SUELOS REALIZADO POR EL CONSULTOR.	
- HIDRÁULICA: NAME, BORDE LIBRE, PROFUNDIDAD DE SOCAVACION Y PROTECCION SEGUN ESTUDIO HIDROLOGICO E HIDRAULICO REALIZADO POR EL CONSULTOR	

<p>UCV UNIVERSIDAD CESAR VALLEJO</p>	<p>TESIS: "Diseño estructural del Puente Conache, sobre el Río Moche, en la carretera Industrial - Centro Poblado Santo Domingo, distrito de Laredo"</p>
	<p>FACULTAD DE INGENIERÍA - ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL</p>
<p>PLANO : ESTRUCTURAS - DETALLES DE TABLERO</p>	<p>AUTORES : Orbegoso Alayo Jhilson Darlin - Roldan Mora Dilmer Roy</p>
<p>ASESOR : Ing. Humberto Chavez Castillo</p>	<p>FECHA: Diciembre 2019</p>
<p>LIBRACION: Departamento : La Libertad Provincia : Trujillo Distrito : Laredo Sector : Conache</p>	<p>ESCALA: Indicada LÁMINA: E-01</p>



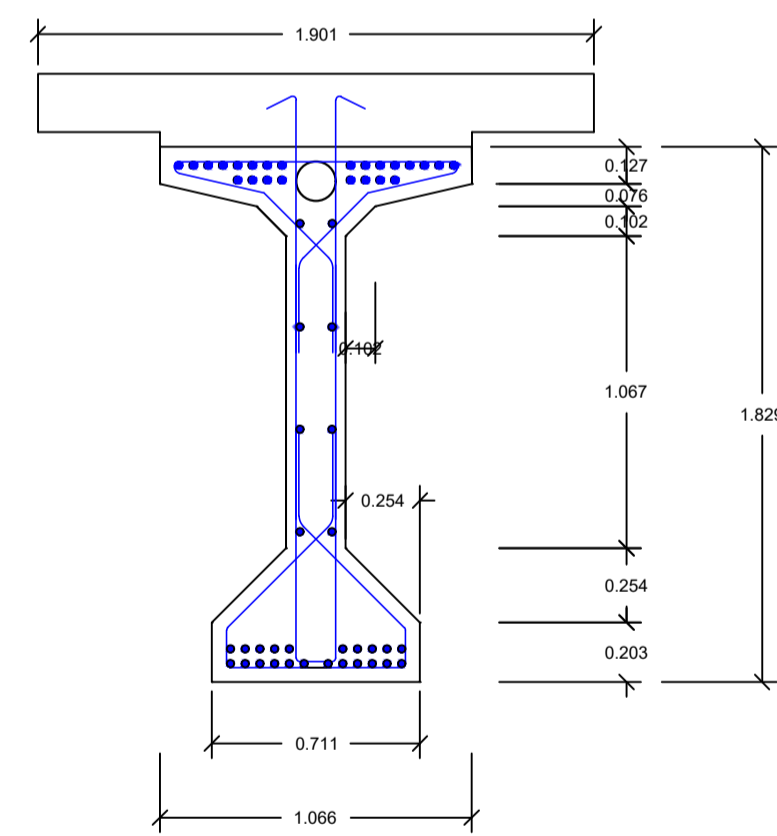
VIGA AASHTO TIPO VI

ESCALA 1/50



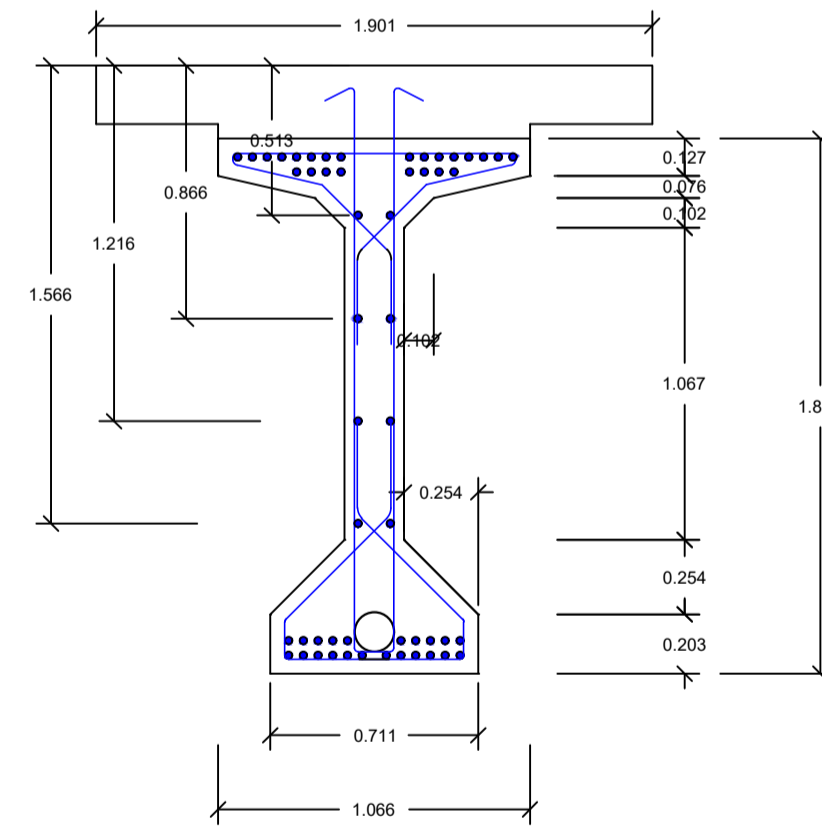
DETALLE EXTERIOR DE VIGA AASHTO - TIPO VI

ESCALA 1/25



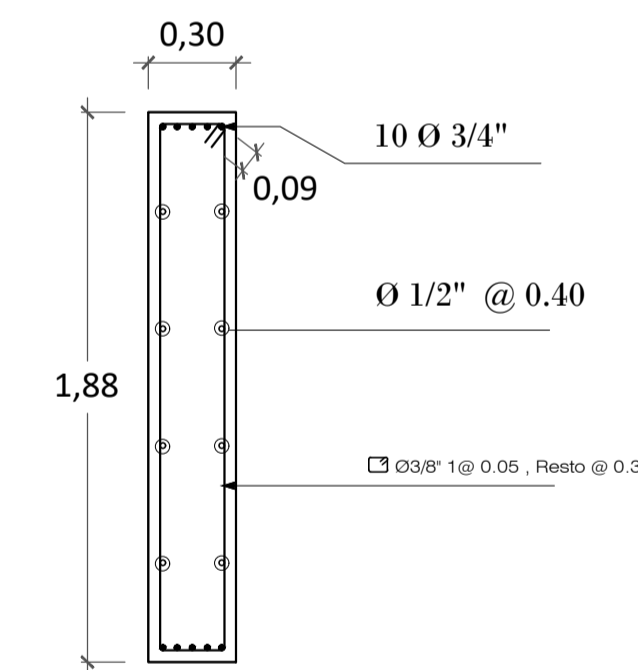
DETALLE CORTE B-B DE VIGA AASHTO - TIPO VI

ESCALA 1/25



DETALLE CORTE A-A DE VIGA AASHTO - TIPO VI

ESCALA 1/25



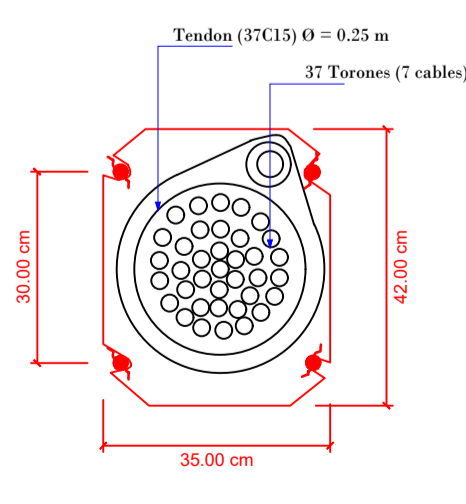
DETALLE DE ACERO EN DIAFRAGMA

ESCALA 1/25

ESPECIFICACIONES TECNICAS

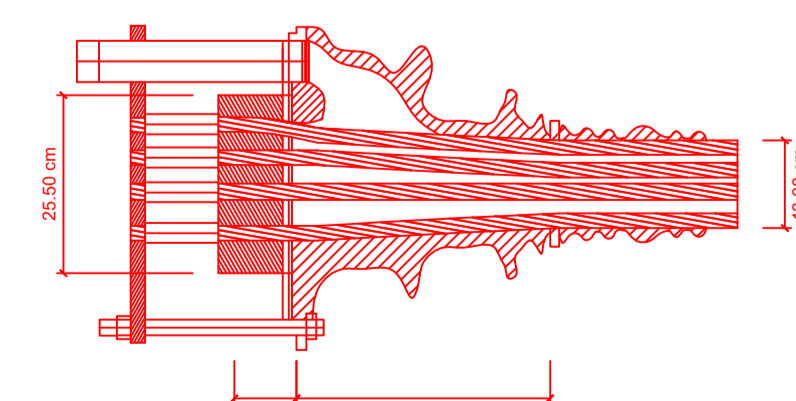
(AASHTO - LRFD 2014)

1. SOBRECARGA DE DISEÑO: HL93
 2. PILOTES
 - CONCRETO $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$
 - ACERO DE REFUERZO (ASTM A615): $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 3. ENCEPADO
 - CONCRETO $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$
 - ACERO DE REFUERZO (ASTM A615): $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 4. ESTRIBO
 - CONCRETO $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$
 - ACERO DE REFUERZO (ASTM A615): $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 6. LOSA DE APROXIMACION
 - CONCRETO $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$
 - ACERO DE REFUERZO (ASTM A615): $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 13. CEMENTO PORTLAND TIPO II EN PILOTES Y ESTRIBO
 14. CEMENTO PORTLAND TIPO I EN TABLERO
 15. TAMAÑO MÁXIMO DE AGREGADOS : 3/4"
 16. RECUBRIMIENTOS LIBRES : PILOTES Y ZAPATAS 75 mm
ELEVACIÓN 50 mm
- CIMENTACIÓN:
CAPACIDAD PORTANTE Y LONGITUD DE PILOTES, SEGÚN ESTUDIO DE SUELOS REALIZADO POR EL CONSULTOR.
- HIDRÁULICA:
NAME, BORDE LIBRE, PROFUNDIDAD DE SOCAVACIÓN Y PROTECCIÓN SEGÚN ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO REALIZADO POR EL CONSULTOR



DETALLE DE ANCLAJE PASIVO DEL TENDON

ESCALA 1/200

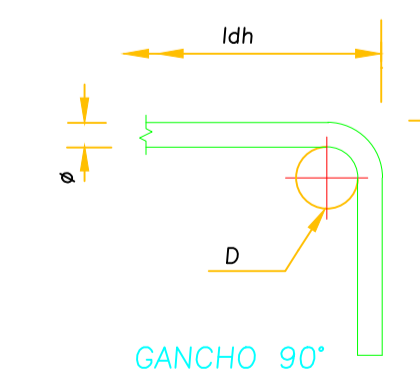


DETALLE DE ANCLAJE ACTIVO DEL TENDON

ESCALA 1/200

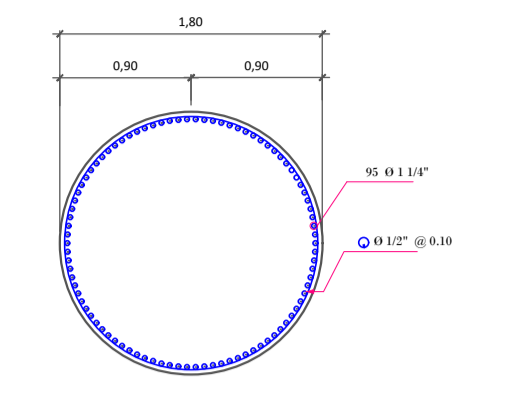
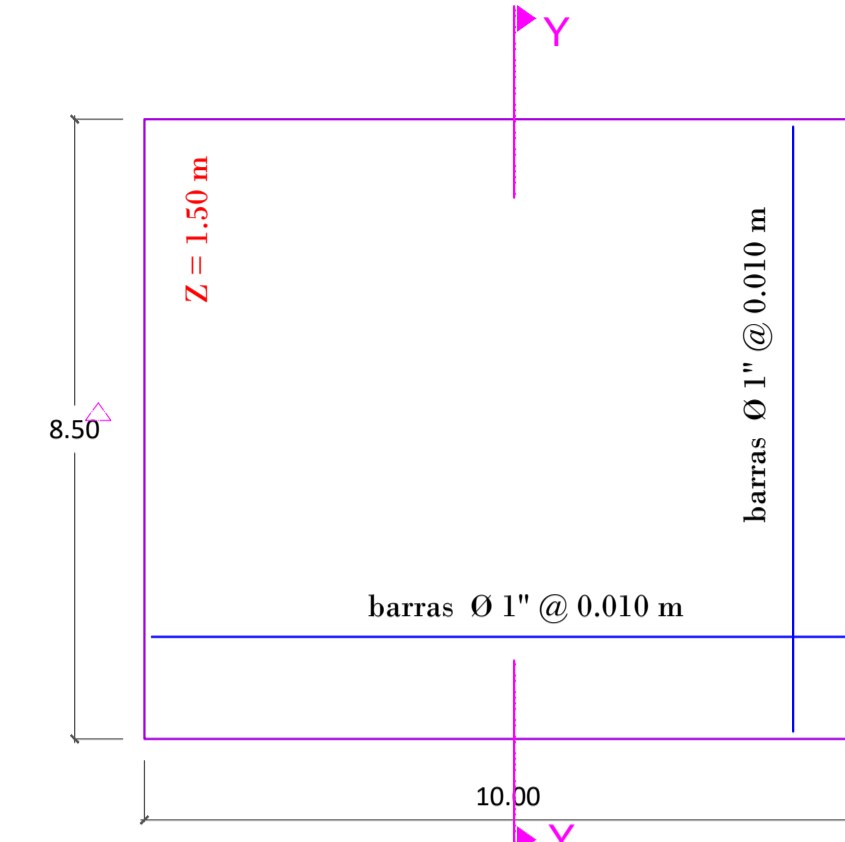
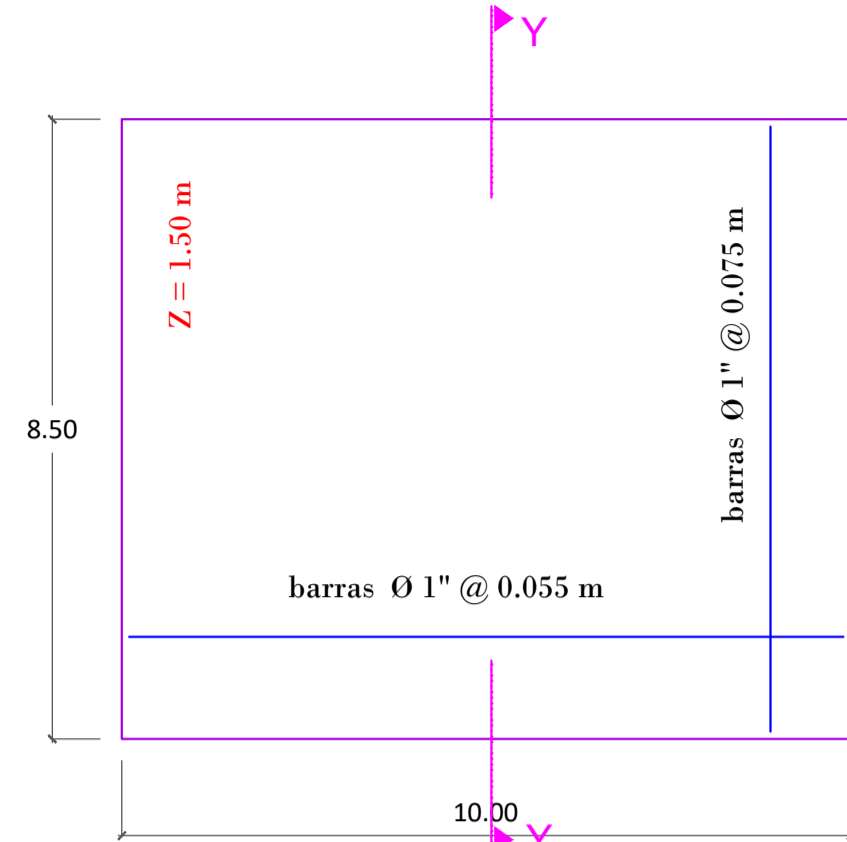
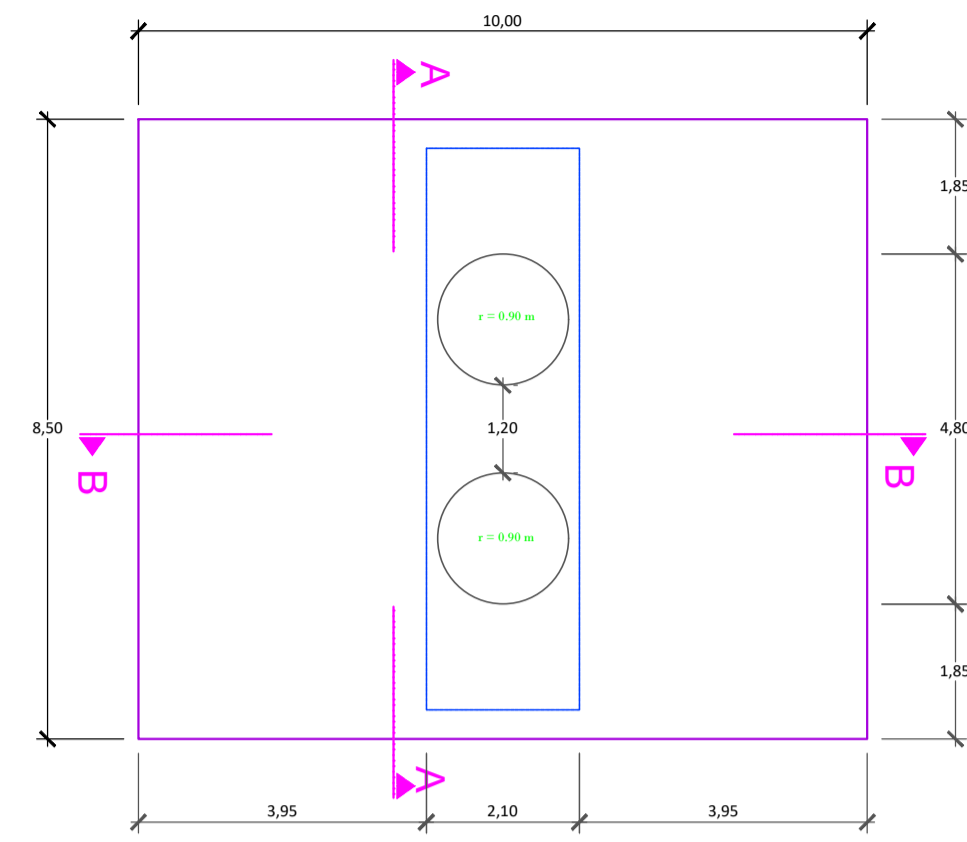
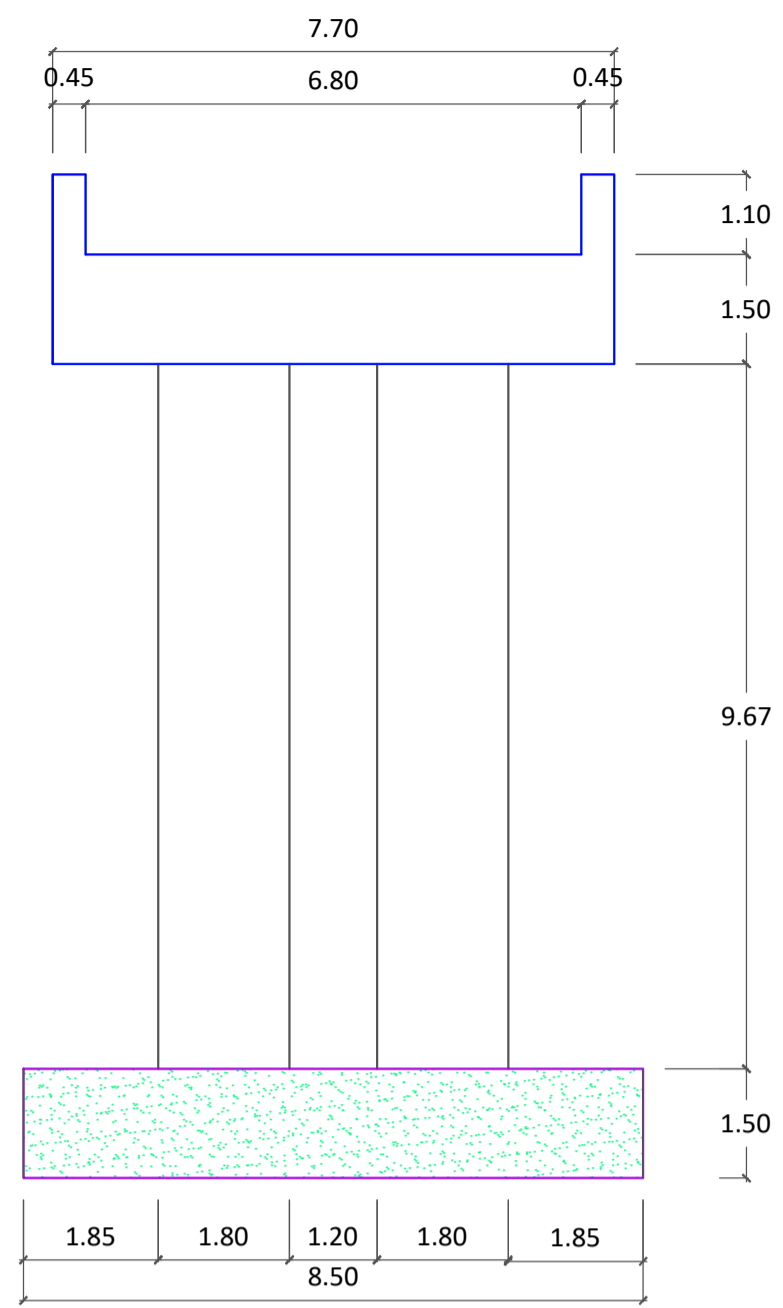
LONGITUDES MÍNIMAS DE ANCLAJE Y SOLAPE, SALVO INDICACIONES ESPECÍFICAS EN LOS PLANOS

Ø PULG	ANCLAJE(cm)	TRASLAPE(cm)	GANCHOS(cm)
3/8"	40.0	50.0	15.0
1/2"	45.0	70.0	15.0
5/8"	60.0	90.0	20.0
3/4"	75.0	120.0	30.0
1"	130.0	180.0	35.0
1 3/8"	160.0	340.0	45.0

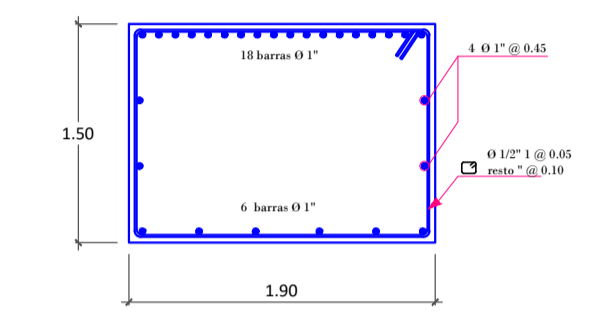


#	Ø	D (mm.)	A (mm.)	Idh (mm.)
3	3/8"	60	160	250
4	1/2"	75	210	300
5	5/8"	100	250	350
6	3/4"	115	310	450
8	1"	155	410	600

	TESIS: "Diseño estructural del Puente Conache, sobre el Río Moche, en la carretera Industrial - Centro Poblado Santo Domingo, distrito de Laredo"
	FACULTAD DE INGENIERÍA - ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
PLANO : ESTRUCTURAS - VIGA ASHTO TIPO VI	
AUTORES : Orbegoso Alayo Jhilson Darlin - Roldan Mora Dilmer Roy	
ASESOR : Ing. Humberto Chavez Castillo	LAMINA:
UBICACIÓN: Departamento : La Libertad Provincia : Trujillo Distrito : Laredo Sector : Conache	ESCALA: Indicada FECHA: Diciembre 2019
E - 02	



REFUERZO DE PILARES
ESC. 1/50



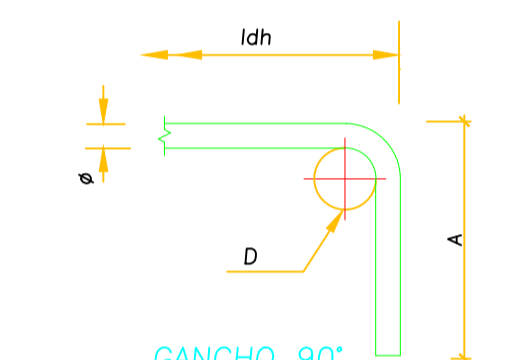
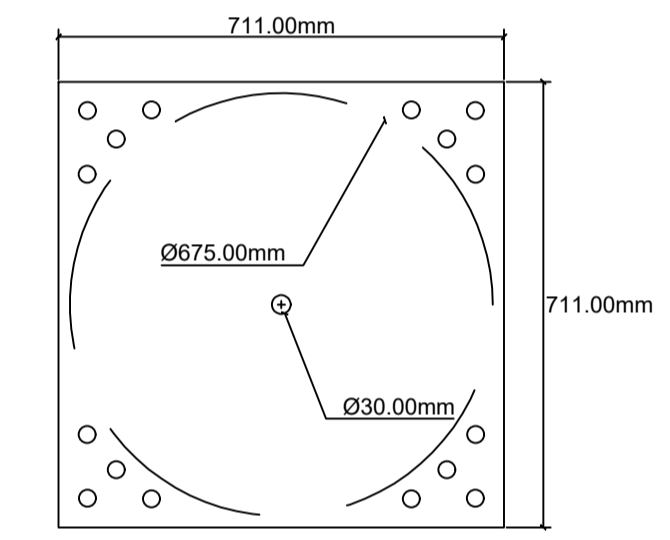
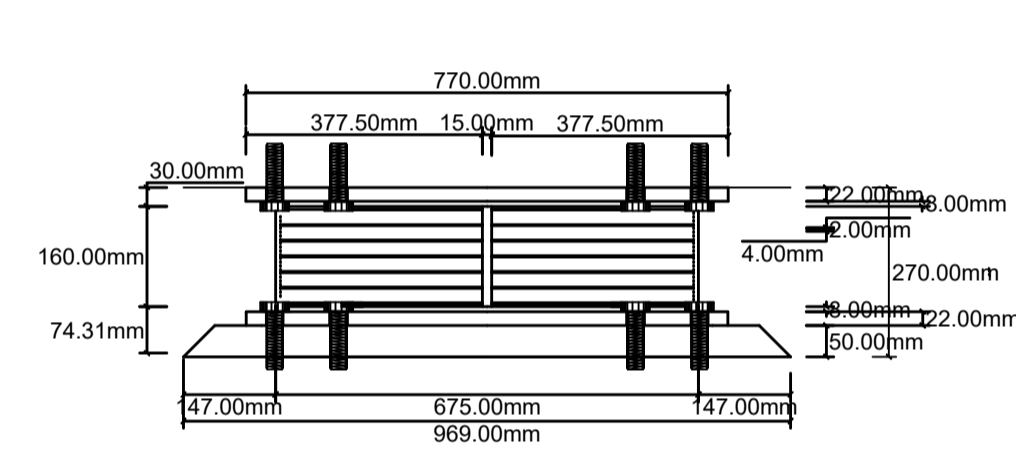
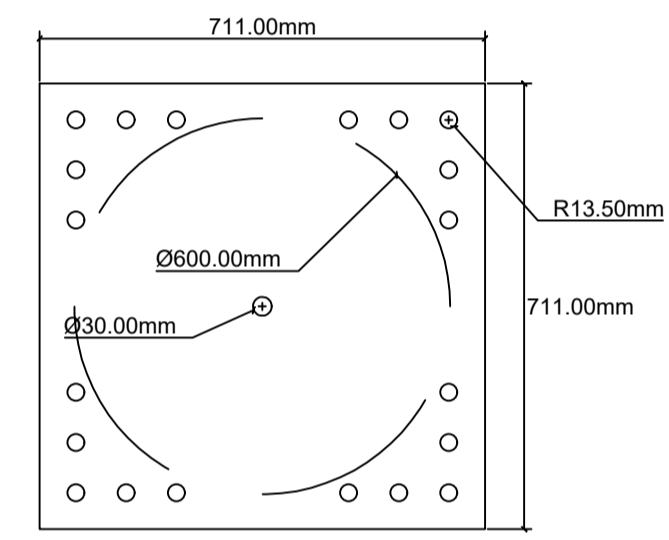
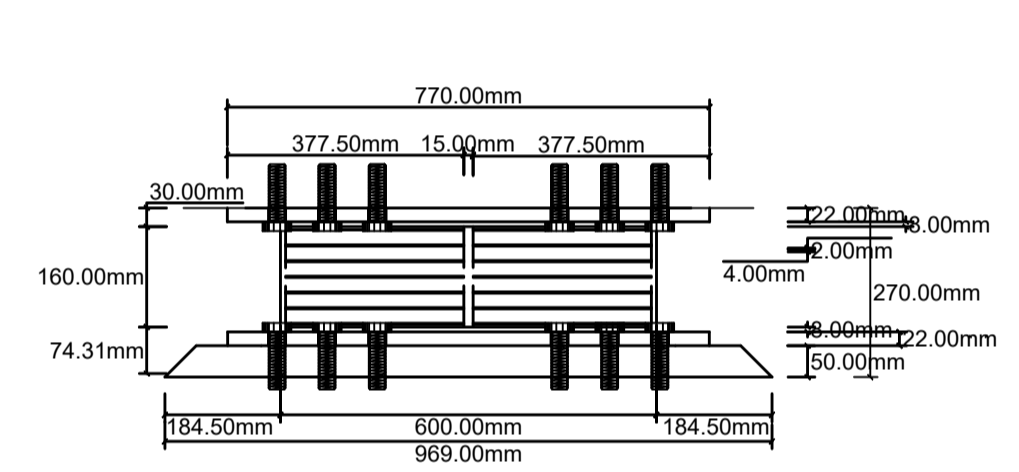
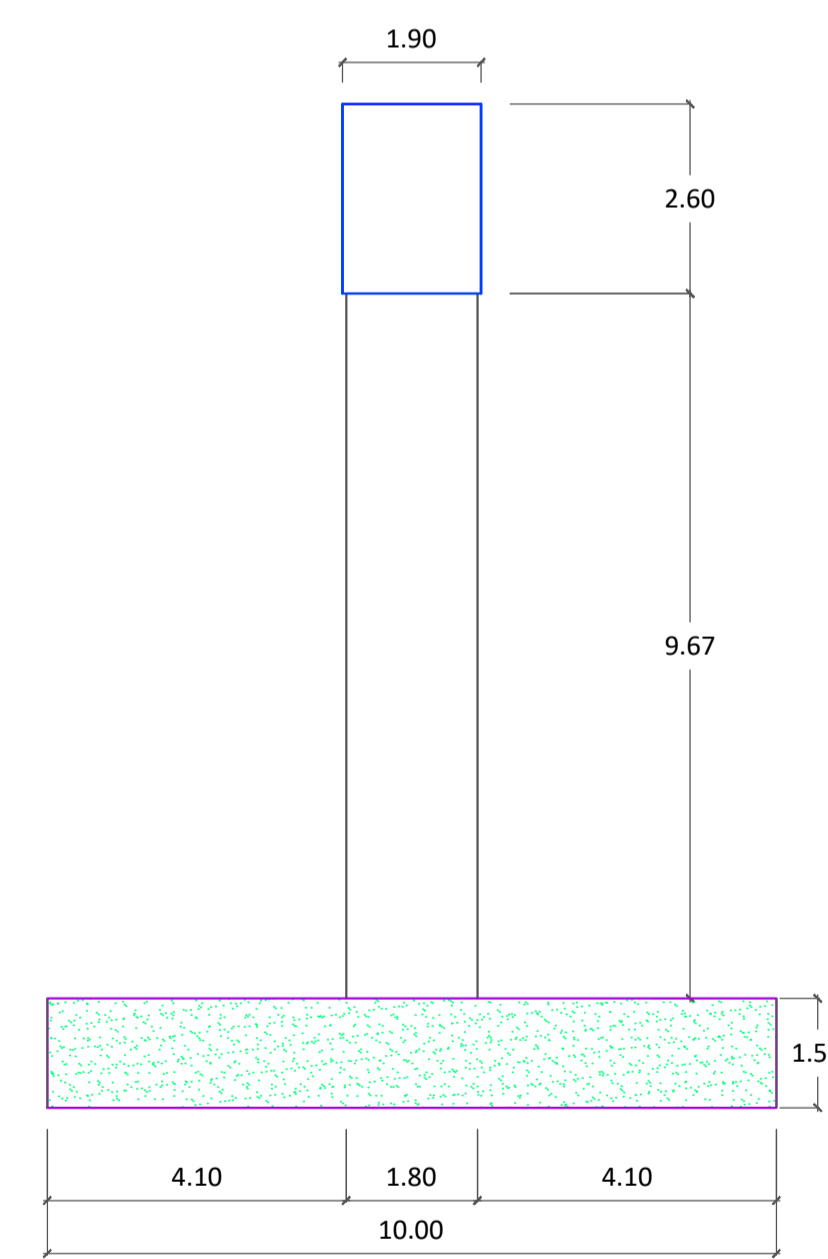
VIGA CABEZAL CORTE Y-Y
ESC. 1/50

VISTA EN PLANTA DE ENCEPADO
ESC. 1/100

ACERO SUPERIOR DE ENCEPADO
ESC. 1/100

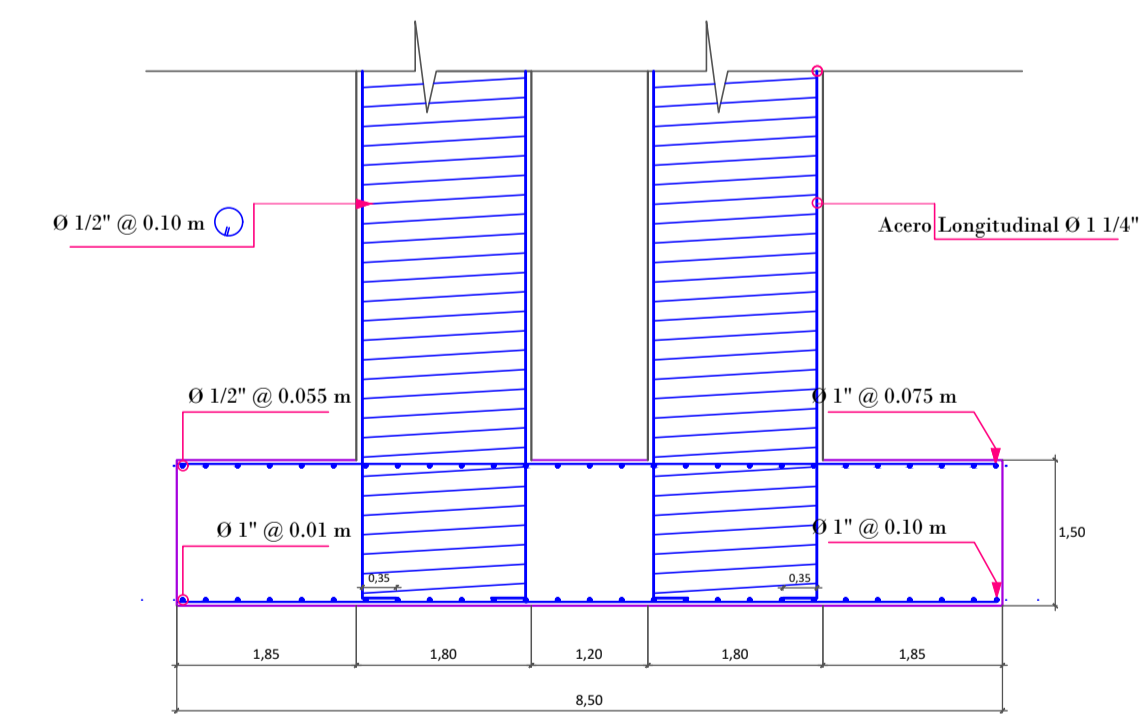
ACERO INFERIOR DE ENCEPADO
ESC. 1/100

PILARES CORTE A-A
ESC. 1/100



#	φ	D (mm.)	A (mm.)	ldh (mm.)
3	3/8"	60	160	250
4	1/2"	75	210	300
5	5/8"	100	250	350
6	3/4"	115	310	450
8	1"	155	410	600

APOYO MOVIL HDR - HL0600X4R
ESC. 1/25



APOYO FIJO HDR - HL0675X4R
ESC. 1/25

ESPECIFICACIONES TECNICAS
(AASHTO - LRFD 2012)

- SOBRECARGA DE DISEÑO: HL93
- PILOTES
 - CONCRETO $f'_c = 380 \text{ kg/cm}^2$
 - ACERO DE REFUERZO (ASTM A615): $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- CABEZAL DE PILOTES
 - CONCRETO $f'_c = 380 \text{ kg/cm}^2$
 - ACERO DE REFUERZO (ASTM A615): $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- ESTRIBO
 - CONCRETO $f'_c = 380 \text{ kg/cm}^2$
 - ACERO DE REFUERZO (ASTM A615): $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- LOSA DE TABLERO
 - CONCRETO $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$
 - ACERO DE REFUERZO (ASTM A615): $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- CEMENTO PORTLAND TIPO II EN PILOTES Y ESTRIBO
- CEMENTO PORTLAND TIPO I EN TABLERO
- TAMAÑO MÁXIMO DE AGREGADOS : 3/4"
- RECUBRIMIENTOS LIBRES : PILOTES Y ZAPATAS 75 mm
ELEVACIÓN 50 mm

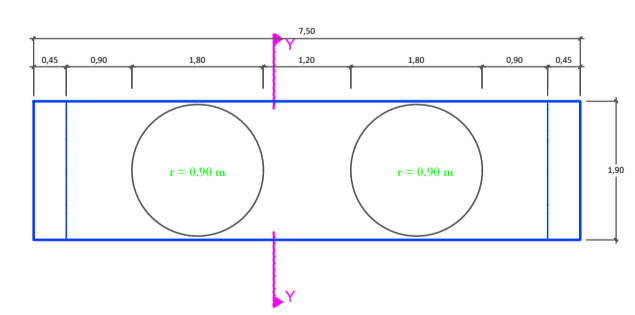
- CIMENTACIÓN:
CAPACIDAD PORTANTE Y LONGITUD DE PILOTES, SEGÚN ESTUDIO DE SUELOS REALIZADO POR EL CONSULTOR.

- HIDRÁULICA:
NAME, BORDE LIBRE, PROFUNDIDAD DE SOCAVACIÓN Y PROTECCIÓN SEGÚN ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO REALIZADO POR EL CONSULTOR

LONGITUDES MÍNIMAS DE ANCLAJE Y SOLAPE, SALVO INDICACIONES ESPECÍFICAS EN LOS PLANOS

φ PULG	ANCLAJE(cm)	TRASLAPE(cm)	GANCHOS(cm)
3/8"	40.0	50.0	15.0
1/2"	45.0	70.0	15.0
5/8"	60.0	90.0	20.0
3/4"	75.0	120.0	30.0
1"	130.0	180.0	35.0
1 3/8"	160.0	340.0	45.0

PILAR CORTE B-B
ESC. 1/100



PLANTA VIGA CABEZAL - PILARES
ESC. 1/100

DETALLE CORTE Y-Y
ESC. 1/75

UCV
UNIVERSIDAD CESAR VALLEJO

TESIS:
"Diseño estructural del Puente Conache, sobre el Rio Moche, en la carretera Industrial - Centro Poblado Santo Domingo, distrito de Laredo"

FACULTAD DE INGENIERÍA - ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

PLANO : ESTRUCTURAS - VIGA CABEZAL, PILARES Y ENCEPADO.

AUTORES : Orbegoso Alayo Jhilson Darlin - Roldan Mora Dilmer Roy

ASESOR : Ing. Humberto Chavez Castillo

UBICACIÓN:
Departamento : La Libertad
Provincia : Trujillo
Distrito : Laredo
Sector : Conache

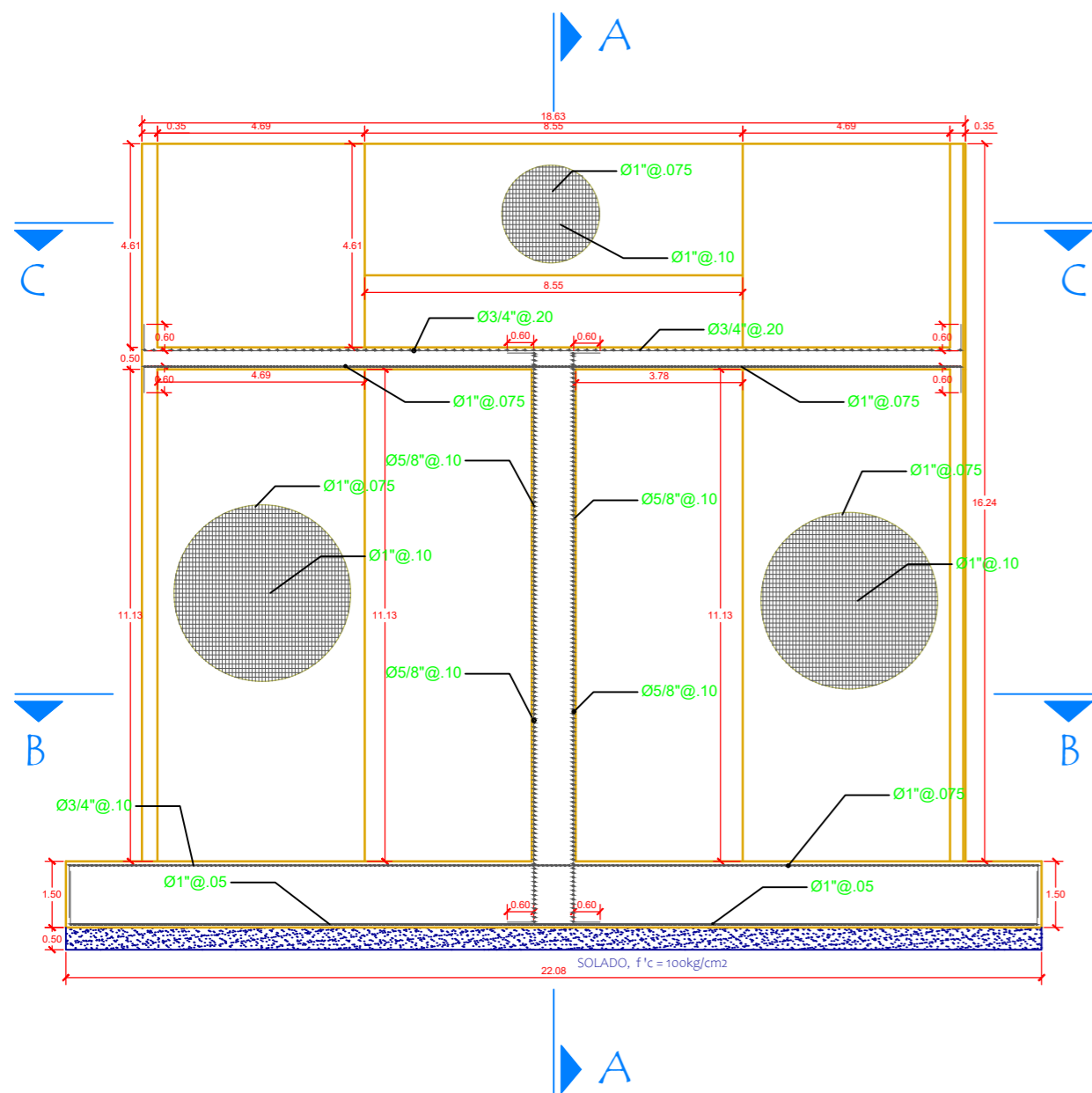
ESCALA:
Indicada

FECHA:
Diciembre 2019

LAMINA:
E-03

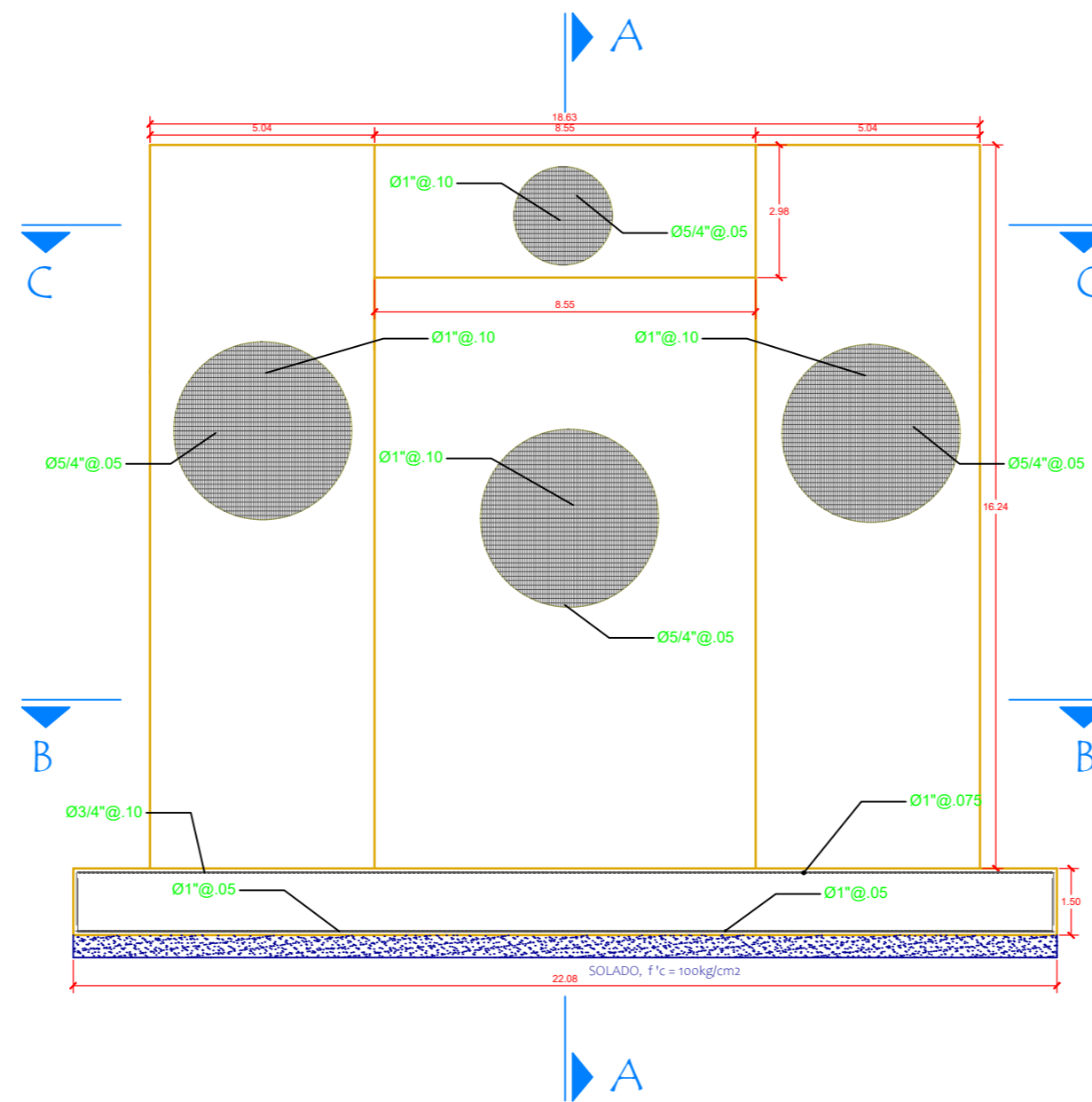
VISTA TRASERA DEL ESTRIBO

ESC. 1/150



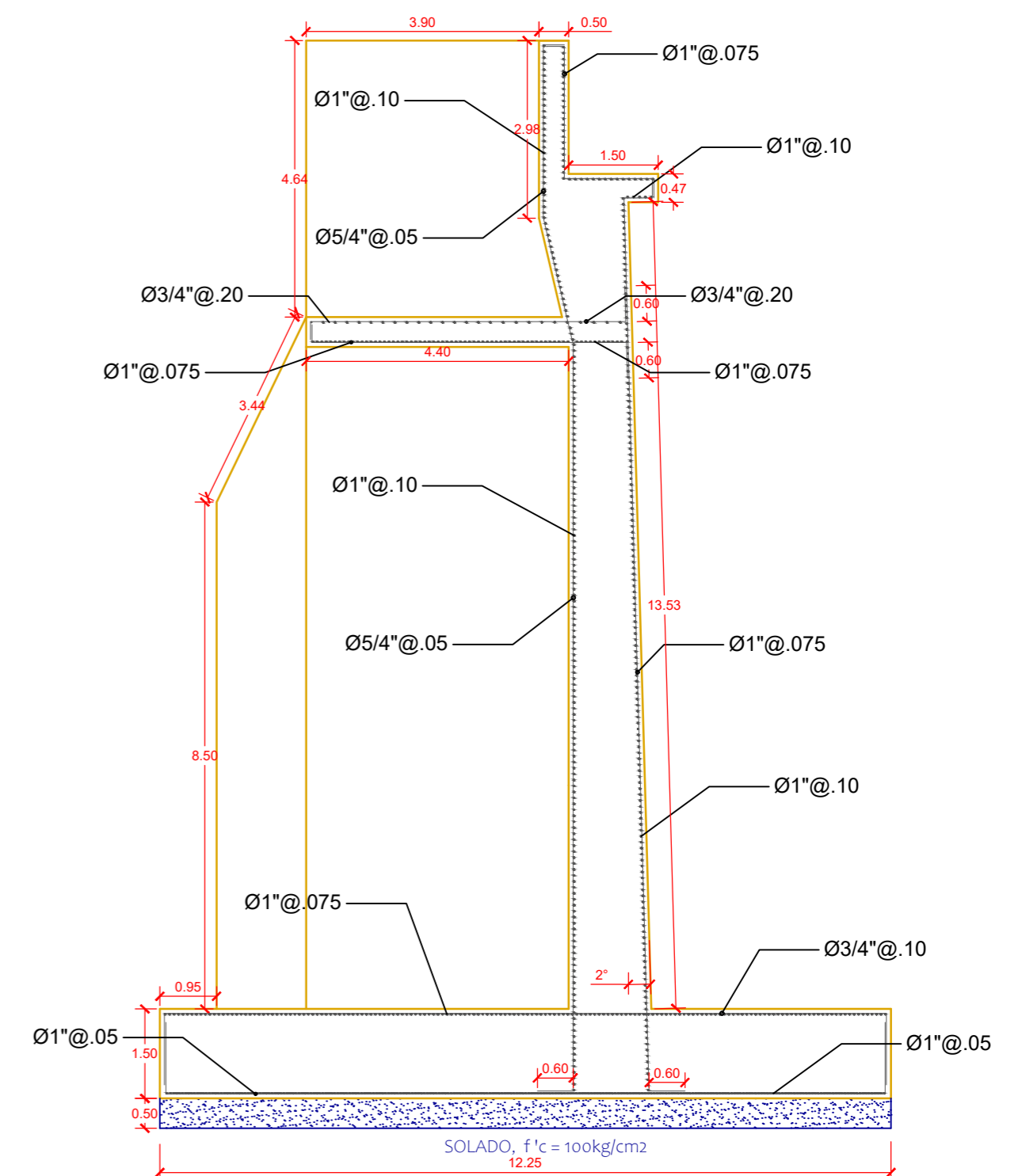
VISTA DELANTERA DEL ESTRIBO

ESC. 1/150

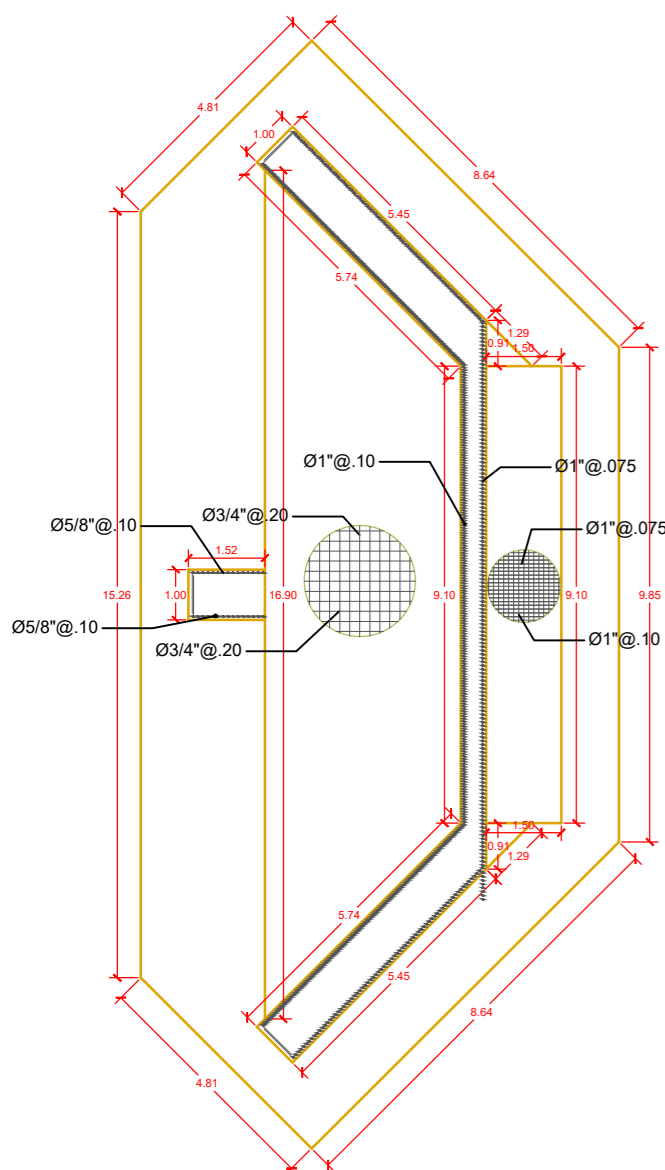


CORTE A-A

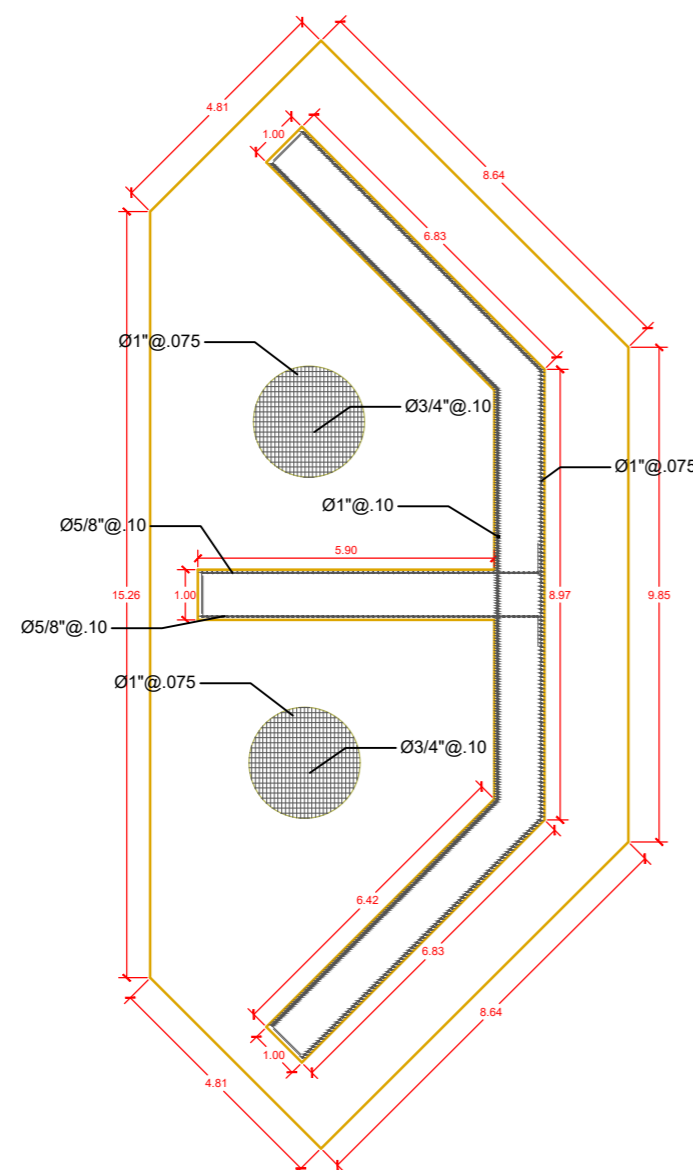
ESC. 1/100



CORTE C-C



CORTE B-B



ESPECIFICACIONES TECNICAS

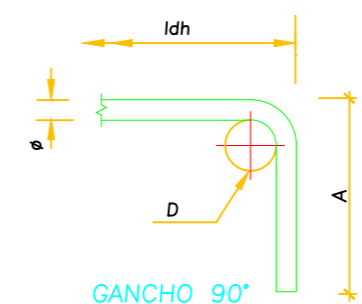
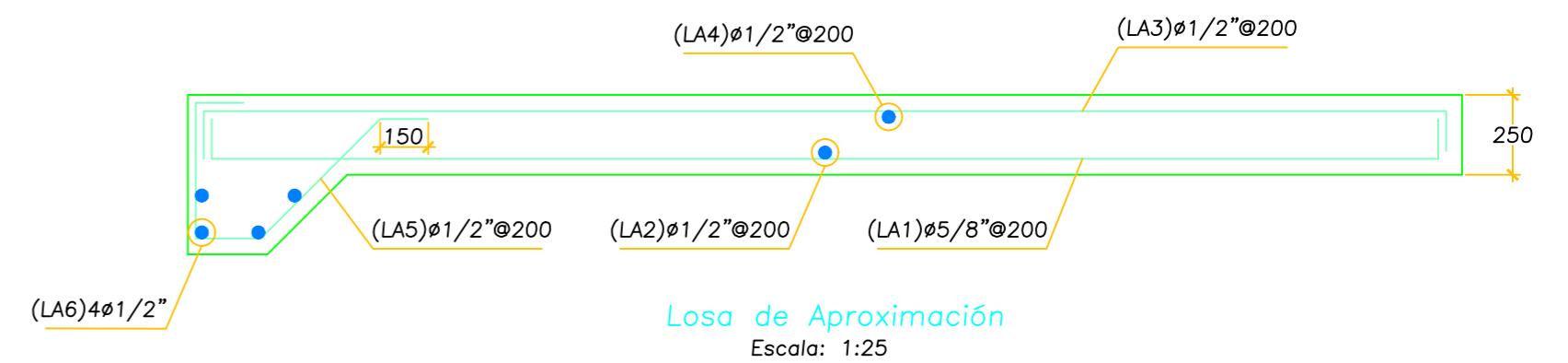
(AASHTO - LRFD 2012)

1. SOBRECARGA DE DISEÑO: HL93
 2. PILOTES
 - CONCRETO $f'_c = 380 \text{ kg/cm}^2$
 - ACERO DE REFUERZO (ASTM A615): $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 3. CABEZAL DE PILOTES
 - CONCRETO $f'_c = 380 \text{ kg/cm}^2$
 - ACERO DE REFUERZO (ASTM A615): $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 4. ESTRIBO
 - CONCRETO $f'_c = 380 \text{ kg/cm}^2$
 - ACERO DE REFUERZO (ASTM A615): $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 6. LOSA DE TABLERO
 - CONCRETO $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$
 - ACERO DE REFUERZO (ASTM A615): $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 13. CEMENTO PORTLAND TIPO II EN PILOTES Y ESTRIBO
 14. CEMENTO PORTLAND TIPO I EN TABLERO
 15. TAMAÑO MÁXIMO DE AGREGADOS : 3/4"
 16. RECUBRIMIENTOS LIBRES : PILOTES Y ZAPATAS

ELEVACIÓN	75 mm
	50 mm
- CIMENTACIÓN:
CAPACIDAD PORTANTE Y LONGITUD DE PILOTES, SEGÚN ESTUDIO DE SUELOS REALIZADO POR EL CONSULTOR.
- HIDRÁULICA:
NAME, BORDE LIBRE, PROFUNDIDAD DE SOCAVACIÓN Y PROTECCIÓN SEGÚN ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO REALIZADO POR EL CONSULTOR

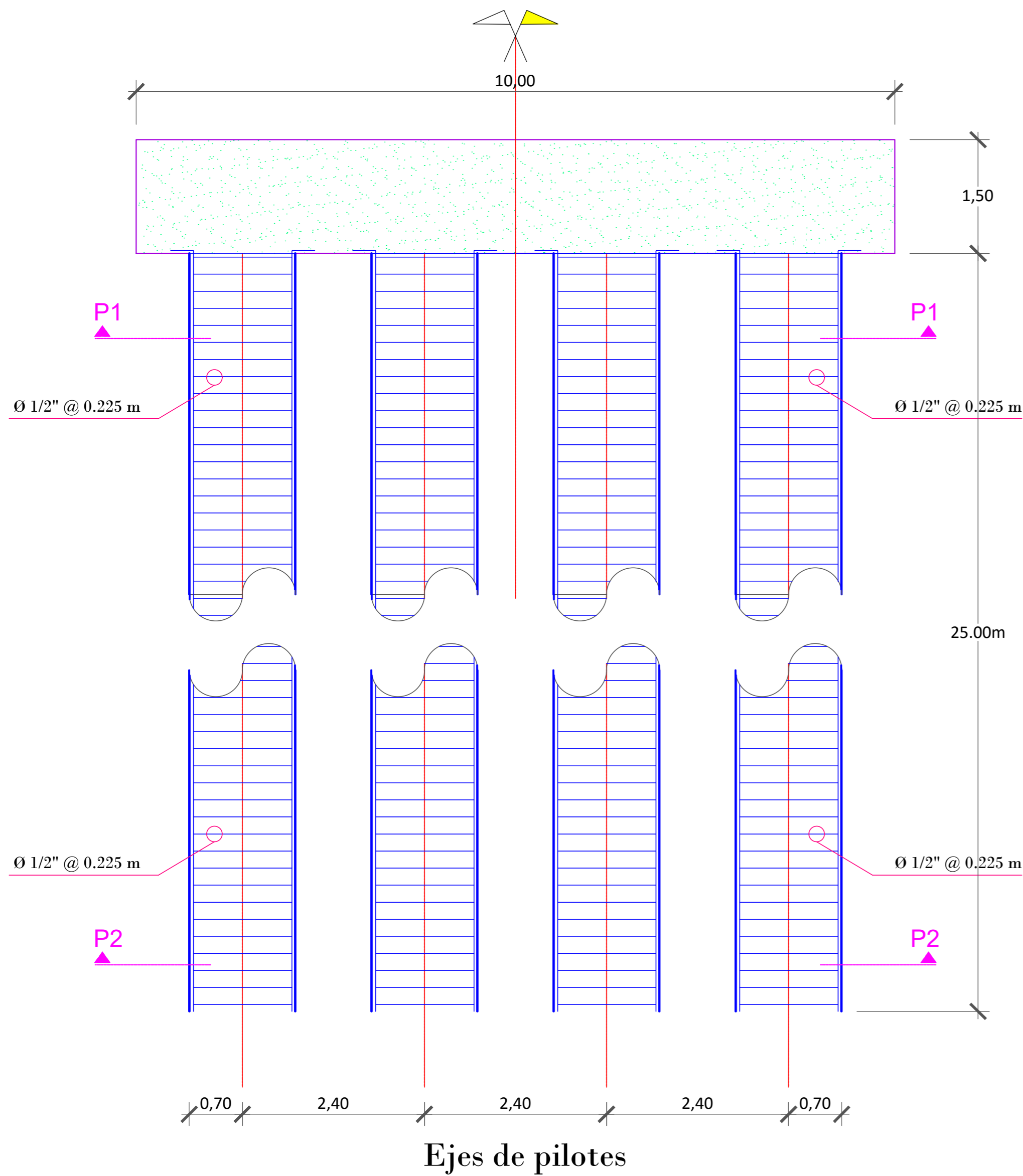
LONGITUDES MÍNIMAS DE ANCLAJE Y SOLAPE, SALVO INDICACIONES ESPECÍFICAS EN LOS PLANOS

Ø PULG	ANCLAJE(cm)	TRASLAPE(cm)	GANCHOS(cm)
3/8"	40.0	50.0	15.0
1/2"	45.0	70.0	15.0
5/8"	60.0	90.0	20.0
3/4"	75.0	120.0	30.0
1"	130.0	180.0	35.0
1 3/8"	160.0	340.0	45.0



#	Ø	D (mm.)	A (mm.)	ldh (mm.)
3	3/8"	60	160	250
4	1/2"	75	210	300
5	5/8"	100	250	350
6	3/4"	115	310	450
8	1"	155	410	600

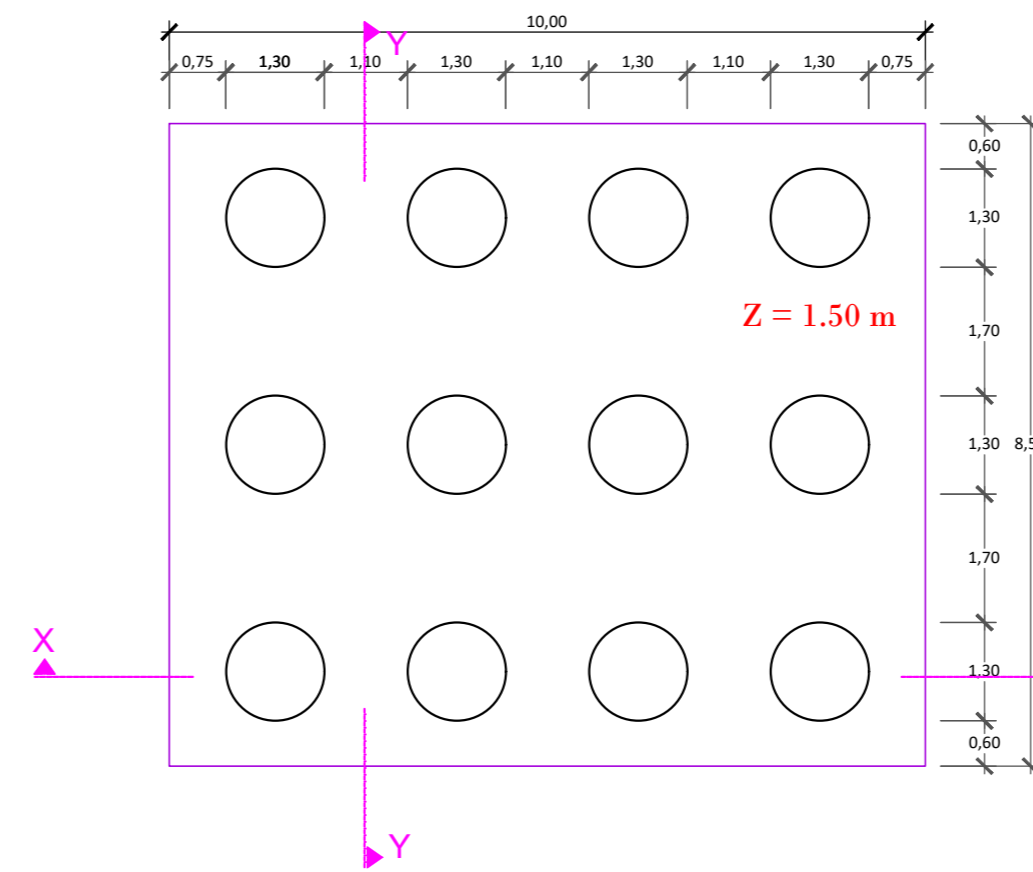
<p>UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO</p>	TESIS: "Diseño estructural del Puente Conache, sobre el Río Moche, en la carretera Industrial - Centro Poblado Santo Domingo, distrito de Laredo"	
	FACULTAD DE INGENIERÍA - ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL	
PLANO :	ESTRUCTURAS - ESTRIBOS.	
AUTORES :	Orbegoso Alayo Jhilson Darlin - Roldan Mora Dilmer Roy	
ASESOR :	Ing. Humberto Chavez Castillo	
UBICACIÓN: Departamento : La Libertad Provincia : Trujillo Distrito : Laredo Sector : Conache		ESCALA: Indicada FECHA: Diciembre 2019
		E-04



Ejes de pilotes

ELEVACIÓN, ENCEPADO – PILOTES

ESC. 1/100



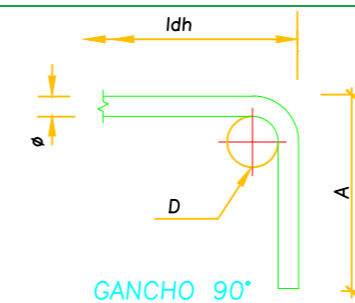
PLANTA, ENCEPADO – PILOTES

ESC. 1/100

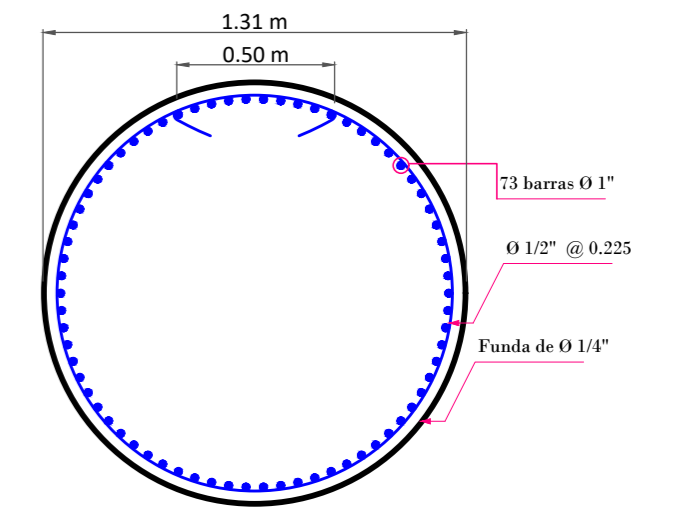
ESPECIFICACIONES TECNICAS

(AASHTO – LRFD 2012)

1. SOBRECARGA DE DISEÑO: HL93
 2. PILOTES
 - CONCRETO $f'c = 380 \text{ kg/cm}^2$
 - ACERO DE REFUERZO (ASTM A615): $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 3. CABEZAL DE PILOTES
 - CONCRETO $f'c = 380 \text{ kg/cm}^2$
 - ACERO DE REFUERZO (ASTM A615): $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 4. ESTRIBO
 - CONCRETO $f'c = 380 \text{ kg/cm}^2$
 - ACERO DE REFUERZO (ASTM A615): $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 6. LOSA DE TABLERO
 - CONCRETO $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$
 - ACERO DE REFUERZO (ASTM A615): $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 13. CEMENTO PORTLAND TIPO II EN PILOTES Y ESTRIBO
 14. CEMENTO PORTLAND TIPO I EN TABLERO
 15. TAMAÑO MÁXIMO DE AGREGADOS : 3/4"
 16. RECUBRIMIENTOS LIBRES : PILOTES Y ZAPATAS
- 75 mm
50 mm
- ELEVACIÓN
- CIMENTACIÓN:
CAPACIDAD PORTANTE Y LONGITUD DE PILOTES, SEGÚN ESTUDIO DE SUELOS REALIZADO POR EL CONSULTOR.
- HIDRÁULICA:
NAME, BORDE LIBRE, PROFUNDIDAD DE SOCAVACIÓN Y PROTECCIÓN SEGÚN ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRAULICO REALIZADO POR EL CONSULTOR

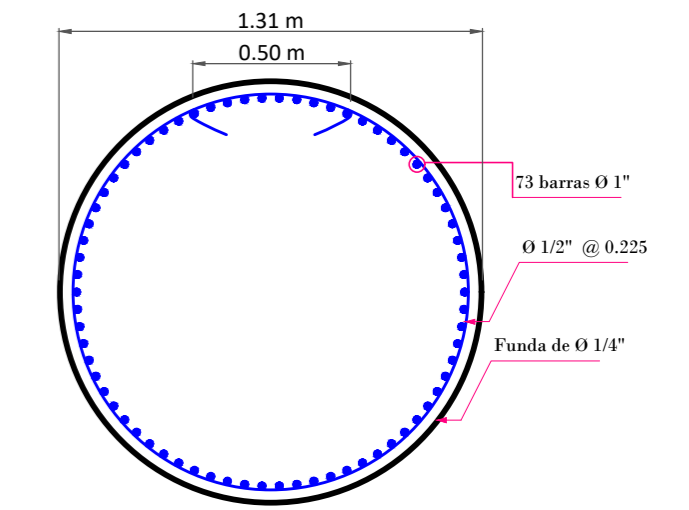


#	Ø	D (mm.)	A (mm.)	l _{dh} (mm.)
3	3/8"	60	160	250
4	1/2"	75	210	300
5	5/8"	100	250	350
6	3/4"	115	310	450
8	1"	155	410	600



SECCION P1 –P1

ESC. 1/100



SECCION P1 –P1

ESC. 1/100

LONGITUDES MÍNIMAS DE ANCLAJE Y SOLAPE, SALVO INDICACIONES ESPECIFICAS EN LOS PLANOS

Ø PULG	ANCLAJE(cm)	TRASLAPE(cm)	GANCHOS(cm)
3/8"	40.0	50.0	15.0
1/2"	45.0	70.0	15.0
5/8"	60.0	90.0	20.0
3/4"	75.0	120.0	30.0
1"	130.0	180.0	35.0
1 3/8"	160.0	340.0	45.0

UCV
UNIVERSIDAD
CÉSAR VALLEJO

TESIS:
"Diseño estructural del Puente Conache, sobre el Río Moche, en la carretera Industrial - Centro Poblado Santo Domingo, distrito de Laredo"

FACULTAD DE INGENIERÍA - ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

PLANO :	ESTRUCTURAS - PILOTES.	
AUTORES :	Orbegoso Alayo Jhilson Darlin - Roldan Mora Dilmer Roy	
ASESOR :	Ing. Humberto Chavez Castillo	LAMINA:
UBICACIÓN: Departamento : La Libertad Provincia : Trujillo Distrito : Laredo Sector : Conache		ESCALA: Indicada FECHA: Diciembre 2019

E - 05