

Universidad Nacional
Federico Villarreal

Vicerrectorado de
INVESTIGACIÓN

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

**DISEÑO DE PONTÓN PEATONAL EMPLEANDO EL MÉTODO LRFD PARA
MEJORAMIENTO DE TRANSITABILIDAD VEHICULAR Y PEATONAL,
DISTRITO DE ANDAHUAYLAS - APURÍMAC.**

TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

PRESENTADO POR:

MAGÁN UCHUYA CARLOS EDUARDO

ASESOR:

Ms. AYBAR ARRIOLA GUSTAVO ADOLFO

JURADO:

Dr. CANCHO ZÚÑIGA GERARDO ENRIQUE

Dr. BEDIA GUILLEN CIRO SERGIO

Ms. GARCIA URRUTIA OLAVARRIA ROQUE JESÚS LEONARDO

LIMA – PERÚ

2019

DEDICATORIA

A mi familia, por guiarme y motivarme a lo largo de mi vida como estudiante universitario. A ellos les dedico esta meta cumplida.

AGRADECIMIENTO

A mis profesores, catedráticos de la prestigiosa y maravillosa Universidad Nacional Federico Villarreal, mil gracias por todos los conocimientos que aprendí.

RESUMEN

La presente tesis titulada “DISEÑO DE PONTÓN PEATONAL EMPLEANDO EL MÉTODO LRFD PARA MEJORAMIENTO DE TRANSITABILIDAD VEHICULAR Y PEATONAL, DISTRITO DE ANDAHUAYLAS – APURÍMAC”, tiene por finalidad describir el diseño de un pontón tipo losa definiendo la sección estructural por la cual estará conformada la losa; y realizar el cálculo de los estribos verificando la resistencia al volteo y al deslizamiento.

En la actualidad, el distrito de Andahuaylas – Apurímac presenta carencia de obras de arte que permitan el tránsito seguro de los pobladores, lo cual también perjudica enormemente la circulación de vehículos al existir el riesgo de accidentes de tránsito. Por ello, la presente tesis, toma como base el proyecto de Mejoramiento de la Carretera Talavera-Andahuaylas, dentro del cual se plantea el diseño de un pontón peatonal de 5 m de longitud en la quebrada Ajoscca Chico ubicada en el km 0+210, con fines de mejorar la calidad de vida y la seguridad de la población relacionada.

Palabras clave: Diseño de pontón peatonal, método LRFD.

ABSTRACT

This thesis entitled "DESIGN OF PEDON PONTOON USING THE LRFD METHOD FOR IMPROVEMENT OF VEHICULAR AND PEDESTRIAN TRANSITABILITY, DISTRICT OF ANDAHUAYLAS - APURIMAC", aims to describe the design of a slab type pontoon defining the structural section by which the slab will be formed; and perform the calculation of the stirrups verifying the resistance to tumbling and sliding.

At present, the district of Andahuaylas - Apurímac presents lack of works of art that allow the safe passage of the inhabitants, which also greatly damages the circulation of vehicles due to the risk of traffic accidents. Therefore, the present thesis, is based on the project of Improvement of the Talavera-Andahuaylas Road, within which the design of a pedestrian pontoon of 5 m in length in the Ajoscca Chico creek located at km 0 + 210, is proposed, in order to improve the quality of life and the safety of the related population.

Keywords: Pedestrian pontoon design, LRFD method.

ÍNDICE

Dedicatoria	2
Agradecimiento	3
Resumen	4
Abstract	5
Capítulo I: Introducción	14
1.1 Descripción y formulación del problema	14
1.2 Antecedentes	15
1.3 Objetivos	19
1.4 Justificación e importancia.....	20
1.5 Hipótesis.....	20
Capítulo II: Marco teórico.....	21
2.1 Definición de puente peatonal.....	21
2.2 Partes que constituyen un puente	21
2.3 Método LRFD	23
Capítulo III: Método.....	24
3.1 Tipo de investigación	24

3.2	Ámbito temporal y espacial.....	24
3.3	Variables.....	24
3.4	Población y muestra	25
3.5	Instrumentos	26
3.6	Procedimientos	26
3.7	Análisis de datos.....	27
3.7.1	Ubicación de la zona en estudio	27
3.7.2	Geomorfología regional	28
3.7.3	Estratigrafía.	29
3.7.4	Geodinámica interna.	34
3.7.5	Geodinámica externa.....	35
3.7.7	Geotecnia de la subrasante	36
Capítulo IV:	Resultados	52
4.1	Cálculo estructural pontón	52
4.2	Cálculo de estribos Pontón de 5m.	62
Capítulo V:	Discusión de resultados	74
Conclusiones	76

Recomendaciones.....	77
Bibliografía.....	78
Anexo 01: Panel fotográfico.....	80
Anexo 02: Planos.....	104

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Ubicación de la zona en estudio.	27
Figura 2: Plano geomorfológico regional.....	32
Figura 3: Sección Geológica Estratigráfica.....	33
Figura 4: Partes de un pavimento.....	37
Figura 5: Puntos de esfuerzos máximos.....	40
Figura 6: Gráficas esfuerzo vertical vs. profundidad.....	43
Figura 7: Losa de 5 m.....	52
Figura 8: Análisis longitudinal.....	53
Figura 9: Ubicada la sección critica de acuerdo al teorema de Baret.....	54
Figura 10: Análisis de momento producido por sobrecarga equivalente.....	55
Figura 11: Peralte y recubrimiento.....	58
Figura 12: Sección final de la losa.....	61
Figura 13: Cálculo de estribos pontón 5m.....	62
Figura 14: Foto 1.....	81
Figura 15: Foto 2.....	82

Figura 16: Foto 3.....	83
Figura 17: Foto 4.....	84
Figura 18: Foto 5.....	85
Figura 19: Foto 6.....	86
Figura 20: Foto 7.....	87
Figura 21: Foto 8.....	88
Figura 22: Foto 9.....	89
Figura 23: Foto 10.....	90
Figura 24: Foto 11.....	91
Figura 25: Foto 12.....	92
Figura 26: Foto 13.....	93
Figura 27: Foto 14.....	94
Figura 28: Foto 15.....	95
Figura 29: Foto 16.....	96
Figura 30: Foto 17.....	97
Figura 31: Foto 35.....	98
Figura 32: Foto 36.....	99

Figura 33: Foto 37.....	100
Figura 34: Foto 38.....	101
Figura 35: Foto 39.....	102
Figura 36: Foto 40.....	103
Figura 37: Plano clave de calicatas.	105
Figura 38: Plano clave de obras de arte.....	106
Figura 39: Plano clave de señalización.	107
Figura 40: Plano clave general.....	108

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Condiciones críticas.....	40
Tabla 2: Cálculo de esfuerzos.	42
Tabla 3: Clasificación del material e índice de grupo.	46
Tabla 4: Fuerzas verticales estabilizadoras – Sección 1.	63
Tabla 5: Fuerzas verticales estabilizadoras – sección 2.	65
Tabla 6: Fuerzas verticales estabilizadoras – estribo con puente.....	67
Tabla 7: Fuerzas horizontales – estribo con puente.	68
Tabla 8: Fuerzas verticales estabilizadoras - sección 3.....	69
Tabla 9: Fuerzas verticales estabilizadoras del estribo con puente y relleno sobrecargado.....	71
Tabla 10: Fuerzas horizontales – estribo con puente y relleno sobrecargado.	72
Tabla 11: Obras nuevas planteadas.	74
Tabla 12: Pontón Ajoscca Grande km 0+560.	109
Tabla 13: Pontón Ajoscca Grande – Elevación y Planta.....	110
Tabla 14: Pontón Ajoscca Chico (km 0 + 210).....	111
Tabla 15: Plano de Muro de Contención.....	112

Tabla 16: Plano de alcantarilla 36” 113

Tabla 17: Canal de irrigación..... 114

Tabla 18: Canal de irrigación..... 115

CAPÍTULO I

Introducción

1.1 Descripción y formulación del problema

En la actualidad, el distrito de Andahuaylas – Apurímac presenta carencia de obras de arte que permitan el tránsito seguro de los pobladores, lo cual también perjudica enormemente la circulación de vehículos al existir el riesgo de accidentes de tránsito. Por ello, la presente tesis, toma como base el proyecto de Mejoramiento de la Carretera Talavera-Andahuaylas, dentro del cual se plantea el diseño de un pontón peatonal de 5 m de longitud en la quebrada Ajoscca Chico ubicada en el km 0+210, con fines de mejorar la calidad de vida y la seguridad de la población relacionada.

Así, la presente tesis busca responder preguntas como:

¿De qué manera se puede mejorar la transitabilidad vehicular y peatonal en el distrito de Andahuaylas - Apurímac?

¿Aplicando el método LRFD se podrá realizar el diseño del pontón peatonal en el km 0+210 de la carretera Talavera-Andahuaylas, Apurímac?

¿Mediante un eficiente diseño de pontón peatonal se podrá mejorar la transitabilidad vehicular y peatonal en el distrito de Andahuaylas - Apurímac?

1.2 Antecedentes

a) En el ámbito internacional

García (2015) señala en la tesis titulada “Diseño de una pasarela peatonal mediante solución híbrida con materiales compuestos”, tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil por la Universidad de Sevilla – España, tiene por objetivo principal, evaluar el comportamiento estructural de los materiales, compuestos en general y de los compuestos de fibra de vidrio y de carbono en particular en el diseño una pasarela peatonal.

Teniendo como resultado las siguientes conclusiones:

- Los materiales compuestos se perfilan para su empleo en Ingeniería Civil en obra nueva como materiales dotados de unas excelentes capacidades específicas (por unidad de masa) con lo cual aportan una mayor ligereza a las estructuras y, con ello a las subestructuras asociadas.
- Su empleo en rehabilitación y reparación viene siendo de amplia aceptación actualmente en Ingeniería estructural y de Puentes. El alto precio del compuesto hace que requiera un estudio previo de las necesidades de proyecto, en el cual se atisbe como opción plausible la reducción drástica de peso.

- Las tres principales características de los compuestos son resistencia, buenas capacidades específicas y buenas condiciones de durabilidad. Su empleo está ampliamente recomendado en zonas marítimas o cercanas a la costa. Es la razón por la que su uso está sufriendo un fuerte repunte en zonas como los Países Bajos.

Guzmán & Padilla (2017) señalan en la tesis titulada “Patología de los puentes peatonales en la localidad de Teusaquillo”, tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil por la Universidad Católica de Colombia – Colombia, tiene por objetivo principal, caracterizar las patologías mecánicas, físicas y químicas de los puentes peatonales en la localidad de Teusaquillo por medio de inspecciones visuales, bajo el Manual para la Inspección Visual de Puentes o Pontones.

Teniendo como resultados las siguientes conclusiones:

- Se realizó las inspecciones respectivas a los puentes peatonales de la Localidad de Teusaquillo, teniendo en cuenta el Manual para la Inspección Visual de Puentes o Pontones, resaltando que en su totalidad se estipuló 25 puentes a trabajar, pero como se explicó anteriormente, por causas extracurriculares se realizó la inspección a 21 puentes.

- Con estas visitas se organizó y analizó respectivamente los datos obtenidos en las inspecciones de cada puente de la Localidad de Teusaquillo, donde posteriormente se registraron en fichas técnicas las características físicas, químicas y mecánicas que se manifiestan en los puentes peatonales. Obteniendo como resultado las patologías que inciden con mayor frecuencia en los puentes con estructura en concreto y metálica, con sus respectivos análisis.
- Se concluyó que, en primer lugar, se encuentra a los puentes en concreto con una cuantía de daños de más del 50% de en cada patología; dejando claro que, al tener una estructura con más años de construida y en el 90% de los casos concretos porosos, son aspectos que redundan en el daño progresivo y afectación a la durabilidad de la estructura.

b) En el ámbito nacional

Meza & Sánchez (2015) señalan en la tesis titulada “Diseño de un puente sobre el río Olichoco km. 27+000 entre los anexos de Yanasara y Pallar, distrito de Curgos- Sánchez Carrión – La Libertad”, tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil por la Universidad Privada Antenor Orrego – Perú, tiene por objetivo principal, realizar el diseño de un puente sobre el río Olichoco entre los anexos Yanasara y Pallar para contribuir a solucionar la problemática de comunicación y desarrollo que actualmente está afectando a las comunidades aledañas.

Teniendo como resultado las siguientes conclusiones:

- El tramo carretero pertenece a uno de los ejes troncales que tiene la sierra liberteña; como tal, es de importancia esencial la construcción de este para evitar el corte del tránsito en la vía. El puente “Olichoco” se localiza entre los anexos de Yanasara y Pallar, cruza a la quebrada del mismo nombre, el cual cuenta con una corriente de carácter perenne incrementándose en épocas de lluvia en los meses de diciembre a mayo. En épocas de máximas avenidas se tiene un caudal de $80\text{m}^3/\text{s}$ y velocidad media de 3.07m/s ; cuenta con una longitud total de 80.00m y ancho total de 10.20m .
- Se realizó este trabajo de investigación con el fin de estudiar el comportamiento de una estructura que fuese capaz de soportar las cargas tales como vehículos, peatonales, sismo, peso propio, entre otras, proponiendo un puente metálico de armadura de dos tramos con una losa de concreto armado, apoyada sobre traveses de acero distribuidas transversalmente cada 5m desde el estribo hasta el pilar distribuyendo las cargas a los nodos de las caras de la armadura y esta a su vez a la subestructura.

Peralta (2018) señala en la tesis titulada “Diseño estructural de puentes peatonales sobre la autopista Pimentel-Chiclayo”, tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil por la Universidad Señor de Sipán – Perú, tiene por objetivo principal, diseñar la estructura de un puente peatonal sobre la autopista Pimentel - Chiclayo en el km 7+874 para facilitar la transitabilidad de los usuarios considerando la normatividad vigente.

Teniendo como resultado las siguientes conclusiones:

- Para la elección del tipo de puente se tuvo en cuenta el proceso constructivo, la durabilidad, la estética y el mantenimiento, estos aspectos han llevado a la elección de un puente postensado.
- Análisis del puente con el software SAP2000 V-17.3. Para el análisis dinámico se usó un factor de reducción de 2 y se obtuvo un momento máximo en la viga del puente de 103.60 Tn.m, un cortante máximo de 20.46 Tn., un desplazamiento máximo de 4.7 cm en dirección “X” y 1.0 cm en dirección “Y”. 6.
- En lo respectivo a la elaboración de memoria descriptiva, metrados, memoria de cálculo, planos, presupuesto se ha tenido en cuenta las diferentes normas, como son las más importantes en AASTHO-LRFD y las normas peruanas como la E-060, E-030 y la E-050.

1.3 Objetivos

a) Objetivo general

Diseñar un pontón peatonal empleando el método LRFD para el mejoramiento de la transitabilidad vehicular y peatonal del distrito de Andahuaylas - Apurímac.

b) Objetivos específicos

- Describir el diseño de un pontón tipo losa definiendo la sección estructural por la cual estará conformada la losa.
- Realizar el cálculo de los estribos de 5 m verificando la resistencia al volteo y al deslizamiento.

1.4 Justificación e importancia

El tema elegido para la presente tesis es muy importante debido a que, en la actualidad, el distrito de Andahuaylas – Apurímac presenta carencia de obras de arte que permitan el tránsito seguro de los pobladores, lo cual también perjudica enormemente la circulación de vehículos al existir el riesgo de accidentes de tránsito. Por ello, la presente tesis, toma como base el proyecto de Mejoramiento de la Carretera Talavera-Andahuaylas, dentro del cual se plantea el diseño de un pontón peatonal de 5 m de longitud en la quebrada Ajoscca Chico ubicada en el km 0+210, con fines de mejorar la calidad de vida y la seguridad de la población relacionada.

1.5 Hipótesis

Mediante un eficiente diseño de pontón peatonal mediante la metodología LRFD se podrá mejorar la transitabilidad vehicular y peatonal en el distrito de Andahuaylas – Apurímac.

CAPÍTULO II

Marco teórico

2.1 Definición de puente peatonal

Peralta (2018) señala que:

El puente peatonal es una estructura que permite el paso de peatones sobre corrientes de agua, depresiones topográficas cruces a desnivel. Estas estructuras garantizan una circulación continua y fluida para los peatones. Se pueden construir en diferentes tipos de materiales. Los hay estáticos y móviles (que se pliegan, giran o elevan). Los tamaños son muy diversos desde unos pocos metros hasta cientos de metros. Debido a la poca carga para la que están concebidos y a la limitada longitud que han de atravesar, el diseño de los mismos puede ser muy diverso. Los materiales utilizados son: madera, piedra, ladrillo, acero, concreto, fibra de carbono, aluminio, etc. (p. 29)

2.2 Partes que constituyen un puente

Meza & Sánchez (2015) señalan que:

Éstas partes son: el barandal, es la estructura ubicada generalmente en los bordes más extremos de la cubierta de un puente, cuya función principal es proteger a vehículos y peatones; capa de rodamiento, es la capa superficial del puente que absorbe el desgaste. (p. 39)

Meza & Sánchez (2015) también señalan que:

Tablero, es la parte horizontal del puente, que recibe directamente y principalmente las cargas del tráfico por el paso de los vehículos. Vigas longitudinales, son vigas que se encargan de transmitir las cargas de la superestructura a la subestructura y que siguen la dirección del tráfico del puente, soportan la losa o tablero principal. Diafragmas, son los elementos transversales que unen lateralmente a las vigas longitudinales entre sí y contribuyen a rigidizar la superestructura, de tal manera, que ésta trabaje como un todo y controlan el pandeo lateral de las vigas longitudinales (principalmente vigas esbeltas y de gran peralte, de acero) y el alabeo; y en general, las distorsiones longitudinales y laterales u otras debidas a cargas dinámicas incidentes. Ayudan a reducir el efecto de concentración de esfuerzos a lo largo del centro de las vigas largueros, así como el control de deflexiones o efectos locales localizados en cualquier punto alma o canto de largueros. Apoyo, es el elemento que se coloca entre las vigas y la superficie sobre la que descansa el canto extremo de las losas y vigas, generalmente está integrado formando en el cabezal del estribo. Estribos, son los soportes del puente, que se encuentran en los extremos del claro a vencer; generalmente, tienen función adicional de actuar como muros de retención. Pilas, son los soportes intermedios de la superestructura de un puente, cuando este posee más de un claro al sobrepasar longitudes posibles de cumplir con un solo tramo. Cimentaciones y obras de protección. Las obras de protección, pueden ser taludes, muros, emplantillados, que protegen de la erosión e impactos. (p.40)

2.3 Método LRFD

Lrfd-ntic2.blogspot.com (2019) señala que:

EL LRFD (Load and Resistance factor design) es un método que se utiliza para el diseño de estructuras de acero, este nos permite hacer de una manera más eficaz nuestros proyectos. Las cargas de trabajo o servicio (Q_i) se multiplican por ciertos factores de carga o seguridad (λ_i —siempre mayores que 1.0). Las cargas factorizadas usadas para el diseño de la estructura. Las magnitudes de los factores de carga varían, dependiendo del tipo de combinación de las cargas. La estructura se proporciona para que tenga una resistencia última de diseño suficiente para resistir las cargas factorizadas. Esta resistencia es la resistencia teórica o nominal (R_n) del miembro estructural, multiplicada por un factor de resistencia. (

CAPÍTULO III

Método

3.1 Tipo de investigación

Aplicada.

3.2 Ámbito temporal y espacial

La presente tesis se basa en el proyecto de Mejoramiento de la carretera Talavera – Andahuaylas, la cual se encuentra ubicada en los distritos de Talavera y Andahuaylas, provincia de Andahuaylas – Apurímac.

3.3 Variables

- **Variable independiente**

Diseño de pontón peatonal.

- **Variable dependiente**

Mejoramiento de la transitabilidad vehicular y peatonal.

3.4 Población y muestra

- **Población**

La población es un conjunto reducido o ilimitado con características similares para los cuales las conclusiones de la investigación serán extensas. Esta queda limitada por los objetivos y el problema de la investigación. Para la presente investigación, el universo poblacional estará conformado por los pontones peatonales del departamento de Apurímac.

- **Muestra**

Un subconjunto específico y limitado que se separa de la población es definido como una muestra. En la presente tesis se ha tomado como muestra el pontón peatonal ubicado cerca de la quebrada Ajoscca Chico, en el distrito de Andahuaylas – Apurímac.

3.5 Instrumentos

- Revisión de documentos: a través de esta técnica se han revisado normas, manuales, libros, tesis, etc., respecto al tema de diseño de pontones peatonales mediante el método LRFD.
- Observación: Esta técnica ha permitido recolectar información vista en campo.
- Ensayos de laboratorio de suelos: Análisis granulométrico por tamizado; límites de Atterberg, contenido de humedad.

3.6 Procedimientos

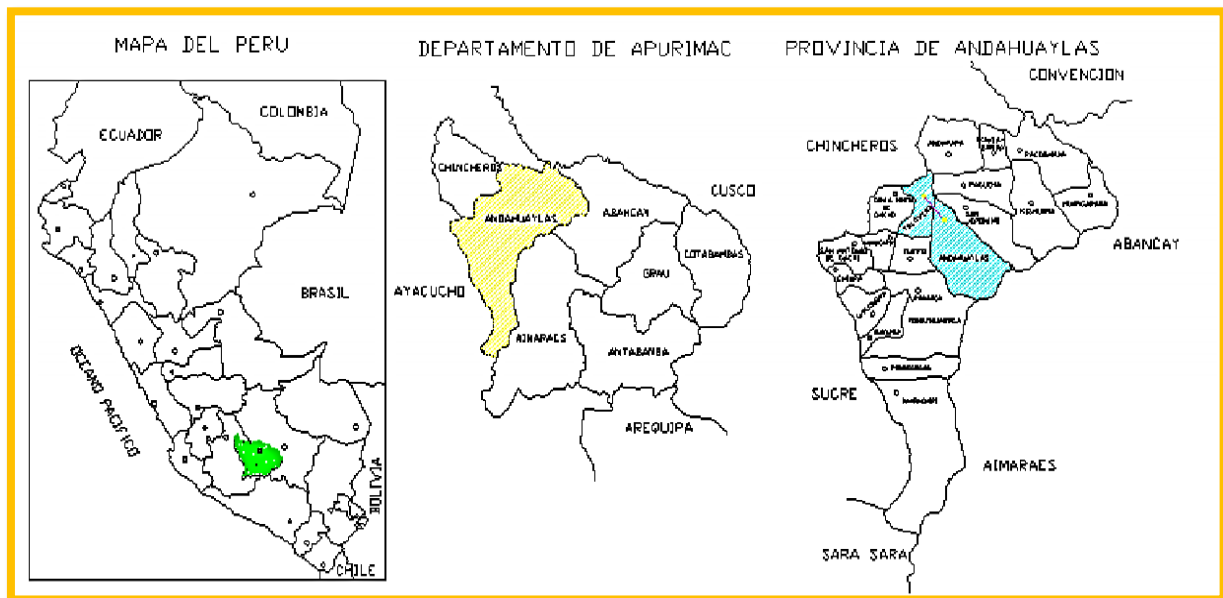
- Se hizo el reconocimiento de campo.
- Se llevó a cabo el estudio de mecánica de suelos.
- Se realizó el análisis de tráfico.
- Se realizó el diseño del pontón tipo losa definiendo la sección estructural de la losa.
- Se hizo el cálculo de los estribos de 5 m verificando la resistencia al volteo y al deslizamiento.

3.7 Análisis de datos

3.7.1 Ubicación de la zona en estudio

El proyecto de Mejoramiento Vial Talavera Andahuaylas en el que se basa la presente tesis, es conformante de la red de carreteras interdistrital (Av. Confraternidad), que une los distritos de Talavera con Andahuaylas en el departamento del Apurímac. El presente proyecto se desarrolla íntegramente en el departamento de Apurímac, provincia de Andahuaylas, distritos de Talavera y Andahuaylas.

Figura 1: Ubicación de la zona en estudio.



Fuente: Propia.

3.7.2 Geomorfología regional

De acuerdo al mapa geomorfológico regional que se presenta en el Boletín No. 27 de la Geología del Cuadrángulo de Andahuaylas por René Maroco, editado por el Instituto de Geología y Minería del Perú, el entorno del proyecto se encuentra en la unidad geomorfológica de Mesetas Altas sin embargo el proyecto mismo se encuentra en la unidad geomorfológica de "Valles" que se describe de la siguiente manera:

Valles

Las unidades "Altas Mesetas" y "Cordillera Oriental" se encuentran disectadas por valles profundos y a menudo encañonados.

Clima y vegetación.

El bosque montano bajo queda entre 2200 a 3300m. Corresponde a la zona de mayor densidad de población, los principales centros poblados de Abancay y Andahuaylas se encuentran en esta unidad, recibe entre 500 a 1000mm de precipitaciones anuales pero debido a la poca evapotranspiración, el clima es relativamente húmedo. Por razón del sobrepastoreo y de la explotación excesiva de leña, la vegetación natural ha desaparecido. La vegetación actual consiste en gramíneas arbustos y Arboles (Molle, Sauce y Eucalipto) Los suelos, delgados en las laderas y relativamente profundo en las zonas planas, presentan buenas características para el cultivo.

3.7.3 Estratigrafía.

En el area que circunda al proyecto se presentan las siguientes formaciones las que pueden tener influencia en los materiales de canteras disponibles o en la petrografía de los clastos que conforman los depósitos aluviales sobre los que se encuentra el tramo de carretera estudiado.

Kms-fe (Formación Ferrobamba)

Pertenece al Cretáceo medio superior. Bajo esta denominación (Formación Ferrobamba) JENKS, inédito describe una potente serie de 600 a 700m de calizas frecuentemente fosilíferas que descansan concordantemente con el grupo Yura. La parte basal de la formación Ferrobamba está compuesta de 20 a 100m de areniscas y arcillas rojas continentales, correspondientes a una emersión de la región después del Neocomiano. Este nivel continental varia de espesor desde 20m hasta 100m.

Las calizas Ferrobamba son detríticas y contienen numerosos granos de cuarzo redondeados y abundantes fragmentos fósiles, los restos orgánicos generalmente están silicificados y la alteración meteórica ataca menos a los detritos que a la matriz calcárea por lo que presentan casi siempre una superficie rugosa. Las dolomitas constituyen zonas deprimidas por haber sido atacadas más intensamente por alteración meteórica. El ambiente de sedimentación corresponde a un depósito de mar nerítico con influencia continental. Los fósiles encontrados hacen pensar en un ambiente de arrecifes.

Pms-mi (Grupo Mitu)

Pertenece al Permiano y está conformado por: Capas rojas, Areniscas arcólicas, Lutitas arenosas rojas, Conglomerados compuestos esencialmente por cantos de calizas y andesitas. El conjunto forma una estructura homoclinal con aglomerados volcánicos a la base de 10,100m en total.

En la hoja de Andahuaylas se presentan, hacia la base del grupo unos bancos de 10 a 20m de brechas volcánicas de composición andesítica.

JsKi-yu (Grupo Yura)

El mar invade de nuevo en la zona estudiada y durante el Caloviano se deposita una serie lutítica en la base y cuarcítica hacia el tope con 2,500m de espesor aproximadamente. Denominamos grupo Yura a esta unidad por las analogías litológicas y paleontológicas que tiene con el grupo Yura de Arequipa (JENKS, 1948; BENAVIDES, 1962). Dicho grupo Yura está cubierto por en concordancia por las calizas del Cretáceo medio (formación Ferrobamba).

Q-v (Rocas Volcánicas) - Ts-gd (Granodiorita)

La actividad volcánica reciente tiene como testigos afloramientos de tufos blancos o rosados, blandos y livianos y con frecuente disyunción columnar.

La roca corresponde a una ignimbrita y constiuye un manto que rellenó a los valles (Andahuaylas) o cubrió las faldas de los cerros, fosilizándolas. La potencia total de estas ignimbritas es de 20m. Rocas plutónicas post-tectónicas constituyen un gran batolito alargado en una dirección Este-Oeste por una longitud de casi 150Km. su afloramiento es continuo desde el borde este del Cuadrángulo de Cotabambas hasta la ciudad de Andahuaylas.

Microscópicamente la roca se presenta bastante lucócrata, debido a la gran proporción de minerales blancos (plagioclasas, ortoclasas y cuarzo en menor proporción). Numerosas manchas negras (horneblenda y algunas biotitas) destacan sobre el aspecto blanco de la roca. No se nota ninguna orientación de minerales, lo que constituye un buen criterio de diferenciación con el intrusito sintectónico. En ciertas partes y sobre todo en su bordura, el macizo contiene enclavas de dioritas de grano fino, últimos testigos de una primera fase de intrusión más básica.

El porcentaje mineralógico comúnmente encontrado es: 40% Plagioclasas, 30% Ortosa, 20% Cuarzo, 8% Horneblenda verde, 2% Biotita, Magnetita, etc. El carácter post-tectónico del batolito granodiorítico está comprobado por la falta de orientación tectónica de la roca y por el hecho de que la intrusión corta francamente las estructuras andinas de la fase paroximal (Fase incaica del Eoceno superior) Por estas razones atribuimos una edad miocéna al batolito granodiorítico.

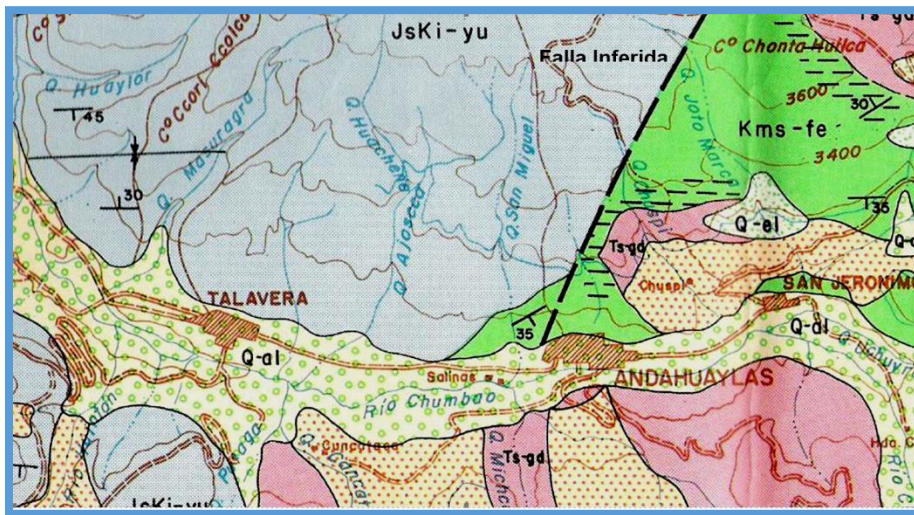
Q-al (Depósitos Aluviales)

Tienen buenas exposiciones a lo largo de los grandes ríos: Apurímac, Chumbao, Pachachaca, etc. Consisten en conos aluviales y terrazas. Los aluviones están compuestos por guijarros más o menos redondeados según la distancia de transporte. Los cantos están envueltos en una matriz de arena y limo.

Comentarios referidos al proyecto

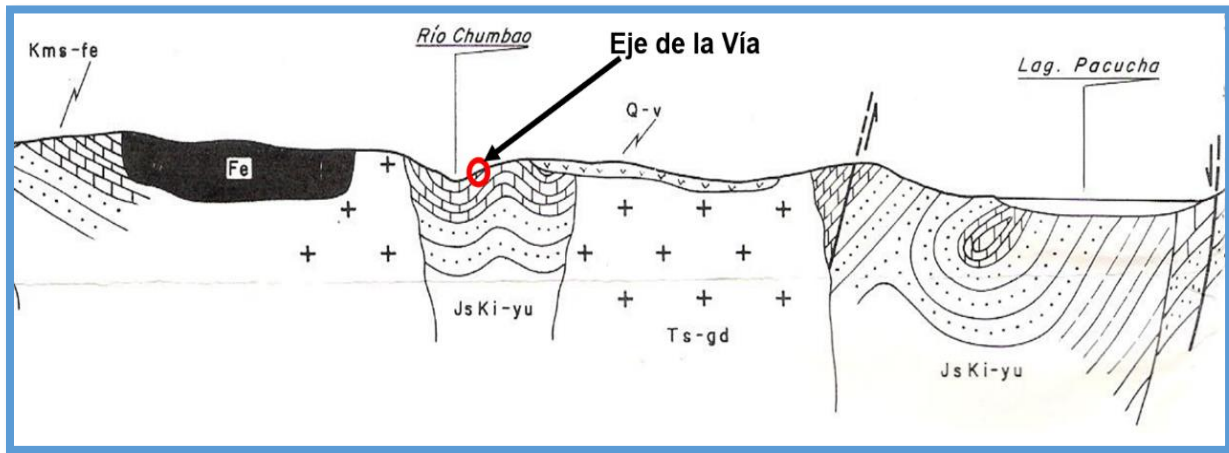
En el mapa geológico que se muestra se puede apreciar la ubicación del tramo en estudio (Talavera-Andahuaylas) y se aprecia que va sobre el depósito fluvio aluvial del río Chumbao. Asimismo, se puede apreciar la ubicación de la cantera Chuspi que fue elegida para el material de base del pavimento la misma.

Figura 2: Plano geomorfológico regional.



Fuente: IGN.

Figura 3: Sección Geológica Estratigráfica.



Fuente: IGN.

La sección geológica estratigráfica que se muestra corresponde pasa muy próxima al inicio del proyecto y muestra la secuencia de las formaciones descritas en este título y su ubicación con respecto al proyecto que va muy próximo al cauce del río Chumbao por la margen derecha. En la sección el punto señalado con un círculo corresponde a la ubicación aproximada del eje de la vía.

En esta sección se muestra los plegamientos que forman el valle y las intrusiones volcánicas que flanquean la formación Ferrobamba (Kms-fe) y que posiblemente son las que alimentan de clastos para los depósitos aluviales que conforman la plataforma de la carretera. A la izquierda de la sección, lejos del área de influencia del proyecto se aprecia el área mineralizada de la formación Ferrobamba (Fe), cuya importancia es únicamente económica (minería).

3.7.4 Geodinámica interna.

Los mapas geológicos correspondientes al esquema estructural indican que dos grandes rasgos estructurales orientados E-W destacan en la zona estudiada: Fallas y Pliegues. Todas las estructuras pertenecen al ciclo orogénico andino y se han originado desde el Terciario inferior hasta el Terciario Superior.

Plegamientos.

Los pliegues en esta parte del país, corresponden a anticlinales concéntricos, simétricos o ligeramente acostados hacia el Norte y excepcionalmente hacia el Sur (hoja de Andahuaylas). Todas las estructuras pertenecen al nivel estructural superior y al nivel medio. Los anticlinales son generalmente amplios. Los anticlinales corresponden a estructuras de varios kilómetros de amplitud y constituyen verdaderos anticlinoiros con pliegues anexos de amplitud hectométrica.

Fallas

Desde el Lago Titicaca hasta la región de Apurímac, la Cordillera Oriental está limitada en su borde Oeste por una zona de fallas paralelas a las estructuras andinas. Su rumbo es NW-SE del lago Titicaca hasta el Cusco y E-W en la zona estudiada (Norte de las Hojas de Andahuaylas y Abancay).

En la zona en estudio se observa una falla probable que ha sido mapeada en la referencia indicada, tiene orientación NE-SW y se aproxima al proyecto muy cerca del inicio del tramo, por el sector de la Quebrada de San Miguel y ha sido indicada en el mapa geológico del sector que se muestra en la página anterior.

3.7.5 Geodinámica externa

La carretera Talavera Andahuaylas se desplaza sobre un depósito fluvio aluvial sensiblemente horizontal que corresponde a la terraza aluvial del río Chumbao con algunas depresiones provocadas por erosión de riachuelos laterales y una elevación suave que ha sido ocasionada por el cono de deyección del río Ajoscca. Los procesos de erosión y sedimentación de la zona son estables y poco probables dentro de períodos de tiempo que pueden interesar a las obras civiles que se proyectan. No se ha observado deslizamientos naturales procesos de reptación o erosión intensa. La ocupación urbana del sector contribuye a disminuir los riesgos de inestabilidad puesto que se ha pavimentado gran número de vías y se ha canalizado aguas de flujo superficial.

Algunos sectores próximos a las orillas del río Chumbao así como los cruces de los riachuelos transversales pueden requerir pequeñas obras de protección o de contención para los materiales de relleno que soportan a la plataforma de la vía.

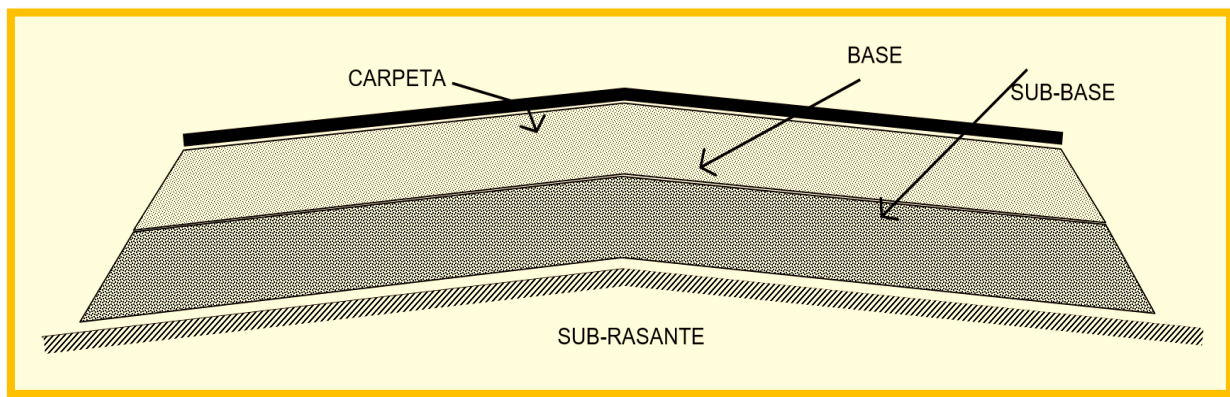
3.7.7 Geotecnia de la subrasante

La función que cumple un pavimento es la de proporcionar una superficie plana, firme y con la rugosidad necesaria para la circulación de vehículos en la vía. Esta superficie debe mantenerse en las condiciones indicadas soportando las cargas que le transmiten las ruedas de los vehículos para lo cual deben estar sobre una estructura capaz de transmitir esfuerzos al suelo natural en niveles que no le produzcan deformaciones fuera de su rango elástico donde estas son recuperables y no acumulativas y que tampoco los esfuerzos le produzcan la falla.

Con estas consideraciones la estructura de los pavimentos está conformada por una capa generalmente delgada que proporciona la superficie de rodadura adecuada, y una o dos capas de material granular de buenas características de resistencia y deformabilidad que sirven para distribuir los esfuerzos en una area mayor del suelo produciendo así una presión menor sobre este último. El desarrollo de la ingeniería en este campo ha evolucionado empleando distintos materiales hasta que en la actualidad, para carreteras de cierta importancia, considera dos posibilidades casi exclusivamente, que son denominados por el material que conforma la superficie de rodadura: pavimento asfáltico y pavimento de concreto. Los pavimentos de concreto tienen muy buenas cualidades estructurales y tienen ventajas para vías de poca longitud en fuerte pendiente y en zonas urbanas. En tramos largos y donde la velocidad directriz es mayor, los pavimentos asfálticos presentan las mayores ventajas pues proporcionan una superficie de mejor calidad libre de juntas que incomodan el tráfico por tiempo prolongado y sobre todo brindan una mayor economía. Por estas razones en el presente proyecto se decide por el empleo de pavimento asfáltico conocido también como pavimento flexible.

Dentro de los distintos tipos de pavimento asfáltico que se están desarrollando en la actualidad el mas seguro y confiable es el de carpeta asfáltica en caliente, siendo las otras alternativas (tratamiento bicapa, micropavimentos, superpave y otras) procesos que buscan una alternativa más económica pero menos confiable y poco estética en algunos casos. En estos tipos de pavimentos (flexibles) las distintas capas se denominan: Carpeta, Base, Sub-Base y Sub-Rasante.

Figura 4: Partes de un pavimento.



Fuente: Propia.

La subrasante es el suelo de fundación del pavimento, es el suelo natural cortado durante la etapa de conformación de la plataforma donde se colocará el pavimento. En tramos es material cortado (suelo inalterado) y en otros es material de relleno (suelo compactado) que ha sido colocado para lograr una pendiente uniforme en la carretera.

La subbase es una capa de suelo (granular) compactado que tiene la función de aislar a la base de la humedad del suelo y eliminar el agua que pudiera haber ingresado en las capas superiores, como puede verse es una capa cuya función principal es la de drenaje, pero debe tener también propiedades mecánicas aceptables, mejores que las del suelo.

La base es una capa de suelo (granular) compactado que tiene la función de distribuir los esfuerzos que recibe del tráfico a través de la carpeta en un area mayor para que los esfuerzos que llegan al suelo sean bajos y no le produzcan deformaciones grandes ni la falla. La Carpeta es una capa de concreto asfáltico (mezcla de asfalto con grava y finos en caliente) compactado, que se coloca sobre la base para proporcionar una superficie plana y con la rugosidad adecuada para proporcionar comodidad y seguridad a los vehículos que transitan sobre la vía. Cumple también la función de impedir el ingreso de agua pluvial a las capas inferiores del pavimento, para esto el material es impermeable y tiene pendiente longitudinal y lateral (bombeo).

Suelos de la subrasante

Investigación de campo

Luego de un reconocimiento del tramo, se han ubicado calicatas (pozos a cielo abierto) convenientemente distanciados, ubicándose en el lado derecho o izquierdo de la plataforma, respecto al kilometraje de inicio Km. 00+000 (Talavera). Se presenta en este estudio un plano de ubicación de calicatas y a continuación se enumera los puntos de exploración de suelos indicando su progresiva y lado de la via.

Pz -01 Km: 00+200 Lado Izquierdo.

Pz -02 Km: 00+840 Lado Derecho.

Pz -03 Km: 01+800 Lado Derecho.

Pz -04	Km: 02+670	Lado Derecho.
Pz -05	Km: 03+200	Lado Izquierdo.
Pz -06	Km: 03+820	Lado Derecho.

Profundidad de prospecciones.

Los principios de ingeniería indican que se debe estudiar hasta la profundidad a la cual llegan los esfuerzos que transmite el proyecto, considerando que los esfuerzos mínimos que contribuyen a producir deformaciones permanentes podrían estar en el orden de 0.2 Kg/cm², esta sería la profundidad hasta la que se debe estudiar la sub-rasante. A continuación se verifica dicha condición.

Se hace la aclaración que en este caso no se emplea el vehículo estándar de diseño del pavimento (EAL), que corresponde al vehículo más pesado que transitaría con un número importante de repeticiones en el pavimento del proyecto sino aquel que eventualmente podría ingresar a la vía aunque sea por una sola vez. Se ha identificado dos condiciones críticas: El vehículo de eje simple con dos ruedas C2 y el vehículo de eje doble tanden con 8 ruedas C3.

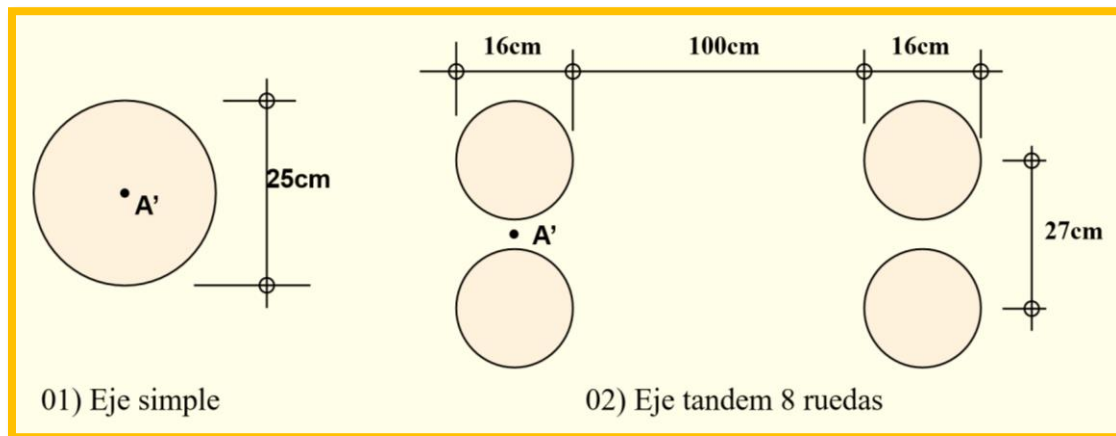
Tabla 1: Condiciones críticas.

Eje más crítico	Simple C2	Tanden C3	Unidad.
Carga máxima por eje (Ref. 1)	11,000	18,000	Kg.
Número de llantas (Ref. 1)	02	08	Und.
Carga por llanta	5,500	2,250	Kg.
Presión de inflado (Ref. 2)	10.7	10.7	Kg/cm ²
Área de contacto:	514	210	cm ²
Diámetro circular equivalente:	25	16	cm

Fuente: Propia.

El punto bajo el cual se producen los esfuerzos máximos en cada caso se denomina A'. Para el caso de eje simple el esfuerzo máximo se presentará bajo el centro del área de contacto entre la llanta y el pavimento; para el caso de eje tanden de 8 llantas el esfuerzo máximo se ubicará en el centro entre dos de las cuatro áreas de contacto.

Figura 5: Puntos de esfuerzos máximos.



Fuente: Propia.

Para el cálculo de los esfuerzos en la masa de suelo bajo la carga correspondiente al caso 01 se recurre a la expresión correspondiente a carga circular deducida a partir de las ecuaciones originales de Boussinesq.

$$\sigma_z = w \left[1 - \left(\frac{1}{1 + (r/z)^2} \right)^{3/2} \right]$$

σ_z = Esfuerzo vertical en A

w = Presión de contacto.

r = Radio del área cargada

z = Profundidad del punto donde se desea conocer el esfuerzo (A)

Para el cálculo de los esfuerzos en la masa del suelo bajo las cargas correspondientes al caso 02 se recurre a las expresiones de Westergard más apropiadas para medios formados por capas horizontales. En este caso se recurre a la simplificación de considerar las cargas distribuidas como cargas concentradas, lo que produce cierta imprecisión en los puntos cerca de la superficie pero precisión suficiente en puntos a partir de cierta profundidad, lo cual es conveniente para la finalidad del análisis en el presente caso.

$$\sigma_z = \frac{P}{2\pi} K \frac{z}{(x^2 + y^2 + K^2 z^2)^{3/2}} \quad K = \sqrt{\frac{1-2\mu}{2(1-\mu)}}$$

Donde:

P = Valor de la carga concentrada

m = Coeficiente de Poisson del suelo.

x, y, z = Distancias horizontales ortogonales y profundidad respectivamente, entre la carga y el punto A.

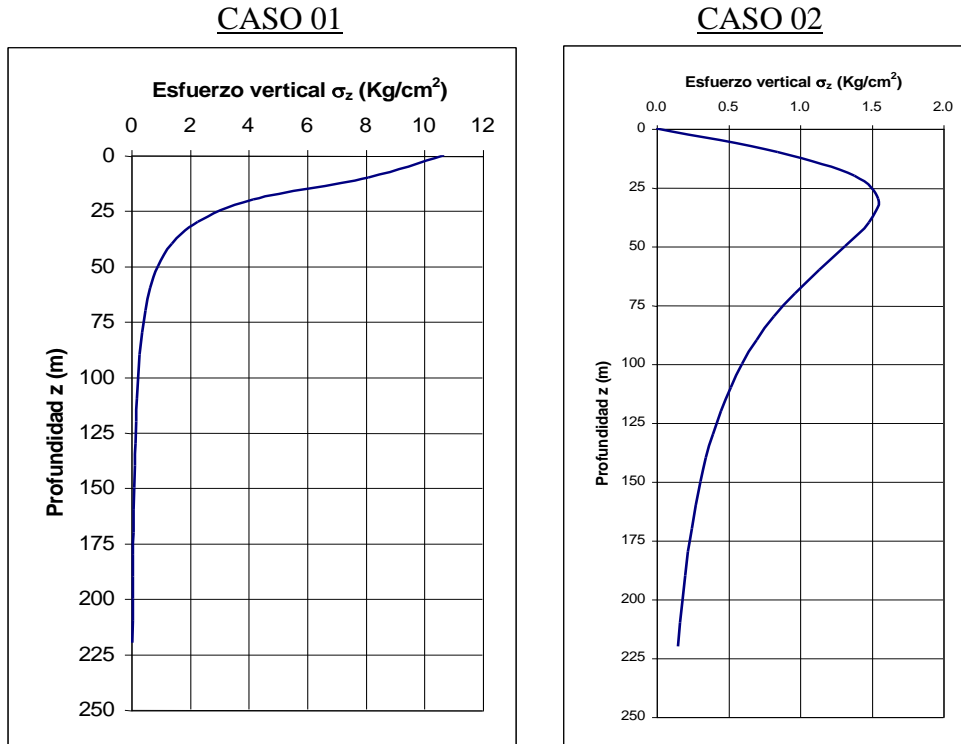
<p>CASO 01</p> <p>w = 10.7 Kg/cm²</p> <p>r = 12.5 cm</p>	<p>Caso 02</p> <p>Llanta 1</p> <p>x = 0.00</p> <p>y = 13.5</p>	<p>P = 2250 Kg.</p> <p>μ = 0.45</p> <p>K = 0.302</p> <p>Llanta 2</p> <p>x = 116</p> <p>y = 13.5</p> <p style="text-align: right;">Total</p>
---	--	---

Tabla 2: Cálculo de esfuerzos.

CASO 01			CASO 02				
z	σ_z	% σ_z	z	σ_z	σ_z	σ_z	% σ_z
0	10.70	100	0.01	0.000	0.000	0.00	0
10	8.09	76	10	0.408	0.017	0.85	8
20	4.18	39	20	0.668	0.022	1.38	13
30	2.28	21	30	0.755	0.019	1.55	14
40	1.40	13	40	0.728	0.013	1.48	14
50	0.93	9	50	0.651	0.008	1.32	12
60	0.66	6	60	0.563	0.005	1.14	11
70	0.49	5	70	0.481	0.003	0.97	9
80	0.38	4	80	0.409	0.002	0.82	8
90	0.30	3	90	0.349	0.001	0.70	7
100	0.25	2	100	0.299	0.001	0.60	6
110	0.20	2	110	0.259	0.001	0.52	5
120	0.17	2	120	0.225	0.000	0.45	4
130	0.15	1	130	0.197	0.000	0.39	4
140	0.13	1	140	0.174	0.000	0.35	3
150	0.11	1	150	0.154	0.000	0.31	3
160	0.10	1	160	0.137	0.000	0.28	3
170	0.09	1	170	0.123	0.000	0.25	2
180	0.08	1	180	0.111	0.000	0.22	2
190	0.07	1	190	0.101	0.000	0.20	2
200	0.06	1	200	0.092	0.000	0.18	2
210	0.06	1	210	0.084	0.000	0.17	2
220	0.05	0	220	0.077	0.000	0.15	1

Fuente: Propia.

Figura 6: Gráficas esfuerzo vertical vs. profundidad.



Fuente: Propia.

En los resultados del calculo se puede apreciar que para el caso 01, a la profundidad de 1.20m los esfuerzos se encuentran en el orden de 0.17 Kg/cm² y para el caso 02 los esfuerzos son de 0.45Kg/cm². Los esfuerzos de dos décimos de Kg/cm² se producen: para el caso 01 a 1.10m de profundidad y para el caso 02, a 1.90m. Por estas razones puede afirmarse que las prospecciones deben hacerse hasta 1.20m de profundidad y en el caso de encontrar suelos blandos continuar hasta 1.8m de profundidad, en el caso del presente proyecto se ha encontrado suelos competentes y no ha sido necesario prospectar a mayor profundidad, mas aún considerando que no se va a realizar cortes masivos ni terraplenes de relleno de magnitud considerable.

Exploración y muestreo.

La excavación ha sido manual utilizando herramientas y en todos los casos a partir del nivel de rasante actual hasta una profundidad de 1.30m. En cada calicata se ha realizado la descripción, por procedimientos manuales y visuales estandarizados, del perfil de suelos en estado natural. Esta descripción se presenta en los perfiles geotécnicos que se presenta en las páginas siguientes. Se han obtenido muestras de cada estrato y estas han sido seleccionadas de acuerdo a sus características descriptivas (color, textura, composición granulométrica, forma y estructura) y han sido seleccionadas para los ensayos de laboratorio de clasificación de suelos.

En tres de los seis puntos de exploración se ha realizado ensayos de densidad de campo para determinar la densidad natural del suelo y finalmente en dos puntos del tramo se ha realizado ensayos de CBR "in situ" (California Bearing Ratio) este ensayo es el más recomendado para la evaluación de la sub-rasante (material natural del sitio), puesto que los ensayos de CBR en laboratorio sobre muestra compactada son los que se recomienda para determinar las propiedades de los materiales de base (material de canteras). Estos ensayos han sido realizados de acuerdo a las normas que se indica a continuación.

Determinación en el sitio de la densidad del suelo D 1556

Ensayos de CBR “in situ” – ASTM D-4429

Clasificación

Por los objetivos y alcances del presente estudio se ha realizado la clasificación de las muestras de suelos por los siguientes sistemas:

- AASHTO de American Association of State Highway and Transportation Officials ASTM D-3282 y AASHO M-145
- SUCS, Sistema Unificado de Clasificación de Suelos: ASTM D-2487

Como el estudio es con fines de pavimentación se ha incidido en el Sistema AASHTO, la que se describe a continuación:

Clasificación AASHTO

El sistema distingue siete grupos básicos:

El mejor suelo utilizado para construcción de carretera viene clasificado como del tipo A - 1, sigue en calidad el A - 2, continuando hasta el A - 7 que es el que presenta las peores características para fines de estructura o fundación del pavimento.

Los siete grupos básicos están divididos en sub - grupos con un índice de grupo, con el fin de aproximar dentro del grupo los componentes del suelo. Los índices de grupo van de 0 para el mejor material hasta 20 para el más crítico.

Evaluación del índice de Grupo:

El índice de grupo está definido por la fórmula siguiente:

$$I = 0,2a + 0,05ac + 0,01bd :$$

Tabla 3: Clasificación del material e índice de grupo.

CLASIFICACION DEL MATERIAL	INDICE DE GRUPO
Excelente	Igual a 0
Buena	de 0 a 1
Regular	de 2 a 4
Mala	de 5 a 9
Muy mala	de 10 a 20

Fuente: Propia.

Suelos A - 1

Son mezclas bien graduadas de gruesos a finos con aglutinante no plástico o de baja plasticidad.

Suelos A - 2

Están constituidos de material fino y grueso mezclados con aglutinantes.

Se subdividen en:

Suelos A-2-4 y A-2-5, A-4 y A-5, A-2-6 y A-2-7.

Suelos A- 3

Están compuestos por arenas deficientes en aglutinante.

Suelos A - 4

Este suelo presenta una superficie firme para circulación cuando están secos, con poca deformación después de ser cargados. Cuando son saturados pierden estabilidad. Su composición varía desde limos arenosos, barros limosos y arcillosos.

Suelos A - 5:

Son similares a los suelos tipos A - 4, con excepción que incluyen suelos de muy mala gradación.

Suelos A - 6

Se componen predominantemente de arcilla con poco contenido de agregado grueso.

No son adecuados para material de subrasante por causa de los grandes cambios de volumen originados por los cambios de humedad y la pérdida de la capacidad de soporte después de haber sido saturado por causa de lluvias o filtraciones de agua.

Suelos A - 7.

Están compuestos primordialmente de arcillas como los suelos A – 6.

Suelos Tipo A - 8 : Turba y Escombros

Los suelos compuestos por turbas y escombros son muy blandos, no pudiendo por ningún motivo ser usados en ningún tipo de construcción.

Ensayos de campo.

Como sistema de contrastación y complementación se ha ejecutado un programa extensivo de ensayos de penetración dinámica en dos puntos del tramo

Penetrómetro dinámico de cono PDC

El ensayo de penetración dinámica conocido como PDC fue realizado con el equipo de las siguientes características:

Masa del martillo:	5.70 Kg.
Altura de Caída:	75 cm.
Punta: Área de la sección recta:	4.91 cm ²
Ángulo:	60°
Peso del varillaje:	1.0 Kg/ml
Módulo elástico del varillaje:	2.1 x 10 ⁶ Kg/cm ²
Penetración para el conteo de golpes:	10cm
Energía específica del equipo:	8.82N (Kg/cm/cm ³)

Ensayo de densidad in situ - cono de arena. (ASTM-D1556-64)

El ensayo especificado por estas normas es adecuado para materiales de base y sub-base de carreteras y materiales naturales cuyo tamaño máximo no exceda 3/4" y excepcionalmente materiales que contienen pocos fragmentos de hasta 2". Por esta razón ha sido empleado para evaluar los materiales superficiales, arenosos con poca grava menuda.

El ensayo mide el volumen de la muestra obtenida por la cantidad de arena que se requiere para llenar el hoyo que deja ésta (la muestra) en el suelo, para ello se colecta la muestra excavando a través del hoyo de un plato cuadrado para asegurar que todo el material excavado sea considerado al pesar la muestra y para llenar el hoyo con arena de forma que la densidad sea uniforme.

Se emplea un cono doble provisto de una llave de paso, esto asegura que la densidad de la arena pueda ser la misma en todos los ensayos y pueda también ser reproducida en laboratorio para determinar su densidad. La arena es uniforme (pasa # 20 y es retenida en el # 30).

Ensayos de CBR “in situ” – ASTM D-4429

Las propiedades de la sub-rasante deben ser propiedades del suelo inalterado, por esta razón el CBR debe ser determinado in situ o sobre muestra inalterada. Ante la imposibilidad de obtener muestras inalteradas en materiales con grava se ha elegido realizar el ensayo in situ, el mismo usa como reacción el vehículo de trabajo y un anclaje clavado en el suelo hasta 1m de profundidad.

El ensayo fundamentalmente consiste en realizar la penetración CBR sobre el material nivelado en campo, requiriéndose para esto una gata mecánica un anillo de carga y un dial de deformación montado sobre un marco rígido.

Ensayos de laboratorio.

Las muestras representativas de los diferentes materiales encontrados en campo fueron ensayados en laboratorio de acuerdo a los procedimientos de la American Society for Testing and Materials (ASTM) que se indican a continuación:

Determinación del contenido de humedad	D 2216
Análisis granulométrico por tamizado	D421-58
Limite Líquido, plástico e índice de plasticidad	D 4318
Clasificación de suelos, sistema SUCS	D 2487
Clasificación de suelos, sistema AASHTO	D 3282

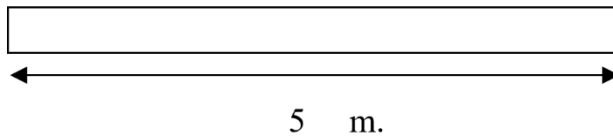
Capítulo IV

Resultados

4.1 Cálculo estructural pontón

Diseño de un puente tipo losa de 5.00 m. de luz, simplemente apoyado, empleando una sobrecarga de diseño HS20-16.

Figura 7: Losa de 5 m.



Ancho Losa = 1.60 m.
Luz de Losa = 5.00 m.

Fuente: Propia.

Solución

Análisis Transversal

Predimensionamiento

Como la luz del puente peatonal es menor a 6 m.

$h =$

$L/12$

$h = 0.41666667$

Metrados de cargas:

Considerando un metro lineal de losa transversalmente:

$$\text{Losa: } (1\text{m})(0.20\text{m})(2.4\text{T/m}^3) = \mathbf{0.48} \quad \mathbf{T/m^3}$$

Momento por peso propio

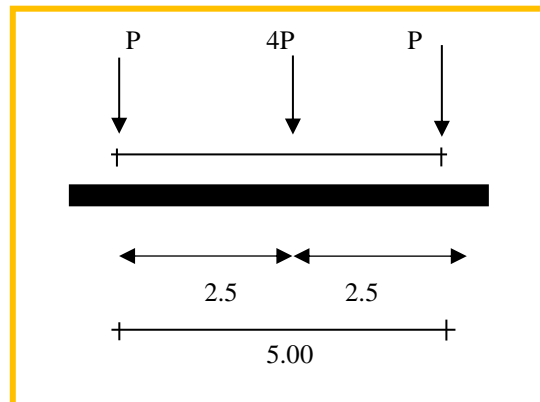
$$\text{MD : } 1.3(5.0)(0.9)/2 = \mathbf{2.925} \quad \mathbf{T/m^3}$$

Análisis longitudinal

Aplicando la sobrecarga :

$$\mathbf{P = 2925 \text{ Kg}}$$

Figura 8: Análisis longitudinal

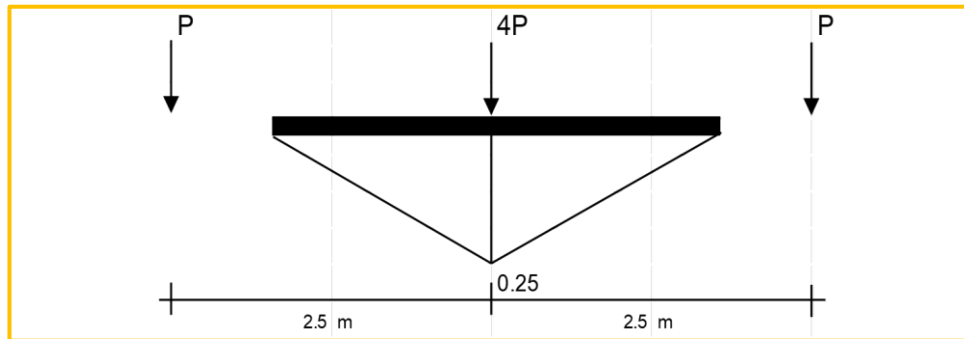


Fuente: Propia.

Como se puede apreciar que el tren de carga no podrá entrar en su totalidad. Puede presentarse:

A.-Entra una sola rueda, la más pesada, para esto escogemos la central del tren de cargas, produciendo un máximo efecto, cuando se encuentre al centro de la luz, así tenemos:

Figura 9: Ubicada la sección crítica de acuerdo al teorema de Baret



Fuente: Propia.

$$M=4P (0.25) =1.0P$$

El máximo momento se ocasionará al centro de la luz, cuando el eje central del tren de cargas se encuentre aplicado sobre él, siendo su valor:

$$M_{s/c}=1.0 P= 5265 \text{ Tn-m}$$

El peso de 3629 Kg es por eje, siendo el peso en la rueda la mitad.

Determinando el ancho efectivo:

$$E = 1.219 + 0.06(3.6) = 1.435 \text{ m} < 2.13 \text{ m} \quad \text{OK!}$$

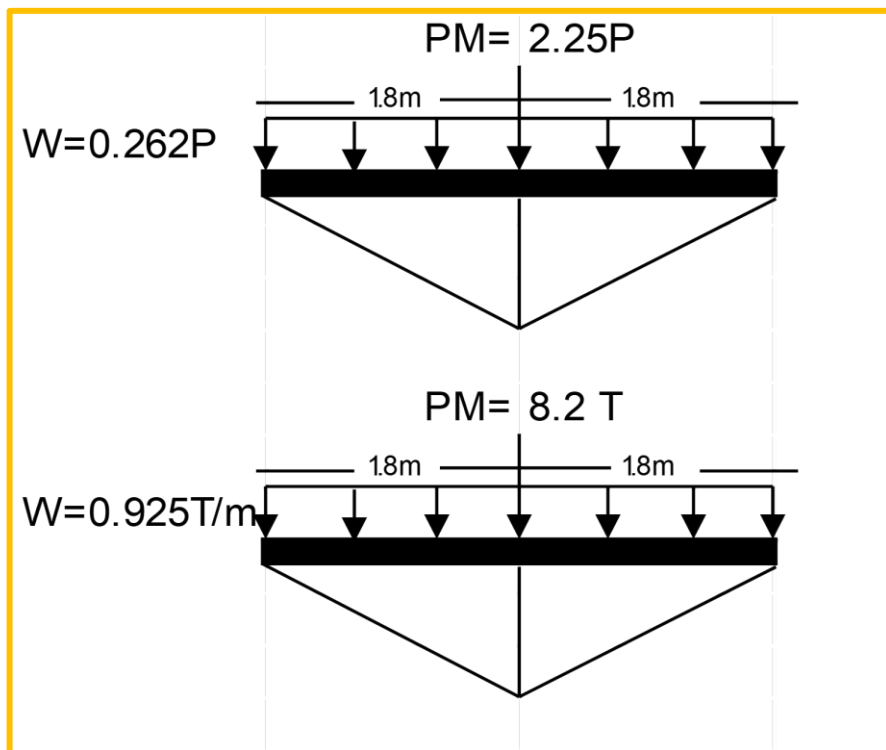
El valor del momento máximo por metro de losa será:

$$M_s/c = 6532 / 1.435 = 1.60$$

$$M_{\text{cua}} = 4.55 \text{ T-m/metro de ancho de losa}$$

El valor determinado correspondiente al momento máximo ocasionado por la sobrecarga tipo semitrailer HS20-44. Analizando el momento producido por sobrecarga equivalente:

Figura 10: Análisis de momento producido por sobrecarga equivalente.



Fuente: Propia.

$$M_{eq}=0.952(0.9)3.6/2 + 8.2(0.9)$$

$$M_{eq}= 1.542 + 7.38 =8.922$$

$$\mathbf{M_{eq}=8.922 T-m}$$

Momento producido por vía o carril de circulación. Como cada uno tiene un ancho de 10 pies (3.05 m.), entonces el momento por metro de ancho debido a la sobrecarga equivalente será:

$$M_{eq}= 8.922/3.05=2.925$$

$$M_{eq}= 2.925 \text{ T-m/metro de ancho de losa}$$

De ambos resultados del momento, podemos concluir que el máximo momento sobre la losa del puente, por metro de ancho de losa a la sobrecarga americana es:

$$M_{\text{máx}}=4.55 \text{ T-m}$$

Determinando el coeficiente de impacto:

$$I=15.24/(L+38) = 15.24/41.60 = 0.36635$$

Como este valor sobrepasa el máximo permitido que es 0.30, escogeremos este como valor de coeficiente de impacto permitido

$$I=0.30$$

Entonces el momento por impacto debido a cargas móviles será:

$$MI = 0.30(4.55) = 1.365 \text{ T-m}$$

3.-Diseño

Verificación del peralte en servicio:

$$M = MD + ML + MI = 2.11 + 4.55 + 1.365$$

$$M = 8.03 \text{ T-m}$$

Valor del momento por metro de ancho de losa.

Considerando concreto de 210 Kg/cm² y acero de 4200 Kg/cm²

$$f_c = 0.4(210) = 84 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 0.4(4200) = 1680 \text{ Kg/cm}^2$$

$$r = 1680/84 = 20$$

$$n = 2100000 / (15000 \sqrt{210}) = 9.66 = 10$$

$$k = 10 / (10 + 20) = 0.333$$

$$j = 1 - 0.333/3 = 0.889$$

$$b = 100 \text{ cm. (tomamos un metro de ancho de losa)}$$

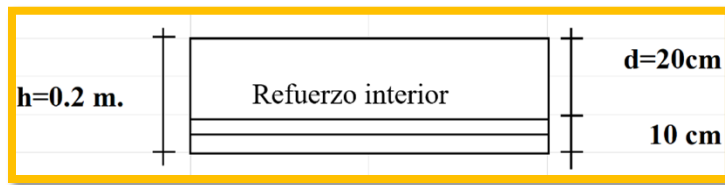
Determinado el valor del peralte:

$$d = \sqrt{\frac{2 (8.03 T - m) 10}{(84 \text{ Kg/cm}^2)(0.33)(0.889)(100 \text{ cm.})}}$$

$$d = 25.53 \text{ cm} < 0.30 \text{ m.} \quad \text{OK!}$$

Asumimos $d=20 \text{ cm}$, para el espesor $h= 0.30 \text{ m}$, da un recubrimiento que excede a los 3 centímetros mínimos solicitados:

Figura 11: Peralte y recubrimiento.



Fuente: Propia.

El área de acero necesario por metro de ancho de losa para diseño por servicio sería:

$$A_s = \frac{(8.03 T - m) * 10^5}{\left(1680 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}\right) * (0.889) * (20 \text{ cm.})}$$

$$A_s = 26.88 \text{ cm}^2$$

Verificando el diseño por rotura:

$$M_u = 1.3(2.11 + 1.67(4.55 + 1.34))$$

$$M_u = 15.58 \text{ T-m}$$

Momento ultimo por metro de ancho de losa. Reemplazando en la expresión general:

$$M_u = \phi A_s f_y (d - A_s f_y / 1.7 f_c b)$$

$$A_s = 24.00 \text{ cm}^2$$

Área de acero principal por metro de ancho de losa:

Acero de repartición

Considerando que la losa se arma con el acero principal paralelo al tráfico, tendremos:

$$\% A_{sr} = 55 / \sqrt{3.6}$$

$$\% A_{sr} = 28.99 < 50\% \quad \text{OK!}$$

$$A_{sr} = 28.99 \text{ de } A_s$$

$$A_{sr} = 0.2899 (24)$$

$$A_{sr} = 6.96 \text{ cm}^2$$

Área de acero de repartición al fondo de la losa, por metro de ancho

Acero de Temperatura

$$A_{st} = 0.0018(100\text{cm})(30 \text{ cm})$$

$$A_{st} = 5.40 \text{ cm}^2$$

Cantidad total de acero de temperatura, por metro de ancho de losa

Distribución Acero

$$\text{A.-Acero principal } A_s = 24 \text{ cm}^2$$

Si se emplea varillas de 1" ($A_s = 5.07 \text{ cm}^2$)

$$5.07(100\text{cm})/24 = 0.21 \text{ m.}$$

Pero de usar varillas de $\frac{3}{4}$ " ($A_s = 2.84 \text{ cm}^2$)

$$2.85(100 \text{ cm})/24 = 0.119 \text{ m.}$$

Escogiendo esta última alternativa dispondremos del fierro cada $0.119 * 2 = 0.24 = 0.20 \text{ m}$, de un modo alterno para varillas rectas hasta el fondo del apoyo y dobladas.

B.- Acero de Reparto: $A_{sr} = 6.96 \text{ cm}^2$

Si empleamos varillas de $\frac{3}{4}"$ ($A_s=2.84\text{cm}^2$)

El espaciamiento entre ellas será:

$$2.84 (100 \text{ cm})/6.96 = 0.24 = 0.20 \text{ m.}$$

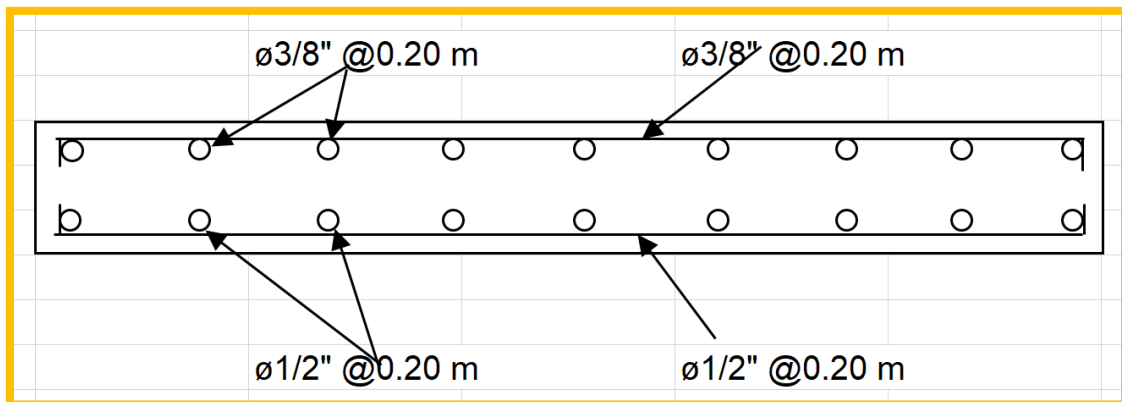
C.- Acero de Temperatura $A_{st} = 5.40 \text{ cm}^2$

Si empleamos varillas de $\frac{1}{2}"$ ($A_s=1.27\text{cm}^2$)

El espaciamiento entre ellas será:

$$1.27 (100 \text{ cm})/5.40 = 0.235 = 0.20 \text{ m.}$$

Figura 12: Sección final de la losa.

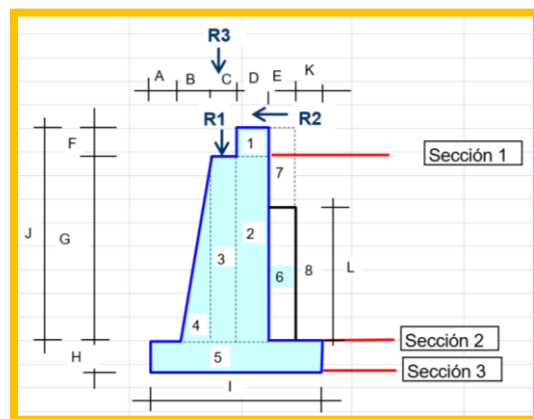


Fuente: Propia.

4.2 Cálculo de estribos Pontón de 5m.

A	=	0.30	m
B	=	0.40	m
C	=	0.40	m
D	=	0.60	m
E	=	0.40	m
F	=	0.40	m
G	=	4.50	m
H	=	0.50	m
I	=	2.40	m
J	=	4.50	m
K	=	0.30	m
L	=	1.50	m
Pe Concreto	=	2.3	
Pe Terreno	=	1.6	
< terreno	f	=	25 Teta
<fric. interna	\emptyset	=	36 Fi

Figura 13: Cálculo de estribos pontón 5m.



Fuente: Propia.

A.- Chequeo en la sección 1

$$\begin{aligned}h &= 0.4 \\h' &= 0.25 \\ \text{COS } f &= 0.9063 \\ \text{COS } \emptyset &= 0.809 \\ C &= 0.34 \\ E &= 0.099 \\ E_v &= 0.031 \\ E_h &= 0.094 \\ dh &= 0.17\end{aligned}$$

Fuerzas verticales estabilizadoras

Tabla 4: Fuerzas verticales estabilizadoras – Sección 1.

	Pi (Tn)	Xi (M)	Mi (Tn.m)
P1	0.552	0.3	0.166
Ev	0.031	0.60	0.018
Total	0.583		0.184

Fuente: Propia.

$$X_v = 0.315726362 \text{ m}$$

$$Z = 0.027486854 \text{ m}$$

$$e = 0.011760492 \text{ m}$$

Chequeos

Chequeos de compresiones y tracciones

$$P1 = 1.09 \text{ Tn/m}^2$$

$$P2 = 0.86 \text{ Tn/m}^3$$

Esfuerzo de compresión del concreto

$$F'c = 210 \text{ K/CM}^2$$

$$fc = 84 \text{ Kg/cm}^2$$

$$= 840 \text{ Tn/m}^2 \text{ OK}$$

Chequeo al volteo

$$FSV = 11.49 \text{ OK}$$

Chequeo al deslizamiento

$$f = 0.7 \text{ Coeficiente de rugosidad}$$

$$FSD = 4.338774352 \text{ OK}$$

B.- Chequeo en la sección 2

$$\begin{aligned}h &= 4.5 \\E &= 6.18 \\E_v &= 1.909 \\E_h &= 5.87\end{aligned}$$

Fuerzas verticales estabilizadoras

Tabla 5: Fuerzas verticales estabilizadoras – sección 2.

	Pi (Tn)	Xi (M)	Mi (Tn.m)
P1-2	6.210	1.10	6.831
P3	4.140	0.6	2.484
P4	2.070	0.267	0.552
P6	1.380	1.600	2.208
P7	1.920	1.600	3.072
E _v	1.909	1.80	3.435
Total	17.629		18.582

Fuente: Propia.

$$X_v = 1.054 \text{ m}$$

$$Z = 0.525 \text{ m}$$

$$e = 0.371 \text{ m}$$

Chequeos

Chequeos de compresiones y tracciones

$$P = 21.90 \text{ Tn/m}^2$$

$$P = -2.31 \text{ Tn/m}^3$$

Esfuerzo de compresión del concreto

$$F'c = 210 \text{ K/cm}^2$$

$$Fc = 84 \text{ Kg/cm}^2$$

$$= 840 \text{ Tn/m}^2 \quad \text{Ok}$$

Chequeo al volteo

$$Fsv = 2.01 \quad \text{Recalcular}$$

Chequeo al deslizamiento

$$F = 0.7 \quad \text{Coeficiente de rugosidad}$$

$$Fsd = 2.101 \quad \text{Ok}$$

Estribo con puente y relleno

Reacción actuantes en el puente

$$R = 1.737 \text{ Tn} \quad \text{Reacción del puente}$$

$A = 1.6 \text{ M}$ Ancho del puente
 $L = 5 \text{ M}$ Longitud del puente
 $N1 = 1$ Numero de vias
 $N2 = 2$ Numero de estribos
 $R1 = 1.086 \text{ Tn/m}$

Rodadura (fuerza horizontal)

$R2 = 0.203 \text{ tn/m}$

$R22 = 0.203 \text{ tn/m}$

Fuerzas verticales estabilizadoras

Tabla 6: Fuerzas verticales estabilizadoras – estribo con puente.

	Pi (Tn)	Xi (M)	Mi (Tn.m)
R1	1.09	0.60	0.65
R3	0.00	0.60	0.00
P vert	17.63	1.05	18.58
Total	18.71		19.23

Fuente: Propia.

$Xv = 1.0278 \text{ m}$

Fuerzas horizontales

Tabla 7: Fuerzas horizontales – estribo con puente.

	Pi (Tn)	Xi (M)	Mi (Tn.m)
Eh	5.874	1.58	9.252
R22	0.203	6.3	1.280
Total	6.077		10.531

Fuente: Propia.

$$Y_h = 1.7329$$

Punto de aplicación de la resultante

$$Z = 0.5627 \text{ m.}$$

$$E = 0.435 \text{ m.}$$

Chequeos

Chequeos de compresiones y tracciones

$$P = 25 \text{ Tn/m}^2$$

$$P = -5 \text{ Tn/m}^3$$

Esfuerzo de compresión del concreto

$$F'_c = 210 \text{ K/CM}^2$$

$$F_c = 84 \text{ Kg/cm}^2$$

$$= 840 \text{ Tn/m}^2 \quad \mathbf{OK}$$

Chequeo al volteo

$$F_{sv} = 2.00 \quad \mathbf{Ok}$$

Chequeo al deslizamiento

$$F = 0.7 \text{ Coeficiente de rugosidad}$$

$$F_{sd} = 2.1556 \quad \mathbf{Ok}$$

C.- Chequeo en la sección 3

$$h = 5$$

$$E = 7.549$$

$$E_v = 2.333$$

$$E_h = 7.179$$

$$dh = 1.74$$

Fuerzas verticales estabilizadoras

Tabla 8: Fuerzas verticales estabilizadoras - sección 3.

	Pi (Tn)	Xi (M)	Mi (Tn.m)
P1-2	6.210	1.4	8.694
P3	4.140	0.9	3.726
P4	2.070	0.567	1.173
P6	1.380	1.900	2.622
P7	1.920	1.900	3.648
P8	2.160	2.250	4.860
P5	2.760	1.200	3.312
Ev	2.333	2.40	5.599
Total	22.973		33.634

Fuente: Propia.

$$X_v = 1.4641 \text{ m}$$

$$Z = 0.5445 \text{ m}$$

$$e = 0.28 \text{ m}$$

$$b/6 = 0.4 \text{ OK}$$

Chequeos

Chequeos de compresiones y tracciones

$$P1 = 16.28 \text{ Tn/m}^2 \quad 1.63 \text{ kg/cm}^2$$

$$P2 = 2.86 \text{ Tn/m}^3 \quad 0.29 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo de compresión del concreto

$$F' c = 210 \text{ K/CM2}$$

$$f_c = 84 \text{ Kg/cm2}$$

$$= 840 \text{ Tn/m2 OK}$$

Chequeo al volteo

$$FSV = 2.69 \text{ OK}$$

Chequeo al deslizamiento

$$f = 0.7 \text{ Coeficiente de rugosidad}$$

$$FSD = 2.2399 \text{ OK}$$

Estribo con puente y relleno sobrecargado

Fuerzas verticales estabilizadoras

Tabla 9: Fuerzas verticales estabilizadoras del estribo con puente y relleno sobrecargado.

	Pi (Tn)	Xi (M)	Mi (Tn.m)
R1	1.086	0.9	0.977
R3	0.000	0.9	0.000
P vert	22.973	1.464	33.634
Total	24.058		34.611

Fuente: Propia.

$$X_v = 1.4386 \text{ m}$$

Fuerzas horizontales

Tabla 10: Fuerzas horizontales – estribo con puente y relleno sobrecargado.

	Pi (Tn)	Xi (M)	Mi (Tn.m)
Eh	7.179	1.74	12.509
R22	0.203	6.80	1.381
Total	7.382		13.891

Fuente: Propia.

$$Y_h = 1.8816$$

Punto de aplicación de la resultante

$$Z = 0.5774 \text{ m}$$

$$e = 0.3388 \text{ m}$$

$$b/6 = 0.4 \quad \text{OK}$$

Chequeos

Chequeos de compresiones y tracciones

$$P1 = 18.51 \text{ Tn/m}^2 \quad 1.85 \text{ kg/cm}^2$$

$$P2 = 1.53 \text{ Tn/m}^2 \quad 0.06 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo de compresión del concreto

$$F' c = 210 \text{ k/cm}^2$$

$$F_c = 84 \text{ Kg/cm}^2 = 840 \text{ Tn/m}^2 \quad \text{OK}$$

Chequeo al volteo

$$\text{FSV} = 2.49 \quad \text{OK}$$

Chequeo al deslizamiento

$$f = 0.7 \quad \text{Coeficiente de rugosidad}$$

$$\text{FSD} = 2.2812 \quad \text{OK}$$

Capítulo V

Discusión de resultados

Se planteó la construcción del pontón de concreto armado Viga – Losa, apoyada sobre estribos de concreto ciclópeo, en la quebrada de Ajoscca Chico, ubicado en el Km. 0+210, con un ancho total de 8.05 metros (Incluye murete para baranda que se encuentra en mal estado), y una luz de 5.00 metros, con un peralte de Viga de 0.95 metros, un gálibo de 3.50 metros

Este puente viene a ser sólo uno de los dos que se plantearon:

Tabla 11: Obras nuevas planteadas.

Km.	Nombre Quebrada	Tipo de Estructura Existente	Descripción de la Obra Nueva
0+210	Ajoscca Chico	Pontón peatonal L = 5.0 m. A = 1.60 m	Construcción de un Pontón Peatonal con losa de C° A°, sobre estribos de C° C°. En el lado Derecho
0+560	Ajoscca Grande	Pontón peatonal L = 11.0 m A = 2.0 m.	Construcción de un Pontón Peatonal con losa de C° A°, sobre estribos de C° C°. En el lado Izquierdo

Fuente: Propia.

En ambos pontones se está proyectando la reposición de los parapetos laterales, así como el pintado de los mismos, a fin de brindar más seguridad a los transportistas.

La estructuración, diseño y detallado de pontón peatonal diseñado en el presente estudio, fue desarrollada para permitir a la estructura resistir una serie de oscilaciones en el rango inelástico de respuesta, sin que se presente una degradación crítica en la resistencia, concepto referido al diseño SISMO RESISTENTE, teniendo en cuenta que la zona en estudio se encuentra ubicado en la zona de alta sismicidad.

El método adoptado fue el de factores de carga y coeficientes de reducción de resistencia, lo que ha venido a llamarse desde hace algunos años LRFD (Load and Resistance Factor Design); conocido también como método de diseño a la rotura o por resistencia última, método recomendado por el ACI.

Conclusiones

En la presente tesis se ha realizado el diseño del pontón peatonal mediante el método de factores de carga y coeficientes de reducción de resistencia, lo que ha venido a llamarse desde hace algunos años LRFD (Load and Resistance Factor Design); conocido también como método de diseño a la rotura o por resistencia última, método recomendado por el ACI.

Se plantean dos opciones para el acero principal: si se emplea varillas de 1" ($A_s = 5.07 \text{ cm}^2$), tenemos $5.07(100\text{cm.}) / 24 = 0.21\text{m}$; pero si se usan varillas de $\frac{3}{4}$ " ($A_s = 2.84 \text{ cm}^2$) tenemos $2.85(100 \text{ cm.}) / 24 = 0.119 \text{ m}$. El acero de reparto será de $\frac{3}{4}$ " a un espaciado de 0.20 m, y el acero de temperatura será de $\frac{1}{2}$ " a 0.20 m.

Se ha comprobado la resistencia de los estribos al deslizamiento y al volteo mediante los factores de seguridad recomendados por la norma ACI, asegurándonos de que el diseño es seguro y estable.

Recomendaciones

Se recomienda usar el Método LRFD para el diseño de pontones peatonales, pues ha demostrado gran eficiencia, además posee la recomendación de la ACI.

Se recomienda utilizar varillas de $\frac{3}{4}$ " ($A_s=2.84 \text{ cm}^2$), entonces tenemos: $2.85(100 \text{ cm}) / 24 = 0.119 \text{ m}$. De esta manera dispondremos del fierro cada $0.119 * 2 = 0.24 = 0.20 \text{ m}$, de un modo alterno para varillas rectas hasta el fondo del apoyo y dobladas.

Es recomendable verificar siempre que se supere los valores de factores de seguridad para el deslizamiento y el volteo, de tal manera de garantizar la seguridad y un eficiente diseño.

Bibliografía

Arias, F. (2012). *El Proyecto de Investigación*. Caracas, Venezuela: Episteme – Sexta Edición.

García, F. (2015). *Diseño de una pasarela peatonal mediante solución híbrida con materiales compuestos* (Tesis de Pregrado), Universidad de Sevilla, Sevilla, España.

Guzmán, A. & Padilla, J. (2017). *Patología de los puentes peatonales en la localidad de Teusaquillo* (Tesis de Pregrado), Universidad Católica de Colombia, Bogotá, Colombia.

Lrfd-ntic2.blogspot.com. (2019). *Método LRFD*. [online] Recuperado de: <http://lrfd-ntic2.blogspot.com/>

Meza, D. & Sánchez, H. (2015). *Diseño de un puente sobre el río Olichoco km. 27+000 entre los anexos de Yanasara y Pallar, distrito de Curgos- Sánchez Carrión – La Libertad* (Tesis de Pregrado), Universidad Privada Antenor Orrego, Trujillo, Perú.

Peralta, F. (2018). *Diseño estructural de puentes peatonales sobre la autopista Pimentel-Chiclayo* (Tesis de Pregrado), Universidad Señor de Sipán, Pimentel, Perú.

ANEXOS

Anexo 01

Panel fotográfico

Figura 14: Foto 1.



Fuente: Propia.

Figura 15: Foto 2.



Fuente: Propia.

Figura 16: Foto 3.



Fuente: Propia.

Figura 17: Foto 4.



Fuente: Propia.

Figura 18: Foto 5.



Fuente: Propia.

Figura 19: Foto 6.



Fuente: Propia.

Figura 20: Foto 7.



Fuente: Propia.

Figura 21: Foto 8.



Fuente: Propia.

Figura 22: Foto 9.



Fuente: Propia.

Figura 23: Foto 10.



Fuente: Propia.

Figura 24: Foto 11.



Fuente: Propia.

Figura 25: Foto 12.



Fuente: Propia.

Figura 26: Foto 13.



Fuente: Propia.

Figura 27: Foto 14.



Fuente: Propia.

Figura 28: Foto 15.



Fuente: Propia.

Figura 29: Foto 16.



Fuente: Propia.

Figura 30: Foto 17.



Fuente: Propia.

Figura 31: Foto 35.



Fuente: Propia.

Figura 32: Foto 36.



Fuente: Propia.

Figura 33: Foto 37.



Fuente: Propia.

Figura 34: Foto 38.



Fuente: Propia.

Figura 35: Foto 39.



Fuente: Propia.

Figura 36: Foto 40.

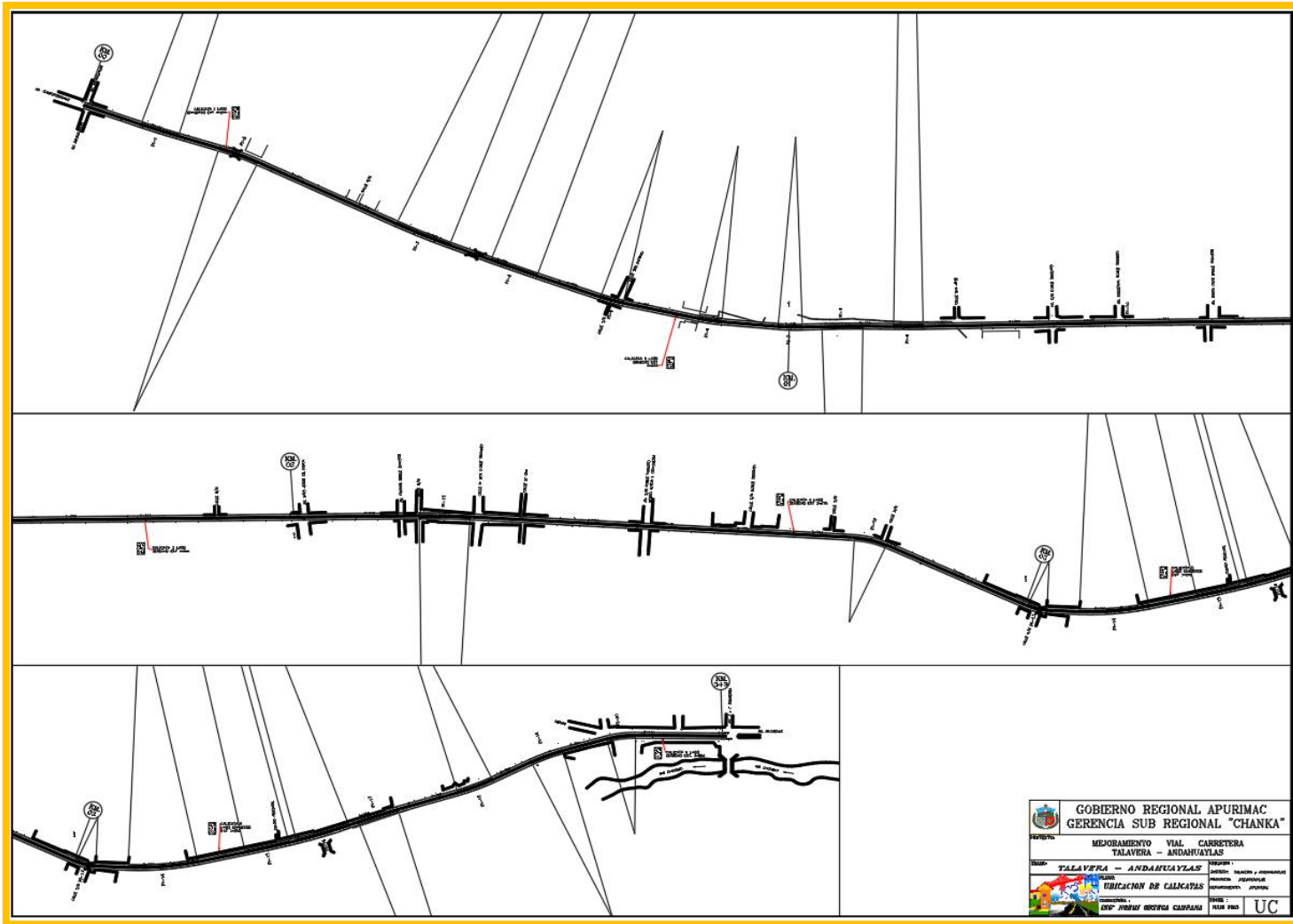


Fuente: Propia.

Anexo 02

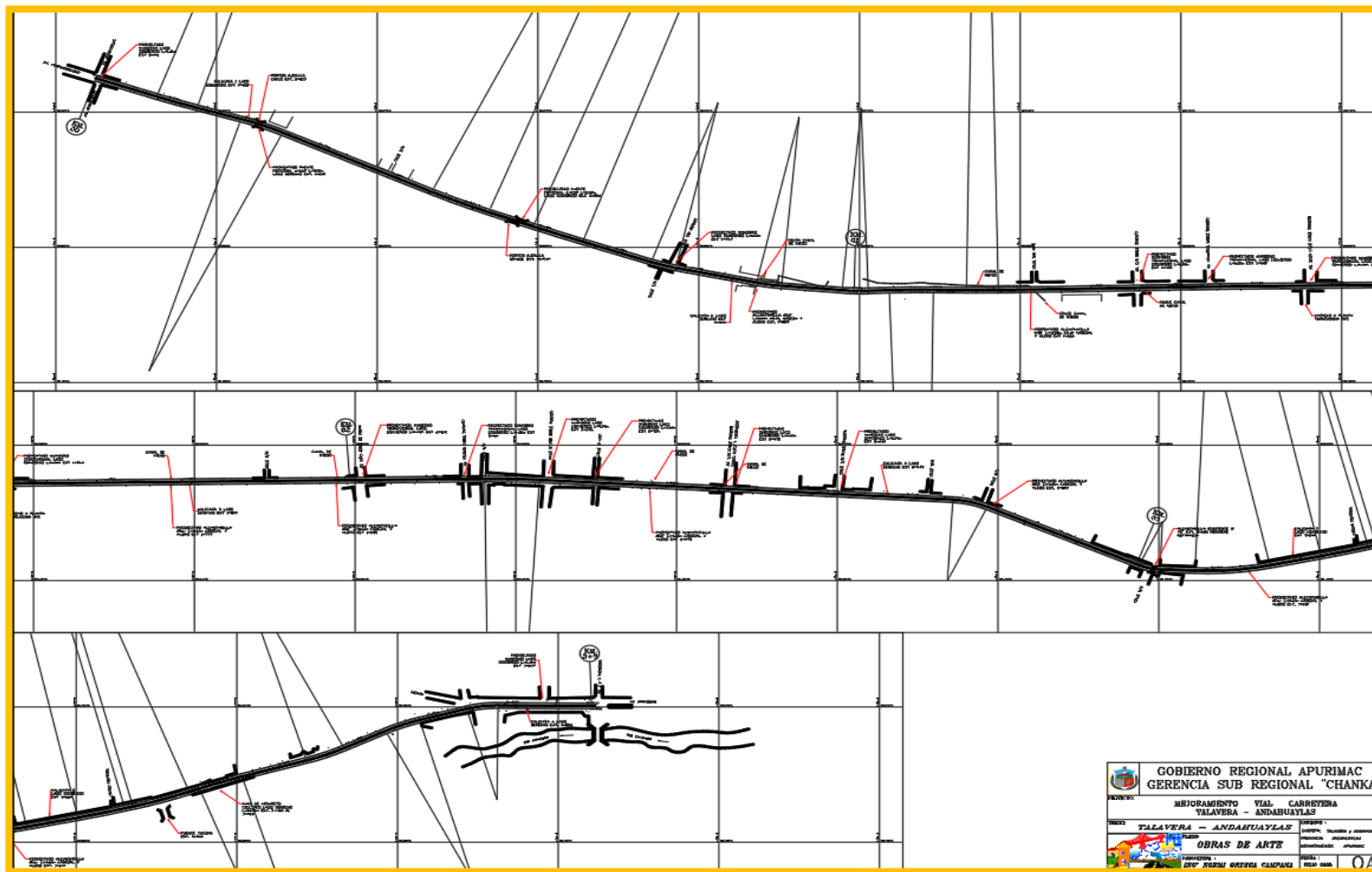
Planos.

Figura 37: Plano clave de calicatas.



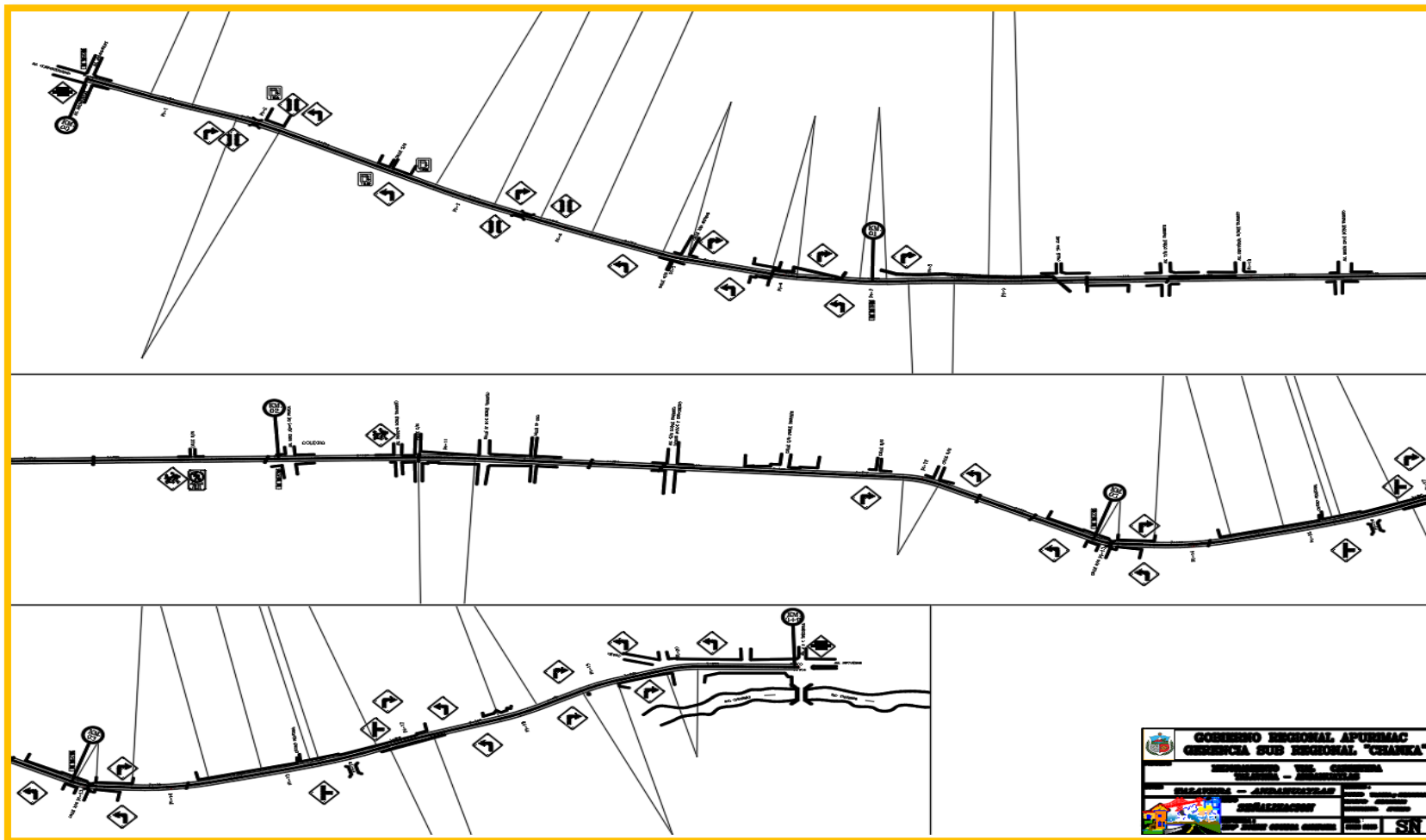
Fuente: Municipalidad de Andahuaylas.

Figura 38: Plano clave de obras de arte.



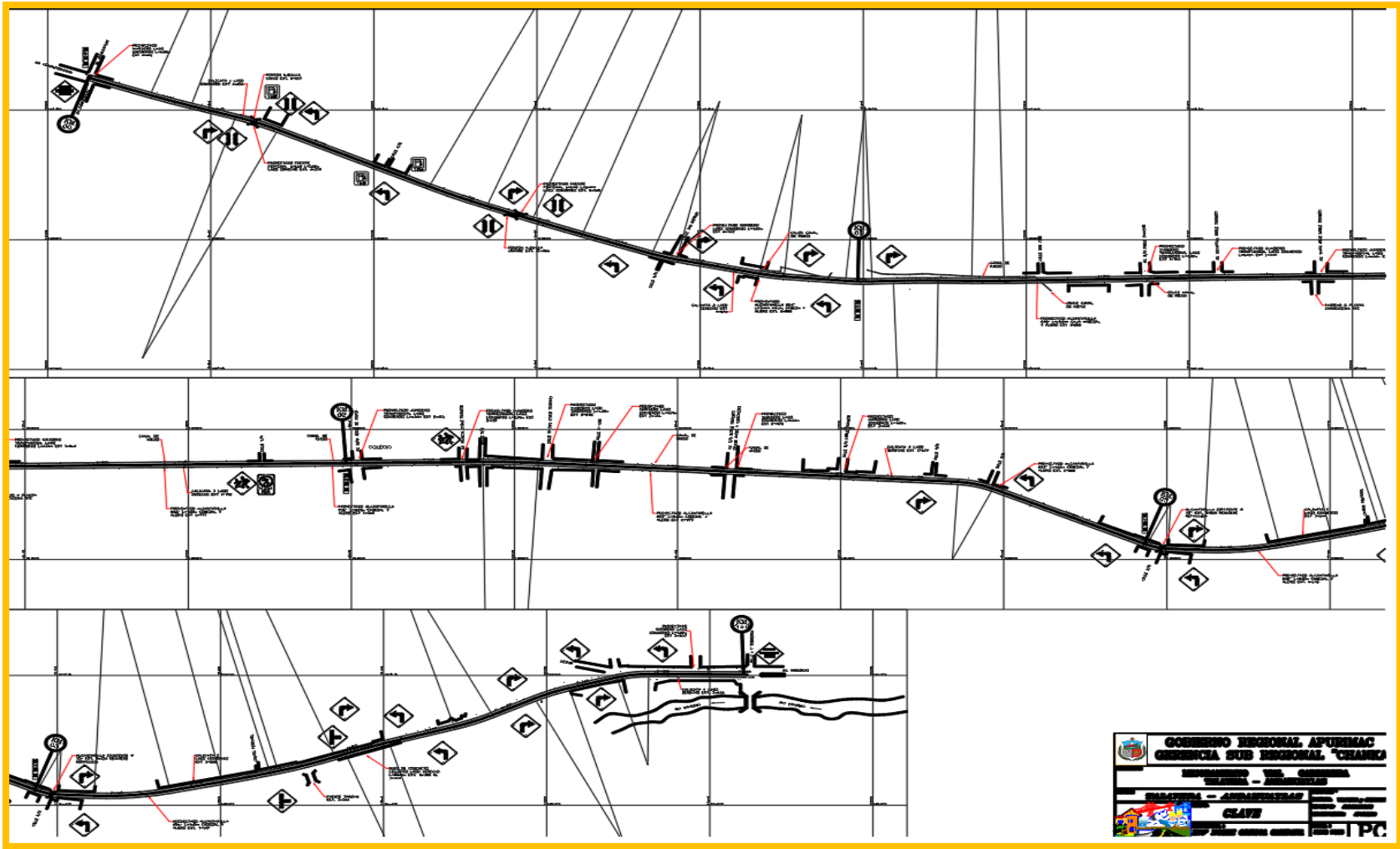
Fuente: Municipalidad de Andahuaylas.

Figura 39: Plano clave de señalización.



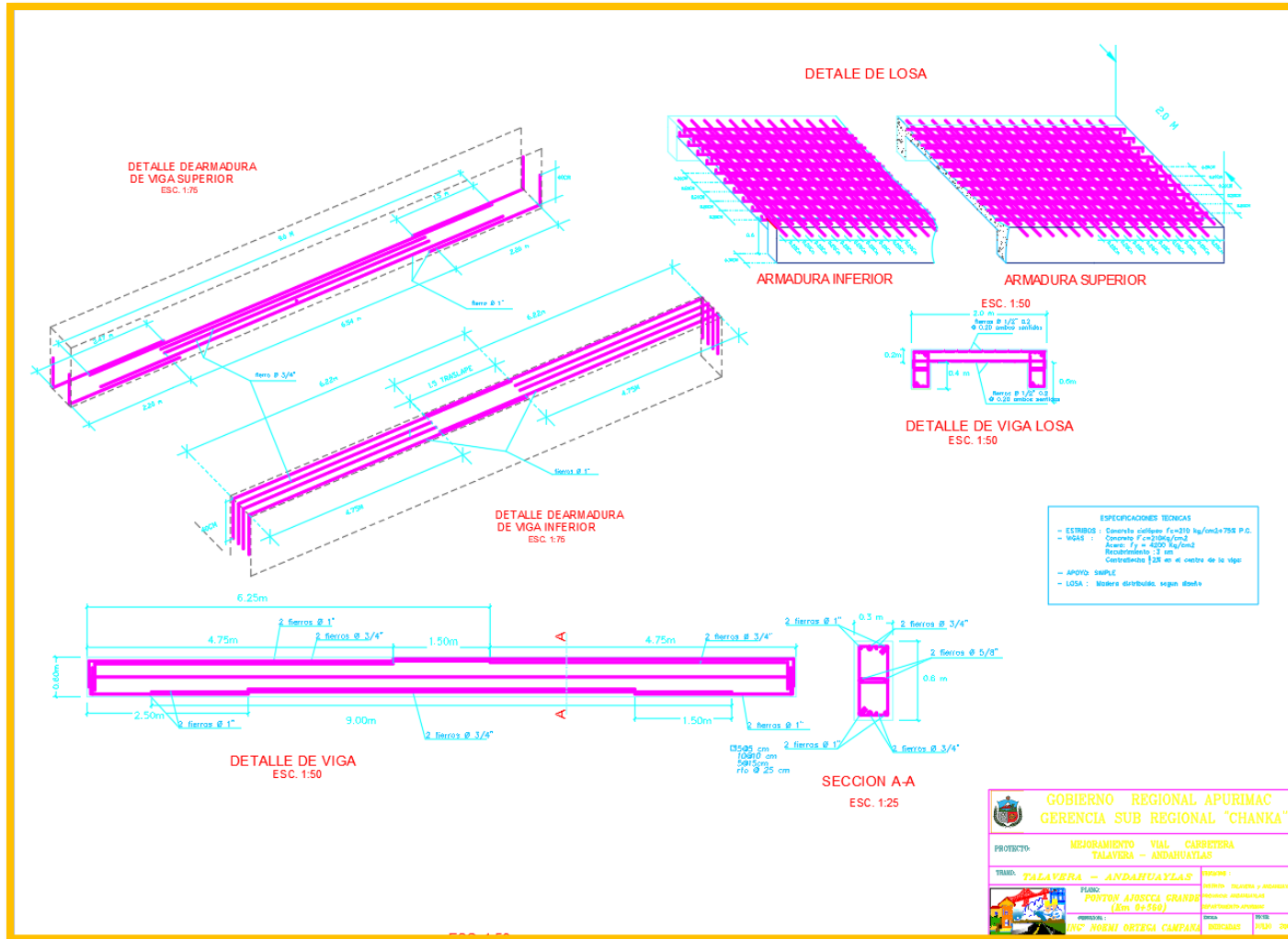
Fuente: Municipalidad de Andahuaylas.

Figura 40: Plano clave general.



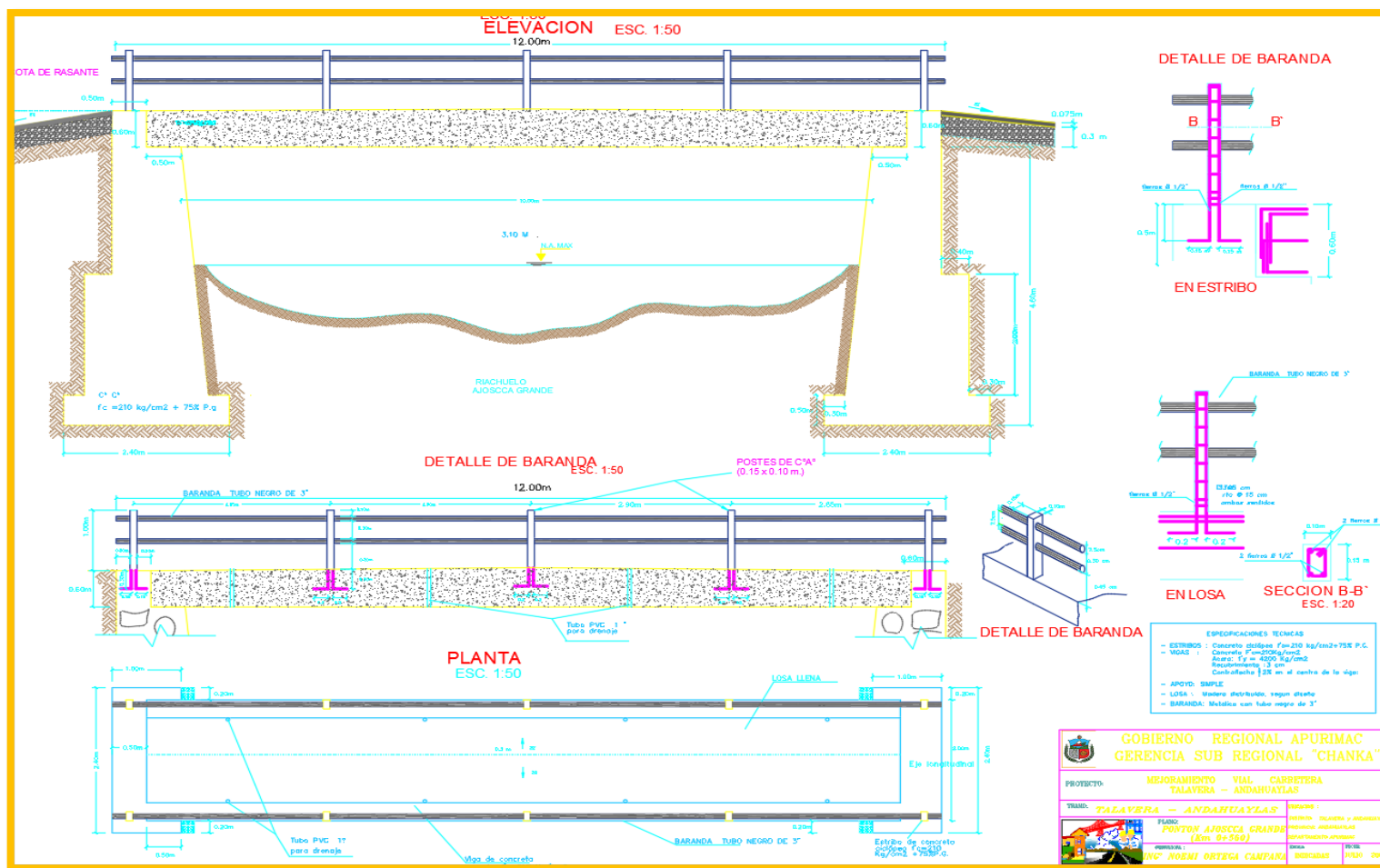
Fuente: Municipalidad de Andahuaylas.

Tabla 12: Pontón Ajoscca Grande km 0+560.



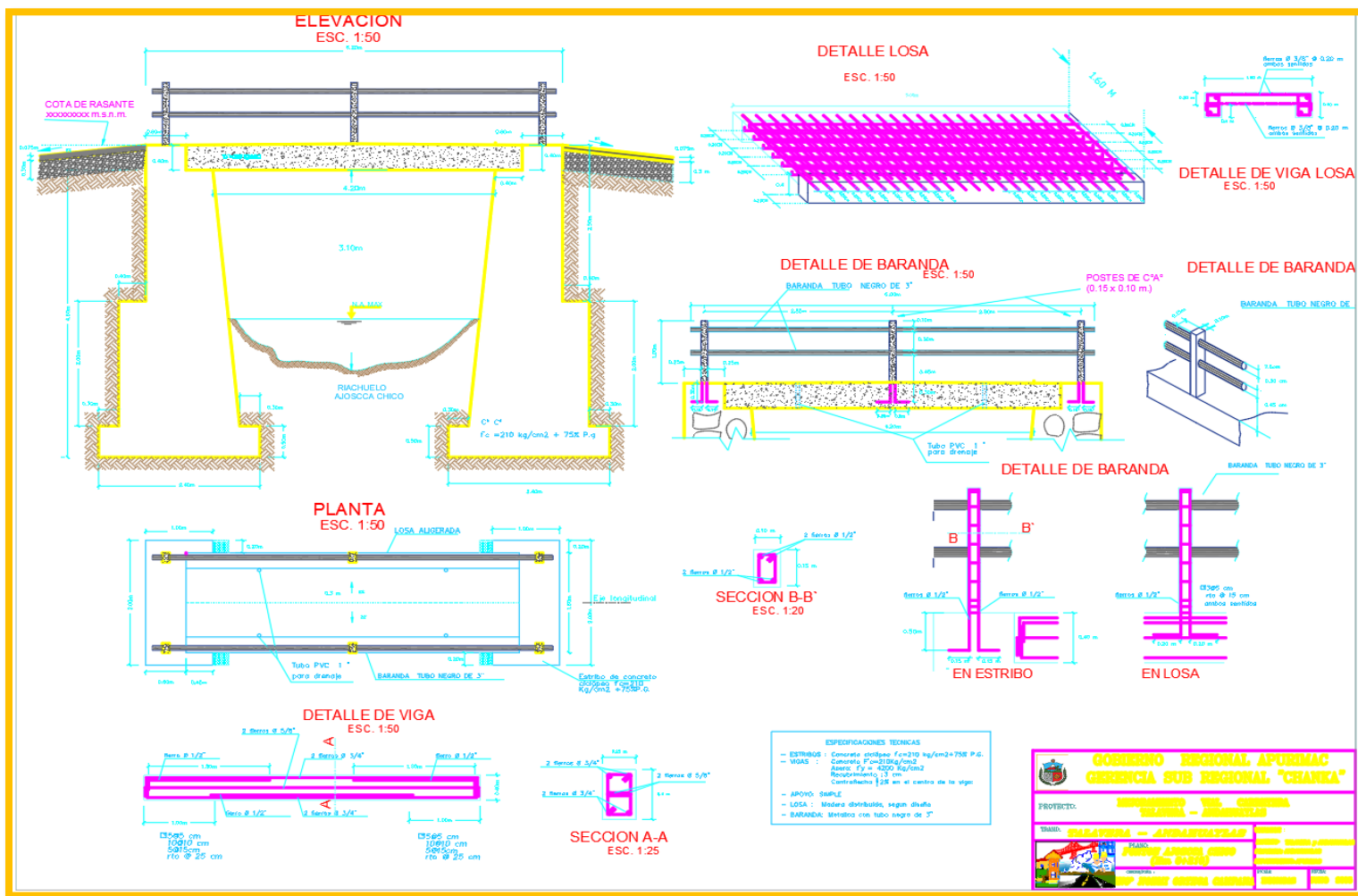
Fuente: Municipalidad de Andahuaylas.

Tabla 13: Pontón Ajoscca Grande – Elevación y Planta.



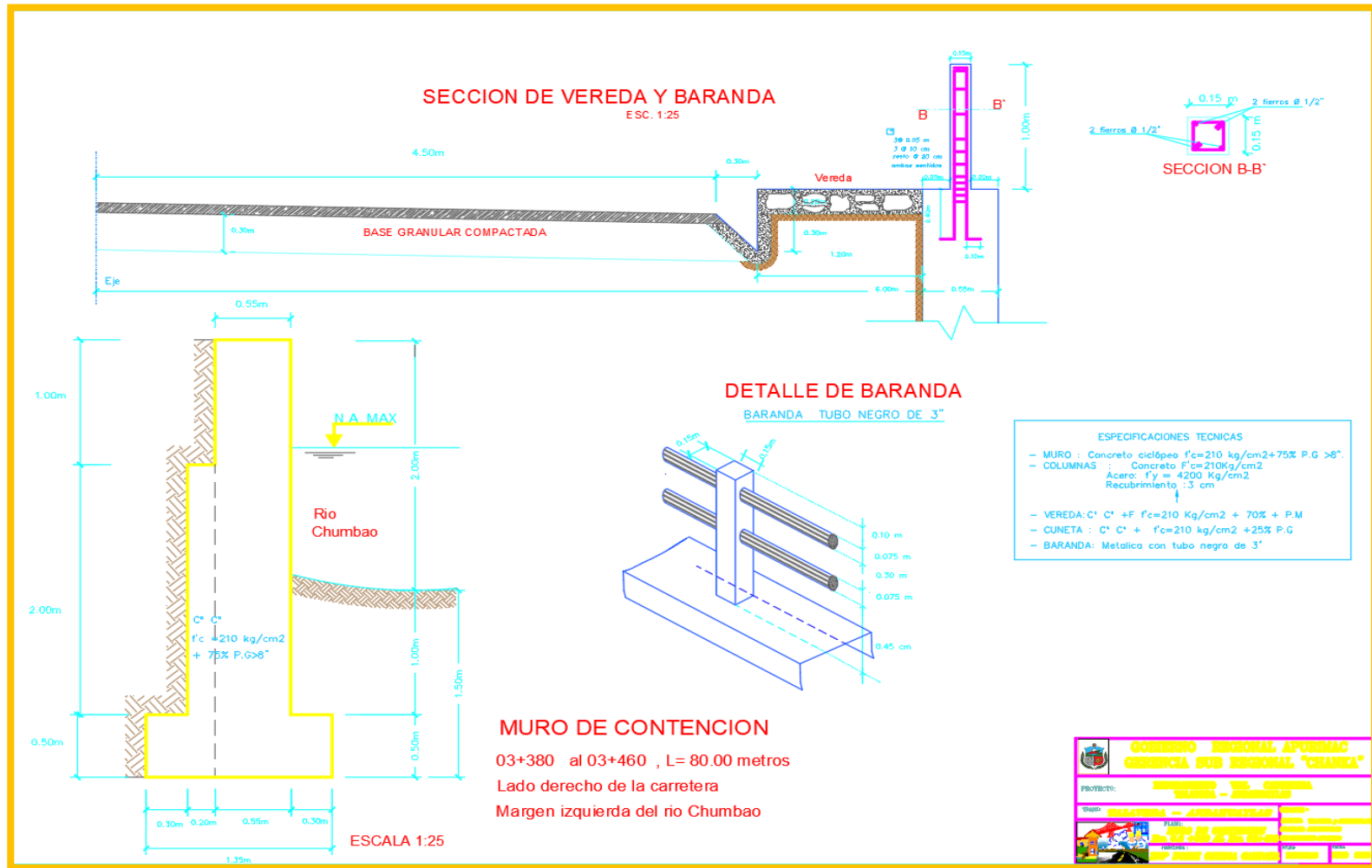
Fuente: Municipalidad de Andahuaylas.

Tabla 14: Pontón Ajoscca Chico (km 0 + 210)



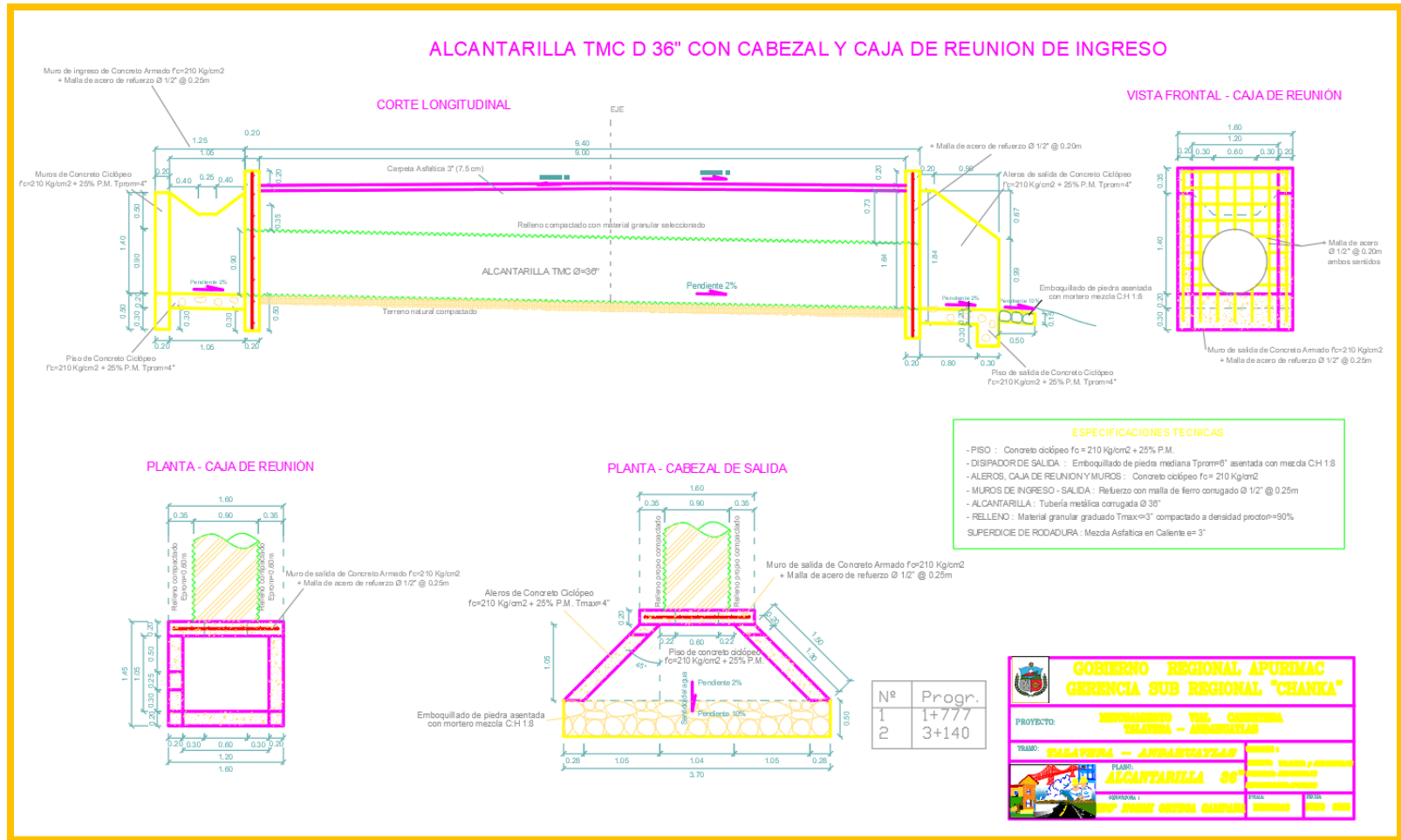
Fuente: Municipalidad de Andahuaylas.

Tabla 15: Plano de Muro de Contención.



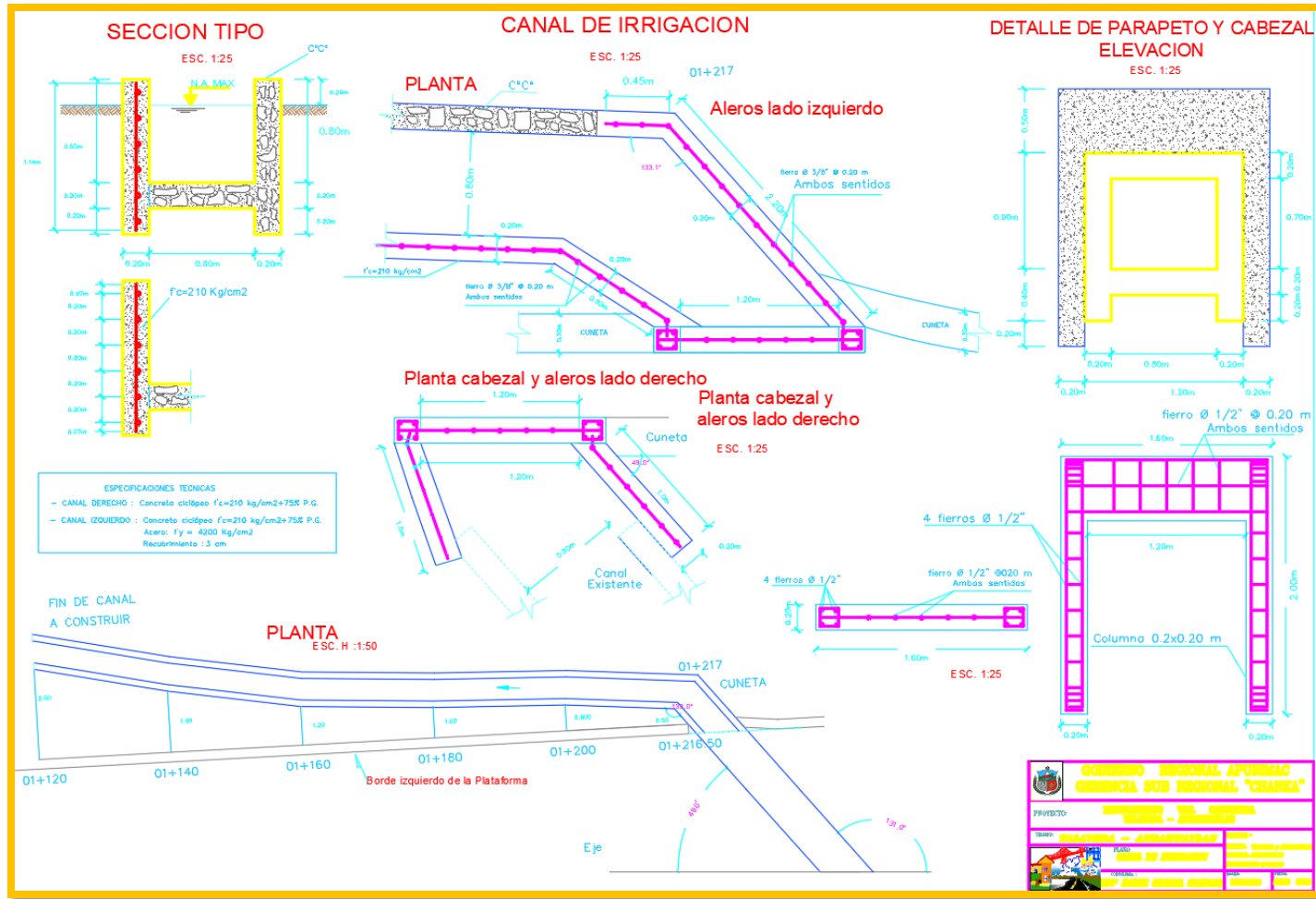
Fuente: Municipalidad de Andahuaylas.

Tabla 16: Plano de alcantarilla 36"



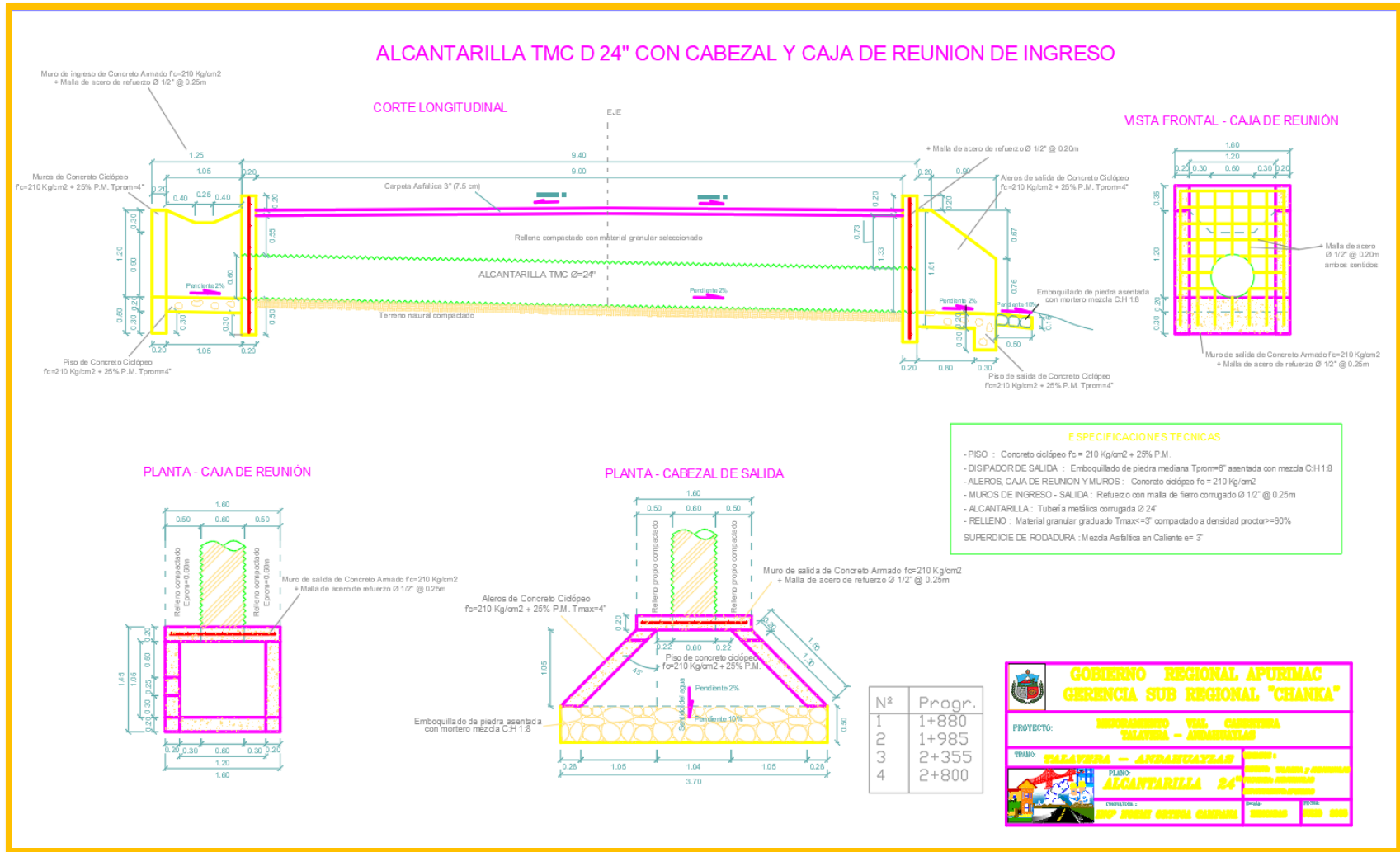
Fuente: Municipalidad de Andahuaylas.

Tabla 17: Canal de irrigación.



Fuente: Municipalidad de Andahuaylas.

Tabla 18: Canal de irrigación.



Fuente: Municipalidad de Andahuaylas.