

Universidad de Costa Rica

Facultad de Ingeniería

Escuela de Ingeniería Civil

IC-0905 Taller de Diseño

**Análisis y diseño de la estabilidad geotécnica para la estructura geológica
del Puente de Piedra, Grecia, Alajuela**

Elaborado por:

Ignacio Ávila Picado	B30726
Deyner Castro Mora	B41617
Pablo Vargas Arce	B37238

Profesor asesor:

Ing./Geól. Luis Alonso Salas Alvarado, M.Sc.

San Pedro, Montes de Oca, Noviembre 2019

Tabla de contenidos

1. El problema y su importancia	1
1.1. El problema específico	1
1.2. Importancia	2
2. Ubicación del proyecto	3
3. Objetivos	5
3.1. Objetivo general	5
3.2. Objetivos específicos	5
4. Alcance, limitaciones y problemas del proyecto	6
4.1. Alcance	6
4.2. Limitaciones	6
4.3. Problemas y restricciones	7
5. Metodología.....	8
5.1. Recopilación de información	10
5.2. Visita de campo.....	10
5.3. Selección del modelo geomecánico.....	10
5.4. Medidas de preservación	10
5.5. Elaboración del informe final	11
6. Marco teórico.....	12
6.1. Fallas atectónicas	12
6.1.1 <i>Fisuras atectónicas por enfriamiento</i>	12
6.2. Caracterización Geológica del macizo	14
6.3. Caracterización geomecánica del macizo	16
6.4. Criterios de resistencia para roca sana.....	17
6.4.1 <i>Mohr-Coulomb</i>	17

6.4.2	<i>Hoek y Brown Generalizado</i>	18
6.4.3	<i>Griffith</i>	19
6.5.	Criterio para resistencia de discontinuidades.....	19
6.5.1	<i>Barton-Choubey</i>	20
6.6.	Sistemas de clasificación de macizos rocosos.....	20
6.6.1	<i>RQD: Rock Quality Designation Index</i>	21
6.6.2	<i>RMR: Rock Mass Rating (Bienawski 1976-1989)</i>	23
6.6.3	<i>Q: Rock Tunneling Quality Index</i>	24
6.6.4	<i>RMI: Rock Mass Index</i>	25
6.7.	Análisis cinemático con condiciones de Markland de falla planar y en cuña	27
6.7.1	<i>Condiciones de Markland para falla plana</i>	27
6.7.2	<i>Condiciones de Markland para falla en cuña</i>	28
6.8.	Diseño de tensores en túnel	29
7.	Marco Legal.....	31
7.1.	Ley de Patrimonio Histórico Arquitectónico de Costa Rica N° 7555	31
7.2.	Reglamento N° 33596-C a Ley N° 7555, Ley de Patrimonio Histórico Arquitectónico de Costa Rica.....	31
7.3.	Ley N° 5980 Convención para la Protección del Patrimonio Mundial Cultural y Natural.....	32
7.4.	Guía española para el diseño y la ejecución de anclajes al terreno en obras de carretera.....	32
7.5.	Plan Regulador de la Municipalidad de Grecia	32
8.	Diagnóstico.....	33
8.1.	Análisis geomecánico	37

8.1.1 Sistema de clasificación del macizo rocoso.....	37
8.1.2 Q: Rock Tunneling Quality Index	40
8.1.3 Parámetros de resistencia de roca sana y macizo rocoso.....	42
8.1.4 Parámetros geomecánicos del macizo rocoso	45
8.1.5 Parámetros de Mohr-Coulomb.....	46
8.2. Análisis del túnel	47
8.2.1 Carga nominal	48
8.3. Encuestas de importancia.....	53
9. Diseño de soluciones	55
9.1. Análisis de escenarios de solución	55
9.1.1 Escenario I: Continuación de la situación actual.....	55
9.1.2 Escenario II: plan de mantenimiento periódico	59
9.1.3 Escenario III: Intervención directa.....	61
10. Conclusiones.....	67
11. Recomendaciones.....	68
12. Presupuesto y cronograma de la ejecución de la obra.....	70
13. Cronograma de la consultoría	73
14. Fuentes de consulta	77
15. Anexos	80

Tabla de cuadros

Cuadro 1. Clasificación RQD.....	22
Cuadro 2. Clasificación RMR	23
Cuadro 3. Clasificación Q.....	25
Cuadro 4. Clasificación RMi	26
Cuadro 5. Parámetros utilizados para el cálculo del RMR	40
Cuadro 6. Parámetros utilizados para el cálculo de Q	40
Cuadro 7. Parámetros utilizados para el cálculo del Rmi	41
Cuadro 8. Clasificación de los parámetros obtenidos en campo.....	41
Cuadro 9. Parámetros utilizados para el criterio Mohr Coulomb	42
Cuadro 10. Parámetros utilizados para el criterio Hoek y Brown	43
Cuadro 11. Parámetros para el criterio de Griffith	43
Cuadro 12. Parámetros utilizados para el criterio Barton – Choubey.....	43
Cuadro 13. Parámetros de resistencia de roca sana y macizo rocoso.....	44
Cuadro 14. Parámetros para calcular el módulo de elasticidad	45
Cuadro 15. Parámetros para calcular el coeficiente de Poisson	45
Cuadro 16. Parámetros para calcular el esfuerzo de compresión uniaxial.....	45
Cuadro 17. Parámetros para calcular el esfuerzo de tensión uniaxial.....	46
Cuadro 18. Parámetros para calcular la cohesión.....	46
Cuadro 19. Parámetros para calcular el ángulo de fricción	46
Cuadro 20. Parámetros geomecánicos del macizo rocoso	47
Cuadro 21. Parámetros necesarios para el análisis del tensor	47
Cuadro 22. Parámetros para calcular la presión de aflojamiento	47
Cuadro 23. Parámetros para el cálculo de resistencia del concreto en el túnel	48
Cuadro 24. Cálculo de la presión de diseño.....	48

Cuadro 25. Diseño de tensores cables	48
Cuadro 26. Tipo de anclaje y su respectivo valor.....	49
Cuadro 27. Características del acero de tesado DYWIDAG	50
Cuadro 28. Longitud libre dependiendo el tipo de roca	51
Cuadro 29. Resultados de la longitud libre dependiendo el tipo de roca.....	51
Cuadro 30. Parámetros considerados en la encuesta.....	53
Cuadro 31. Cronograma de la ejecución de obra.....	70
Cuadro 32. Presupuesto de la ejecución de obra.....	72
Cuadro 33. Cronograma de la consultoría propuesta.....	73
Cuadro 34. Datos de las discontinuidades obtenidas en campo	80
Cuadro 35. Datos de las orientaciones obtenidas en campo	81
Cuadro 36. Presupuesto de obra de la construcción de la carretera alterna.....	82

Tabla de figuras

Figura 1. Ubicación del proyecto en estudio	3
Figura 2. Zona de Grecia en Mapa Geológico de Costa Rica	4
Figura 3. Fotografía del puente de piedra	4
Figura 4. Metodología propuesta para la elaboración del proyecto.....	9
Figura 5. Delimitación de las unidades de roca que constituyen el Puente Piedra	15
Figura 6. Variables de observación en campo	16
Figura 7. Criterio de Mohr-Coulomb	17
Figura 8. Prueba en campo para obtención del RQD.....	22
Figura 9. Esquema para el cálculo de RMI.....	26
Figura 10. Representación estereográfica de falla planar	28
Figura 11. Representación estereográfica de falla en cuña	29
Figura 12. Zona de toma de medidas aguas abajo	34
Figura 13. Zona de toma de medidas aguas arriba, junto con problemática que afecta la zona	34
Figura 14. Perfiles de las tres distintas secciones del arco, de arriba hacia abajo se muestra el perfil de la entrada, intermedio y de salida. La sección intermedia es la que presenta la menor capacidad hidráulica de las tres	35
Figura 15. Afectación de la seguridad vial sobre el puente y problemas en la superficie de ruedo. Las fotografías superiores corresponden con el acceso del lado de La Argentina, mientras que las fotografías inferiores corresponden con el acceso del lado de Poró	36
Figura 16. Parámetros de Woodcock obtenidos por el software Dips	37
Figura 17. Orientaciones de las familias principales en el software Dips	38
Figura 18. Roseta de dirección de la familia principal en el software Dips	39
Figura 19. Características del acero DYWIDAG, cables 150 mm ²	49
Figura 20. Análisis del túnel mediante el programa Unwedge	52

Figura 21. Proyección de vida útil del patrimonio Puente de Piedra	54
Figura 22. Sección del puente donde se muestra como la vegetación y la generación de suelos está afectando la roca que forma el arco natural.....	56
Figura 23. Crecimiento de vegetación en el macizo rocoso	56
Figura 24. Rutas alternas diseñadas por el grupo PAVYT Consultores	58
Figura 25. Crecimiento de vegetación en el macizo rocoso	60
Figura 26. Cronograma de la ejecución de obra	71
Figura 27. Diagrama de Gantt del cronograma	75
Figura 28. Diagrama de Gantt de seguimiento del cronograma	76
Figura 29. Factura de servicios por consultoría profesional	83

1. El problema y su importancia

1.1. El problema específico

Puente de Piedra, distrito de Grecia, en Alajuela, es una comunidad dedicada a la actividad agrícola, caña de azúcar y café, principalmente. Sin embargo, en los últimos años se ha presentado un desarrollo urbano creciente y con ello, ha aumentado el flujo vehicular en la zona. (Municipalidad de Grecia, 2019)

La ruta de acceso principal al distrito posee un puente natural de roca, el cual se llama Puente de Piedra y de ahí el nombre del lugar. Dicha estructura, de origen natural permite cruzar el Río Poró y con ello, la comunicación con los demás poblados. Además, esta formación rocosa es Patrimonio Histórico Arquitectónico y símbolo de la identidad cultural de Grecia y específicamente de la comunidad donde se encuentra.

El Puente de Piedra a lo largo de los años ha tenido deterioros en su estructura, debido a la degradación de la masa de roca, provocada por factores naturales (intemperie), aumento de la cantidad de vehículos que lo transitan diariamente, el agua del río que lo cruza (erosión) y por falta de mantenimiento. Todo esto hace que se convierte en un riesgo para los usuarios, debido a la posibilidad de colapso de la estructura y a las consecuencias que originaría, como lo son inhabilitación de la carretera, posibles pérdidas humanas, pérdida del patrimonio y del valor cultural.

La estructura en estudio es un macizo rocoso débil, según estudios geológicos previos realizados para la nominación como Patrimonio; es decir, la roca posee baja resistencia antes cargas, por lo cual, el riesgo de falla es alto. (Centro de Investigación y Conservación del Patrimonio Cultural, 2019)

El problema se intensifica por el fisuramiento de enfriamiento térmico inherente, que presenta en toda su extensión, donde en muchos casos, existen bloques de roca completamente sueltos y con el mínimo movimiento caen abruptamente. También, muchas plantas se aprovechan de las grietas para crecer y profundizar sus raíces, con lo cual, se aumentan las posibilidades de desprendimiento de bloques y la degradación del macizo rocoso.

El Puente de Piedra, es atravesado por el Río Poró, el cual ha desgastado, a través de los años, la base de la estructura y el tamaño de la sección por donde atraviesa el agua cada vez es más grande y de continuar el proceso erosivo, se propicia la desestabilización y con ello, aumenta el riesgo de falla.

Para el Puente, no existe señalización que oriente a los conductores en cuanto al tipo de vehículos que lo pueden transitar, lo que ocasiona que circulen desde livianos hasta camiones pesados, y, además, se desconoce la carga máxima y el número de ciclos que soporta la estructura.

Desde el punto de vista del patrimonio que representa el elemento en cuestión, su continuidad es incierta, porque no se conoce con precisión el estado actual y si permanecerá en pie a mediano o largo plazo, con lo cual surge la posibilidad de pérdida de este bien y de todo el valor histórico y cultural que posee para la comunidad, para el cantón de Grecia y para el país.

Por lo expuesto anteriormente, este trabajo se enfocará en determinar la o las soluciones más adecuadas para los problemas del Puente de Piedra, desde el punto de vista técnico y acordes a las particularidades que posee la estructura, dado su valor patrimonial.

1.2. Importancia

Con este trabajo se aportarán soluciones para los problemas de estabilidad y degradación que posee la estructura de Puente de Piedra, para que funcionen como protocolo de conservación, desde la perspectiva de patrimonio y como estructura de paso, de modo que sea seguro y funcional a lo largo de un periodo de tiempo de vida útil a determinar.

Con la aplicación del protocolo se pretende que Puente de Piedra adquiera un nivel de seguridad mayor para las personas que lo visitan y para los conductores que lo utilizan diariamente como estructura de paso.

2. Ubicación del proyecto

La estructura geológica Puente de Piedra se encuentra en la ruta Calle Lomas, distrito Puente de Piedra, cantón de Grecia, provincia de Alajuela.

Las coordenadas del Patrimonio Nacional Puente de Piedra en el sistema CRTM05 corresponden a Norte 1 110 361 y Este 464 184; en la Figura 1 ejemplifica lo mencionado.

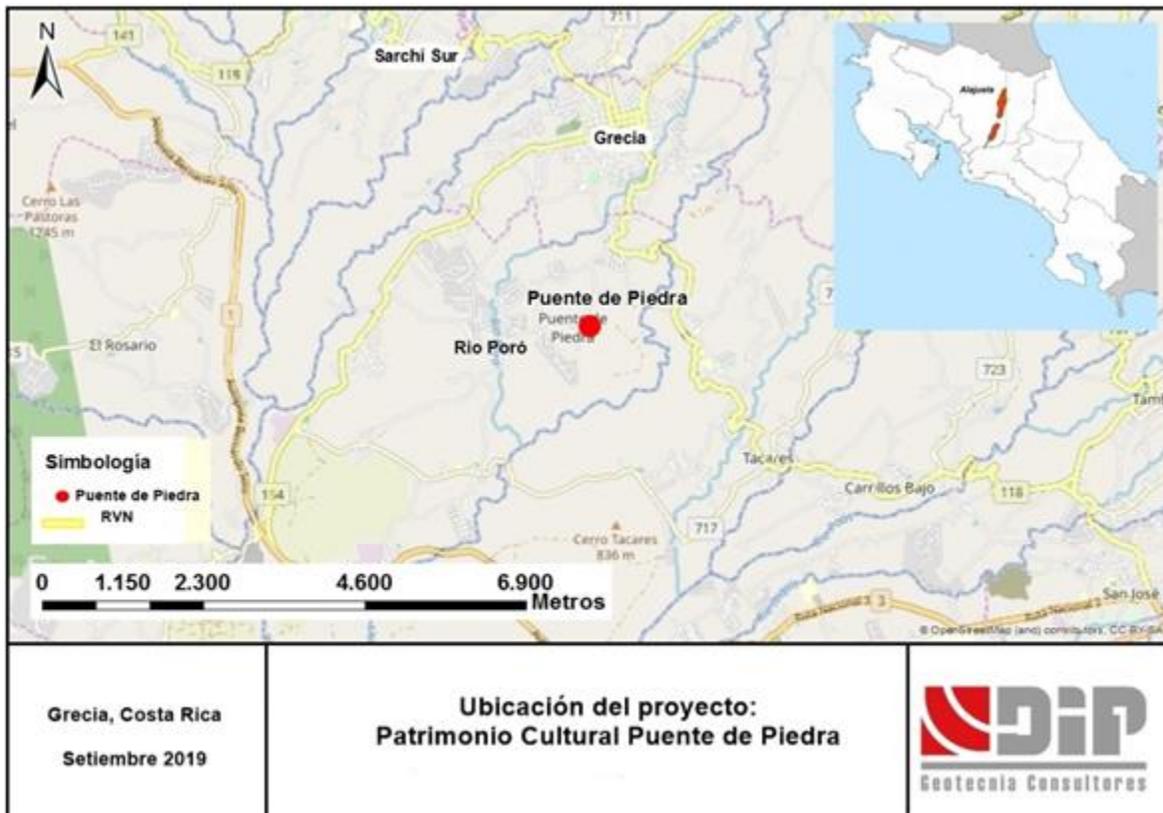


Figura 1. Ubicación del proyecto en estudio

Tal como se aprecia en el mapa geológico de Costa Rica en la Figura 2. La zona de Grecia presenta un origen de roca volcánica, en su mayoría compuesto por vulcanismo del pleistoceno, tobas e ignimbritas, esto resulta concordante con el estudio geológico realizado en Puente de Piedra.

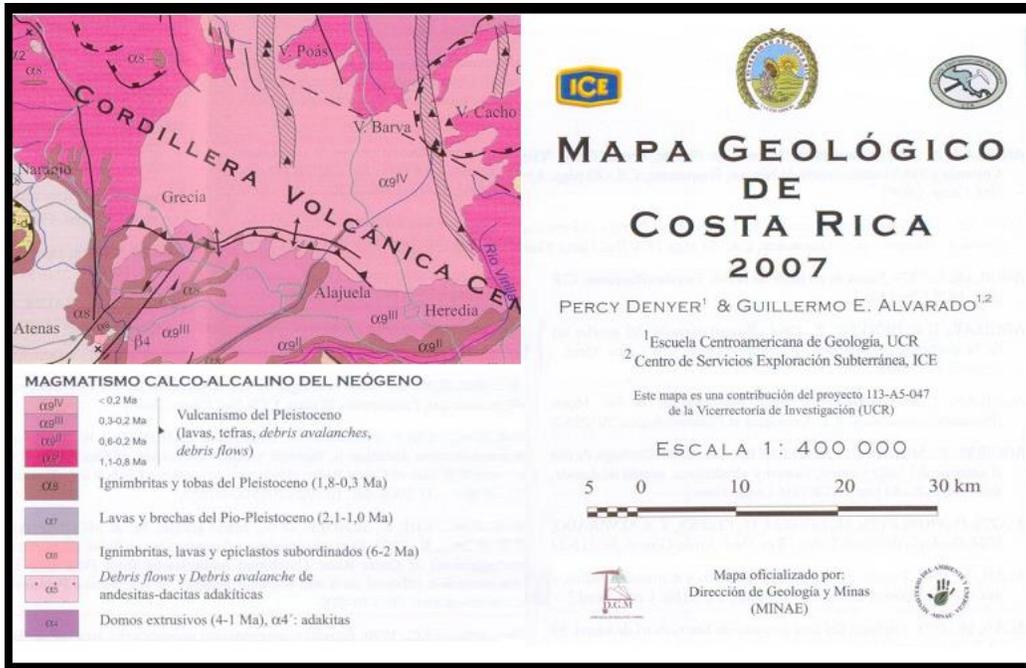


Figura 2. Zona de Grecia en Mapa Geológico de Costa Rica

Fuente: Escuela Centroamericana de Geología UCR

En la Figura 3 se tiene una fotografía de campo tomada en el sitio por el profesor asesor del proyecto, el ingeniero Luis Alonso Salas.

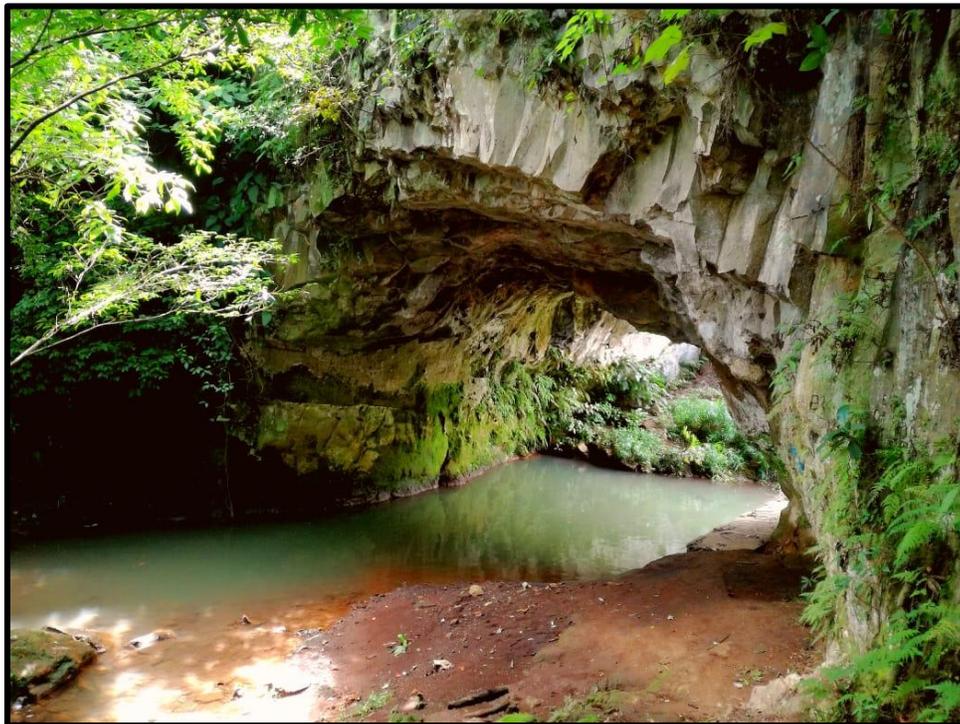


Figura 3. Fotografía del puente de piedra

3. Objetivos

3.1. Objetivo general

Determinar el diseño adecuado para la estabilidad geotécnica de la estructura geológica del Puente de Piedra, ubicado en Grecia de Alajuela ante el aumento de carga y su estimación como bien patrimonial.

3.2. Objetivos específicos

-Realizar la caracterización geotécnica, en campo y en laboratorio de la roca sana y de las discontinuidades de la estructura del Puente de Piedra.

-Determinar los factores amenazantes que comprometen el funcionamiento actual y futuro de la estructura geológica, asociados a las cargas vehiculares, la erosión y la intemperie.

-Establecer, basado en los datos de campo y de laboratorio, el modelo geomecánico más representativo para el comportamiento del macizo rocoso.

-Diseñar las soluciones geotécnicas que mejor se adapten a la estructura geológica y que propicien su conservación como Patrimonio Nacional.

4. Alcance, limitaciones y problemas del proyecto

4.1. Alcance

Este trabajo se concentra en la estructura geológica Puente de Piedra, ubicada en el distrito del mismo nombre, en Grecia de Alajuela. Con el fin de lograr este objetivo se cuentan con estudios de las condiciones del terreno, así como de las condiciones de tránsito de vehículos en la zona, estos estudios son proporcionados por la Unidad de Gestión Municipal (UGM) del Programa de Ingeniería de Transporte (PITRA) del Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales de la Universidad de Costa Rica (LanammeUCR).

Se ocupará de la estabilidad geotécnica del macizo rocoso únicamente, mediante la propuesta de una solución para el problema planteado.

Se utilizan estudios existentes para el análisis hidráulico e hidrológico del Río Poró, debido a que estos factores son importantes para el desarrollo adecuado del proyecto, sin embargo, no es al área de estudio principal ni el enfoque, por ende, solo se toman los datos relevantes y que influyen directamente.

De la misma manera, los estudios de Tráfico Promedio Diario (TPD) y de la composición vehicular se toman de los existentes en la zona, debido a que el peso de los vehículos que circulan por la zona es de gran importancia para el estudio de la estabilidad del Puente de Piedra.

Las soluciones que se planteen estarán sujetas al análisis que se realice del Puente de Piedra entre agosto y diciembre del 2019.

4.2. Limitaciones

No existe normativa en Costa Rica aplicable a estructuras geológicas como el Puente de Piedra, debido a este tipo de formaciones no es común, por lo cual, se hace una revisión de códigos utilizados a nivel internacional y así, se determina cuáles son utilizables, de acuerdo a la naturaleza del Puente.

Dado el valor cultural y patrimonial que posee el Puente de Piedra, las soluciones deben ser poco invasivas, para que la estructura conserve su naturalidad de la mejor forma posible.

En Costa Rica existen pocas empresas dedicadas a la comercialización e instalación de productos, destinados a la estabilización de taludes en roca, específicamente tensores.

4.3. Problemas y restricciones

La restricción más fuerte que se tiene es la falta de un código o guía de conservación del patrimonio de la índole de Puente de Piedra, y esto ha incidido en la visualización de las posibles soluciones, debido a que por un lado está el valor y la integridad patrimonial y por otro, la seguridad de los usuarios y de la estructura como tal.

El debate anterior se origina porque la legislación correspondiente (apartado 7), establece que las intervenciones que se realicen a bienes patrimoniales deben ser lo menos invasivas posibles y afectar en lo mínimo su integridad, pero dado el nivel de degradación que posee la estructura en análisis, es difícil de imaginar una solución que cumpla con esos requisitos, ya que requiere de acciones fuertes para poder mitigar los efectos actuales y futuros de los factores que comprometen su perdurabilidad a lo largo del tiempo.

Además, con los resultados que se tienen actualmente, se puede decir que los tensores no son la única solución para estabilizar el macizo rocoso y más bien, requiere que se combinen o complementen con otras soluciones, como el arco de concreto reforzado; debido a que, por la naturaleza de la roca, los tensores no lograrían solventar las exigencias mecánicas (fisuras verticales por enfriamiento térmico) que posee Puente de Piedra. Entre las particularidades que tiene este macizo es que sí se usan anclajes, la orientación más adecuada para colocarlos es horizontalmente y siendo así, operan ante fuerzas cortantes y no ante carga axial (tracción).

5. Metodología

Con el fin de cumplir con la propuesta de la estabilidad geotécnica para la estructura geológica del Puente de Piedra, específicamente mediante la selección de un modelo geomecánico que represente de la mejor manera el comportamiento, se ha establecido un diagrama para el desarrollo del proyecto, el cual se muestra en la Figura 3, y una serie de etapas que se describen seguidamente.

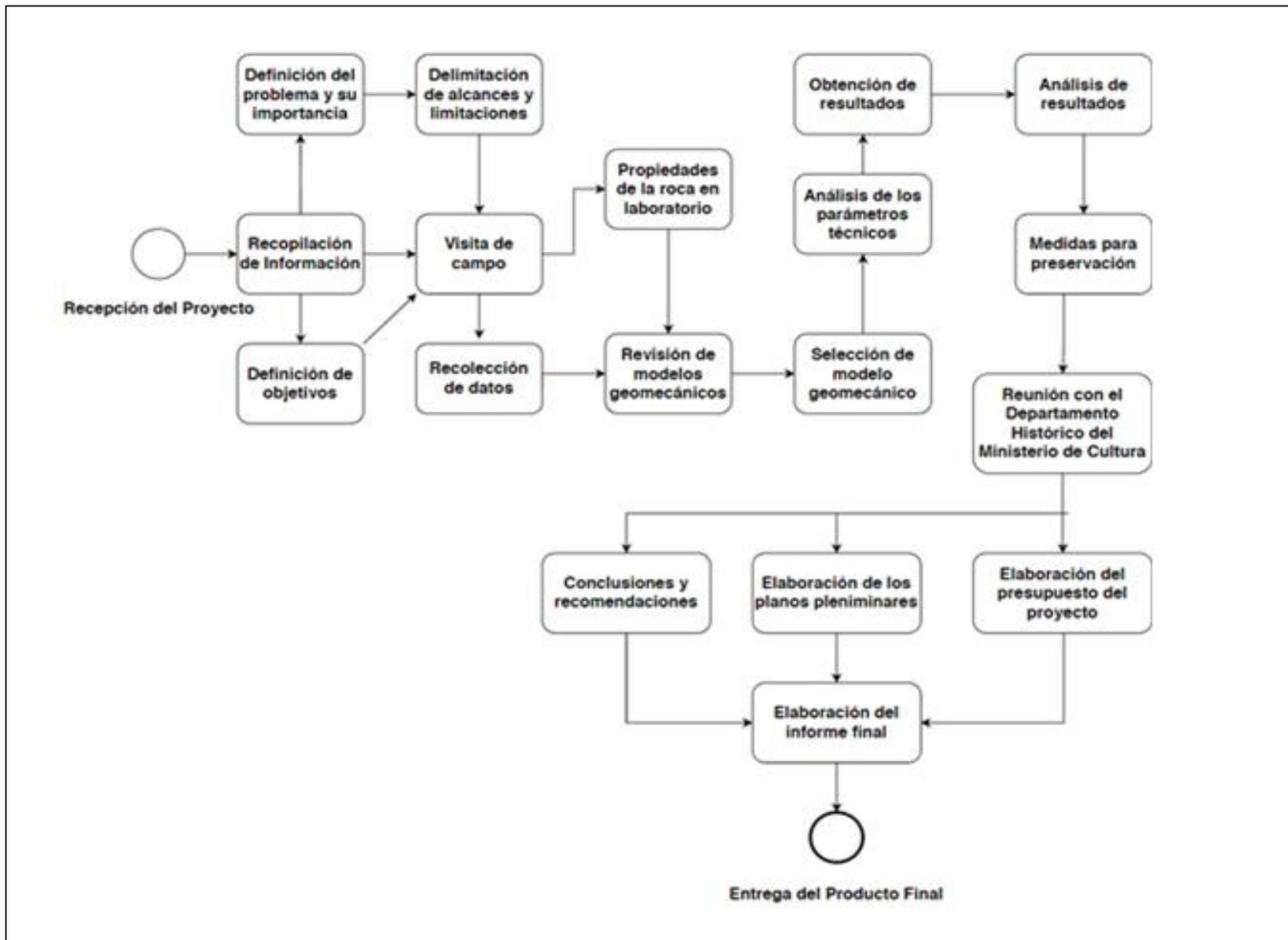


Figura 4. Metodología propuesta para la elaboración del proyecto

5.1. Recopilación de información

A la hora de recibir el documento, es de suma importancia recopilar la información necesaria para el desarrollo adecuado del trabajo. Una vez completado esto, se procedió con la definición de los objetivos (general y específicos), el problema y su importancia, más la delimitación del alcance y las limitaciones.

Adicionalmente se consultó a la Unidad de Gestión Municipal del Laboratorio Nacional de Materiales y Modelos Estructurales de la Universidad de Costa Rica (LanammeUCR) sobre estudios técnicos realizados en la zona de interés, como aspectos hidráulicos e hidrológicos, tipos y propiedades de suelos, entre otros.

5.2. Visita de campo

Para este apartado, una vez recopilada la información, se visitó el sitio para la recolección de datos de las discontinuidades y geometría del Puente de Piedra. Esta actividad fue de suma importancia, debido a que es la base fundamental para todo el análisis y solución del problema.

5.3. Selección del modelo geomecánico

Con la recolección y procesamientos de los datos de campo, se determinaron una serie de parámetros de diferentes modelos geomecánicos, y con base a ellos, se continuó con la evaluación y selección de las soluciones propuestas en este documento.

5.4. Medidas de preservación

Al tener analizados los resultados de los modelos geomecánicos, se procede a buscar medidas de preservación, al tratarse de un patrimonio cultural se deben de buscar, en la medida de lo posible, las medidas menos invasivas para la restauración y conservación de dicho Patrimonio.

Una vez obtenidas las medidas de preservación, se tuvo comunicación con el Centro de Conservación del Patrimonio Cultural, donde se presentaron resultados

preliminares y obtuvo la retroalimentación respectiva, previo a la redacción del informe final.

5.5. Elaboración del informe final

En esta etapa se compilan todos los resultados de la consultoría, en un informe técnico cuyo nombre es: “Análisis y diseño de la estabilidad geotécnica para la estructura geológica del Puente de Piedra, Grecia, Alajuela”. Con esto, se establecen tres escenarios distintos, en donde se analizan las posibles medidas que se tomarán una vez presentado el informe. Además, se presentan conclusiones y recomendaciones sobre los resultados obtenidos, se presentan los planos preliminares y un presupuesto estimado del proyecto.

Se coordinará con el Centro de Conservación del Patrimonio Cultural y la Municipalidad de Grecia, para la exposición final de los resultados obtenidos durante la consultoría, y ante otras autoridades que muestren interés en el proyecto.

6. Marco teórico

6.1. Fallas atectónicas

Entre los principales conocimientos de un ingeniero geotécnico se encuentra el saber diferencias entre grietas tectónicas y atectónicas, para el caso de Puente de Piedra, se cuenta con el segundo tipo. Según Salas (2019) las grietas atectónicas casi siempre son debidas a esfuerzos no estructurales (térmicos y de relajación) que solo suceden en la superficie, en la mayoría de los casos.

Las principales fisuras atectónicas se pueden clasificar como:

- Fisuras por enfriamiento
- Fisuras de desecación
- Fisuras de tensión gravitacional
- Fisuras por cambio de volumen

Para el caso de puente de Piedra se tiene que se dieron fisuras por enfriamiento térmico, razón por la cual solo se continúa con este tipo de fisura atectónica.

6.1.1 Fisuras atectónicas por enfriamiento

Según Salas (2019) estas son grietas singenéticas producto de la contracción que experimentan las masas de rocas ígneas (principalmente volcánicas y piroclásticas) por enfriamiento rápido. Según el espesor y variación de temperatura de la masa de roca, así se pueden producir tres tipos de geometrías: grietas radiales, grietas hexagonales y grietas prismáticas.

6.1.1.1 Grietas radiales

Se deben al enfriamiento rápido de flujos de basaltos cuando la temperatura de este es mucho mayor a la del medio. Por ejemplo, un basalto enfriándose en mar profundo o en el aire.

En lavas en almohadilla van acompañadas de grietas de tensión longitudinales a la superficie de la “almohadilla” y la formación de hialita (obsidiana de mala calidad) en superficie por el enfriamiento tan rápido. Cuando la almohadilla es muy gruesa hay una separación nuclear y formación de amígdalas.

Estas grietas identifican la lava en almohadilla de depósitos de lava Pahoe-Pahoe (solo presenta grietas concéntricas indicando el gradiente de enfriamiento del material, pero solo del vidrio volcánico y no de los minerales). También, las grietas radiales y hialita permiten diferenciar lavas en almohadilla de lavas columnares y de bloques o bombas piroclásticas.

6.1.1.2 Grietas hexagonales

Se deben al enfriamiento rápido de flujos de basaltos de gran espesor casi estáticos (coladas sobre terrenos relativamente planos). Y están relacionadas con coladas de lava basáltica de erupciones fisurales o centrales de lavas ultramáficas a máficos (lavas Pahoe-Pahoe y tipo A).

La colada basáltica estática se enfría desde su superficie hacia dentro (produciendo grietas de contracción a profundidad), hasta alcanzar el equilibrio térmico interno donde se discontinúan. En su superficie se crean centros de enfriamiento, que, mediante tensión superficial, crean figuras hexagonales.

6.1.1.3 Grietas prismáticas

Son hendiduras de tensión sin un patrón definido. Se relacionan a coladas de lavas delgadas o gruesas no estáticas o cualquier otro cuerpo ígneo en enfriamiento en superficie: bombas o bloque piroclásticos y túmulos.

6.2. Caracterización Geológica del macizo

La composición geológica del macizo está dada por material piroclástico, que proviene de explosiones volcánicas en forma de enormes nubes ardientes (flujos de ignimbritas) y caída de cenizas. Según Marshall (2003) este proceso ocurrió hace unos 390-320 mil años y se puede relacionar con la explosión de la caldera del volcán Barva.

Según Pérez (2000) y Mora (2003), las rocas de Puente de Piedra pertenecen a la Formación Tiribí, procedente del volcán Barva. El macizo superior corresponde con una roca ignimbrítica columnar fuertemente soldada de color gris oscuro, con textura ignimbrítica granular, está compuesta por ceniza, líticos, pómez y fragmentos de obsidiana de tamaños milimétricos y formas angulares de alta esfericidad. Tiene una matriz de 90% de ceniza y cristales angulares de plagioclasa de tamaño milimétrico, así como 10% de fragmentos de lava con tamaños milimétricos, al meteorizarse presenta colores pardos.

También contiene estructuras fluidas de color amarillento. En la parte superior del flujo, las estructuras son granulares, gruesas y el tamaño de los fiammes de obsidiana es mayor, además se han observado fragmentos de madera, algunos de gran tamaño en el techo del Puente de Piedra. En total tiene un espesor de 7 m y se diferencian tres unidades de enfriamiento, donde la parte inferior forma columnas de 5 a 6 caras, la parte intermedia es blocosa y la superior es columnar con 4 a 6 caras. Su aspecto columnar se debe al rápido enfriamiento, la parte superior se

encuentra cubierta por una capa de suelo originado por la alteración de las rocas (regolito) y deposición de cenizas más reciente.

Ruiz (2014) indica que en la base de la ignimbrita se observa un depósito laminado y con gradación normal correspondiente a tobas masivas. La caracterización del macizo se puede observar en la siguiente figura.

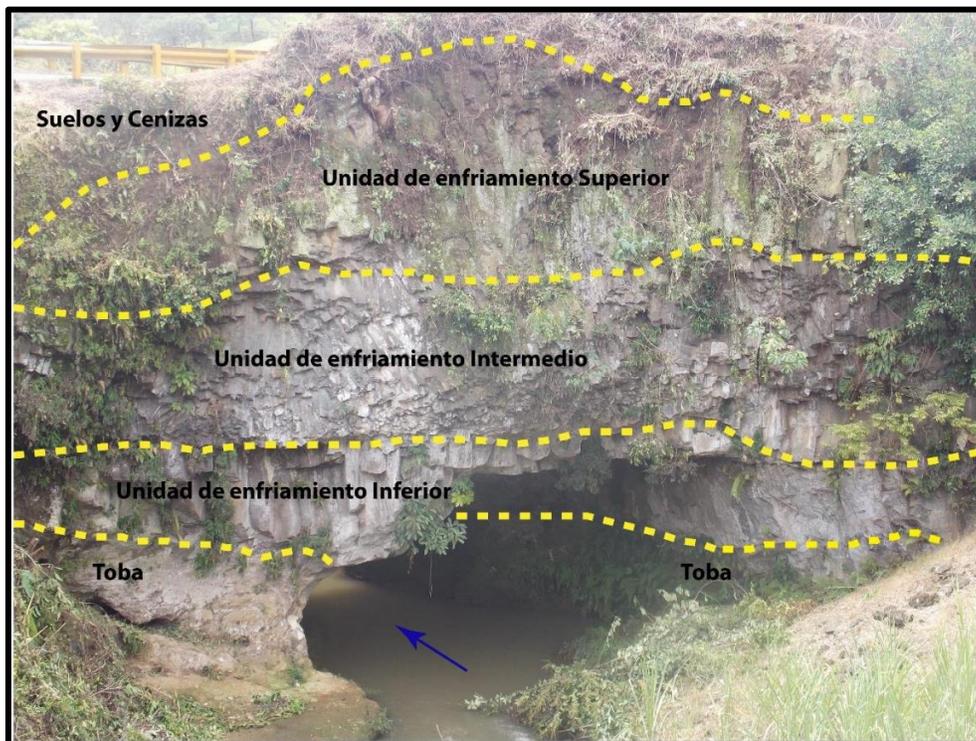


Figura 5. Delimitación de las unidades de roca que constituyen el Puente Piedra

Fuente: LanammeUCR, 2014

El macizo se puede dividir en 5 zonas, donde la parte superior cuenta con una capa de suelo originado por la alteración de las rocas (regolito) y deposición de cenizas más recientes, las siguientes 3 capas son de una ignimbrita, la cual se puede subdividir según su grado de diaclasamiento, que es en parte producto del enfriamiento de los materiales (unidad de enfriamiento inferior, unidad de enfriamiento intermedio, unidad de enfriamiento superior) y por último la parte inferior se encuentra constituida por la unidad de tobas poco soldadas.

6.3. Caracterización geomecánica del macizo

Para llevar a cabo la caracterización del macizo rocoso se hace uso de las rosetas de dirección, que son herramientas de gran ayuda a la hora de efectuar un análisis estadístico. Para su elaboración se utilizan los buzamientos y dirección de buzamientos de las familias de discontinuidades, obtenidos en campo y con el uso de software como Georient, se obtiene la roseta de dirección, en donde se presentan las direcciones de buzamiento con mayor frecuencia, para identificar las familias principales y así detectar los sistemas de discontinuidades predominantes en el macizo rocoso.

En la Figura 6 se puede observar las variables que se midieron en campo necesarias para continuación de los resultados, en la gira realizada.

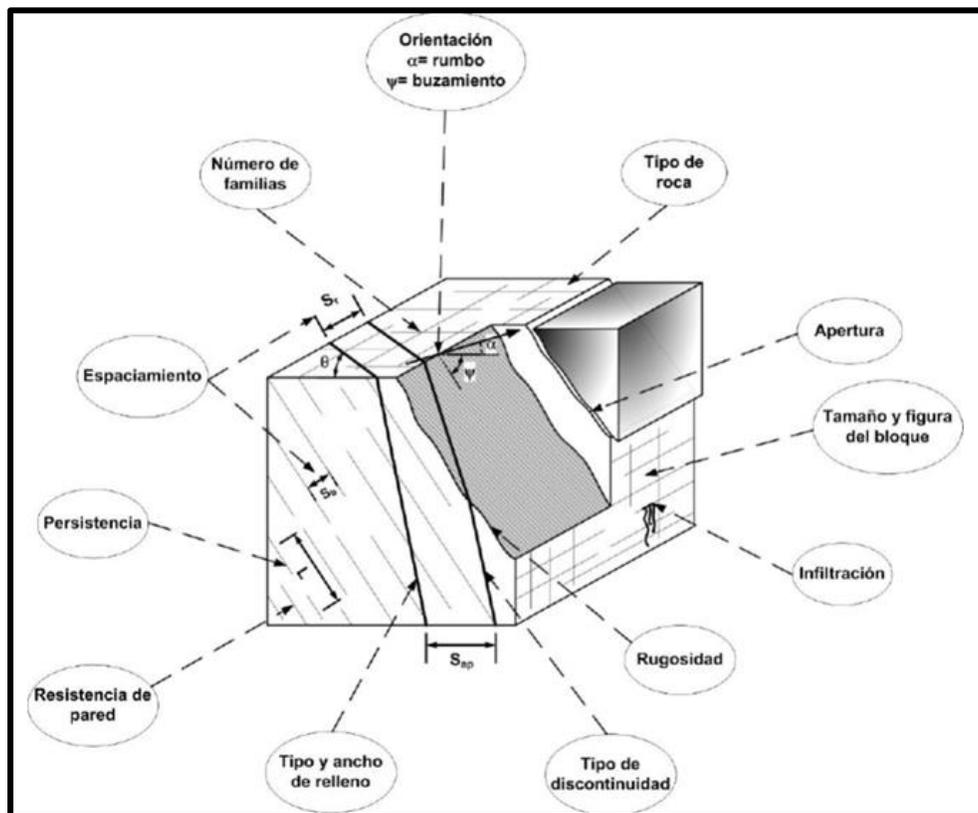


Figura 6. Variables de observación en campo

6.4. Criterios de resistencia para roca sana

Para la resistencia de una roca es necesario tomar en cuenta los siguientes factores:

- Tamaño de grano
- Redondeamiento del grano
- Esfericidad del grano
- Contacto entre granos
- La cementación
- Historia de esfuerzos y presiones de confinamiento
- Temperatura
- Presión del poro.

6.4.1 Mohr-Coulomb

Este criterio utiliza los parámetros de ángulo de rozamiento y cohesión para definir la rotura en función de la normal del plano y la tensión tangencial. La cohesión corresponde a la intersección de la envolvente de falla con el eje cortante y el ángulo de rozamiento es la pendiente de la envolvente. (Salas, 2019).

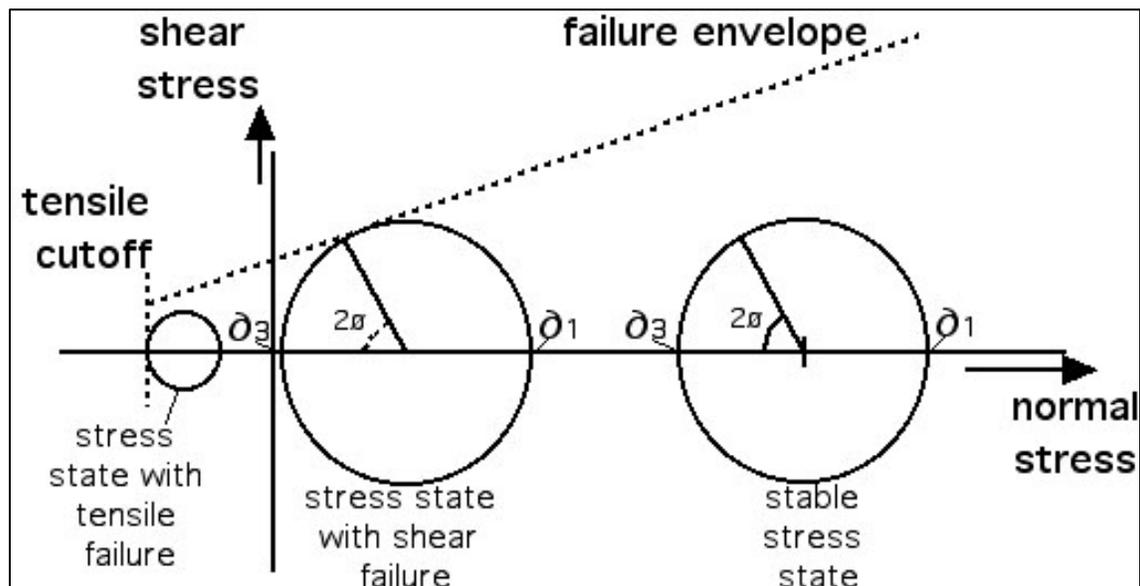


Figura 7. Criterio de Mohr-Coulomb

Fuente: Salas, 2019

La cohesión y la fricción se obtienen mediante las ecuaciones siguientes:

$$\phi' = \sin^{-1} \left(\frac{6a m_b (s+m_b \sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a)+6a m_b (s+m_b \sigma'_{3n})^{a-1}} \right) \quad (1)$$

$$c' = \frac{\sigma_{ci}((1+2a)s+(1-a)m_b \sigma'_{3n})(s+m_b \sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a) \sqrt{1+\frac{6a m_b (s+m_b \sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a)}}} \quad (2)$$

6.4.2 Hoek y Brown Generalizado

Para la elaboración de un adecuado análisis de estabilidad de tensiones en túneles el criterio de Hoek y Brown es de suma importancia, ya que sirve para obtener los parámetros de partida. El criterio está basado en un modelo del comportamiento de un macizo rocoso y en investigaciones de roturas frágiles de rocas intactas. (Hoek, Carranza, Torres y Corkum, 2002).

Está expresado como:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left[m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + S \right]^a \quad (3)$$

Donde:

$$m_b = m_i e^{\frac{GSI-100}{9-3D}} \quad (4)$$

$$s = e^{\frac{GSI-100}{9-3D}} \quad (5)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-\frac{GSI}{15}} - e^{-\frac{20}{3}} \right) \quad (6)$$

$$GSI = RMR - 5 \quad (7)$$

Los parámetros M_b , s y a son constantes del macizo, σ_{ci} es la resistencia a compresión uniaxial, σ'_1 y σ'_3 son los esfuerzos principales mayor y menor en el

momento de rotura en MPa, GSI es el índice de fuerza geológica obtenido en campo y D es el factor de corrección por perturbación de esfuerzos.

Utilizando las ecuaciones anteriores se puede calcular la resistencia a la compresión y la resistencia a la tracción como:

$$\sigma_c = \sigma_{ci} S^a \quad (8)$$

$$\sigma_t = -\frac{s \sigma_{ci}}{m_b} \quad (9)$$

6.4.3 Griffith

El criterio de fractura de Griffith representa el comportamiento geológico que se da con bajos esfuerzos, este indica cuando inicia la fractura, pero no presenta información alguna de cómo se propaga. Es un criterio de esfuerzo plano en régimen tensional por lo que no se usa en el régimen compresivo y no admite resistencia al corte (Salas.2019).

Este criterio está dado por las siguientes ecuaciones:

$$(\sigma_1 - \sigma_2)^2 - 8T_0(\sigma_1 + \sigma_2) = 0 \text{ cuando } \sigma_1 + 3\sigma_2 > 0 \quad (10)$$

$$\sigma_2 + T_0 = 0 \text{ cuando } \sigma_1 + 3\sigma_2 < 0 \quad (11)$$

$$\tau^2 = 4T_0(\sigma_n + T_0) \quad (12)$$

6.5. Criterio para resistencia de discontinuidades

Una discontinuidad es cualquier fenómeno de origen tectónico o sedimentario, estas separan los bloques de la matriz rocosa y condicionan su comportamiento geomecánico e hidráulico. Una discontinuidad en la roca va a generar una reducción en la resistencia y un aumento en su permeabilidad y deformabilidad (Salas, 2019).

Para el cálculo de la resistencia hay diversos criterios, para el proyecto se utiliza el criterio de Barton-Choubey.

6.5.1 Barton-Choubey

Este criterio consiste en un modelo empírico, en 1976 Barton determinó la resistencia al corte de las discontinuidades. El modelo considera cambios en la resistencia con el esfuerzo normal y la rugosidad. Los efectos de cohesión aparente están incorporados en la fórmula (Salas, 2019).

Mediante la fórmula 13 se calcula la resistencia al corte de pico en discontinuidades rugosas sin cohesión.

$$\tau_p = \sigma'_n \tan(\phi_p) \quad (13)$$

Donde:

σ'_n es el esfuerzo efectivo sobre el plano de discontinuidad y ϕ_p es el ángulo de fricción pico.

$$\phi_p = (\phi_r + i) \quad (14)$$

$$i = JRC \log_{10} \frac{JCS}{\sigma'_n} + \phi_r \quad (15)$$

6.6. Sistemas de clasificación de macizos rocosos

El macizo rocoso está compuesto por la matriz rocosa y sus discontinuidades. Según Salas (2019), la clasificación de un macizo rocoso permite tener una descripción preliminar de calidad y variabilidad, razón de por qué se usan para etapas tempranas del proyecto. Nuevamente Salas (2019) establece que solo hay dos tipos de sistemas de clasificación, los cualitativos y los cuali-cuantitativos.

Entre los sistemas cualitativos se tienen los siguientes:

- Sistemas de Terzaghi (1946)
- Sistema de Lauffer, NATM (1958).

Estos son de mayor importancia para los geólogos. Por su lado entre los sistemas cuali-cuantitativos se encuentran los siguientes:

- RQD de Deere et al (1967).

- RSR de Wickham (1972).
- RMR de Bienawski (1976, 1989).
- RMR de Laubsher (1977 ,1984).
- Q de Barton et al (1974).
- SMR de Romana (1985).
- RMI de Palström (1995).
- SRC de Vallejo (2002).

Para el proyecto solo se utiliza el sistema RQD, RMR, Q y RMI.

6.6.1 RQD: Rock Quality Designation Index

De acuerdo con Salas (2019) RQD es un parámetro direccional que se ve representado por medio del porcentaje de perforación intacta con longitud igual o mayor a dos veces el diámetro del testigo.

$$RQD = \left(\frac{\sum L_{\text{trozos} > 100\text{mm}}}{L_{\text{muestreo}}} \right) * 100\% \quad (16)$$

En caso de no contar con una muestra para aplicar la ecuación anterior del RQD. Se puede utilizar el método de estimación de frecuencia de discontinuidades, basado en análisis de 1 dimensión, donde se determina la cantidad de grietas que atraviesan una línea dibujada en el área de estudio.

El RQD se calcula con la siguiente ecuación:

$$RQD \approx 100^{-0.1\lambda} (0.1\lambda + 1) \quad (17)$$

$$\lambda = \frac{\sum_{i=1}^k \left(f_i * p_i * \frac{1}{\text{sen}(\delta_i)} \right)}{L} \quad (18)$$

Con:

λ : discontinuidad.

L: Línea dibujada o Scanline

δ_i : ángulo agudo entre la dirección de perforación y la grieta.

pi: número de grietas entre cada rango estándar

El método se aprecia de mejor manera en la Figura 8.

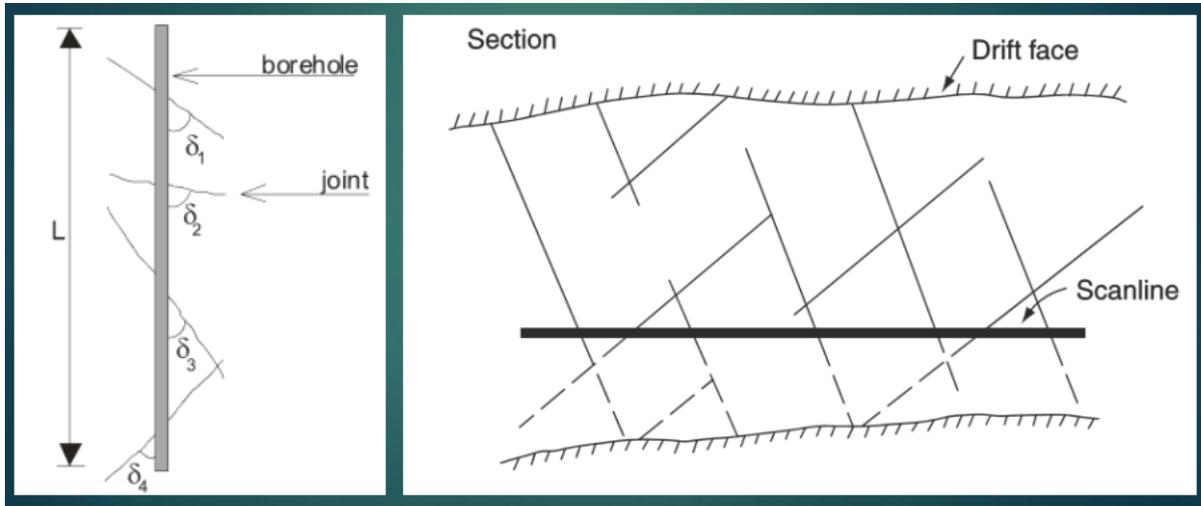


Figura 8. Prueba en campo para obtención del RQD

Fuente: Salas 2019

El siguiente cuadro muestra la clasificación RQD.

Cuadro 1. Clasificación RQD

RQD (%)	Calidad de la roca
<25	Muy mala
25-50	Mala
50-75	Regular
75-90	Buena
90-100	Excelente

Fuente: Salas, 2019

6.6.2 RMR: Rock Mass Rating (Bienawski 1976-1989)

El método Bienawski funciona por medio de un Sistema de asignación de puntaje dependiente de variables geomecánicas y físicas del macizo rocoso. Para la obtención del RMR es necesario una visita al campo en donde se obtengan los siguientes parámetros:

- Resistencia a la compresión uniaxial
- RQD
- Espaciamiento de discontinuidades
- Condición de discontinuidades
- Presencia de aguas subterráneas y sus efectos
- Orientación de discontinuidades

A todos los parámetros se les da un puntaje según las tablas estándares. La suma del puntaje asignado a los estándares dará el RMR.

$$RMR = \sum_i V_i \quad (19)$$

El siguiente cuadro muestra los parámetros de clasificación RMR para el resultado obtenido de la sumatoria.

Cuadro 2. Clasificación RMR

Propiedades del parámetro del macizo	Rock Mass Rating				
	100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	20 - 0
Clasificación de la roca	Muy Buena	Buena	Media	Pobre	Muy pobre
Tiempo promedio de auto-soporte	10 años para 15 [m] de luz	6 meses para 8 [m] de luz	1 semana para 5[m] de luz	10 horas para 2,5 [m] de luz	30 min para 1 [m] de luz
Cohesión del macizo rocoso	>0,4 [MPa]	0,3 – 0,4 [MPa]	0,2 – 0,3 [MPa]	0,1 – 0,2 [MPa]	<0,1 [MPa]
Ángulo de fricción interna del macizo rocoso	<45°	35° - 45°	25° - 35°	15° - 25°	15°

Fuente: Salas, 2019

6.6.3 Q: Rock Tunneling Quality Index

El índice Q fue desarrollado por Barton en 1974 con el fin de entregar recomendaciones en la construcción de túneles (principalmente, en obras civiles) que varía en escala logarítmica de 0,001-1000. (Salas, 2018)

Y está dado por la siguiente formula:

$$Q = \frac{RQD}{J_n} * \frac{J_r}{J_a} * \frac{J_w}{SRF} \quad (20)$$

Donde:

RQD= Rock Quality Designation

- J_n = Número de sistemas de discontinuidades
- J_r = Número de rugosidad de discontinuidades
- J_a = Número de alteración de discontinuidades
- J_w = Factor de reducción por agua en discontinuidades
- SRF= Stress Reduction Factor

Asimismo, se tiene que, según Salas (2019), cada término en la ecuación representa lo siguiente:

$\frac{RQD}{J_n}$ representa crudamente el “tamaño” de los bloques presentes.

$\frac{J_r}{J_a}$ representa la rugosidad y características de resistencia al corte de las diaclasas (paredes y/o relleno).

$\frac{J_w}{SRF}$ representa las tensiones activas, es decir, la presión del agua y estado tensional para distintos tipos de macizos encontrados durante la excavación.

La clasificación Q se muestra en el siguiente cuadro:

Cuadro 3. Clasificación Q

Clasificación final	Q
Excepcionalmente malo	>0.01
Extremadamente malo	0.01-0.1
Muy malo	0.1-1
Malo	1-4
Medio	4-10
Bueno	10-40
Muy bueno	40-100
Extremadamente bueno	100-400
Excepcionalmente bueno	>400

Fuente: Salas, 2019

6.6.4 RMI: Rock Mass Index

Esta clasificación permite estimar el sostenimiento en roca. “El método pide como datos de entrada, los principales rasgos que influyen las propiedades del macizo rocoso; para ser expresados como la resistencia a la compresión uniaxial del macizo rocoso.” (Roldán, 2000). El método se encarga de medir la reducción de la resistencia de la roca sana provocada por las discontinuidades. El RMI se calcula con la siguiente ecuación:

$$RMI = \sigma_c * JP \quad (21)$$

Con:

$$JP = 0.2 * \sqrt{jC} Vb^d \quad (22)$$

$$jC = \frac{jR}{jA} * jL \quad (23)$$

$$Vb = \beta * Jv^{-3} \quad (24)$$

$$D = 0.37 jC^{-0.2} \quad (25)$$

$$\beta = 20 + 7 \frac{S_{max}}{S_{min}} \quad (26)$$

En donde:

- σ_c = Esfuerzo de compresión uniaxial de la roca en MPa
- JP = Parámetro de junta
- jC = Factor de condición de junta
- Vb = Volumen de bloque en m³
- jR = Factor de rigidez de la junta
- jA = Factor de alteración de la junta
- jL = Factor de tamaño de la junta

Cuadro 4. Clasificación R_{Mi}

Clasificación	R _{Mi}
Muy bajo	<0.01
Bajo	0.01-0.1
Moderado	0.1-1
Alto	1-10
Muy alto	>10

Fuente: Salas, 2019

El siguiente esquema resume el procedimiento a seguir para el cálculo del R_{Mi}.

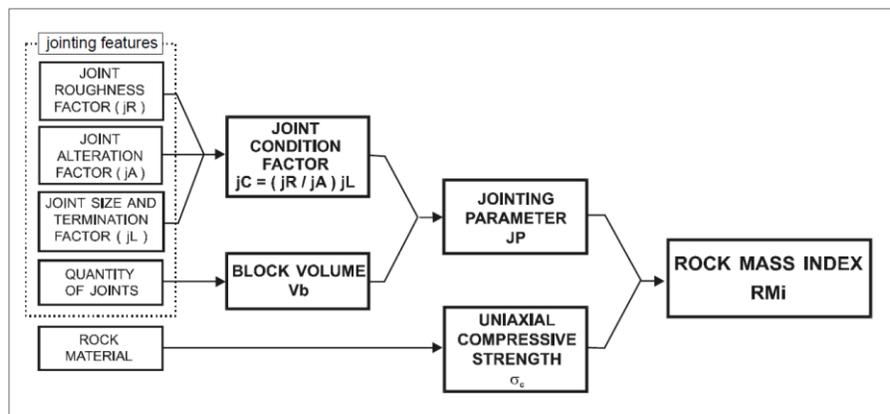


Figura 9. Esquema para el cálculo de R_{Mi}

Fuente: Salas, 2019

6.7. Análisis cinemático con condiciones de Markland de falla planar y en cuña

6.7.1 Condiciones de Markland para falla plana

Existen restricciones y relaciones físicas que se deben satisfacer para identificar planos en los que se pueda dar el movimiento de bloques, llamadas “condiciones cinemáticas de Markland para falla plana” (Salas, 2019).

Las condiciones cinemáticas para falla plana son las siguientes:

- La dirección de la discontinuidad debe estar a menos de 20 grados de la dirección de la superficie del talud.
- El buzamiento de la discontinuidad debe ser menos que el buzamiento de la superficie del talud.
- El buzamiento de la discontinuidad debe ser mayor que su ángulo de fricción.
- La extensión lateral de la masa potencial de falla debe ser definida por superficies laterales que no contribuyen a la estabilidad.

Si las condiciones anteriores se cumplen, la estabilidad puede evaluarse por el método del equilibrio límite. El análisis de estabilidad requiere la solución de fuerzas perpendiculares y paralelas a la superficie de falla potencial.

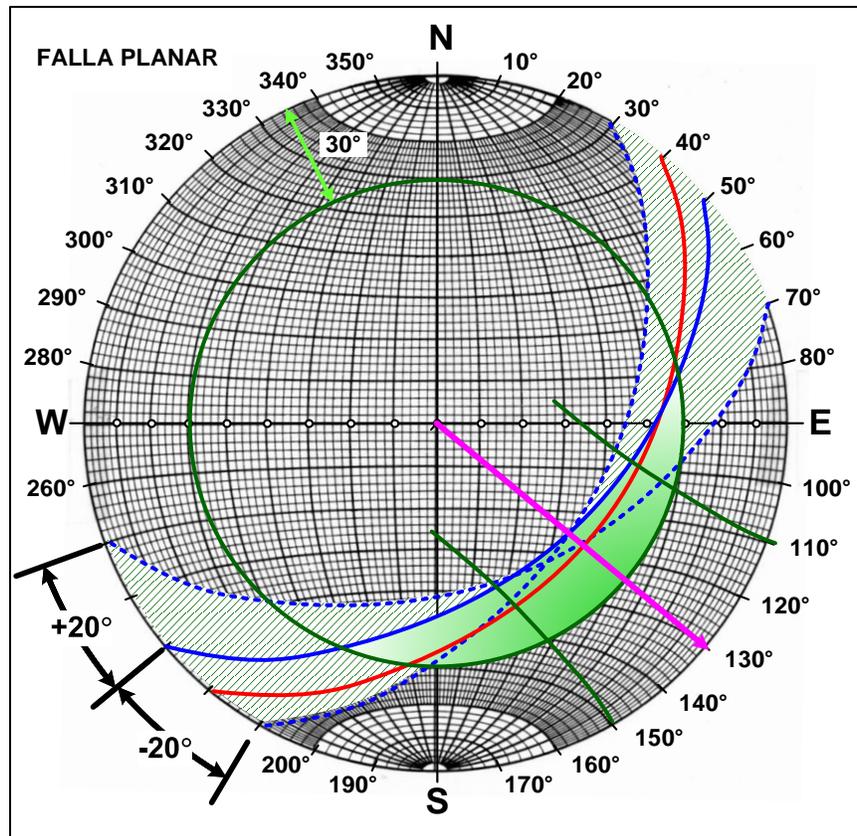


Figura 10. Representación estereográfica de falla planar

Fuente: Salas, 2019

6.7.2 Condiciones de Markland para falla en cuña

De acuerdo con Salas (2019) la falla en cuña se encuentra controlada por la orientación de la línea de intersección de los dos planos.

Las condiciones necesarias para que se dé una falla en cuña se presentan a continuación:

- a. La dirección de la línea de intersección debe ser aproximadamente cercana a la del buzamiento de la superficie del talud.
- b. El buzamiento de la línea de intersección debe ser menor que el de la superficie del talud.
- c. El buzamiento de la línea de intersección debe ser mayor que el ángulo de fricción promedio de las dos superficies.

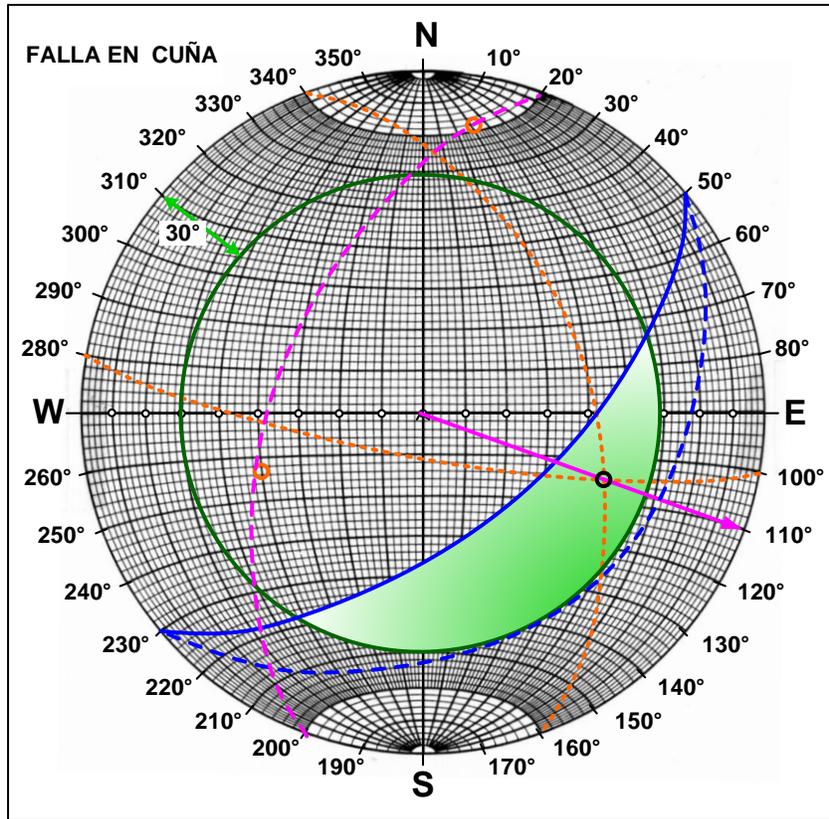


Figura 11. Representación estereográfica de falla en cuña

Fuente: Salas, 2019

6.8. Diseño de tensores en túnel

Primeramente, se deben analizar las presiones internas para ver si están equilibradas:

$$p_{cr} = \frac{2p_0 - \sigma_{cm}}{1 + k} \quad (27)$$

$$r_p = r_0 \left[\frac{2(p_0(k - 1) + \sigma_{cm})}{(1 + k)((k - 1)p_i + \sigma_{cm})} \right]^{\frac{1}{k-1}} \quad (28)$$

$$\sigma_{cm} = \frac{2c' \cos \phi'}{1 - \text{sen } \phi'} \quad (29)$$

$$k = \frac{1 + \text{sen } \phi'}{1 - \text{sen } \phi'} \quad (30)$$

Si este equilibrio no sucede, el túnel sufre una deformación interna por una falla plástica, la cual se calcula con la siguiente fórmula:

$$u_{ip} = \frac{r_0(1 + \nu)}{E} \left[2(1 - \nu)(p_0 - p_{cr}) \left(\frac{r_p}{r_0} \right)^2 - (1 - 2\nu)(p_0 - p_i) \right] \quad (31)$$

$$u_{iy} = u_{i0} + \frac{p_{smax}}{K_s} \quad (32)$$

$$FS = \frac{p_{smax}}{p_{se}} \quad (33)$$

Luego se debe de calcula la rigidez Kb del tensor:

$$K_b = \frac{\pi * d_b^2}{4} * \frac{E_b}{L_b} * \frac{1}{s_c * s_l} * \frac{1}{\lambda} \quad (34)$$

Donde:

d_b : diámetro del tensor

E_b : módulo de elasticidad del tensor

L_b : longitud del tensor

s_c, s_l : separaciones ortogonales entre tensores

λ : factor de corrección por desplazamiento

En este caso, se propone colocar una capa de 25 cm de concreto al diseño del túnel, por lo que se calcula la rigidez Kc del concreto:

$$K_c = \frac{E_c[r_i^2 - (r_i - t_c)^2]}{(1 + \nu_c)[(1 - 2\nu_c)r_i^2 + (r_i - t_c)^2]} \cong \frac{E_c t_c}{r_i^2} \quad (35)$$

Al tener estos resultados se encuentra el esfuerzo máximo soportado por el tensor:

$$\sigma_{cmax} = \frac{1}{2} f'_c \left(1 - \frac{(r_i - t_c)^2}{r_i^2} \right) \quad (36)$$

7. Marco Legal

7.1. Ley de Patrimonio Histórico Arquitectónico de Costa Rica N° 7555

La presente Ley establece y rige los lineamientos de conservación, protección y conservación del patrimonio histórico y arquitectónico de Costa Rica. En el caso específico de Puente de Piedra al ser parte de esta categoría, debe ajustarse y ser administrado bajo los criterios ahí estipulados. (Patrimonio, 1995)

7.2. Reglamento N° 33596-C a Ley N° 7555, Ley de Patrimonio Histórico Arquitectónico de Costa Rica

Se crea con el objetivo de reglamentar las directrices que establece la Ley N° 7555, que sea un complemento a esta y que, en conjunto, se logren los objetivos planteados en beneficio del patrimonio histórico y arquitectónico. (Patrimonio, 2005)

Específicamente el reglamento detalla las funciones del Centro de Investigación y Conservación del Patrimonio Cultural y de la Comisión Nacional de Patrimonio Histórico-Arquitectónico. Además, señala el procedimiento de incorporación y declaratoria de bienes inmuebles a la categoría de Patrimonio, protocolo a seguir para ejecutar obras en bienes patrimoniales, dicta las sanciones y multas en caso de infracciones a las normas correspondientes.

Es importante destacar que este reglamento tiene relación directa con el proyecto que se desarrolla en Puente de Piedra, donde se busca la conservación y preservación del inmueble como bien patrimonial. Dicha relación se da porque para cumplir con los objetivos del proyecto se requiere que las intervenciones sean las más adecuadas y afecten en la menor medida posible la integridad de la estructura, por lo cual, deberán tomarse en cuenta los lineamientos que dicta el reglamento y adecuar las soluciones a ellos.

7.3. Ley N° 5980 Convención para la Protección del Patrimonio Mundial Cultural y Natural

Se aprueba en Costa Rica en 1976, pero surge en París, Francia, en el año 1972, como resultado de la Conferencia General de la Organización de las Naciones Unidas para la Educación, la Ciencia y la Cultura.

Busca la preservación de los bienes patrimoniales alrededor del mundo, específicamente en los países miembros y participantes del encuentro, mediante una serie de compromisos y lineamientos que pretenden estimular la identificación, conservación, rehabilitación y la transmisión a generaciones futuras los bienes de carácter patrimonial. (Patrimonio, 1976)

7.4. Guía española para el diseño y la ejecución de anclajes al terreno en obras de carretera

Es una guía que establece el protocolo a seguir para la colocación de tensores en obras de contención, estabilización de taludes y bastiones de puentes en carreteras, principalmente. Se compone de una serie de reglas a seguir para el diseño, colocación y mantenimiento de los anclajes (tensores), los cuales son elementos capaces de transmitir cargas de tracción del exterior al interior de una masa de suelo o roca. (Dirección General de Carreteras, 2001)

Para el presente trabajo esta guía es de suma importancia, debido a que las soluciones que se propondrán para el problema en análisis requieren del diseño de anclajes, por lo cual, la información contenida en ella será de gran utilidad y respaldo técnico a la hora de emitir las soluciones y recomendaciones asociadas.

7.5. Plan Regulador de la Municipalidad de Grecia

Es el instrumento mediante el cual la Municipalidad de Grecia ejecuta la planificación urbana y rural del cantón. Establece una serie de procedimientos para desarrollar actividades de diversa índole, indica las leyes y reglamentos a cumplir, determina la división territorial en zonas y las actividades permitidas, regula el uso

del espacio público y los aspectos relacionados con la infraestructura vial. (Municipalidad de Grecia, 2019)

Para el presente trabajo el Plan Regulador tiene relación directa porque en él se especifica que antes de realizar intervenciones en bienes patrimoniales debe tenerse la autorización respectiva por parte de la Municipalidad y del Ministerio de Cultura.

8. Diagnóstico

Para la elaboración del diagnóstico se analizaron datos de trabajos de otros profesionales, realizados en la estructura geológica y se efectuaron dos visitas de campo, dedicadas a la toma manual de datos de las discontinuidades y con ellos, se logró caracterizar la geomecánica del macizo. Dichas características se presentan más adelante en este documento.

Una vez en campo se establecieron dos puntos de medición, uno en cada lado del macizo y bajo recomendación del ingeniero Salas, dado que por la estructuración uniforme que presenta el macizo y por su origen atectónico, es innecesario establecer más puntos de medición. Los puntos en los que se realizaron la toma de datos se aprecian en la siguiente figura.

En las figuras siguientes (12 y 13) se aprecia la gran cantidad de vegetación que crece y cubre la estructura de Puente de Piedra, la cual, según se mencionó antes, es una de las causas más fuertes de la degradación e inestabilidad del macizo.

Además, como parte del diagnóstico se evaluó el tamaño de las plantas, de la parte aérea y radicular, y así se logró concluir que es uno de los problemas a resolver, porque el crecimiento acelerado de las plantas afecta seriamente la estructura, ya que el tamaño de las discontinuidades crece conforme las plantas aumentan el diámetro y longitud de las raíces.



Figura 12. Zona de toma de medidas aguas abajo



Figura 13. Zona de toma de medidas aguas arriba, junto con problemática que afecta la zona

Fuente: LanammeUCR, 2014
 Modificada por: Vargas, 2019

Por otro lado, mediante el informe realizado por parte del LanammeUCR (2014) se obtuvieron las dimensiones geométricas del macizo, estas se presentan en la siguiente imagen y son de utilidad a la hora de establecer las medidas que se presentan más adelante como posibles soluciones.

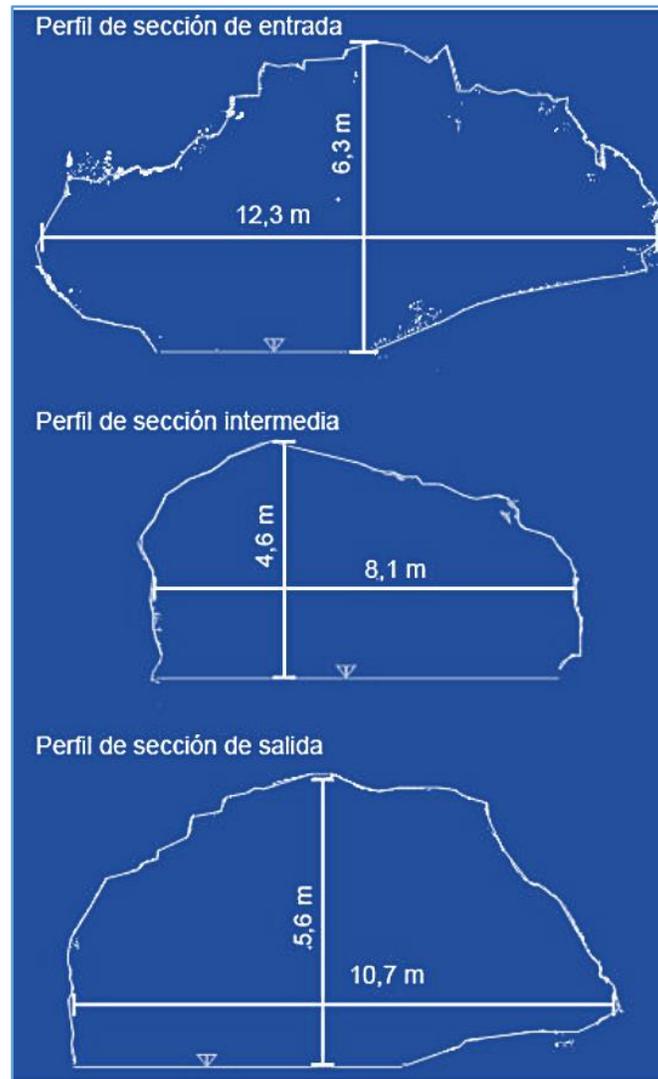


Figura 14. Perfiles de las tres distintas secciones del arco, de arriba hacia abajo se muestra el perfil de la entrada, intermedio y de salida. La sección intermedia es la que presenta la menor capacidad hidráulica de las tres

Fuente: LanammeUCR, 2014

También, fue posible observar que la carretera sobre Puente de Piedra tiene 6.36 metros de ancho, la altura desde la base de la estructura hasta la carretera es de

15 metros aproximadamente, la sección transversal del túnel es variable y las dimensiones oscilan de 10.7-12.3 metros de ancho y de 4.6-6.3 metros de altura. Esto se puede apreciar en la siguiente imagen junto con algunos de los problemas que presenta la estructura.

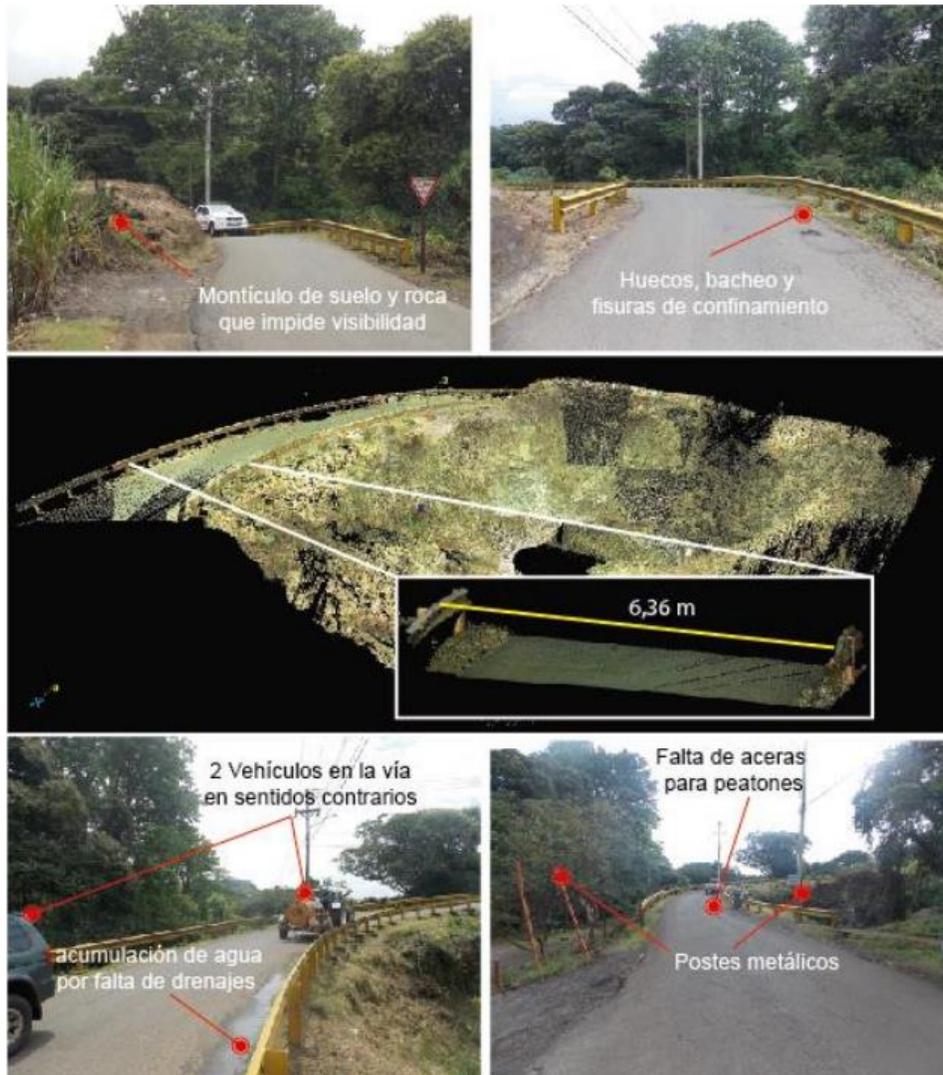


Figura 15. Afectación de la seguridad vial sobre el puente y problemas en la superficie de ruedo. Las fotografías superiores corresponden con el acceso del lado de La Argentina, mientras que las fotografías inferiores corresponden con el acceso del lado de Poró

Fuente: LanammeUCR, 2014

Los resultados obtenidos a partir de las visitas de campo y de la búsqueda de estudios previos en la zona del proyecto, así como análisis propios se detallan a continuación:

8.1. Análisis geomecánico

8.1.1 Sistema de clasificación del macizo rocoso

8.1.1.1 Parámetros de Woodcock

<i>Global Mean</i>		
	Dip	Dip Direction
Unweighted	49.41	9.59
Weighted	49.41	9.59

<i>Global Best Fit</i>			
Unweighted			
	Dip	Dip Direction	Eigenvalue
S1	89.93	292.16	0.613745
S2	85.91	22.16	0.320199
S3	4.09	201.15	0.066056

Woodcock S1 / S3 = 1.917
 Woodcock K = 0.412
 Woodcock C = 0.651

Weighted			
	Dip	Dip Direction	Eigenvalue
S1	89.93	292.16	0.613745
S2	85.91	22.16	0.320199
S3	4.09	201.15	0.066056

Woodcock S1 / S3 = 1.917
 Woodcock K = 0.412
 Woodcock C = 0.651

Figura 16. Parámetros de Woodcock obtenidos por el software Dips

Los parámetros de woodcock son importantes para conocer la orientación de las familias principales tanto considerando el peso del macizo y no considerándolo.

8.1.1.2 Orientación de las principales familias

En la Figura 17 se muestra las orientaciones de las familias principales. En este caso al tratarse de tobas en forma de columnas pentagonales, la estructura se divide en 5 familias principales, una por cada lado del pentágono.

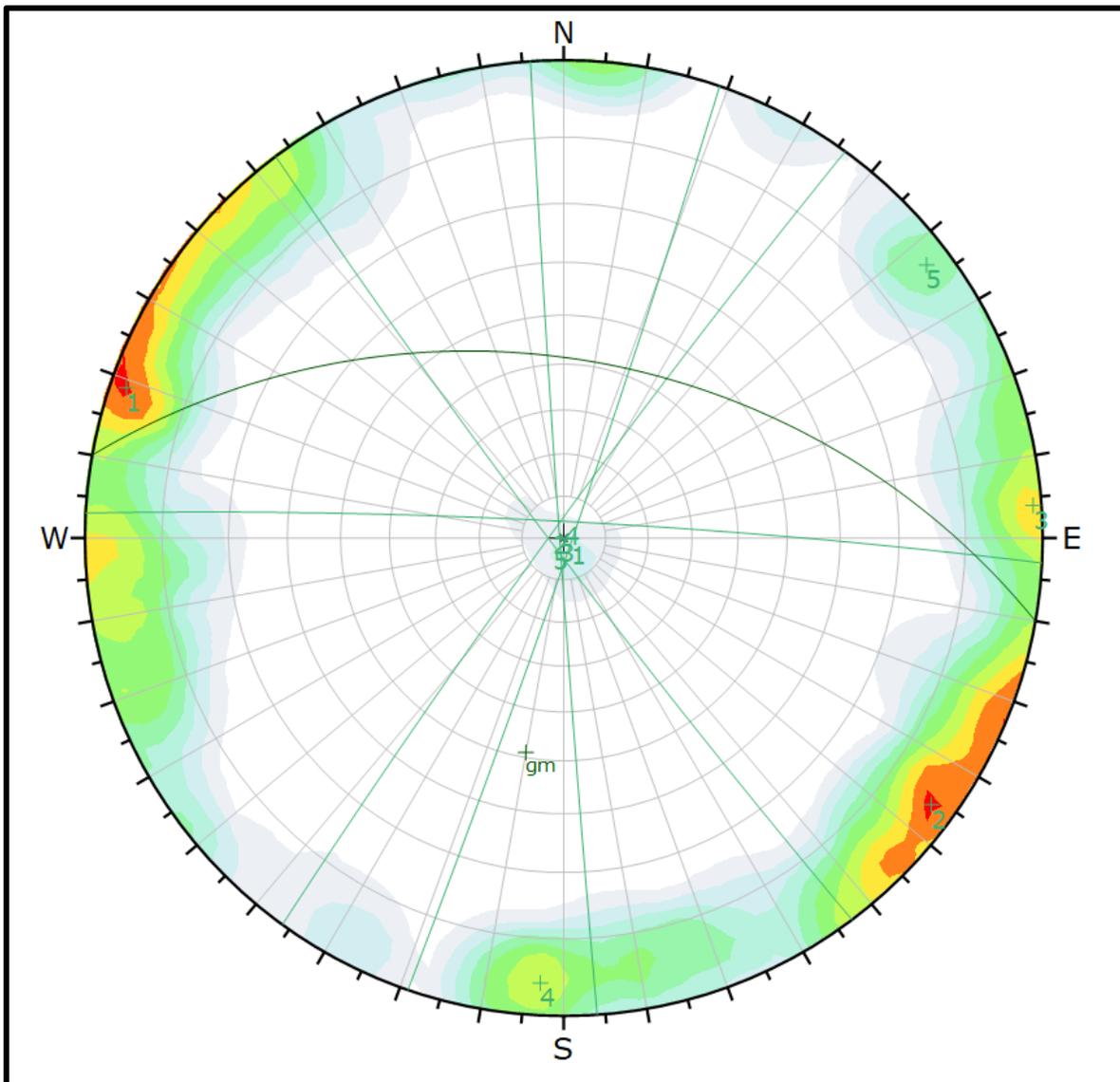
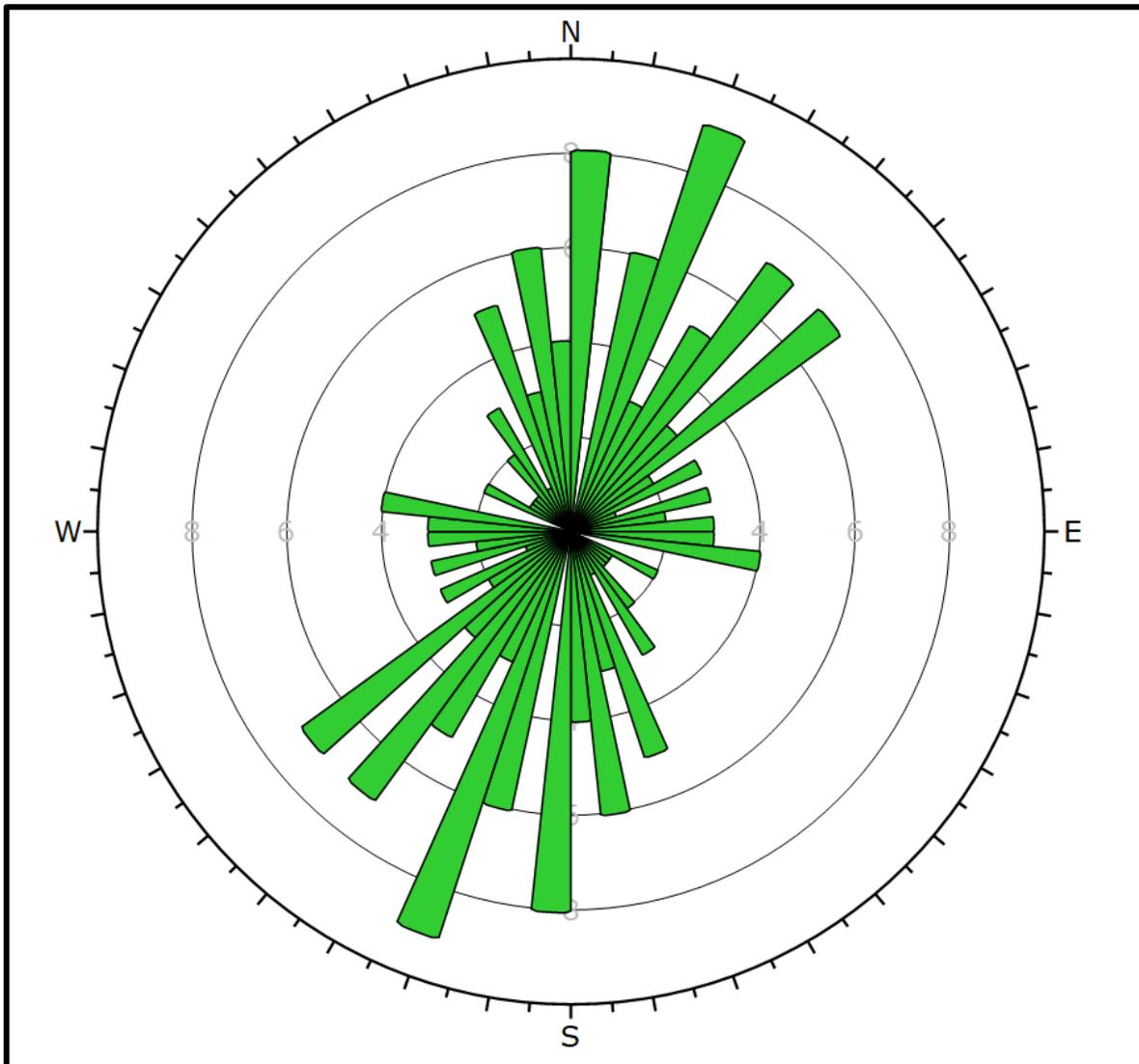


Figura 17. Orientaciones de las familias principales en el software Dips
INDICAR LA ORIENTACIÓN DE CADA FAMILIA EN LA FIGURA!!

8.1.1.3 Roseta de direcciones

En la Figura 18 se muestra las orientaciones de las familias principales.



**Figura 18. Roseta de dirección de la familia principal en el software Dips
INDICAR LA ORIENTACIÓN DE CADA FAMILIA EN LA FIGURA CON LINEAS!!**

RMR: Rock Mass Rating

La variable resaltada del siguiente cuadro se calculó en base a la ecuación 19.

Cuadro 5. Parámetros utilizados para el cálculo del RMR

Parámetro	Valor
Jv	21,0
RQD (%)	45,71
Calidad roca	Mala
V1 (Resistencia a la compresión uniaxial)	4,00
V2 (RQD)	8
V3 (Espaciamiento discontinuidades)	15
V4 (Condición de discontinuidades)	21,00
V5(Aguas subterráneas)	10
RMR	58,00

8.1.2 Q: Rock Tunneling Quality Index

La variable resaltada del siguiente cuadro se calculó en base a la ecuación 20.

Cuadro 6. Parámetros utilizados para el cálculo de Q

Parámetro	Valor
RQD (%)	45,71
Jn	15
Jr	3
Ja	6
Jw	1
SRF	5
Q	0,30

RMi: Rock Mass Index

La variable resaltada del siguiente cuadro se calculó en base a la ecuación 21.

Cuadro 7. Parámetros utilizados para el cálculo del Rmi

Parámetro	Valor
β	13
Jv	21,0
Vb	0,0014
Db	0,0005
lb	1,32
σ_c (MPa)	25
jR	3
jA	6
jL	2
jC	1
D	0,37
jP	0,02
Rmi	0,44

Cuadro 8. Clasificación de los parámetros obtenidos en campo

Parámetro	Valor	Clasificación
RQD% (Calidad de la roca)	45,71	Mala
RMR (Propiedades del macizo rocoso)	58,00	Bueno
Q (Característica para construcción de túnel)	0,30	Muy mala
RMi (resistencia de la roca sana provocada por las discontinuidades)	0,44	Moderado

Para el parámetro RMR se necesita el cálculo del RQD, el cual establece que la roca es de mala calidad; sin embargo, las propiedades del macizo por medio de la clasificación RMR son buenas.

El parámetro Q, que establece recomendaciones en la construcción de túneles, da como resultado una clasificación de muy mala.

Y por último el parámetro de Rmi, este método se encarga de medir la reducción de la resistencia de la roca sana provocada por las discontinuidades, para este caso el resultado da como moderado.

8.1.3 Parámetros de resistencia de roca sana y macizo rocoso

A continuación, se tiene los parámetros de la roca sana y el macizo rocoso.

Las variables resaltadas del siguiente cuadro se calcularon en base a la ecuación 1 y 2 respectivamente.

Cuadro 9. Parámetros utilizados para el criterio Mohr Coulomb

Parámetro	Valor
D	0,8
mi	15
RMR (%)	58,00
GSI (MPa)	53,00
σ_{CI} (MPa)	37,5
mb	0,91
S	0,00
a	0,50
σ_C (MPa)	1,03
σ_t (MPa)	-0,03
H (m)	17,6
γ y la roca (MN/m ³)	0,0148
σ'_{cm} (MPa)	4,75
σ'_{3max} (MPa)	0,24
σ'_{3n} (MPa)	0,01
c'	0,17
Φ' (rad)	0,95
Φ' (°)	54,46

Las variables resaltadas del siguiente cuadro se calcularon en base a la ecuación 8 y 9 respectivamente.

Cuadro 10. Parámetros utilizados para el criterio Hoek y Brown

Parámetro	Valor
D	0,8
mi	15
RMR (%)	58,00
GSI (MPa)	53,00
σ_{CI} (MPa)	37,5
mb	0,91
S	0,00
a	0,50
σ_c (MPa)	1,03
σ_t (MPa)	-0,03

Las variables resaltadas del siguiente cuadro se calcularon en base a la ecuación 10, 11 y 12 respectivamente.

Cuadro 11. Parámetros para el criterio de Griffith

Parámetro	Valor
D	0,8
mi	15
RMR (%)	58,00
GSI (MPa)	53,00
σ_{CI} (MPa)	37,5
mb	0,91
S	0,00
a	0,50
σ_c (MPa)	1,03
σ_t (MPa)	-0,03
$\sigma_c+3\sigma_t$ (MPa)	0,93
T_0 (MPa)	0,14

La variable resaltada del siguiente cuadro se calculó en base a la ecuación 13.

Cuadro 12. Parámetros utilizados para el criterio Barton – Choubey

Parámetro	Valor
peso específico sedimentaria (kN/m ³)	14,8
H (m)	17,6
σ'_n (MPa)	0,26
$\phi_{fricción}$	45
ϕ_p	48,88
τ_p (MPa)	0,30

Cuadro 13. Parámetros de resistencia de roca sana y macizo rocoso

Criterio	Parámetro	Valor	Calidad
Mohr Coulomb	c' (MPa)	0,17	Baja
	Φ' (°)	54,46	Buena
Hoek y Brown	σ_C (MPa)	1,03	Baja
	σ_t (MPa)	-0,03	Baja
Griffith	T_0 (MPa)	0,14	
Barton - Choubey	τ_p (MPa)	0,30	

Cabe de destacar que los valores de peso específico, GSI, sigma, c_i , entre otros, fueron tomados del estudio geológico realizado por la Escuela Centroamericana de Geología de la UCR. En el año 2003. Por otra parte los valores de JCS y JRC fueron calculados de los datos de campo, don estos se pueden apreciar en anexos en el Cuadro 34 y en el Cuadro 35.

8.1.4 Parámetros geomecánicos del macizo rocoso

8.1.4.1 Módulo de elasticidad

Se utilizó la siguiente ecuación:

$$E_m = 0,0876 * RMR \quad (37)$$

Cuadro 14. Parámetros para calcular el módulo de elasticidad

Parámetro	Valor
RMR	58,00
Em (MPa)	5,08

Coefficiente de Poisson

Se utilizó la siguiente ecuación:

$$V_m = 0,5 - 0,2 * \frac{RMR}{RMR + 0,2(100 - RMR)} \quad (38)$$

Cuadro 15. Parámetros para calcular el coeficiente de Poisson

Parámetro	Valor
RMR	58,00
Vm (MPa)	0,33

8.1.4.2 Esfuerzo de compresión uniaxial

Se utilizó la siguiente ecuación:

$$\sigma_{cm} = 0,0016 * RMR^{2,5} \quad (39)$$

Cuadro 16. Parámetros para calcular el esfuerzo de compresión uniaxial

Parámetro	Valor
RMR	58,00
σ_{cm} (MPa)	40,99

8.1.4.3 Esfuerzo de tensión uniaxial

Se utilizó la siguiente ecuación:

$$\sigma_{tm} = -\frac{\sigma_{cm}}{8} \quad (40)$$

Cuadro 17. Parámetros para calcular el esfuerzo de tensión uniaxial

Parámetro	Valor
σ_{cm} (MPa)	40,99
σ_{tm} (MPa)	-5,12

8.1.5 Parámetros de Mohr-Coulomb

8.1.5.1 Cohesión

Se utilizó la siguiente ecuación:

$$C_m = \frac{\sigma_{cm}}{2} * \frac{1 - \sin(\varphi_m)}{\cos(\varphi_m)} \quad (41)$$

Cuadro 18. Parámetros para calcular la cohesión

Parámetro	Valor
Φ_m (°)	49,00
σ_{cm} (MPa)	40,99
C_m	7,66

8.1.5.2 Ángulo de fricción

Se utilizó la siguiente ecuación:

$$\varphi_m = 20 + 0,5 * RMR \quad (42) \quad \Phi_m = 20 + 0,5 * RMR \quad (42)$$

Cuadro 19. Parámetros para calcular el ángulo de fricción

Parámetro	Valor
RMR	58,00
Φ_m (°)	49,00

Cuadro 20. Parámetros geomecánicos del macizo rocoso

Parámetro	Valor	Calidad
Em (GPa) Módulo de elasticidad	5,08	Moderada
Vm (MPa) Coeficiente de Poisson	0,33	Baja
σ_{cm} (MPa) Compresión uniaxial	40,99	Buena
σ_{tm} (MPa) Tensión uniaxial	-5,12	Buena
Cm (MPa) Cohesión	7,66	Moderada
Φ_m (°) Ángulo de fricción	49,00	Buena

La clasificación de la calidad está dada por ejemplos de estudios que se presentan en las presentaciones otorgadas por el ingeniero Salas.

8.2. Análisis del túnel

La variable resaltada del siguiente cuadro se calculó en base a la ecuación 34.

Cuadro 21. Parámetros necesarios para el análisis del tensor

Parámetro	Valor
k	9,74
Presión de poro (Mpa)	5,00
Presión crítica (Mpa)	0,83
rp (cm)	25,00
ro (cm)	25,00
Área (cm ²)	78,54
Diámetro del tensor (cm)	0,06
Módulo	200000000
Longitud (m)	8,00
Separación octogonal (m)	2,50
Factor de corrección	3,00
Kb	9000

La variable resaltada del siguiente cuadro se calculó en base a la ecuación 36.

Cuadro 22. Parámetros para calcular la presión de aflojamiento

Parámetro	Valor
R0 (m)	25,00
B (m)	50,00
Densidad de la roca (kN/m ³)	23,94
RMR	58,00
Presión de aflojamiento (MPa)	502,66

La variable resaltada del siguiente cuadro se calculó en base a la ecuación 35.

Cuadro 23. Parámetros para el cálculo de resistencia del concreto en el túnel

Parámetro	Valor
Ec (MPa)	3059100
Radio interno (m)	25
Espesor túnel (m)	0,20
Deformaciones permisibles concreto	0,003
Kc	978,91
F'c	9177,30
Sigma c concreto max (MPa)	73,12

Cuadro 24. Cálculo de la presión de diseño

Parámetro	Valor
Presión de aflojamiento (MPa)	502,66
Resistencia del concreto (MPa)	73,12
Resistencia de diseño para tensor (MPa)	429,54

Cuadro 25. Diseño de tensores cables

Parámetro	Valor
Presión de aflojamiento (MPa)	429,54
Esfuerzo de fluencia (MPa)	420
Separación octogonal (m)	2,50
Diámetro crítico (m)	0,06
Área crítica (mm ²)	2556,78
Área nominal (mm ²)	2700
Cantidad de cables	18
Tipo de cable	Acero tesado DYWIDAG 150 mm ²
Kb	9000,00
Deformación del túnel (m)	0,001565
Cantidad de tensores	12

8.2.1 Carga nominal

$$P_N = \frac{T}{N} \quad (43)$$

La carga nominal de un perno tipo barra varía de 250 a 500 kN, debido a que la fuerza del tensor grande, se va a utilizar el mayor.

$$N = \frac{T}{P_N} = \frac{1098239}{500} = 2196,48 \approx 2200$$

Debido a que la carga máxima que soporta los tensores de barras es de 500 kN, no es posible diseñar con estas, por lo que se requiere utilizar cables que tienen más capacidad de carga.

$$P_N = \frac{T}{N} = \frac{1098239}{150} = 7321,60 \text{ kN}$$

Cuadro 26. Tipo de anclaje y su respectivo valor

Tipo de Anclaje	F ₁
Permanente	1,50
Provisional	1,20

Luego se procede a mayorar el valor de la carga nominal, ver Cuadro 1.

Como nuestro anclaje es permanente, se escoge el valor de F₁ igual a 1,50.

$$P_{Nd} = F_1 P_N = 1.50 * 7321,60 = 10982,39 \text{ kN} \quad (44)$$

De acuerdo con la Figura 1, se escoge el número de alambres, y en este caso serían 18 alambres.

Acero de tesado DYWIDAG, cables 150 mm ² , Ø 15,7 mm (0.62")								
Número	Sección A [mm ²]	Peso [kg/m]	Estándar Y1770			Alto grado Y1860		
			Carga al límite elástico F _{p0,1k} [kN]	Carga al límite de rotura F _{pk} [kN]	Homologación	Carga al límite elástico F _{p0,1k} [kN]	Carga al límite de rotura F _{pk} [kN]	Homologación
1	150	1.17	234	266	○	246	279	
2	300	2.34	468	531	○ × △	492	568	△
3	450	3.52	702	797	○ × △	738	837	△
4	600	4.69	963	1,062	○ × △	984	1,116	△
5	750	5.86	1,170	1,328	○ × △	1,230	1,395	△
6	900	7.03	1,404	1,593	○ × △	1,476	1,674	△
7	1,050	8.20	1,638	1,859	○ × △	1,722	1,953	△
8	1,200	9.38	1,872	2,124	○ × △	1,968	2,232	△
9	1,350	10.55	2,106	2,390	○ × △	2,214	2,511	△
10	1,500	11.72	2,340	2,655	○ × △	2,460	2,790	△
11	1,650	12.89	2,574	2,921	○ × △	2,706	3,069	△
12	1,800	14.06	2,808	3,186	○ × △	2,952	3,348	△
13	1,950	15.24	3,042	3,452	○ × △	3,198	3,627	△
14	2,100	16.41	3,276	3,717	○ × △	3,444	3,906	△
15	2,250	17.58	3,510	3,983	○ × △	3,690	4,185	△
16	2,400	18.75	3,744	4,248	○ × △	3,936	4,464	△
17	2,550	19.92	3,978	4,514	○ × △	4,182	4,743	△
18	2,700	21.10	4,212	4,779	○ × △	4,428	5,022	△
19	2,850	22.27	4,446	5,045	○ × △	4,674	5,301	△
20	3,000	23.44	4,680	5,310	○ × △	4,920	5,580	△
21	3,150	24.61	4,914	5,576	○ × △	5,166	5,859	△
22	3,300	25.78	5,148	5,841	○ × △	5,412	6,138	△

Figura 19. Características del acero DYWIDAG, cables 150 mm²

En el siguiente cuadro se describen las características del tensor elegido.

Cuadro 27. Características del acero de tesado DYWIDAG

A_T (mm²)	2700
f_{yk} (kN)	4428
f_{pk} (kN)	5022
Peso (kg)	21,10

Luego se procede a comprobar la tensión admisible para anclajes permanentes:

$$\frac{P_{Nd}}{A_T} \leq \frac{f_{pk}}{1.30} = 2,71 \leq 3863,08 \quad (45)$$

$$\frac{P_{Nd}}{A_T} \leq \frac{f_{yk}}{1.15} = 2,71 \leq 3850,43 \quad (46)$$

Por lo que se puede observar en ambos casos se cumple. Seguidamente se verifica el deslizamiento del perno-lechada:

$$\frac{P_{Nd}}{L_b * p_T} \leq \frac{\tau_{lim}}{1.2} \quad (47)$$

$$9,283 \leq 9,706$$

Finalmente también se debe de verificar el arrancamiento del bulbo como:

$$\frac{P_{Nd}}{\pi * D_N * L_b} \leq a_{adm} \quad (48)$$

$$0,928 \leq 3,030$$

Por último se calcula la longitud libre con el cuadro a continuación:

Cuadro 28. Longitud libre dependiendo el tipo de roca

Tipo de roca	Anclaje	Línea de anclajes
Roca Homogénea	$\sqrt{\frac{F_S * T}{4.44 * \tau}}$	$\frac{F_S * T}{2.83 * S * \tau}$
Roca fisurada irregular	$\sqrt[3]{\frac{3 * F_S * T}{\gamma * \pi * \tan^2 \phi}}$	$\sqrt{\frac{F_S * T}{\gamma * S * \tan \phi}}$
Roca Fisurada sumergida irregular	$\sqrt[3]{\frac{3 * F_S * T}{(\gamma - 1) * \pi * \tan^2 \phi}}$	$\sqrt[3]{\frac{F_S * T}{(\gamma - 1) * S * \tan \phi}}$

Cuadro 29. Resultados de la longitud libre dependiendo el tipo de roca

Tipo de roca	Anclaje	Línea de anclajes
Roca Homogénea	0,093	0,010
Roca fisurada irregular	6,671	4,167
Roca Fisurada sumergida irregular	7,795	5,263

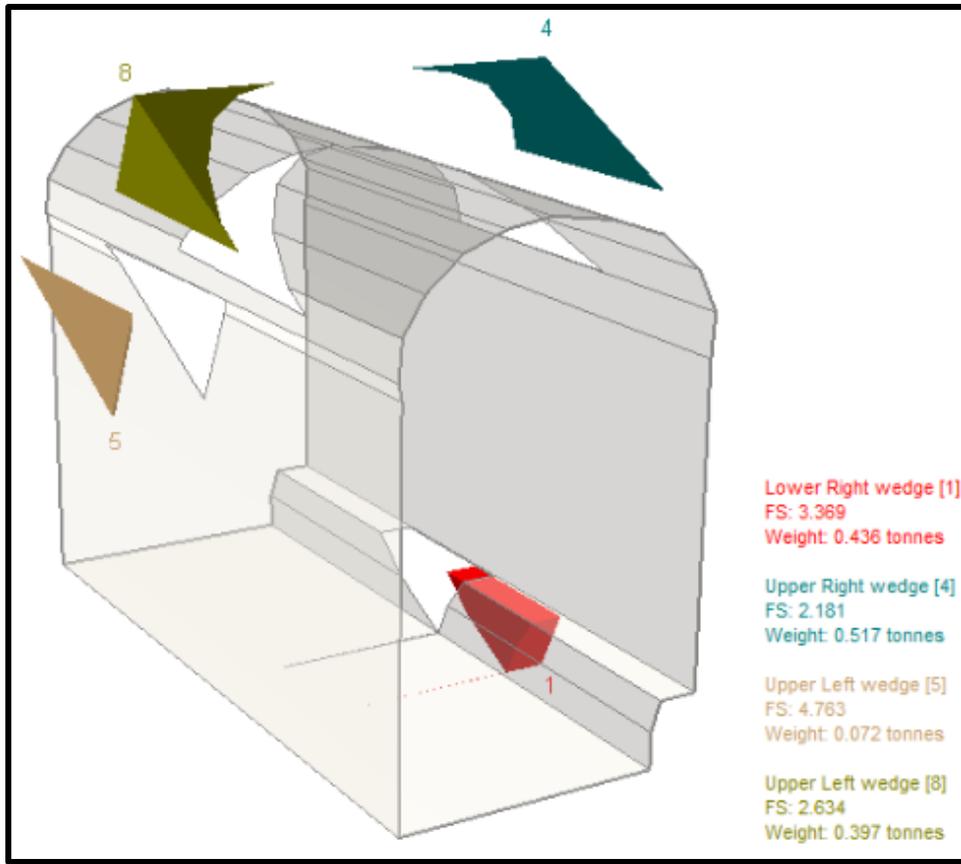


Figura 20. Análisis del túnel mediante el programa Unwedge

8.3. Encuestas de importancia

Con la idea de tomar en cuenta la opinión del cliente a la hora establecer las posibles soluciones, se le aplicó una encuesta a María Soledad Hernández, quien es el enlace DIP Geotecnia consultores con el Centro de Conservación del Patrimonio Cultural, además, a los profesores Robert Anglin y Luis Alonso Salas, esto con el objetivo tener una visión de lo que es más adecuado para el proyecto en desarrollo. En esta encuesta, también participó el equipo de DIP Geotecnia consultores, dado que la opinión propia es pertinente para dar las mejores recomendaciones posibles.

Los resultados de la encuesta se pueden resumir por medio de la siguiente matriz, en donde se relaciona de manera directa cada uno de los aspectos a tomar en cuenta a la hora de brindar soluciones. Este se leerá de forma que la columna de la izquierda indicará el factor a revisar, mientras que la fila de arriba muestra contra cual factor se estará comparando.

Cuadro 30. Parámetros considerados en la encuesta

	Vida útil	Estética	Costo	Funcionalidad
Vida útil	-	67%	73%	80%
Estética	33%	-	60%	60%
Costo	27%	40%	-	63%
Funcionalidad	20%	40%	37%	-

Como se puede apreciar en el Cuadro 30 la vida útil es el factor que más importancia presenta para los involucrados, ya que, al ser un patrimonio nacional único en su tipo, lo más importante es preservar su existencia, según el resultado de la encuesta. Más adelante se recomendarán distintas acciones que giran en torno a este factor.

Por otro lado, la funcionalidad y el costo parecen ser los factores que menos preocupan, por lo cual, se analiza la propuesta realizada por PAVYT Consultores en relación con establecer una nueva ruta que no circule por el patrimonio Puente de Piedra. Dicha propuesta se puede ver con más detalle en los anexos.

Nuevamente, tomando en cuenta que la vida útil del macizo rocoso es el factor de mayor importancia, se realizó la siguiente estimación, según la relación establecida

por los valores del sistema de clasificación Q, calculados en 2003 junto con los calculados por el equipo de DIP Geotecnia consultores, esto en base a que la carga sobre el macizo sea la misma.

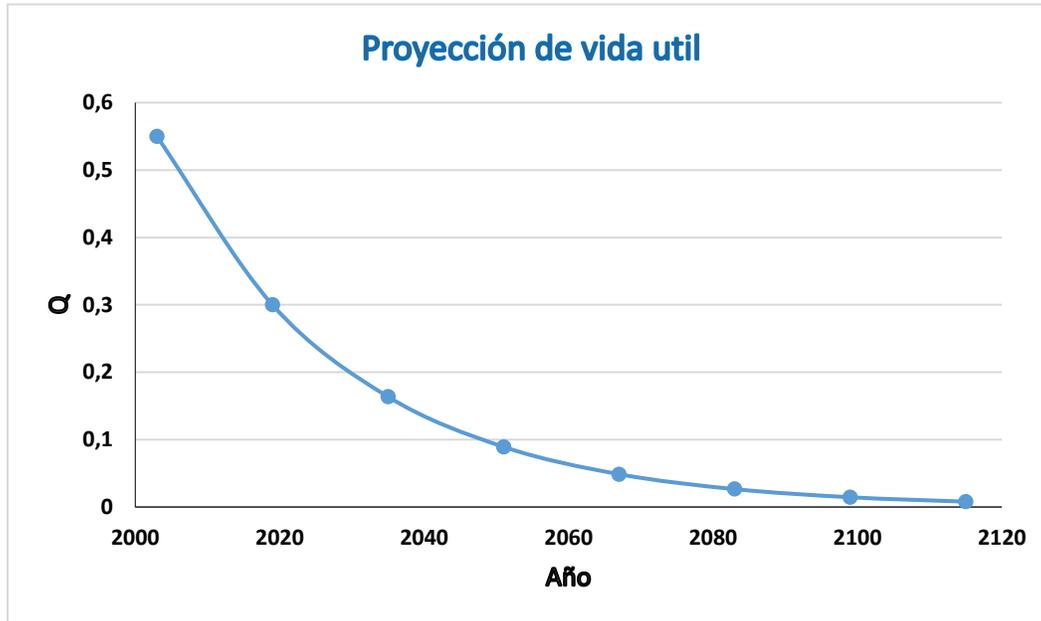


Figura 21. Proyección de vida útil del patrimonio Puente de Piedra

Según los resultados de la proyección, se puede estimar que para el año 2048 la roca presentara valores de Q relacionados con rocas extremadamente malas. Para la obtención de estos valores se realizó la siguiente correlación:

$$X_{n+1} = X_n + 16 \quad (49)$$

$$Y_{n+1} = Y_n * (X_{n+1} - X_n)^{-0.21861728} \quad (50)$$

Y1 = 0,55 (valor de Q del macizo en 2003)

X1= 2003

Cabe mencionar que la proyección de Q no es más que una relación matemática empírica, ya que no existe forma alguna de aproximar datos exactos y que no da certeza de que el comportamiento de la roca sea exactamente igual al estimado.

9. Diseño de soluciones

9.1. Análisis de escenarios de solución

9.1.1 Escenario I: Continuación de la situación actual

Dado que la posibilidad de que el Centro de Conservación del Patrimonio Cultural rechace realizar cualquier tipo de intervención directa al patrimonio es alta, dado el factor económico y la afectación estética a la imagen del patrimonio, el grupo DIP Geotecnia consultores, se propuso analizar la posible forma en la que se comportará el macizo si no se le realiza ningún tipo de intervención. Para lo cual, se analizan 2 subescenarios, uno en donde se mantenga la carga dinámica tal como se presenta actualmente, y otro, en donde se opte por realizar una ruta alterna.

9.1.1.1. Continuación de carga dinámica actual

Para este escenario se utilizan los datos obtenidos por medio de la proyección de vida útil del macizo, vista en la Figura 21, en donde se presenta que en los próximos 29 años la clasificación geomecánica del macizo variará, de ser una roca muy mala a una roca extremadamente mala, lo cual puede resultar alarmante, ya que el estado actual del puente no es óptimo para su uso, por lo que se espera que cuando esto pase, se realice la prohibición del paso de vehículos, dado el peligro que presentará para el usuario.

El análisis toma en cuenta que la ausencia de mantenimiento en la estructura se mantendrá, por lo que la afectación en la roca causada por la meteorización biológica aumentará y traerá consigo la aceleración de la degradación del macizo rocoso. Prueba de ello, se puede ver en la Figura 22 y la Figura 23, donde se observa la presencia de diversos tipos de plantas, que aprovechan la roca como medio de crecimiento.



Figura 22. Sección del puente donde se muestra como la vegetación y la generación de suelos está afectando la roca que forma el arco natural.

Fuente: LanammeUCR, 2014



Figura 23. Crecimiento de vegetación en el macizo rocoso

Tomada por: Ávila, 2019

En las figuras anteriores se aprecia el crecimiento de la vegetación dentro de las fracturas, lo cual hará que eventualmente la fuerza de fricción que mantiene unidas

las colonnades se reduzca, y de esta manera, caerán los bloques de roca, al perder contacto. Lo anterior se apreció en las visitas realizadas a Puente de Piedra, donde se encontraron algunos bloques que se desprendieron y otros que están inestables y a cerca de desprenderse. Además, al caer elementos, la resistencia global del macizo se verá afectada negativamente con el paso del tiempo.

Por otro lado, la aceleración del proceso de degradación, ocasionado por la meteorización biológica, es difícil de estimar y se queda fuera del alcance del proyecto, por lo que se omite dentro del cálculo de la proyección de vida útil.

La ventaja de esta posible solución, es el no tener que realizar inversión alguna en los próximos 29 años a la estructura, a pesar de esto, existe la posibilidad de que, con un sismo o un exceso de carga, el puente falle y se inhabilite la ruta de acceso principal a la comunidad.

9.1.1.2. Creación de una nueva ruta

Como medida preventiva y de preservación, la construcción de una ruta alterna, representa la mejor opción, ya que se tendría una carretera moderna, segura y con capacidad de cumplir con la demanda vehicular creciente de la zona. Además, al no tener que intervenir la fachada actual del Patrimonio y de la eliminación de la carga vehicular, la vida útil aumentaría, porque ya no tendría el ciclo de carga actual.

Lo anterior se hace importante debido a que, en la encuesta realizada, el factor más relevante fue la vida útil, por lo cual, esta solución representa una gran oportunidad para la conservación del Puente de Piedra en estado natural. A su vez, se tendrían todos los beneficios que genera una nueva carretera, en cuanto al flujo vehicular, velocidad de operación, ancho de carriles, señalización, entre otros, y esto se vería reflejado en un mejor dinamismo económico para la comunidad y para el cantón de Grecia.

La mayor desventaja de esta medida es el costo elevado que conlleva, debido a que según las rutas de la Figura 24, que son las que se analizan en este escenario, se

tendrán que realizar expropiaciones para 13 702 m², lo cual para el 2017 tenía un costo de ¢21,000 por m² según la municipalidad de Grecia.

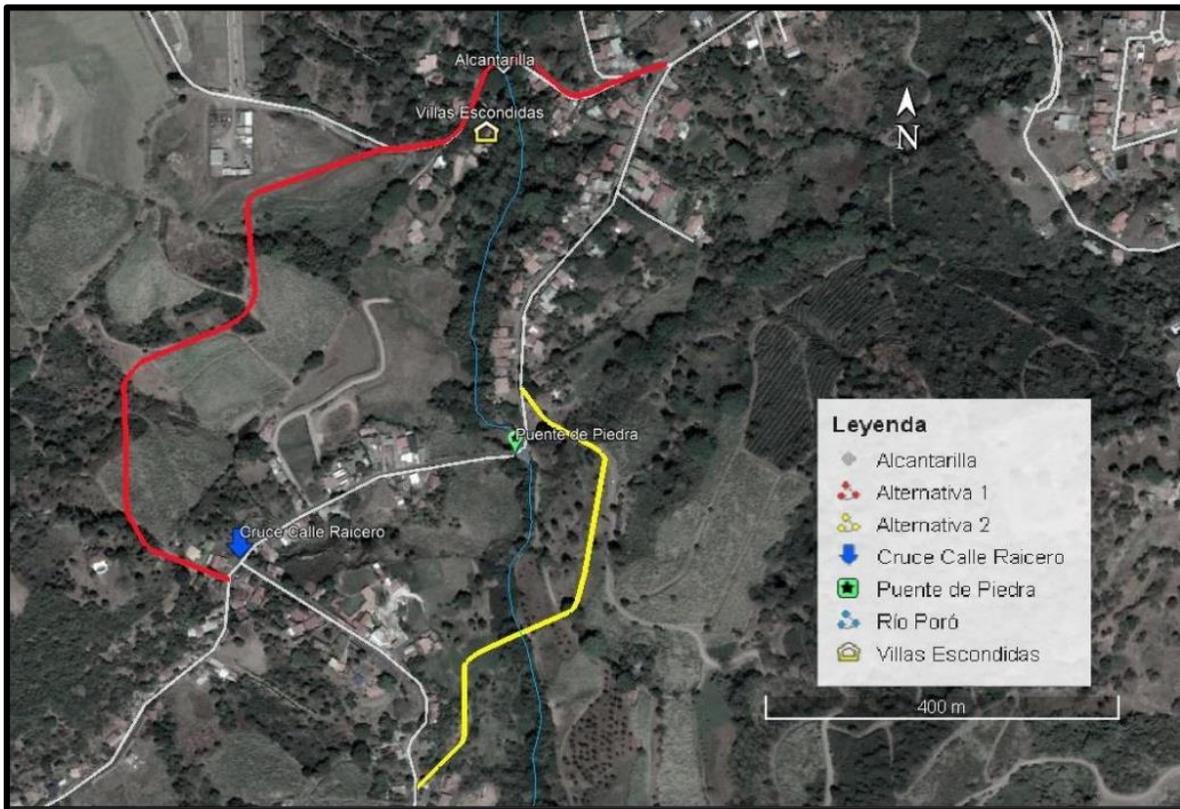


Figura 24. Rutas alternas diseñadas por el grupo PAVYT Consultores

Fuente: Flores, 2018

Según lo estimado por PAVYT Consultores (2018) el presupuesto preliminar de la obra rondará los 750 millones de colones, este se puede ver de manera completa en los anexos. El presupuesto de esta obra comparado con las otras posibles soluciones presenta una diferencia enorme, pero a su vez, al ser este uno de los menores factores de importancia para la obra, se propone como principal alternativa de solución.

Tomando en cuenta la proyección de la Figura 21, establecer una ruta alterna no es una necesidad inmediata, por lo que es posible mantener el Puente de Piedra en su

estado actual por unos años más, pero si es importante tomar las medidas para establecer un proyecto que lo sustituya lo antes posible.

9.1.2 Escenario II: plan de mantenimiento periódico

Como solución básica, se plantea que la vegetación presente en el macizo rocoso se elimine, para detener el avance de la meteorización biológica causada por los árboles, arbustos y demás plantas. La ejecución de estas labores de eliminación, requiere que sea de forma paulatina y con mucha precaución, ya que cualquier desprendimiento de rocas puede provocar daños a las personas que las ejecutan y hasta la muerte, en el caso extremo.

Para las plantas pequeñas y el zacate, se pueden eliminar de forma completa en una sola etapa, debido a que no presentan mayor profundización de raíces dentro de las discontinuidades del macizo. Los que requieren de una corta en etapas, son los árboles y arbustos, debido a que poseen un sistema radicular muy desarrollado y que penetra a través de la estructura de Puente de Piedra, y si se eliminan abruptamente, podrían generar colapsos de bloques de gran tamaño y una relajación espontánea de la roca, lo que generaría mayor desestabilidad del macizo rocoso, ya que el reacomodo sería repentino.

La eliminación paulatina de los árboles y arbustos, se logra mediante la eliminación de la corteza de las plantas (cáscara) en toda la circunferencia y en al menos 40 cm longitud, la cual, puede realizarse con ayuda de un cuchillo o machete. Al hacerlo de esta forma, las plantas entran en un proceso de secado (muerte) gradual, lo que permite una relajación lenta de la roca y con ello, un reacomodo más controlado.

Una vez muertos y que las raíces no estén interfiriendo en las fisuras, se pueden eliminar por completo, para no tener el riesgo de falla latente, porque un árbol en ese estado puede caer repentinamente y causar lesiones severas a personas,

animales o inclusive, a la misma estructura de Puente de Piedra, dado que el impacto es muy fuerte.

Cuando se hayan efectuado las labores anteriores, se debe monitorear el rebrote de las plantas, porque no se puede permitir el crecimiento y lo ideal es mantener la estructura de Puente de Piedra limpia y libre de organismos vegetales, para impedir la reincidencia del proceso de meteorización biológica. Por lo cual, se establece como práctica de rutina la remoción total de plantas a la entrada y la salida de la época lluviosa. Además, para tener un control más fuerte sobre el rebrote de las plantas, es prudente la aplicación de herbicida y lograr detener al máximo posible el ciclo de crecimiento de las plantas.

Otra medida será dar seguimiento a la estructura por medio de un análisis geomecánico establecido en los puntos de control mencionados anteriormente (Figuras 12 y 13) y con frecuencia anual.



Figura 25. Crecimiento de vegetación en el macizo rocoso

Tomada por: Ávila, 2019

9.1.3 Escenario III: Intervención directa

En el caso III se plantea la intervención directa en la estabilidad de la estructura, y en este escenario es en donde se enfoca la mayor parte del proyecto. Desde un inicio se previó que va a ser necesario algún tipo de medida de acción que estabilice el puente, entre las herramientas que se toman en cuenta en este momento para llevar a cabo esas medidas se tienen el uso de tensores y el recubrimiento con un arco de concreto lanzado.

9.1.3.1. Diseño de túnel

Primero que todo se calcula la presión interna con la externa, calculando la fuerza externa de la presión de aflojamiento que es la única a considerar, esto según la SCT, se calcula utilizando la clasificación RMR del macizo rocoso, que corresponde a 58,00 y las características físicas del túnel, para obtener la presión de aflojamiento y a este se le va a restar la resistencia del concreto de un espesor de 25 cm. La presión de aflojamiento es 502,66 MPa y la resistencia del concreto es 73,12 MPa, con lo que se obtiene una resistencia de diseño para tensores de 429,54 MPa.

A partir de ahí, se define el diámetro crítico con el esfuerzo de fluencia y separación octogonal, el cual da un valor de 0,057 m aproximadamente, se calcula el área de sección que es de 2556,78 mm² y buscando en el catálogo del comerciante para un cable de acero tensado DYWIDAG con diámetro de 150 mm², se obtiene una cantidad de cables de 18 unidades por tensor, y una cantidad de tensores de 12.

El diseño del túnel corresponde a concreto de 280 kg/cm², con un espesor de 25 cm y que soporta una carga de 73,12 MPa. Con 12 tensores de 18 cables cada uno de 150 mm² cada cable.

De acuerdo a lo anterior, al tratarse de una intervención invasiva sobre el Puente de Piedra, es importante trabajar de manera acertada, por lo que el diseño del túnel propuesto debe tener todas las características necesarias para su perfecta etapa constructiva.

Debido al análisis propuesto se propone la instalación de 12 tensores con 18 cables cada uno alrededor del arco, para esto, primero se debe colocar una malla de seguridad para, valga la redundancia, asegurar la estabilidad del macizo rocoso y evitar el desprendimiento de elementos, seguidamente, se procede a la perforación del hueco para colocar dichos tensores. Posteriormente, se requiere de un arco de concreto de 25 cm de espesor para asegurar la protección y durabilidad de dichos tensores, junto con un confinamiento adecuado para la roca. El análisis y diseño de dicho arco se presentan más adelante.

Una vez colocados los tensores de manera correcta sobre el arco y colocado el concreto, es prudente que se genere un acabado que se asemeje lo máximo posible a las colonnades de la estructura rocosa y así, cuidar la estética del patrimonio.

También, se requiere que aguas arriba sean colocados muros de gaviones para evitar la erosión que ocasiona el río al margen de la carretera y al Puente de Piedra. A su vez, es importante considerar colocar cunetas para conducir las aguas al río Poró y evitar el daño erosivo al macizo.

9.1.3.2. Modelo estructural del arco de concreto

Para determinar la variación de la fuerza cortante, momento flector y reacciones en la base del arco de concreto que se plantea como solución en el escenario anterior, se realizó un modelo de análisis en el software SAP 2000, y con ello, se determinó el acero de refuerzo que se requiere para el elemento.

Para el modelo se utilizó la mayor carga obtenida del software Unwedge (Figura 14), de 0.52 toneladas y se le adicionó el peso ejercido por un camión de 25 toneladas que transite sobre la estructura. Lo anterior debido a que en la zona circundante a Puente de Piedra existe un tajo de agregados y es común que circulen camiones

pesados, como volquetes (vagonetas) principalmente. Los resultados obtenidos se muestran a continuación.

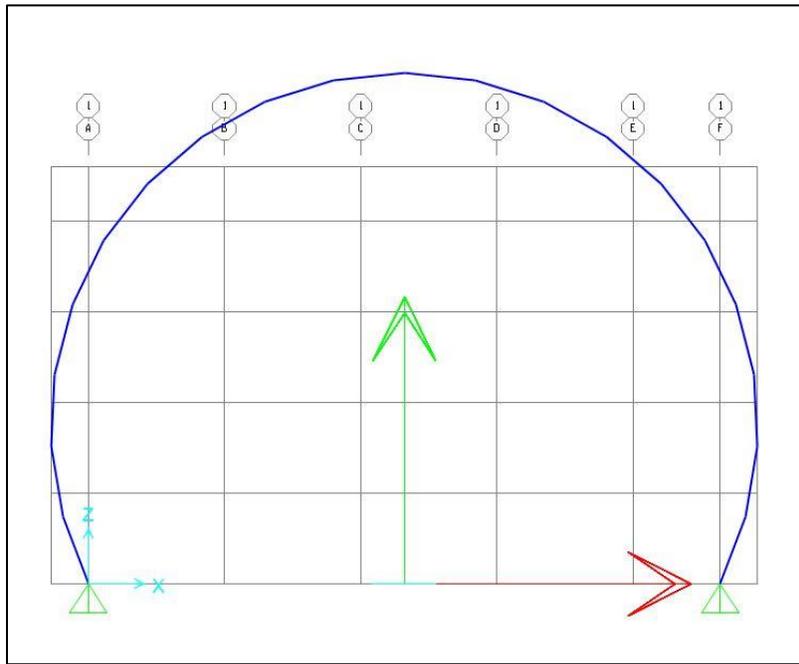


Figura 21. Arco en el software SAP2000 para la sección transversal de Puente de Piedra

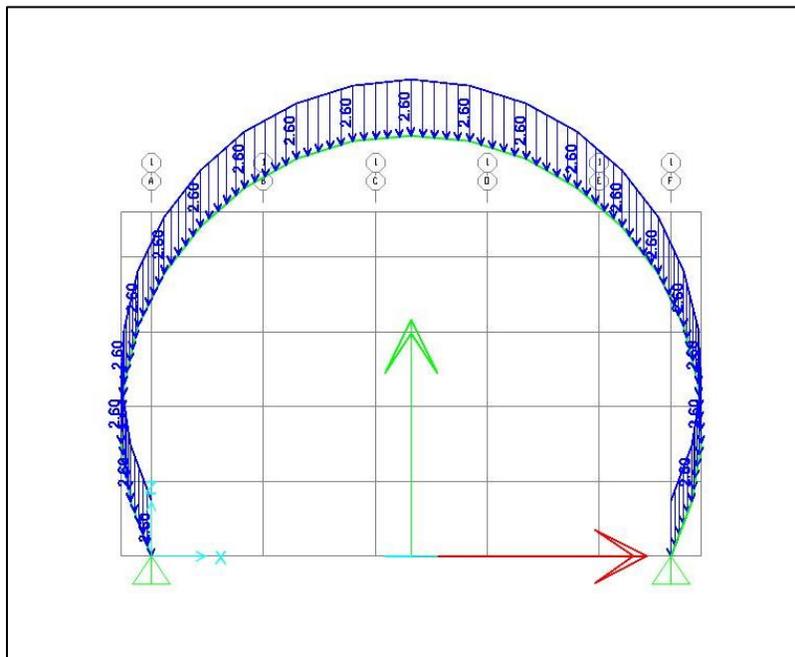


Figura 22. Cargas utilizadas en el software SAP2000 para el análisis de Puente de Piedra

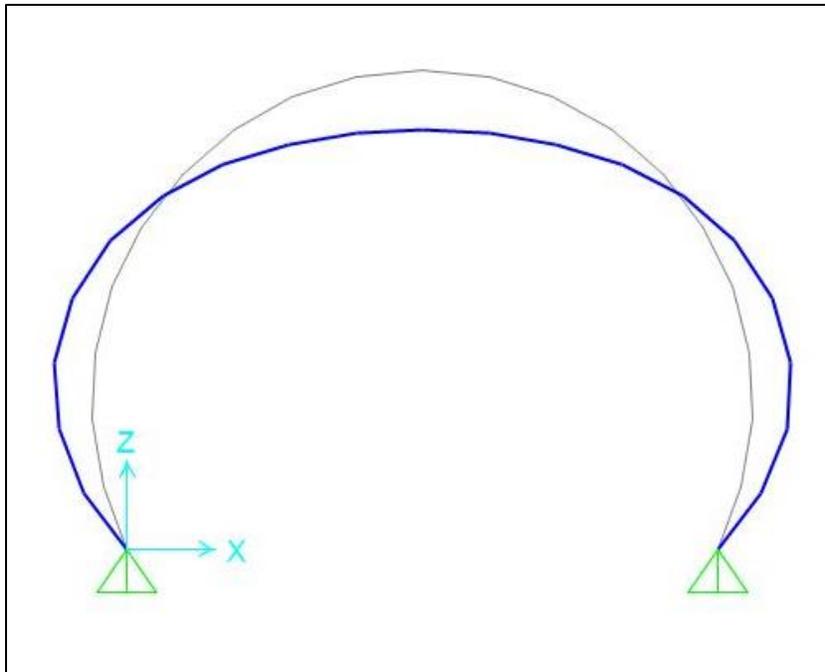


Figura 23. Deformación del arco con la aplicación de las cargas

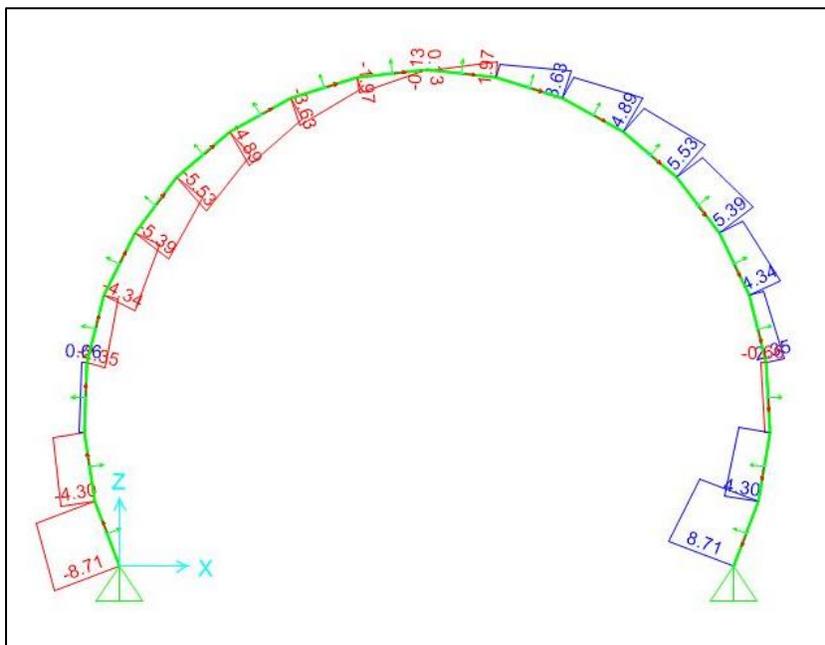


Figura 24. Diagrama de fuerza cortante para el arco

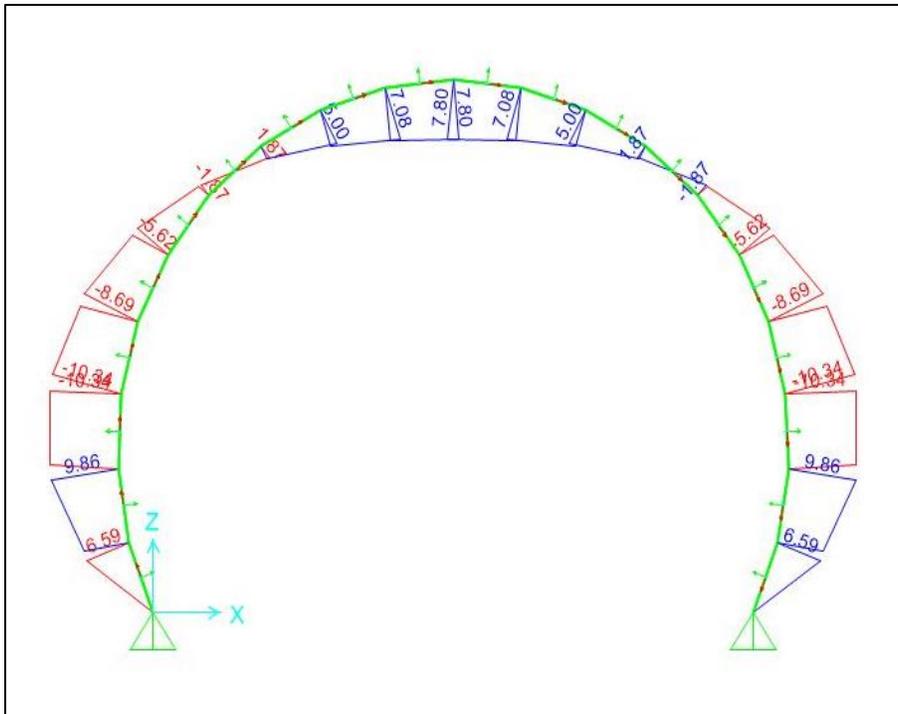


Figura 25. Diagrama de momento flector para el arco

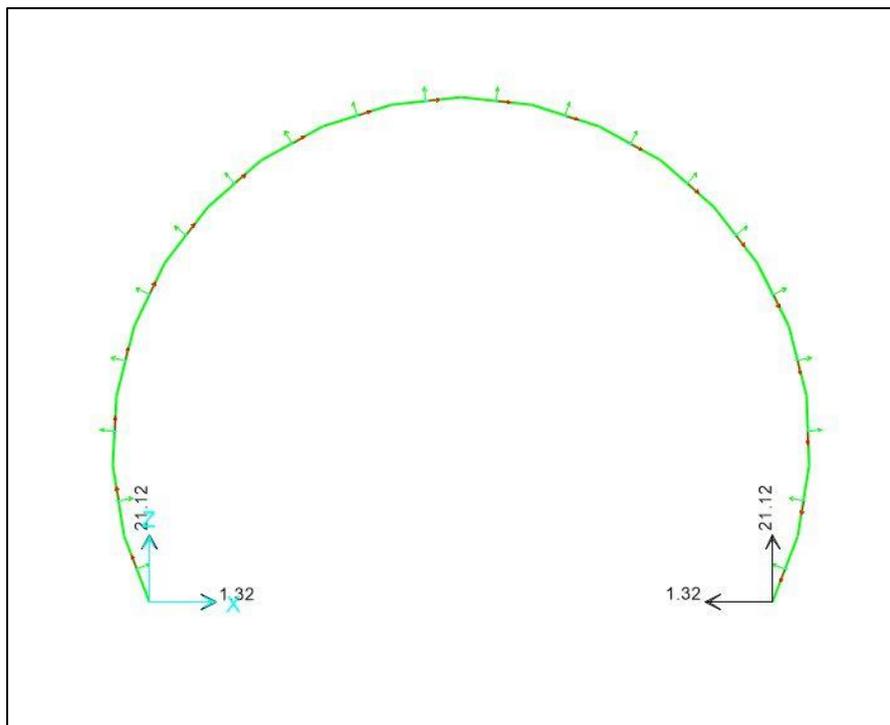


Figura 26. Fuerzas de reacción en la base para el arco

En las figuras anteriores se observa el comportamiento del arco de concreto que se plantea como parte de la solución a la inestabilidad de Puente de Piedra, el cual, se recomienda que sea de 25 cm de espesor.

El análisis se basa en la aplicación de una carga distribuida de 2.6 toneladas por metro (Figura 22), que corresponde a la presión ejercida por el peso propio del macizo rocoso más la carga adicional de un volquete en circulación.

En la Figura 23 se ejemplifica la deformación de la sección transversal del túnel, con la aplicación de las cargas. Es notorio que tiende al aplastamiento en la dirección vertical y al ensanchamiento la horizontal.

Seguidamente, en la Figuras 24 y 25 se tiene la variación de la fuerza cortante y el momento flector, con los cuáles se determina el refuerzo de acero que requiere el arco de concreto. Finalmente, en la Figura 26, se muestran las reacciones en la base del elemento en análisis, en la dirección “Z” y “X”.

Después de realizar el análisis y diseño estructural del arco de concreto, se determina que requiere malla electrosoldada de barras #5, espaciadas a cada 10 cm y con ello, el elemento resiste las cargas por momento flector, fuerza cortante y carga axial. Además, cumple con los requisitos de acero por retracción y temperatura.

La ventaja de la solución que se plantea en este escenario, es el poder mantener el uso actual de Puente de Piedra como estructura de paso vehicular, sin embargo, dado que la intervención es bastante invasiva, es posible que, por factores de preservación del patrimonio, no sea la solución más adecuada.

También, respecto a construir una nueva carretera, el costo de esta intervención es mucho menor, lo cual es una ventaja, pero es más elevado que el del plan de mantenimiento preventivo.

10. Conclusiones

La construcción de una nueva ruta de acceso es la solución más adecuada desde el punto de vista técnico y de preservación del patrimonio natural, sin embargo, es la que representa el mayor costo de construcción. Además, incentiva el turismo en la zona y propicia que el Puente de Piedra tenga más visitas y admiración por parte de las personas.

El plan de mantenimiento periódico es una medida urgente para detener el proceso de meteorización biológica del macizo rocoso, y así, conservar de mejor manera la estructura y el patrimonio que representa.

En caso de que se decida intervenir la estructura para mantener el paso de vehículos sobre el puente natural y Patrimonio Cultural, Puente de Piedra, es necesario colocar tensores de la manera descrita, junto con un arco de concreto reforzado.

Según las cualidades geomecánicas que actualmente presenta Puente de Piedra, se estima que podrá ser preservado por otro siglo más, si se mantienen las condiciones de mantenimiento nulo y tránsito vehicular, razón que hace necesario efectuar cualquiera de las recomendaciones siguientes. Y dado el valor histórico, cultural y natural de Puente de Piedra, es primordial su preservación actual y a través de los años futuros.

Los estudios geológicos que han realizado otros profesionales en Puente de Piedra, se limitan a la identificación cualitativa de la roca, pero no especifican la forma en la que se puede estabilizar y conservar a largo plazo.

11. Recomendaciones

Debido a la alta degradación que presenta el macizo rocoso el equipo de DIP Geotecnia Consultores, recomienda establecer un proyecto vial paralelo al actual Puente de Piedra, como el presentado por PAVYT Consultores (2018), en donde se establece la elaboración de un puente y retrasado de un nuevo tramo de carretera, para así evitar el uso del macizo rocoso como estructura de paso vehicular. Además, dado el crecimiento del flujo vehicular, es muy posible que Puente de Piedra no soporte la demanda y se vuelva aún más peligroso transitar por él.

En caso de que no sea posible la construcción de una nueva carretera, se puede intervenir directamente la estructura, con la colocación de 12 tensores con 18 cables cada uno, sobre un arco de concreto lanzado de 25 cm de espesor, para asegurar la durabilidad del Puente de Piedra. Como existe un gran valor patrimonial, al concreto lanzado se le debe dar un acabado que concuerda lo mejor posible con los bloques de roca con forma hexagonal y pentagonal presentes en el macizo.

También, en el río Poró es necesario establecer un muro de gaviones para redireccionar el flujo del agua y así evitar la erosión que provoca en la entrada al túnel (aguas arriba), lo cual, representa una medida de preservación y protección para Puente de Piedra.

En caso de no ser posible intervenir la estructura y que sea necesario mantener el paso vehicular, es imprescindible colocar señales que adviertan del riesgo de conducir sobre el puente, limitar el peso de los vehículos (no permitir camiones pesados) y colocar iluminación sobre el puente, para mejorar la visibilidad durante la noche y cuando hay presencia de lluvia o neblina.

Por otro lado, para eliminar la vegetación que se encuentra en las fisuras de ignimbrita y así detener el proceso de meteorización biológica, provocado por los árboles, se deben seguir las recomendaciones establecidas en el artículo 8 del

decreto N°38863-MINAE, en donde se indican los requisitos y el protocolo a seguir para la tala.

El plan de mantenimiento periódico debe ser ejecutado tal cual fue descrito, porque en el momento que las plantas crezcan y aumenten el tamaño de las raíces, se reiniciará el proceso de meteorización biológica, lo que reactiva el proceso de meteorización.

También, es importante que cualquier intervención sobre la estructura se realice de manera muy cuidadosa y bajo las normas de salud ocupacional, debido a que existe un gran riesgo de desprendimiento de bloques de diferente tamaño, los cuales podrían causar daños severos a las personas que realicen las labores respectivas.

12. Presupuesto y cronograma de la ejecución de la obra

Cuadro 31. Cronograma de la ejecución de obra

Nombre de tarea	Duración	Comienzo	Fin	Predecesor a
Proyecto estabilidad geotécnica de Puente de Piedra	22 días	lun 6/1/20	mar 4/2/20	
Muro de Gaviones	9 días	lun 6/1/20	jue 16/1/20	
Realizar encofrado	2 días	lun 6/1/20	mar 7/1/20	
Instalar tensores del encofrado	1 día	mié 8/1/20	mié 8/1/20	3
Realizar moviento de tierras aguas arriba para colocar el muro de gaviones	3 días	jue 9/1/20	lun 13/1/20	4
Colocar encofrado en la zona estimada	1 día	mar 14/1/20	mar 14/1/20	5
Colocar relleno de piedra dentro del encofrado	2 días	mié 15/1/20	jue 16/1/20	6
Instalación de Tensores	13 días	vie 17/1/20	mar 4/2/20	7
Limpieza con aire a presión de fisuras entre columnadas	2 días	vie 17/1/20	lun 20/1/20	7
Relleno de fisuras entre columnas con impermeabilizante	2 días	mar 21/1/20	mié 22/1/20	9
Colocación de malla de seguridad	0,5 días	jue 23/1/20	jue 23/1/20	10
Perforación de la roca	0,5 días	jue 23/1/20	jue 23/1/20	11
Colocación malla electrosoldada alrededor del arco del tunel	0,5 días	vie 24/1/20	vie 24/1/20	12
Instalación de Tensores	0,5 días	vie 24/1/20	vie 24/1/20	13
Revestir con concreto lanzado el arco del tunel	3 días	lun 27/1/20	mié 29/1/20	14
Realizar el detallado con textura natural al arco de concreto	4 días	jue 30/1/20	mar 4/2/20	15
Entrega de proyecto	0 días	mar 4/2/20	mar 4/2/20	16

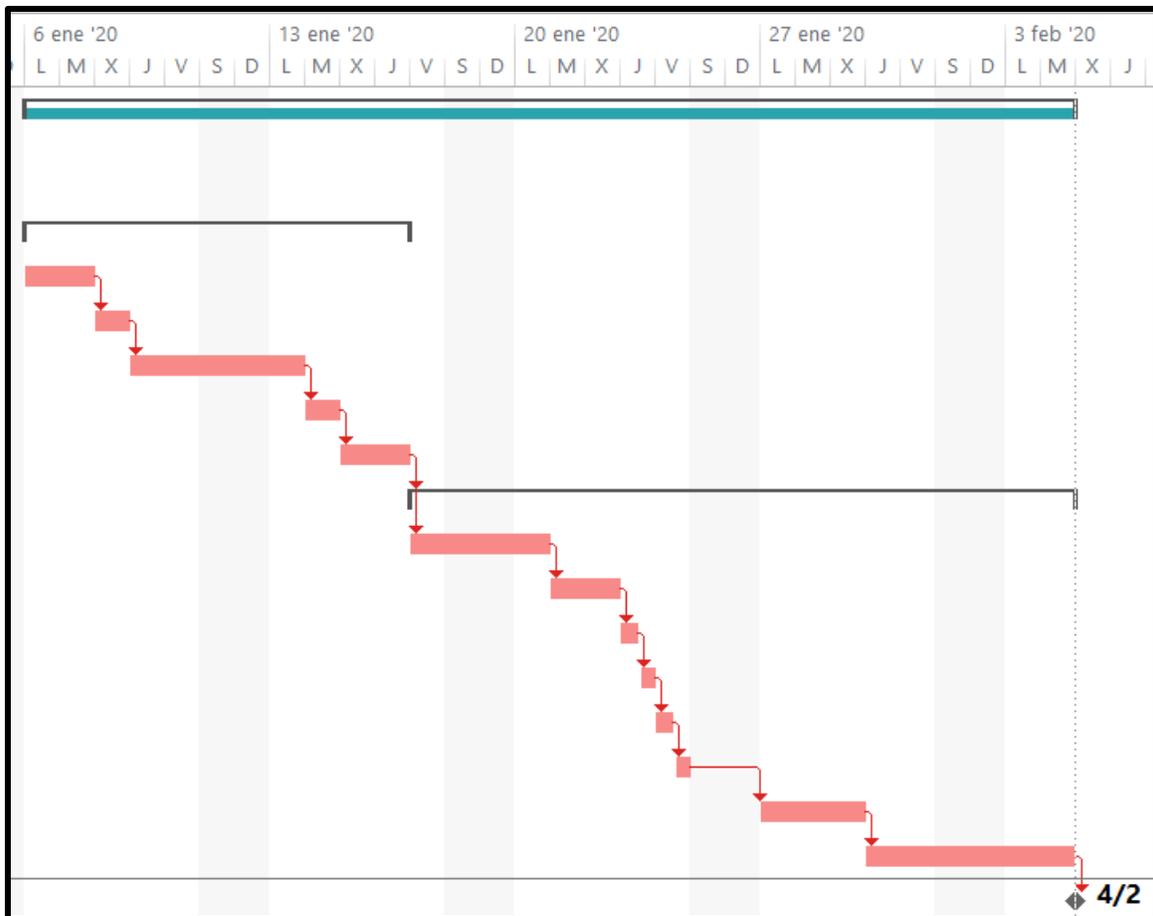


Figura 26. Cronograma de la ejecución de obra

Para la elaboración del presupuesto se realizó una cotización de costos por parte de las siguientes empresas:

- Construplaza
- Gaviones MyG
- Geofortis

En Construplaza se previó la compra del acero de refuerzo y el impermeabilizante en donde para el segundo se prevé necesario utilizar Impermeabilizante para concreto penetrante Vandex Super Gray Euclid o un producto similar, mientras que para el acero se especifica la compra de varillas #5 de acero grado 60.

Para el concreto se midió el área del arco y se le sumo el área de relleno calculado por medio de un modelo a escala usando el programa AutoCAD, además se

realizaron distintas cotizaciones a varias empresas llegando a definir un precio de \$ 300 por metro cubico de concreto

Por último, para los gaviones se estima que será necesario 90 m³ del mismo, para lo cual se realizaron varias llamadas a Gaviones MyG para realizar una cotización del mismo.

El grupo Geofortis brindó una cotización preliminar con costos unitarios para cada tensor de cerca de \$430,00. Incluyendo con esto la maquinaria requerida para la elaboración de la obra

Para los costos de mano de obra se estimó que iba a tener un 75% del costo de los materiales esto ya que se iba a requerir de mano de obra especializada por más de 22 días.

Por último, se calculó una utilidad del 10% del subtotal mientras que los imprevistos iban a contar con 3% de este.

Los costos y el presupuesto a utilizar en la obra se pueden ver el siguiente cuadro.

Cuadro 32. Presupuesto de la ejecución de obra

Materiales	Unidades requeridas	Costo unitario (\$/und)	Dólares
Acero de refuerzo	490 kg	2,20	\$ 1 078,00
Concreto	50 m ³	300,00	\$ 15 000,00
Impermeabilizante	5 unidades	115,00	\$ 690,00
Muro de gaviones	90 m ³	98,00	\$ 8 820,00
Tensores	12 unidades	430,00	\$ 5 160,00
Materiales			\$ 30 748,00
Mano de obra			\$ 23 061,00
Subtotal			\$ 53 809,00
Imprevistos			\$ 1 614,27
Utilidad			\$ 5 380,90
Total			\$ 60 804,17

13. Cronograma de la consultoría

Considerando la metodología empleada, el alcance y las limitaciones de la consultoría se estableció el siguiente cronograma preliminar para la elaboración del proyecto. En el cuadro 18 se muestra el cronograma con sus respectivas duraciones.

Cuadro 33. Cronograma de la consultoría propuesta

Nombre de tarea	Duración	Comienzo	Fin	% completado
Elaboración de la propuesta de estabilidad del puente piedra	87 días	mié 14 08 19	jue 12 12 19	55%
Inicio de la propuesta	0 días	mié 14 08 19	mié 14 08 19	0%
Etapa I: Recopilación de información	21 días	jue 15 08 19	jue 12 09 19	100%
Recopilación de información	5 días	jue 15 08 19	mié 21 08 19	100%
Definición de objetivos, problema específico, alcance y limitaciones	4 días	vie 16 08 19	mié 21 08 19	100%
Reunión con Ing. Salas	1 día	jue 22 08 19	jue 22 08 19	100%
Visita de campo y recolección de datos	1 día	vie 23 08 19	vie 23 08 19	100%
Comunicación con municipalidad de Grecia	2 días	lun 26 08 19	mar 27 08 19	100%
consultas bibliográficas de la zona	5 días	mié 28 08 19	mar 3 09 19	100%
Comunicación con el cliente	1 día	jue 5 09 19	jue 5 09 19	100%
Entrega de propuesta	4 días	lun 9 09 19	jue 12 09 19	100%
Etapa II: Análisis de información y propuestas de medidas para la estabilización del puente	28 días	vie 13 09 19	mar 22 10 19	91%
Revisión de estudios hidrológicos del Rio Poró	3 días	lun 16 09 19	mié 18 09 19	100%
Capacitación en uso de software para análisis geotécnico	5 días	vie 13 09 19	jue 19 09 19	100%
Revisión de normas y reglamentos	5 días	vie 13 09 19	jue 19 09 19	100%
II visita de campo, recolección de datos	1 día	vie 27 09 19	vie 27 09 19	100%
Análisis cinemático	4 días	mar 1 10 19	vie 4 10 19	100%
Reunión con el cliente	1 día	mar 1 10 19	mar 1 10 19	100%
Cálculo de FS	4 días	lun 7 10 19	jue 10 10 19	100%
Establecimiento de posibles escenarios	12 días	lun 7 10 19	mar 22 10 19	75%
Etapa III: Diseño y presupuesto de la estabilización del puente	45 días	vie 11 10 19	jue 12 12 19	0%
Análisis de escenario I: Vida útil en condición actual	5 días	mié 23 10 19	mar 29 10 19	0%
Análisis de escenario II: Vida útil con mantenimiento	5 días	mié 23 10 19	mar 29 10 19	0%
Análisis de escenario III: Diseño de recubrimiento y Tensores	8 días	vie 11 10 19	mar 22 10 19	0%
Calculo y recomendación de la carga permitida para el puente	5 días	jue 31 10 19	mié 6 11 19	0%
Elaboración de planos	5 días	jue 7 11 19	mié 13 11 19	0%

Elaboración del presupuesto del proyecto	5 días	mié 20 11 19	mar 26 11 19	0%
Conclusiones y recomendaciones	2 días	mié 27 11 19	jue 28 11 19	0%
Entrega de informe final	1 día	vie 29 11 19	vie 29 11 19	0%
Correcciones	5 días	lun 2 12 19	vie 6 12 19	0%
Presentación de proyecto final	1 día	jue 12 12 19	jue 12 12 19	0%
Final	0 días	jue 12 12 19	jue 12 12 19	0%

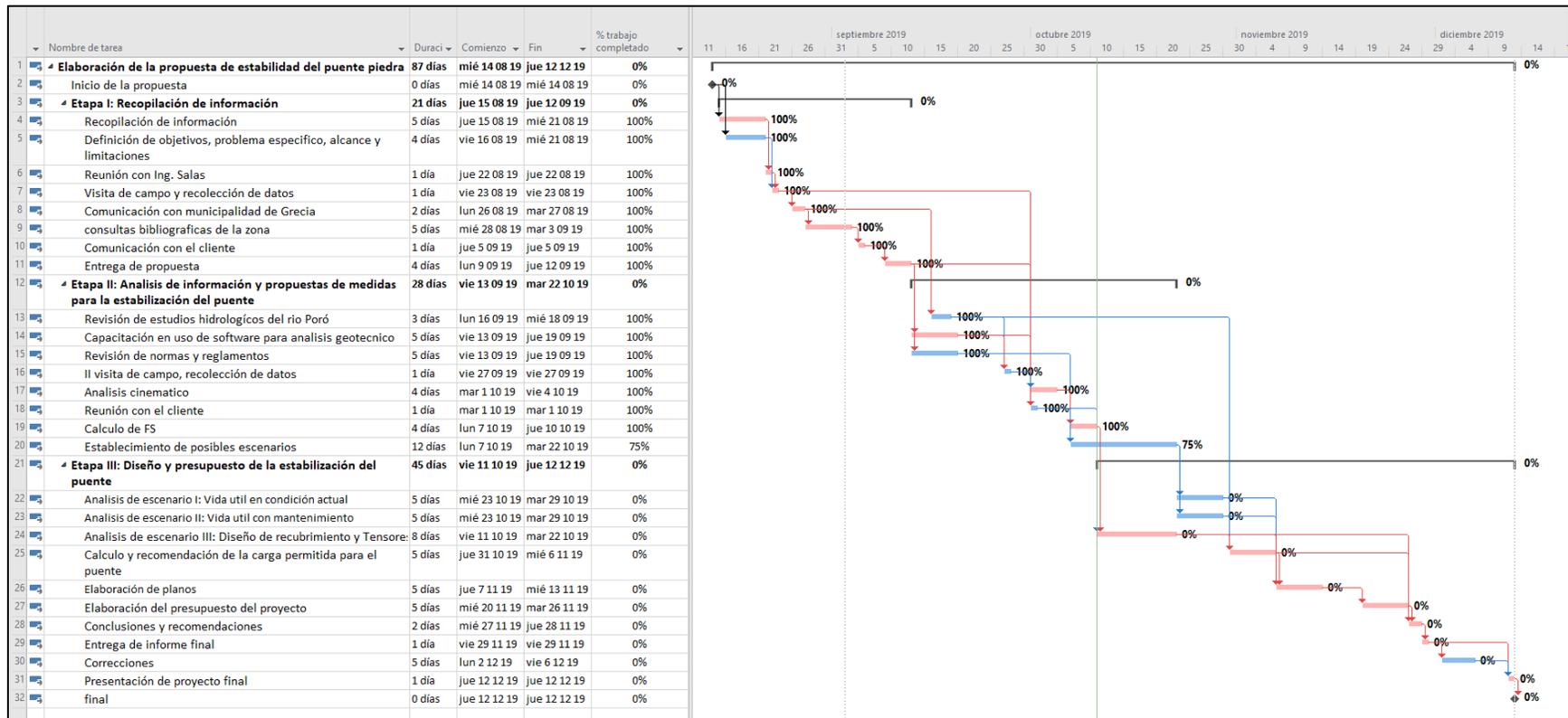


Figura 27. Diagrama de Gantt del cronograma

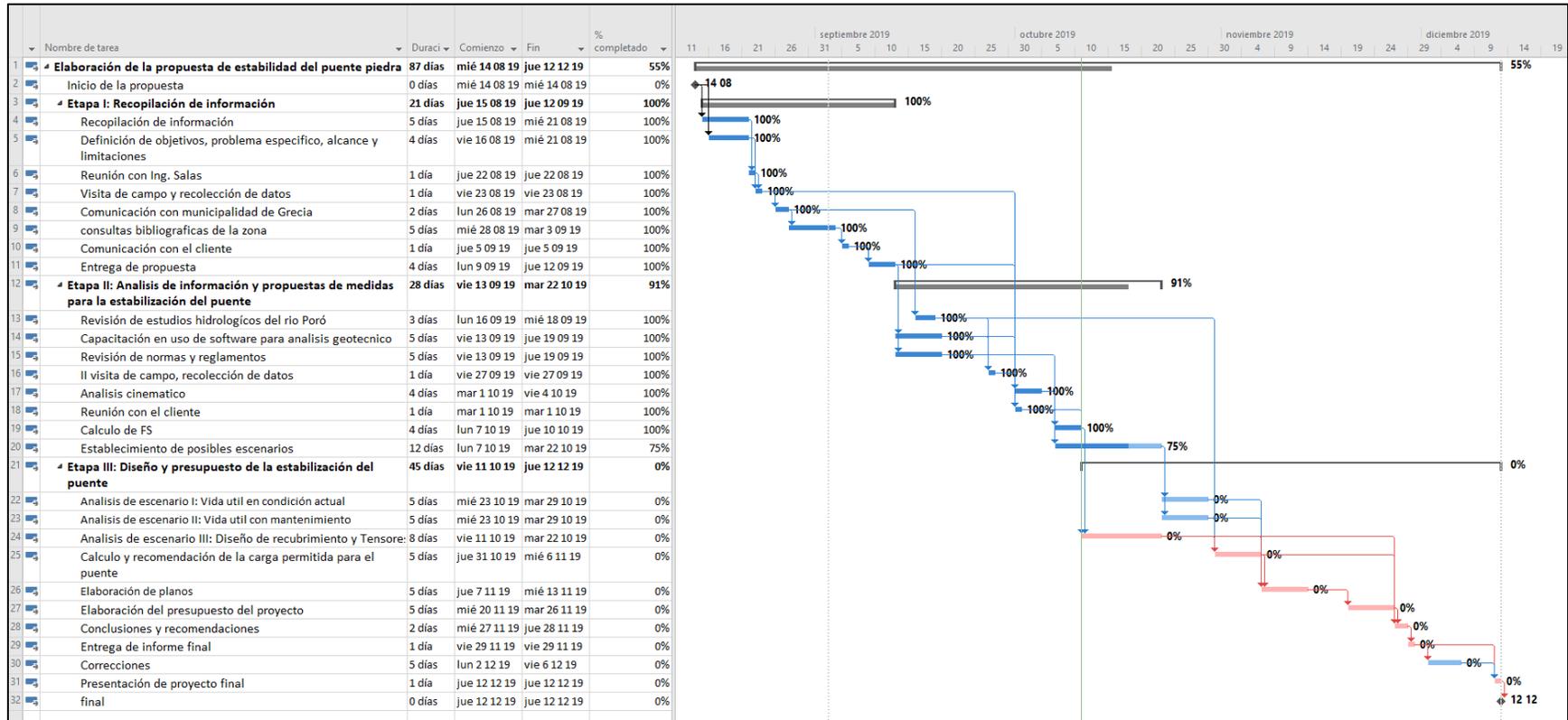


Figura 28. Diagrama de Gantt de seguimiento del cronograma

14. Fuentes de consulta

- Banco Central de Costa Rica. (2018). Tipo cambio de compra y de venta del dólar de los Estados Unidos de América. Obtenido de http://indicadoreseconomicos.bccr.fi.cr/indicadoreseconomicos/cuadros/frmv_e_rcatcuadro.aspx?CodCuadro=400
- Brox, D. (2017). Practical Guide to Rock Tunneling. Vancouver.
- Centro de Investigación y Conservación del Patrimonio Cultural. (2019). *Caracterización geológica y geotécnica del Puente de Piedra, Grecia, Alajuela*. Obtenido de <http://www.patrimonio.go.cr/busqueda/Inmueble.aspx>
- Dirección Técnica de la Dirección General de Carreteras. (2001). Guía para el diseño y la ejecución de anclajes al terreno en obras de carretera. Madrid.
- Dirección Técnica de la Dirección General de Carreteras. (2009). Guía de cimentaciones en obras de carretera. Madrid.
- Escuela Centroamericana de Geología UCR. (2007). Mapa geológico de Costa Rica, Universidad de Costa Rica. San José, Costa Rica.
- Kolymbas, D. (2005). Tunelling and Tunnel Mechanics. Innsbruk.
- LanammeUCR (2014). Informe de evaluación del estado del Puente de Piedra–Grecia (LM-PI-UGERVN-13-2014). San José: Costa Rica.
- LanammeUCR. (2017). Evaluación integral de "Puente de Piedra", Grecia, Costa Rica y su potencial turístico. Obtenido de <https://revistas.ucr.ac.cr/index.php/geologica/article/view/30151>
- Municipalidad de Grecia (2017). Mejora del acceso a Grecia con la ampliación de la ruta FANAL-PORÓ. Alajuela, Costa Rica.
- Municipalidad de Grecia. (2019). Plan regulador urbano y rural del cantón de Grecia, capítulo 4: economía. Obtenido de <http://www.grecia.go.cr/images/PlanRegulador/capitulo4/economia.pdf>

Olalla, C., Hernández, L., Rodríguez, J., Perucho, Á., & González, J. (2010). Volcanic Rock Mechanics. London: Taylor and Francis Group.

Porras, J., Serrano, A. (2013). Estudio hidrológico-hidráulico para el diseño del puente sobre la quebrada Padre José. Ministerio de Agricultura y Ganadería, San José: Costa Rica.

Patrimonio. (1976). Centro de Investigación y Conservación del Patrimonio Cultural. Obtenido de Ley N° 5980 Convención para la Protección del Patrimonio Mundial Cultural y Natural: http://www.patrimonio.go.cr/quienes_somos/legislacion/decretos/leyes/02_ley_n_5980.aspx

Patrimonio. (1995). Centro de Investigación y Conservación del Patrimonio Cultural. Obtenido de Ley de Patrimonio Histórico Arquitectónico de Costa Rica N°7555: http://www.patrimonio.go.cr/quienes_somos/legislacion/decretos/Ley%20N%C2%B0%207555%20Ley%20de%20Patrimonio%20Historico%20Arquitectonico%20de%20Costa%20Rica.pdf

Patrimonio. (2005). Centro de Investigación y Conservación del Patrimonio Cultural. Obtenido de Reglamento a la Ley N° 7555, Ley de Patrimonio Histórico y Arquitectónico de Costa Rica: http://www.patrimonio.go.cr/quienes_somos/legislacion/decretos/decretos/decreto_n_33596_c.aspx

Santamarta Cerezal, J., & Crespo Arribas, N. (2012). Singularidades de las obras subterráneas en terrenos volcánicos. Obtenido de https://www.researchgate.net/publication/255948592_Singularidades_de_las_obras_subterraneas_en_terrenos_volcanicos

Salas, L. (2019) Presentaciones del curso IC-0809 Ingeniería Geotécnica I Semestre-2019, Escuela de Ingeniería Civil, Universidad de Costa Rica.

Simpson, B. (2011). Concise Eurocodes: Geotechnical design. London.

Spathis, A., & Gupta, R. (2012). Tunnelling in rock by drilling and blasting. New Delhi.

Secretaria de Integración Económica Centroamericana (2016) Manual de consideraciones técnicas hidrológicas e hidráulicas para la infraestructura vial en Centroamérica. El Salvador.

15. Anexos

Cuadro 34. Datos de las discontinuidades obtenidas en campo

Distancia (cm)	Tipo	Dip	Dip Direction	Persistencia	Terminación	Apertura	Relleno	JRC	Asperza Superficial	Forma Superficial	Longitud de perfil (cm)	Amplitud de aspereza (mm)	JCS	JCS	Separación	Flujo	Ángulo de entrada (°)
0,5	13	87	3	3	1	1	8	1	3	1	14	0,1	R3	37,5	3	1	85
26	13	88	297	3	1	1	8	1	3	1	14	0,1	R3	37,5	3	1	85
70	13	86	348	3	1	1	8	1	3	1	14	0,1	R3	37,5	3	1	85
80	13	87	102	3	1	1	8	1	3	1	14	0,1	R3	37,5	3	1	85
108	13	87	85	3	1	1	8	1	3	1	14	0,1	R3	37,5	3	1	85
148	13	88	323	3	1	1	8	1	3	1	14	0,1	R3	37,5	3	1	85
172	13	88	285	3	1	1	8	1	3	1	14	0,1	R3	37,5	3	1	85
220	13	82	334	3	9	1	8	9	3	1	14	0,1	R3	37,5	3	1	85
229	13	85	297	3	1	1	8	1	3	1	14	0,1	R3	37,5	3	1	85
269	13	85	137	3	1	1	8	1	3	1	14	0,1	R3	37,5	3	1	85

Cuadro 35. Datos de las orientaciones obtenidas en campo

Dip	Dip Direction						
87	3	88	68	87	124	89	121
88	297	88	70	84	250	88	7
86	348	80	128	81	309	88	110
87	102	76	80	85	293	84	345
87	85	78	91	89	307	84	105
88	323	79	79	80	232	85	28
88	285	83	112	89	302	89	140
82	334	82	350	87	228	81	263
85	297	75	290	87	274	89	206
85	137	89	75	78	90	88	136
86	75	88	271	86	2	87	131
81	337	87	7	87	90	84	310
83	9	88	4	80	354	79	289
87	30	88	287	88	139	83	259
15	119	86	112	88	93	85	304
5	110	86	102	84	270	84	66
15	265	88	105	88	139	88	60
12	337	85	342	85	113	89	321
5	302	89	262	86	86	85	236
6	358	84	303	77	110	87	344
80	41	84	329	86	128	71	91
76	141	86	299	88	269	81	69
88	226	82	258	87	9	86	319
81	152	88	234	82	320	89	289
83	147	81	309	83	313	84	84
87	151	89	235	87	357	85	73

Cuadro 36. Presupuesto de obra de la construcción de la carretera alterna

Renglón de pago	Detalle	Unidad	Precio (¢)	Cantidad estimada	Monto estimado (¢)
152.1	Topografía y estacado misceláneo	gbl	1,500,000	1	1,500,000
201.3	Remoción de árboles	un	39,138	21	821,896
204.01	Excavación en la vía	m ³	6,122	4,000	24,486,560
609.02	Cordón y cuneta de cemento hidráulico	m	20,228	1,034	20,915,535
301.03	Sum. Colocación y compact. De base granular	m ³	16,567	530	8,780,510
301.06	Sum. Colocación y compact. De sub-base granular	m ³	13,160	370	4,869,359
308.2	Cemento portland para base estabilizada	ton	142,815	15	2,142,227
308.5	Agregado para base estabilizada con cemento	m ³	14,137	741	10,475,591
401.01	Capa de concreto asfáltico	m ³	550,000	4	1,925,000
634.02	Letreros de alto, tipo a	un	12,714	2	25,428
634.02	Letreros de velocidad de k/ph, tipo a	un	11,387	2	22,774
634.02	Letreros de salida de vehículos pesados	un	11,387	2	22,774
633.01	Instalación de señales	un	96	6	578
633.04	Línea continua blanca, tipo I	km	1,438,490	1	1,487,399
633.04	Línea continua amarilla, tipo A	km	535,136	1	553,331
634.05	Captaluces dos caras amarillas	un	2,973	82	243,786
634.05	Captaluces una cara blanca	un	2,774	106	294,044
634.05	Flechas, tipo A	un	2,379	8	19,032
617.01	Sistema de barrera de seguridad tipo TL2	m	19,255	1,050	20,218,107
	Puente**	un	265,384,615	1	265,384,615
Subtotal					364,188,546
Imprevistos (10%)					36,418,855
Subtotal					400,607,400
Utilidad (15%)					60,091,110
Subtotal					460,698,510
Expropiaciones					287,742,000
Total					748,440,510

Tiquete Electrónico N* 0011154000000041

Fecha de Emisión: 18/09/2018

Ver. 4.3

Fecha de Vencimiento: 25/10/2019

Clave Numérica 50616948200008110551111000000035560000002



Cédula Jurídica: 3-101-275858

Teléfono: +(506) 2253-2960
correo: dipconsultores@gmail.com
Dirección: Vargas Araya, San Pedro

Receptor: Centro de Conservación del Patrimonio cultural

Teléfono: 2010-7400

Condición de venta: Contado

Correo: mhernandez@patrimonio.go.cr

Medio de Pago: Efectivo

Dirección: San José, Avenida central, frente al Club los diamantes

Líneas de Detalle

Codigo	Cantidad	Unidad Medida	Descripción del producto/ servicio	Precio Unitario	Descuento	Montos impuestos	Subtotal
1	1,00	Unidad	Servicio de consultoría profesional	31 250	0	0	31 250,50

Notas: La cancelación del monto total se realizará en tres tramos: 20% contra la adjudicación del proyecto, un 30% al presentar un avance y un 50% al presentar el informe final

TREINTA Y UN MIL DOSCIENTOS CINCUENTA DOLARES CON CINCUENTA CENTIMOS

Código Único de consulta: iYfd195q15



Subtotal Neto:	\$	31 250,50
Imp. De Ventas	\$	0.00
Otros Impuestos:	\$	0.00
Total Tiquete:	\$	31 250,50

Emitida conforme lo establecido en la resolución de Facturación Electronica N° DGT-R48-2016 del 7 de octubre del 2016 de la Dirección General de Tributación

Página 1 de 1

Figura 29. Factura de servicios por consultoría profesional

Fuente: Vargas, 2019

Memoria de cálculo acero de refuerzo para arco de concreto en Puente de Piedra

Cargas de diseño

$$M_{max} := 10.34 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$V_{max} := 5.34 \text{ tonnef} = 5340 \text{ kgf}$$

Propiedades de los materiales

$$f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad d_{\#5} := 1.59 \text{ cm}$$

$$f'_c := 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad A_{\#5} := 1.99 \text{ cm}^2$$

Dimensiones

Se realiza el análisis como una losa en una dirección, mediante las siguientes dimensiones

$$t := 25 \text{ cm}$$

$$\text{ancho} := 100 \text{ cm}$$

$$\text{rec} := 7.5 \text{ cm}$$

$$d := t - \text{rec} - \frac{d_{\#5}}{2} = 16.7 \text{ cm}$$

Factores de reducción

$$\phi_M := 0.9 \quad \beta := 0.85$$

$$\phi_V := 0.75$$

1) Acero requerido

$$A := \frac{f_y^2}{1.7 \cdot \frac{1}{\text{cm}} \cdot f'_c \cdot \text{ancho}} = 370.6 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$B := -f_y \cdot d \cdot \frac{1}{\text{cm}} = -6.88 \cdot 10^9 \frac{1}{\text{m}} \cdot \frac{\text{kg}}{\text{s}^2}$$

$$C := \frac{M_{max}}{\phi_M} \cdot \frac{1}{\text{cm}^3} = (1.1 \cdot 10^9) \frac{1}{\text{L}} \cdot \text{kgf} \cdot \text{cm}$$

$$A_{s_{req}} := \frac{|B| - \sqrt{B^2 - 4 \cdot A \cdot C}}{2 \cdot A} \cdot \text{cm}^2 = 18.11 \text{ cm}^2$$

Se usan barras #5, por lo cual:

$$\#barras := \text{ceil} \left(\frac{A_{s_{req}}}{A_{\#5}} \right) = 10 \quad \text{Se requieren 10 barras \#5}$$

$$A_{s_{colocado}} := 10 \cdot A_{\#5} = 19.9 \text{ cm}^2 \quad \text{mayor que el requerido, ok}$$

2) Espaciamiento entre barras

$$S := 1000 \text{ mm} \cdot \frac{A_{\#5}}{A_{s_{colocado}}} = 10 \text{ cm}$$

Usar #5@10cm

3) Acero mínimo

$$A_{s_{min}} := 0.0018 \cdot t \cdot ancho = 4.5 \text{ cm}^2 \quad \text{menor que el colocado, ok}$$

4) Verificación de la falla

$$a := \frac{A_{s_{colocado}} \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot ancho} = 3.51 \text{ cm}$$

$$c := \frac{a}{\beta} = 4.13 \text{ cm}$$

$$\varepsilon_t := \frac{0.003 (d - c)}{c} = 0.009 \quad \text{mayor a 0.005, la falla es controlada por tensión}$$

5) Diseño por fuerza cortante

$$V_{nominal} := \frac{V_{max}}{\phi_V} = (7.12 \cdot 10^3) \text{ kgf}$$

$$V_{concreto} := 0.53 \cdot \frac{\text{kgf}^{\frac{1}{2}}}{\text{cm}} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot ancho \cdot d = 14815 \text{ kgf}$$

Como la resistencia del concreto es mayor a la nominal, no requiere refuerzo para fuerza cortante

6) Longitud de desarrollo

$$ld := \frac{(2.5 \cdot \text{cm} \cdot f_y \cdot d_{\#5})}{16 \cdot \text{kgf}^{\frac{1}{2}} \cdot \sqrt{f'_c}} = 62.4 \text{ cm}$$

7) Acero por retracción y temperatura

Rige el mayor de los siguientes

$$As_1 := 0.0018 \cdot t \cdot ancho = 4.5 \text{ cm}^2$$

$$As_2 := 0.0014 \cdot t \cdot ancho = 3.5 \text{ cm}^2$$

$$As_{RT} := \max(As_1, As_2) = 4.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{\#3} := 0.71 \text{ cm}^2$$

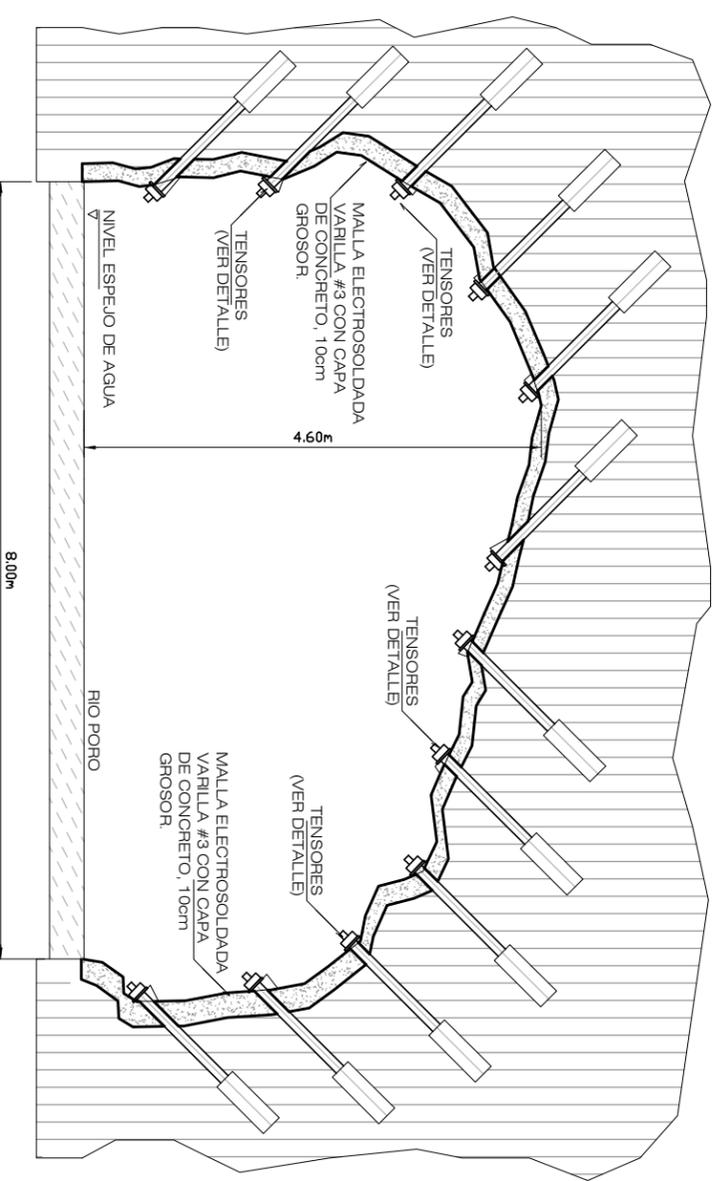
$$\#barras := \text{ceil}\left(\frac{As_{RT}}{A_{\#3}}\right) = 7$$

$$As_{colocadoRT} := \#barras \cdot A_{\#3} = 4.97 \text{ cm}^2$$

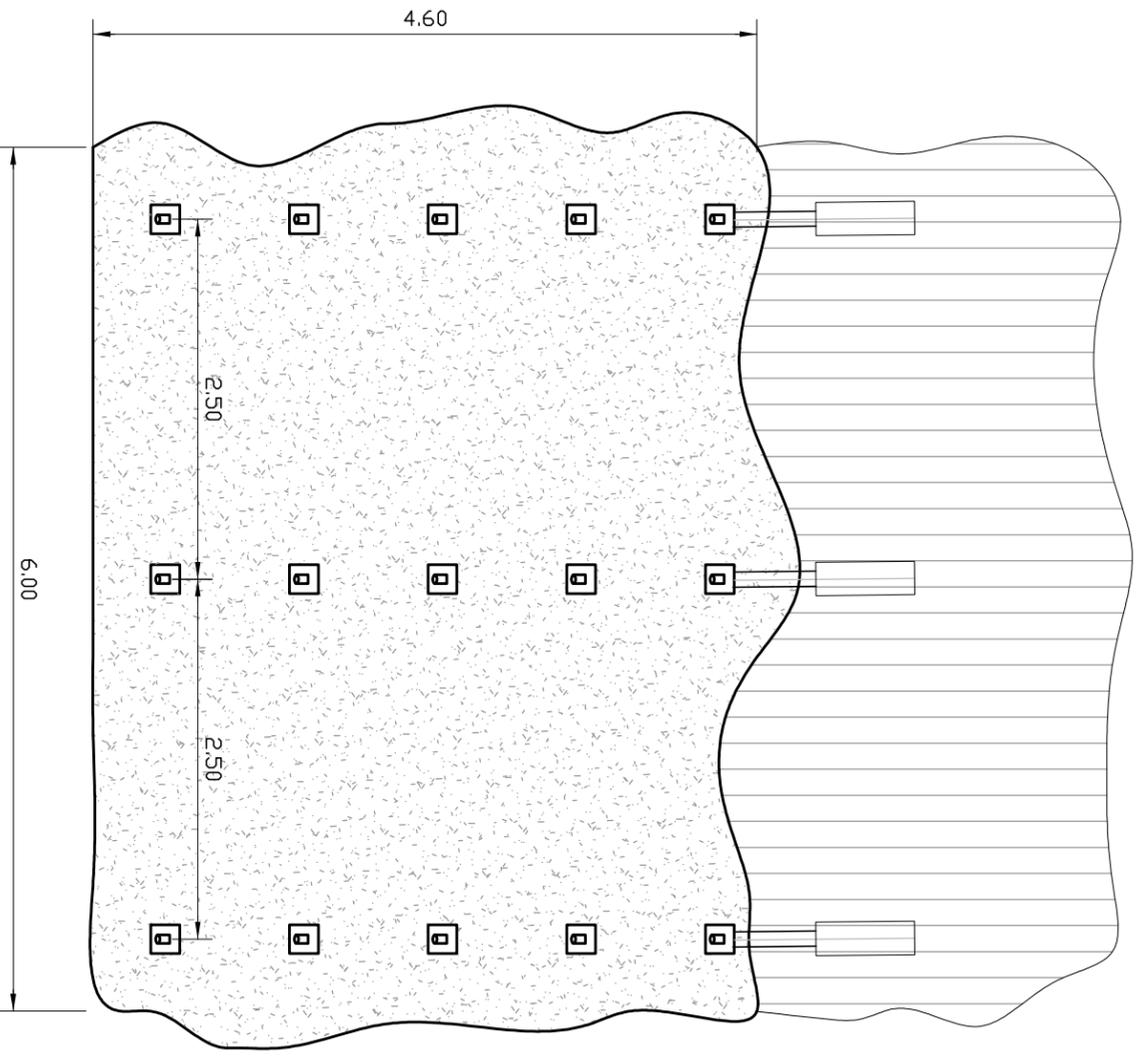
$$S := 1000 \text{ mm} \cdot \frac{A_{\#3}}{As_{colocadoRT}} = 14.3 \text{ cm}$$

Agregar #3@14cm para retracción y temperatura

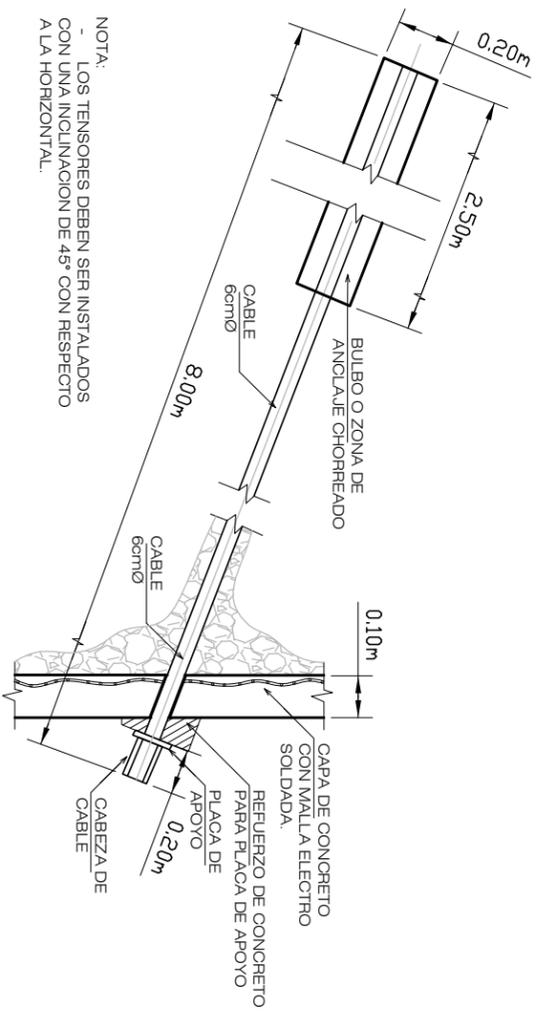
Para momento negativo se debe usar la misma distribución de #5@10cm, junto con #3@14 cm para retracción y temperatura



DISTRIBUCION DE TENSORES EN TUNEL
CORTE TRANSVERSAL
ESCALA 1:75



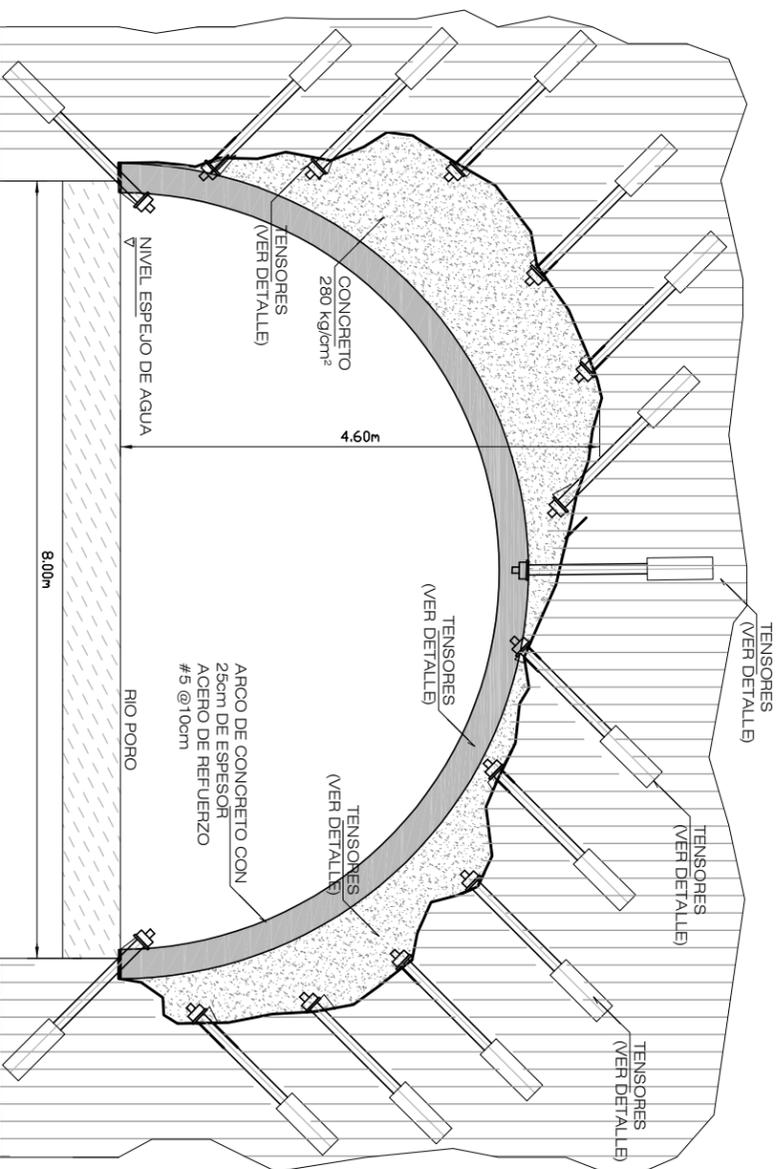
DISTRIBUCION DE TENSORES
CORTE LONGITUDINAL
ESCALA 1:75



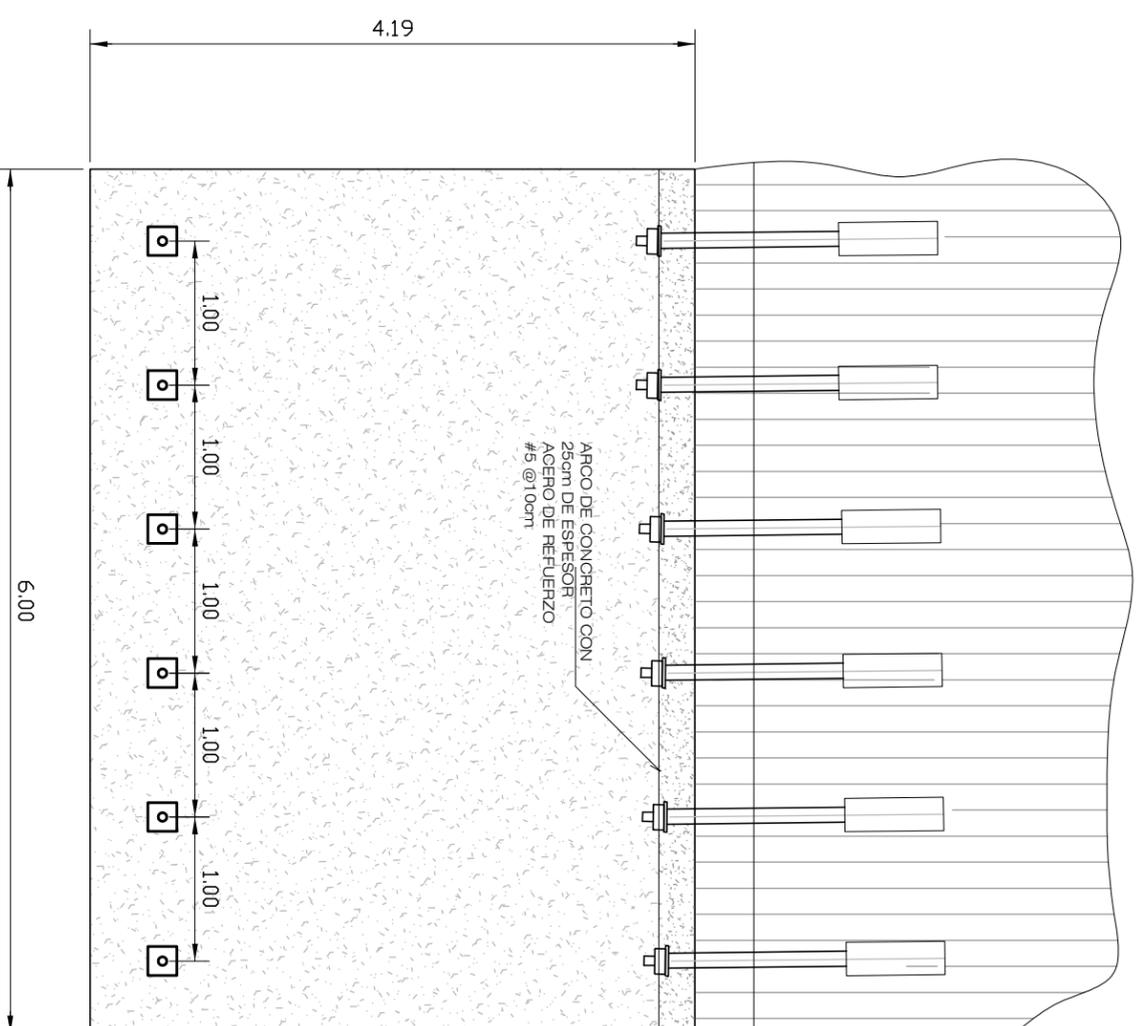
NOTA:
- LOS TENSORES DEBEN SER INSTALADOS
CON UNA INCLINACION DE 45° CON RESPECTO
A LA HORIZONTAL.

DETALLE DE TENSOR DE ACERO
MODELO DE REF: DYWIDAG
ESCALA 1:25

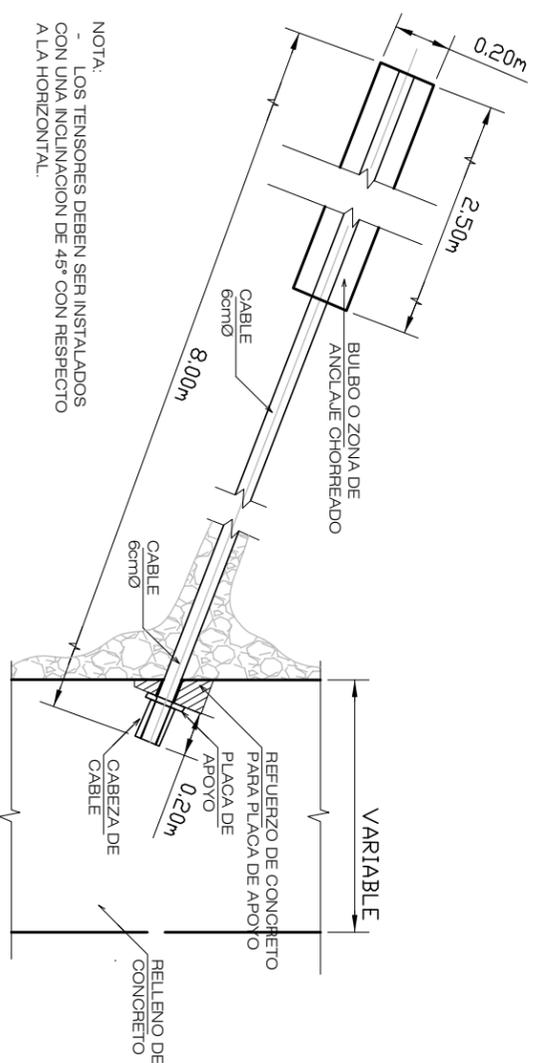
UNIVERSIDAD DE COSTA RICA FACULTAD DE INGENIERIA ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL TALLER DE DISEÑO IC-0905	DISEÑO ESTRUCTURAL A CARGO DE: IGNACIO AVILA PICADO, DEYNER CASTRO MORA, PABLO VARGAS ARCE,	B54622 B41617 B37238	NOMBRE DE PROYECTO: ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA ESTABILIDAD GEOTÉCNICA PARA LA ESTRUCTURA GEOLOGICA DEL PUENTE DE PIEDRA	CONTENIDO: DISTRIBUCION DE TENSORES EN TUNEL DETALLE DE TENSOR	PROVINCIA:	ALAJUELA	FECHA:	15/12/2019
					CANTÓN:	GRECIA	LAMINA	CONJUNTO
DISTRICTO:		PUENTE PIEDRA	L-01	L-01	L-02			



DISTRIBUCION DE TENSORES EN TUNEL: PROPUESTA DE ARCO
CORTE TRANSVERSAL
ESCALA 1:75



DISTRIBUCION DE TENSORES: PROPUESTA ARCO
CORTE LONGITUDINAL
ESCALA 1:75



NOTA:
- LOS TENSORES DEBEN SER INSTALADOS CON UNA INCLINACION DE 45° CON RESPECTO A LA HORIZONTAL.

DETALLE DE TENSOR DE ACERO EN ARCO
MODELO DE REF. DYWIDAG
ESCALA 1:25

UNIVERSIDAD DE COSTA RICA FACULTAD DE INGENIERIA ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL TALLER DE DISEÑO IC-0905	DISEÑO ESTRUCTURAL A CARGO DE: IGNACIO ÁVILA PICADO, DEVNER CASTRO MORA, PABLO VARGAS ARCE,	B54622 B41617 B37238	NOMBRE DE PROYECTO: ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA ESTABILIDAD GEOTECNICA PARA LA ESTRUCTURA GEOLOGICA DEL PUENTE DE PIEDRA	CONTENIDO: DISTRIBUCION DE TENSORES EN TUNEL DETALLE DE TENSOR	PROVINCIA: ALAUUELA	FECHA: 15/12/2019
					CANTÓN: GRECIA	CONJUNTO L-02
					DISTRITO: PUENTE PIEDRA	L-02 L-02