



TRABAJO FINAL

*“Planificación hidrovial del corredor Puerto
Tirol-AMGR.*

*Estudio del caso etapa I: “PAVIMENTOS Y
DESAGÜES PLUVIALES EN FONTANA”*



Autores:

CARDOZO, SILVIA CAROLINA

MARTINEZ ROHDE, MILAGROS INES

Diciembre 2023

Autores:

- *Alegre, Enzo Hernan L.*
- *Cardozo, Silvia Carolina*
- *Martinez Rohde, Milagros I.*
- *Peichoto, Franco Luis*

Tutor:

- *Ing. Ruberto, Alejandro.*

*El trabajo "Planificación hidrovial del corredor Puerto Tirol - AMGR" comprende un estudio de planificación de vías de comunicación del conglomerado del AMGR, común a los cuatro integrantes y por las necesidades emergentes del mismo se compone en dos etapas diferentes: la **Etapas I** que consiste en el estudio de caso de "**Pavimento y desagües pluviales en Fontana**" correspondiente al corredor vial de la Avenida 25 de Mayo y la **Etapas II** al estudio de caso del "**Puente sobre río Negro en Fontana**", también ubicado sobre el mismo corredor, permitiendo la integración futura de Puerto Tirol con el AMGR.*

Diciembre 2023

ÍNDICE

Contenido

1- INTRODUCCIÓN.....	5
1.1 El Área Metropolitana del Gran Resistencia, su corredor y la incorporación de Puerto Tirol	5
1.2 Historia de Fontana y Puerto Tirol	18
1.3 Objetivos	28
1.4 Clima y análisis hidráulico	29
1.5 Servicios	35
1.6 Traza vial – Accesos	37
1.7 Conclusión	39
2 - MECÁNICA DE SUELOS	40
2.1 Zona de estudio.....	40
2.2 Mecánica de suelos	43
2.3 Tránsito	46
3- DISEÑO GEOMÉTRICO.....	49
3.1 Introducción	49
3.2 Situación sin proyecto	49
3.3 Características funcionales que debe cumplir un diseño estructural	50
3.4 Diferencias comparativas entre pavimento rígido y pavimento flexible	50
3.5 Componentes de un diseño estructural.....	51
3.6 Velocidad Directriz	52
3.7 Seguridad	53
3.8 Pendiente	54
3.9 Tránsito	54
3.10 Método de diseño AASHTO.....	55
3.11 Diseño estructural	55
3.12 Pérdida de serviciabilidad (ΔPSI).....	58
3.13 Confiabilidad	58
3.14 Desvío estándar (S_o)	59
3.15 Módulo de reacción k de la subrasante, y módulo resiliente (M_r).	60
3.16 Módulo de reacción combinado de subrasante/base (k_{comb}).....	61
3.17 Módulo de reacción efectivo de la subrasante (k)	62
3.18 Módulo de elasticidad del hormigón (E_c)	64

3.19 Módulo de rotura del hormigón (fr)	64
3.20 Coeficiente de transferencia de carga (J)	65
3.21 Coeficiente de drenaje (Cd).....	66
3.22 Cálculo del espesor de la losa de hormigón	67
3.23 Verificación.....	70
3.24 Diseño de juntas.....	75
3.25 Perfil tipo de la obra.....	79
4- SEÑALIZACIÓN E ILUMINACIÓN	81
4.1 Introducción	81
4.2 Materiales	81
4.3 Señalización horizontal	82
4.3.1 Marcas transversales.....	82
4.4 Señalización vertical	83
4.4.1 Señales reglamentarias	83
4.4.2. Señales preventivas.....	84
4.4.3. Señales informativas	84
4.5 Iluminación.....	84
5 - ADECUACIÓN HIDRÁULICA.....	86
5.1 Consideraciones generales.....	86
5.2 Características hidrológicas en la región y uso de suelo	86
5.3 Delimitación del Área de la cuenca	88
5.4 Área de aporte	89
5.5 Cálculo de los caudales por el método racional	91
5.6 Coeficiente de escorrentía	91
5.7 Determinación del tiempo de concentración	92
5.8 Precipitaciones y evento de diseño.....	92
5.9 Cálculo de caudal pico.....	94
5.10 Caudal por manzana y por frente.....	95
5.11 Cordón cuneta para calles pavimentadas	95
5.12. Cálculo de imbornales	97
5.13 Determinación del diámetro de las cañerías de Vinculación	98
6 – CÓMPUTOS Y PRESUPUESTO	99
6.1 Cómputos métricos	100
6.2 Análisis de precios	101

6.3 plan de trabajo	102
6.4 Curva de inversión.....	102
6.5 determinación del precio	102
6.6 GASTOS GENERALES	102
6.7 BENEFICIO	103
Bibliografía	104
ANEXO I	105
resolución N°303/17 - ZONAS de riesgo hídrico para el AMGR	105
ANEXO II	119
MECÁNICA DE SUELOS	119
Ensayos de identificación de suelos	120
Ensayos de compactación Proctor	127
Ensayos de valor soporte	134
ANEXO III	141
DISEÑO GEOMÉTRICO	141
ANEXO IV	151
Señales verticales	151
ANEXO V	156
Adecuación hidráulica	156
ANEXO VI	158
Plan de trabajos, curva de inversión, cálculos y presupuestos	158
PLANOS	176
Índice de planos	177

1- INTRODUCCIÓN

1.1 EL ÁREA METROPOLITANA DEL GRAN RESISTENCIA, SU CORREDOR Y LA INCORPORACIÓN DE PUERTO TIROL

Chaco es una provincia que se ubica al noreste de la República Argentina y tiene una superficie de 99.633 km² dividida en veinticinco departamentos. En la **Imagen 1** se pueden ver donde se ubica dentro de Argentina y las provincias con las que limita: al norte a través del río Bermejo con Formosa; al noroeste con Salta; al oeste con Santiago del Estero; al este a través de los ríos Paraná y Paraguay limita con Corrientes y la República de Paraguay respectivamente y al sur con Santa Fe (ver plano N°01).

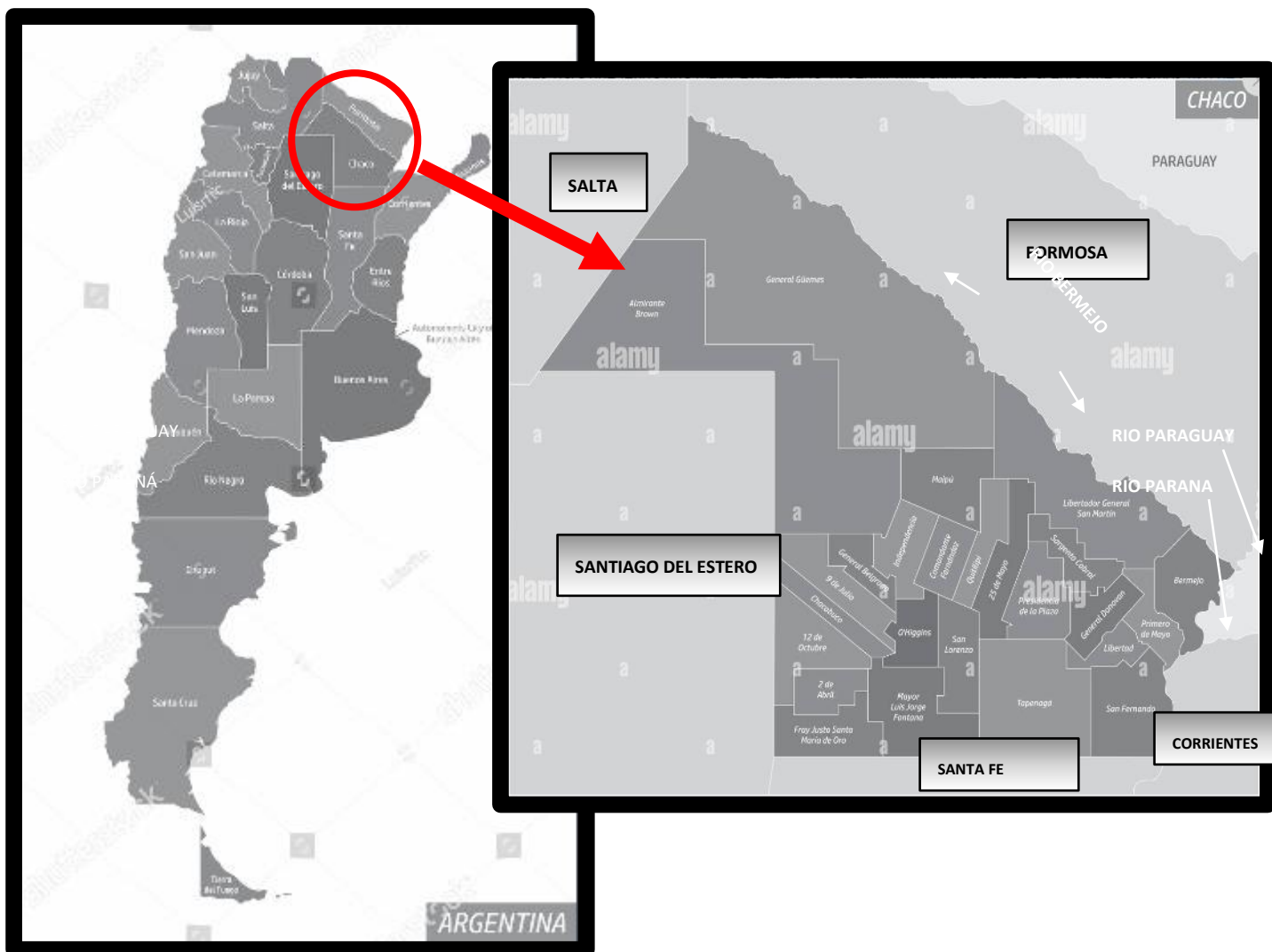


Imagen 1. Provincia del Chaco y sus límites (fuente: página web alamy.es, 2023).

Según datos provinciales del censo 2010 realizado por INDEC, su población fue de 1.055.259 habitantes con densidad poblacional de 10,6 hab/km².

La capital de la provincia es la ciudad de Resistencia, fundada en 1878 y conocida por su importancia como centro cultural y económico en la región; y también alberga instituciones gubernamentales, educativas y culturales. Geográficamente al sur de la ciudad encontramos la localidad de Puerto Vilelas, al sureste Barranqueras y al noreste Fontana, que entre ellas engloban el conglomerado conocido como “Área Metropolitana de Gran Resistencia” (AMGR) ver en la **Imagen 2** y en la **Imagen 3** se muestra la conectividad existente en el área (redes primarias y secundarias). Su creación se remonta a la década de 1970 y se estableció con el propósito de coordinar el desarrollo y la planificación de la zona metropolitana.

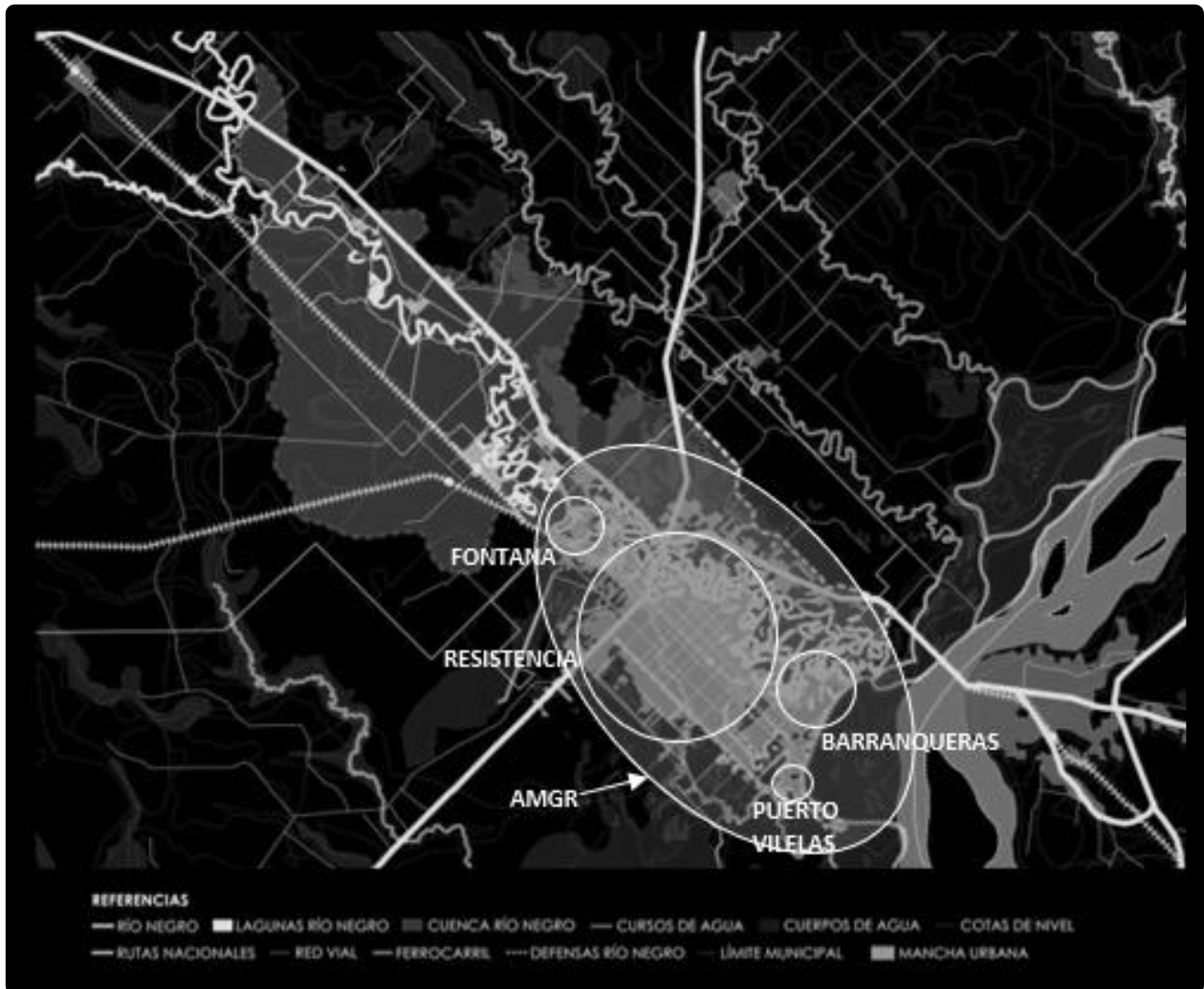


Imagen 2. Localidades que integran el AMGR (fuente: “Plan maestro Ciudad-Rio”, 2017).

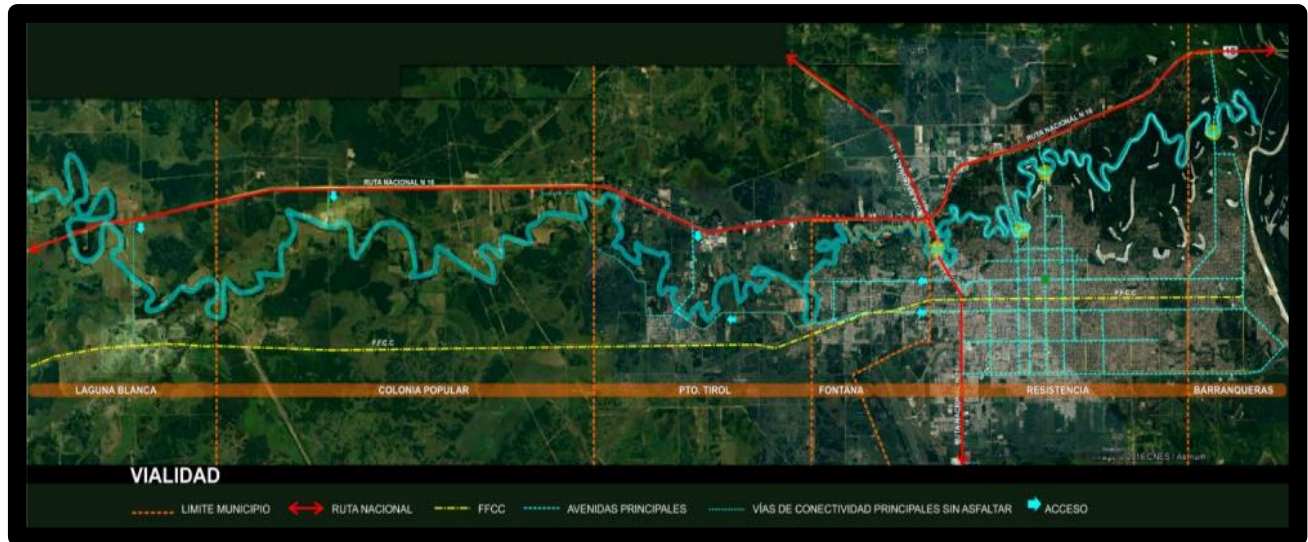


Imagen 3. Conectividad en el área de intervención: redes primarias y secundarias (fuente: “Plan maestro Ciudad-Rio”, 2017).

El 1° de julio de 1959 se sancionó la Ley Provincial N° 236/59 por la cual el Gobierno de la provincia del Chaco, crea los Municipios de Fontana, Barranqueras y Puerto Vilelas, dicha Ley fue promulgada el 29 de julio de 1959.

A continuación, se presenta una breve reseña de los municipios en cuestión:

- FONTANA

Fontana es el apellido de dos hermanos Pedro y Fernando Fontana, quienes crearon la fábrica de tanino alrededor de la cual se desarrolló la localidad. Su principal vía de acceso, lo constituye la avenida Alvear, que la comunica por pavimento al oeste, con Resistencia y la Ruta Nacional N°11 y también, pero sin pavimentar, la une con la localidad de Puerto Tirol y la avenida 25 de Mayo es otro acceso desde Resistencia.

Las tierras altas de los alrededores del pueblo sirvieron para una muy rápida expansión del Gran Resistencia al punto que la población se cuadruplicó entre 1980 y 2000. Fontana se convirtió así en una ciudad dormitorio de Resistencia y es el tercer componente del Gran Resistencia.

- BARRANQUERAS

Es una localidad y puerto del sudeste del Chaco, Argentina, ubicada en el departamento San Fernando, sobre la costa del riacho Barranqueras (un brazo del río Paraná) y dentro de una zona baja e inundable y se conecta con Corrientes a través del puente General Manuel Belgrano.

El inicio de Barranqueras está muy ligado al de Resistencia, ya que el agrimensor Juan Dillón (cuando debió hacer la mensura de Resistencia en 1878) ya designó a la zona como apta para la llegada de productos para la colonia y la traza inicial de Resistencia llegó hasta el puerto, donde se habían instalado algunos colonos.

Por su población, Barranqueras es la segunda ciudad más poblada del Gran Resistencia y la tercera de la provincia.

- PUERTO VILELAS

Ubicada sobre el margen derecho del riacho Barranqueras, brazo del río Paraná, se encuentra a 10 km de Resistencia y a 2 kilómetros de Barranqueras, a las cuales está unida por una urbanización continua en el denominado Gran Resistencia. Su principal vía de acceso es la avenida Castelli, que llega pavimentada desde Resistencia y continúa hasta la Ruta Nacional 11 y también se comunica con Barranqueras por la avenida Gaboto; hacia el sur la Ruta Provincial 62 (de tierra) llega hasta el balneario Paranacito.

Se formó en torno a la fábrica de tanino que sobrevivió hasta los años 50; no obstante otras industrias ya habían tomado su lugar como principal actividad del pueblo atraídas por la comunicación férrea y fluvial, que a diferencia del puerto de Barranqueras constituía una serie de muelles privados.

Puerto Vilelas, es la localidad menos poblada de las cuatro que integran el Gran Resistencia, hecho relacionado con la escasa superficie habitable de la comuna ya que su territorio se encuentra “encerrado” por las defensas del sur contra las inundaciones debido a que se ubica dentro del valle de inundación del río Paraná.

El conurbano del AMGR ubicado en el nordeste de la República Argentina, se encuentra sobre la margen derecha del río Paraná, implantado en el ambiente fluvio lacustre y palustre que integra el valle.

A principios de los años '60 este conurbano no era más que cuatro municipios colindantes ensamblados y Resistencia el centro urbano por excelencia en la cual se concentraban las funciones administrativas, locales y regionales inherentes a un centro político, complementadas con la comercial e industrial. Barranqueras debido a su función portuaria la seguía en importancia y allí se operaba la salida de productos de la región y entrada de insumos para ésta por vía fluvial, como así también una incipiente localización de industrias. En estos años Puerto Vilelas comenzó a crecer y mucho más reciente aún Fontana que por ese entonces no representaba más que un paraje o barrio en el perímetro de la capital chaqueña, asociada originalmente a una fábrica de tanino.

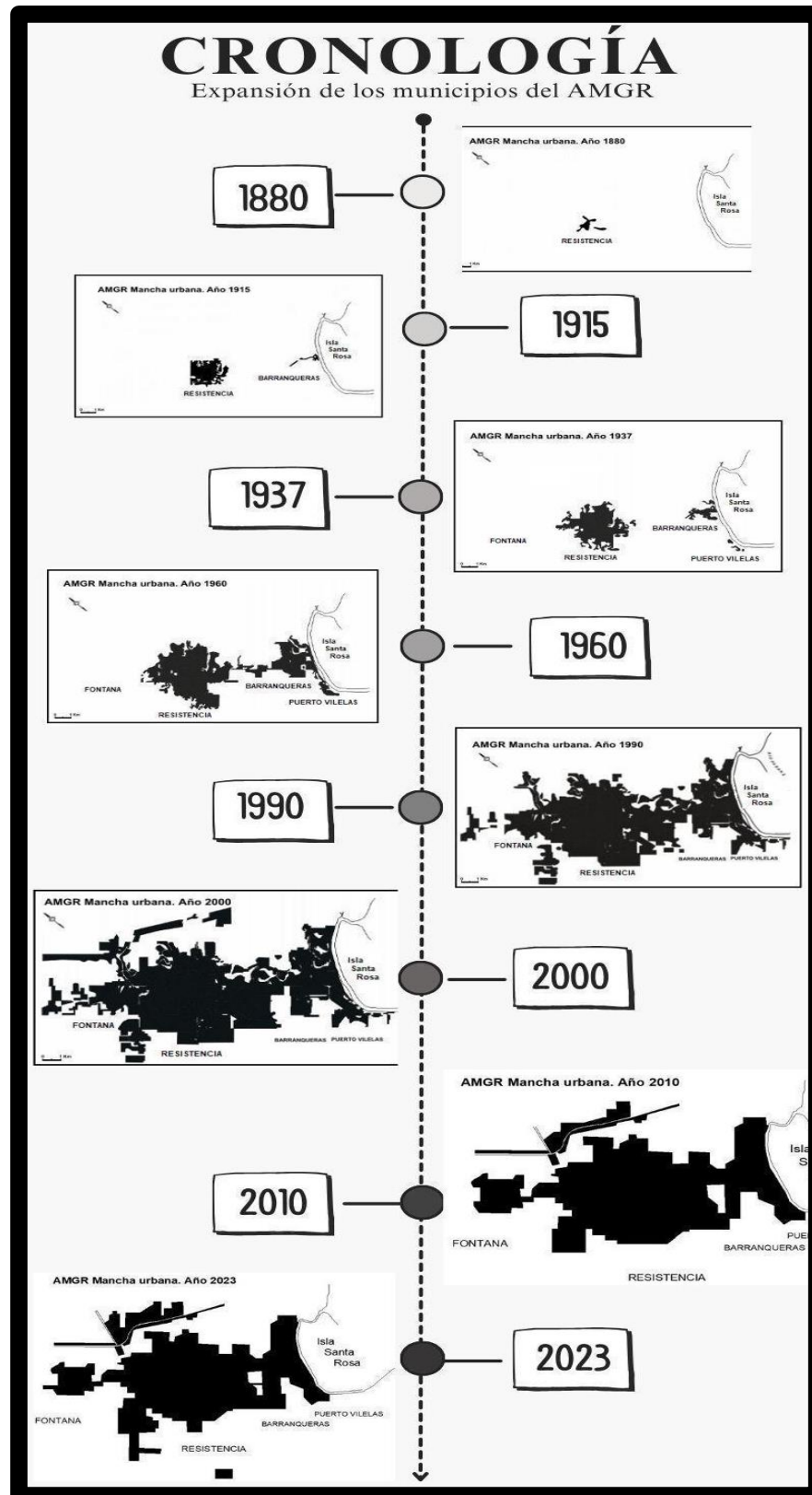


Imagen 4. Línea de tiempo AMGR [fuente: elaboración propia con base en “Geografía, Crecimiento Urbano, Ambientes, Paisajes y Problemas. El Área Metropolitana del Gran Resistencia (AMGR)”, 2017].

La historia de la urbanización de los cuatro municipios que forman en la actualidad el AMGR, queda muy bien reflejada en la evolución de su mancha urbana como se observa en la **Imagen 4**, mostrando que, en los primeros años de historia, los centros urbanos colindantes a la ciudad capital tienen un lento crecimiento y por ende una limitada expansión territorial y un leve impacto sobre el ambiente que conforma su sitio; mientras que en los últimos años se observa un incremento acelerado del área edificada simultáneamente con el aumento de la población y la actividad fabril y comercial.

La crisis en las economías agrícolas de las décadas de 1960 y 1970 llevó a que la población rural migre a las ciudades en busca de empleo, lo que impulsó un rápido crecimiento urbano en Resistencia y sus ciudades vecinas, difuminando los límites municipales de cada uno para originar una gran mancha urbana que identifica al conurbano que llamamos AMGR y creando un área urbana en constante expansión.

Desde la década de los sesenta hasta los noventa, el avance de la urbanización fue desordenada en el sentido noroeste, fue de avance rápido en la expansión territorial y el aumento de habitantes en el sector generó una falta de infraestructura de obras básicas ingenieriles en la periferia del área metropolitana.

A su vez, la densidad poblacional fue aumentando tanto en la orilla del río Paraná como en la capital chaqueña que obligó a una unificación que generó un nuevo conjunto de relaciones basadas en factores ambientales, demográficos, flujos de personas y usos del suelo, que involucran interacciones entre la ciudad, la periferia y las áreas rurales, creando una serie de transiciones entre lo urbano, suburbano, rural y natural.

En la actualidad, tanto para el Gran Resistencia como para cualquier ciudad o conurbano, la identificación de límites y fronteras entre el ámbito natural no urbanizado y el espacio urbanizado es difícil, puesto que el atributo urbano se ha expandido de modo discontinuo.

Una de las causas de lo mencionado anteriormente, es debido a la falta de planificación para los asentamientos y al incremento descontrolado de la población que se fue dando con el paso del tiempo, como se puede apreciar en la **Imagen 5** que en los últimos 40 años el AMGR se incrementó en 93%.

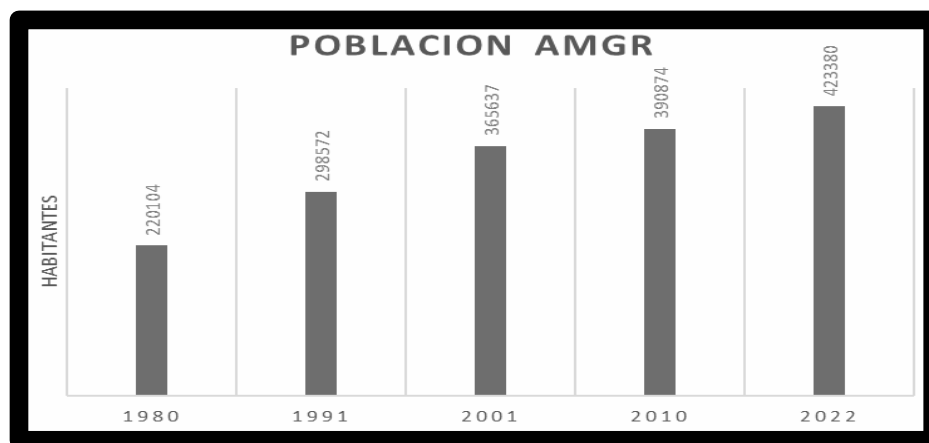


Imagen 5. Datos de población del AMGR (fuente: elaboración propia con base en datos de INDEC 1980-2022).

Dicha falta de planificación, logro que el AMGR quede encerrado por los límites naturales de los ríos Negro y Paraná, siendo que en sus principios el crecimiento hacia el norte estuvo condicionado por la barrera natural del río Negro y su sistema lacustre debido a la amenaza siempre latente de inundación por sus crecientes y las del Paraná que pudieran ingresar a través de él, por otro lado, el crecimiento hacia el sur estuvo condicionado por no estar protegido de las crecientes del río Paraná.

Por un lado la ciudad conquistó el territorio ubicado al norte del río Negro a pesar de los escasos puentes sobre este gracias a la consolidación del eje de la autovía Nicolás Avellaneda (Ruta Nacional N° 16) que la vincula con la ciudad de Corrientes y por otro lado también avanzó progresivamente sobre el sistema lacustre, en distintos sectores sobre cotas inundables lo que demandó la construcción de un sistema provisorio de defensas del río Negro y posteriormente, el sistema de defensas del río Paraná.

En el primer caso, no respondieron a una traza planeada, sino que ésta fue definida frente a la necesidad de proteger áreas que ya habían sido ocupadas en un episodio crítico de inundación en el año 1982, debido a la ruptura de un dique construido para regular el ingreso del Paraná a través del río Negro. Este sistema de defensas provisorio, fue consolidado frente a los sucesivos episodios de crecientes, pero al mismo tiempo, fue transpuesto sistemáticamente por los procesos de urbanización en momentos de sequía cuando la amenaza era olvidada.

En el segundo caso, fue necesaria la construcción del sistema de defensas debido a que el conglomerado se encontraba emplazado en el valle de inundación del río Paraná., las cuales se terminaron de construir en 2004, encajonando al AMGR y protegiéndolo hasta la cota +52,00 m sobre el nivel del mar. Esta línea defensiva, casi paralela al eje de desarrollo de la mancha urbana, en el punto más alejado se ubica distante 5 km hacia el norte del río Negro y 2 km en el punto más cercano a éste, disparó el crecimiento urbano hacia esta nueva área de expansión.

Las tensiones entre el régimen hídrico de los ríos Paraná y Negro y la dinámica de urbanización del AMGR motivaron el desarrollo paulatino de un complejo sistema de defensas para mitigar las inundaciones mediante la ejecución de obras de control en Laguna Blanca (1993) y Barranqueras (2004) y medidas no estructurales como la establecida en la resolución de APA n° 303/17.

APA en su resolución N°303/17 establece distintas zonas de riesgo hídrico para el AMGR y en especial para el funcionamiento del río Negro regulado por las obras de control de Laguna Blanca y Barranqueras. El espíritu de la presente es orientar el crecimiento urbanístico en los lugares más elevados topográficamente tratando de evitar, preventivamente, los daños que pudieran ocurrir por distintos tipos de inundaciones y preservar la zonificación prohibida u ocupados por agua, de dominio público, tratando de evitar la apropiación por parte de particulares de los mismos, ver **Imagen 6** y anexo I.

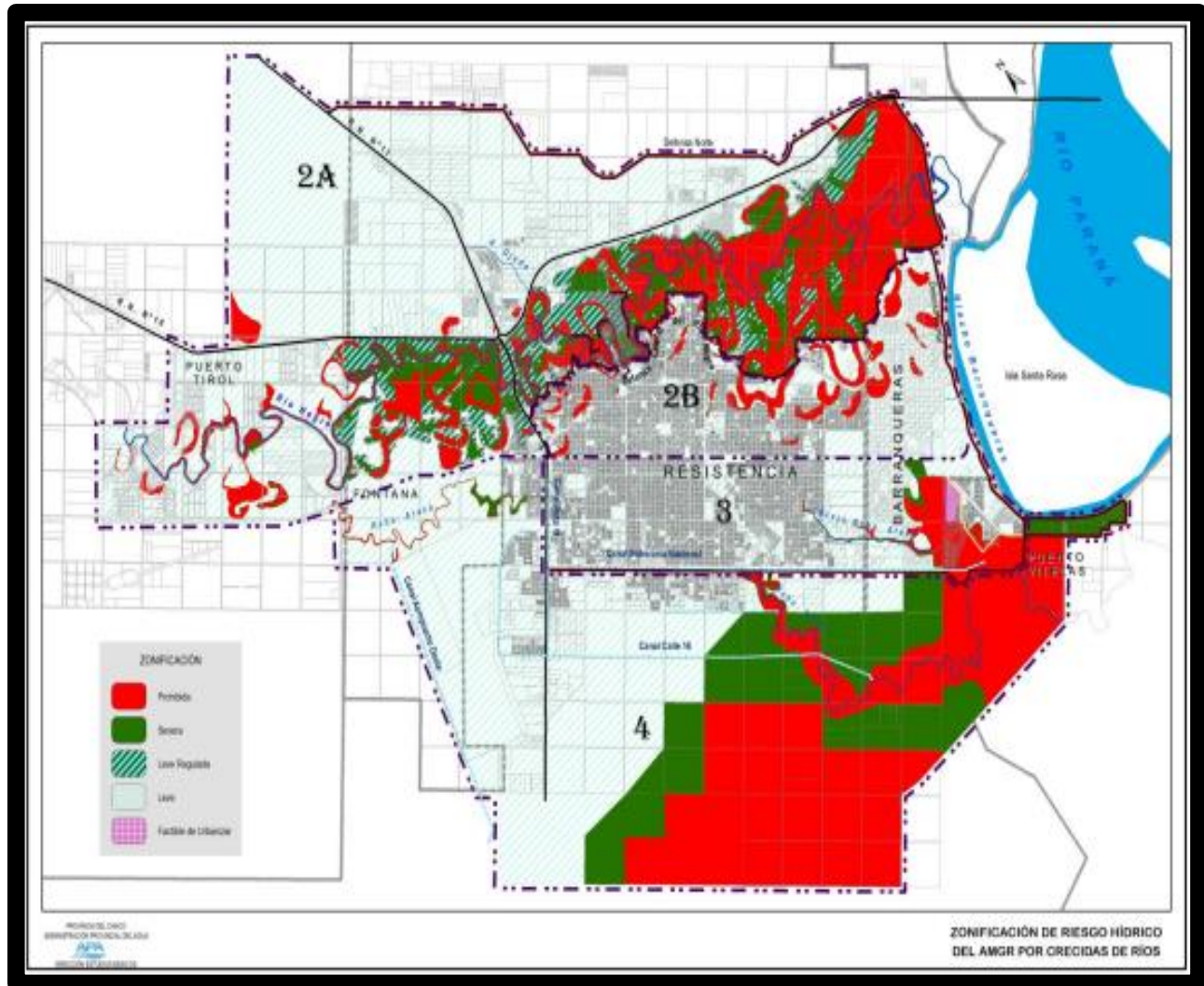


Imagen 6. Zonificación de riesgo hídrico del AMGR. Áreas 2A, 3 y 4 (fuente: resolución de APA 303/17).

El sistema de defensas se compone de los siguientes elementos (a) el dique de Laguna Blanca que deriva el excedente hídrico hacia el río Salado al sur del AMGR y el dique de Barranqueras que regula fundamentalmente el ingreso de agua por crecidas del río Paraná. Ante la ocurrencia de intensas precipitaciones en la cuenca alta, el dique de Laguna Blanca permite que el río Negro y su sistema de lagunas reciban sólo lo que llueve entre el municipio de Laguna Blanca y Barranqueras y (b) las defensas de los ríos Paraná (defensa norte y defensa frontal Paraná) y Negro (terraplén) que han reducido la exposición al riesgo hídrico del AMGR desde la defensa frontal Paraná hasta la RN11 (**Imagen 7**).

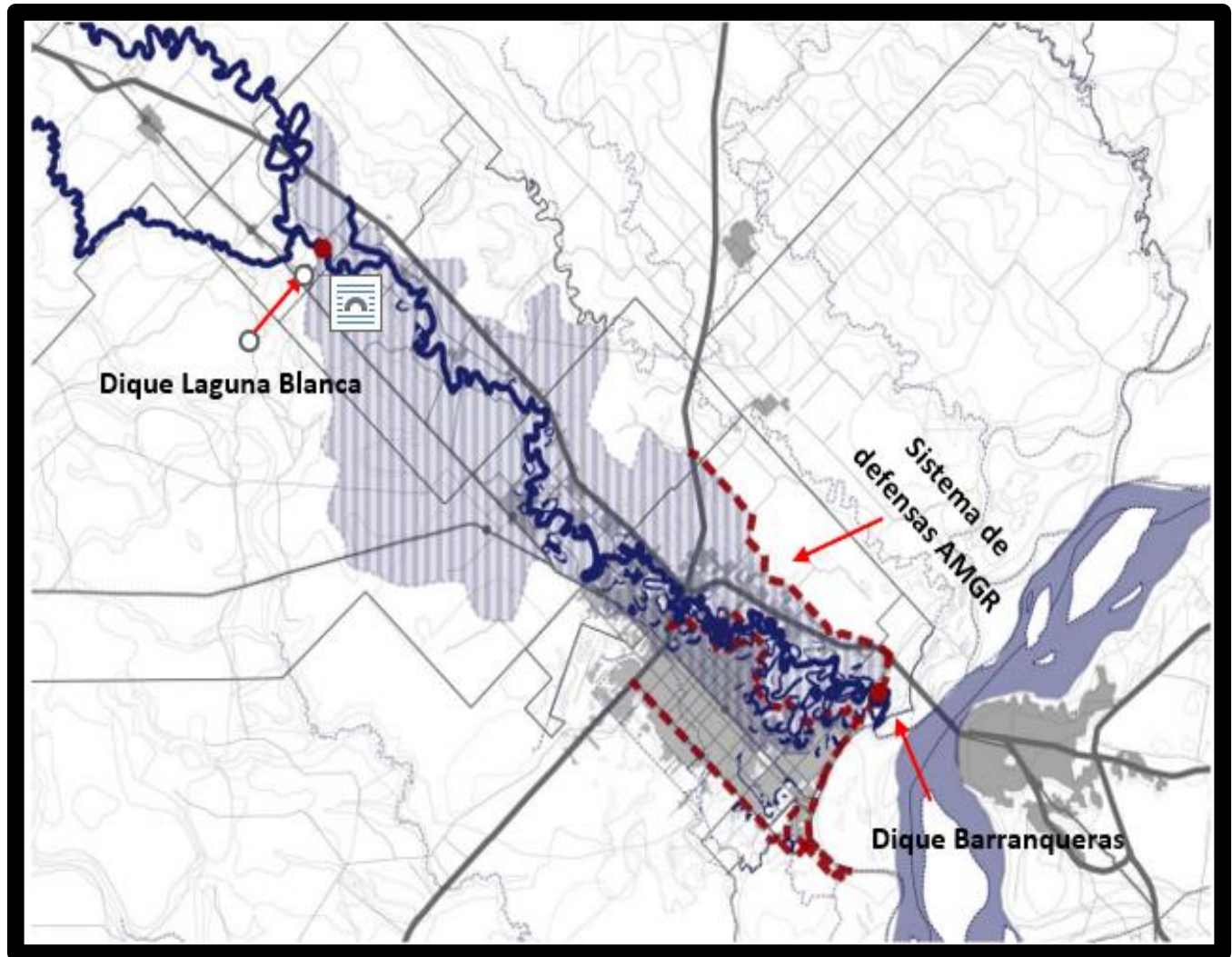


Imagen 7. Sistema de defensas de AMGR (fuente: “Plan maestro Ciudad-Río”, 2017).

Actualmente el corredor del AMGR se extiende en sus puntos más alejados, 18 km en sentido NO-SE, desde el límite producido por el río Negro en Fontana hasta Puerto Vilelas y alcanza 12 kilómetros en el sentido NE- SO, considerando el eje de la Ruta Nacional N.º 11, extensión que no implica la existencia de una urbanización homogénea y continua, muy por el contrario, en ella una importante superficie no está ocupada o lo está de manera muy dispersa, como la que corresponde al valle del río Negro y su sistema lacustre, a bajos y humedales. En la **Imagen 8** se muestra la dirección de expansión urbana del AMGR en sentido oeste hacia Puerto Tirol.



Imagen 8. Dirección de expansión urbana del AMGR - Puerto Tirol (fuente: elaboración propia).

En este contexto, la mancha urbana más continua y con menos vacíos expectantes, donde reside la mayor parte de la población, se asienta a lo largo de 16 kilómetros, en una franja de 7 kilómetros de ancho, al sur del río Negro. Esta franja corresponde al área donde tempranamente se estableció la interrelación funcional y la continuidad de la trama entre los municipios que componen el AMGR llegando a Puerto Tirol.

Este desarrollo lineal se apoyó en unas pocas vías continuas para todo el corredor uniendo los municipios entre sí. Las vías en cuestión son las avenidas 25 de Mayo - 9 de Julio; Alvear - Castelli, Marconi - Edison, Islas Malvinas - Soberanía Nacional y la Ruta Nacional N°16 paralelas entre sí y las vías perpendiculares a las antes nombradas, la Ruta Nacional N°11, Av. Sarmiento - Alberdi, Av. San Martín y Av. Gaboto como se puede apreciar en las **imágenes 9.a y 9.b**:

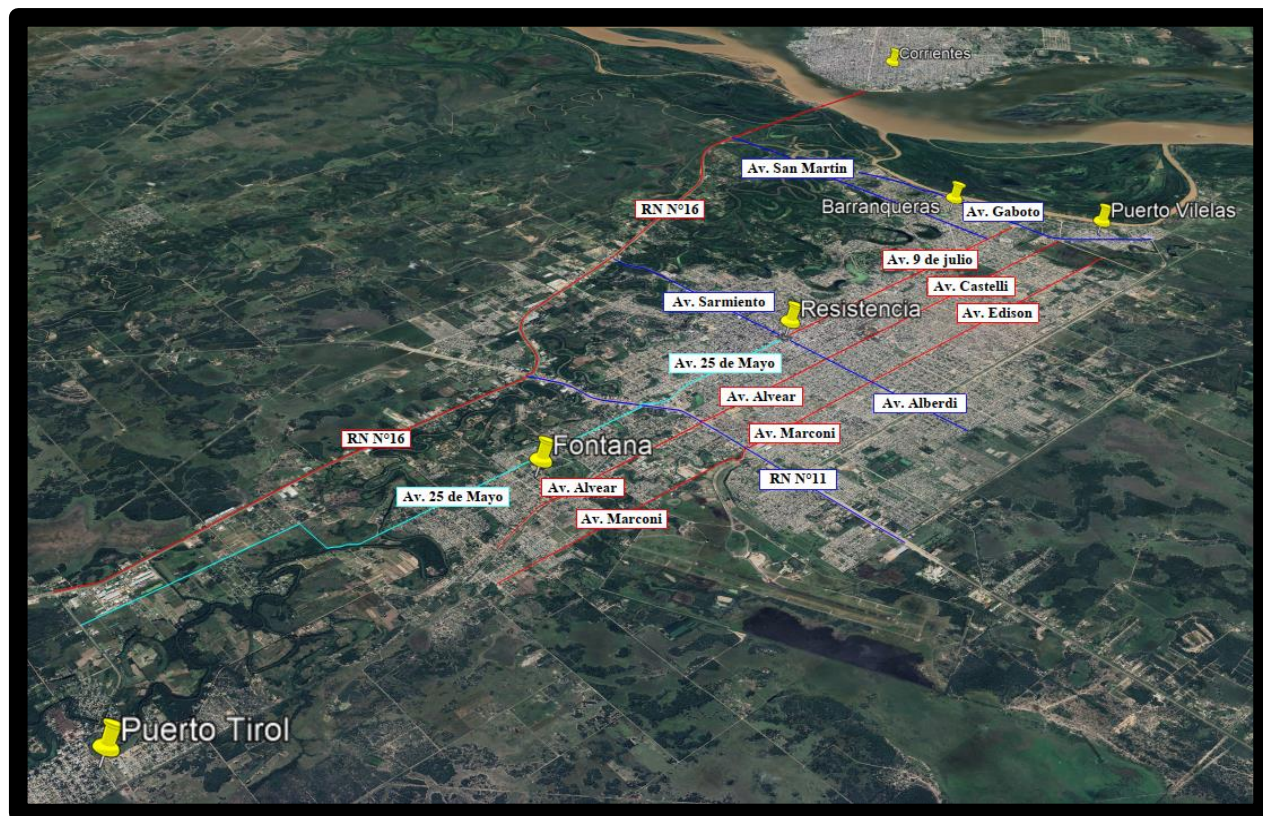


Imagen 9.a. Principales vías de circulación dentro del Área Metropolitana del Gran Resistencia y Puerto Tirol
 (fuente: elaboración propia con base en Google Earth, 2023).

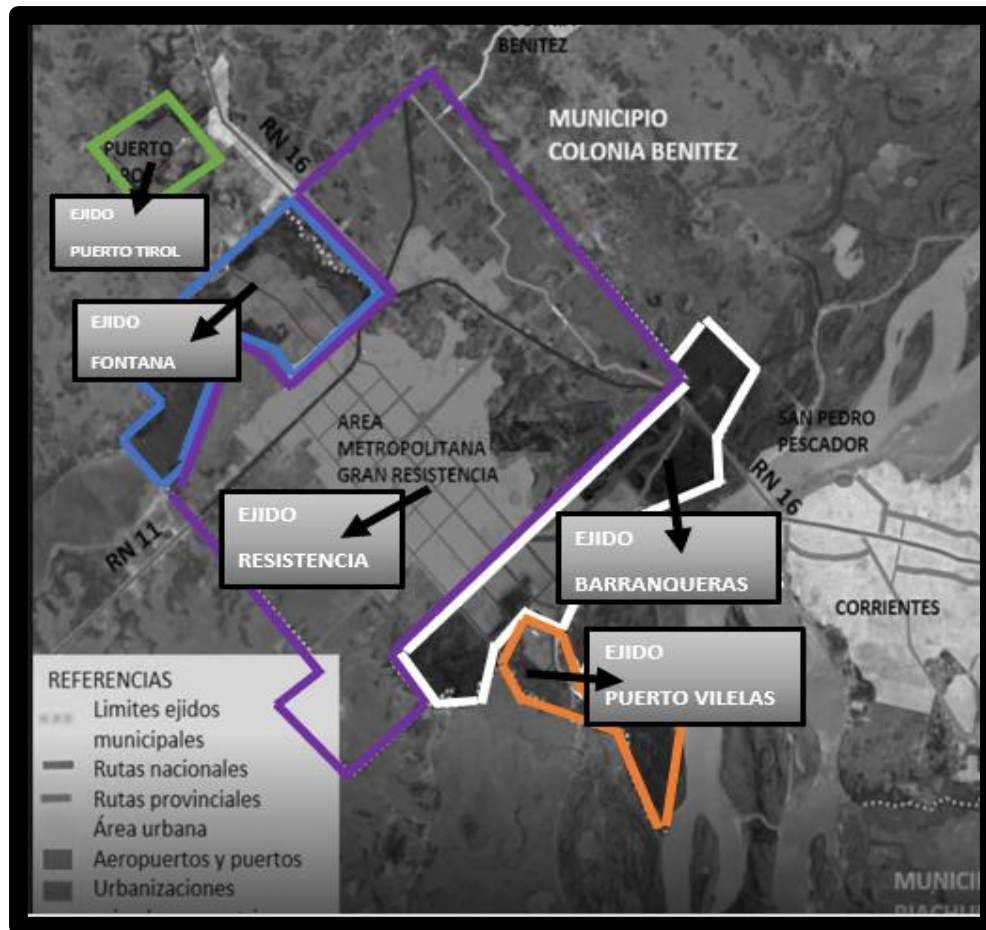


Imagen 9.b. Limitación de los ejidos que componen el AMGR y Puerto Tirol (fuente: “Gran Resistencia y Gran Corrientes: la necesidad de normativas y órganos de gestión a nivel de metrópolis”, 2022).

Existen tipologías de problemas generales vinculados a la interconexión básica de cada sector de la ciudad con el conjunto metropolitano, que, por tratarse de distancias largas, se relacionan con la movilidad por medios vehiculares privados y del transporte público metropolitano. El servicio ferroviario de pasajeros en el AMGR es lento, esporádico y no se cuentan con un número importante de estaciones, con lo cual no es un medio de transporte muy utilizado en la actualidad.

En zonas residenciales donde no existe pavimento, la transitabilidad vehicular no está garantizada en días de lluvias, por lo que también impide la circulación del transporte público provocando a los usuarios la incomodidad de desplazarse distancias importantes para acceder al servicio debido a que las calles de tierra en mal estado presentan inconvenientes por la falta de alcantarillas o porque aún no han sido totalmente abiertas. El proceso de apertura y urbanización de calles no siguió criterios de expansión y consolidación del territorio, sino que se ajustó a un proceso de urbanización desordenado y de esta manera fueron quedando entre tramas espacios no abiertos, relegando la continuidad a unas pocas vías las cuales fueron los grandes ejes de desarrollo de la actividad metropolitana; estas vías no se desarrollaron a la par del crecimiento y asentamiento poblacional (es el caso de la Av. 25 de mayo al noroeste).

Los desplazamientos son generados por las actividades que se producen en el territorio y la distribución de estas, queda claro que por las características que adopta el territorio

metropolitano, existe una fuerte atracción desde los municipios vecinos hacia el área central de Resistencia, donde se concentra la principal preferencia urbana. Los principales ejes de conexión metropolitana han actuado como soporte de la extensión de la oferta comercial focalizándose a lo largo de estos comercios de alcance metropolitano de mayor superficie. Similares características han tenido las rutas nacionales a su paso por el área urbana desarrollándose en sus márgenes, depósitos, centros de distribución, grandes talleres, galpones, etc.

La Avenida 9 de Julio es una arteria vehicular interurbana, perteneciente al área metropolitana del Gran Resistencia y sirve como conexión entre los municipios de Resistencia y Barranqueras. Esta vía se extiende de NO a SE, inicia en la altura 0, frente a la plaza central de la ciudad, la plaza 25 de Mayo, es considerada como una de las cuatro arterias principales del ejido urbano de Resistencia, junto a las avenidas Alberdi, Sarmiento y 25 de Mayo y al igual que en estas, sobre su traza confluyen y cambian de denominación la mayoría de las calles de esa ciudad.

En concordancia con la mencionada, la avenida 25 de Mayo comienza en la plaza central y atraviesa la ciudad de Resistencia en sentido SE-NO quien comenzó a tomar forma en los primeros años del siglo XX. Originalmente, era una vía de tierra que conectaba el centro de la ciudad con las zonas rurales circundantes que a medida que se expandió de manera urbana, la avenida fue pavimentada y se convirtió en una de las principales arterias de la ciudad.

La historia de la pavimentación se remonta a la década de 1960, cuando se realizaron los primeros trabajos de hormigón. En las siguientes décadas, se realizaron diversos proyectos de pavimentación, pero ninguno de ellos fue definitivo según el sitio web de la Municipalidad de Resistencia y la Dirección de Vialidad Provincial del Chaco.

Con el tiempo se convirtió en una referencia importante para la circulación y el acceso a diferentes barrios y áreas de la ciudad; esto incluye la expansión de las redes de transporte, la mejora de la infraestructura y la modernización de las áreas públicas.

La Avenida 25 de Mayo es una de las vías de acceso clave a la ciudad desde las rutas nacionales y provinciales que conectan Resistencia con otras ciudades de la región.

A lo largo de su traza encontramos variedad de comercios, edificios gubernamentales, instituciones educativas y otros establecimientos de la ciudad y tiende a expandirse hacia la ciudad vecina de Fontana que forma parte del corredor de la misma av. 25 de Mayo. En ésta última ciudad encontramos el puente Bergagno sobre el río Negro (actualmente en mal estado) lo que logra de esta manera llegar a Puerto Tirol.

En este trabajo se propone involucrar a Puerto Tirol dentro del Área Metropolitana del Gran Resistencia a través del corredor de la Avenida 25 de Mayo.

Debido al rápido crecimiento de la población en la región es de importancia la rehabilitación y expansión del corredor y también la restauración del puente, mejoría la cual brindaría a los habitantes la oportunidad de desplazarse de una ciudad a otra dentro del ejido urbano sin la necesidad de salir a la Ruta Nacional Nº16 y además permitirá otras alternativas para el desplazamiento como el servicio del transporte público.

El perfeccionamiento del corredor y del puente Bergagno será de importancia en la vida cotidiana de los habitantes de las ciudades que lo atraviesan, ya que muchos de ellos viven en

una localidad y trabajan o realizan actividades en otra y, además, la integración será fundamental para el desarrollo económico y la infraestructura de la región.

A comienzos del siglo XX, en la localidad de Puerto Tirol se instalaron varias industrias que conformaron un pueblo típicamente industrial y posteriormente la caída de estas actividades en la provincia declinó este perfil y con esto su población y la actividad económica; sin embargo desde los años ´80 se observa un repunte demográfico merced a los escasos kilómetros que la separan del Gran Resistencia y su eficiente comunicación con ésta por medios terrestres (la Ruta Nacional 16 que forma parte del corredor bioceánico) y ferroviaria a través de Trenes Argentinos Operaciones.

Aunque sobreviven en Puerto Tirol algunas de las industrias más importantes del Chaco (taninera, frigorífico, aserraderos) la ciudad buscó en los últimos años reactivar esta actividad, instalando en 2008 una planta industrial de una fábrica textil de hilos, confección y tintura de tela de jeans, es fruto de esos intentos, y auguran un mejor futuro a esta localidad.

Actualmente posee el Parque Industrial más importante del Chaco, generando alrededor de 1.700 puestos de trabajo industrial y está en plena expansión. Desde la producción textil, hasta lavaderos industrial y confección de jeans, pasando por industria de ladrillos cerámicos, colchones y muebles de descanso, muebles de oficinas, industrias metalúrgicas, de biotecnología, producción de harinas de huesos y productos para mascotas, grasas bovinas y porcinas, caños y tanques plásticos, fábricas de aberturas de aluminio, etc.

La principal vía de acceso a la localidad es la Ruta Nacional Nº 16, que la comunica al sudeste con Resistencia y al noroeste con Makallé. El tramo entre Puerto Tirol y Resistencia es una autovía de 2 calzadas compuestas de 2 carriles cada una.

En sus inicios la comunicación era fluvial a través del río Negro, pero actualmente dicho río no es utilizado como vía navegable.

1.2 HISTORIA DE FONTANA Y PUERTO TIROL

La zona de interés en la cual se enfoca el presente es la extensión del corredor vial de la Av. 25 de Mayo desde la ciudad de Fontana hasta llegar a la localidad de Puerto Tirol y la construcción del puente Bergagno ubicado sobre el río Negro, por tanto se explicará como crecieron ambas localidades chaqueñas.

Dentro de la provincia y en el departamento San Fernando, se ubica la ciudad de Fontana, de superficie de 25,03 km² y cuenta con 32.027 habitantes. En sus comienzos la ciudad fue habitada por pueblos originarios de la etnia Qom y luego, durante los años 1878 y 1879 comenzó la colonización del Territorio Nacional del Chaco (**Imagen 10**).



Imagen 10. Fotografía del comienzo habitacional del territorio de Fontana, 1901(fuente: Municipalidad Fontana.com, 2015).

Las primeras tierras colonizadas se ubicaron sobre el río Negro, donde se construyó un puerto que llevó el nombre de “Puerto Vicentini” debido a que se encontraba en el lote de Ángel Vicentín en el que se embarcaban productos y personas, el cual impulsó a que se establecieran fábricas en cercanías al mismo. La fábrica taninera Río Arazá se ubicó en lo que actualmente se conoce como el centro de la ciudad como se puede observar en la **Imagen 11**.



Imagen 11. Fotografía de la fábrica taninera Río Arazá, 1916 (fuente: Municipalidadfontana.com, 2015.)

La colonización del Territorio Nacional del Chaco se desarrolla en sentido sureste a noroeste. Las localidades en los últimos 20 años censales crecieron en algunos casos a tasas considerablemente altas, representando la incorporación de una gran cantidad de población que se observan en la **Imagen 12**:

Municipios Ciudad Río. Variación de población. 1991.2001.2010

	Población			Variación					
	1991	2001	2010	91 –01		01 –10		91 – 10	
Laguna Blanca	122	356	729	192%	234	105%	373	498%	607
Colonia Popular	32	135	553	322%	103	310%	418	1628%	521
Puerto Tirol	6.372	7.855	10.876	23%	1483	38%	3021	71%	4504
Fontana	14.436	26.745	32.027	85%	12309	20%	5282	122%	17591
Resistencia	229.212	274.450	291.720	20%	45278	6%	17230	27%	32508
Barranqueras	42.572	50.738	54.715	19%	8166	8%	3977	29%	12143
TOTAL	292.746	360.319	390.620	19%	67573	8%	30301	33%	97874

Fuente: Elaboración propia en base a INDEC. Censo Nacional de Población, Hogares y Viviendas.

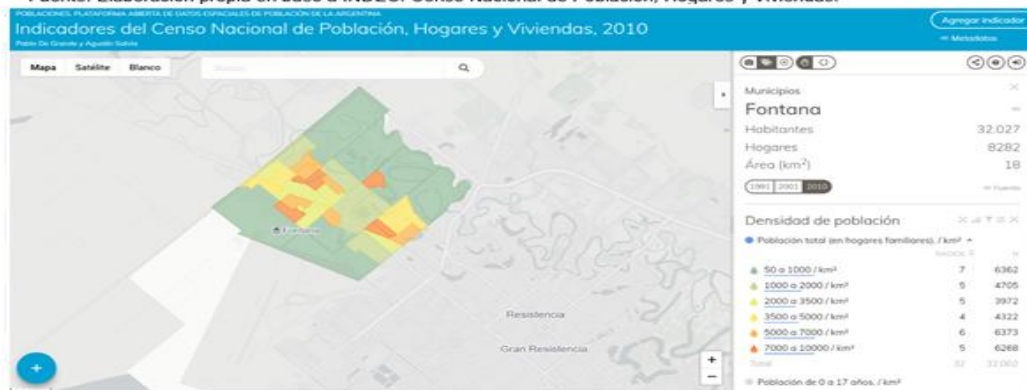


Imagen 12. Censo Nacional de Población , año 2010 (Fuente: mapa.poblaciones.org, 2012).

El incremento poblacional que presentó esta ciudad en el transcurso de los años 2001-2010(según INDEC) fue de 19,75%, implicando una rápida expansión demográfica de la ciudad teniendo que llevarse a cabo nuevos espacios de confort, como así también servicios públicos para los habitantes, entre esos energía eléctrica, agua potable, servicio de transporte público, red cloacal y a causa de este crecimiento mejoras en la infraestructura, por tanto se debe realizar una planificación urbana e hidrovial.

La presentación de imágenes de manera cronológica es una forma efectiva de contar una historia visual o capturar la evolución de un evento a lo largo del tiempo. En las siguientes imágenes se puede observar la expansión del territorio urbano de Fontana en los últimos once años ver **Imágenes 13, 14, 15,16,17,18,19**:

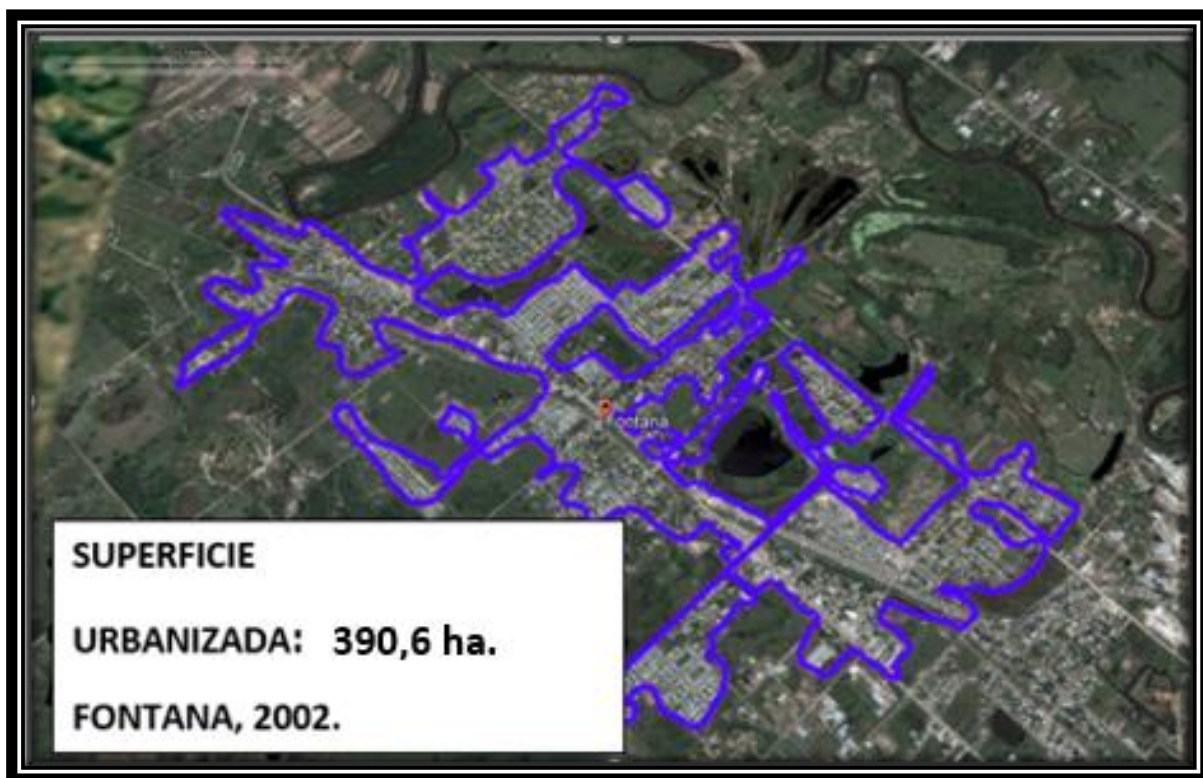


Imagen 13. Imagen satelital Fontana (fuente: Elaboración propia con base en Google Earth, 2002).

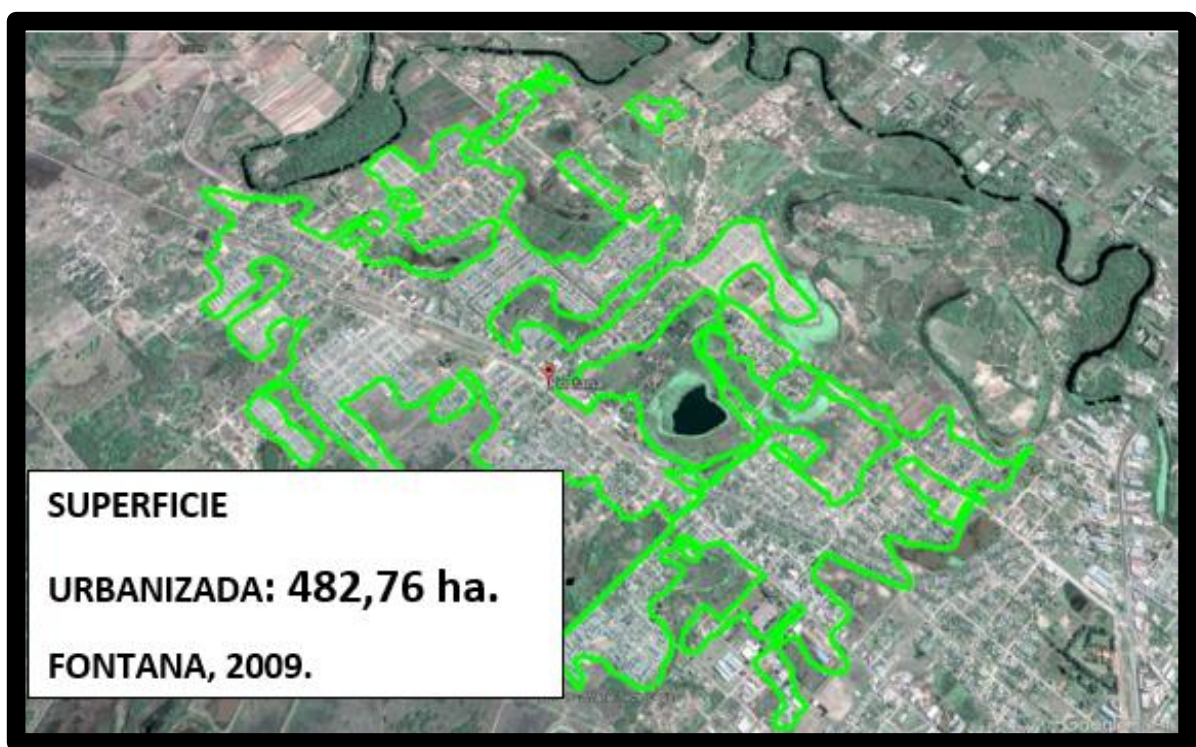


Imagen 14. Imagen satelital Fontana, 2009 antes de la inundación (fuente: Elaboración propia con base en Google Earth, 2009).

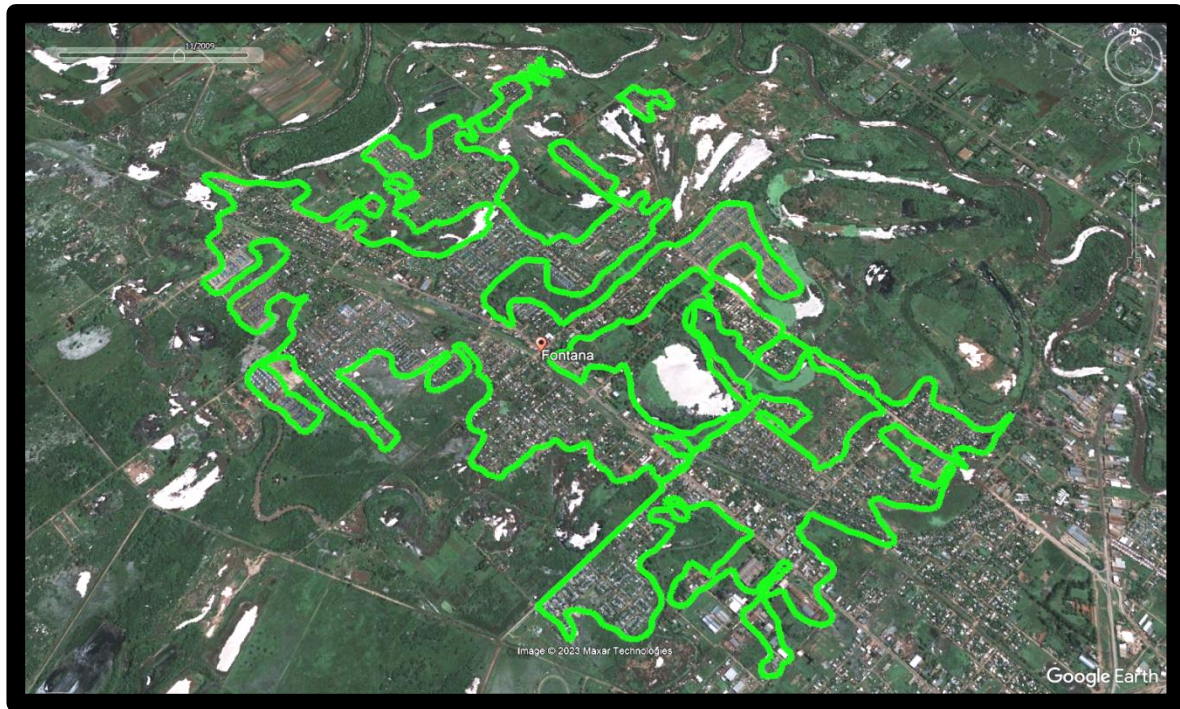


Imagen 15. Imagen satelital Fontana, 24 de noviembre de 2009, luego de una intensa lluvia (fuente: Elaboración propia con base en Google Earth, 2009).



SOCIEDAD

Inundación en Chaco: dos mil evacuados

En pocas horas, cayeron 150 milímetros de agua, anegando a Resistencia y otras localidades.



Imagen 16. distintos medios periodísticos (fuente: perfil.com, elmundo.es, 2009).

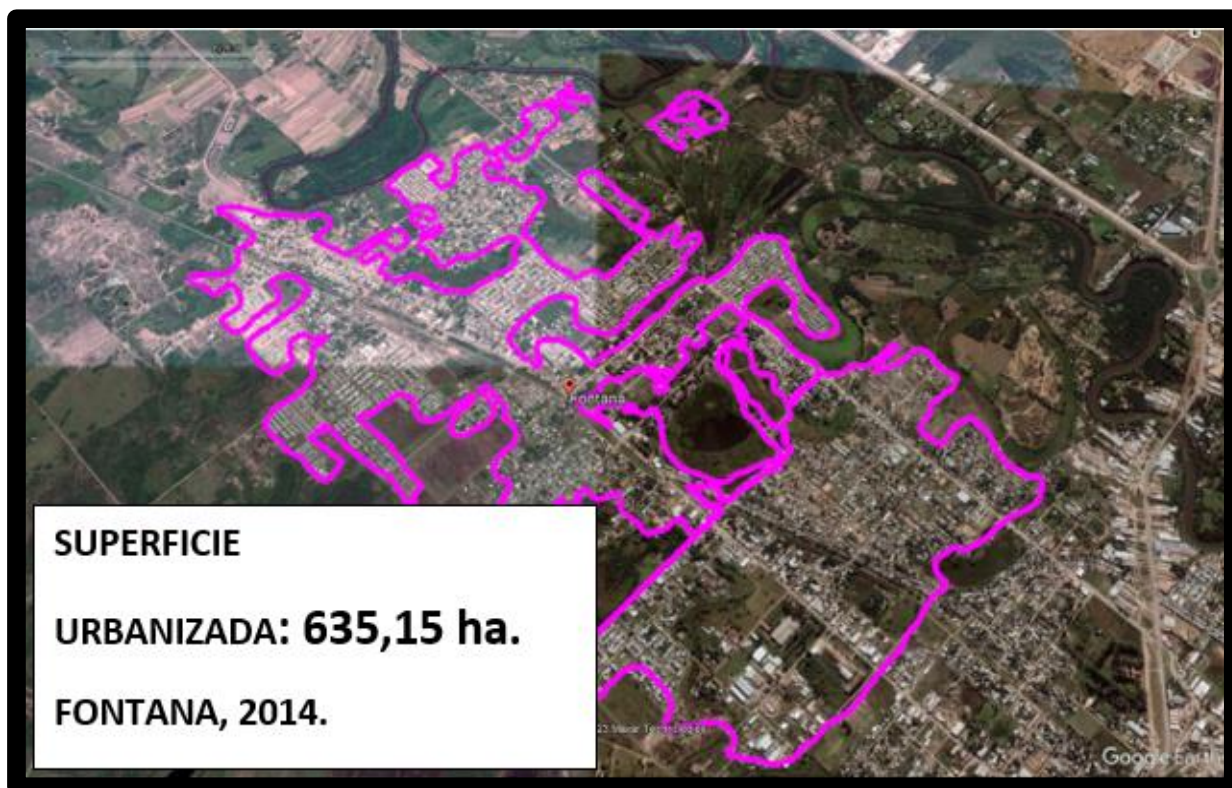


Imagen 17. Imagen satelital de Fontana (fuente: Elaboración propia con base en Google Earth, 2014).

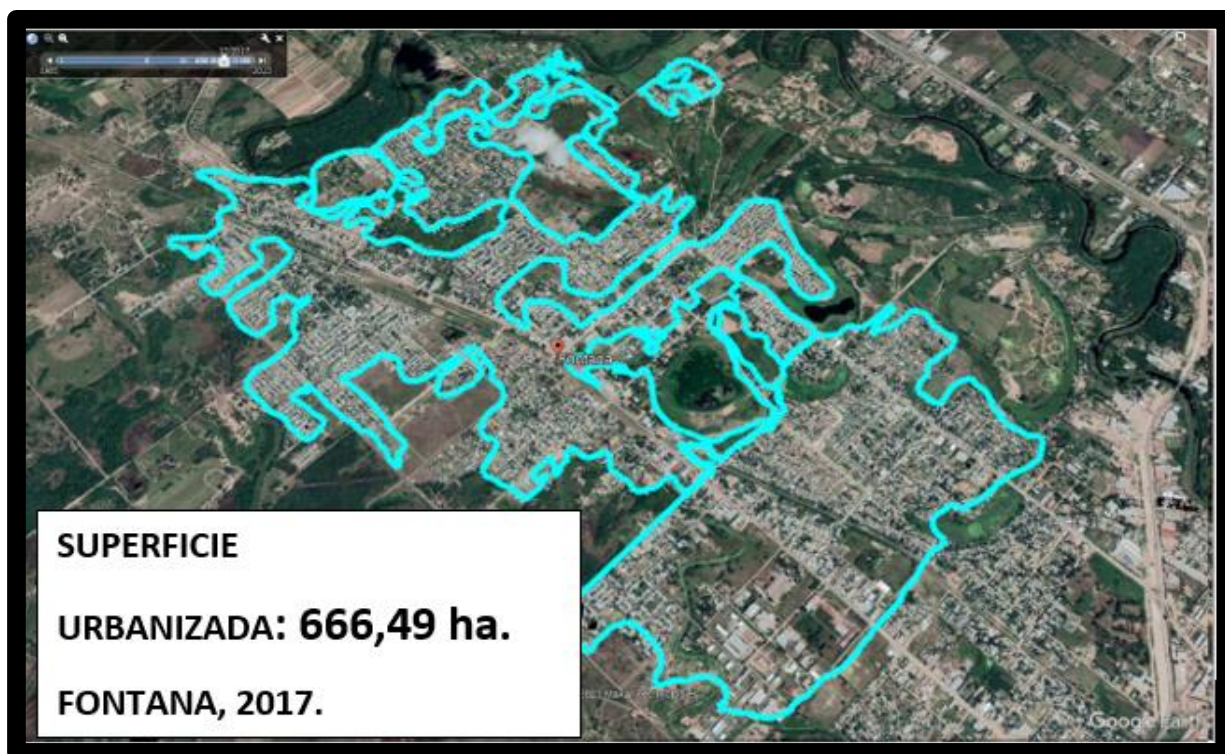


Imagen 18. Imagen satelital de Fontana (fuente: Elaboración propia con base en Google Earth, 2017).

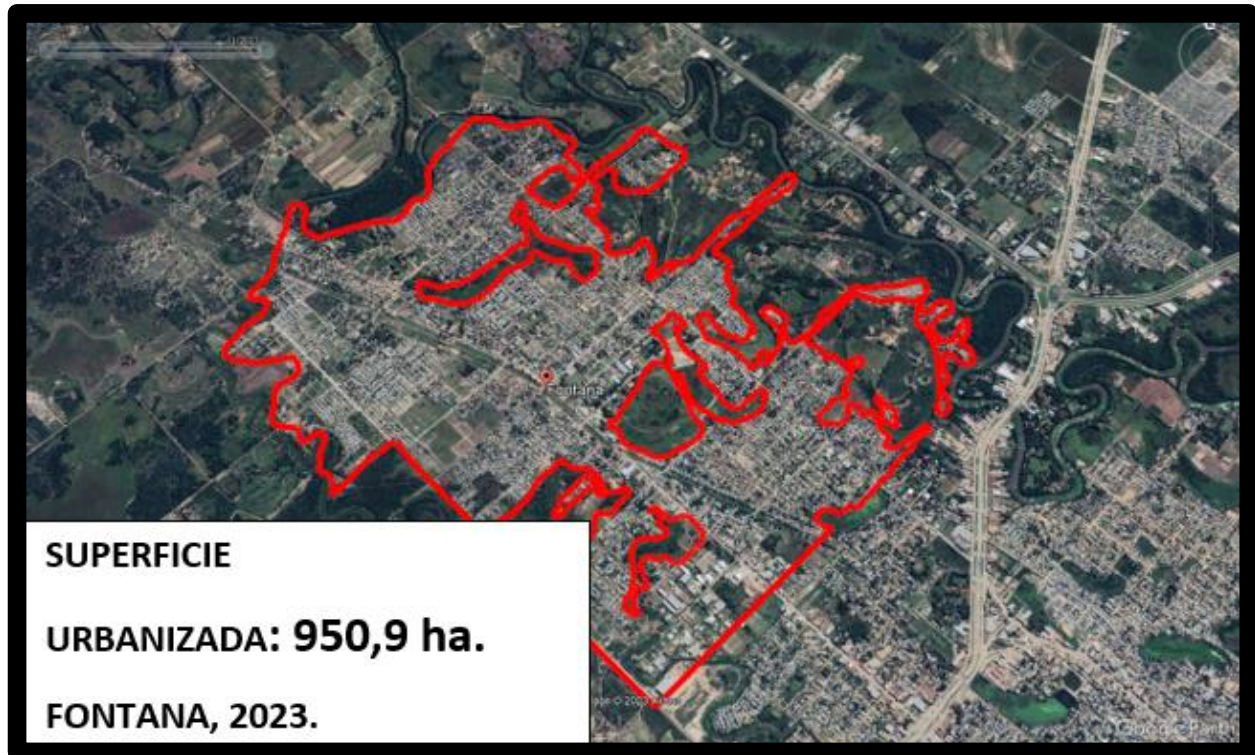


Imagen 19. Imagen satelital de Fontana (fuente: Elaboración propia con base en Google Earth, 2023).

Como fue nombrado anteriormente Fontana en conjunto con Resistencia, Barranqueras y Puerto Vilelas forman parte de la aglomeración urbana denominada Área Metropolitana del Gran Resistencia (AMGR).

En la **Imagen 20** se puede apreciar la localidad de Fontana con sus ciudades limítrofes; al norte limita con el río Negro, hacia el noroeste limita con el municipio de Puerto Tirol y al sureste limita con la capital de la provincia, Resistencia.

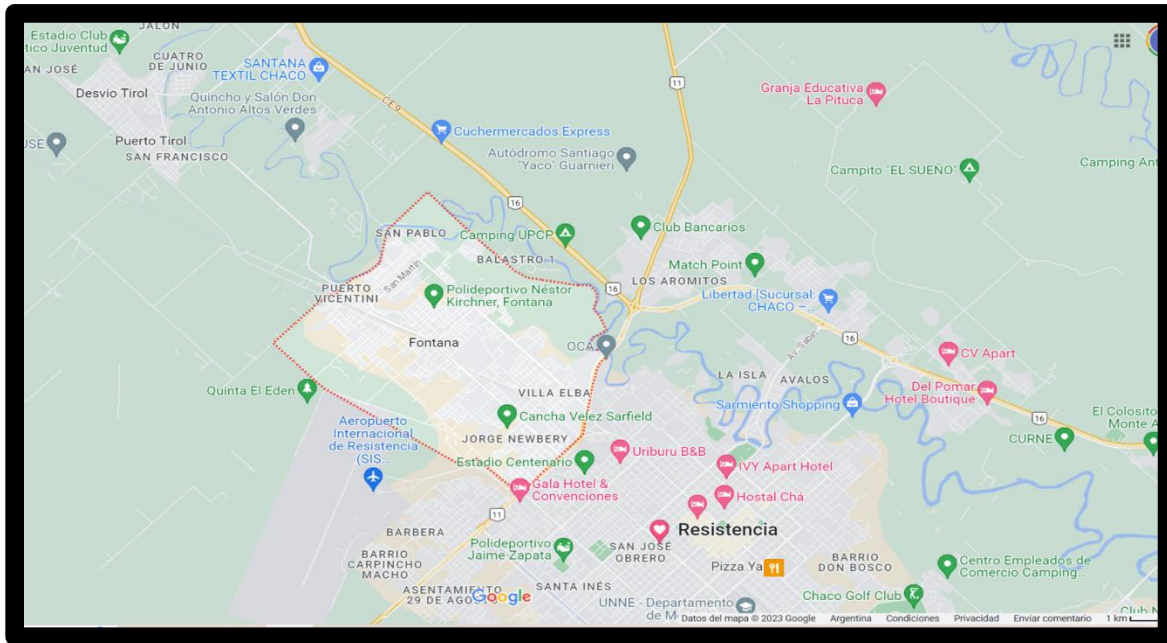


Imagen 20. Localidad de Fontana (fuente: Google Maps, 2023).

Por otro lado, Puerto Tirol es una ciudad de 135 años de antigüedad que se encuentra ubicada al sureste de la provincia del chaco, a 7km de la ciudad de Fontana y a 13,1 km de Resistencia, la misma está a una altura de 57 msnm y cuenta según censo 2010 con una totalidad de 11.000 habitantes aproximadamente como se observa en la **Imagen 21**.

Municipios Ciudad Río. Variación de población. 1991.2001.2010

	Población			Variación					
	1991	2001	2010	91 –01		01 –10		91 – 10	
Laguna Blanca	122	356	729	192%	234	105%	373	498%	607
Colonia Popular	32	135	553	322%	103	310%	418	1628%	521
Puerto Tirol	6.372	7.855	10.876	23%	1483	38%	3021	71%	4504
Fontana	14.436	26.745	32.027	85%	12309	20%	5282	122%	17591
Resistencia	229.212	274.490	291.720	20%	45278	6%	17230	27%	62508
Barranqueras	42.572	50.738	54.715	19%	8166	8%	3977	29%	12143
TOTAL	292.746	360.319	390.620	19%	67573	8%	30301	33%	97874

Fuente: Elaboración propia en base a INDEC. Censo Nacional de Población, Hogares y Viviendas.

Imagen 21. Censo Nacional de Población (fuente: mapa.poblaciones.org, 2012).

Se puede ver reflejado su crecimiento con el pasar de los años en las siguientes imágenes satelitales, **Imágenes 22, 23, y 24**, la primera, data el año 2008 y la más reciente data el año 2022 en donde se puede apreciar el avance de las construcciones que se fueron haciendo tanto en el centro de la ciudad de Puerto Tirol como en todas las zonas colindantes a este.



Imagen 22. Imagen satelital de Puerto Tirol (fuente: elaboración propia con base en Google Earth, 2008).



Imagen 23. Imagen satelital de Puerto Tirol, año 2014 (fuente: Elaboración propia con base en Google Earth, año 2014).



Imagen 24. Imagen satelital de Puerto Tirol, año 2022 (Fuente: Google Earth, año 2022).

1.3 OBJETIVOS

El presente trabajo prosigue la planificación hidrovial y un prototipo de mejora del corredor vial del AMGR hacia Puerto Tirol mediante una calzada de hormigón simple dentro de la traza de la Av. 25 de Mayo y, la adecuación, modificación y habilitación del puente Bergagno existente sobre el río Negro vinculándolo con esa localidad.

Se realizará el análisis y estudio del corredor para mejorar y unir el tramo Puerto Tirol – AMGR teniendo en cuenta la transitabilidad, comunicación, seguridad y confort de desplazamientos de vehículos automotores, ciclomotores y transeúntes.

Se buscará implementar el uso de transporte público en esta zona para lograr la conectividad entre localidades y el crecimiento de las actividades económicas y culturales logrando que el conglomerado se expanda y mejore la comodidad en la movilidad de los habitantes de barrios en crecimiento.

El proyecto buscará unir tramas de localidades que se encuentran en vías de desarrollo y expansión que en un futuro favorecerá el traslado hacia Corrientes ya que la construcción del segundo puente “Chaco-Corrientes” contempla la ejecución de un desvío ubicado entre las localidades de Fontana y Puerto Tirol.

Actualmente el corredor en estudio, la Av. 25 de Mayo, se encuentra pavimentada desde su inicio en la plaza central de Resistencia hasta su intersección con la Av. Augusto Rey en la localidad de Fontana donde, a partir de allí, cuenta con una calzada enripiada y cunetas a cielo abierto sin revestimiento; el mismo atraviesa el puente Bergagno, el cual actualmente es de madera, con luz de 68 metros de largo y 3,7m de ancho con un solo carril para paso vehicular, ubicado a 2,2 kilómetros de distancia de la Av. Augusto Rey.

El puente mencionado anteriormente será proyectado con estructura y doble calzada de hormigón permitiendo así la comunicación y transitabilidad segura para los peatones y para todo tipo de vehículos logrando así un corredor hidrovial unificado a Puerto Tirol con el AMGR, alentando a la población al crecimiento y asentamiento sobre dicho corredor.

Dado los análisis del corredor, se plantean objetivos particulares desagregados en dos etapas:

- 1- “Pavimento y desagües pluviales en Fontana” del corredor vial de la av. 25 de Mayo.
- 2- Puente sobre río Negro en Fontana.

En la **imagen 25** se puede ver con color rojo el sector del corredor en estudio y la ubicación del Puente Bergagno.

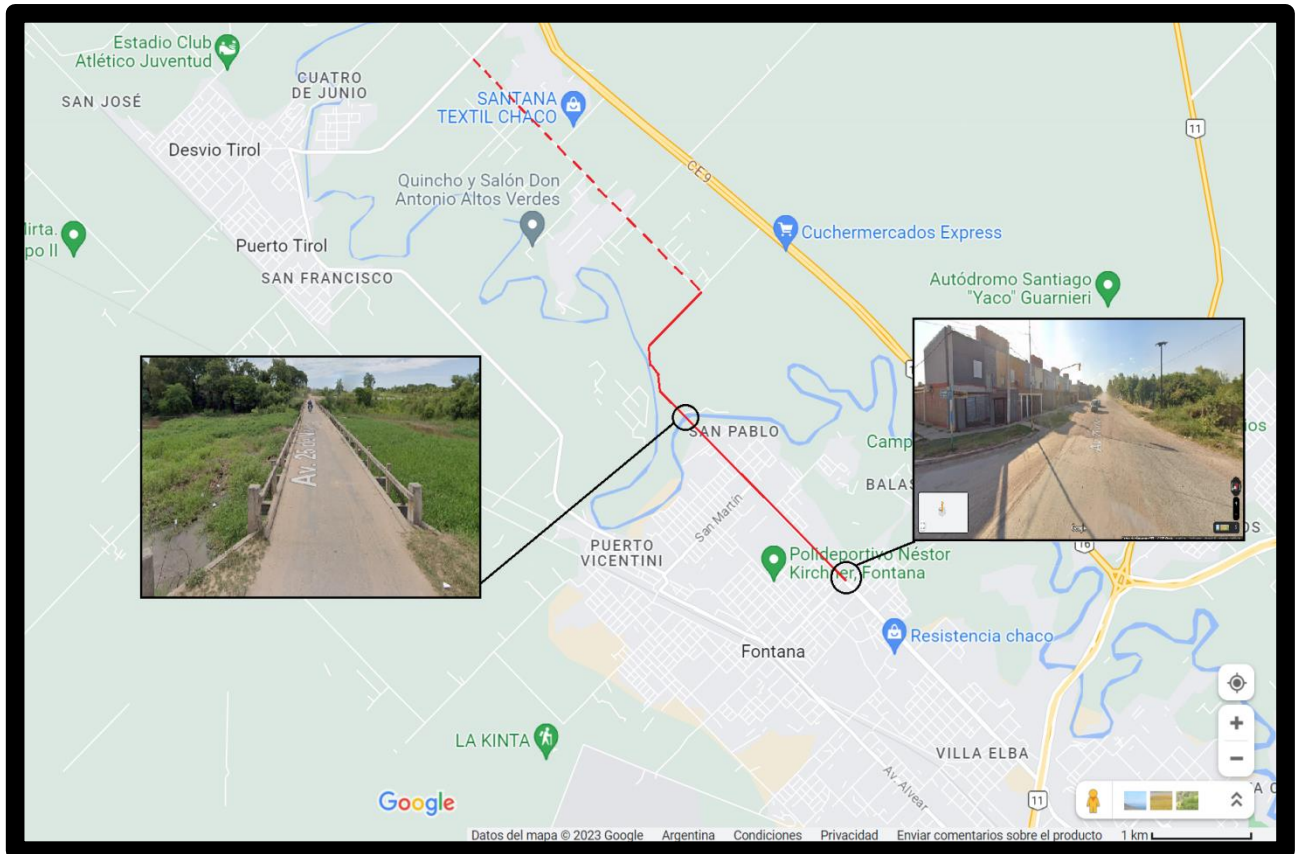


Imagen 25. Planificación hidrovial del corredor Puerto Tirol - AMGR (fuente: Elaboración propia con base en google maps, 2023).

1.4 CLIMA Y ANÁLISIS HIDRÁULICO

El Chaco se caracteriza por contar con un clima semiárido tropical a tropical húmedo, con vientos predominantes desde el sector norte y las temperaturas máximas llegan a los 40°C según datos del Ministerio de Ambiente y Desarrollo Sostenible.

Haciendo uso del informe “Anuario Precipitación” de la Administración Provincial del Agua del Chaco (APA) de 2017, es posible apreciar en la **imagen 26** las isohietas medias anuales de la provincia, que datan de mediciones en los pluviómetros instalados desde 1956 a 2017, viéndose una precipitación media de 700 mm/año en el sector noroeste de la provincia, mientras que en el sector sureste se observa una media de 1.300 mm/año, siendo este último, un dato sobre la zona en estudio.

Durante los meses de verano y otoño (diciembre-abril), se concentra casi 80% de las lluvias y su tramo final está influenciado por el régimen de crecidas del río Paraná, que es el colector final de sus aguas.

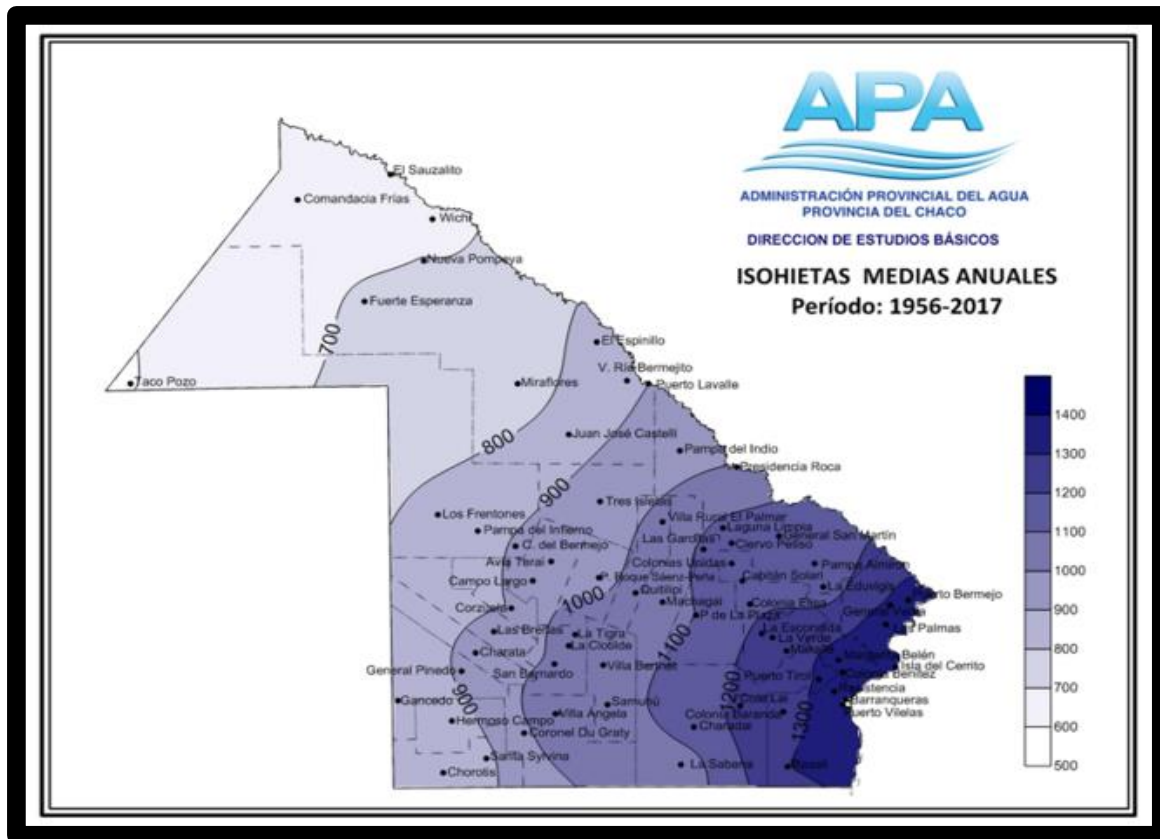


Imagen 26. Isohietas Medias Anuales (fuente: APA, 2017).

Se puede observar en la **imagen 27** el mapa de la red pluviométrica de APA en 2017 y las cuencas y ríos de la provincia. Estos pluviómetros registran los datos de precipitaciones de Chaco.

La escasa pendiente y la distribución irregular de las precipitaciones durante el año, pueden generar variaciones en los años hidrológicos, donde pueden ser de sequía o bien de inundaciones. Particularmente el AMGR y Puerto Tirol se ubican en la cuenca baja del río Negro y aquí se presentan formaciones de meandros debido a la poca energía de relieve que tiene y cuenta con un sistema lacustre conformado por lagunas (ver plano N°06).

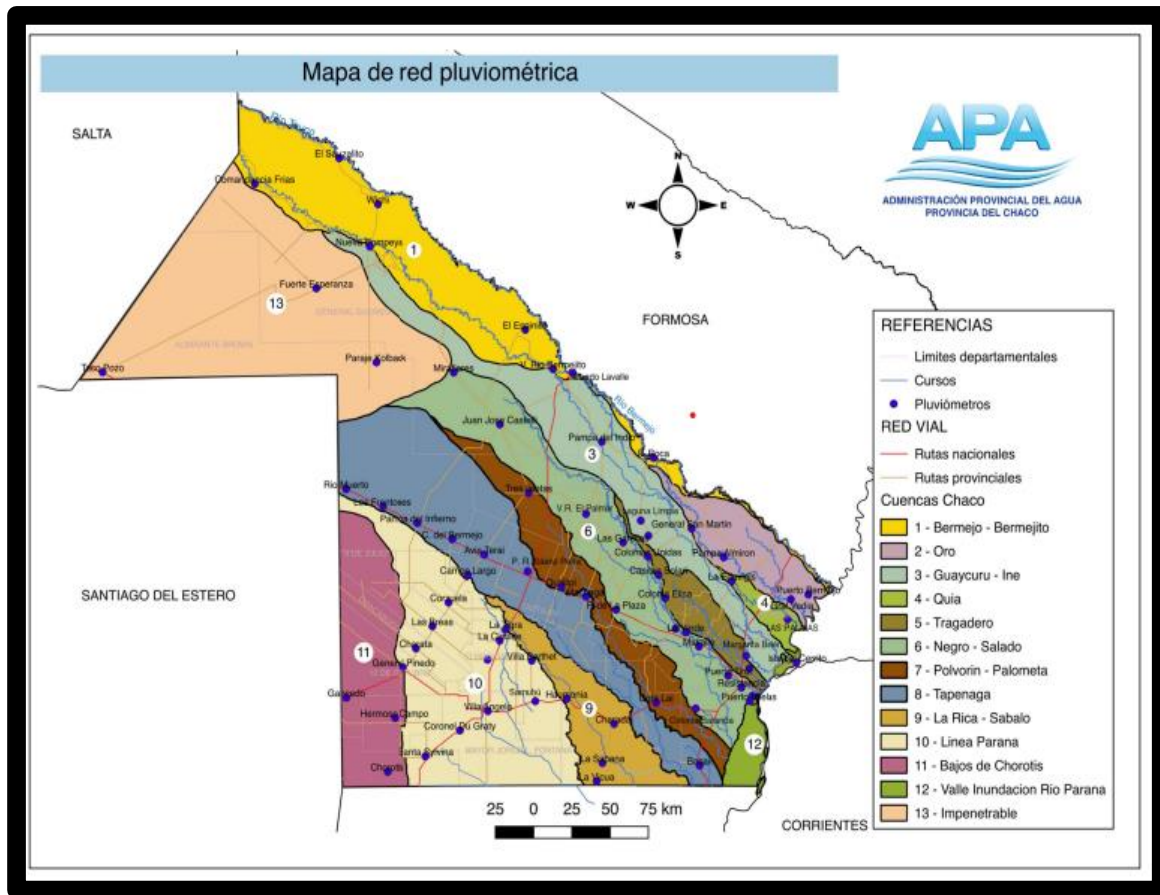


Imagen 27. Mapa de red pluviométrica (fuente: APA, 2017).

El río Negro como amenaza en épocas de crecidas justificó la construcción de defensas provisorias, que se observan en la **Imagen 28**, que acompañaron la expansión de las ciudades hacia las zonas inundables. Actualmente, la franja que bordea el valle del río Negro es un territorio en proceso de urbanización con dos centros importantes (Resistencia y Barranqueras) y un tercer centro (Fontana) de notable dinamismo. En los últimos años, la extensión urbana adoptó la forma de los terraplenes del río Negro y de las lagunas.

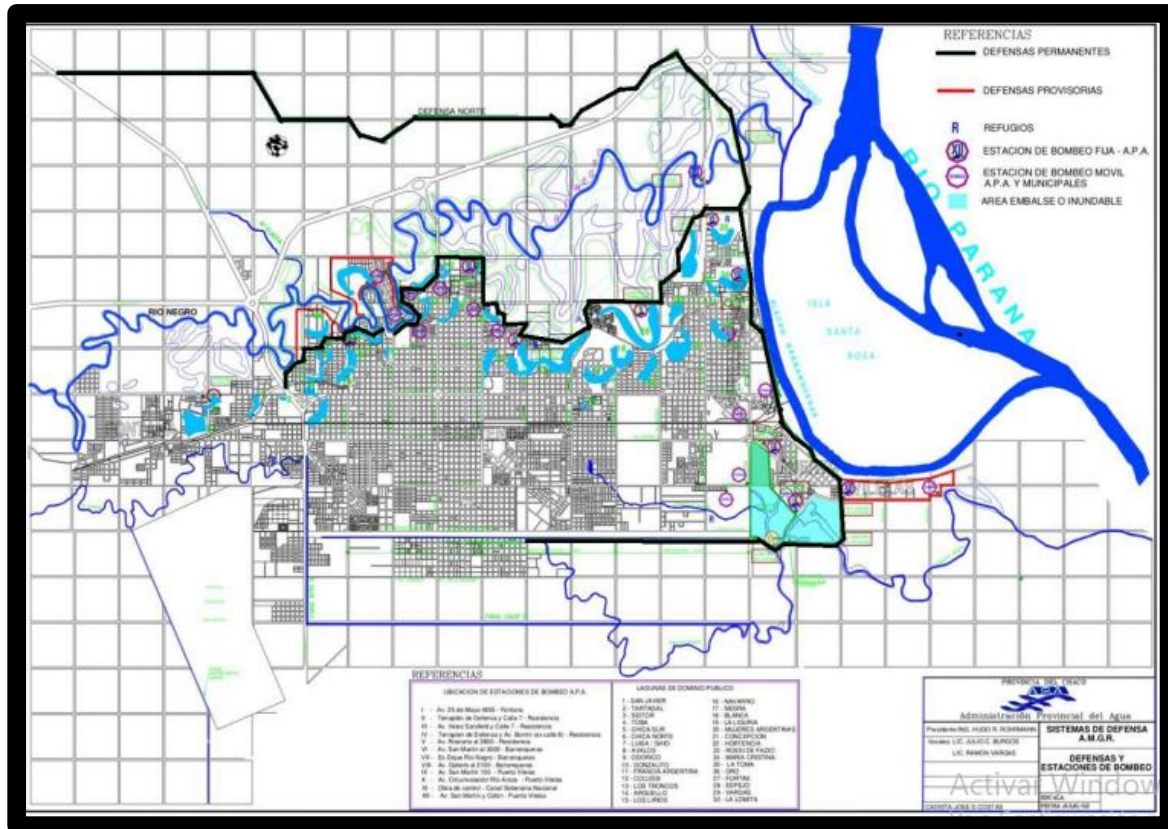


Imagen 28. Mapa ilustrativo de ubicación de defensas (fuente: APA, 2017).

Este río es un cuerpo de agua controlado en su cuenca baja con obras de control en las localidades de Laguna Blanca y en Barranqueras.

El régimen hidrológico del río Negro, depende de las lluvias locales de su cuenca de captación, los cambios de caudal dependen de la cantidad y distribución de las lluvias caídas en su cuenca baja, éste escurre en la planicie del Chaco Oriental, naciendo a 15-20 km al N-NO de Juan José Castelli y desembocando en el río Paraná, posee un paisaje que tiene muy escasa pendiente (en promedio 0,013%) en dirección predominante oeste-noroeste hacia este-sureste (ONO-ESE).

Las obras de control de Laguna Blanca permiten el paso de un caudal máximo de aproximadamente 60m³/s y el excedente lo derivan al río Salado, el cual escurre paralelo al río Negro por fuera de la ciudad, en una zona rural mientras que las obras de control en Barranqueras permiten que cuando el río Paraná supera la cota 48,53m MOP se cierran las compuertas impidiendo el paso del agua hacia la urbanización, y se bombea el caudal del río Negro con hasta 14 bombas hacia el Paraná. A su vez, debido a la ubicación de la ciudad dentro del valle de inundación del río Paraná, fueron necesarias defensas perimetrales al AMGR, las cuales evitan inundaciones dentro del conglomerado.

La construcción de la red vial nacional (RN N°11 y N°16) configuran un nuevo patrón territorial donde el río Negro queda contenido entre el ferrocarril y la RN N°16. La traza del ferrocarril coincide hasta Puerto Tirol con el límite suroeste de la cuenca y la urbanización se desarrolla en paralelo, en las tierras más altas.

Complementariamente con las obras y trabajos de las defensas, existen medidas no estructurales que nos definen distintos tipos de zonas de riesgo hídrico, ellas son: zona prohibida, zona de restricción severa, zona de restricción severa temporaria y zona de restricción leve. La **Imagen 29** muestra la zonificación de riesgo hídrico urbano por precipitaciones en el AMGR.

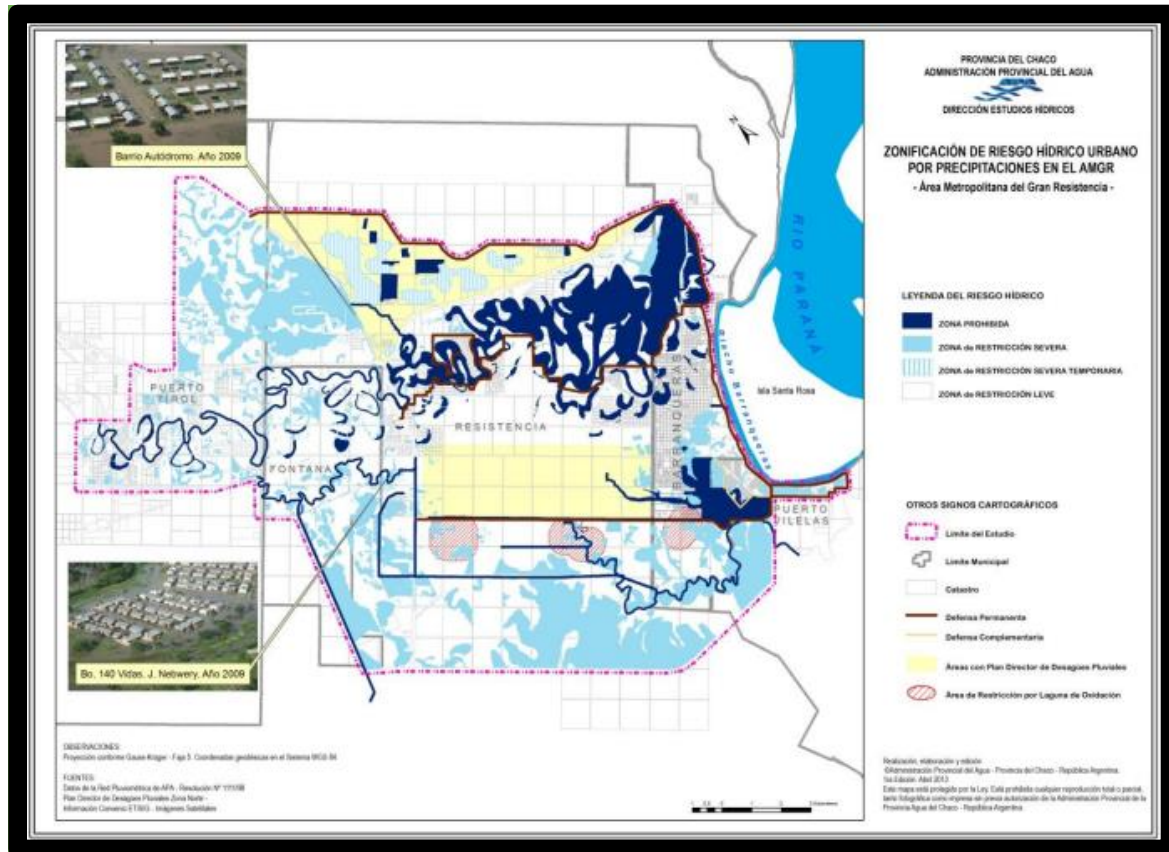


Imagen 29. Plano de zonificación de riesgo hídrico urbano por precipitaciones en el AMGR (fuente: APA, 2013).

En las ciudades de Fontana y Tirol las descargas utilizadas como desagüe pluvial planificado desembocan en el sistema de lagunas ubicado en la cuenca baja del río Negro.

El constante crecimiento de estas ciudades, tanto en construcciones de viviendas, como desarrollo vial, acrecienta la impermeabilización de la superficie, por tanto es de notar que se debe tener una buena planificación de los desagües pluviales, que en algunos proyectos de pavimentación muchas veces no son analizados.

Scornik (1998), en su trabajo acerca de Diagnóstico Urbano Expeditivo del AMGR, denomina como “Eje Oeste” al escenario preferente de expansión del AMGR, por no presentar riesgo hídrico por anegamiento fluvial. Pese a las recomendaciones sobre zonas inundables se generaron asentamientos de viviendas dentro de zonas peligrosas. Un claro ejemplo de esto ocurre al suroeste de la av. Soberanía Nacional como se aprecia en la **Imagen 30**:

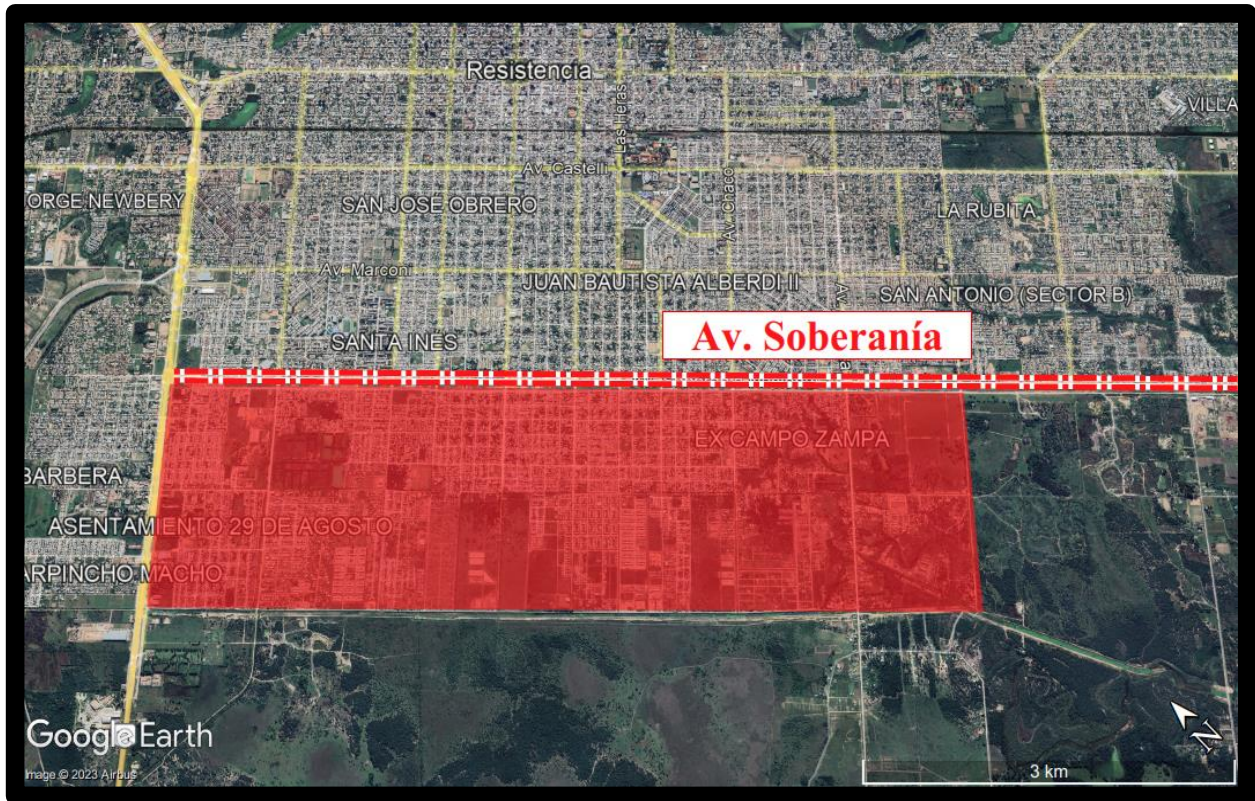


Imagen 30. Avenida Soberanía Nacional (fuente: elaboración propia con base en Google Earth, 2023).

Fontana y Tirol son ciudades aptas para ser habitadas debido a que el río Negro se encuentra regulado tanto aguas arriba como aguas abajo, pero no poseen las infraestructuras óptimas en lo que a servicios se refiere, lo que desalienta al pueblo a vivir allí. Por tanto se debe mejorar la infraestructura de estas ciudades para fomentar la expansión poblacional brindando mejor seguridad.

1.5 SERVICIOS

El AMGR y la localidad de Tirol cuentan con red de electricidad, telecomunicaciones, internet, agua potable, redes de desagües cloacales en diferentes barrios de la ciudad, y servicios de transporte comercial y urbano (colectivos, remises).

También poseen servicio ferroviario el cual es utilizado para el transporte de personas y cargas mediante el tren Belgrano Cargas y poseen centros de salud en diferentes barrios y hospitales públicos.

En el plano educativo las localidades cuentan con establecimientos de jardines de infantes, centros culturales (música, bellas artes, danzas, etc.) y escuelas primarias, secundarias y terciarias.

El conglomerado del AMGR cuenta con servicios de transporte público, por lo que es factible el uso del corredor para que a través de las mejoras los habitantes obtengan un mejor confort. La **Imagen 31** muestra los recorridos del transporte público actual que conectan a las ciudades:

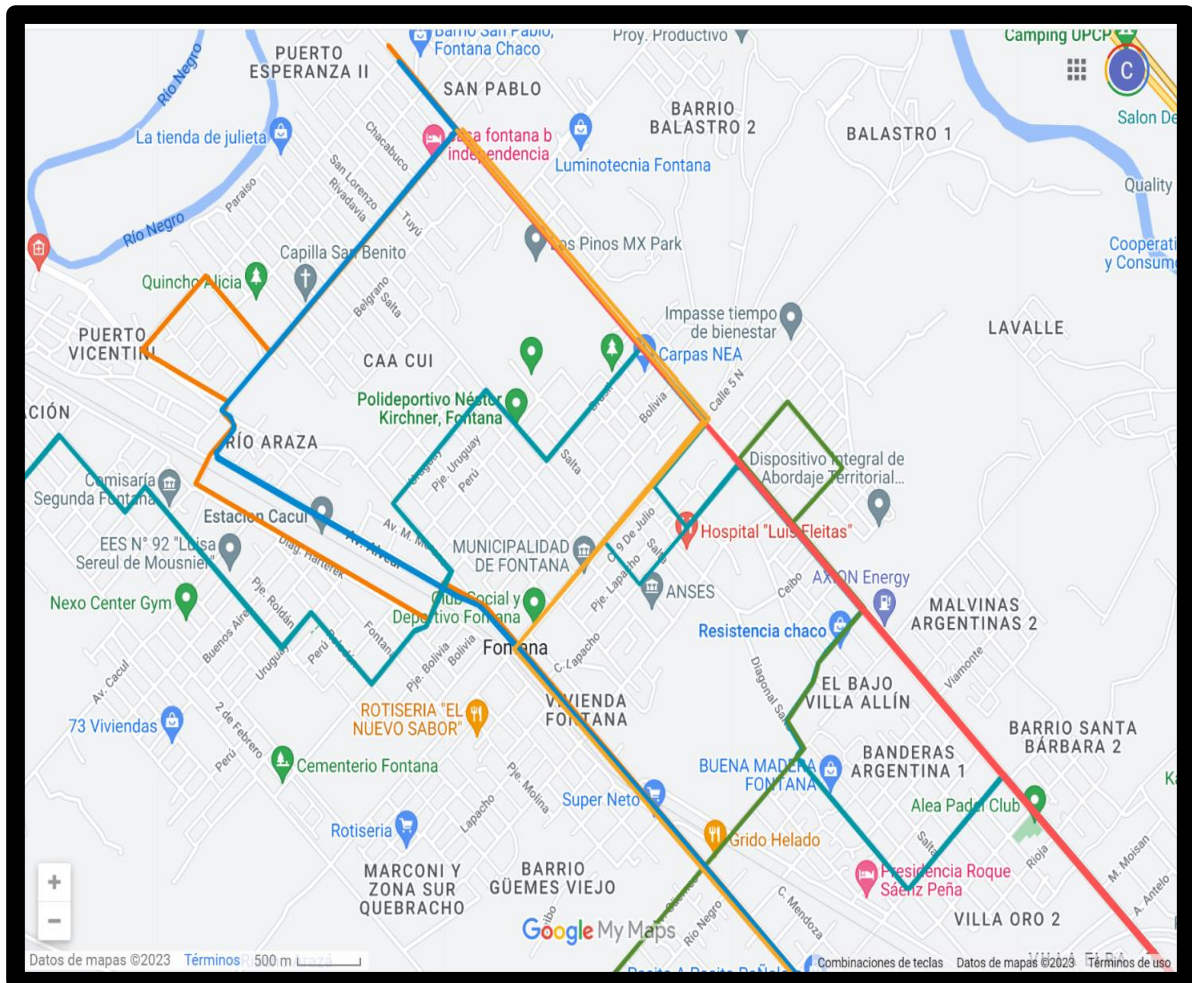


Imagen 31. Recorrido de líneas de colectivos urbanos (fuente: transporte.chaco.gob.ar, 2023).

El transporte público presenta características distintas según la localidad, las cuales podrían sintetizarse en tres situaciones:

En primer lugar y sin orden de prelación, concerniente a la conectividad regional, relevante para las actividades productivas y el acceso a los bienes y servicios que ofrece la aglomeración interprovincial, en segundo lugar la conectividad vial metropolitana -con Resistencia como ciudad primaria y los municipios que componen el AMGR-, cuya red jerarquizada resuelve diferencialmente la vinculación entre localidades y barrios y es a su vez soporte físico de la red de servicios de transporte y espacios públicos que habilita alternativas de movilidad también diferenciales para la población residente y, en tercer lugar, la concerniente a la accesibilidad de los barrios y equipamientos, directamente relacionada con su localización en el marco de las anteriores redes. Esta última, evidencia los mayores grados de penuria en los asentamientos informales y conjuntos de vivienda pública, habitados según lógicas de la necesidad y/o de organismos supramunicipales que han minimizado el significado de este atributo.

Una oferta urbana diversificada, aunque de baja cobertura en el AMGR que se caracteriza por la oferta de múltiples líneas de colectivo urbanas que comunican a los diferentes barrios y zonas del área, aunque no alcanzan a responder al proceso de asentamiento – formal e informal- en la lejanía de las arterias principales. La conurbación depende del servicio interurbano y Puerto Tirol no cuenta con transporte suburbano, pero accede a este servicio regular que lo vincula al AMGR y con Colonia Popular con menor frecuencia (5 viajes por día).

La insuficiencia en cantidad y calidad de los medios de transporte público se complementan con modos de transporte privado donde se destacan el uso de motocicletas, automóviles y bicicletas que se combina además con una cantidad importante de taxis y remises tanto formales como informales.

En el Gran Resistencia, las líneas de colectivo se caracterizan por vincular radialmente las distintas áreas con el área central de Resistencia; dichos recorridos se efectúan fundamentalmente a lo largo de las principales avenidas; ello determina una relación pendular con el área central.

La Terminal de Ómnibus centraliza los servicios con el resto de las localidades del interior provincial y del resto del país.

El transporte ferroviario contaba con el servicio del Tren Metropolitano de la Empresa SOFSE (ex empresa provincial SEFECHA) con 23,5 km. de vías, que unía los Municipios de Resistencia, Barranqueras, Puerto Vilelas y Fontana, pero actualmente no está en funcionamiento, el cual era usado como transporte suburbano e interurbano porque combinaba agilidad y precios notablemente más económicos que la oferta de las empresas de colectivos.

La conectividad de las localidades del área de intervención con la RN16 es decisiva como factor de desarrollo por su potencialidad para el acceso de la producción a los mercados regionales e internacionales y como vía rápida de acceso a los bienes y servicios que brindan ambas aglomeraciones, ello tensiona la radicación de usos urbanos en esta dirección.

1.6 TRAZA VIAL – ACCESOS

La ciudad de Fontana tiene distintos accesos desde Resistencia, uno de ellos es la avenida 25 de Mayo, la cual comienza en la plaza principal de la misma, cuenta con calzada pavimentada en gran parte de su recorrido, hasta la avenida Augusto Rey.

Existen otros dos accesos uno de ellos por av. Alvear, Resistencia, pavimentada en su totalidad y el último acceso es la avenida Marconi, sin pavimentar con un proyecto vigente que se encuentra en ejecución. Estos accesos son denominados “secundarios” y son los encargados de distribuir el tránsito a toda la localidad desde una red vial “primaria”, la Ruta Nacional 11. Analizando la ubicación del mismo y las conexiones con el actual corredor vial conformado por la ciudad de Fontana, Resistencia, Barranqueras y Puerto Vilelas podemos apreciar que se dan tres vías para su circulación, una única vía pavimentada que permite su acceso por Ruta Nacional n°16 y otras dos vías sin pavimentar en mal estado para su circulación, permitiendo el acceso por la Avenida Alvear y la otra vía atravesando el Puente Bergagno, como se observa en la **Imagen 32**:

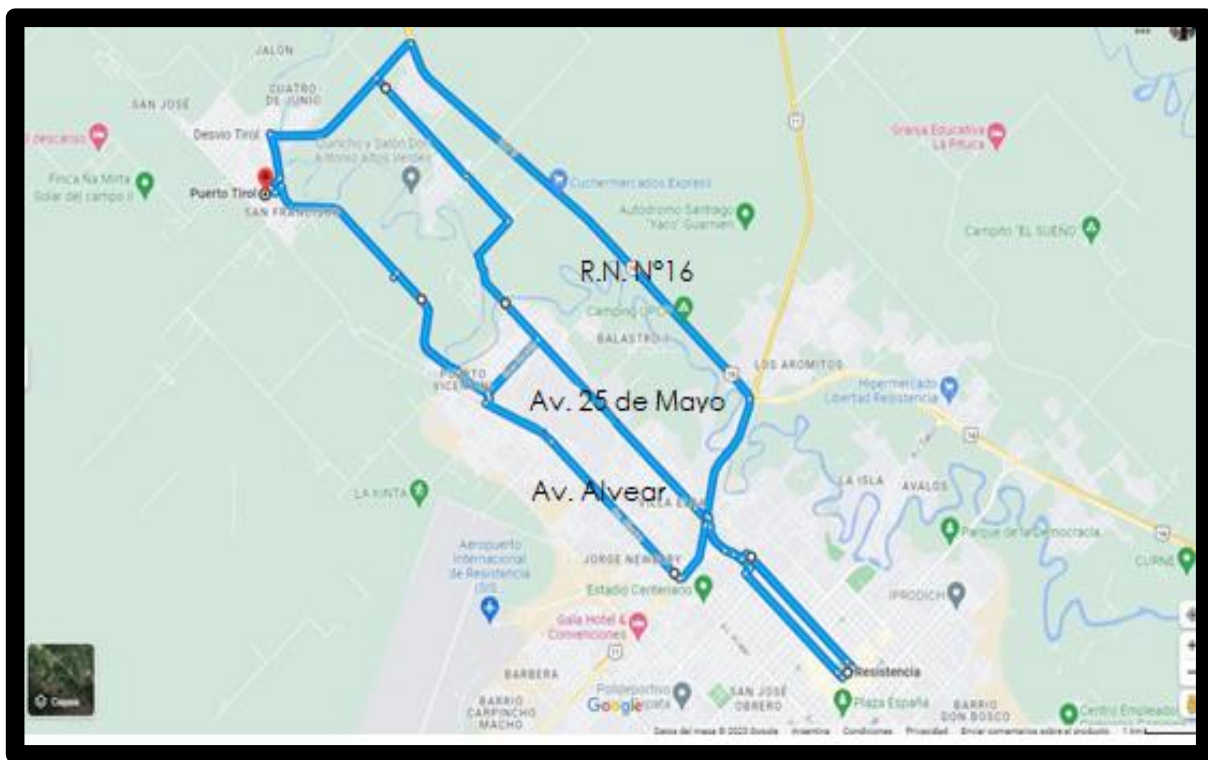


Imagen 32: Conexiones con el actual corredor vial AMGR- Puerto Tirol (fuente: Google Maps, 2023).

En lo que compete al acceso por Avenida Alvear, se puede solucionar el estado de las calles mediante un exhaustivo mantenimiento del mismo, mientras que el acceso mediante el paso a través del Puente Bergagno, como solución, es la proyección y ejecución del mismo en hormigón para brindar seguridad a los ciudadanos que circulan por el mismo.

El trayecto más eficiente para la circulación de los habitantes entre el actual corredor vial y Puerto Tirol es el que se realiza a través del Puente Bergagno debido que es el trayecto más

corto y consecuentemente el más rápido, por tanto se considera conveniente reemplazar el puente actualmente de madera por uno de hormigón a fin de lograr una conexión segura y duradera.

Como fue dicho anteriormente en este trabajo se proyecta el acondicionamiento de este camino mediante un puente de hormigón para una futura pavimentación integrando así a la ciudad de Puerto Tirol al corredor vial del Gran Resistencia. Completan a esta traza vial, la red interna urbana compuesta por calles pavimentadas desde el casco céntrico hacia las afueras, donde se ve una planificación que da mayor importancia a cubrir los servicios públicos, accesos a establecimientos educativos, recreativos y a sistemas de salud y por otro lado, la mayor parte de la traza interna barrial se encuentra con calles de tierra mejoradas con ripio y en barrios de mayor lejanía calles sin tratamiento.

Por este motivo se prevé un anteproyecto en la ciudad de Fontana que pueda contar con una nueva comodidad en cuanto a la conectividad, llevándose a cabo estudios para realizar pavimentación y desagüe en la continuación de la avenida 25 de Mayo comenzando en avenida 25 de Mayo a la altura de 4600 a 4800 y la avenida Augusto Rey y desarrollando de manera progresiva sobre la avenida un tramo de 2,2 km lineales y en el siguiente anteproyecto se desarrollará la continuación de la pavimentación, refacción y habilitación del puente Bergagno que se sobre el río Negro buscando la conexión con un acceso a Puerto Tirol.

Las transformaciones del territorio están causando grandes proyectos de obra pública ejecutados en los últimos años, como el sistema de autovías de vinculación Chaco – Corrientes (Autovía Avellaneda, Autovía Democracia) que mejoran la conectividad de toda el área generando el crecimiento de toda la ciudad.

Cabe destacar que la realización del puente Bergagno en hormigón sería de gran ayuda a nivel provincial ya que, como es de actual conocimiento, en la ciudad de Puerto Tirol se ubica el “Parque Industrial Puerto Tirol” conformado por fábricas industriales en donde hay una enorme cantidad de personas que residen y hacen al desempeño industrial del mismo, aunque también, un gran número de personas que trabajan allí son de zonas aledañas que tienen que sortear actuales inconvenientes para llegar a las mismas y en viceversa, muchos habitantes de Puerto Tirol trabajan o se desplazan hacia el AMGR y sufren las complicaciones de tener un solo camino pavimentado para llevarlos a destino.

Cabe destacar que en dicha ciudad también se realizan eventos importantes a nivel interprovincial como ser la Fiesta Nacional del Taninero y el Festival del Chamamé que permite un enorme crecimiento socioeconómico y turístico en la provincia con la asistencia de personas de todo el país y la región. El proyecto en cuestión facilitará que las personas se trasladen hacia este sector de manera segura ya que genera una nueva vía de acceso y conexión a Puerto Tirol mediante el puente y pavimentación de la av. 25 de Mayo fomentando la presencia en estos eventos.

1.7 CONCLUSIÓN

Particularmente lo que se pretende con la ejecución de la presente obra es mejorar sustancialmente la transitabilidad, tanto vehicular como peatonal del corredor de la Avda. 25 de Mayo, en el tramo comprendido entre la Avda. Augusto Rey y el acceso a Puerto Tirol.

El trabajo consiste en pasar de la situación actual con calzadas de tierra y cunetas a cielo abierto sin revestimiento, a calzadas de hormigón simple con cordón integral, dando continuidad y desarrollo al tránsito del corredor al vincularse con el acceso a Puerto Tirol, también se plantea la adecuación hidráulica y mayor seguridad urbana a través de la incorporación de nuevas luminarias de tipo LED. Además el proyecto contempla la ejecución de un nuevo puente de hormigón armado en remplazo del actual puente Bergagno que se ubica sobre el río Negro con una luz de 68m de largo, mejorando el esparcimiento y traslado para el uso de la comunidad.

Lo que se busca con este proyecto es contribuir al mejoramiento de las condiciones del hábitat, mediante una intervención integral del espacio público, que permita generar una transformación no solamente urbana, sino social y ambiental, elevando la calidad de vida de quienes se vean beneficiados por estas acciones y al mismo tiempo mejorando las condiciones de accesibilidad, movilidad y seguridad de sus habitantes.

Los beneficiarios directos del proyecto, se considera a los usuarios actuales y futuros del camino a intervenir y este valor está representado por el TMDA (Tránsito Medio Diario Anual) que expresa la cantidad de vehículos que transitan en un día promedio de un año determinado. Para el tramo a intervenir, se realizó un Estudio de Tránsito (ver Estudio Ingeniería – Capítulo de Tránsito), y se calculó un TMDA 2023(vehículos/día) para cada sub-tramo a intervenir. La tasa de crecimiento anual de tránsito se adopta igual al 3%.

Los beneficiarios indirectos se consideran a la población departamental, según Censo 2010 del INDEC, para el Departamento San Fernando era de 400.053 habitantes, cuya proyección al año 2022 alcanzan los 450.608 habitantes (según Estadísticas del INDEC).

La ejecución del proyecto que se estudia será dividida en dos etapas, la “etapa I” consistirá en realizar el estudio del caso del pavimento y desagües pluviales en Fontana y en la “etapa II” el caso del diseño de un puente sobre el río Negro ambos sobre el corredor vial de Av. 25 de Mayo uniendo la localidad de Puerto Tirol con el AMGR.

2 - MECÁNICA DE SUELOS

2.1 ZONA DE ESTUDIO

En el presente capítulo se conocerán las características del corredor que abarca el estudio del caso de la etapa I, es decir, desde la intersección de Av. 25 de mayo y la Av. Augusto Rey hasta el puente Bergagno tales como el tipo de suelo que se presenta, el volumen de tránsito, la velocidad directriz del camino y consecuentemente, todos los elementos de diseño serán de importancia para el dimensionado del pavimento que se desea realizar, tal como se observa en la **imagen 33**.

Se obtuvieron, a través de la Dirección de Vialidad Provincial de la provincia del Chaco (DVP) y la Administración Provincial del Agua de la provincia del Chaco (APA), datos de carácter ingenieril como puntos topográficos, cuencas de aporte a la zona de camino, catastro, etc. (ver plano N°03).

El análisis del tránsito comienza con un relevamiento visual del tramo elegido sobre la Av. 25 de Mayo y la intersección con la Av. Augusto Rey y llega hasta el puente Bergagno.

Se realizó un recorrido vehicular con el fin de conocer el área de estudio y sus alrededores, para establecer soluciones a los inconvenientes viales e hidráulicos y así mejorar la calidad de vida de las personas.



Imagen 33. Imagen satelital de zona de estudio (fuente: Elaboración propia con base en Google Earth, 2023).

A continuación, se observa mediante fotografías, la situación actual de la zona de estudio dándole una secuencia desde el punto de inicio de recorrido en Av. 25 de Mayo intersección Av. Augusto Rey, hasta el punto final ubicado en el puente Bergagno.

Se observa en el sector de estudio la presencia de barrios residenciales, comercios, iglesias y asentamientos los cuales con la ejecución del proyecto brindará una mejora en la transitabilidad vehicular y peatonal del corredor de la Avda. 25 de Mayo, así como una adecuación hidráulica y mayor seguridad urbana a través de la incorporación de nuevas luminarias de tipo LED (Ver imágenes 34.a, 34.b, 34.c).



Imagen 34.a. Inicio tramo de estudio, Av. 25 de Mayo, esquina Av. Augusto Rey (fuente: Elaboración propia, 2022).



Imagen 34.b. Transporte público (líneas 107 B, 204, 207); locales comerciales; entrada al barrio San Pablo (fuente: Elaboración propia, 2022).



Imagen 34.c: Fin de tramo: Puente Bergagno (fuente: Elaboración propia, 2023).

El Puente Bergagno sobre el río Negro es un punto de interés para el estudio hidráulico que se desarrollará en la “etapa II”.

Para el análisis de diseño se tendrá en cuenta lo establecido en el Código Urbano de la ciudad de Fontana.

2.2 MECÁNICA DE SUELOS

Para este anteproyecto se utilizaron datos aportados por el municipio de Fontana, con muestras obtenidas dentro de la zona de influencia y que, para este anteproyecto, se consideraron extrapolables a falta de más datos, dado la uniformidad de las características geomorfológicas de la zona.

Se obtuvieron siete calicatas en distintos puntos de la zona de proyecto para caracterizar las subrasantes como se observa en la **Imagen 35**. El muestreo y los estudios se realizaron en base a la normativa vigente de la Dirección Nacional de Vialidad.



Imagen 35. Calicatas en estudio (fuente: Google maps, 2020).

De los siete estudios realizados por la dirección de Laboratorio y Ensayo de materiales de la municipalidad de Fontana se obtuvieron los siguientes datos brindados a continuación en la tabla 1.

Tabla 1. Planilla de determinación de la densidad in situ por el método de la arena (fuente: dirección de Laboratorio y Ensayo de materiales de la municipalidad de Fontana, 2020).

OBRA: PAVIMENTO URBANO - FONTANA - CHACO
CALLES: VARIAS
SECCION:

Provincia: Chaco

SUELO COMUN

DETERMINACION DE LA DENSIDAD IN SITU POR EL METODO DE LA ARENA

Fecha	Prof. (m)	Muestra	Peso del suelo húmedo	Peso Arena					Peso Espec. Arena	Volumen del Pozo	Hum %	Dens. Hum	Dens. Seca	Proctor	%	Tipo de Suelo
				Fras co	Remanen	Cono y pozo	Arena Cono	en el Pozo								
10/01/2013	0,50	1	1.400	3.500	730	2.770	1.600	1.170	1,47	798	12,8	1,78	1,58	1,67	94%	Arcilloso
10/01/2013	0,50	2	1.480	3.500	779	2.721	1.622	1.099	1,47	748	28,0	1,98	1,55	1,61	98%	Arcilloso
10/01/2013	0,70	3	1.310	3.500	752	2.748	1.628	1.120	1,47	762	27,4	1,72	1,35	1,49	91%	Limoso
10/01/2013	0,50	4	1.420	3.500	732	2.768	1.603	1.165	1,47	793	30,4	1,79	1,37	1,53	90%	Limoso
10/01/2013	0,50	5	1.280	3.500	778	2.722	1.678	1.048	1,47	712	25,1	1,80	1,44	1,53	94%	Arcilloso
10/01/2013	0,50	6	1.580	3.500	785	2.715	1.710	1.005	1,47	684	25,4	2,31	1,84	1,91	97%	Limoso
10/01/2013	0,50	7	1.475	3.500	845	2.655	1.845	1.010	1,47	687	15,4	2,15	1,88	1,89	98%	Limoso
Km	30	3	114	1	2	3	4	5	6	7		753,8 - 1	9003,8 - 1	9019,8 - 1	10103,8 - 1	
Ubic.	1	2	3													
P. Hm.	1000	1000	1000	759,2	752,8	1233,7	713,0	720,1	610,8	765,7		1000	1000	1000	1014,7	
P. seco	2100,1	2100,4	2100	673,0	588,3	988,4	548,6	575,6	648,7	663,4		812,2	813,5	813,5	1014,7	
Agua	1010	1010	101	88,2	164,5	266,3	166,4	144,5	164,1	102,3		917,8	1013,5	1013,5	101	
%	1013	1012	101,5	12,8	28,0	27,4	30,4	25,1	25,4	15,4		753,8	222,8	246,5	260,2	

Los ensayos realizados se presentan en los anexos. (Ver Anexo II)

2.3 TRÁNSITO

A efectos de poder determinar el tránsito de diseño en el tramo de Av. 25 de Mayo entre Av. Augusto Rey y el puente Bergagno de la localidad de Fontana, se realizó un censo por 8 horas consecutivas en distintas fechas, en donde se estudiaron dos puestos del tramo, el puesto N°1 en la intersección de Av. 25 de Mayo y calle Brasil y el puesto N°2 en Av. 25 de Mayo y calle San Martín ubicados en la **imagen 36**.

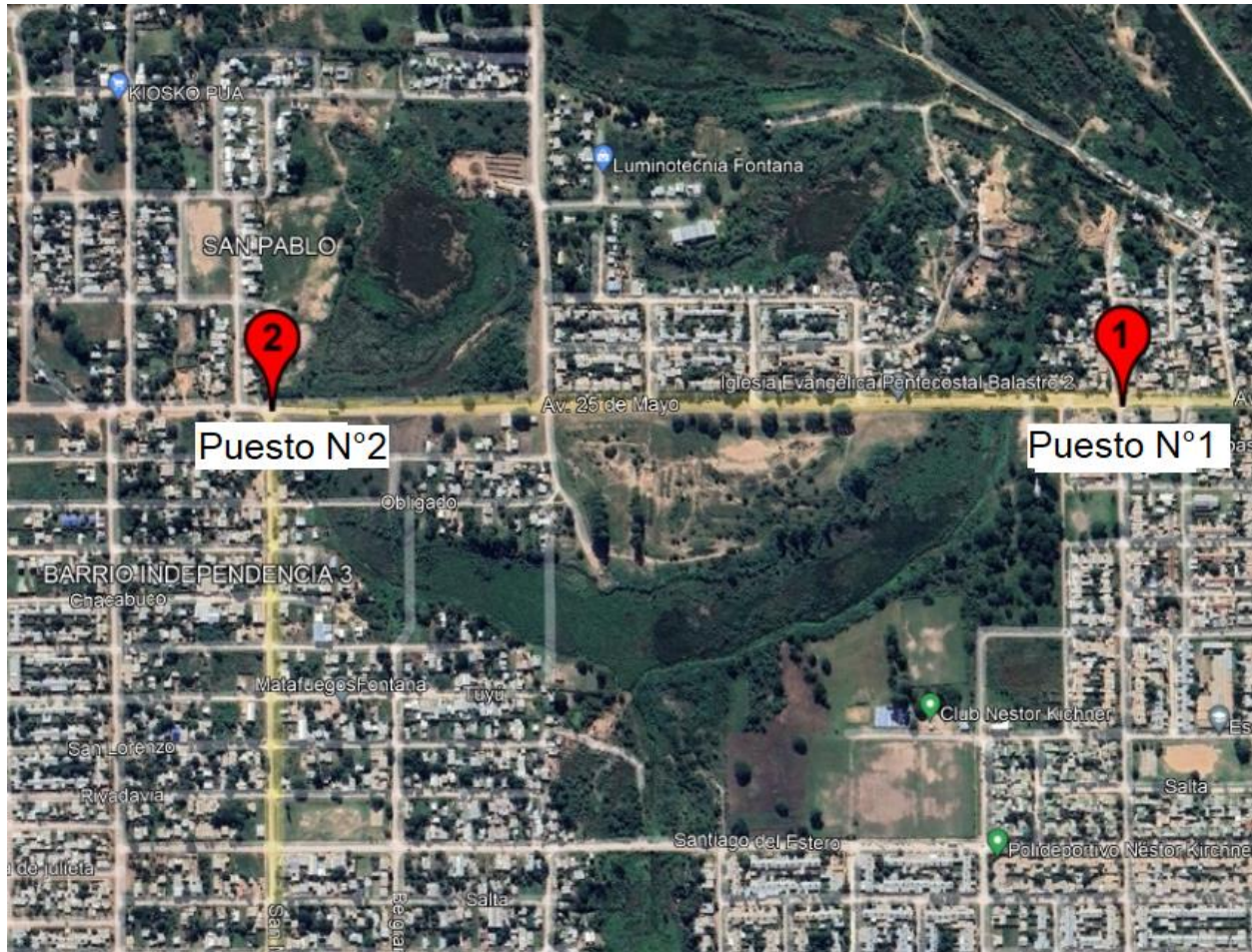


Imagen 36: Ubicación puesto N°1 y puesto N°2, donde se realizó el censo (fuente: Elaboración propia con base en Google Earth, 2023).

En la tabla 2 se muestran las ocho horas censadas que corresponden a los periodos de mayor circulación urbana, aproximadamente 70% del volumen total diario, considerando días hábiles.

Tabla 2. Censo tránsito (fuente: DPV, 2022)

CENSO TRÁNSITO – TRAMO: Av. 25 de Mayo		
DÍA	PERIODO CENSADO	PUESTO DE CENSO
LUNES 18/04/2022	Matutino: 8:00 h. a 12 h. Vespertino: 16:00 h a 20:00 h	N°1: Av. 25 de Mayo y la intersección con calle Brasil
MARTES 10/05/2022	Matutino: 8:00 h. a 12 h. Vespertino: 16:00 h a 20:00 h	N°1: Av. 25 de Mayo y la intersección con calle Brasil
LUNES 16/05/2022	Matutino: 8:00 h. a 12 h. Vespertino: 16:00 h a 20:00 h	N°2: Av. 25 de Mayo y la intersección con calle San Martín
MARTES 17/05/2022	Matutino: 8:00 h. a 12 h. Vespertino: 16:00 h a 20:00 h	N°2: Av. 25 de Mayo y la intersección con calle San Martín

Así, se proyectó el volumen de vehículos censados en las 24 horas del día. Los cuatro días se realizaron censos volumétricos con clasificación por tipo de vehículo y por carril mediante dos puestos censales dentro del tramo, el puesto N° 1 ubicado en la intersección de la calle Brasil y Av. 25 de mayo, y el puesto N° 2 en la intersección entre la Av. 25 de mayo y la calle San Martín.

- Carril 1 - Ascendente: Av. Augusto Rey a Puente Bergagno. (Orientación este - oeste).
- Carril 2 – Descendente: Puente Bergagno a Av. Augusto Rey (Orientación oeste - este).

Se presenta la tabla 3 donde se observan los volúmenes censados y proyectados durante veinticuatro horas y luego el cálculo de los promedios por carril.

TABLA 3. Censos volumétricos: promedio por carril

ASCENDENTE -CARRIL 1: AV 25 DE MAYO, TRAMO: AV. AUGUSTO REY - PUENTE BERGAGNO (ORIENTACION ESTE - OESTE)																										
		Volumen CENSADO	Horas del día																							
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
Volumen promedio		705	13	9	6	5	7	13	27	39	39	40	41	41	40	38	37	41	41	42	44	42	35	28	21	16

DESCENDENTE -CARRIL 1: AV 25 DE MAYO, TRAMO: PUENTE BERGAGNO - AV. AUGUSTO REY(ORIENTACION OESTE - ESTE)																										
		Volumen CENSADO	Horas del día																							
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
Volumen promedio		743	13	9	7	6	7	14	29	41	42	42	43	43	42	40	40	43	43	44	47	44	37	28	22	17

Se puede concluir que el carril más cargado es el descendente o Carril 2 que presenta dirección desde el puente Bergagno hacia Av. Augusto Rey, con un tránsito medio de 743 vehículos/día.

Teniendo en cuenta el volumen total censado, los valores son los siguientes:

- Carril 1: Tránsito total medio – año 2022 = 705 vehículos / día.
- Carril 2: Tránsito total medio – año 2022 = 743 vehículos / día.

Con los valores de la tabla se realizó un gráfico de tortas (ver **gráfico 1**) en donde es posible ver la composición promedio por tipo de vehículos, para ambos carriles, considerando el tránsito total.

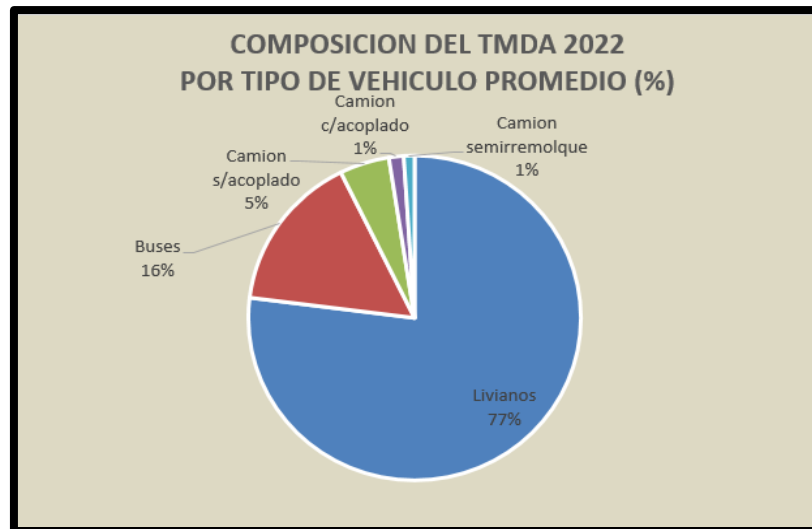


Gráfico 1. Composición del TMDA 2022. Por tipo de vehículo promedio (%)

Se adopta el valor del carril más cargado por tratarse de un perfil tipo avenida.

TMDA 2022 = 743 V/D

El tránsito de diseño a utilizar en el año 2023, se presenta en la tabla 4 con su composición vehicular que contempla vehículos livianos (autos, camionetas, utilitarios), transporte de pasajeros, camiones medianos de abastecimiento, servicios y pocos camiones con acoplados que optan por esta vía de vinculación y una tasa de crecimiento interanual de 3 % para todas las categorías.

TABLA 4. Tránsito de diseño a utilizar en 2023

COMPOSICION	TMDA 2023	%
Livianos	589	77%
Buses	120	16%
Camion s/acoplado	37	5%
Camion c/acoplado	11	1%
Camion semirremolque	8	1%
TOTAL	765	100%

TMDA 2023 = 765 V/D

Del valor obtenido se establece que 50% se dirige en sentido ascendente y el resto en el sentido descendente.

El pavimento a utilizar en el proyecto será pavimento rígido de hormigón simple ya que es quien soporta y resiste las tensiones generadas por el tráfico y el medio ambiente, como los cambios de temperatura y humedad y para su dimensionamiento se utilizará el método AASHTO 93 porque introduce el concepto de serviciabilidad en el diseño de pavimentos como una medida de su capacidad para brindar una superficie lisa y suave al usuario.

Será diseñado para obtener en forma económica un buen comportamiento durante una larga vida de servicio.

3- DISEÑO GEOMÉTRICO

3.1 INTRODUCCIÓN

Este capítulo se enfoca en las características geométricas de la vía en estudio, teniendo en cuenta que el anteproyecto comprende la ampliación de un camino con características geométricas ya definidas, expondremos la situación sin proyecto, para luego determinar las características geométricas en la situación con proyecto.

3.2 SITUACIÓN SIN PROYECTO

En primera instancia realizamos el análisis operacional actual del corredor de Av. 25 de mayo entre la Av. Augusto Rey y el puente Bergagno (ver Imagen 37).

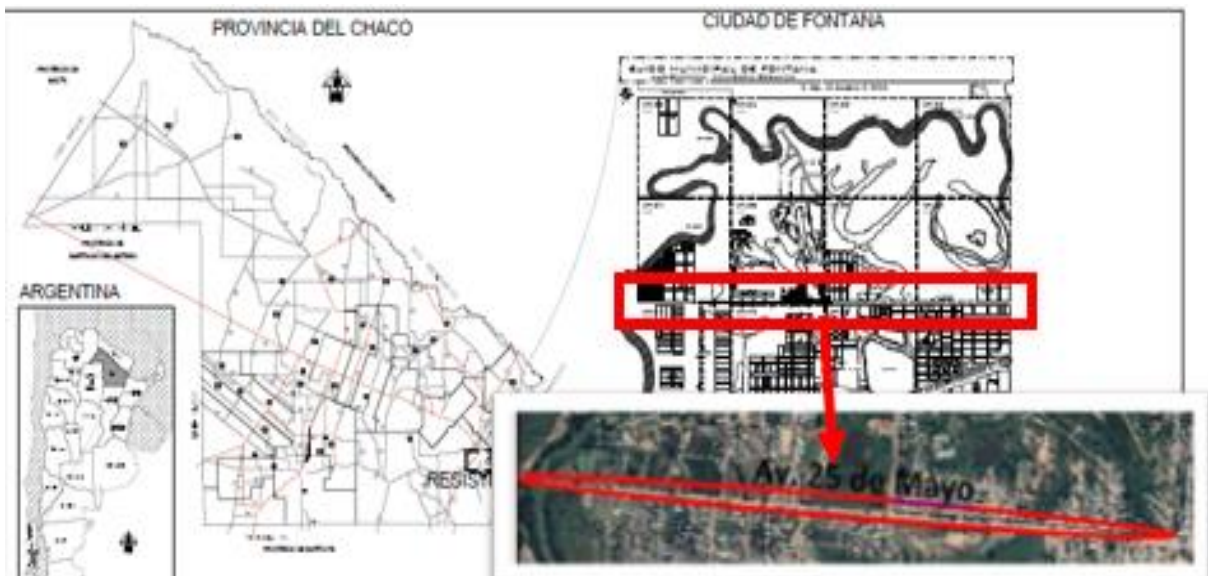


Imagen 37. Corredor en estudio (fuente: Google Earth, 2023)

Para ello debemos determinar los parámetros necesarios que influyen en el análisis para aplicar el procedimiento metodológico basado en la edición del Highway Capacity Manual (HCM), 2010, capítulo 15, correspondiente a caminos rurales de dos carriles. Estos parámetros se dividen en dos grupos:

- Características geométricas: Velocidad de diseño, porcentaje de zonas sin sobrepaso, tipo de terreno, ancho de carril, obstrucción lateral y longitud del tramo.
- Características del tránsito: Volumen horario de demanda, factor de hora pico, porcentaje de camiones, porcentaje de ómnibus, porcentaje de automóviles, porcentaje de vehículos recreacionales, direccionalidad.

3.3 CARACTERÍSTICAS FUNCIONALES QUE DEBE CUMPLIR UN DISEÑO ESTRUCTURAL

- Regularidad superficial: Está referida a las deformaciones, tanto longitudinales como transversales, con respecto a la superficie ideal. Provoca movimientos verticales en la suspensión de los vehículos y por lo mismo la que genera más incomodidad a los usuarios y a su vez la que más afecta a los costos de operación vehicular. Afecta también en la seguridad ya que las deformaciones pueden provocar descontrol al conductor.
- Resistencia al derrapamiento: La textura de la superficie de rodamiento debe ser tal que aporte un coeficiente de fricción suficiente para la operación eficiente de los vehículos a la velocidad de proyecto de la vía aún en presencia de precipitaciones.
- Drenaje superficial: La combinación de regularidad superficial, pendiente transversal y textura debe evitar que se presente una lámina de agua en la superficie del pavimento, evitando que el usuario pierda el control sobre el vehículo por falta de adherencia entre el neumático y la carpeta de rodamiento, además de que el rocío que generan las llantas de un vehículo al circular reducen a la visibilidad de los que lo siguen.
- Reducir el ruido: El ruido es un problema ambiental que genera problemas serios en la salud, un pavimento bien diseñado y construido puede reducir el ruido de manera considerable el ruido que se percibe tanto en el interior de los vehículos como en su entorno.

3.4 DIFERENCIAS COMPARATIVAS ENTRE PAVIMENTO RÍGIDO Y PAVIMENTO FLEXIBLE

- Durabilidad: los pavimentos rígidos poseen una vida útil de diseño de 20 a 30 años, mientras que los pavimentos flexibles presentan una vida útil de diseño de 10 a 15 años, en ambos casos una vez culminada su vida útil se debe realizar la rehabilitación de la obra.
- Mantenimiento: si bien el mantenimiento de un pavimento rígido es mínimo, no deja de ser importante sí con una mínima inversión se pueden evitar excesivos costos de reparación, como ser la ausencia de mantenimiento en las juntas, cada vez que precipita el agua que ingresa en ellas produce la remoción del material fino soporte que sostiene a la losa esto conlleva a su rotura. En el mantenimiento de pavimento flexible su complejidad radica en movilizar maquinarias de gran porte, que genera trastornos a los usuarios que transitan.
- Confort: el pavimento flexible es más confortable que un pavimento rígido debido a la continuidad que presenta esta estructura al no poseer juntas de dilatación, cuando un automóvil transita sobre dichas juntas ocasiona un leve golpeteo que repercute en el confort del usuario.
- Comportamiento frente a acciones térmicas: el pavimento flexible se comporta mejor que un pavimento rígido frente a las altas temperaturas, típicas del nordeste argentino, debido a las mejoras del material bituminoso con polímeros elastómeros que reduce la susceptibilidad térmica, en cambio en los pavimentos rígidos si no se realiza un adecuado diseño de juntas al dilatarse la losa se producirá rotura en las puntas.

En la **Imagen 38** observamos el comportamiento de pavimentos rígidos y flexibles.

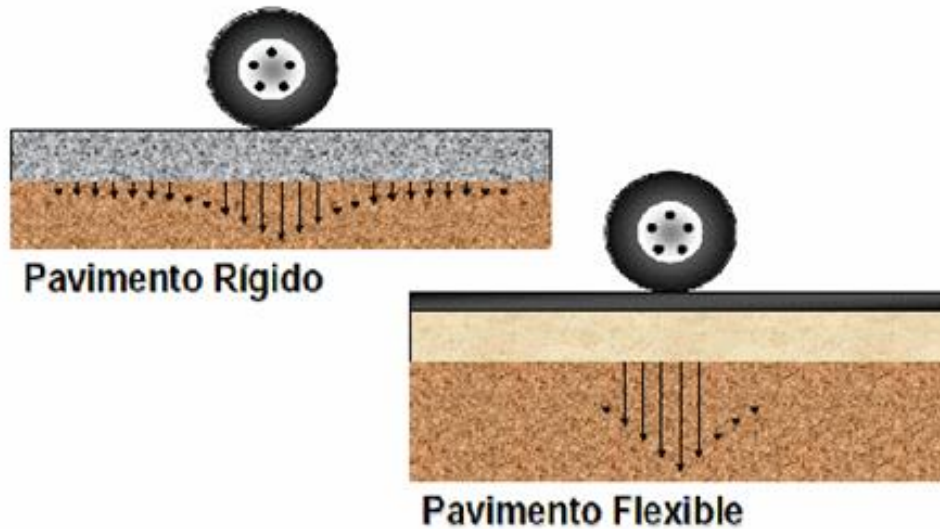


Imagen 38. Comportamiento de pavimentos rígidos y flexibles(fuente: manual de capacidad, 2010).

3.5 COMPONENTES DE UN DISEÑO ESTRUCTURAL

Se denomina paquete estructural al conjunto formado por la carpeta de rodamiento, la base y la sub-base en pavimentos de concreto asfáltico, es decir a la suma de los elementos fabricados por el hombre y puestos sobre la sub-rasante para mejorar la circulación vehicular, la resistencia aumenta en las capas superiores.

- Carpeta de rodamiento

Capa que sostiene el tránsito en forma directa. Constituida básicamente por un material que le da estructura, dureza y rigidez. El agregado pétreo y un ligante que mantiene unidas las partículas de agregado, en el caso de pavimentos asfálticos este material es bituminoso, y en el caso de pavimentos rígidos, el ligante es cemento y agua. Otros materiales secundarios pueden agregarse a su constitución, aditivos, fillers, etc. La carpeta de rodamiento en el caso de pavimentos flexibles recibe como acciones más poderosas las solicitaciones horizontales de frenado y aceleración en la rodadura y la acción de los cambios de temperatura. Su constitución debe permitir la resistencia a las tensiones de tracción y compresión.

- Base

Es la capa inmediatamente inferior a la carpeta de rodamiento. Está constituida generalmente por materiales pétreos gruesos y finos de granulometría regulada o suelo seleccionado, con el aditamento de un ligante o un estabilizador tal como el cemento, la cal o betún. Soporta mayormente las cargas verticales del tránsito, es decir el peso de los vehículos que marchan sobre la carpeta de rodamiento. Su función es disipar la carga distribuyéndola para que produzca tensiones menores en capas subyacentes.

- Sub-base

Se encuentra debajo de la base en pavimentos flexibles. Como la capa de base sirve para disipar las fuerzas verticales debidas al peso de los vehículos. Su constitución es similar a la anterior pero es menos resistente.

En suma, el paquete estructural tiene por misión transmitir las cargas de tránsito al suelo de la sub rasante en forma homogénea y con un valor de tensiones que esta pueda soportar. En la medida que los valores de módulo de elasticidad y espesor de las capas son más altos hay una

distribución mayor de las cargas; a medida que aumenta la profundidad disminuyen las tensiones y en consecuencia se puede colocar materiales de menor resistencia mecánica.

En la **imagen 39** observamos las diferentes capas que conforman el paquete estructural de un pavimento.

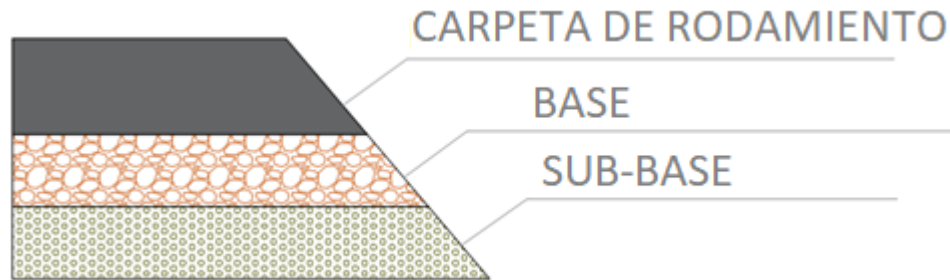


Imagen 39. Esquema del diseño estructural(fuente: Elaboración propia).

3.6 VELOCIDAD DIRECTRIZ

En función a la configuración del terreno también se puede establecer una velocidad directriz, qué referida a una sección del camino, es la máxima velocidad a la que puede circular un conductor de habilidad media con seguridad, un vehículo en condiciones mecánicas aceptables, en una corriente de tránsito con volúmenes tan bajos que no influyan en la elección de su velocidad, cuando el estado del tiempo, de la calzada y la visibilidad ambiente son favorables. De acuerdo a lo anterior y al volumen de tránsito, la velocidad directriz máxima se obtiene en la tabla 5.

Tabla 5–Planilla N°1 “Normas de Diseño Geométrico de Carreteras” (fuente DNV,1980).

CATEGORÍA DEL CAMINO	TMDA	TOPOGRAFÍA	VD
ESPECIAL	<15000	ONDULADO	150
		LLANO	110
I	5000 A 15000	ONDULADO	130
		LLANO	110
II	1500 A 5000	LLANO	120
		ONDULADO	100
		MONTAÑOSO	70
III	500 A 1500	LLANO	110
		ONDULADO	80
		MONTAÑOSO	60
IV	150 A 500	LLANO	100
		ONDULADO	70
		MONTAÑOSO	40
V	>150	LLANO	90
		ONDULADO	50
		MONTAÑOSO	30

De acuerdo al análisis de tránsito y la topografía analizada, podríamos adoptar una VD =110 km/h pero, al tratarse de un camino ubicado en una zona residencial, deberá trabajarse con una velocidad de diseño inferior, por lo tanto, **se adoptó VD = 60 km/h.**

3.7 SEGURIDAD

El camino debe ser proyectado con una seguridad básica, tomando en cuenta el elemento tiempo de una manera tal que el conductor tenga la posibilidad de salvar las situaciones peligrosas. Esto impone al proyectista la tarea de alargar la visibilidad delante del conductor y sobre todo evitar la introducción de repentinos e imprevistos cambios en las condiciones de conducción. Todos los peligros de accidentes atribuibles al camino que se puedan concebir deben ser analizados.

Se debe proyectar el camino para salvaguardar al público viajero y preservar la eficiencia del tránsito. Para ello deben utilizarse y combinarse adecuadamente los siguientes elementos: velocidad de los vehículos, tiempo de percepción y reacción humana, espacio y tiempo, fuerzas centrífugas (curvas), alineamientos, pendientes, peraltes, sobreanchos, banquetas, taludes, fricción del pavimento, señalización vertical y horizontal, etc.

El objetivo del proyecto es aumentar el índice de serviciabilidad del corredor vial que une a la localidad de Puerto Tirol con el AMGR, de forma tal de reducir tiempos de viajes o demoras indeseables, mejorar el confort y la seguridad de los ocupantes de la vía y de esta forma obtener beneficios para la sociedad.

3.8 PENDIENTE

En el diseño geométrico de carreteras, existen dos tipos de pendientes que afectan la capacidad y durabilidad de la calzada: la pendiente longitudinal y la pendiente transversal.

Pendiente longitudinal: En general la influencia de la pendiente longitudinal es mucho más intensa en la velocidad de los camiones que en la velocidad de los vehículos. Por esta causa las pendientes se fijan en función de las características y proporción de camiones en el flujo vehicular, teniendo presentes los siguientes conceptos:

- En pendientes de hasta 3% los automóviles no resultan afectados y la operación de los camiones lo es solamente en largas pendientes.
- En pendientes de 5% los automóviles no tienen dificultad de operar eficientemente, pero los camiones pueden presentar considerables dificultades.

Sección transversal: El perfil transversal, es la sección del camino perpendicular al eje longitudinal, donde se identifican las características de la obra básica y del pavimento,

3.9 TRÁNSITO

El tránsito es el factor principal, a mayor tránsito, mejores condiciones deben corresponder al proyecto. El consecuente mayor costo de construcción y mantenimiento será compensado por el menor costo de operación de los vehículos.

Los volúmenes, composición, distribución, crecimiento y velocidad del tránsito, conjuntamente con la topografía, determinan diversas magnitudes del diseño geométrico de un camino, tales como radios y peraltes de curvas horizontales, parámetros de curvas verticales, pendientes, anchos de calzada, etc.

La Dirección de Vialidad Nacional clasifica los caminos en cinco categorías: I, II, III, IV, V, en función del TMDA, la topografía del terreno y la velocidad directriz económica asignada al tramo a estudiar. Los parámetros de diseños geométricos adoptados de la tabla (ver anexo III.1), combinando recomendaciones de las normas de diseño geométrico de carreteras de la D.N.V. son los siguientes:

- Categoría del camino: III
- Topografía: Llano
- Velocidad directriz: 60 Km/h
- Peralte máximo: 8%
- Pendiente longitudinal: 0% (horizontal)
- Ancho de calzada: 7,40 m
- Ancho de banquetas articuladas: 2,00 m
- Pendiente transversal de la calzada: 2,0 %
- Pendiente transversal de la banquina: 4,0%

3.10 MÉTODO DE DISEÑO AASHTO

El método de diseño AASHTO de pavimentos para carretera se basa principalmente en los resultados de una prueba efectuada en Ottawa, Illinois, por la AASHTO.

Fue una actividad conjunta llevada a cabo bajo los auspicios de 49 estados, el Distrito de Columbia, Puerto Rico, el Bureau of Public Roads y varios grupos industriales.

Los factores que se consideran en el procedimiento de AASHTO para diseñar pavimentos flexibles, tal como los presenta la guía de 1993, son:

- Desempeño del pavimento:

Los factores que se consideran en el procedimiento de AASHTO para diseñar pavimentos, tal como los presenta la guía de 1993, son:

- Tránsito
- Suelos de afirmado (material de la sub-rasante)
- Materiales para construcción
- Medio ambiente
- Drenaje
- Confiabilidad

La guía AASHTO de 1993 presenta la siguiente ecuación para el SN

$$SN = a_1 * D_1 + a_2 * D_2 * m_2 + a_3 * D_3 * m_3$$

Donde

m_i = coeficiente de drenaje para la capa i

a_1, a_2, a_3 = coeficientes de las capas superficial, de base y sub base respectivamente

D_1, D_2, D_3 = espesor real, en pulgadas, de las capas de superficie, base y sub base respectivamente.

3.11 DISEÑO ESTRUCTURAL

El procedimiento de diseño de la AASHTO busca determinar el espesor del pavimento de hormigón y se basa en el uso de una ecuación empírica desarrollada por la observación de algunos pavimentos estudiados durante ensayos sobre carreteras. La fórmula utilizada es la siguiente:

$$\text{Log (ESAL's)} = Z_r * S_o + 7,35 + \log (D-1) - 0,06 + \frac{\log\left(\frac{\Delta PSI}{4,5-1,5}\right)}{1+\frac{1,624 \cdot 10^7}{(D+1)^{8,46}}} + (4,22 - 0,32 * Pt) * \log \frac{Mr * Cd * (D^{0,75} - 1,132)}{215,63 * J * \left[D^{0,75} - \frac{18,42}{\left(\frac{Ec}{K}\right)^{0,25}}\right]}$$

En donde las variables que intervienen en la ecuación son:

- ESAL's: ejes equivalentes de 18.000 libras, a lo largo del periodo de diseño.
- Z_r : desvío normal estándar.
- S_0 : desvío estándar global de la predicción del tránsito y desempeño.
- D : espesor de la losa de hormigón.
- ΔPSI : pérdida de serviciabilidad.
- Pt : serviciabilidad final.
- MR : módulo de rotura del hormigón.
- Cd : coeficiente de drenaje.
- J : coeficiente de transferencia de cargas.

- E_c : módulo de elasticidad del hormigón.
- k : módulo compuesto de reacción de la subrasante.

Al ser el anteproyecto un esquema orientado al tránsito urbano, la opción más conveniente para el diseño del paquete estructural será realizar calzada de pavimento rígido (H-30).

A diferencia de otro tipo de pavimentos, la capacidad estructural de los pavimentos rígidos, se encuentra principalmente proporcionada por la calzada de hormigón, ya que debido a su propia rigidez, la misma se encarga de distribuir las solicitaciones en mayores superficies, reduciendo de esta manera los esfuerzos transmitidos a las capas inferiores. Un pavimento flexible se comporta mejor con cargas dinámicas, pero en el caso de tránsito urbano puede sufrir grandes deformaciones, como por ejemplo el clásico ahuellamiento por la acción repetitiva de las cargas de tránsito, distorsiones u ondulaciones localizadas en zonas de giros, de semáforos y estacionamiento, donde se producen aceleración y frenado.

Los pavimentos de hormigón ofrecen además numerosas ventajas para vías con tránsitos de diferente caudal, es una solución estructural durable y eficiente, y no son afectados por el derramamiento de combustibles.

El tránsito sobre un determinado camino, está compuesto por vehículos de diferentes tipo, peso y número de ejes.

En el método AASHTO los pavimentos se proyectan para que resistan determinado número de cargas durante su vida útil. Para el análisis de las solicitaciones que genera este tránsito variable, se efectúa una transformación de las cargas previstas, a un patrón que producirá el mismo daño o sollicitación.

La carga que la AASHTO emplea como patrón es el de un eje simple de 18kips, 80KN u 8,2t y cuya unidad se conoce como ESAL (Equivalente Simple Axle Load).

Las cargas se convierten a ejes equivalentes, utilizando los factores de equivalencia de cargas.

Dichos factores surgen de la relación entre la cantidad de repeticiones de cargas de 8,2t asociadas a la pérdida de serviciabilidad.

Para obtener el porcentaje de vehículos involucrados en la zona de estudio se adoptó en función de la clasificación que obtuvimos del estudio de tránsito, el mismo estudio arroja un porcentaje de cada tipo de vehículo que circula por la zona en estudio y con ayuda de estos datos se procede al cálculo del factor de equivalencia de cargas (ver **tabla 6**).

Tabla 6. Cálculo de ejes equivalentes. (fuente elaboración propia).

TIPO DE VEHICULO	DISTRIBUCION DE EJES	Nº DE EJES -1	% DE C/ TIPO DE VEHIC.(2)	FACTOR "C" -3	(1)*(2)*(3)/100
AUTOMOVILES JEEPS	1,1	2	77	0,01	0,015
CAMIONETAS					
OMNIBUS	1,1	2	16	0,07	0,022
CAMIONES SIN ACOPLADOS	1,1	2	5	0,6	0,06
CAMIONES CON ACOPLADOS	1,2	3		0,38	0
		4	1	0,6	0,024
		5	1	0,39	0,02
		5		0,47	0
		6		0,32	0
SEMI	111	3		0,54	0
REMOLQUES	112	4		0,45	0
	113	5		0,41	0
	122	5		0,35	0
			100	Fe =	0,141
VIDA UTIL EN AÑOS:		20	tmda inicial		
			TMDA 2022x (a):		743
ULTIMO AÑO DEL TMDA CONOCIDO:		2022			
			coeficiente (b)		
TMDA CONOCIDO:		743	Fact. De crecim. En la vida útil		1,03
AÑO DE INAGURACION:		2023	tmda final (TMDA _{inicial} x b):		765
n° de años para det. coef. (a)		1			
año de inauguración - año TMDA conoc.					
coef. (a)		1,03	FACTOR POR N° DE TROCHAS (Fn):		1
crecimiento para el año de inauguración					
tasa de crecimiento		0,03	Nº DE EJES EQUIVALENTES 80 KN (8,2Tn) :		
N = 1 x TMDA _{final} x 365 x Fe x Fn x 2,2 x vida útil x 1,5 =					2.604.984

El cálculo del número de ejes equivalentes resulta:

E'SAL = **2.604.984** - Ejes equivalentes de 18.000 lbs.

3.12 PÉRDIDA DE SERVICIABILIDAD (Δ PSI)

La serviciabilidad es la capacidad del pavimento de servir al tránsito que circula por el camino. En este método se emplean como factores de diseño, la serviciabilidad inicial del pavimento luego de la construcción y el nivel de serviciabilidad final considerado al término del período de diseño.

Los valores recomendados por la AASHTO para el cálculo de la pérdida de serviciabilidad durante la vida útil proyectada son expresados a continuación en la tabla 7:

Tabla 7 - Valores de serviciabilidad recomendados (Fuente: Guía AASHTO “Diseño de estructuras de pavimentos, 1993”).

Serviciabilidad inicial (P_o)		Serviciabilidad final (P_f)	
Pavimentos flexibles	4,2	Pavimentos flexibles	2,5
Pavimento rígido	4,5	Pavimento rígido	2

Los valores adoptados para cada caso son:

P_o inicial = 4,5

P_t final = 2

Δ PSI = P_o inicial – P_t final = 4,5 – 2 = 2,5

Δ PSI = 2,5

3.13 CONFIABILIDAD

Se la define como la probabilidad estadística de que un pavimento alcance la vida de diseño para el cual fue proyectado. Las variables que influyen sobre un proyecto hacen que la función deterioro siga una distribución estadística, y la confiabilidad R es un valor que indica la probabilidad de que se cumpla una determinada curva de deterioro.

En la tabla 8 se presentan los distintos niveles de confiabilidad recomendados por AASHTO para distintos tipos de pavimentos. Si se utilizan valores muy elevados, se alcanza un diseño muy conservador y por consiguiente muy costoso.

Tabla 8 - Niveles de confiabilidad recomendados (Fuente: Guía AASHTO “Diseño de estructuras de pavimentos, 1993”).

Tipo de camino	Zona urbana	Zona rural
Rutas interestatales v autooista	85-99.9	80-99.9
Arterias principales	80-99	75-99
Colectoras	80-95	75-95
Locales	50-80	50-80

Para el trabajo en cuestión se adopta un nivel de confiabilidad de diseño correspondiente a una arteria principal urbana.

$$R = 80\%$$

3.14 DESVÍO ESTÁNDAR (S_0)

El desvío estándar es una medida de la variabilidad de los datos, y su desvío con respecto al valor medio.

Esta variable representa la dispersión entre el desempeño predicho y el desempeño real. El método AASHTO recomienda tomar los valores expresados en la tabla 9.

Tabla 9- Valores recomendados para el desvío estándar (Fuente: Guía AASHTO “Diseño de estructuras de pavimentos, 1993”).

CONDICIÓN DE DISEÑO	DESVIACIÓN ESTÁNDAR (S_0)	
	Pav. rígido	Pav. flexible
Variación en la predicción del comportamiento del pavimento sin errores en el tránsito.	0,34	0,44
Variación en la predicción del comportamiento del pavimento con errores en el tránsito.	0,39	0,49

Para este caso por tratarse de un pavimento rígido, se adopta:

$$S_0 = 0,39$$

3.15 MÓDULO DE REACCIÓN K DE LA SUBRASANTE, Y MÓDULO RESILIENTE (MR).

El módulo de reacción k se emplea para estimar el soporte brindado por las diferentes capas a la losa de hormigón.

La subrasante es el suelo que sirve como fundación para todo el paquete estructural. Las propiedades del mismo son una variable de entrada fundamental en el diseño y se la determina mediante el módulo resiliente Mr (que reemplaza al CBR como variable para caracterizar la subrasante, subbase y base) y es una propiedad que describe mejor el comportamiento del suelo bajo cargas dinámicas.

La metodología utiliza el valor k para el diseño, pero caracteriza el suelo de subrasante a través del módulo resiliente, el que puede ser determinado mediante ensayo o por correlación con el CBR.

En este caso el suelo en cuestión posee una resistencia baja, por este motivo se propone hacer un mejoramiento a base de suelo cal (3%), de modo tal de alcanzar un valor mayor o igual al 7% del CBR.

En el gráfico 2, ingresando con el CBR = 7%, se obtiene el valor de MR.

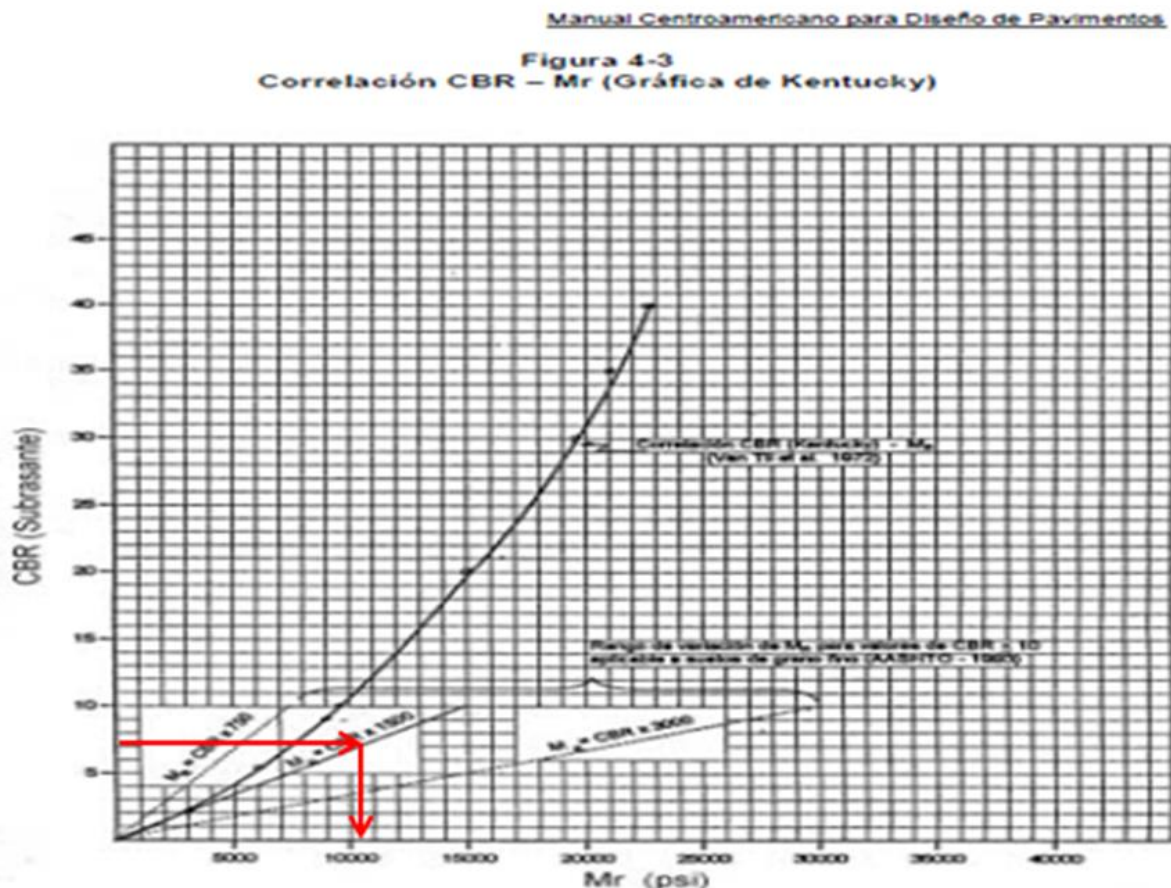


Gráfico 2. Correlación CBR y módulo resiliente. Gráfica de Kentucky (fuente: Guía AASHTO “Diseño de estructuras de pavimentos”, 1993).

Para este caso el valor obtenido es: **$M_r = 10.500 \text{ psi}$** .

(Ver Anexo III.2)

3.16 MÓDULO DE REACCIÓN COMBINADO DE SUBRASANTE/BASE (K_{COMB})

La incorporación de una o más capas para la composición de la estructura de apoyo de la losa, involucra un incremento de la capacidad soporte que se debe considerar en el diseño.

Existen diferentes tablas para cada tipo de base en función a si es granular o no tratada, o tratada con cemento.

En función del suelo que servirá de subrasante, se propone una base de relleno de densidad controlada (RDC), constituido por mortero de cemento de las siguientes características:

- Espesor de 15cm.
- 120 kg de cemento por metro cúbico.
- Resistencia a la compresión simple mayor o igual a 20 kg/cm² a los 7 días.

Las bases tratadas con cemento poseen un módulo de elasticidad cuyos valores van desde los 500.000 psi a 1.000.000 psi, según **tabla 10**. Para este caso se adopta un valor de 700.000 psi como módulo de elasticidad de la base.

Tabla 10 - Rangos típicos de pérdida de soporte y módulo de elasticidad para diferentes materiales
(Fuente: Guía AASHTO "Diseño de estructuras de pavimentos, 1993").

Tipo de material	Módulo de elasticidad o módulo resiliente (psi)	Factor de pérdida de soporte
Base granular tratada con cemento	1.000.000 - 2.000.000	0,0 - 1,0
Mezcla de agregado con cemento	500.000 - 1.000.000	0,0 - 1,0
Base tratada con asfalto	350.000 - 1.000.000	0,0 - 1,0
Mezclas bituminosas estabilizadas	40.000 - 300.00	0,0 - 1,0
Limo estabilizado	20.000 - 70.000	1,0 - 3,0
Material granular	15.000 - 45.000	1,0 - 3,0
Subrasante natural	3.000 - 40.000	2,0 - 3,0

Los valores de módulo de elasticidad y módulo resiliente son los datos de entrada en el ábaco del **gráfico 3**, de la cual se obtiene el módulo de reacción combinado k_{comb} .

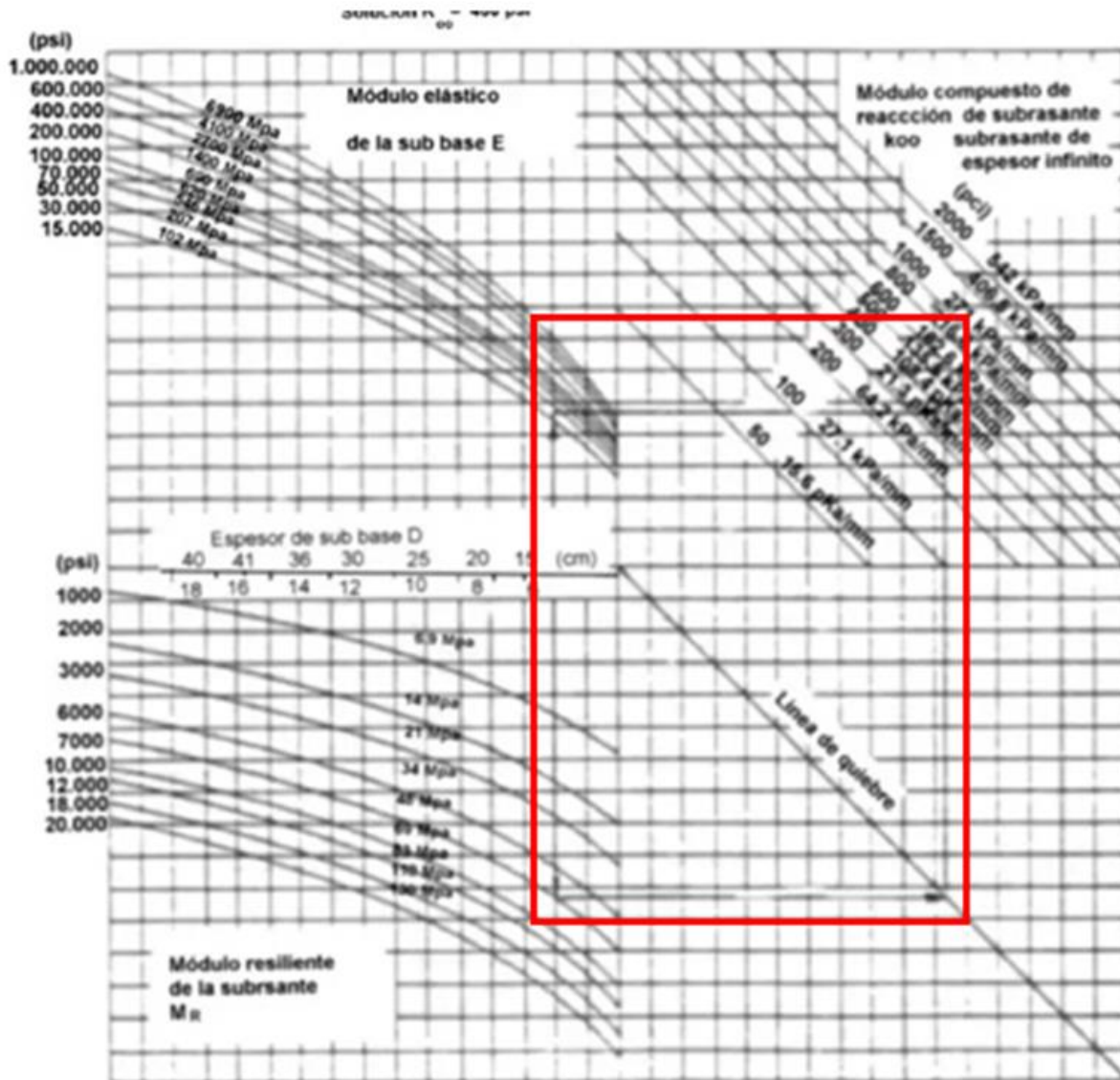


Gráfico 3. módulo de reacción combinado k_{comb} . (fuente: Guía AASHTO "Diseño de estructuras de pavimentos, 1993").

El valor obtenido del ábaco es el siguiente: $K_{comb} = 1000 \text{ psi} = 271 \text{ kPa/mm}$
(Ver Anexo III.3)

3.17 MÓDULO DE REACCIÓN EFECTIVO DE LA SUBRASANTE (k)

El módulo de reacción de la subrasante debe ajustarse para tener en cuenta la pérdida de soporte (LS) de la subbase por erosión.

El factor LS, es incluido en el diseño de pavimentos rígidos, para tomar en cuenta la pérdida potencial de soporte debido a la erosión de la subbase y/o movimientos verticales del suelo.

Ingresando a **tabla 11**, con el tipo de material a utilizar, se obtiene un valor de LS:

Tabla 11 - Valores de pérdida de valor soporte según el material (fuente: Guía AASHTO “Diseño de estructuras de pavimentos, 1993”).

Valores de LS*	
Tipo de material	Factor de pérdida de soporte
Base granular tratada con cemento (E=1.000.000 a 2.000.000 psi)	0,0 - 1,0
Mezcla de agregados con cemento (E=500.000 a 1.000.000 psi)	0,0 - 1,0
Bases tratada con asfalto (E=350.000 a 1.000.000 psi)	0,0 - 1,0
Mezclas bituminosas estabilizadas (E=40.000 a 300.000 psi)	0,0 - 1,0
Estabilizados con cal (E= 20.000 a 70.000 psi)	1,0 - 3,0
Materiales granulares sin ligante (E=15.000 a 45.000 psi)	1,0 - 3,0
Materiales granulares finos o subrasante natural (E=3.000 a 40.000 psi)	2,0 - 3,0

El valor de LS adoptado es: **LS = 0,50**

El ajuste del módulo de reacción se realiza utilizando el gráfico 4, ingresando con el valor de LS y el módulo de reacción combinado de subrasante/base (k_{comb}).

Los valores a utilizar son:

- LS = 0,50
- $K_{com} = 1000$ psi

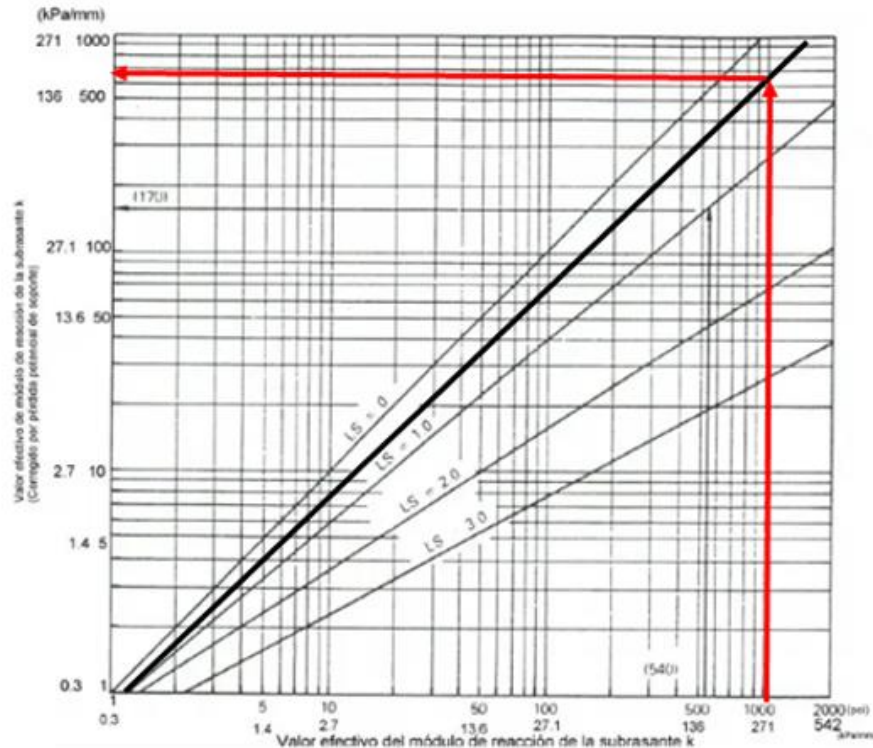


Gráfico 4. Corrección del módulo de reacción por pérdida de soporte (fuente: Guía AASHTO “Diseño de estructuras de pavimentos, 1993”).

Con estos datos se obtiene el módulo de reacción combinado subrasante/base corregido o efectivo, que en este caso arroja el siguiente valor:

$$K_{\text{efectivo}} = 600 \text{ psi} = 163,2 \text{ kPa/mm}$$

(ver Anexo III.4)

3.18 MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL HORMIGÓN (E_c)

La AASHTO recomienda el empleo de la relación propuesta por el American Concrete Institute entre la resistencia a compresión simple y el módulo de elasticidad:

$$E_c = 4.730 \cdot \sqrt{f'_c} \text{ (Mpa)}$$

En donde f'_c es la resistencia a la compresión simple, que para un hormigón tipo H-30 es de 30 Mpa.

$$E_c = 4.730 \cdot \sqrt{30 \text{ Mpa}} = 25.907 \text{ Mpa}$$

$$E_c = 25.907 \text{ Mpa} = 3.757.400 \text{ psi}$$

3.19 MÓDULO DE ROTURA DEL HORMIGÓN (f_r)

Es un parámetro importante como variable de entrada para el diseño de pavimentos rígidos. Se la conoce también como resistencia a la tracción del hormigón por flexión.

La AASHTO propone la determinación del módulo de rotura, utilizando la relación entre los valores de resistencia a la compresión y la resistencia a la tracción por flexión.

Para este caso se utilizó una fórmula que refleja los valores obtenidos para hormigones elaborados en Argentina.

$$f_r = 2,58 \cdot (f'_c)^{0,5} \text{ kg/cm}^2$$

En donde:

fr: resistencia a la tracción por flexión o módulo de rotura.

f'c: resistencia a la compresión del hormigón.

El hormigón a utilizar tiene la siguiente característica:

$$f'c = 30 \text{ Mpa} = 6.000 \text{ psi.} = 300 \text{ kg/cm}^2$$

$$fr = 2,58 \cdot (300 \text{ kg/cm}^2) \cdot 0,5 = 45 \text{ kg/cm}^2$$

$$fr = 45 \text{ kg/cm}^2 = 643 \text{ psi}$$

3.20 COEFICIENTE DE TRANSFERENCIA DE CARGA (J)

Las cargas provocadas por el tránsito, deben ser transmitidas de forma eficiente de losa en losa, para minimizar las deformaciones en las juntas.

Las deflexiones excesivas en conjunto con la filtración del agua de lluvia producen bombeo de la sub base y posterior rotura de la losa de hormigón.

El mecanismo de transferencia de carga en la junta transversal entre losas contiguas se lleva a cabo de las siguientes maneras:

- Junta con dispositivos de transferencia de carga (pasadores).
- Junta transversal por aserrado (la transferencia se da a través de la trabazón entre los agregados).
- Losa monolítica con refuerzo continuo (losa armada en ambas direcciones).

Este coeficiente es un factor que considera la transferencia de las cargas en las juntas y las condiciones de soporte en los bordes de la calzada. Depende básicamente de si en sus juntas transversales cuenta con pasadores o no, y si posee algún soporte o rigidización en el borde de calzada.

En **tabla 12** se observan los distintos valores para el coeficiente, dependiendo si el pavimento tiene o no pasadores y si el cordón actuará como soporte de borde.

Tabla 12 - Coeficiente de transferencia de carga (fuente: Guía AASHTO "Diseño de estructuras de pavimentos, 1993").

Tabla 1.6 Coeficiente de transferencia de carga (J)*							
Soporte lateral	Si	No	Si	No	Si	No	Tipo
ESALs en millones	Con pasadores con o sin refuerzo de temperatura	Con pasadores con o sin refuerzo de temperatura	Con refuerzo continuo	Con refuerzo continuo	Sin pasadores (fricción entre agregados)	Sin pasadores (fricción entre agregados)	
Hasta 0.3	2,7	3,2	2,8	3,2	-	-	Calles y caminos vecinales
0.3 – 1	2,7	3,2	3,0	3,4	-	-	
1 – 3	2,7	3,2	3,1	3,6	-	-	
3 – 10	2,7	3,2	3,2	3,8	2,5	2,9	Camino principales y autopistas
10 – 30	2,7	3,2	3,4	4,1	2,6	3,0	
más de 30	2,7	3,2	3,6	4,3	2,6	3,1	

Se proyecta un pavimento rígido, con cordones laterales para las zonas urbanas, por lo tanto, se cuenta con soporte lateral.

Para materializar las juntas se utilizan pasadores de hierro liso de 16 milímetros de diámetro, además el ESAL's calculado se ubica entre 1 y 3 millones.

El valor obtenido para este caso se considera sin soporte:

$$J = 3,2$$

3.21 COEFICIENTE DE DRENAJE (Cd)

Los efectos del drenaje sobre el comportamiento del pavimento son contemplados por el método AASHTO mediante el coeficiente de drenaje (Cd). El drenaje es analizado teniendo en cuenta, el efecto del agua sobre las propiedades de las capas de pavimento y las consecuencias sobre la capacidad estructural.

La **Tabla 13** proporciona los valores recomendados para el coeficiente de drenaje (Cd), que depende de la propiedad con que cuentan las capas que constituyen la estructura de pavimento para liberar el agua entre sus granos.

La calidad del drenaje de la estructura puede ser calificada según cuánto tiempo demora en drenar al agua.

Tabla 13- Calidad del drenaje (fuente: Guía AASHTO "Diseño de estructuras de pavimentos, 1993").

Calidad del drenaje	Características
Excelente	El suelo drena el 50% de su saturación en 2 horas.
Bueno	El suelo drena el 50% de su saturación en 1 día.
Pobre	El suelo drena el 50% de su saturación en 1 mes.
Muy pobre	El suelo no drena.

En este caso, el material utilizado como subrasante es suelo cal, el que posee buena calidad para efectuar el drenaje (**Tabla 14**).

Tabla 14 - Valores recomendados del coeficiente de drenaje (Cd) para el diseño (fuente: Guía AASHTO "Diseño de estructuras de pavimentos, 1993").

Valores recomendados del coeficiente de drenaje (Cd) para el diseño					
Cd	Tiempo transcurrido para que el suelo libere el 50% de su agua libre	Porcentaje de tiempo en que la estructura del pavimento esta expuesta a niveles de humedad cercanas a la saturación			
		< 1%	1 - 5%	5 - 25 %	> 25%
Excelente	2 horas	1,25 - 1,20	1,20 - 1,15	1,15-1,10	1,10
Bueno	1 día	1,20 - 1,15	1,15 - 1,10	1,10 - 1,00	1,00
Regular	1 semana	1,15 - 1,10	1,10 - 1,00	1,00 - 0,90	0,90
Pobre	1 mes	1,10 - 1,00	1,00 - 0,90	0,90 - 0,80	0,80
Muy Pobre	Nunca	1,00 - 0,90	0,90 - 0,80	0,80 - 0,70	0,70

Para este trabajo se considera que la estructura puede estar expuesta a niveles de saturación en un porcentaje de tiempo mayor al 25%, dada en épocas de precipitaciones producidas a lo largo del año.

De la Planilla 10, ingresando con la calidad de drenaje y el porcentaje de tiempo contemplado, se obtiene un coeficiente cuyo valor es:

$$Cd = 1,00$$

3.22 CÁLCULO DEL ESPESOR DE LA LOSA DE HORMIGÓN

Una vez calculadas todas las variables que intervienen en la ecuación, es posible calcular un espesor de pavimento mínimo.

Se ingresa en el siguiente ábaco de diseño de pavimentos rígidos (fuente: Guía AASHTO “Diseño de estructuras de pavimentos, 1993”)(ver **gráfico 5**).

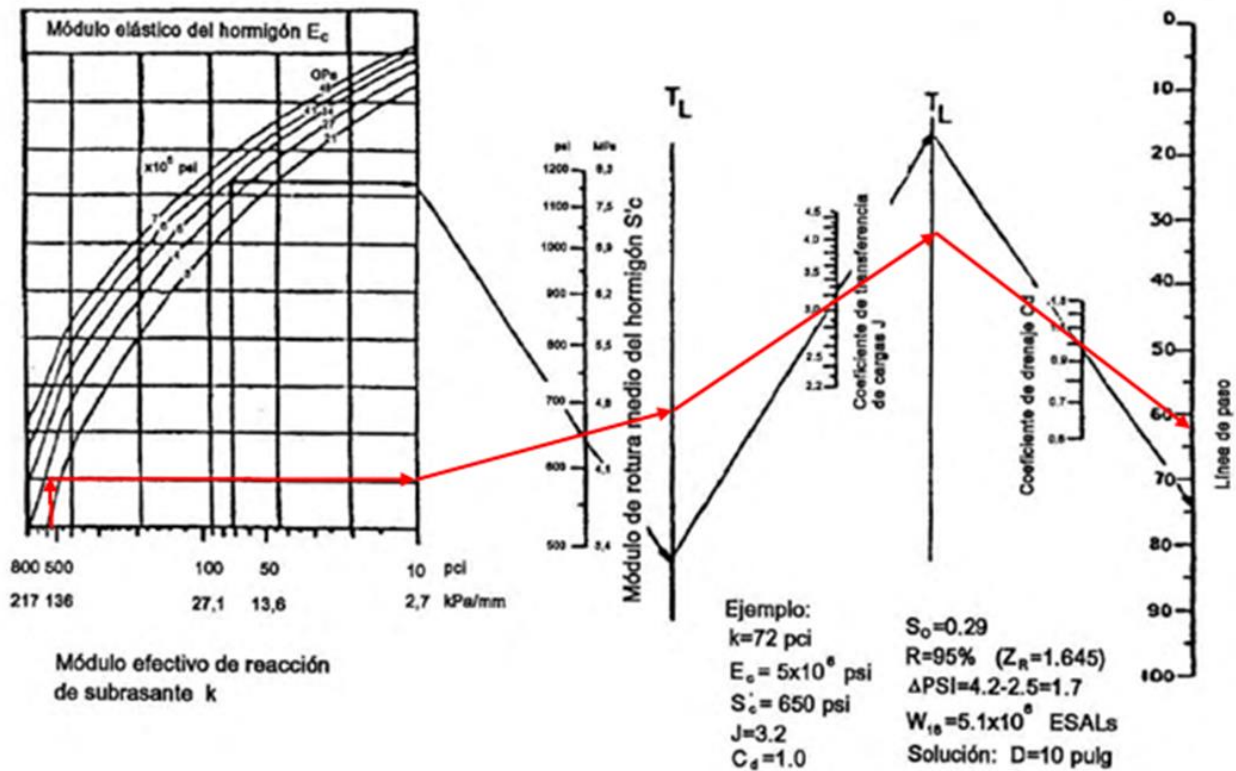


Gráfico 5. Ábaco de diseño de pavimentos rígidos (fuente: Guía AASHTO “Diseño de estructuras de pavimentos, 1993”).

Datos utilizados:

- $K_{\text{efectivo}} = 600 \text{ psi} = 136 \text{ kPa/mm}$
- $E_c = 25.907 \text{ Mpa} = 3.757.400 \text{ psi}$
- $f_r = 45 \text{ kg/cm}^2 = 643 \text{ psi}$
- $J = 3,1$
- $C_d = 1,00$
- $\Delta PSI = 2,5$
- $R = 80\%$
- $S_o = 0,39$
- **ESAL = 2.604.984 - Ejes equivalentes de 18.000 lbs.**

(Ver Anexo III.5)

Ingresando al ábaco de espesor de diseño de losa (fuente: Guía AASHTO “Diseño de estructuras de pavimentos, 1993”)(ver gráfico 6).

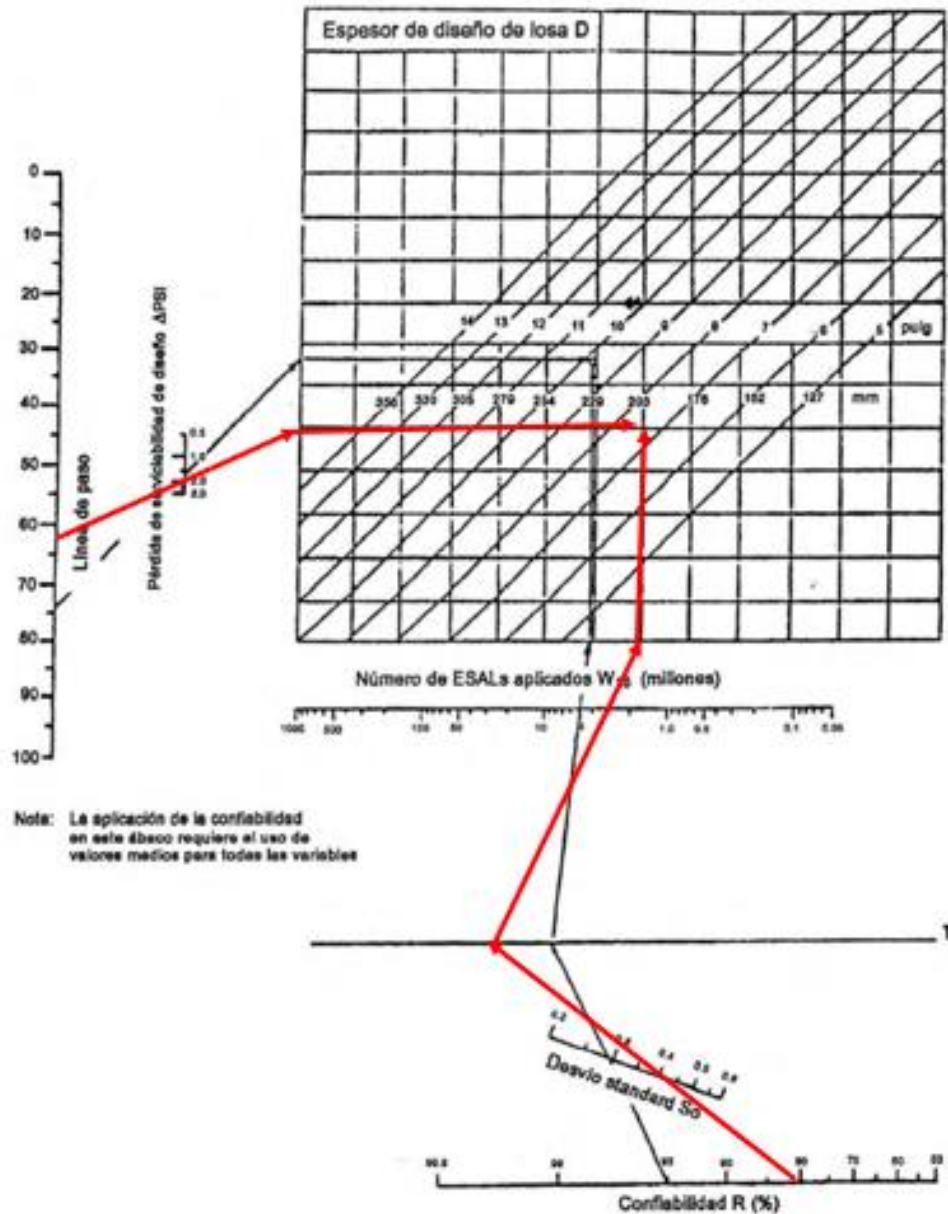


Gráfico 6. Ábaco de espesor de diseño de losa (fuente: Guía AASHTO “Diseño de estructuras de pavimentos, 1993”).

Observando del ábaco, el resultado obtenido es de 7,5 pulgadas que equivalen a 19 cm. Finalmente, por cuestiones constructivas, **se adopta un espesor de 20 cm.**, superior a los 15 cm recomendados por las normas de DNV.

(Ver Anexo III.6)

3.23 VERIFICACIÓN

Realizado el dimensionado del paquete estructural, se procede a su verificación mediante el método de la Portland Cement Association 1984 (PCA).

El método PCA está orientado a pavimentos rígidos en vías urbanas y rurales de bajo tránsito pesado. El procedimiento de verificación se basa en el criterio de fatiga. Se controla que las tensiones en el pavimento debidas a la repetición de cargas se encuentren dentro de los límites aceptables, previniendo la aparición de fisuras por fatiga del material.

Este método considera que una losa sometida a un tránsito determinado, es capaz de soportar un tránsito ilimitado de ejes de carga si la tensión de trabajo es menor al 50% de la tensión de rotura del hormigón. Cuando no se cumple esta condición, se limita el número de repeticiones que puede absorber el pavimento sin sufrir procesos de fatiga.

Para determinar el número permitido de repeticiones, se emplea en el gráfico 7.

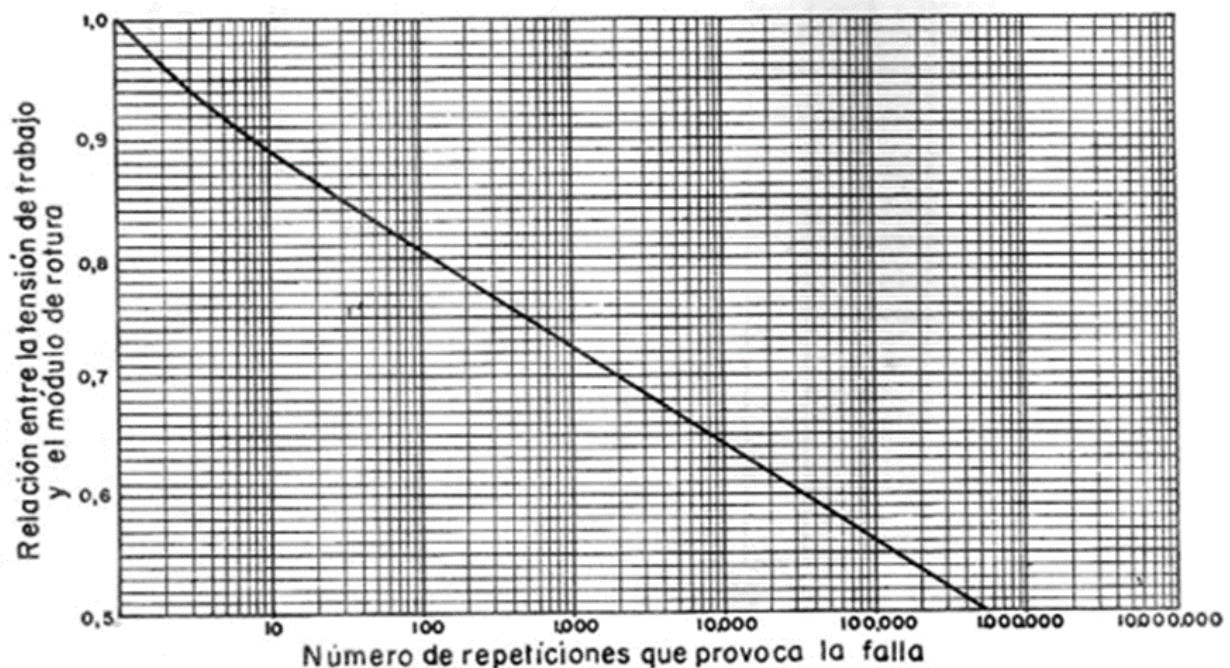


Gráfico 7. Curva de fatiga del hormigón sometido a tensión de flexión (Fuente: Instituto del Cemento Portland Argentino).

(Ver Anexo III.7)

Como la capacidad estructural del pavimento está medida por el número de cargas por eje que puede soportar sin fallas, la capacidad consumida para cualquier edad considerada es la suma de la fatiga consumida por cada grupo de cargas por eje. Es decir, si un grupo de cargas consume el 60% de la resistencia a la fatiga, queda un 40% de capacidad estructural del pavimento para ser consumida por otras cargas.

Las cargas por eje previstas, son mayoradas mediante un factor de seguridad, que contempla las sobrecargas que puedan actuar de manera imprevista sobre el pavimento.

Observando la **tabla 16**, se presentan diferentes valores de factor de seguridad dependiendo del tránsito y tipo de vía.

Tabla 16 - Valores recomendados de factor de seguridad (Fuente: Instituto del Cemento Portland Argentino, 1998).

Factores de seguridad de diseño PCA

Tipo de Carretera	Factor de Seguridad
Carreteras con alto volumen de tráfico, sin interrupción	1,2
Carreteras y calles principales con tránsito pesado moderado	1,1
Caminos locales, calles residenciales y otros con poco tránsito pesado	1,0

Fuente: Guía para el Diseño y la Construcción de Pavimentos Rígidos. Ing. Aníbal Salazar Rodríguez, 1998.

Se adopta un factor de seguridad igual a 1,0, por tratarse de una vía en la que el tránsito principal serán vehículos de baja carga.

De los gráficos 8 y 9, se obtienen las tensiones debido a las cargas, en función del módulo de reacción k , la carga por tipo de eje y el espesor de losa.

Los datos necesarios para llevar a cabo la verificación son:

- Hormigón H-30
- Espesor de losa = 20 cm
- Tensión de rotura del hormigón: $f_r = 45 \text{ kg/cm}^2$
- Espesor de base RDC = 15 cm
- $k = 13,9 \text{ kg/cm}^3$
- Vida útil: 20 años
- FSC = 1,0
- $TMDA_{\text{Diseño}} = 765 \text{ vpd}$

Se ingresa al ábaco correspondiente, con la carga por eje y el k calculado, y cortando la línea del espesor de losa calculado, se obtiene hacia la izquierda la tensión de trabajo.

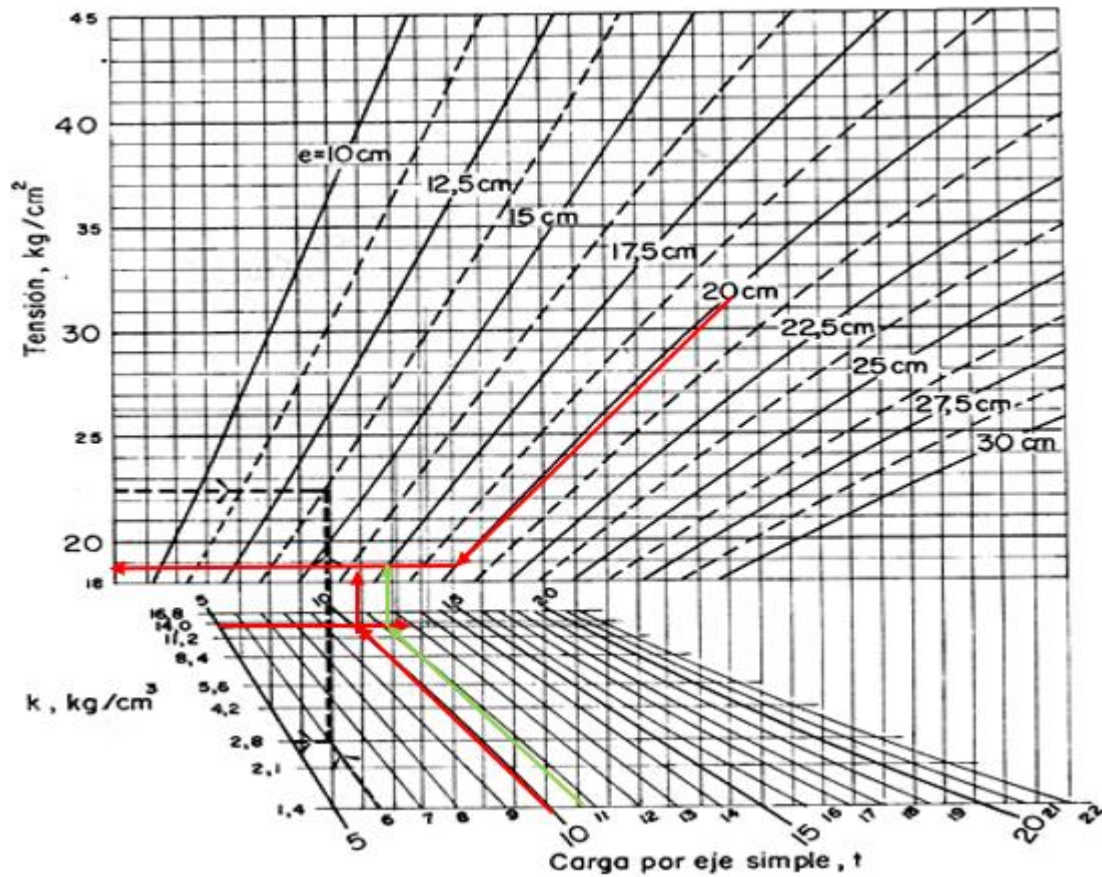


Gráfico 8. Ábaco para determinar tensión de trabajo para eje simple (fuente: Instituto del Cemento Portland Argentino).

Del ábaco se obtiene el valor de la tensión de trabajo, en este caso toma el valor de:

$$\sigma_{\text{trabajo}} = 18,00 \text{ kg/cm}^2.$$

(Ver Anexo III.8)

PAVIMENTOS DE HORMIGÓN

ÁBACO PARA EL PROYECTO DE ESPESORES

Fig.10- EJES TANDEM

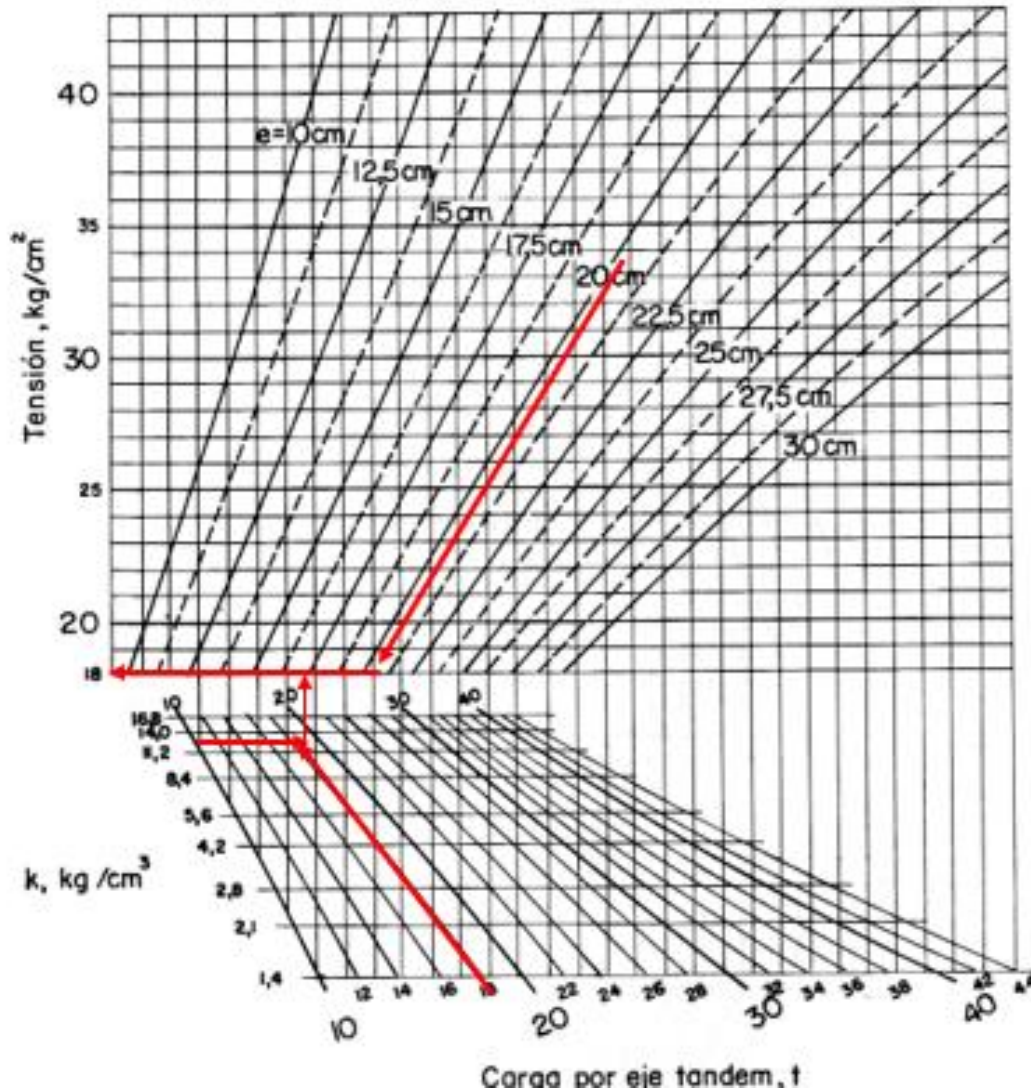


Gráfico 9. Ábaco para determinar tensión de trabajo para eje tándem (Fuente: Instituto del Cemento Portland Argentino).

Del ábaco se obtiene el valor de la tensión de trabajo, en este caso toma el valor de:

$$\sigma_{\text{trabajo}} = 18,00 \text{ kg/cm}^2.$$

(Ver Anexo III.9)

Puede apreciarse que, en todos los casos analizados, la misma arroja un valor de tensión mínima, lo que nos indica que, para espesores menores al adoptado, estamos del lado de la seguridad.

Obtenidas las tensiones de trabajo, se procedió a verificar el espesor de losa calculado anteriormente, utilizando la **Tabla 17**.

Tabla 17. Verificación de pavimento de hormigón por el método de PCA (Fuente: elaboración propia).

PLANILLA DE VERIFICACIÓN DE ESPEORES		Reiniciar módulo
Obra:	PAVIMENTO Y DESAGUES PLUVIALES EN FONTANA - ETAPA	
Categoría:	Avenida	
Edad diseño:	20 años	
TPMDA:	8 VP/día	
VERIFICACIÓN		
Datos del diseño		
k combinado subrasante-base:	10500,0 MPa/m	
Resist. a flexión del hormigón:	3,83 MPa	
Juntas transversales con pasadores:	SI	
Banquina de hormigón vinculada:	NO	
Total de ejes equivalentes estimados:	0,11 millones	
Modelo de Fatiga:	PCA '84	
-----> Factor de seguridad de cargas		1,0
Para bajo volumen de tránsito (< 100 VP/día) se recomienda FSC = 1		
Control de datos cargados:	Datos completos	
Espesor de calzada:	200 mm	<-- Ingrese espesor a verificar en mm
Msg:	Determinar espesor mínimo	
Consumo por Fatiga:	0,0%	VERIFICA
Consumo por Erosión:	0,0%	VERIFICA

Se puede observar que las repeticiones permitidas son ilimitadas para la fatiga y para la erosión es menor al 100%, y por lo tanto el consumo de fatiga del hormigón se verifica para el espesor de losa calculado y el tipo de base adoptado.

3.24 DISEÑO DE JUNTAS

Las juntas se diseñan para controlar y mantener la calidad y capacidad estructural de un pavimento, con bajos costos de mantenimiento.

Los objetivos principales de las juntas son:

- Controlar la fisuración longitudinal y transversal, debida a la contracción restringida (por la fricción con la capa inferior), a los efectos combinados de las tensiones de alabeo (por diferencia de temperatura y humedad) y las producidas por las cargas de tránsito (ver Imagen 40).
- Dividir al pavimento en elementos que resulten prácticos para su ejecución (pavimentación en fajas o por carriles).
- Permitir el libre movimiento de las losas.
- Proveer transferencia de carga entre losas por trabazón de agregados y/o pasadores.
- Proveer un reservorio para colocar el material de sello.

Para el diseño de las mismas se utilizará las recomendaciones del Instituto del Cemento Portland Argentino (ICPA).

La separación máxima entre juntas aconsejada es de 21 veces el espesor para bases cementadas, siendo la separación máxima permitida 6m.

La relación larga/ancho debe ser menor a 1,5.

Para el proyecto, se obtiene un valor de separación máxima de:

sep. max. $= 21 \times 0,20\text{m} = 4,2\text{m}$.

Adoptamos un diseño de losas de 4m x 3m.

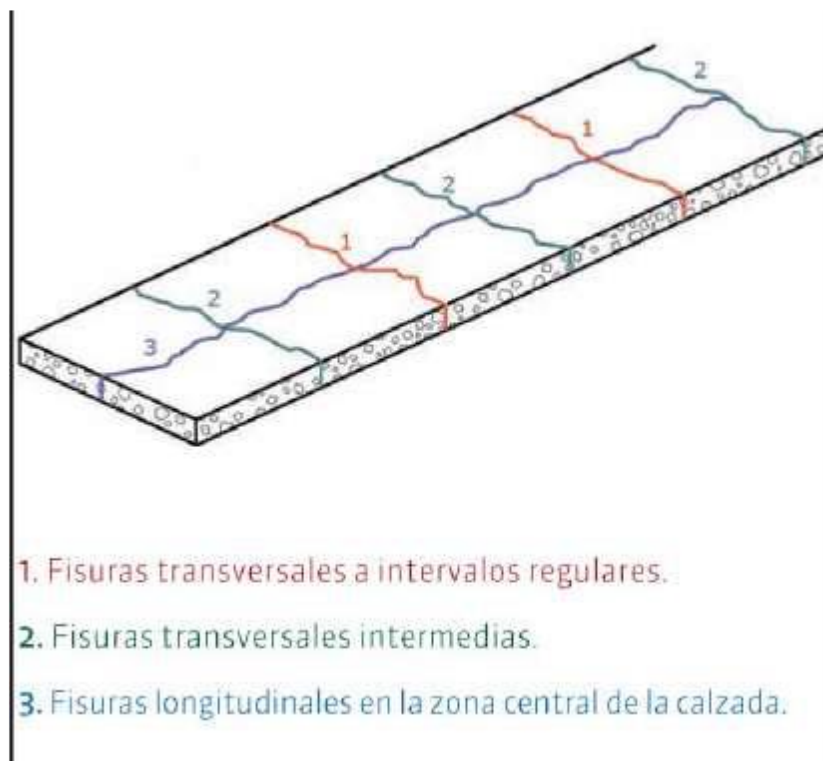


Imagen 40. Fisuración natural del pavimento (fuente: ICPA).

- Juntas transversales de contracción

Se materializa en el sentido transversal de la calzada de hormigón y permiten controlar la formación de fisuras intermedias en las losas. Se realizan por aserrado de la sección de hormigón, siendo la profundidad mínima de aserrado $1/3$ del espesor de la losa para bases tratadas.

Profundidad mínima de aserrado = $1/3 \times 20\text{cm} = 6,66\text{cm}$

Se adopta un valor de profundidad de aserrado de 7cm.

- Pasadores

Son barras de acero lisas colocadas en la junta transversal para transferir cargas (ver imagen 41). Colaboran en la disminución de tensiones y deflexiones en el hormigón y reducen el potencial de escalonamiento, bombeo y rotura de esquina en las losas.

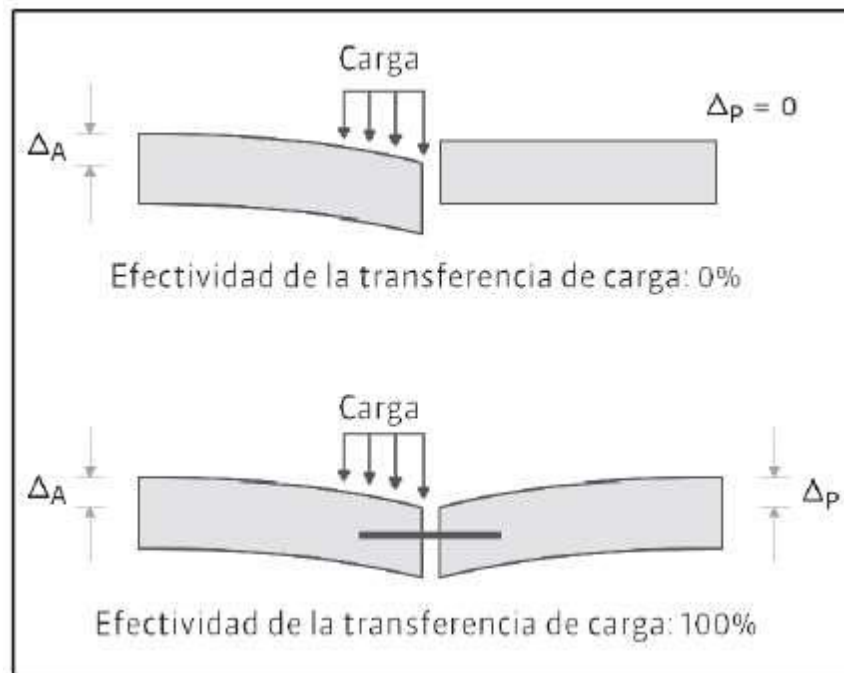


Imagen 41. Transferencia de carga (fuente: ICPA).

El diámetro del pasador más conveniente depende principalmente del nivel de tránsito pesado, por lo que se adopta el mismo en función del espesor de diseño según la tabla 18.

Tabla 18. Características de los pasadores (fuente: ICPA).

Tipo de hierro	Barra redonda lisa. Tipo I. AL-220.
Superficie	Lisa, libre de óxido y con tratamiento que impida la adherencia al hormigón.
Largo	45cm
Diámetro	25mm para $e \leq 20\text{cm}$ 32mm para $20\text{cm} < e \leq 25\text{cm}$ 38mm para $e > 25\text{cm}$
Separación	30cm de centro a centro, 15cm de centro a borde.
Ubicación	Paralelo a la superficie del pavimento y al eje de la calzada. Mitad del espesor de losa. Mitad a cada lado de la junta transversal.

Se adopta pasadores de 25 mm de diámetro, largo de 45 cm, separados 30 cm de centro a centro y 15 cm de centro a borde (ver imagen 42)

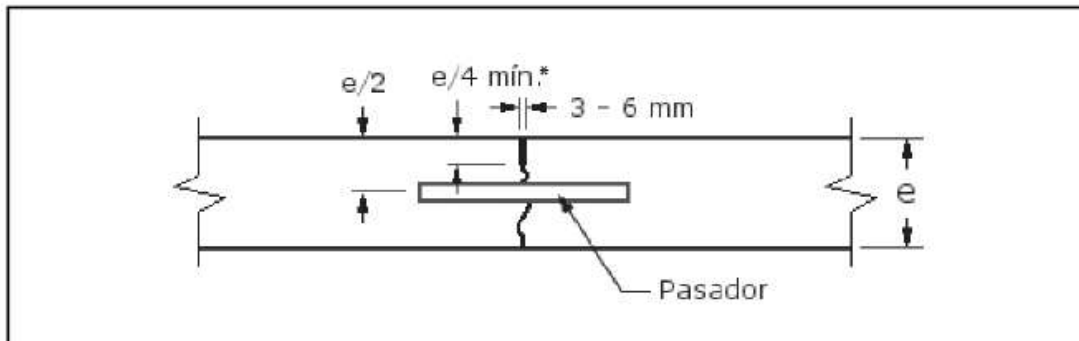


Imagen 42. Junta transversal de contracción con pasadores (fuente: ICPA).

- Juntas longitudinales de articulación

Son similares a las de contracción, solo que se ejecutan en el sentido longitudinal de la calzada y se ejecutan para controlar la fisuración cuando dos o más carriles se ejecutan simultáneamente.

Deben ser aserradas y selladas para impedir el ingreso de agua a la estructura del pavimento. La transferencia de carga se materializa por trabazón de agregados, en tanto que se emplean barras de unión para mantener anclada la junta, garantizando una adecuada eficiencia en la transferencia de carga a largo plazo.

Las barras de unión son de acero conformado superficialmente y su dimensionado se realiza por medio de las recomendaciones del ICPA.

El mismo establece que para un espesor de losa de 0,20 m y una separación máxima al borde libre de 3 m, la cuantía mínima por metro de losa es de 1,08 cm²/m (ver Tabla 19).

Tabla 19. Cuantía mínima para pasadores (fuente: ICPA).

Distancia al borde libre [m] →	3,00	3,25	3,50	3,75	4,00	3,00	3,25	3,50	3,75	4,00
Espesor de Calzada [cm] ↓	Base Granular o Subbase no Tratada					Base tratada con cemento o asfalto				
0,12	0,54	0,59	0,63	0,68	0,72	0,65	0,70	0,76	0,81	0,86
0,13	0,59	0,63	0,68	0,73	0,78	0,70	0,76	0,82	0,88	0,94
0,14	0,63	0,68	0,74	0,79	0,84	0,76	0,82	0,88	0,95	1,01
0,15	0,68	0,73	0,79	0,84	0,90	0,81	0,88	0,95	1,01	1,08
0,16	0,72	0,78	0,84	0,90	0,96	0,86	0,94	1,01	1,08	1,15
0,17	0,77	0,83	0,89	0,96	1,02	0,92	0,99	1,07	1,15	1,22
0,18	0,81	0,88	0,95	1,01	1,08	0,97	1,05	1,13	1,22	1,30
0,19	0,86	0,93	1,00	1,07	1,14	1,03	1,11	1,20	1,28	1,37
0,20	0,90	0,98	1,05	1,13	1,20	1,08	1,17	1,26	1,35	1,44
0,21	0,95	1,02	1,10	1,18	1,26	1,13	1,23	1,32	1,42	1,51
0,22	0,99	1,07	1,16	1,24	1,32	1,19	1,29	1,39	1,49	1,58
0,23	1,04	1,12	1,21	1,29	1,38	1,24	1,35	1,45	1,55	1,66
0,24	1,08	1,17	1,26	1,35	1,44	1,30	1,40	1,51	1,62	1,73
0,25	1,13	1,22	1,31	1,41	1,50	1,35	1,46	1,58	1,69	1,80

Siguiendo esta recomendación, se adoptan los siguientes parámetros para las barras de la junta longitudinal de contracción (ver imagen 43):

Diámetro: 12 mm.

Largo: 60 cm.

Separación 60 cm.

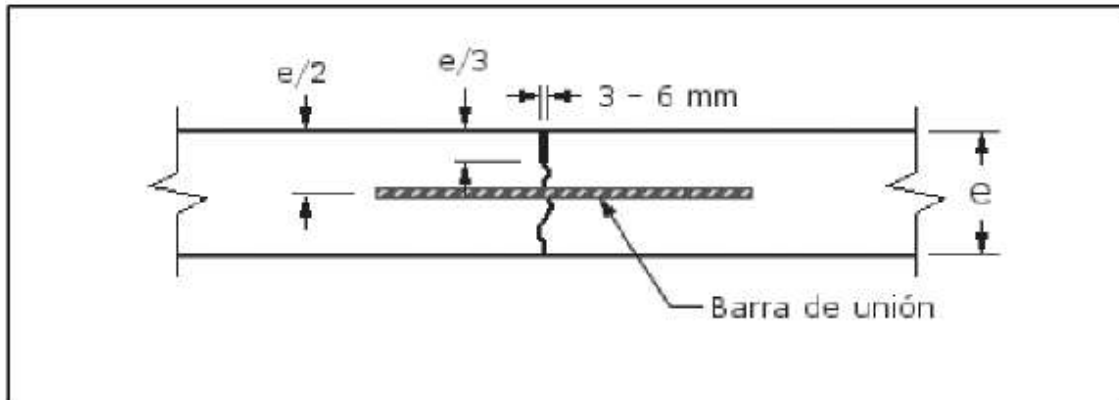


Imagen 43. Junta longitudinal de contracción o articulación con barras de unión (fuente: ICPA).

- Juntas transversales de dilatación o expansión

El objeto de las juntas de expansión es proveer espacio para la dilatación de las losas sin que ingresen materiales incompresibles dentro de las mismas. Permiten movimientos diferenciales entre dos zonas pavimentadas o contra una estructura fija.

Antiguamente se ubican estas juntas a intervalos regulables, pero estudios han demostrado que el hormigón de calzada experimenta una contracción inicial por secado que provoca una apertura de las juntas, generando el espacio suficiente para permitir el libre movimiento de las losas frente a los cambios de humedad y temperatura.

En la actualidad el empleo de las juntas de dilatación se ajusta a los siguientes casos:

- Intersección de pavimentos de hormigón.
- Curvas de pequeño radio (principio y fin de curva).
- Zonas de cambio abrupto en la pendiente.
- Contra estructuras fijas.
- En transiciones con otros pavimento.
- El ancho de estas juntas se ubica entre 19 y 25 mm. El espacio de dilatación se rellena con un material compresible y elástico que no permita la inclusión de materiales incompresibles. Se ubica desde unos 25 mm de la superficie de las losas hasta la base. Se ejecutarán, según la Imagen 44.

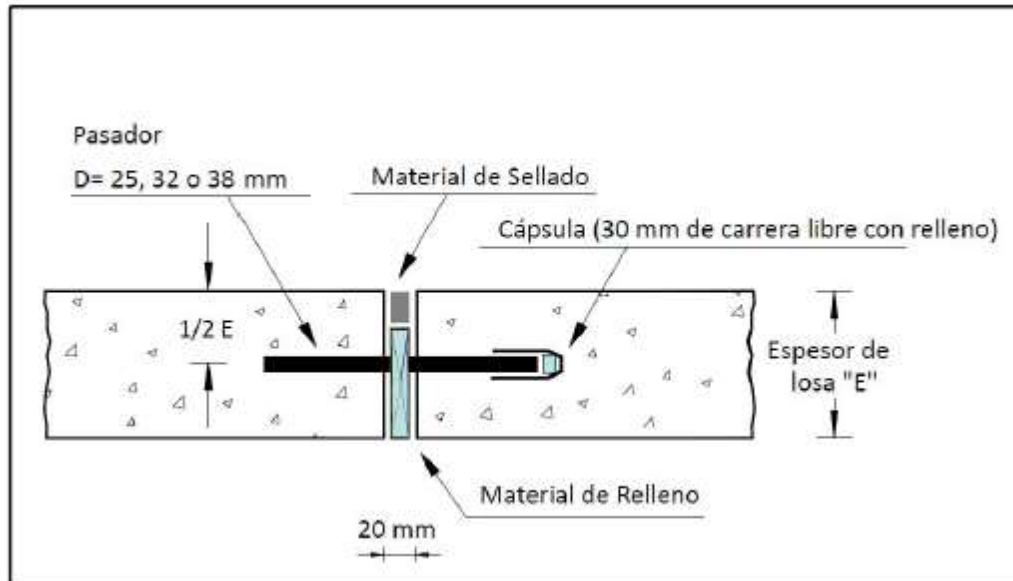


Imagen 44. Junta de dilatación con pasador. (fuente ICPA).

3.25 PERFIL TIPO DE LA OBRA

El perfil transversal propuesto se corresponde con el de una avenida con doble sentido de circulación, separando las calzadas por un cantero central con cordones de hormigón en ambos lados de las calzadas.

El paquete estructural diseñado es de Hormigón Simple, Tipo H-30, de 20cm de espesor, con una base de relleno de densidad controlada a razón de 120 Kg/Cm³ de cemento (R.D.C.-120), en una capa de 15cm de espesor. Por debajo de esta capa se ejecutará una base de suelo núcleo compactado de 15cm.

El ancho de calzada propuesto es de 8,00m, con cordón integral (ancho de calzada con cordón integral: 8,34m), con pendiente del 1,50% hacia los cordones externos, con 8,94m de ancho para la base de R.D.C. para cada una de las calzadas que compone el perfil tipo en este tramo (ver **Imagen 45** y Planos N°04 y 05).

Además, se propone la colocación de columnas de iluminación con artefactos LED en el cantero central, divisorio de las calzadas de la avenida.

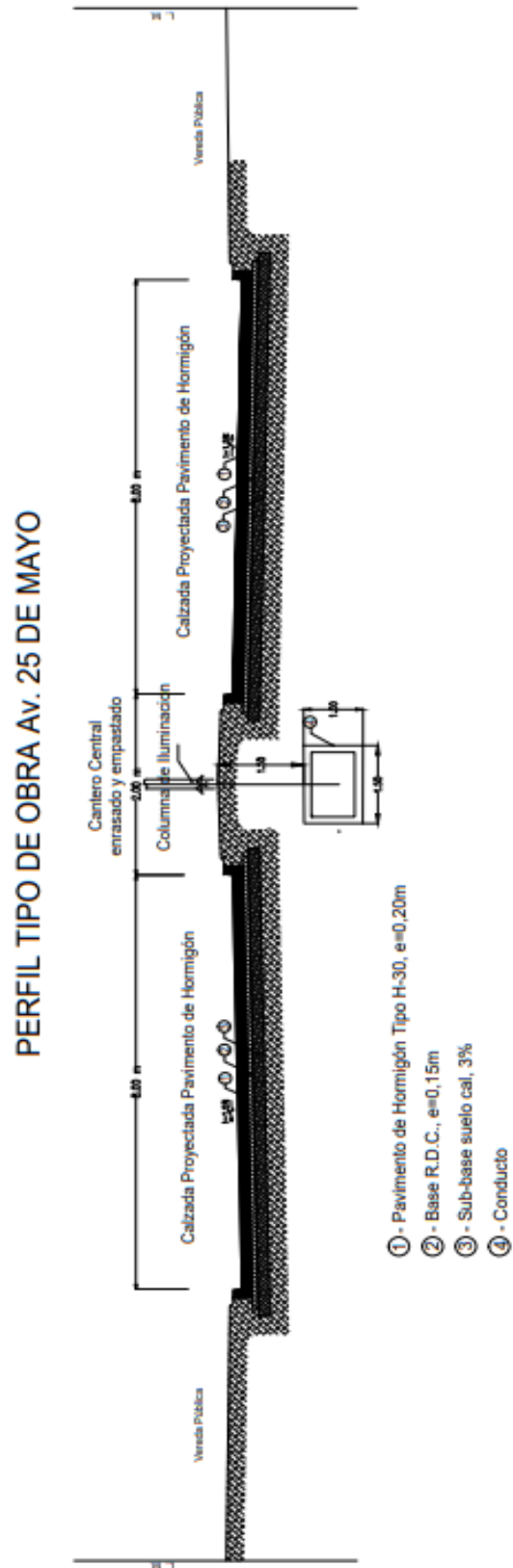


Imagen 45. Perfil tipo de obra Av. 25 de Mayo (fuente: elaboración propia).

4- SEÑALIZACIÓN E ILUMINACIÓN

4.1 INTRODUCCIÓN

La señalización en todos los proyectos viales está dirigido a la implantación de diversos dispositivos de control del tránsito vehicular, mediante el establecimiento de normas pertinentes para la prevención, regulación del tránsito y sobre todo de información al usuario de la vía, con la finalidad de proteger su seguridad y prevenir riesgos y posibles accidentes. Las circulaciones vehiculares y peatonales deben ser guiadas y reguladas a fin de que puedan llevarse a cabo en forma segura, fluida y ordenada.

A través de la señalización se transmite a los usuarios de las vías la forma correcta de circular, con el propósito de evitar riesgos y demoras innecesarias. Los dispositivos de control del tránsito vehicular serán obviamente efectivos, si es que se cumplen con algunos requisitos indispensables. El señalamiento horizontal y vertical debe brindar información clara, precisa e inequívoca, estando destinado a transmitir al usuario de la vía pública órdenes, advertencias, indicaciones u orientaciones, mediante códigos comunes en todo el país y coherente con los utilizados en la región.

En conclusión, se puede establecer que la correcta señalización de una vía, garantiza el tránsito vehicular en forma normal, sin riesgos ni accidentes, salvo que persista la imprudencia de algún conductor o peatón, que haga caso omiso del dispositivo colocado.

4.2 MATERIALES

Para la elección de los diferentes señalamientos, tanto vertical como horizontal, que deba llevar el tramo en estudio se recurrirá al Manual de Señalamiento de Dirección Nacional de Vialidad, el cual tiene marco jurídico y basamento legal en el Anexo “L” (Sistema de Señalización Vial Uniforme) del Decreto N° 779/95, que reglamenta la Ley Nacional de Tránsito N° 24.449, el Manual Interamericano de Dispositivos para Control del Tránsito en Calles y Carreteras y Normas que sobre el tema mantiene vigentes la DNV.

Todas las señales y sus soportes que se proyectan para la alternativa serán construidos con materiales nuevos de alta calidad, que cuenten, cuando corresponda, con sello de aprobación del Instituto Argentino de Racionalización de Materiales – IRAM.

Las placas base deberán ser de chapa de acero cincadas de 2 mm de espesor, cumpliendo las exigencias de la Norma MERCOSUR NM 97:96. Las esquinas deberán ser redondeadas con un radio de curvatura de 6 cm. Estarán libres de toda oxidación, pintura, rayadura, sopladura o cualquier otra imperfección que pueda afectar la superficie lisa de ambas caras, con tratamiento de superficie que asegure la perfecta adherencia de las pinturas y termo adhesivos.

La cara posterior muda de las placas de señales restrictivas deberá pintarse en todos los casos de color gris mate, según diseño.

Las placas de señales se fijarán al soporte por medio de tuercas, arandelas y bulones de hierro galvanizado.

Todos los soportes serán instalados a plomo con un empotramiento, en general, mayor a 0,25 de su longitud libre, se construirá para ello un dado de hormigón simple H-8. Los soportes de los carteles se realizarán en madera dura, en las escuadrías previstas según el isotipo por la

Normativa D.N.V. En las Especificaciones Técnicas Particulares se indican tipos de madera corrientes en la zona.

4.3 SEÑALIZACIÓN HORIZONTAL

Las marcas viales o demarcación horizontal son las señales de tránsito aplicadas sobre la calzada, conformadas por líneas, flechas, símbolos y letras que se pintan sobre el pavimento, bordillos o sardineles y estructuras de las vías de circulación o adyacentes a ellas, así como los objetos que se colocan sobre la superficie de rodadura, con el fin de regular, canalizar el tránsito o indicar la presencia de obstáculos con la finalidad de guiar el tránsito vehicular, regular la circulación y advertir determinadas circunstancias. La regulación incluye la transmisión de órdenes y/o indicaciones de zonas prohibidas, así como también de ciertas restricciones a maniobras peligrosas (giro en U, giro a izquierda, etc.).

De acuerdo a su conformación física, las marcas se pueden distinguir en marcas especiales (símbolos, leyendas y otras demarcaciones) y las marcas normales que se clasifican en función de su posición relativa a la calzada, en marcas longitudinales y marcas transversales. Las marcas longitudinales en el contexto del proyecto no es necesario incluirlo por lo que se centrará en las marcas transversales.

4.3.1 MARCAS TRANSVERSALES

Son aquellas que se ubican generalmente en forma perpendicular a la carretera, se emplean fundamentalmente para indicar sectores de reducción de velocidad ante un lugar de riesgo (curva peligrosa, cruce, empalme) y para poner en evidencia la existencia de líneas límites, entendiendo por tales, líneas que no pueden ser sobrepasadas sin efectuar una acción en relación al derecho de paso. En este sentido, las líneas transversales suministran básicamente advertencias y regulaciones.

Este tipo de línea se clasifica en línea de detención, línea de paso, senda para ciclistas, líneas auxiliares para reducción de velocidad y senda peatonal que es la que tiene funcionalidad en nuestro proyecto, la misma suministra guía “positiva” a los peatones que cruzan la carretera al delinear la trayectoria a seguir en los accesos a intersecciones. Es la zona autorizada para que los peatones crucen la calzada sin que les sea permitido detenerse o esperar sobre la misma. En esta área, los peatones tienen prioridad respecto de los vehículos, salvo cuando exista un semáforo o autoridad competente que indique lo contrario.

Asimismo, advierte a los usuarios de la carretera sobre la existencia de un punto de cruce peatonal. Los vehículos no deben estacionarse ni detenerse sobre la senda, ni aún por circunstancias del tránsito.

Nos compete también la línea de detención, línea continua de color blanco y de 0,50 m de ancho. Se ubica antes y paralela a la senda peatonal desde el cordón de la vereda hasta el eje divisorio o en caso de único sentido, hasta el otro cordón. Indica la obligación de detener el vehículo antes de ser transpuesta por indicación de la autoridad competente, señalización luminosa o vertical, cruce de peatones o ferroviarios o en caso de hallarse ocupada la bocacalle. (ver imagen 46)

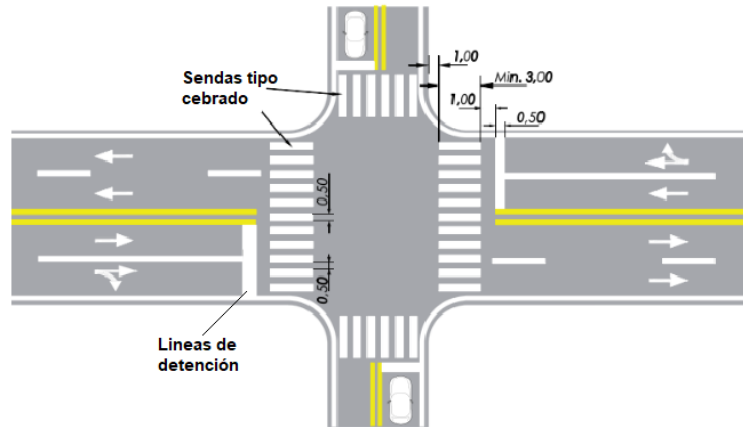


Imagen 46. Detalle de línea de detención y senda peatonal (fuente: Manual de Señalamiento Horizontal DNV).

4.4 SEÑALIZACIÓN VERTICAL

Las señales verticales son señales de tránsito colocadas al costado del camino (laterales) o elevadas sobre la calzada, mediante pórticos o ménsulas (aéreas), con la finalidad de guiar el tránsito, regular la circulación, y advertir determinadas circunstancias. La regulación incluye la transmisión de órdenes, y/o restricciones de distinta índole.

De acuerdo con el tipo de mensaje emitido, las señales se dividen en reglamentarias, preventivas e informativas. A continuación, se clasifican las señales verticales que se emplazarán en el proyecto, cuyas imágenes y descripciones se abordarán en el anexo del correspondiente capítulo.

4.4.1 SEÑALES REGLAMENTARIAS

Las señales reglamentarias son también llamadas imperativas, su finalidad es indicar a los usuarios las reglamentaciones, limitaciones o prohibiciones que rige en el tránsito en los sectores señalizados.

Son rojas y el mensaje o símbolo es en color negro.

El tablero de este tipo de señales por lo general es de forma circular.

Su ubicación longitudinal será en el punto mismo donde existe la restricción o prescripción. Transversalmente la colocación de las señales debe ser de tal forma que no obstaculicen la circulación de los vehículos, debiendo procurarse que el borde interior del tablero quede a una distancia no menor de 30 cm de la proyección vertical de la orilla del carril.

En zonas urbanas, la altura entre la parte inferior de la placa de la señal y el nivel de la acera debe ser, cuando menos de 2 m.

Siempre las señales deben ser colocadas a 90° del sentido de circulación del tránsito.

Las mismas se dividen en Señales de Prohibición, señales de Restricción y Señales de Prioridad.

4.4.2. SEÑALES PREVENTIVAS

Se utilizan para prevenir a los usuarios sobre la existencia de un peligro y/o situaciones imprevistas de carácter permanente o temporal y la naturaleza de las mismas, motivada por la construcción o conservación de una calle o carretera, así como proteger a peatones, trabajadores y equipo de posibles accidentes.

El tablero es de forma cuadrada con las esquinas redondeadas y se fija con una diagonal vertical en postes, o bien sobre caballetes desmontables. El radio para redondear las esquinas es de 4 cm, quedando el radio interior para curvatura del filete de 2 cm. Las restricciones a producir serán de acuerdo a la situación peligrosa a advertir con dicha señal.

El criterio general para su ubicación es disponerlas antes del riesgo que se trate de señalar, su distancia del mismo está en función de la velocidad límite de circulación adoptada para el proyecto.

Su ubicación transversal es tal que el borde exterior queda como mínimo a 0,30 m. del cordón integral, o borde de pavimento, el ángulo del tablero es siempre de 90° con respecto al sentido del tránsito.

La altura a la cual se ubica la señalización es tal que su parte inferior queda a una distancia en altura de la superficie de rodamiento de 1,50 m.

4.4.3. SEÑALES INFORMATIVAS

Son aquellas que identifican, orientan o hacen referencia a aspectos tales como: servicios, lugares, destinos, rutas que sean de utilidad para el usuario en su itinerario.

Sus colores son fondo verde y letras y símbolos en color blanco. Y otras son de fondo azul con fondos blancos o íconos de color negro.

4.5 ILUMINACIÓN

Se propone utilizar lámparas led, debido a su mejor rendimiento lumínico y energético, con un menor consumo brindan igual o mayor luminosidad que las luminarias de sodio, además por el tipo de luz blanca que brindan, dan una mayor definición, mejorando la visibilidad de conductores y peatones (Imagen 47).

Las lámparas led tienen una vida útil promedio que supera ampliamente a las convencionales de sodio o halogenadas. Asimismo, consumen un 40 por ciento menos de energía eléctrica y por sus características técnicas y constructivas son de bajo mantenimiento.

El diseño de una instalación de luminaria se basa en seleccionar adecuadamente las luminarias y disponerlas convenientemente, con el objeto de satisfacer las necesidades visuales a un costo razonable.



Imagen 47. Iluminación tipo LED (fuente: Imágenes de Google).

5 - ADECUACIÓN HIDRÁULICA

5.1 CONSIDERACIONES GENERALES

Se detalla a continuación el estudio que tiene por objeto determinar los parámetros fundamentales para el diseño de desagües pluviales de la obra proyectada, esto se traduce en el cálculo de caudales o condiciones máximas de escorrentía que debe afrontar, desarrollando el estudio hidrológico del área delimitada obteniendo un caudal de diseño y verificar el funcionamiento actual y futuro del sistema hidrológico urbano existente.

La ejecución de un adecuado sistema de desagües pluviales conforma uno de los aspectos fundamentales del planeamiento urbano, siendo que debe cumplir con la función básica como es la de evitar al máximo posible el daño que los excesos producidos por el agua de lluvia que pueden ocasionar a personas y propiedades; y conllevan una función complementaria, cual es la de garantizar el normal desenvolvimiento de la vida diaria en la ciudad, permitiendo un apropiado tráfico de personas y vehículos durante y posterior a la ocurrencia de precipitaciones. El planteo del sistema de drenaje urbano implica un conjunto de acciones, que conforman medidas correctivas, que se aplican para aliviar los daños en áreas donde las medidas de tipo preventivo son insuficientes, situación con frecuencia elevada en los asentamientos de la ribera de lagunas próximas y que, entre otras cosas, hablan de obras de conducción como canales y tuberías, obras con conexión como sumideros, disipadores, alcantarillas, sedimentadores, modificación de secciones y trazados en el corredor y obras de canalización y optimización de cauces naturales.

Se debe analizar las características de la zona que afectan al proyecto y que tienen como finalidad determinar la capacidad de escurrimiento de las cuencas de aporte hacia el corredor, exponiendo la necesidad de realizar obras de adecuación hidráulica. Entre los parámetros para el diseño, el tiempo de concentración de las cuencas que interceptan la traza en estudio es el más importante, con este tiempo y en función de las lluvias máximas que se pueden llegar a presentar en la zona para diferentes tiempos de recurrencia.

La estimación del escurrimiento asociado a la lluvia se realiza mediante el análisis de los datos de lluvias disponibles y se obtienen a partir de mediciones totales en pluviómetros. Para este propósito, los datos son los totales de una o más tormentas que ocurren en un día del calendario y nada se sabe acerca de su distribución en el tiempo, por eso es que la relación excluye al tiempo como la variable explícita, aunque, tiene limitaciones y solo se aplica a cuencas en regiones específicas. Además, se requiere tener en cuenta consideraciones particulares, como la humedad previa, el tiempo de concentración y pendientes bajas con presencia de esteros, que actúan como retardadores naturales del escurrimiento.

5.2 CARACTERÍSTICAS HIDROLÓGICAS EN LA REGIÓN Y USO DE SUELO

El funcionamiento hidrológico regional de los sistemas hídricos de la llanura chaqueña, se caracterizan por la escasa capacidad de conducción de escurrimiento, asociado a cauces pocos definidos, regulados por el sistema geomorfológico que da la dirección dominante, y que condiciona su velocidad de propagación hacia las áreas ubicadas aguas abajo.

El escurrimiento está regido por la morfología regional, y condicionado por los rasgos climáticos, que, sumados a la baja energía del relieve, determinan el modelo de escurrimiento lento y complejo, de tipo laminar, con escasa capacidad de evacuación en los períodos de precipitaciones ordinarias.

Durante los ciclos de precipitaciones extraordinarias o en períodos húmedos, el área en su mayor parte se convierte en un ambiente con distintos grados de anegabilidad, con una lámina de agua continua o discontinua.

Con las distintas fuentes cartográficas consultadas y contrastadas se ha repasado y trazado los límites de la denominada cuenca baja del río Negro comprendida desde la Obra de Control de Laguna Blanca y hasta la Obra de Control del río Negro en Barranqueras ubicada sobre la Defensa Frontal. A su vez, se compone de subcuencas las que se observan en la imagen 48, desde aguas arriba hacia aguas abajo. La zona de interés para el estudio de este anteproyecto se encuentra principalmente en la subcuenca Balasto y en los extremos de camino influyen las cuencas, en pequeña medida, Arroyo Colorado en la zona noroeste y Fortini - Oro en zona sureste (ver plano N°02).

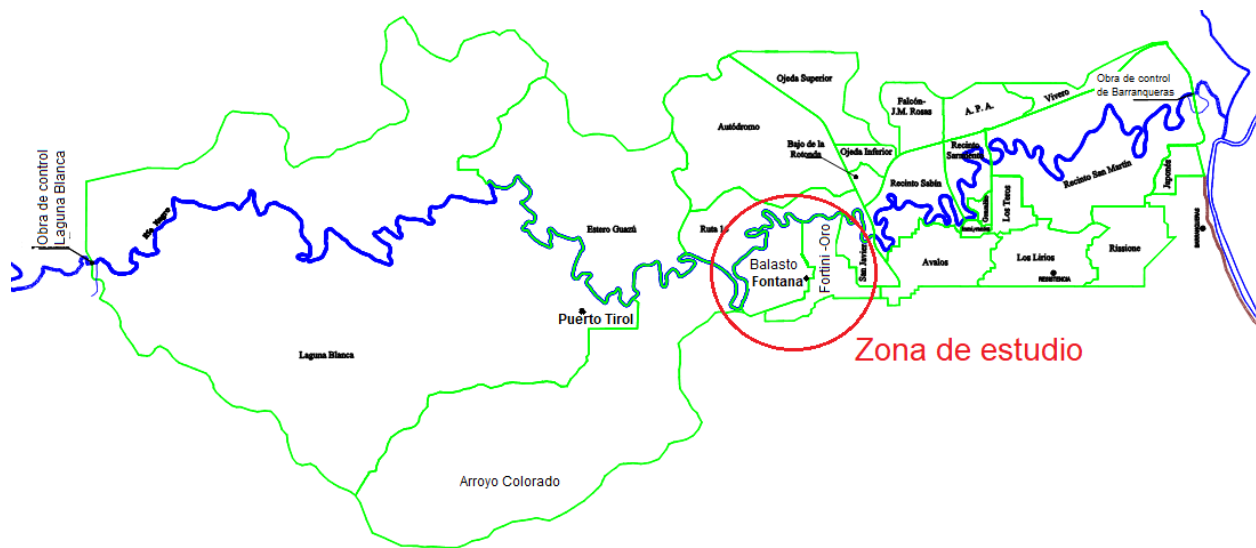


Imagen 48. Subcuencas Río Negro – límites y cauce principal (fuente: Hidroyet Consultores, 2013).

Para el análisis de intensidad de precipitaciones fueron utilizadas las curvas Intensidad - Duración - Frecuencia del Área Metropolitana del Gran Resistencia (Departamento de Hidráulica - Facultad de Ingeniería - UNNE) que se verá más adelante.

La escasa energía del relieve, sumado al intenso avance de la urbanización (mayor impermeabilización) y la falta de desagües pluviales dificultan el escurrimiento de los excesos de las lluvias aumentando la permanencia del agua en las calles.

El uso actual del suelo tiene la importancia de definir el grado de permeabilidad e impermeabilidad actual, lo que tiene influencia directa en el proceso de escurrimiento y generación de caudales en las cuencas urbanas.

En ese trabajo se calculó la impermeabilidad actual y también hizo una proyección de la misma para los próximos 50 años, con base en el trabajo “Diagnóstico urbano expeditivo del AMGR” (Scornick, 1998). La impermeabilidad media promedio actual es de 47% para la parte no urbanizada de las cuencas analizadas. Las proyecciones a 50 años de la impermeabilidad de la cuenca Fortini es de 62% (aumento de 15%).

5.3 DELIMITACIÓN DEL ÁREA DE LA CUENCA

En el informe “Propuesta de definición de la línea de ribera, vía de evacuación de inundaciones y áreas de riesgo hídrico, para el cauce y valle de inundación del río Negro. Río Regulado”, efectuado por Hidroyet Consultores, podemos encontrar la siguiente tabla (ver tabla 20) en donde encontraremos los datos e información acerca de cuencas que aportan al caso de este estudio.

Tabla 20 Superficies de las cuencas (fuente: *Hidroyet Consultores, 2013*).

Cuenca	Sub Cuenca	Nombre	Superficies	
			km²	Ha
Baja Río Negro	Rurales	Laguana Blanca	141.51	14151.23
		Estero Guazú	27.13	2712.76
		Arroyo Colorado	51.37	5136.55
		Ruta 16	8.07	806.79
		Autodromo	19.42	1941.79
	Urbanas Sur	Balasto	5.31	530.98
		Fortini - Oro	4.68	467.76
		San Javier	2.57	257.15
		Avalos	6.21	621.45
		Inmigrantes	0.52	52.14
		Gonzalito	0.43	42.96
		Los Teros	2.12	211.59
		Los Lirios	6.37	636.85
		Rissione	5.54	554.19
		Japonés	1.62	161.95
	Zona Norte	Ojeda Superior	6.71	671.34
		Cava 101 - J. M. Rosas	2.86	286.01
		Ojeda Inferior	1.40	139.92
		Bajo de la Rotonda	0.94	94.24
		Falcón - J. M. Rosas	3.56	356.18
		A.P.A.	3.61	360.70
		Vivero	2.31	230.87
	Recinto	Recinto - Sabin	6.82	681.54
		Recinto - Sarmiento	3.07	306.69
		Recinto - San Martín	24.19	2419.45
Superficie Total:			338.33	33833.08

El área de influencia para el anteproyecto analizado se realizó a través de información obtenida de trabajos precedentes sobre la zona, el análisis de imágenes satelitales secuenciales, y el reconocimiento de campo, el área total (A1) obtenida fue de 2,77 km² (ver imagen 48).

El área de proyecto comienza en avenida 25 de Mayo 4600 y recorre una distancia de 2200 metros.

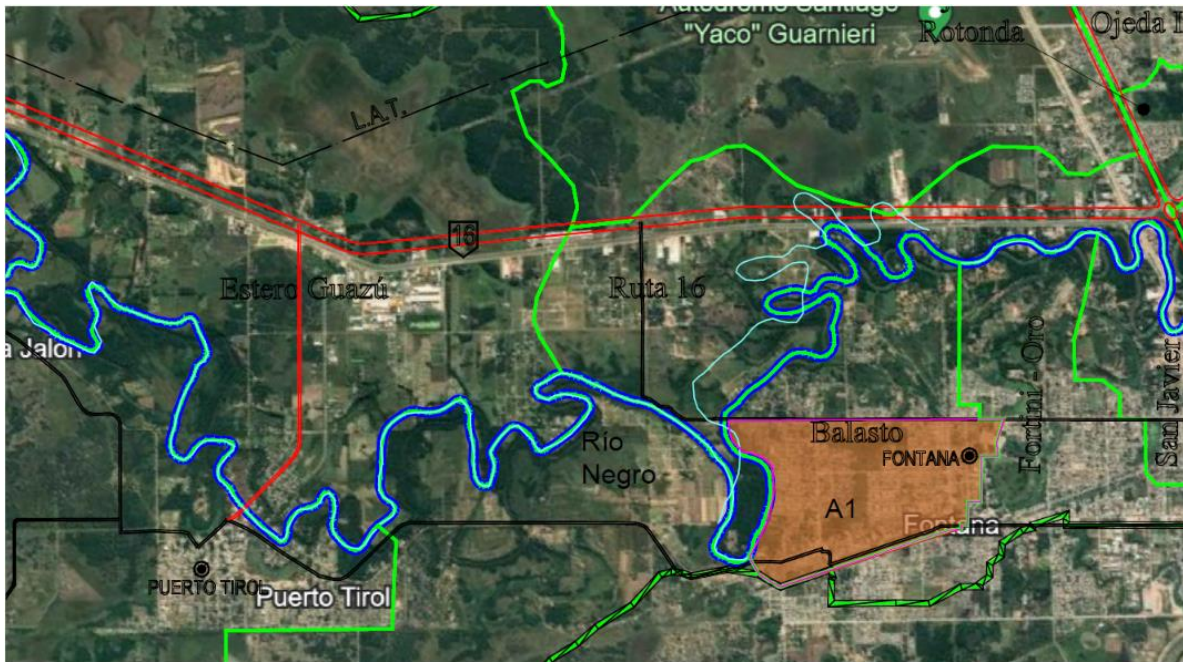


Imagen 48. Cuenca de Aporte, A1 (fuente: Google Earth,2023).

5.4 ÁREA DE APOORTE

En este punto se destaca que la distribución catastral dentro de las manzanas que componen la cuenca es irregular, costó identificar la forma de aporte de cada una y ajustar los límites de la cuenca y subcuenca en forma precisa.

Para determinar el área de aporte observamos las curvas de nivel de la cuenca baja del río Negro y mediante interpolación se obtuvieron las curvas de la zona en estudio, con éstas pudimos ver hacia donde descarga nuestra cuenca y así establecer el área de aporte y establecer la cota de descarga en 49m.

La zona en estudio se encuentra entre las curvas 51 y 50 como se logra ver en la **Imagen 50** (ver planos N°07 y N°08).

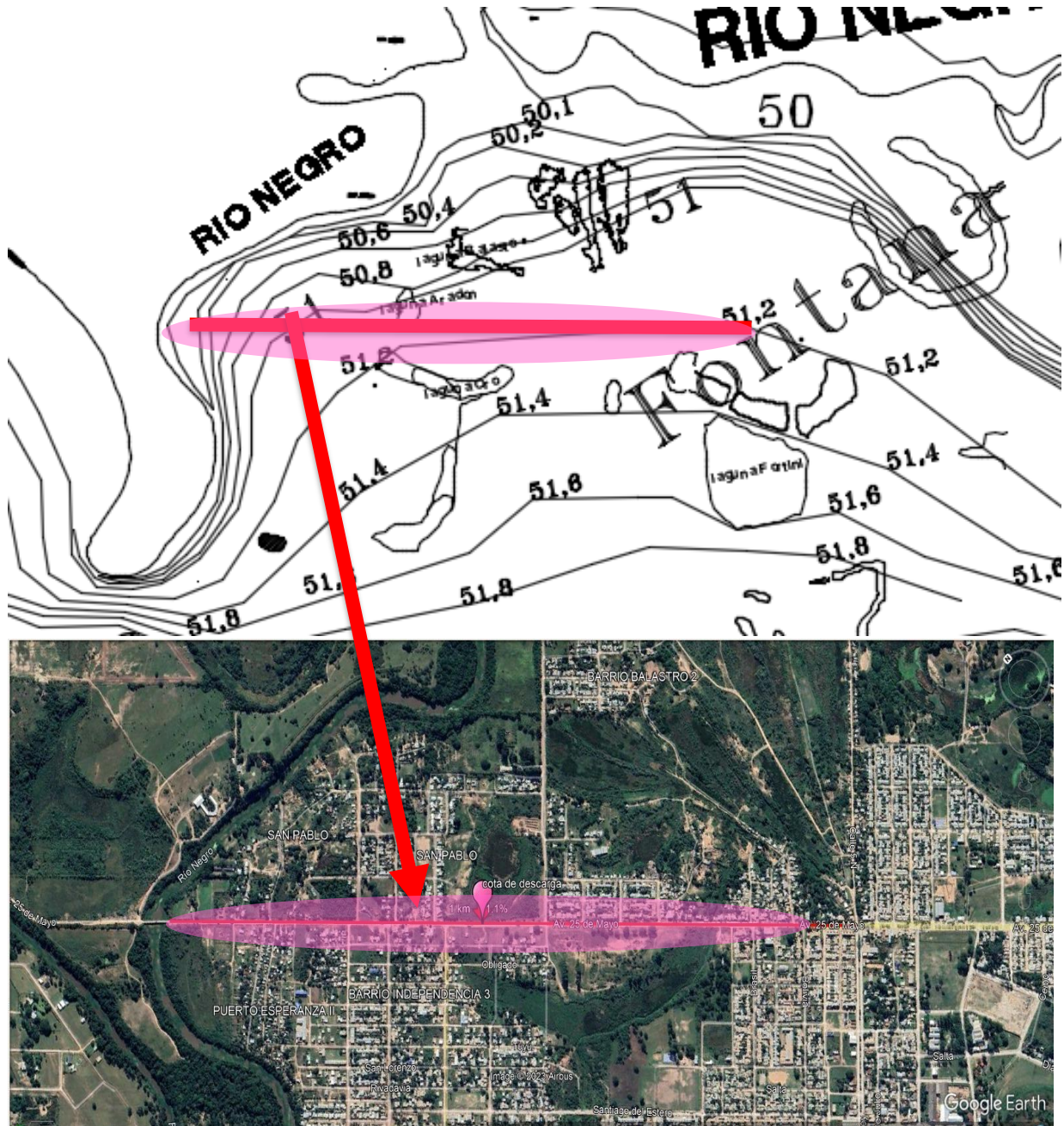


Imagen 50. Curvas de nivel y zona de estudio(fuente: elaboración propia)

Estudiado el análisis de la zona del proyecto se determinó el área de la cuenca teniendo en cuenta la distribución de barrios de viviendas, espacios verdes y lagunas obteniéndose un área de:

AREA = 59 ha =0,59 km²

Como el área obtenida es menor que 3km² se permite el uso del Método Racional para su cálculo (Ver Plano N°08).

5.5 CÁLCULO DE LOS CAUDALES POR EL MÉTODO RACIONAL

El Método Racional es aplicable a proyectos de drenaje vial, urbano o agrícola, siempre teniendo en cuenta que producirá resultados aceptables en áreas pequeñas y con alto porcentaje de impermeabilidad. Es utilizado para la estimación del caudal máximo asociado a determinada lluvia de diseño, y tiene la ventaja de no requerir de datos hidrométricos para la Determinación de Caudales Máximos.

Dado que el tamaño de la cuenca no supera los 3 km², es viable la utilización del método racional para el cálculo de los caudales. La expresión utilizada por el Método Racional es:

$$Q_p = 0,275 \cdot C \cdot I \cdot A$$

Donde:

Q_p = Caudal Pico en [m³/s]

C = Coeficiente de Escorrentía

La Intensidad de Precipitación [mm/h] la obtendremos de las curvas IDF compatible con el Tiempo de Concentración de la Cuenca que se trabaja, y el Área calculada [km²].

5.6 COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA

El coeficiente de escorrentía es un parámetro adimensional, que requiere una estimación detallada de sus valores para cuencas Rurales y Urbanas. Se adopta teniendo en cuenta impermeabilidad, almacenamiento superficial, intensidad de precipitación, pendiente del plano de escurrimiento de la cuenca, vegetación, etc.

Su valor lo obtenemos de la tabla 21 en función de la ocupación del suelo en la cuenca.

Tabla 21. Coeficientes de escorrentía para usar en la ecuación del Método Racional. (fuente: Hidrología Aplicada – Ven Te Chow,1994)

Ocupación del Suelo	C
Edificación Muy Densa: Partes Centrales, densamente pobladas de ciudades con calles pavimentadas.	0.70 a 0.95
Edificación no Muy Densa: Partes adyacentes al centro, de menor densidad de habitantes, con calles pavimentadas.	0.60 a 0.70
Edificación con Pocas Superficies Libres: Partes residenciales con construcciones cerradas, calles pavimentadas.	0.50 a 0.60
Edificación con Muchas Superficies Libres: Partes residenciales con calles pavimentadas pero con muchas áreas verdes.	0.25 a 0.50
Suburbios con Alguna Edificación: Partes semi urbanas con pequeña densidad de construcciones.	0.10 a 0.25
Parques y Campos de Deportes: Partes rurales, áreas verdes, superficies arborizadas, parques ajardinados y campos de deporte sin pavimentos.	0.05 a 0.20

Al ser una ciudad en crecimiento, pero aun sin tantas construcciones se adoptó de la tabla 21, $C=0,25$, suburbios con alguna edificación.

5.7 DETERMINACIÓN DEL TIEMPO DE CONCENTRACIÓN

Se define como tiempo de concentración el tiempo mínimo necesario para que todos los puntos de la superficie de la cuenca estén contribuyendo simultáneamente al caudal recibido en la descarga. Para el cálculo se utilizó la metodología propuesta por Kirpich (1940), obtenida en base a siete pequeñas cuencas rurales del Tennessee con pendientes de entre el 3 y el 10% y áreas como máximo de 0,50 km², y que comprende la siguiente fórmula:

$$t_c = 3,989 \cdot (L)^{0,77} \cdot (S)^{-0,385} = \text{tiempo de concentración en minutos.}$$

Siendo T_c el tiempo de concentración en minutos, L la longitud asociada al punto de la gota más alejada, es decir, la gota que tenga menor gasto de energía para llegar a la descarga, en km y S el desnivel entre dicho punto y la salida en m/m. Cuando trabajamos en cuencas urbanas debemos considerar solo el 40% del valor obtenido mediante Kirpich. Los resultados de esta fórmula, al ser empírica, difieren sensiblemente, por lo que deben manejarse con precaución, de acuerdo a lo descrito anteriormente.

Para aplicar la fórmula se tuvieron en cuenta los datos y la información sobre el caso en estudio, ya que, debido a que aún la zona no se encuentra pavimentada y hay que realizar movimiento de suelo se le brindará una pendiente constante de 0,0015 m/m. de manera uniforme.

Datos:

$$L = 1,2 \text{ km}$$

$$S = 0,0015 \text{ m/m}$$

$$t_c = 3,989 \cdot (1,2 \text{ km})^{0,77} \cdot (0,0015 \text{ m/m})^{-0,385} \cdot 0,4 = 22,44 \text{ minutos.}$$

Se adopta: 22 minutos.

5.8 PRECIPITACIONES Y EVENTO DE DISEÑO

Para la subcuenca se preparó un hietograma de diseño para un evento de 8 horas de duración, separados en intervalos de 15 minutos, de manera tal, de hacer coincidir el intervalo de mayor valor de precipitación e intensidad con el tiempo de concentración de la subcuenca con el fin de maximizar el evento. (ver gráfico 10)

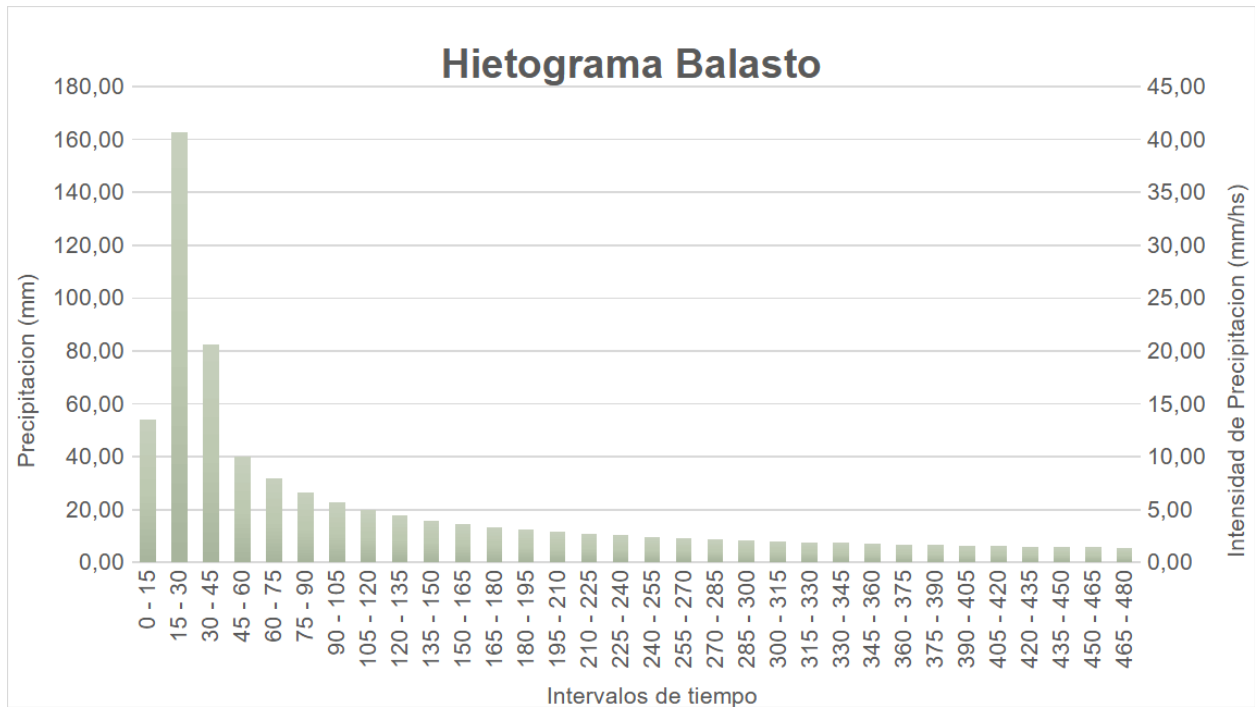


Gráfico 10. Hietograma de Tormenta Subcuenca Balasto. (fuente: elaboración propia).

Con el objeto de obtener los aportes de las secciones del tramo en estudio y considerando el tiempo de concentración calculado con anterioridad, se procedió a la obtención del evento de diseño a partir de curvas IDF del AMGR.

Se presenta en forma analítica el ajuste de la intensidad de precipitación alcanzado para cada recurrencia, como función continua según la siguiente ecuación:

$$i = \frac{A}{(Tc + B)^C}$$

Siendo:

A, B, C, = parámetros de ajuste adimensionales

i = intensidad de precipitación en mm/h

Tc= tiempo de duración en minutos

Dicha expresión relaciona el tiempo de duración (Tc) con la intensidad de precipitación (i) a través de tres parámetros de ajuste (A, B y C) que toman diferentes valores según el tiempo de recurrencia (TR) que adopte o elija. Se presentan en la tabla 22 adjunta los valores de los parámetros A, B y C que mejor han ajustado para las relaciones I – D – F:

Tabla 22. Valores de los parámetros A, B y C. (Fuente: Resolución N° 71/1997 - APA).

TR (años)	A	B	C
2	746,019	8,12	0,6375
5	1205,735	11,824	0,6846
10	1639,94	14,681	0,7193
25	2366,837	18,427	0,7629
50	2563,10953	19,8751155	0,75607635

Obtenidos los coeficientes A, B y C se grafican las curvas I – D – F para cada una de los Tiempos de Recurrencia (TR) analizados. El gráfico 11 muestra las curvas calculadas que también podrá observarse en anexos V.

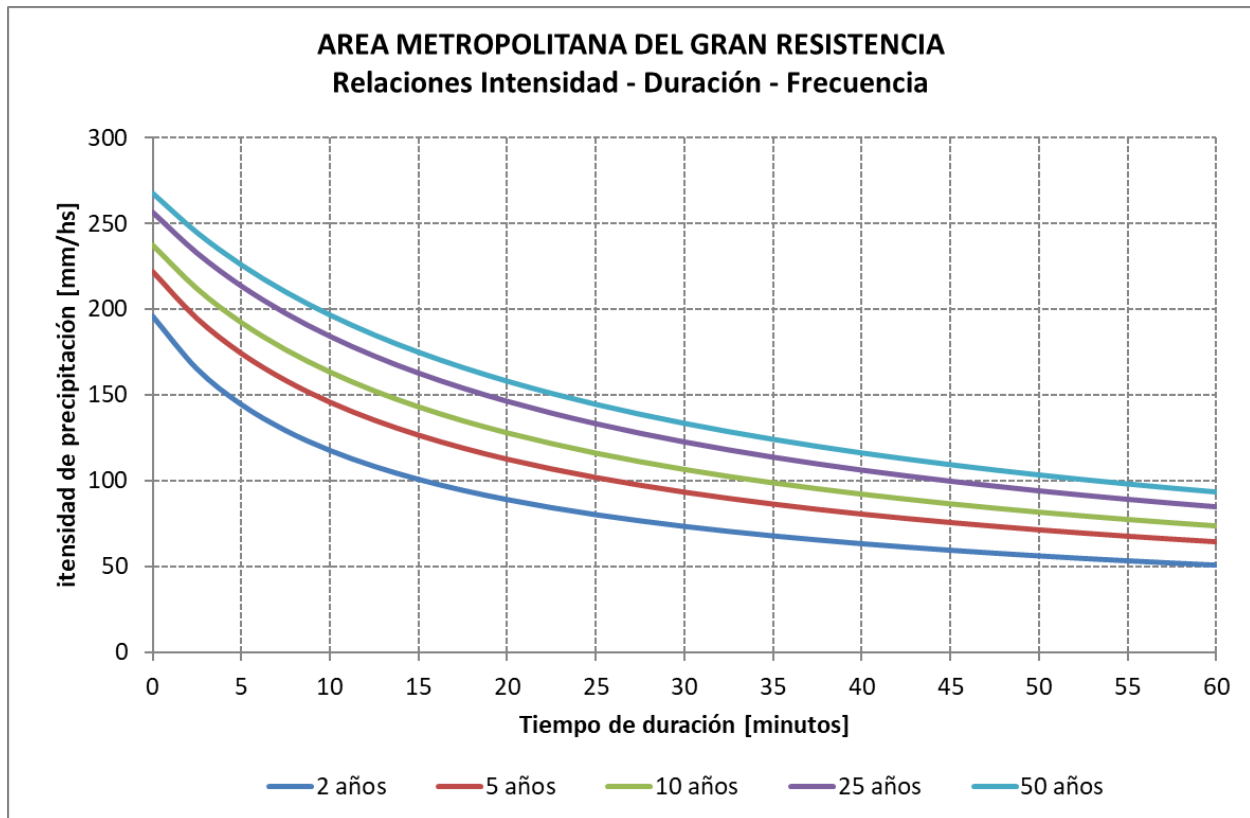


Gráfico 11. Relaciones I – D – F para el AMGR (Fuente: Resolución N° 71/1997 - APA).

5.9 CÁLCULO DE CAUDAL PICO

Con todo lo dicho y resumiendo:

- $t_c = 22$ minutos
- Para un TR= 10 años, $i = \frac{A}{(T_c + B)^C} = i = \frac{1639,837}{(22 + 14,681)^{0,7193}} = 122,88 \frac{mm}{h}$
- $C = 0,25$
- $A = 59 \text{ ha} = 0,59 \text{ km}^2$
- **$Q_p = 0,275 * C * I * A = 0,275 * 0,25 * 122,88 * 0,1692 = 4,98 \text{ m}^3/\text{s}$**

Donde:

Q_p = Caudal Pico en $[\text{m}^3/\text{s}]$

C = Coeficiente de Escorrentía

I = Intensidad media en $[\text{mm}/\text{h}]$

A = Área de la cuenca en $[\text{Km}^2]$

5.10 CAUDAL POR MANZANA Y POR FRENTE

Para obtener el cálculo del caudal que escurre por manzana y por frente, se debió estudiar el catastro de la localidad de Fontana.

Se procedió a calcular que porcentaje de área abarcan los barrios Aipo, 40 viviendas, San Pablo y Balasto II, dentro de nuestra área de aporte y en función de ello sacar el caudal que cada uno escurre hacia nuestro corredor de Av. 25 de Mayo.

Con los caudales de cada barrio obtenido se procedió a calcular el caudal por manzana y por frente en función de las medidas de las cuadras que cada uno posee a través de la tabla 23 (ver planos N°08 y N°09)

Tabla 23. Cálculo de caudales(fuente elaboración propia)

	tamaño cuadras	A	QB°	Qmanzana	Q frente	CANT DE F X INB
B° AIPO	0,4264 ha	0,38 km2	3,19 m3/s	0,080	0,020	16,67
B° 40 VIVIENDAS	0,48 ha	0,07 km2	0,56 m3/s	0,045	0,011	26,18
B° SAN PABLO	0,48 ha	0,07 km2	0,56 m3/s	0,112	0,028	10,54
A. BALASTO II	0,42 ha	0,08 Km2	0,67 m3/s	0,112	0,028	10,48

5.11 CORDÓN CUNETA PARA CALLES PAVIMENTADAS

Utilizando la fórmula de Manning (tabla 24) y sus supuestos intrínsecos, como el de flujo uniforme en la sección y aceptando que el ancho superior del canal es igual al perímetro mojado, condición próxima a la de los canales anchos de poca profundidad, podemos aplicar la ecuación:

$$Q = \frac{1}{n} * A * R^{2/3} * S^{1/2}$$

$$Y \text{ como } R = \frac{A}{P} \quad A = \frac{z*d^2}{2} \quad P = z * d$$

Tabla 24. Valores n de Manning. (Fuente: Hidráulica de canales abiertos – Ven te Chow, 1994).

CARACTERÍSTICAS	n
CANALES	
Rectilíneos con pastos de 15 cm. de altura	0,300 – 0,400
Rectilíneos con pastos y ramas de 30 cm. de altura	0,300 – 0,060
de hormigón premoldeados con buena terminación	0,011 – 0,014
de H° moldeados en el lugar con formas metálicas simples	0,012 – 0,014
de H° moldeados con encofrado de madera	0,015 – 0,020
CORDÓN CUNETA	
de asfalto suave	0,013
de asfalto rugoso	0,016
de concreto suave con pavimento de asfalto	0,014
de concreto rugoso con pavimento de asfalto	0,015
de pavimento de H°	0,014 – 0,016
de piedras	0,016

Adoptamos $n = 0,015$

Caudal del cordón (imagen 51)

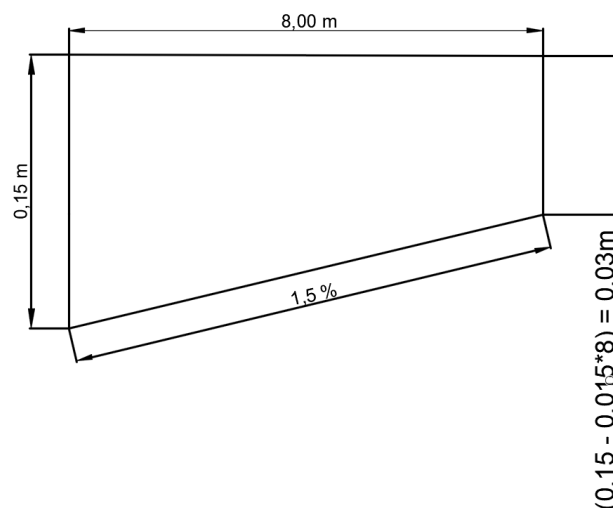


Imagen 51. Trapecio cordón cuneta (fuente: elaboración propia).

$$A = \frac{(0,15 + 0,03)}{2} * 8 = 0,72 \text{ m}^2$$

$$R = \frac{A}{P} = \frac{0,72}{8,15} = 0,088 \text{ m}$$

$$S = \frac{0,15}{100} = 1,5 \times 10^{-3}$$

$$Q = \frac{1}{n} * A * R^{2/3} * S^{1/2}$$

$$Q = \frac{1}{0,015} * 0,72 * 0,088^{2/3} * 1,5 \times 10^{-3/2} = 0,367 \text{ m}^3/\text{s}$$

A partir de estos datos obtenidos se puede comenzar a dimensionar el sistema de desagües pluviales.

5.12. CÁLCULO DE IMBORNALES

Un imbornal de cuneta es aquel que tiene barras lo suficientemente largas para que el agua pueda caer en la abertura sin chocar con el borde del emparrillado de aguas abajo.

Su posición como lo muestra en la imagen 52 siguiente y lo indica el nombre es en la cuneta de la calzada de hormigón o asfalto.

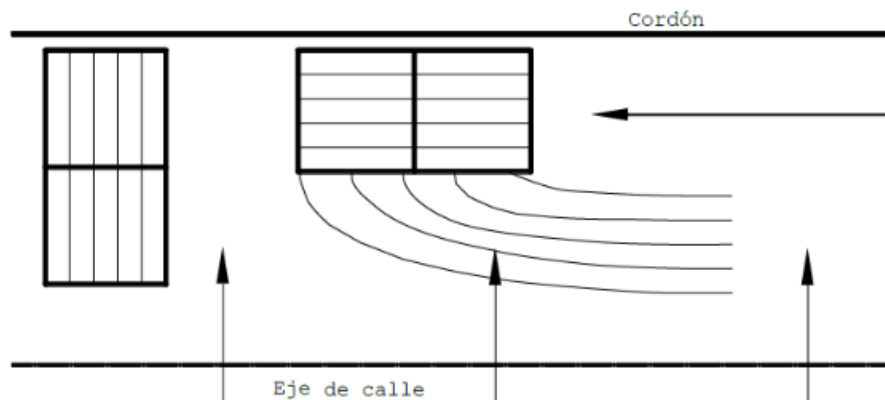


Imagen 52. Imbornal (fuente: elaboracion propia)

$$Q = 1,7 * L * y^{3/2}$$

Donde: Q: caudal en m³/seg.

L: Perímetro de la rejilla en m.

y: Profundidad de la lámina 15 cm.

Finalmente:

$$L = \frac{Q}{1,7 * y^{\frac{3}{2}}}$$

Se determina la longitud de los mismos, y se obtiene la tabla 24:

Tabla 25. Longitud de imbornales/bocas de tormenta (fuente: elaboración propia).

25 DE MAYO				
N°	FRENTE	Q	L	L ADOP
1		0,15	0,52	1,00
2		0,11	0,39	1,00
3		0,42	1,48	1,50
4		0,06	0,20	1,00
5	6	0,12	0,42	1,00
6		0,34	1,20	1,50
7	6	0,12	0,42	1,00
8	10	0,28	0,99	1,50
9	10	0,28	0,99	1,50

5.13 DETERMINACIÓN DEL DIÁMETRO DE LAS CAÑERÍAS DE VINCULACIÓN

El agua captada por los Imbornales o Bocas de Tormentas necesita ser conducida hasta los conductos Secundarios y Principales, ello se lleva a cabo a través de los denominados conductos de vinculación.

Responde a la siguiente fórmula y los cálculos están volcados en la tabla 25:

$$D = \left(\frac{3,21 * n * Q}{so^{\frac{1}{2}}} \right)^{\frac{3}{8}}$$

Tabla 25. Resumen de cálculos. (Fuente: elaboración propia).

CONDUCTOS 25 DE MAYO					
Imbornal	Q	n	So	L. calc (m)	L. adoptado (m)
C1	0,59	0,015	0,0015	0,89	1
C2	0,76	0,015	0,0015	0,98	1,5
C3	1,18	0,015	0,0015	1,15	1,5
C4	0,62	0,015	0,0015	0,91	1
C5	1,75	0,015	0,0015	1,34	1,5
C6	2,07	0,015	0,0015	1,43	1,5
C7	4,98	0,015	0,0015	1,98	2

Ver Plano N°10.

6 – CÓMPUTOS Y PRESUPUESTO

El proceso de cómputo fue realizado a partir de los planos confeccionados, para cada una de las partes componentes de la obra y su finalidad es la de mensurar la cantidad de materiales necesarios para ejecutarla; mediante este será posible establecer el costo de la misma y/o de cada una de las partes que la componen.

Para obtener los precios unitarios de cada rubro, se procede a hacer un análisis individual de los trabajos a realizar. Para ello se definieron los precios unitarios y cantidades de los materiales, equipos y mano de obra, dentro de los cuales se desarrollan diferentes ítems que serán detallados en anexo VI.

Los precios de la mano de obra se tomaron teniendo en cuenta los jornales de salarios básicos del convenio colectivo de trabajo 76/75 vigentes a partir de diciembre 2023. El precio utilizado de los materiales es a diciembre del corriente año.

En los anexos ítem “Cómputo y Presupuesto” se puede apreciar el cómputo, análisis de precios unitarios y presupuesto.

En base a los valores calculados en el cómputo métrico y la aplicación de los precios obtenidos en el análisis antes mencionado fue posible calcular el valor del presupuesto total de la pavimentación del corredor vial de Av. 25 de Mayo, el cual se presenta en la tabla 26.

Tabla 26. Presupuesto de obra (fuente: elaboración propia).

Trabajo Final 2023 - Cardozo-Martínez Rohde					
Etapa I: pavimento y desagües pluviales en Fontana					
Planilla de cantidades					
PRESUPUESTO					
Nº	Ítem	Unidad	Cantidades	Costo Unitario	Costo Parcial
1	Excavación no clasificada	m3	20369,40	\$ 45.110,09	\$ 918.865.450,09
2	Terraplen con Compactación Especial, Incluido Provisión y Tpte.	m3	1482,80	\$ 36.176,12	\$ 53.641.947,86
3	Acero en barras, colocado	tn	2,00	\$ 29.338.286,10	\$ 58.676.572,21
4	Conducto de 1x1 m	m	178,68	\$ 110.349,33	\$ 19.717.217,70
5	Conducto de 1x 1.50m	m	1058,94	\$ 111.135,47	\$ 117.685.796,94
6	Conducto de 1x 2.0m	m	50,00	\$ 111.436,55	\$ 5.571.827,46
7	Sumidero de Pavimento	U	9,00	\$ 307.333,54	\$ 2.766.001,87
8	Construcción de Sub-base de suelo cal 3%	m3	2979,90	\$ 228.157,75	\$ 679.887.284,84
9	Construccion Base R.D.C.	m3	2739,00	\$ 231.547,42	\$ 634.208.380,14
10	Construcción de Calzada de Hormigón - e=20cm	m2	3859,68	\$ 264.290,08	\$ 1.020.075.125,55
11	Señalización horizontal	m2	20,4	\$ 29.926,98	\$ 610.510,31
12	Señalización vertical	U	10,00	\$ 33.457,02	\$ 334.570,20
13	Iluminacion	Gl	1	\$ 900.699,66	\$ 900.699,66
				TOTAL	\$ 3.512.971.375,22
				TOTAL EN U\$D	\$ 9.758.253,82

6.1 CÓMPUTOS MÉTRICOS

CÓMPUTOS MÉTRICOS													
ITEM Nº	DESIGNACIÓN					DIMENSIONES					UNIDAD	CANTIDADES	
												PARCIAL	TOTAL
	SUMARIO												
*	Excavación no clasificada p/apertura de caja												
*	Terraplen con Compactación Especial, Incluido Provisión y Tpte.												
*	Acero en barras, colocado												
*	Conducto de 1x1 m												
*	Conducto de 1x 1.50m												
*	Conducto de 1x 2.0m												
*	Sumidero de Pavimento												
*	Construcción de Sub-base de suelo cal 3%												
*	Construcción de Calzada de Hormigón - e=0,20m												
*	Señalización horizontal												
*	Señalización Vertical												
*	Iluminacion												
OBRAS A EJECUTAR													
1	Excavación no clasificada p/apertura de caja												
	S/Avda. 25 de Mayo					20.369,40	m3			m3	20.369,40		
						0,00	m3			m3	0,00		
								Imprevistos	10%	m3	2.036,94		
										m3		22.406,34	
2	Terraplen con Compactación Especial, Incluido Provisión y Tpte.												
	S/Avda. 25 de Mayo					1.482,80	m3			m3	1.482,80		
								Imprevistos	10%	m3	148,28		
										m3		1.631,08	
3	Acero en barras, colocado												
	S/Avda. 25 de Mayo					2,00	tn			tn	2,00		
								Imprevistos	0%	tn	0,00		
										tn		2,00	
4	Conducto de 1x1 m												
	S/Avda. 25 de Mayo					178,68	m			m	178,68		
								Imprevistos	0%	m			
										m		178,68	
5	Conducto de 1x 1.50m												
	S/Avda. 25 de Mayo					1.058,94	m			m	1.058,94		
								Imprevistos	0%	m			
										m		1.058,94	
6	Conducto de 1x 2.0m												
	S/Avda. 25 de Mayo					50,00	m			m	50,00		
								Imprevistos	0%	m			
										m		50,00	
7	Sumidero de Pavimento												
	S/Avda. 25 de Mayo					9,00	U			U	9,00		
								Imprevistos	0%		2,00		
												11,00	
8	Construcción de Sub-base de suelo cal 3%												
	S/Avda. 25 de Mayo					2.838,00	m			m	2.838,00		
								Imprevistos	5%	m	141,90		
										m		2.979,90	
9	Construccion Base R.D.C.												
	S/Avda. 25 de Mayo					2.739,00	m			m	2.739,00		
								Imprevistos	5%	m	136,95		
										m		2.875,95	

[illegible]

6.2 ANÁLISIS DE PRECIOS

A partir del cómputo métrico, y con los rendimientos de mano de obra y equipos intervinientes para cada Ítem, se realizó el análisis de precios correspondiente. Con lo cual se obtuvo el monto del Costo-Costo. A partir del mismo, se obtuvo el coeficiente k de costos indirectos, el cual tiene en cuenta aspectos como gastos generales, gastos financieros, impuestos y beneficios; en consecuencia, el costo total se calcula como el costo – costo afectado por este coeficiente. En la Tabla 27 se observan los porcentajes utilizados para obtener dicho coeficiente.

Tabla 27. *Análisis de coeficiente. (Fuente: Elaboración propia)*

Descripcion			Porcentaje %	Totales
Costo - Costo			100%	1
Gastos Generales			20%	0,2
Beneficios			15%	0,15
Sub total				1,35
Costo Financiero				0
Total				1,35
I.V.A.			21%	0,28
Otros impuestos			2.9%	0,04
Coefficiente resumen				1,67

De la obtención del presupuesto de la obra derivan otras dos partes fundamentales, que son el “Plan de Trabajo”, es decir la distribución en el tiempo de las tareas, y el plan de inversiones y/o financiero, que representa la distribución en el tiempo de los costos, o de los ingresos necesarios para el cumplimiento de dicho plan.

6.3 PLAN DE TRABAJO

La planificación de los trabajos de las obras refiere a la administración del tiempo disponible establecido por el plazo de ejecución de estas y consiste en distribuir los distintos trabajos de forma tal de cumplir con los tiempos prefijados sin salirse del presupuesto. La finalidad del plan de trabajos es:

- Medir el avance de obra y compararlo con lo que se ha programado.
- Controlar lo empleado en mano de obra, materiales y equipos con relación a lo pactado.
- Visualizar las actividades que no se están desarrollando o que no avanzan al ritmo planificado.
- Justificar el tiempo de duración de la obra y permitir el control durante su ejecución.

6.4 CURVA DE INVERSIÓN

La curva de inversiones es una gráfica que indica la evolución de las inversiones-costos a lo largo del tiempo y se obtiene como la sumatoria de todas las inversiones que deben realizarse mensualmente y cuyo resultado es el presupuesto de oferta. Para cada uno de los trabajos, se pensó en una secuencia lógica de ejecución de estos.

6.5 DETERMINACIÓN DEL PRECIO

Para definir el precio de cada elemento prefabricado, se contactó con diferentes empresas proveedoras en el país evaluando las secciones disponibles y cotizando las que serían necesarias para la ejecución del corredor y teniendo en cuenta la conveniencia en cuestiones de precio, calidad y distancias al lugar de emplazamiento de la obra.

En una obra es una tarea fundamental debido a que el precio que una empresa da a sus clientes tiene el carácter de fijo e inamovible, y solamente pueden ser actualizados como consecuencia de la inestabilidad económica, los que generalmente son efectuados a través del “régimen de variaciones de costos”, que permite realizar los cálculos de redeterminación de precios desde la fecha de licitación a la fecha de ejecución. El precio resulta de:

- Costo de los materiales
- Costo de la mano de obra
- Gastos Generales
- Beneficios
- Impuestos

Los primeros dos ítems conforman lo que se conoce como costo-costo, y no debería diferir mucho de una empresa a otra; en cambio, los gastos generales, dependen de la magnitud de la empresa y del criterio de organización que utilice y el precio final o precio de oferta se obtiene agregándole los impuestos correspondientes.

6.6 GASTOS GENERALES

Son todas las inversiones que debe efectuar la empresa para materializar una obra y que no forman parte del costo-costo. Una vez determinados, se los traduce como un porcentaje del costo-costo de la obra.

El valor de los gastos generales corresponde al 20% del Costo-Costo de la obra.

6.7 BENEFICIO

Entendiendo por beneficio a la pretensión del constructor, en carácter de retribución por la ejecución de la obra y por la responsabilidad que asume debido a la misma.

Al no estar sujeto a normas sólo depende de la voluntad del contratista, naturalmente limitada por la ley de la oferta y la demanda. En forma muy general, puede decirse que el factor determinante es la competencia, cuyo efecto regulador permite admitir porcentajes aproximadamente constantes, dentro de periodos normales.

Se considera entonces una pretensión en términos de beneficio de 15%.

En el anexo VI se encuentra el cómputo y presupuesto de la obra con su respectivo plan de trabajo y curva de inversión.

BIBLIOGRAFÍA

- Alcalá, L. I.; Cochatok Díaz, L. A.; Echezarreta, H. F.; Repetto, J.; Sanchez, L.C. (2017). Provincia de Chaco: Plan maestro ciudad río. Ministerio de infraestructura y servicios públicos.
- Calo, D. H. (20 y 21 de marzo, 2012). Diseño de pavimentos rígidos [ponencia]. Jornadas de actualización técnica: diseño y construcción de pavimentos de hormigón, San Salvador de Jujuy, Argentina.
- Chow, T. W.; Maident, D.R. y Myas, L.W. (1993). Hidrología Aplicada. McGraw-Hill.
- Chow, T. W. (1994). Hidráulica de canales abiertos. Bogota: McGraw-Hill. [Archivo PDF].
- Código de Planeamiento Urbano del Gran Resistencia. Resistencia. <https://resistencia.gob.ar/wp-content/uploads/2020/pliegos/VolumenIII/CODIGO%20PLANEAMIENTO%20URBANO.pdf.pdf>
- Decreto 779/95 por el cual se modifica la ley 24449/95. Sistema de señalización vial uniforme. 1995. (ARGENTINA)
- Hidroyet (2013). Propuesta de definición de la línea de ribera, vía de evacuación de inundaciones y áreas de riesgo hídrico, para el cauce y valle de inundación del río Negro, a río regulado". Informe Final, APA Chaco.
- INDEC. Mapa. <https://mapa.poblaciones.org/map/#/@-27.451158,-58.986282,11z>
- Mariño, M. P. (enero 24, 2021). Industria y crecimiento territorial en Fontana. El caso del Municipio de Fontana. Jornadas virtuales en Historia.
- Rey, E. C. (2015). Estudios de movilidad cotidiana en la ciudad de Resistencia Chaco. Revista Transporte y Territorio, 13, 1-7 pp.
- Resolución N°303/17. (2017). Plan maestro Ciudad-río: Informe IV. Asociación Provincial del Agua de la provincia del Chaco.
- Romana, M.; Nuñez, J.M. y Diez de Arizaleta, R. (2017). Manual de capacidad de carreteras – hcm 2010. FC Editorial.
- Scornick, M. (1998). Diagnóstico urbano expeditivo del AMGR. Cuaderno urbano, N° 6, 127-150 pp. file:///D:/Usuario/Desktop/111.pdf
- Secretaría de estado de transporte y obras públicas. (1980). Normas de Diseño Geométrico de carreteras. Dirección Nacional de Vialidad. (archivo PDF) http://castagninoingenieria.com.ar/normas_disenio_geometrico_1980_atlas.pdf
- Sierra, F.J. (1994). Diseño geométrico de carreteras y calles, AASHTO,1994. Escuelas de graduados ingenieros de caminos.
- Vialidad Nacional (2012). Manual de Señalamiento horizontal [Archivo PDF].
- Vialidad Nacional (2017). Manual de Señalamiento Vertical [Archivo PDF]. https://www.argentina.gob.ar/sites/default/files/manual_sv.pdf

ANEXO I

RESOLUCIÓN N°303/17 - ZONAS DE RIESGO HÍDRICO PARA EL AMGR

RESISTENCIA, 17 ABR 2017

VISTO:

La Actuación Simple N° E24-2015-6428-A; y

CONSIDERANDO:

Que, las presentes actuaciones se inician con el informe del Ing. Hugo Rohrmann (fs. 1/9) dirigida al Directorio del Organismo, proponiendo modificar las restricciones al uso del suelo del área inundable de los valles de los ríos Paraguay y Paraná, incluyendo el Área Metropolitana del Gran Resistencia (AMGR) y en particular el funcionamiento del Río Negro, regulado por las obras de control de Laguna Blanca y Barranqueras, establecidas por la Resolución N° 1111/98 del Directorio del Organismo, mediante un análisis en conjunto con equipos técnicos de distintos municipios, respecto a la aplicación de la Resolución N° 1111/98 durante dieciocho (18) años, respecto a la zonificación de riesgo hídrico por las crecientes de los principales ríos y las restricciones al uso del suelo, como también todos los antecedentes que daban fundamento a la misma;

Que, de los estudios realizados se establecen distintas zonas de riesgo hídrico para el AMGR y en especial para el funcionamiento del río Negro regulado por las obras de control de Laguna Blanca y Barranqueras, trabajo aprobado por Resolución N° 208/14, además de la necesidad de concentrar en una sola reglamentación, las zonas de riesgo hídrico del río Paraguay y Paraná, lagunas del AMGR dentro del área defendida de las crecidas del río Negro, continuando con la aplicación de las Resoluciones 326/97 y 124/00 para los ríos que no tienen definidas cotas de línea de ribera; y en esta política hídrica de zonificar el riesgo hídrico, resulta aplicable la Resolución N° 121/14 en el caso de precipitaciones;

Que, la presente tiene como objeto la consolidación de la urbanización en áreas de menores riesgos de inundación, estableciendo la responsabilidad de esa determinación a la Administración Provincial del Agua por crecidas de ríos y uso del suelo, como también cuando las obras o cursos que llevan el escurrimiento del agua afectan a más de un Municipio, y la Resolución N° 121/14, actúa como advertencia a todos aquellos actores que participan en el crecimiento urbano del Área Metropolitana, es decir, los Municipios como responsables primarios, el Instituto Urbano de Desarrollo Urbano y Vivienda, la Cámara de Diputados, Dirección de Catastro, Inmobiliarias y Empresas Constructoras;

Que, el espíritu de la presente es orientar el crecimiento urbanístico en los lugares más elevados topográficamente tratando de evitar, preventivamente, los daños que pudieran ocurrir por distintos tipos de inundaciones y preservar la zonificación prohibida u ocupados por agua, de dominio público, tratando de evitar la apropiación por parte de particulares de los mismos, respetándose lo establecido por el nuevo Código Civil, que textualmente dice: "ARTICULO 235.-Bienes pertenecientes al dominio público. Son bienes pertenecientes al dominio público, excepto lo dispuesto por leyes especiales: c) los ríos, estuarios, arroyos y demás aguas que corren por cauces naturales, los lagos y lagunas navegables, los glaciares y el ambiente periglacial y toda otra agua que tenga o adquiera la aptitud de satisfacer usos de interés general, comprendiéndose las aguas subterráneas, sin perjuicio del ejercicio regular del derecho del propietario del fundo de extraer las aguas subterráneas en la medida de su interés y con sujeción a las disposiciones locales. Se entiende por río el agua, las playas y el lecho por donde corre, delimitado por la línea de ribera que fija el promedio de las máximas crecidas ordinarias. Por lago o laguna se entiende el agua, sus playas y su lecho, respectivamente, delimitado de la misma manera que los ríos; ARTICULO 239.-Aguas de los particulares. Las aguas que surgen en los terrenos de los particulares pertenecen a sus dueños, quienes pueden usar libremente de ellas, siempre que no formen cauce natural. Las aguas de los particulares quedan sujetas al control y a las restricciones que en interés público establezca la autoridad de aplicación. Nadie puede usar de aguas privadas en perjuicio de terceros ni en mayor medida de su derecho. Pertenecen al dominio

público si constituyen cursos de agua por cauces naturales. Los particulares no deben alterar esos cursos de agua. El uso por cualquier título de aguas públicas, u obras construidas para utilidad o comodidad común, no les hace perder el carácter de bienes públicos del Estado, inalienables e imprescriptibles. El hecho de correr los cursos de agua por los terrenos inferiores no da a los dueños de éstos derecho alguno”;

Que, todas las restricciones que se ubiquen en zonas prohibida, severa y leve regulada que se detallan en la presente Resolución, deberán ser registradas en los planos de mensura correspondientes, por lo que se deben realizar las acciones administrativas y legales necesarias para que dichas restricciones figuren en los planos de la Dirección de Catastro Provincial y en registros obligatorios a cargo del Registro de la Propiedad Inmueble;

Que, la Administración Provincial del Agua es la autoridad de aplicación de acuerdo a lo establecido en el Código de Aguas- Ley 3230 y modificatoria, correspondiendo en consecuencia el dictado de la presente Resolución, dejándose sin efecto las números 1111/98; 303/09; 1050/09; 991/13 del registro de este Organismo, aprobándose las zonas de riesgo hídrico con sus respectivas cotas MOP, restricciones y permisiones del uso del suelo que figuran como Anexos I al VI, conforme lo expuesto precedentemente;

Por ello,

EL DIRECTORIO DE LA ADMINISTRACIÓN PROVINCIAL DEL AGUA

RESUELVE:

Artículo 1°: Dejar sin efecto las Resoluciones Números 1111/98; 303/09; 1050/09 y 991/13 del registro de este Organismo.-

Artículo 2°: Aprobar las zonas de riesgo hídrico con sus respectivas cotas MOP, restricciones y permisiones del uso del suelo que figuran como Anexos I al VI, que son parte integrante de la presente Resolución, conforme lo expuesto en los Considerandos.-

Artículo 3°: Regístrese, notifíquese, comuníquese y oportunamente archívese.-

RESOLUCIÓN N° 0303/17

ANEXO I: Resolución N° 0303/17.

1. AREA 1: Valle de inundación ríos Paraguay y Paraná:

Limitada por el río Bermejo al Norte y el Paralelo 28° al Sur.

Zonas de Riesgo Hídrico:

1.1. Prohibida: Zona cubierta por las aguas por debajo de la **Línea de Ribera**, según demarcación definida por las Resoluciones 326/97 y 124/00, que contienen el Instructivo de delimitación de Línea de Ribera en ríos, cauces, arroyos, lagos y reservorios de agua sin definición de cota de línea de ribera. Para el puerto Barranqueras el valor indicativo es cota MOP 48,00 m.

1.2. Restricción Severa: Zona cubierta por las aguas entre la línea de ribera y la altura alcanzada por la crecida de los ríos Paraguay y Paraná de Mayo 1998, asociada a una inundación de Tiempo de Recurrencia de 20 años, que incluye el área inundada por los ríos interiores que descargan a los ríos citados en esa misma inundación.

Valores indicativos límite superior de esta zona:

- Puerto Bermejo:	54,40 m MOP
- Isla del Cerrito:	52,00 m MOP
- Antequera:	50,50 m MOP
- Barranqueras (Puerto):	50,00 m MOP
- Puerto Vilelas (Soberanía Nacional)	49,50 m MOP

1.3. Restricción Leve: Zona ubicada por encima de la crecida de los ríos Paraguay y Paraná de Mayo 1998, y de los ríos interiores de la provincia que descargan a los ríos citados para esa misma inundación, hasta el límite geomorfológico del valle de inundación.

La zonificación por riesgo hídrico se observa en el Plano Anexo IV de esta Resolución.

2. Área Metropolitana del Gran Resistencia (AMGR).

Dentro de la superficie defendida por las obras y terraplenes del Plan Director de defensa del AMGR del Ing. Sánchez Guzmán. Defensa Norte, defensa frontal Paraná y traza original al 2° puente Chaco – Corrientes al Sur.

2.1. AREA 2: Cuenca del río Negro.

2.1.1.ÁREA 2A: Valle de inundación del río Negro: Superficie encerrada entre Defensa Norte, defensa frontal Paraná y terraplén FFCC General Belgrano.

Zonas de Riesgo Hídrico:

2.1.1.1. Prohibida: Superficie cubierta por las aguas por debajo de la **Línea de Ribera**, según los valores que figuran en la Tabla 1.

2.1.1.2. Restricción Severa: Superficie cubierta por las aguas entre la línea de ribera y la línea demarcatoria de la zona de restricción leve regulada, asociada a las cotas MOP de la Tabla 1, entre las secciones del río Negro de Obra de Control Barranqueras y acceso

pavimentado a Puerto Tirol, relacionada con una crecida del río Negro de tiempo de recurrencia de 10 años en la condición de río regulado: Compuertas cerradas en las obras de control del río Negro en Laguna Blanca y Barranqueras.

2.1.1.3. Restricción Leve regulada: Desde la línea de restricción severa hasta la línea demarcatoria correspondiente a la zona de restricción leve, de acuerdo a las cotas MOP de la Tabla 1, entre las secciones de Obra de Control Barranqueras y acceso pavimentado a Puerto Tirol, relacionada con crecidas del río Negro con tiempos de recurrencia entre 10 años y 100 años en la condición de río regulado.

2.1.1.4. Restricción Leve: Por encima de las cotas MOP de la Tabla 1, entre las secciones de Obra de Control Barranqueras y acceso pavimentado a Puerto Tirol, relacionada con crecidas del río Negro ubicadas por encima de la crecida de tiempo de recurrencia de 100 años en la condición de río regulado.

Tabla 1: Cotas MOP para Zonas de Riesgo Hídrico en el AMGR, río Negro.

Sección	Zonificación de Riesgo Hídrico			
	Prohibida Por debajo de la Línea de Ribera. Cotas MOP	Severa Hasta las cotas MOP	Leve Regulada Hasta las cotas MOP	Leve Por encima de las cotas MOP
Puerto Tirol	48,99	50,0	51,0	51,0
Bergaño	48,74	50,0	51,0	51,0
Ruta Nacional 11	48,53	50,0(AA)/49,0(Aa)	51,0(AA)/50,0(Aa)	51,0(AA) / 50,0(Aa)
San Fernando	48,38	49,0	50,0	50,0
Sarmiento	48,24	49,0	50,0	50,0
Vélez Sarsfield	48,20	49,0	50,0	50,0
San Martín	48,08	49,0	50,0	50,0
OC Barranqueras	48,08	49,0	50,0	50,0

AA: Aguas arriba. **Aa:** Aguas abajo.

La zonificación por riesgo hídrico se observa en el Plano Anexo V de esta Resolución.

2.1.2. AREA 2B: Lagunas AMGR: Dentro del área defendida por el terraplén río Negro, defensa frontal Paraná y terraplén FFCC General Belgrano.
Para las lagunas dentro del área defendida por el terraplén lateral del río Negro, se presentan las cotas de línea de ribera y límite de la zona de restricción severa en la Tabla 2.

Tabla 2: Cotas MOP para zonificación de riesgo hídrico en lagunas del AMGR, río Negro.

Nº	Nombre	Ubicación catastral	Línea Ribera	Restricción Severa
1	Fortini (Fontana)	Chacra 43	49,58 m	49,73 m
2	Oro (Fontana)	Chacras 43 - 44	48,28 m	48,70 m
3	San Javier (Fontana – Resistencia)	Chacras 44 - 120	49,35 m	49,65 m
4	Tartagal (Resistencia)	Chacra 120	50,04 m	50,45 m
5	Seitor (Resistencia)	Chacra 121	49,86 m	50,09 m
6	Toba (Resistencia)	Chacras 117 - 118	49,10 m	49,35 m
7	Chica (Resistencia)	Chacras 118 - 119	48,85 m	49,22 m
8	Luisa – Ghío (Resistencia)	Chacra 118	48,28 m	48,56 m
9	Espejo (Resistencia)	Chacra 114	47,55 m	47,73 m
10	Avalos (Resistencia)	Chacras 114 - 115	47,35 m	47,87 m
11	Odorico (Resistencia)	Chacra 119	47,82 m	47,99 m
12	Gonzalito (Resistencia)	Chacra 116	47,36 m	47,71 m
13	Francia Argentina (Resistencia)	Chacras 187 - 191	47,70 m	47,81 m
14	Colussi (Resistencia)	Chacra 187	47,02 m	47,31 m
15	Los Teros (Resistencia)	Chacra 187	46,85 m	47,15 m
16	Arguello (Resistencia)	Chacras 192 - 195	48,60 m	48,94 m
17	Vargas II (Resistencia)	Chacra 192	49,22 m	49,25 m
18	Los Lirios (Resistencia)	Chacras 195 – 196 -194	47,34 m	47,52 m
19	Navarro (Resistencia)	Chacras 199 - 200	48,80 m	49,07 m
20	Negra (Resistencia)	Chacra 197	47,64 m	47,73 m
21	Blanca (Resistencia)	Chacras 197 - 273	47,29 m	47,56 m
22	La Liguria (Resistencia)	Chacra 273	47,21 m	47,38 m
23	Mujeres Argentinas (Resistencia)	Chacras 194 - 269	46,76 m	47,29 m
24	Concepción (Barranqueras)	Chacras 270 - 274	47,42 m	47,53 m
25	Hortencia (Barranqueras)	Chacra 270	47,29 m	47,50 m

26	Rossi de Fazio (Barranqueras)	Chacra 271	47,46 m	47,62 m
27	La Lomita (Barranqueras)	Chacras 267 - 271	47,70 m	48,00 m
28	María Cristina (Barranqueras)	Chacra 267	46,26 m	46,60 m
29	La Toma (Barranqueras)	Chacra 263	46,24 m	46,32 m
30	El Japonés (Barranqueras)	Chacras 262 - 266	46,24 m	46,32 m

Para el resto de las lagunas del AMGR que no tienen definidas cotas, se aplican las Resoluciones 326/97 y 124/00, con el Instructivo de delimitación de Línea de Ribera en ríos y sus cauces, arroyos, lagos y reservorios de agua.

La zonificación por riesgo hídrico de las lagunas se observa en el Plano Anexo VI de esta Resolución.

2.1.3. AREA 3: Cuenca Canal Soberanía Nacional: Superficie encerrada entre terraplén FFCC General Belgrano, Ruta Nacional N° 11, defensa canal Soberanía Nacional y defensa frontal Paraná.

Zonas de Riesgo Hídrico:

2.1.3.1. Prohibida: Superficie cubierta por las aguas por debajo de la **Línea de Ribera**, según los valores que figuran en la Tabla 3, asociada al nivel que alcanzará el embalse compensador del canal Soberanía Nacional, ante una precipitación de 10 años de recurrencia.

Para el resto de la cuenca se aplican las Resoluciones 326/97 y 124/00, con el Instructivo de delimitación de Línea de Ribera en ríos y sus cauces, arroyos, lagos y reservorios de agua sin definición de cota de línea de ribera.

2.1.3.2. Restricción Severa: Zona cubierta por las aguas entre la línea de ribera y la línea demarcatoria correspondiente a la zona de restricción leve, según los valores que figuran en la Tabla 3, asociada a los niveles que alcanzará el embalse para precipitaciones entre 10 y 50 años de recurrencia.

Se incluye en esta zona al área encerrada por las defensas provisionales del AMGR en Puerto Vilelas al Este de la avenida Colón.

2.1.3.3. Restricción Leve: Por encima de las cotas MOP de la Tabla 3.

El área del ex embalse compensador del canal Soberanía Nacional existente en la chacra 287 podrá incorporarse a esta zonificación, luego de lograr el adecuado saneamiento para uso urbano y previa aprobación de este organismo, teniendo en cuenta las superficies cedidas por el Municipio de Puerto Vilelas para el embalse compensador del canal Soberanía Nacional actual.

Tabla 3: Cotas MOP para zonificación de riesgo hídrico en el AMGR, canal Soberanía Nacional.

Zonificación de Riesgo Hídrico			
Sección	Prohibida Por debajo de la Línea de Ribera. Cota MOP	Severa Hasta la cota MOP	Leve Por encima de las cotas MOP
Area embalse compensador canal Soberanía Nacional	47,30	47,50	47,50

La zonificación por riesgo hídrico se observa en el Plano Anexo V de esta Resolución.

2.1.4. AREA 4: Cuenca ubicada al Este de la Ruta Nacional N° 11, y al Sur del terraplén de defensa de Soberanía Nacional, hasta la traza original al 2° puente Chaco - Corrientes: Es un área que no tiene defensas para crecidas de los ríos Paraná, Arazá y Salado, y está sujeta al riesgo hídrico de esos sistemas hídricos.

Zonas de Riesgo Hídrico:

2.1.4.1. Prohibida: Superficie cubierta por las aguas por debajo de la **Línea de Ribera**, según demarcación definida por las Resoluciones 326/97 y 124/00, que contienen el Instructivo de delimitación de Línea de Ribera en ríos, cauces, arroyos, lagos y reservorios de agua sin definición de cota de línea de ribera. Las Chacras involucradas en esta restricción según identificación de la Dirección Provincial de Catastro, son aquellas que a continuación se detallan: 158, 222, 223, 224, 226, 227, 228, 229, 230, 231, 232, 233, 234, 235, 236, 311, 324, 330, 331, 335, 336, 337, 338, 339, 340, 341, 342 y 343.

2.1.4.2. Restricción Severa: Zona cubierta por las aguas entre la línea de ribera y la altura alcanzada por la crecida de los ríos Paraguay y Paraná de Mayo 1998, asociada a una inundación con un Tiempo de Recurrencia de 20 años, que incluye además el área inundada por los ríos Salado y Arazá que descargan a los ríos citados en esa misma inundación. Valor indicativo como límite superior de esta zona es la cota de terreno natural 49,50 m MOP. Las Chacras involucradas en esta restricción según identificación de la Dirección Provincial de Catastro, son las siguientes: 150 (sector), 153 (sector), 154, 157, 214 (sector), 215, 216, 218, 219, 220, 221, 225, 310, 321, 322, 323, 329, 332, 333 y 334.

Las chacras donde se encuentre el cauce del riacho Arazá tendrá la restricción prohibida, según la topografía de cada zona.

2.1.4.3. Restricción Leve: Superficie ubicada por encima de la crecida de los ríos Paraguay y Paraná de Mayo 1998, y por las crecidas de los ríos Salado y Arazá que descargan a los ríos citados en esa misma inundación, y hasta el límite geomorfológico del valle de inundación. Estimativamente es el área ubicada por encima de la cota de terreno natural 49,50 m MOP.

Las Chacras involucradas en esta restricción según identificación de la Dirección Provincial de Catastro, son las siguientes: 132, 133, 134, 136, 137, 138, 140, 141, 142, 144, 145, 146, 148, 149, 150 (sector), 152, 153 (sector), 156, 209, 210, 211, 212, 213, 214 (sector), 217, 308 y 309.

Las chacras donde se encuentre el cauce del riacho Arazá tendrán las restricciones prohibida y severa, según la topografía de cada zona.

Se respetará la zona de exclusión para construcción de viviendas en las lagunas de tratamiento de líquidos cloacales ubicadas en esta zona, hasta una distancia de 500 m de cada laguna según las Ordenanzas municipales vigentes, y hasta su reubicación y saneamiento definitivo con el Plan Director de Cloacas del AMGR.

La zonificación por riesgo hídrico se observa en el Plano Anexo V de esta Resolución.

ANEXO II: Resolución N° 0303/17.

3. ÁREA 1: VALLE DE INUNDACION DE LOS RÍOS PARAGUAY Y PARANA.

Ver Plano Anexo IV.

USOS PERMITIDOS.

Todos los usos y las obras admisibles en las zonas que a continuación se detallan no deberán generar en ningún caso impactos ambientales negativos ni impedir la evacuación normal de las de las crecientes.-

Todas las restricciones que se ubiquen en zonas prohibida y severa que se detallan en la presente Resolución, deberán ser registradas en los planos de mensura correspondientes, por lo que la Administración Provincial del Agua a través del área que corresponda, realizará las acciones administrativas y legales necesarias para que dichas restricciones figuren en los planos de la Dirección de Catastro Provincial y en registros obligatorios a cargo del Registro de la Propiedad Inmueble.

3.1. Zona Prohibida: Hasta la línea de ribera observada en el plano Anexo IV (Límite del Dominio público y privado de las aguas), permitiéndose en la misma los siguientes usos:

- Instalaciones portuarias y embarcaderos.
- Salidas de drenaje y desagües.
- Puentes.
- Obras de captación de aguas.
- Estaciones de bombeo protegidas adecuadamente contra las inundaciones.
- Tendido de conducciones eléctricas aéreas y Subestaciones Transformadoras.

3.2. Zona de restricción severa: Desde línea de ribera hasta la línea demarcatoria observada en el plano Anexo IV, asociada al área inundada por los ríos Paraguay y Paraná con una crecida de tiempo de recurrencia de 20 años. Permittiéndose en la misma los siguientes usos:

- Producción primaria agropecuaria e instalaciones complementarias a riesgo exclusivo del propietario.
- Construcciones individuales, a riesgo exclusivo del propietario sobre pilotes por encima de la línea de inundación asociada a 20 años.
- Caminos que no afecten significativamente los niveles de inundación, a cota de terreno natural, con adecuada contemplación del paso del escurrimiento natural.
- Reforestación con adecuada densidad para no obstruir el escurrimiento.
- Medidas de control de inundaciones que no presenten una influencia significativa en procesos hidráulicos y geomorfológicos en la llanura aluvial.
- Áreas de recreación, esparcimiento y deportes. Se admitirán solamente aquellas que planteen edificaciones mínimas asociadas a esas actividades.
- Tendido de conducciones eléctricas subterráneas.

3.3. Zona de restricción leve: Desde la zona de restricción severa hasta la línea demarcatoria observada en el plano Anexo IV. Permittiéndose en la misma los siguientes usos:

- Producción primaria de agricultura e instalaciones complementarias a riesgo exclusivo del propietario.
- Circulaciones vehiculares y peatonales, sin grandes alteraciones topográficas, pudiéndose admitir mejoras.
- Construcciones individuales a riesgo exclusivo del propietario.
- Áreas de recreación, esparcimiento y deportes, con edificios a riesgo exclusivo del propietario.

Por encima de la zona de restricción leve se establecen como permitidos los siguientes usos, según línea demarcatoria observada en plano Anexo IV: Viviendas. Fábricas. Escuelas. Hospitales. Construcciones gubernamentales. Aeropuertos.

ANEXO III: Resolución N° 0303/17.

4. Restricciones al uso del suelo: AREA METROPOLITANA GRAN RESISTENCIA. AREAS 2A, 2B, 3, y 4.

4.1. USOS PERMITIDOS. Ver plano Anexo V.

Al ser el uso del suelo competencia exclusiva de cada autoridad municipal, se recomienda a todos los municipios del AMGR involucrados con zonas de riesgo hídrico por crecidas de los distintos ríos y arroyos, a adecuar el uso del suelo a esas condiciones de riesgo hídrico, de modo de minimizar el daño a los particulares y al estado, siendo responsabilidad exclusiva de los mismos los daños que se produzcan a particulares, estado y/o terceros por no respetar la presente recomendación.-

Todos los usos y las obras admisibles en las zonas que a continuación se detallan no deberán generar en ningún caso impactos ambientales negativos ni impedir la evacuación normal de las de las crecientes.-

Todas las restricciones que se ubiquen en zonas prohibida y severa que se detallan en la presente Resolución, deberán ser registradas en los planos de mensura correspondientes, por lo que la Administración Provincial del Agua a través del área que corresponda, realizará las acciones administrativas y legales necesarias para que dichas restricciones figuren en los planos de la Dirección de Catastro Provincial y en registros obligatorios a cargo del Registro de la Propiedad Inmueble.

4.1.1.Zona Prohibida: Hasta la línea de ribera observada en el plano Anexo V (Límite del Dominio público de las aguas y privado), según cotas MOP de la Tabla 1, 2, 3 y Chacras identificadas en el Anexo I. La definición de zona prohibida tiene base en la línea de ribera como límite de dominio público y privado, y en aquellas áreas donde se prohíbe el desarrollo o se restringe severamente por el alto peligro de inundación que tienen. Permitiéndose en la misma los siguientes usos:

- Instalaciones portuarias y embarcaderos. En todos los casos serán de uso público.
- Salidas de drenajes y desagües.
- Puentes.
- Obras de captación de aguas.
- Áreas de recreación, esparcimiento y deportes. Se admitirán solamente aquellas que no planteen edificaciones de ningún tipo.
- Circulaciones vehiculares y peatonales, sin alteración topográfica, pudiéndose admitir mejoras.
- Parquización, arborización y jardinería.
- Estaciones de bombeo protegidas adecuadamente contra las inundaciones.
- Tendido de conducciones eléctricas aéreas y Subterráneas y Subestaciones Transformadoras.
- La APA evaluará los pedidos de comodato previa autorización municipal, para usos de recreación y esparcimiento, solicitado por propietarios colindantes a la línea de ribera.
- No se permiten rellenos.
- Previa aprobación de APA, se podrá realizar obras de tratamiento de costas para protección de bordes y materialización de límites de línea de ribera de lagunas y ríos.

4.1.2.Zona de restricción severa: Desde línea de ribera o zona prohibida, hasta la línea demarcatoria correspondiente a la zona de restricción leve o leve regulada, observada en el

ANEXO III: Resolución N° 0303/17.

4. Restricciones al uso del suelo: AREA METROPOLITANA GRAN RESISTENCIA. AREAS 2A, 2B, 3, y 4.

4.1. USOS PERMITIDOS. Ver plano Anexo V.

Al ser el uso del suelo competencia exclusiva de cada autoridad municipal, se recomienda a todos los municipios del AMGR involucrados con zonas de riesgo hídrico por crecidas de los distintos ríos y arroyos, a adecuar el uso del suelo a esas condiciones de riesgo hídrico, de modo de minimizar el daño a los particulares y al estado, siendo responsabilidad exclusiva de los mismos los daños que se produzcan a particulares, estado y/o terceros por no respetar la presente recomendación.-

Todos los usos y las obras admisibles en las zonas que a continuación se detallan no deberán generar en ningún caso impactos ambientales negativos ni impedir la evacuación normal de las de las crecientes.-

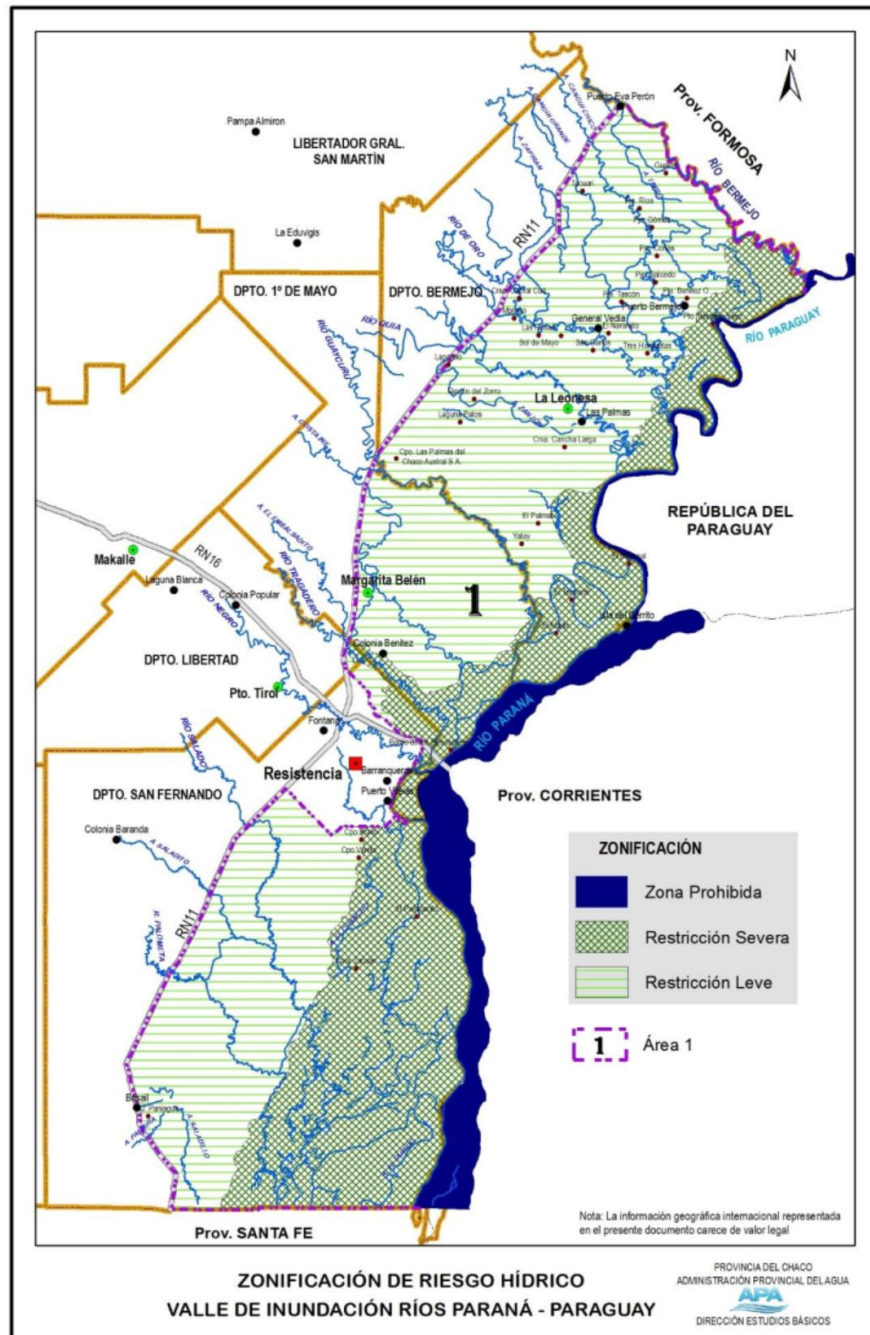
Todas las restricciones que se ubiquen en zonas prohibida y severa que se detallan en la presente Resolución, deberán ser registradas en los planos de mensura correspondientes, por lo que la Administración Provincial del Agua a través del área que corresponda, realizará las acciones administrativas y legales necesarias para que dichas restricciones figuren en los planos de la Dirección de Catastro Provincial y en registros obligatorios a cargo del Registro de la Propiedad Inmueble.

4.1.1.Zona Prohibida: Hasta la línea de ribera observada en el plano Anexo V (Límite del Dominio público de las aguas y privado), según cotas MOP de la Tabla 1, 2, 3 y Chacras identificadas en el Anexo I. La definición de zona prohibida tiene base en la línea de ribera como límite de dominio público y privado, y en aquellas áreas donde se prohíbe el desarrollo o se restringe severamente por el alto peligro de inundación que tienen. Permitiéndose en la misma los siguientes usos:

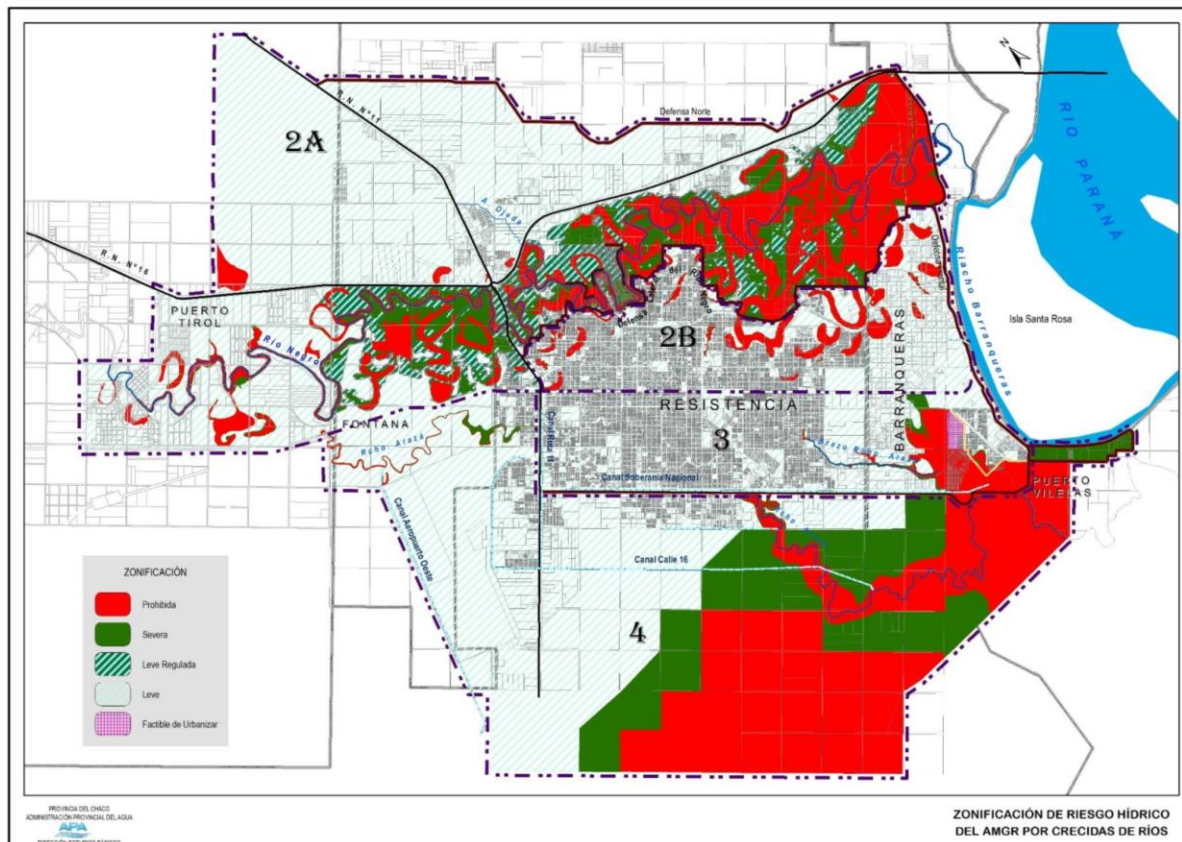
- Instalaciones portuarias y embarcaderos. En todos los casos serán de uso público.
- Salidas de drenajes y desagües.
- Puentes.
- Obras de captación de aguas.
- Áreas de recreación, esparcimiento y deportes. Se admitirán solamente aquellas que no planteen edificaciones de ningún tipo.
- Circulaciones vehiculares y peatonales, sin alteración topográfica, pudiéndose admitir mejoras.
- Parquización, arborización y jardinería.
- Estaciones de bombeo protegidas adecuadamente contra las inundaciones.
- Tendido de conducciones eléctricas aéreas y Subterráneas y Subestaciones Transformadoras.
- La APA evaluará los pedidos de comodato previa autorización municipal, para usos de recreación y esparcimiento, solicitado por propietarios colindantes a la línea de ribera.
- No se permiten rellenos.
- Previa aprobación de APA, se podrá realizar obras de tratamiento de costas para protección de bordes y materialización de límites de línea de ribera de lagunas y ríos.

4.1.2.Zona de restricción severa: Desde línea de ribera o zona prohibida, hasta la línea demarcatoria correspondiente a la zona de restricción leve o leve regulada, observada en el

**ANEXO IV: Zonificación de riesgo hídrico del valle de inundación ríos Paraguay y Paraná.
Resolución N° 0303/17. Area 1.**



ANEXO V: Zonificación de riesgo hídrico del AMGR. Resolución N° 0303/17. Areas 2A, 3 y 4.



ANEXO II

MECÁNICA DE SUELOS

ENSAYOS DE IDENTIFICACIÓN DE SUELOS

ENSAYO DE IDENTIFICACION DE SUELOS						
PROCEDENCIA	Prog.	Der.	MUESTRA N°		1	
LIMITE LIQUIDO	NORMA IRAM 10501			LIMITE PLASTICO		
CANTIDAD DE GOLPES	30			NORMA IRAM 10502		
PESA FILTRO N°	192			435		
1) Pesa F. + M. Humeda	39,3			37,8		
2) Pesa F. + M. Seca	31,5			33,8		
3) Pesa Filtro Vacio	12,4			15,9		
4) 1 - 2 = Agua	7,8			4,0		
5) 2 - 3 = Peso M. Seca	19,1			17,9		
6) 4 / 5 * 100 = Hum. %	40,8			22,3		
LIMITE LIQUIDO =	41,8			LIMITE PLASTICO =	22,3	
INDICE DE PLASTICIDAD = L.L. - L. P. =		19,5				
GRAMOS						
GRANULOMETRIA	TAMIZ	TOTAL	469,50	% MAT.		
	10	RETIENE	2,00	99,6		
		PASA	467,50			
	40	RETIENE	3,70	98,8		
		PASA	463,80			
	200	RETIENE	15,40	95,5		
	PASA	448,40				
CLASIFICACION H. R. B. =		A - 7 - 6				
INDICE DE GRUPO =		12				
C. B. R.(TEORICO) =		4,6				
TIPO DE SUELO =		SUELO ARCILLOSO				
MATERIAL =		SUELO NUCLEO				
PROCTOR :	1	FECHA : Lunes 14/01/13				
N° DE CAPAS :	3					
N° DE GOLPES :	25					
PESO DEL PISON :	2,5 Kgs.					
ENERG. DE COMP.:	6 Kg Cm/Cm3					

ENSAYO DE IDENTIFICACION DE SUELOS					
PROCEDENCIA	Prog.	Izq.	MUESTRA N°	2	
LIMITE LIQUIDO	NORMA IRAM 10501		LIMITE PLASTICO		
CANTIDAD DE GOLPES	26		NORMA IRAM 10502		
PESA FILTRO N°	34		443		
1) Pesa F. + M. Humeda	42,7		32,9		
2) Pesa F. + M. Seca	33,7		29,1		
3) Pesa Filtro Vacio	15,5		16,0		
4) 1 - 2 = Agua	9,0		3,8		
5) 2 - 3 = Peso M. Seca	18,2		13,1		
6) 4 / 5 * 100 = Hum. %	49,5		29,0		
LIMITE LIQUIDO =	49,7		LIMITE PLASTICO =	29,0	
INDICE DE PLASTICIDAD = L.L. - L. P. =		20,7			
GRANULOMETRIA	GRAMOS				
	TAMIZ	TOTAL	353,30	% MAT.	
	10	RETIENE	6,40	98,2	
		PASA	346,90		
	40	RETIENE	6,20	96,4	
		PASA	340,70		
	200	RETIENE	22,00	90,2	
		PASA	318,70		
CLASIFICACION H. R. B. =		A - 7 - 6			
INDICE DE GRUPO =		14			
C. B. R.(TEORICO) =		3,7			
TIPO DE SUELO =		SUELO ARCILLOSO			
MATERIAL =		SUELO NUCLEO			
PROCTOR :	1	FECHA : Lunes 14/01/13			
N° DE CAPAS :	3				
N° DE GOLPES :	25				
PESO DEL PISON :	2,5 Kgs.				
ENERG. DE COMP.:	6 Kg Cm/Cm3				

ENSAYO DE IDENTIFICACION DE SUELOS																																																												
PROCEDENCIA	Prog.	Der.	MUESTRA N°	3																																																								
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 25%;">LIMITE LIQUIDO</td> <td colspan="2" style="width: 25%; text-align: center;">NORMA IRAM 10501</td> <td colspan="2" style="width: 50%;">LIMITE PLASTICO</td> </tr> <tr> <td>CANTIDAD DE GOLPES</td> <td style="text-align: center;">20</td> <td></td> <td colspan="2" style="text-align: center;">NORMA IRAM 10502</td> </tr> <tr> <td>PESA FILTRO N°</td> <td style="text-align: center;">435</td> <td></td> <td style="text-align: center;">450</td> <td></td> </tr> <tr> <td>1) Pesa F. + M. Humeda</td> <td style="text-align: center;">36,4</td> <td></td> <td style="text-align: center;">28,5</td> <td></td> </tr> <tr> <td>2) Pesa F. + M. Seca</td> <td style="text-align: center;">28,4</td> <td></td> <td style="text-align: center;">24,8</td> <td></td> </tr> <tr> <td>3) Pesa Filtro Vacio</td> <td style="text-align: center;">12,4</td> <td></td> <td style="text-align: center;">16,1</td> <td></td> </tr> <tr> <td>4) 1 - 2 = Agua</td> <td style="text-align: center;">8,0</td> <td></td> <td style="text-align: center;">3,7</td> <td></td> </tr> <tr> <td>5) 2 - 3 = Peso M. Seca</td> <td style="text-align: center;">16,0</td> <td></td> <td style="text-align: center;">8,7</td> <td></td> </tr> <tr> <td>6) 4 / 5 * 100 = Hum. %</td> <td style="text-align: center;">50,0</td> <td></td> <td style="text-align: center;">42,5</td> <td></td> </tr> <tr> <td>LIMITE LIQUIDO =</td> <td colspan="2" style="text-align: center;">48,6</td> <td>LIMITE PLASTICO =</td> <td style="text-align: center;">42,5</td> </tr> <tr> <td colspan="2">INDICE DE PLASTICIDAD = L.L. - L. P. =</td> <td style="text-align: center;">6,1</td> <td></td> <td></td> </tr> </table>						LIMITE LIQUIDO	NORMA IRAM 10501		LIMITE PLASTICO		CANTIDAD DE GOLPES	20		NORMA IRAM 10502		PESA FILTRO N°	435		450		1) Pesa F. + M. Humeda	36,4		28,5		2) Pesa F. + M. Seca	28,4		24,8		3) Pesa Filtro Vacio	12,4		16,1		4) 1 - 2 = Agua	8,0		3,7		5) 2 - 3 = Peso M. Seca	16,0		8,7		6) 4 / 5 * 100 = Hum. %	50,0		42,5		LIMITE LIQUIDO =	48,6		LIMITE PLASTICO =	42,5	INDICE DE PLASTICIDAD = L.L. - L. P. =		6,1		
LIMITE LIQUIDO	NORMA IRAM 10501		LIMITE PLASTICO																																																									
CANTIDAD DE GOLPES	20		NORMA IRAM 10502																																																									
PESA FILTRO N°	435		450																																																									
1) Pesa F. + M. Humeda	36,4		28,5																																																									
2) Pesa F. + M. Seca	28,4		24,8																																																									
3) Pesa Filtro Vacio	12,4		16,1																																																									
4) 1 - 2 = Agua	8,0		3,7																																																									
5) 2 - 3 = Peso M. Seca	16,0		8,7																																																									
6) 4 / 5 * 100 = Hum. %	50,0		42,5																																																									
LIMITE LIQUIDO =	48,6		LIMITE PLASTICO =	42,5																																																								
INDICE DE PLASTICIDAD = L.L. - L. P. =		6,1																																																										
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td rowspan="8" style="width: 20%; text-align: center; vertical-align: middle;">GRANULOMETRIA</td> <td colspan="4" style="text-align: center;">GRAMOS</td> </tr> <tr> <td style="width: 10%; text-align: center;">TAMIZ</td> <td style="width: 10%; text-align: center;">TOTAL</td> <td style="width: 20%; text-align: center;">436,30</td> <td style="width: 10%; text-align: center;">% MAT.</td> </tr> <tr> <td rowspan="2" style="text-align: center;">10</td> <td style="text-align: center;">RETIENE</td> <td style="text-align: center;">41,30</td> <td rowspan="2" style="text-align: center;">90,5</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">PASA</td> <td style="text-align: center;">395,00</td> </tr> <tr> <td rowspan="2" style="text-align: center;">40</td> <td style="text-align: center;">RETIENE</td> <td style="text-align: center;">42,40</td> <td rowspan="2" style="text-align: center;">80,8</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">PASA</td> <td style="text-align: center;">352,60</td> </tr> <tr> <td rowspan="2" style="text-align: center;">200</td> <td style="text-align: center;">RETIENE</td> <td style="text-align: center;">24,80</td> <td rowspan="2" style="text-align: center;">75,1</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">PASA</td> <td style="text-align: center;">327,80</td> </tr> </table>						GRANULOMETRIA	GRAMOS				TAMIZ	TOTAL	436,30	% MAT.	10	RETIENE	41,30	90,5	PASA	395,00	40	RETIENE	42,40	80,8	PASA	352,60	200	RETIENE	24,80	75,1	PASA	327,80																												
GRANULOMETRIA	GRAMOS																																																											
	TAMIZ	TOTAL	436,30	% MAT.																																																								
	10	RETIENE	41,30	90,5																																																								
		PASA	395,00																																																									
	40	RETIENE	42,40	80,8																																																								
		PASA	352,60																																																									
	200	RETIENE	24,80	75,1																																																								
		PASA	327,80																																																									
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 30%;">CLASIFICACION H. R. B. =</td> <td style="text-align: center;">A - 5</td> </tr> <tr> <td>INDICE DE GRUPO =</td> <td style="text-align: center;">10</td> </tr> <tr> <td>C. B. R.(TEORICO) =</td> <td style="text-align: center;">6,0</td> </tr> <tr> <td>TIPO DE SUELO =</td> <td style="text-align: center;">SUELO LIMOSO</td> </tr> <tr> <td>MATERIAL =</td> <td style="text-align: center;">SUELO NUCLEO</td> </tr> </table>						CLASIFICACION H. R. B. =	A - 5	INDICE DE GRUPO =	10	C. B. R.(TEORICO) =	6,0	TIPO DE SUELO =	SUELO LIMOSO	MATERIAL =	SUELO NUCLEO																																													
CLASIFICACION H. R. B. =	A - 5																																																											
INDICE DE GRUPO =	10																																																											
C. B. R.(TEORICO) =	6,0																																																											
TIPO DE SUELO =	SUELO LIMOSO																																																											
MATERIAL =	SUELO NUCLEO																																																											
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 25%;">PROCTOR :</td> <td style="width: 15%; text-align: center;">1</td> <td rowspan="5" style="width: 40%;"></td> <td rowspan="5" style="width: 20%; text-align: right; vertical-align: bottom;">FECHA : Lunes</td> </tr> <tr> <td>N° DE CAPAS :</td> <td style="text-align: center;">3</td> </tr> <tr> <td>N° DE GOLPES :</td> <td style="text-align: center;">25</td> </tr> <tr> <td>PESO DEL PISON :</td> <td style="text-align: center;">2,5 Kgs.</td> </tr> <tr> <td>ENERG. DE COMP.:</td> <td style="text-align: center;">6 Kg Cm/Cm3</td> </tr> </table>						PROCTOR :	1		FECHA : Lunes	N° DE CAPAS :	3	N° DE GOLPES :	25	PESO DEL PISON :	2,5 Kgs.	ENERG. DE COMP.:	6 Kg Cm/Cm3																																											
PROCTOR :	1		FECHA : Lunes																																																									
N° DE CAPAS :	3																																																											
N° DE GOLPES :	25																																																											
PESO DEL PISON :	2,5 Kgs.																																																											
ENERG. DE COMP.:	6 Kg Cm/Cm3																																																											

ENSAYO DE IDENTIFICACION DE SUELOS						
PROCEDENCIA	Prog.	Izq.	MUESTRA N°		4	
LIMITE LIQUIDO		NORMA IRAM 10501		LIMITE PLASTICO		
CANTIDAD DE GOLPES		30		NORMA IRAM 10502		
PESA FILTRO N°		220		16		
1) Pesa F. + M. Humeda		42,4		37,4		
2) Pesa F. + M. Seca		31,8		30,3		
3) Pesa Filtro Vacio		12,6		15,5		
4) 1 - 2 = Agua		10,6		7,1		
5) 2 - 3 = Peso M. Seca		19,2		14,8		
6) 4 / 5 * 100 = Hum. %		55,2		48,0		
LIMITE LIQUIDO =		56,6		LIMITE PLASTICO =		48,0
INDICE DE PLASTICIDAD = L.L. - L. P. =		8,6				
GRAMOS						
GRANULOMETRIA	TAMIZ	TOTAL	326,20	% MAT.		
	10	RETIENE	2,00	99,4		
		PASA	324,20			
	40	RETIENE	2,70	98,6		
		PASA	321,50			
	200	RETIENE	3,60	97,5		
	PASA	317,90				
CLASIFICACION H. R. B. =		A - 5				
INDICE DE GRUPO =		11				
C. B. R.(TEORICO) =		5,1				
TIPO DE SUELO =		SUELO LIMOSO				
MATERIAL =		SUELO NUCLEO				
PROCTOR :		1	FECHA : Martes 15/01/13			
N° DE CAPAS :		3				
N° DE GOLPES :		25				
PESO DEL PISON :		2,5 Kgs.				
ENERG. DE COMP.:		6 Kg Cm/Cm3				

ENSAYO DE IDENTIFICACION DE SUELOS						
PROCEDENCIA	Prog.	Der.	MUESTRA N°		5	
LIMITE LIQUIDO	NORMA IRAM 10501			LIMITE PLASTICO		
CANTIDAD DE GOLPES	20			NORMA IRAM 10502		
PESA FILTRO N°	341			46		
1) Pesa F. + M. Humeda	43,1			32,6		
2) Pesa F. + M. Seca	34,7			29,3		
3) Pesa Filtro Vacio	15,2			16,3		
4) 1 - 2 = Agua	8,4			3,3		
5) 2 - 3 = Peso M. Seca	19,5			13,0		
6) 4 / 5 * 100 = Hum. %	43,1			25,4		
LIMITE LIQUIDO =	41,9			LIMITE PLASTICO =	25,4	
INDICE DE PLASTICIDAD = L.L. - L. P. =			16,5			
GRAMOS						
GRANULOMETRIA	TAMIZ	TOTAL	397,10	% MAT.		
	10	RETIENE	2,80	99,3		
		PASA	394,30			
	40	RETIENE	3,90	98,3		
		PASA	390,40			
	200	RETIENE	14,00	94,8		
	PASA	376,40				
CLASIFICACION H. R. B. =		A - 7 - 6				
INDICE DE GRUPO =		11				
C. B. R.(TEORICO) =		5,3				
TIPO DE SUELO =		SUELO ARCILLOSO				
MATERIAL =		SUELO NUCLEO				
PROCTOR :	1	FECHA : jueves 21/02/13				
N° DE CAPAS :	3					
N° DE GOLPES :	25					
PESO DEL PISON :	2,5 Kgs.					
ENERG. DE COMP.:	6 Kg Cm/Cm3					

ENSAYO DE IDENTIFICACION DE SUELOS						
PROCEDENCIA	Prog.	Izq.	MUESTRA N°		6	
LIMITE LIQUIDO	NORMA IRAM 10501		LIMITE PLASTICO			
CANTIDAD DE GOLPES	25		NORMA IRAM 10502			
PESA FILTRO N°	432		36			
1) Pesa F. + M. Humeda	50,5		33,8			
2) Pesa F. + M. Seca	43,3		30,9			
3) Pesa Filtro Vacio	16,4		16,1			
4) 1 - 2 = Agua	7,2		2,9			
5) 2 - 3 = Peso M. Seca	26,9		14,8			
6) 4 / 5 * 100 = Hum. %	26,8		19,6			
LIMITE LIQUIDO =	26,8		LIMITE PLASTICO =		19,6	
INDICE DE PLASTICIDAD = L.L. - L. P. =		7,2				
GRAMOS						
GRANULOMETRIA	TAMIZ	TOTAL	447,80	% MAT.		
	10	RETIENE	3,40	99,2		
		PASA	444,40			
	40	RETIENE	7,50	97,6		
		PASA	436,90			
	200	RETIENE	33,70	90,0		
	PASA	403,20				
CLASIFICACION H. R. B. =		A - 4				
INDICE DE GRUPO =		8				
C. B. R.(TEORICO) =		7,2				
TIPO DE SUELO =		SUELO LIMOSO				
MATERIAL =		SUELO NUCLEO				
PROCTOR :	2	FECHA : jueves 21/02/13				
N° DE CAPAS :	5					
N° DE GOLPES :	25					
PESO DEL PISON :	4,5 Kgs.					
ENERG. DE COMP.:	27 Kg Cm/Cm3					

ENSAYO DE IDENTIFICACION DE SUELOS					
PROCEDENCIA	Prog.	Der	MUESTRA N°	7	
LIMITE LIQUIDO	NORMA IRAM 10501			LIMITE PLASTICO	
CANTIDAD DE GOLPES	25			NORMA IRAM 10502	
PESA FILTRO N°	12			23	
1) Pesa F. + M. Humeda	42,9			30,3	
2) Pesa F. + M. Seca	38,3			28,6	
3) Pesa Filtro Vacio	19,8			19,5	
4) 1 - 2 = Agua	4,6			1,7	
5) 2 - 3 = Peso M. Seca	18,5			9,1	
6) 4 / 5 * 100 = Hum. %	24,9			18,7	
LIMITE LIQUIDO =	24,9			LIMITE PLASTICO =	18,7
INDICE DE PLASTICIDAD = L.L. - L. P. =		6,2			
GRAMOS					
GRANULOMETRIA	TAMIZ	TOTAL	752,80	% MAT.	
	10	RETIENE	0,60	99,9	
		PASA	752,20		
	40	RETIENE	2,50	99,6	
		PASA	749,70		
	200	RETIENE	22,90	96,5	
		PASA	726,80		
	CLASIFICACION H. R. B. =		A - 4		
INDICE DE GRUPO =		8			
C. B. R.(TEORICO) =		7,2			
TIPO DE SUELO =		SUELO LIMOSO			
MATERIAL =		SUELO NUCLEO			
PROCTOR :	2	FECHA : Martes 15/01/13			
N° DE CAPAS :	5				
N° DE GOLPES :	25				
PESO DEL PISON :	4,5 Kgs.				
ENERG. DE COMP.:	27 Kg Cm/Cm3				

ENSAYOS DE COMPACTACIÓN PROCTOR

Laboratorios - Ensayos de Materiales

OBRA: PAVIMENTO URBANO

LOCALIDAD: FONTANA - CHACO

ENSAYO DE COMPACTACION PROCTOR

V.N.E5-93

RUTA N° :

TRAMO:

MUESTRA N°: 1

PROGRESIVA:

LADO: Derecho

CLASIFICACION DEL SUELO : A-7-6(12)

CAPAS: 3 GOLPES: 25 P/capa

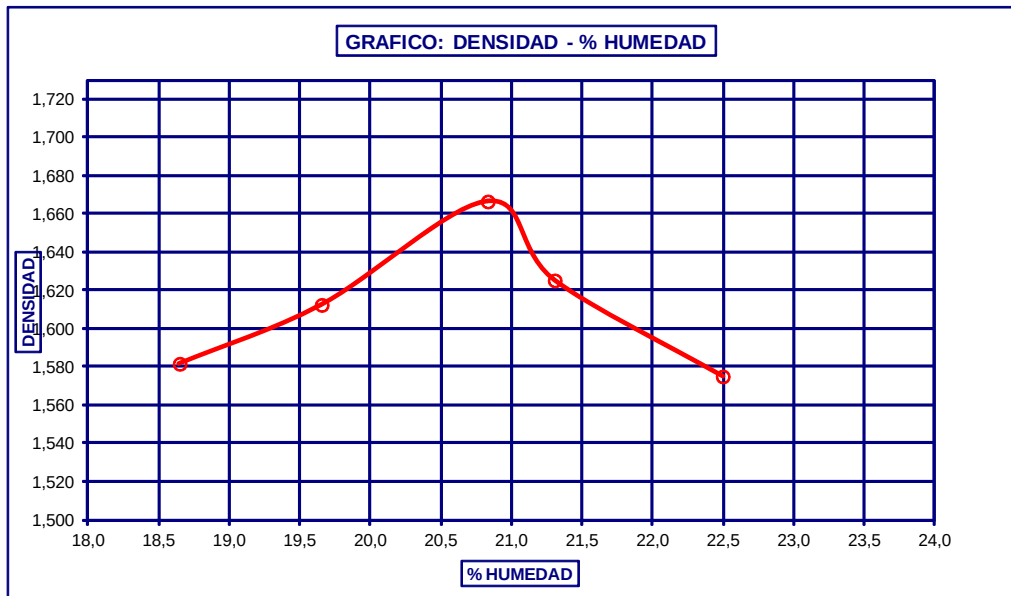
PISON: 2,5 Kg

ALTURA DE CAIDA: 30,5 cm.

FECHA: 16/01/2013

Paso N°	Peso S.+ Molde gr.	Tara Molde gr.	Peso S.Hum. gr.	Volumen Molde cm ³ .	P.U.V.H. gr/cm ³	P.U.V.S. gr/cm ³	Observaciones
1	3330	1551	1779	948	1,877	1,582	Molde N°: 1
2	3380	1551	1829	948	1,929	1,612	
3	3460	1551	1909	948	2,014	1,667	
4	3420	1551	1869	948	1,972	1,625	
5	3380	1551	1829	948	1,929	1,575	Densidad Max.= 1,667
							Hum. Optima= 20,8

Paso N°	Pesaf. N°	Tara Pesaf. gr.	Peso S.H. + Pesaf gr.	Peso S.S. + Pesaf gr.	Peso Agua gr.	Peso S. Seco gr.	Humedad %	Observaciones
1			369,7	311,6	58,1	311,6	18,6	
2			336,7	281,4	55,3	281,4	19,7	
3			326,6	270,3	56,3	270,3	20,8	
4			379,8	313,1	66,7	313,1	21,3	
5			290,8	237,4	53,4	237,4	22,5	



Laboratorios - Ensayos de Materiales

OBRA: PAVIMENTO URBANO

LOCALIDAD: FONTANA - CHACO

ENSAYO DE COMPACTACION PROCTOR

V.N.E5-93

RUTA N° :

TRAMO:

MUESTRA N°: 2

PROGRESIVA:

LADO: Izquierdo

CLASIFICACION DEL SUELO : A-7-6(14)

CAPAS: 3 GOLPES: 25 P/capa

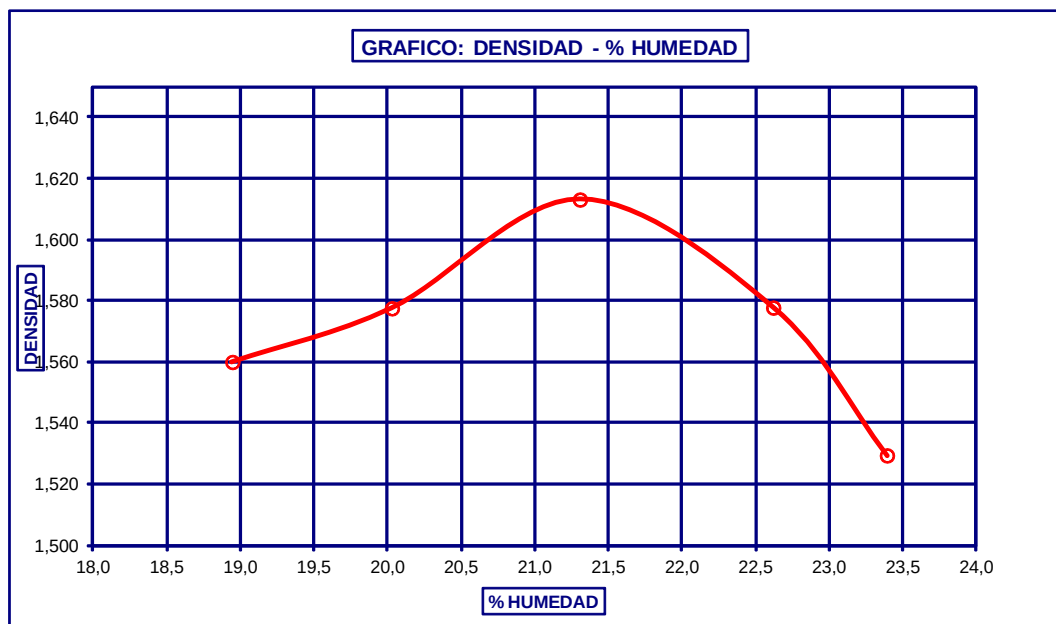
PISON: 2,5 Kg

ALTURA DE CAIDA: 30,5 cm.

FECHA: 16/01/2013

Paso N°	Peso S.+ Molde gr.	Tara Molde gr.	Peso S.Hum. gr.	Volumen Molde cm3.	P.U.V.H. gr/cm3	P.U.V.S. gr/cm3	Observaciones
1	3310	1551	1759	948	1,855	1,560	Molde N°: 1
2	3346	1551	1795	948	1,893	1,578	
3	3406	1551	1855	948	1,957	1,613	
4	3385	1551	1834	948	1,935	1,578	
5	3340	1551	1789	948	1,887	1,529	Densidad Max.= 1,613
							Hum. Optima= 21,3

Paso N°	Pesaf. N°	Tara Pesaf. gr.	Peso S.H. + Pesaf gr.	Peso S.S. + Pesaf gr.	Peso Agua gr.	Peso S. Seco gr.	Humedad %	Observaciones
1			355,4	298,8	56,6	298,8	18,9	
2			372,8	310,6	62,2	310,6	20,0	
3			379,8	313,1	66,7	313,1	21,3	
4			380,6	310,4	70,2	310,4	22,6	
5			298,6	242,0	56,6	242,0	23,4	



Laboratorios - Ensayos de Materiales

OBRA: PAVIMENTO URBANO

LOCALIDAD: FONTANA - CHACO

ENSAYO DE COMPACTACION PROCTOR

V.N.E5-93

RUTA N°:

TRAMO:

MUESTRA N°: 3

PROGRESIVA:

LADO: Derecho

CLASIFICACION DEL SUELO: A-5(10)

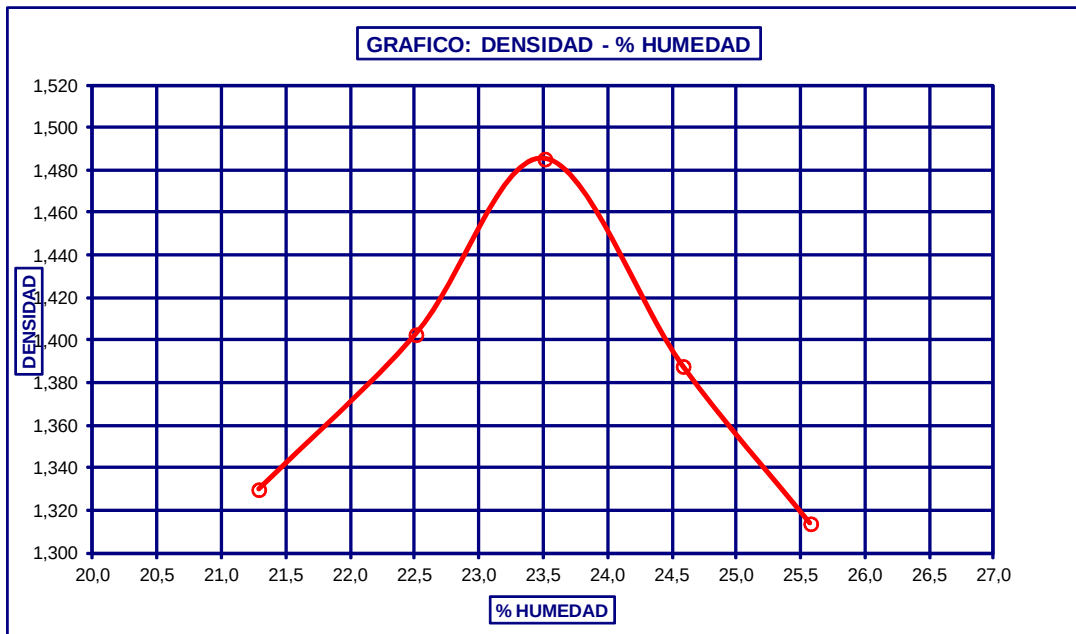
CAPAS: 3 GOLPES: 25 P/capa PISON: 2,5 Kg

ALTURA DE CAIDA: 30,5 cm.

FECHA: 16/01/2013

Paso N°	Peso S.+ Molde gr.	Tara Molde gr.	Peso S.Hum. gr.	Volumen Molde cm3.	P.U.V.H. gr/cm3	P.U.V.S. gr/cm3	Observaciones
1	3080	1551	1529	948	1,613	1,330	Molde N°: 1
2	3180	1551	1629	948	1,718	1,403	
3	3290	1551	1739	948	1,834	1,485	
4	3190	1551	1639	948	1,729	1,388	
5	3115	1551	1564	948	1,650	1,314	Densidad Max.= 1,485 Hum. Optima= 23,5

Paso N°	Pesaf. N°	Tara Pesaf. gr.	Peso S.H. + Pesaf gr.	Peso S.S. + Pesaf gr.	Peso Agua gr.	Peso S. Seco gr.	Humedad %	Observaciones
1			388,6	320,4	68,2	320,4	21,3	
2			339,1	276,8	62,3	276,8	22,5	
3			345,7	279,9	65,8	279,9	23,5	
4			411,0	329,9	81,1	329,9	24,6	
5			387,9	308,9	79,0	308,9	25,6	



Laboratorios - Ensayos de Materiales

OBRA: PAVIMENTO URBANO

LOCALIDAD: FONTANA - CHACO

ENSAYO DE COMPACTACION PROCTOR

V.N.E5-93

RUTA N° :

TRAMO:

MUESTRA N°: 4

PROGRESIVA:

LADO: Izquierdo

CLASIFICACION DEL SUELO : A-5(11)

CAPAS: 3 GOLPES: 25 P/capa

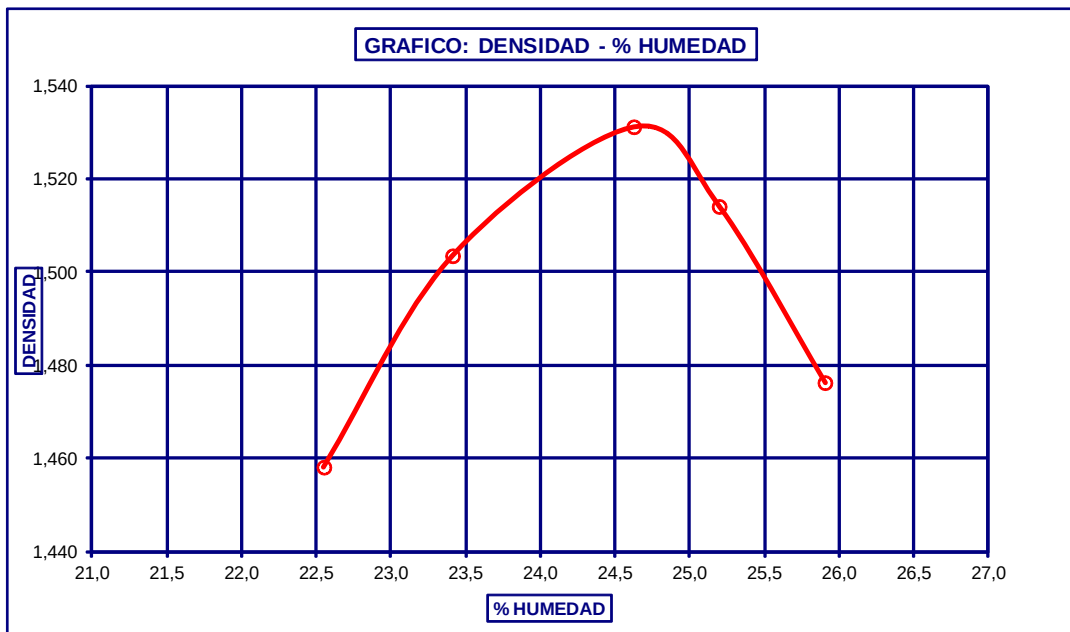
PISON: 2,5 Kg

ALTURA DE CAIDA: 30,5 cm.

FECHA: 16/01/2013

Paso N°	Peso S.+ Molde gr.	Tara Molde gr.	Peso S.Hum. gr.	Volumen Molde cm3.	P.U.V.H. gr/cm3	P.U.V.S. gr/cm3	Observaciones
1	3245	1551	1694	948	1,787	1,458	Molde N°: 1
2	3310	1551	1759	948	1,855	1,504	
3	3360	1551	1809	948	1,908	1,531	
4	3348	1551	1797	948	1,896	1,514	
5	3313	1551	1762	948	1,859	1,476	Densidad Max.= 1,531
							Hum. Optima= 24,6

Paso N°	Pesaf. N°	Tara Pesaf. gr.	Peso S.H. + Pesaf gr.	Peso S.S. + Pesaf gr.	Peso Agua gr.	Peso S. Seco gr.	Humedad %	Observaciones
1			334,8	273,2	61,6	273,2	22,5	
2			300,5	243,5	57,0	243,5	23,4	
3			411,0	329,8	81,2	329,8	24,6	
4			308,1	246,1	62,0	246,1	25,2	
5			387,9	308,1	79,8	308,1	25,9	



Laboratorios - Ensayos de Materiales

OBRA: PAVIMENTO URBANO

LOCALIDAD: FONTANA - CHACO

ENSAYO DE COMPACTACION PROCTOR

V.N.E5-93

RUTA N°:

TRAMO:

MUESTRA N°: 5

PROGRESIVA:

LADO: Derecho

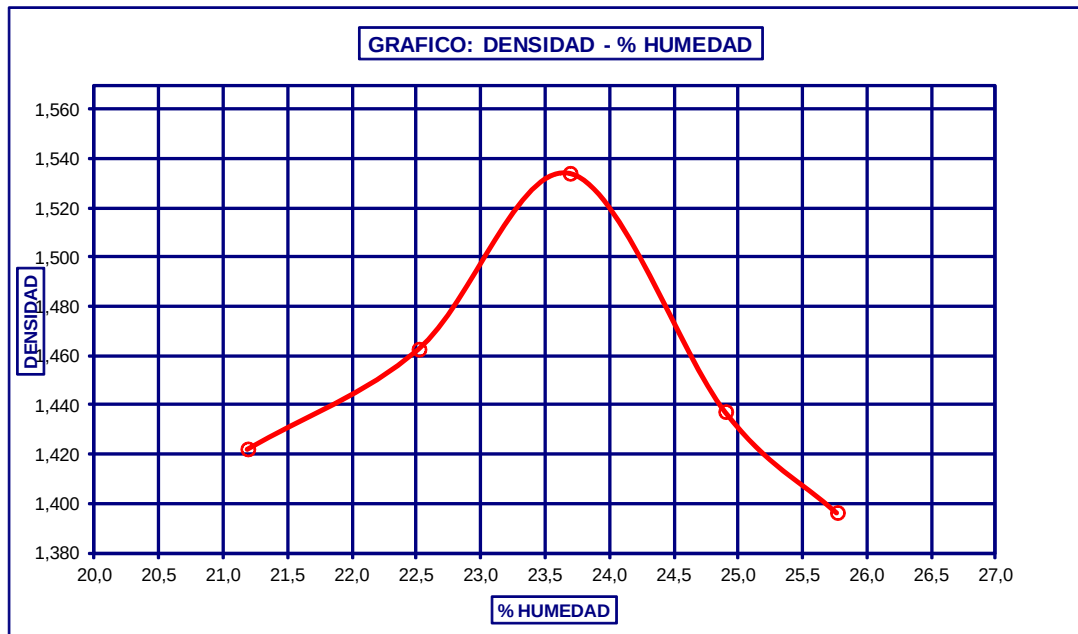
CLASIFICACION DEL SUELO: A-7 - 6 (11)

CAPAS: 3 GOLPES: 25 P/capa PISON: 2,5 Kg ALTURA DE CAIDA: 30,5 cm.

FECHA: 17/01/2013

Paso N°	Peso S.+ Molde gr.	Tara Molde gr.	Peso S.Hum. gr.	Volumen Molde cm3.	P.U.V.H. gr/cm3	P.U.V.S. gr/cm3	Observaciones
1	3185	1551	1634	948	1,724	1,422	Molde N°: 1
2	3250	1551	1699	948	1,792	1,463	
3	3350	1551	1799	948	1,898	1,534	
4	3253	1551	1702	948	1,795	1,437	
5	3216	1551	1665	948	1,756	1,396	Densidad Max.= 1,534 Hum. Optima= 23,7

Paso N°	Pesaf. N°	Tara Pesaf. gr.	Peso S.H. + Pesaf. gr.	Peso S.S. + Pesaf. gr.	Peso Agua gr.	Peso S. Seco gr.	Humedad %	Observaciones
1			459,3	379,0	80,3	379,0	21,2	
2			383,6	313,1	70,5	313,1	22,5	
3			302,3	244,4	57,9	244,4	23,7	
4			465,5	372,7	92,8	372,7	24,9	
5			459,3	365,2	94,1	365,2	25,8	



Laboratorios - Ensayos de Materiales

OBRA: PAVIMENTO URBANO

LOCALIDAD: FONTANA - CHACO

ENSAYO DE COMPACTACION PROCTOR

V.N.E5-93

RUTA N° :

TRAMO:

MUESTRA N°: 6

PROGRESIVA:

LADO: Izquierdo

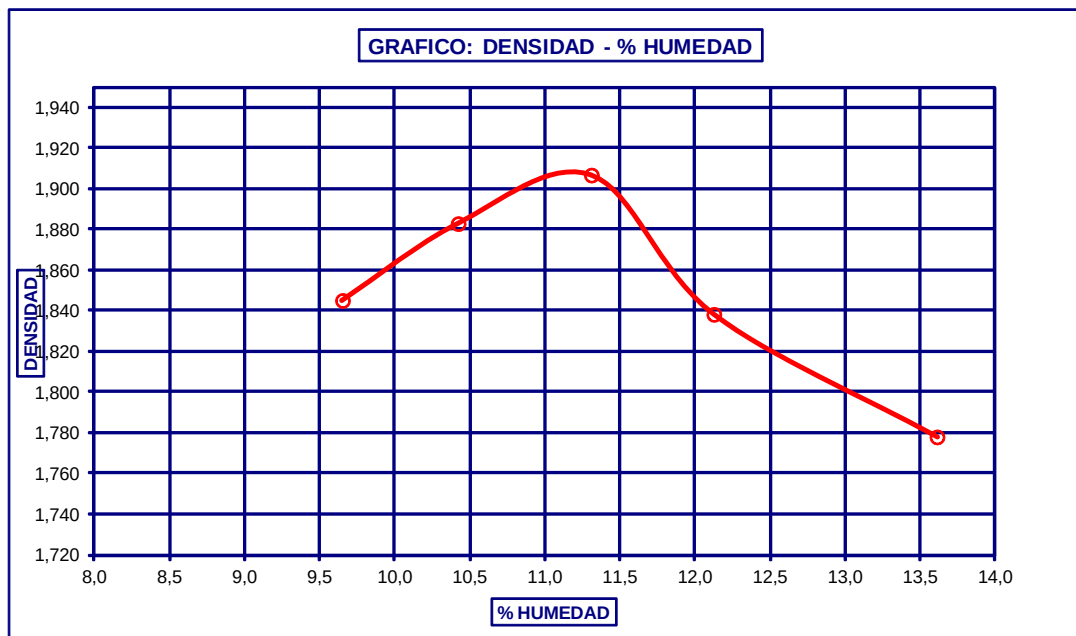
CLASIFICACION DEL SUELO : A-4 (8)

CAPAS: 5 GOLPES: 25 P/capa PISON: 4,53 Kg ALTURA DE CAIDA: 45,7 cm.

FECHA: 17/01/2013

Paso N°	Peso S.+ Molde gr.	Tara Molde gr.	Peso S.Hum. gr.	Volumen Molde cm3.	P.U.V.H. gr/cm3	P.U.V.S. gr/cm3	Observaciones
1	3469	1551	1918	948	2,023	1,845	Molde N°: 1
2	3522	1551	1971	948	2,079	1,883	
3	3563	1551	2012	948	2,122	1,907	
4	3505	1551	1954	948	2,061	1,838	
5	3466	1551	1915	948	2,020	1,778	Densidad Max.= 1,907 Hum. Optima= 11,3

Paso N°	Pesaf. N°	Tara Pesaf. gr.	Peso S.H. + Pesaf gr.	Peso S.S. + Pesaf gr.	Peso Agua gr.	Peso S. Seco gr.	Humedad %	Observaciones
1			337,5	307,8	29,7	307,8	9,6	
2			340,2	308,1	32,1	308,1	10,4	
3			342,6	307,8	34,8	307,8	11,3	
4			356,1	317,6	38,5	317,6	12,1	
5			325,6	286,6	39,0	286,6	13,6	



Laboratorios - Ensayos de Materiales

OBRA: PAVIMENTO URBANO

LOCALIDAD: FONTANA - CHACO

ENSAYO DE COMPACTACION PROCTOR

V.N.E5-93

RUTA N°:

TRAMO:

MUESTRA N°: 7

PROGRESIVA:

LADO: Derecho

CLASIFICACION DEL SUELO : A-4 (8)

CAPAS: 5 GOLPES: 25 P/capa

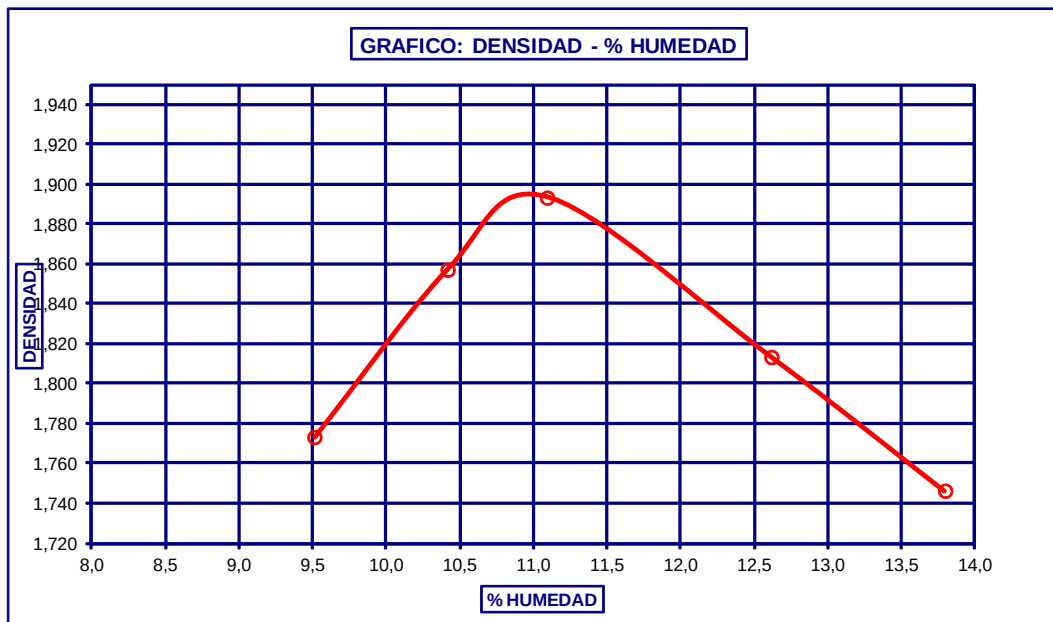
PISON: 4,53 Kg

ALTURA DE CAIDA: 45,7 cm.

FECHA: 17/01/2013

Paso N°	Peso S.+ Molde gr.	Tara Molde gr.	Peso S.Hum. gr.	Volumen Molde cm3.	P.U.V.H. gr/cm3	P.U.V.S. gr/cm3	Observaciones
1	3392	1551	1841	948	1,942	1,773	Molde N°: 1
2	3495	1551	1944	948	2,051	1,857	
3	3545	1551	1994	948	2,103	1,893	
4	3487	1551	1936	948	2,042	1,813	
5	3435	1551	1884	948	1,987	1,746	Densidad Max.= 1,893
							Hum. Optima= 11,1

Paso N°	Pesaf. N°	Tara Pesaf. gr.	Peso S.H. + Pesaf gr.	Peso S.S. + Pesaf gr.	Peso Agua gr.	Peso S. Seco gr.	Humedad %	Observaciones
1			345,5	315,5	30,0	315,5	9,5	
2			365,8	331,3	34,5	331,3	10,4	
3			389,7	350,8	38,9	350,8	11,1	
4			310,7	275,9	34,8	275,9	12,6	
5			363,0	319,0	44,0	319,0	13,8	



ENSAYOS DE VALOR SOPORTE

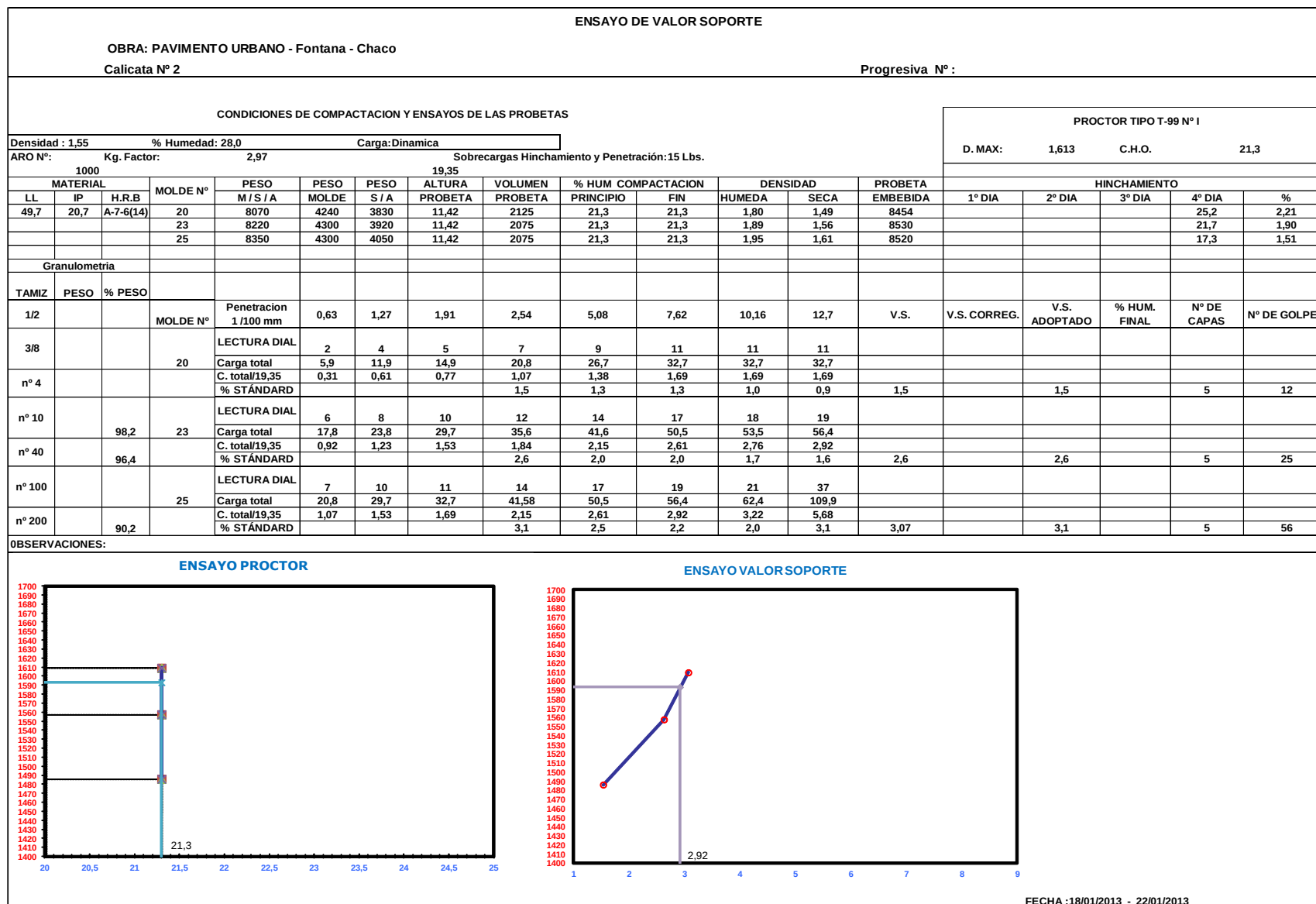
ENSAYO DE VALOR SOPORTE																			
OBRA: PAVIMENTO URBANO - Fontana - Chaco															Progresiva N° :				
Calicata N° 1																			
CONDICIONES DE COMPACTACION Y ENSAYOS DE LAS PROBETAS															PROCTOR TIPO T-99 N° I				
Densidad : 1,56 % Humedad: 12,8 Carga: Dinamica															D. MAX: 1,667 C.H.O. 20,8				
ARO N°: 1000 Kg. Factor: 2,97 19,35 Sobrecargas Hinchamiento y Penetración: 15 Lbs.																			
MATERIAL			MOLDE N°	PESO M / S / A	PESO MOLDE	PESO S / A	ALTURA PROBETA	VOLUMEN PROBETA	% HUM COMPACTACION		DENSIDAD		PROBETA	HINCHAMIENTO					
LL	IP	H.R.B							PRINCIPIO	FIN	HUMEDA	SECA	EMBEBIDA	1° DIA	2° DIA	3° DIA	4° DIA	%	
41,8	19,5	A-7-6(12)	9	8140	4360	3780	11,42	2123	20,8	20,8	1,78	1,47	8650				23,5	2,06	
			18	8426	4350	4076	11,52	2123	20,8	20,8	1,92	1,59	8831				21,0	1,82	
			19	8526	4255	4271	11,42	2125	20,8	20,8	2,01	1,66	8486				19,8	1,73	
Granulometria																			
TAMIZ	PESO	% PESO	MOLDE N°	Penetracion 1 /100 mm	0,63	1,27	1,91	2,54	5,08	7,62	10,16	12,7	V.S.	V.S. CORREG.	V.S. ADOPTADO	% HUM. FINAL	N° DE CAPAS	N° DE GOLPES	
1/2			9	LECTURA DIAL	3	7	11	15	19	22	22	22							
				Carga total	8,9	20,8	32,7	44,6	56,4	65,3	65,3	65,3							
				C. total/19,35	0,46	1,07	1,69	2,30	2,92	3,38	3,38	3,38							
				% STANDARD				3,3	2,8	2,5	2,1	1,8	3,3		3,3		5	12	
n° 4			18	LECTURA DIAL	5	11	15	21	25	28	30	30							
				Carga total	14,9	32,7	44,6	62,4	74,3	83,2	89,1	89,1							
				C. total/19,35	0,77	1,69	2,30	3,22	3,84	4,30	4,60	4,60							
				% STANDARD				4,6	3,7	3,2	2,9	2,5	4,6		4,6		5	25	
n° 10		99,6	19	LECTURA DIAL	9	15	21	27	31	33	33	33							
				Carga total	26,7	44,6	62,4	80,19	92,1	98,0	98,0	98,0							
				C. total/19,35	1,38	2,30	3,22	4,14	4,76	5,07	5,07	5,07							
				% STANDARD				5,9	4,5	3,8	3,1	2,8	5,92		5,9		5	56	
n° 40		98,8																	
n° 100																			
n° 200		95,5																	

OBSERVACIONES:

ENSAYO PROCTOR

ENSAYO VALOR SOPORTE

FECHA :18/01/2013 - 22/01/2013



ENSAYO DE VALOR SOPORTE																																				
OBRA: PAVIMENTO URBANO - Fontana - Chaco										Progresiva N° :																										
Calicata N° 3																																				
CONDICIONES DE COMPACTACION Y ENSAYOS DE LAS PROBETAS															PROCTOR TIPO T-99 N° I																					
Densidad : 1,35 % Humedad: 27,4 Carga: Dinamica										D. MAX: 1,418 C.H.O. 23,5																										
ARO N°: Kg. Factor: 2,97 Sobrecargas Hinchamiento y Penetración: 15 Lbs.																																				
1000										19,35																										
MATERIAL			MOLDE N°	PESO		PESO		PESO		VOLUMEN		% HUM COMPACTACION		DENSIDAD		PROBETA		HINCHAMIENTO																		
LL	IP	H.R.B		M / S / A	MOLDE	S / A	PROBETA	PROBETA	PRINCIPIO	FIN	HUMEDA	SECA	EMBEBIDA	1° DIA	2° DIA	3° DIA	4° DIA	%																		
48,6	6,1	A-5(10)	35	7872	4415	3457	11,52	2121	23,5	23,5	1,63	1,32	8100				28,0	2,43																		
			36	7876	4290	3586	11,42	2122	23,5	23,5	1,69	1,37	8195				23,7	2,08																		
			44	8100	4510	3590	11,32	2068	23,5	23,5	1,74	1,41	8400				19,6	1,73																		
Granulometria																																				
TAMIZ	PESO	% PESO	MOLDE N°	Penetracion		1/100 mm		0,63		1,27		1,91		2,54		5,08		7,62		10,16		12,7		V.S.		V.S. CORREG.		V.S. ADOPTADO		% HUM. FINAL		N° DE CAPAS		N° DE GOLPES		
1/2					LECTURA DIAL	2	4	7	11	15	18	19	21																							
			35	Carga total	5,9	11,9	20,8	32,7	44,6	53,5	56,4	62,4																								
n° 4				C. total/19,35	0,31	0,61	1,07	1,69	2,30	2,76	2,92	3,22																								
				% STANDARD				2,4	2,2	2,1	1,8	1,8	2,4				2,4																			
n° 10				LECTURA DIAL	4	7	9	14	17	20	23	24																								
			36	Carga total	11,9	20,8	26,7	41,6	50,5	59,4	68,3	71,3																								
n° 40				C. total/19,35	0,61	1,07	1,38	2,15	2,61	3,07	3,53	3,68																								
				% STANDARD				3,1	2,5	2,3	2,2	2,0	3,1				3,1																			
n° 100				LECTURA DIAL	8	12	17	23	27	31	33	34																								
			44	Carga total	23,8	35,6	50,5	68,31	80,2	92,1	98,0	101,0																								
n° 200				C. total/19,35	1,23	1,84	2,61	3,53	4,14	4,76	5,07	5,22																								
				% STANDARD				5,0	3,9	3,6	3,1	2,9	5,04				5,0																			
OBSERVACIONES:																																				
ENSAYO PROCTOR										ENSAYO VALOR SOPORTE																										
FECHA : 08/02/2013 - 12/02/2013																																				

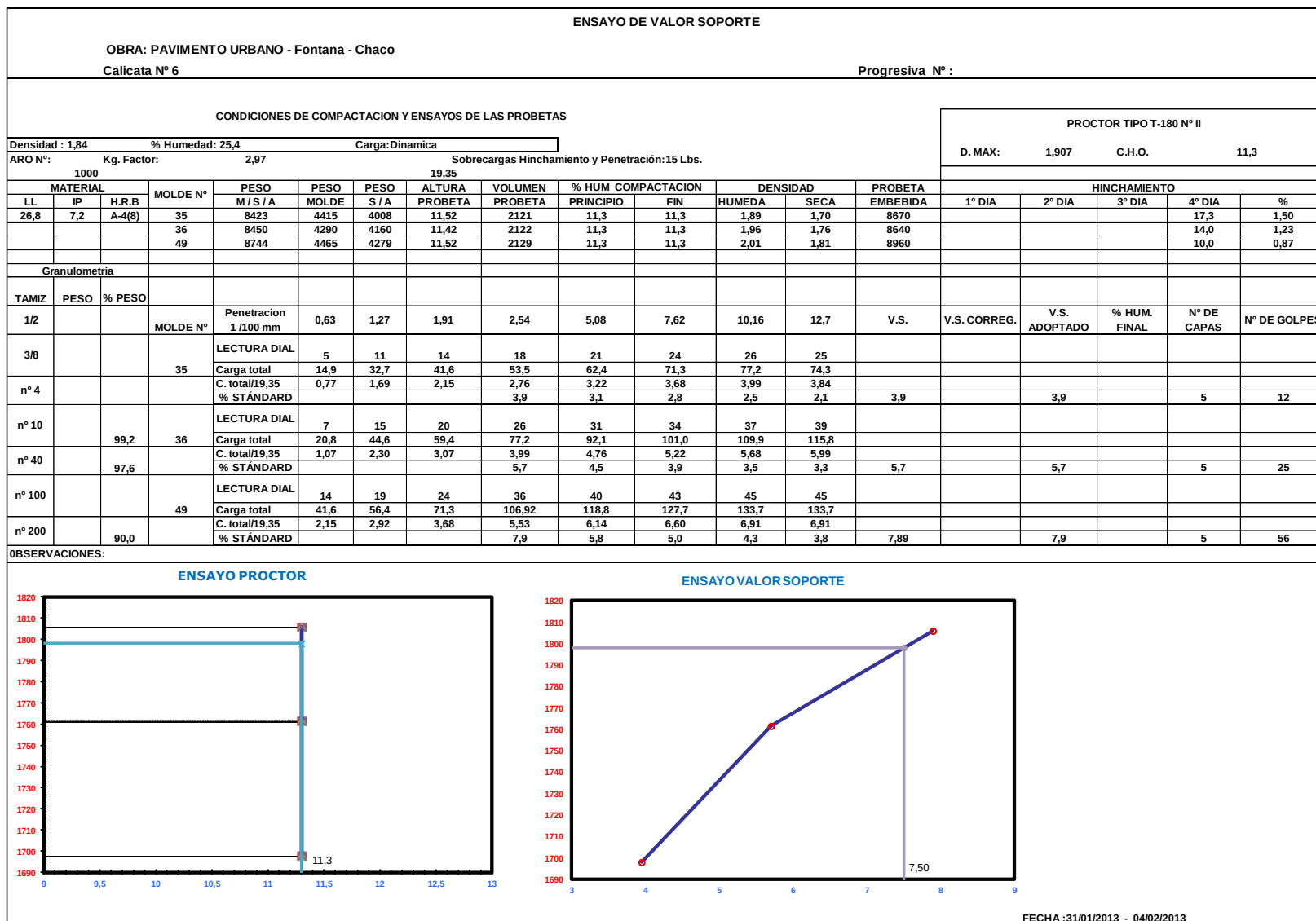
ENSAYO DE VALOR SOPORTE																			
OBRA: PAVIMENTO URBANO - Fontana - Chaco															Progresiva N° :				
Calicata N° 4																			
CONDICIONES DE COMPACTACION Y ENSAYOS DE LAS PROBETAS															PROCTOR TIPO T-99 N° I				
Densidad : 1,37 % Humedad: 30,4 Carga: Dinamica															D. MAX: 1,418 C.H.O. 23,5				
ARO N°: 1000 Kg. Factor: 2,97 Sobrecargas Hinchamiento y Penetración: 15 Lbs.																			
MATERIAL			MOLDE N°	PESO			ALTURA	VOLUMEN	% HUM COMPACTACION		DENSIDAD		PROBETA	HINCHAMIENTO					
LL	IP	H.R.B		M / S / A	MOLDE	S / A			PROBETA	PROBETA	PRINCIPIO	FIN		HUMEDA	SECA	EMBEBIDA	1° DIA	2° DIA	3° DIA
56,6	8,6	A-5(11)	35	7872	4415	3457	11,52	2121	23,5	23,5	1,63	1,32	8100				28,0	2,43	
			36	7876	4290	3586	11,42	2122	23,5	23,5	1,69	1,37	8195				23,7	2,08	
			44	8100	4510	3590	11,32	2068	23,5	23,5	1,74	1,41	8400				19,6	1,73	
Granulometria																			
TAMIZ	PESO	% PESO																	
1/2			MOLDE N°	Penetracion 1 /100 mm	0,63	1,27	1,91	2,54	5,08	7,62	10,16	12,7	V.S.	V.S. CORREG.	V.S. ADOPTADO	% HUM. FINAL	N° DE CAPAS	N° DE GOLPES	
3/8			35	LECTURA DIAL	2	4	7	11	15	18	19	21							
				Carga total	5,9	11,9	20,8	32,7	44,6	53,5	56,4	62,4							
n° 4				C. total/19,35	0,31	0,61	1,07	1,69	2,30	2,76	2,92	3,22							
				% STÁNDAR				2,4	2,2	2,1	1,8	1,8	2,4		2,4		5	12	
n° 10				LECTURA DIAL	4	7	9	14	17	20	23	24							
				Carga total	11,9	20,8	26,7	41,6	50,5	59,4	68,3	71,3							
n° 40		90,5	36	C. total/19,35	0,61	1,07	1,38	2,15	2,61	3,07	3,53	3,68							
				% STÁNDAR				3,1	2,5	2,3	2,2	2,0	3,1		3,1		5	25	
n° 100		80,8		LECTURA DIAL	8	12	17	23	27	31	33	34							
				Carga total	23,8	35,6	50,5	68,31	80,2	92,1	98,0	101,0							
n° 200		75,1	44	C. total/19,35	1,23	1,84	2,61	3,53	4,14	4,76	5,07	5,22							
				% STÁNDAR				5,0	3,9	3,6	3,1	2,9	5,04		5,0		5	56	
OBSERVACIONES:																			
ENSAYO PROCTOR ENSAYO VALOR SOPORTE																			
FECHA :08/02/2013 - 12/02/2013																			

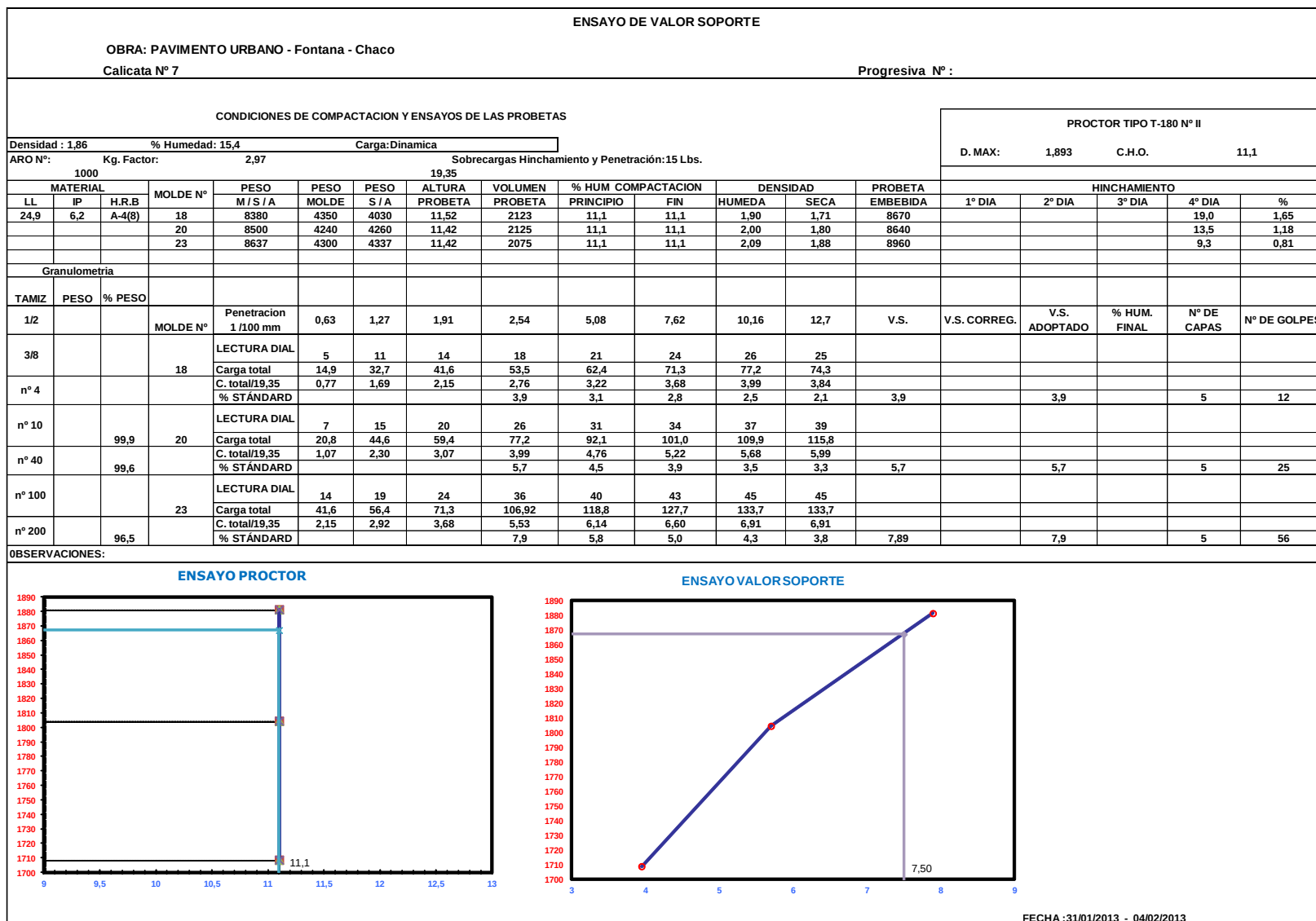
ENSAYO DE VALOR SOPORTE																			
OBRA: PAVIMENTO URBANO - Fontana - Chaco															Progresiva Nº :				
Calicata Nº 5																			
CONDICIONES DE COMPACTACION Y ENSAYOS DE LAS PROBETAS															PROCTOR TIPO T-99 Nº I				
Densidad : 1,44 % Humedad: 25,1 Carga: Dinamica															D. MAX: 1,481 C.H.O. 23,7				
ARO Nº: Kg. Factor: 2,97 Sobrecargas Hinchamiento y Penetración: 15 Lbs.																			
1000			19,35																
MATERIAL	MOLDE Nº	PESO	PESO	PESO	ALTURA	VOLUMEN	% HUM	COMPACTACION	DENSIDAD	PROBETA									
LL	IP	H.R.B	M / S / A	MOLDE	S / A	PROBETA	PROBETA	PRINCIPIO	FIN	HUMEDA	SECA	EMBEBIDA							
41,9	16,5	A-7-6(11)	44	8070	4510	3560	11,32	2068	23,7	23,7	1,72	1,39	8385						
			46	7995	4230	3765	11,62	2119	23,7	23,7	1,78	1,44	8192						
			51	8025	4140	3885	11,52	2135	23,7	23,7	1,82	1,47	8250						
Granulometria																			
TAMIZ	PESO	% PESO	MOLDE Nº	Penetracion 1 /100 mm	0,63	1,27	1,91	2,54	5,08	7,62	10,16	12,7	V.S.	V.S. CORREG.	V.S. ADOPTADO	% HUM. FINAL	Nº DE CAPAS	Nº DE GOLPES	
3/8			44	LECTURA DIAL	3	9	13	16	18	24	25	25							
				Carga total	8,9	26,7	38,6	47,5	53,5	71,3	74,3	74,3							
nº 4				C. total/19,35	0,46	1,38	2,00	2,46	2,76	3,68	3,84	3,84							
				% STANDARD				3,5	2,6	2,8	2,4	2,1	3,5		3,5		5	12	
nº 10				LECTURA DIAL	7	12	17	21	24	30	33	34							
				Carga total	20,8	35,6	50,5	62,4	71,3	89,1	98,0	101,0							
nº 40		99,3	46	C. total/19,35	1,07	1,84	2,61	3,22	3,68	4,60	5,07	5,22							
		98,3		% STANDARD				4,6	3,5	3,5	3,1	2,9	4,6		4,6		5	25	
nº 100				LECTURA DIAL	10	15	20	26	29	34	36	38							
				Carga total	29,7	44,6	59,4	77,22	86,1	101,0	106,9	112,9							
nº 200		94,8	51	C. total/19,35	1,53	2,30	3,07	3,99	4,45	5,22	5,53	5,83							
				% STANDARD				5,7	4,2	3,9	3,4	3,2	5,70		5,7		5	56	
OBSERVACIONES:																			

ENSAYO PROCTOR

ENSAYO VALOR SOPORTE

FECHA : 31/01/2013 - 04/02/2013





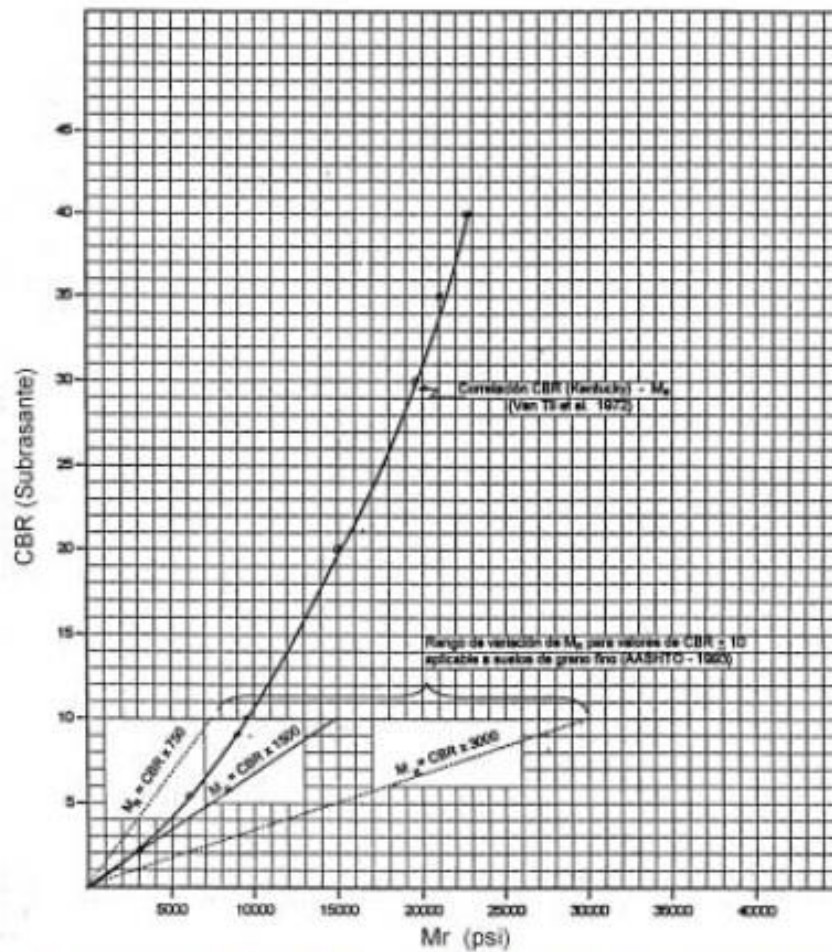
ANEXO III

DISEÑO GEOMÉTRICO

ANEXO III.1. Características de diseño geométrico de caminos rurales. (fuente: Normas de diseño geométrico DNV,1980)

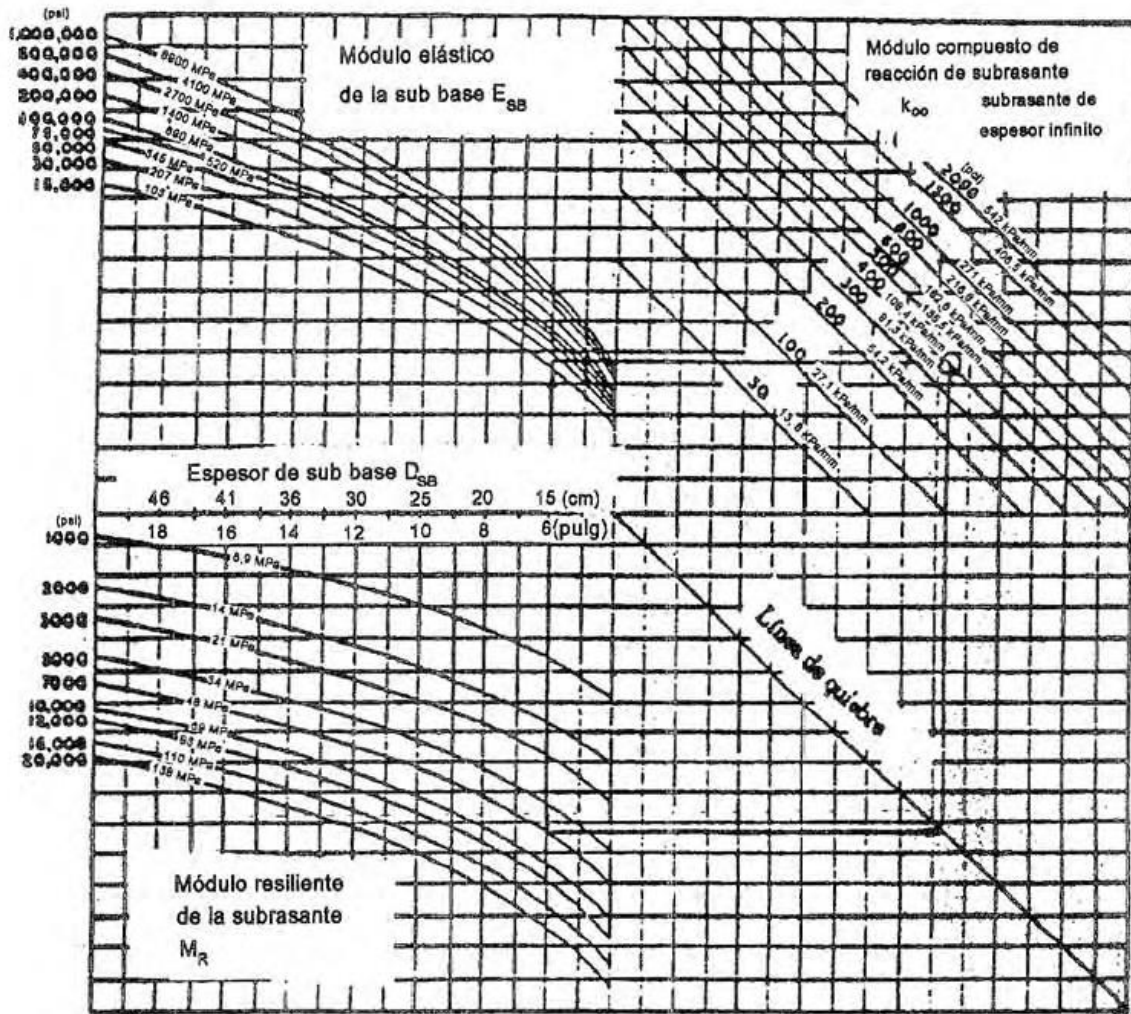
PLANILLA Nº1																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																														
CARACTERISTICAS DE DISEÑO GEOMETRICO DE CAMINOS RURALES																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																														
CATEGORIA DEL CAMINO	CARACTERISTICAS BASICAS			TOPOGRAFIA	VELOCIDAD DIRECTRIZ (3)	PERALTE MAXIMO (3)	RADIO MINIMO (3)		PENDIENTES MAXIMAS Y LONGITUDES CORRESPONDIENTES EN RECTA HASTA 500m S/NIVEL DEL MAR (4)						DISTANCIAS DE VISIBILIDAD (5)		ANCHOS DE CORONAMIENTO				TALUDES DEL TERRAPLEN SEG SU ALTURA (8)				ANCHOS DE OBRAS DE ARTE ENTRE GUARDARILLOS SEGUN SU LUZ (9)		CRUCES (10)																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																			
	VOLUMEN TRANSITARIO DIARIO DE DISEÑO (1)	CONTROL DE ACCESOS (2)	Nº DE TROCEROS (2)				DESEABLE	ABSOLUTO	VALORES DESEABLES		VALORES LIMITES S/VOL DE TRANSITO DIARIO DE DISEÑO				PARA DETENCION	PARA SOBREPASO	CALZADA	BANQUINA	CANTERO CENTRAL	TOTAL	0 A 150 150 A 300 300 A 500 500 A 1000				L ≤ 10	L > 10	CON FERROCARRILES					CON CAMINOS																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																														
									PEND.	LONG.	PEND.	LONGITUD		S/BARRAN-DA							C/BARRAN-DA	L ≤ 10	L > 10	VOL TRANSITO PREVIS-TO EN TRENES POR DIA			VOL TRANSITO PREVIS-TO EN VEHICULOS POR DIA																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																			
												VOL. MAX.	VOL. MIN.											0-10			10-100	> 100	0-150	150-500	500-1500	1500-5000	5000-15000	> 15000																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																												
																																			mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts	mts

Figura 4-3
Correlación CBR – Mr (Gráfica de Kentucky)

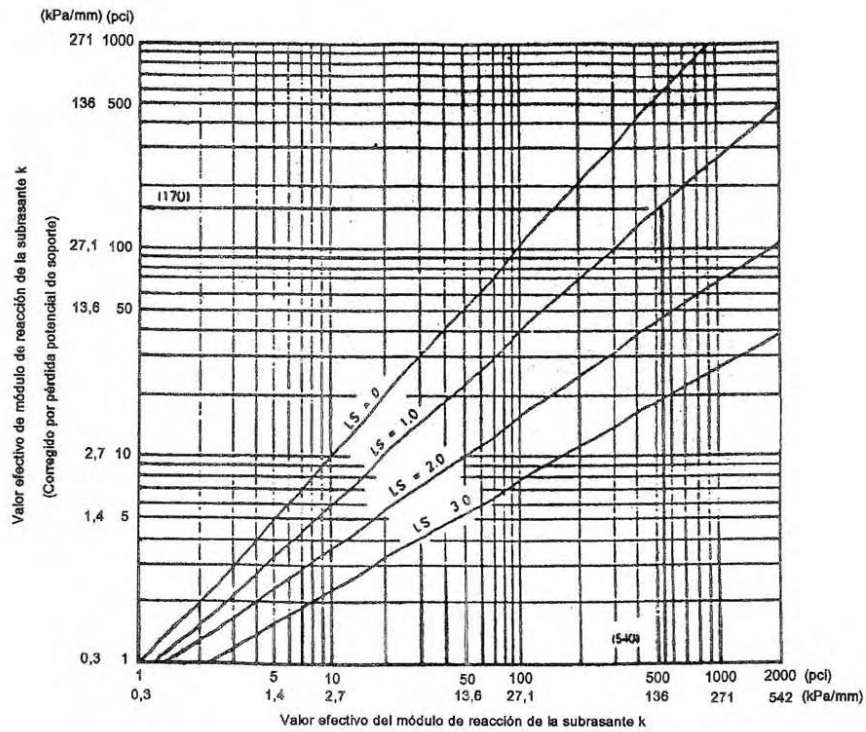


Fuente: Van Til, C. J. B. F. McCollough, B. A. Vallerger, and R. G. Hicks. 1972. evaluation of AASHTO Interim Guides for Design of Pavement structures. NCHRP report 128.

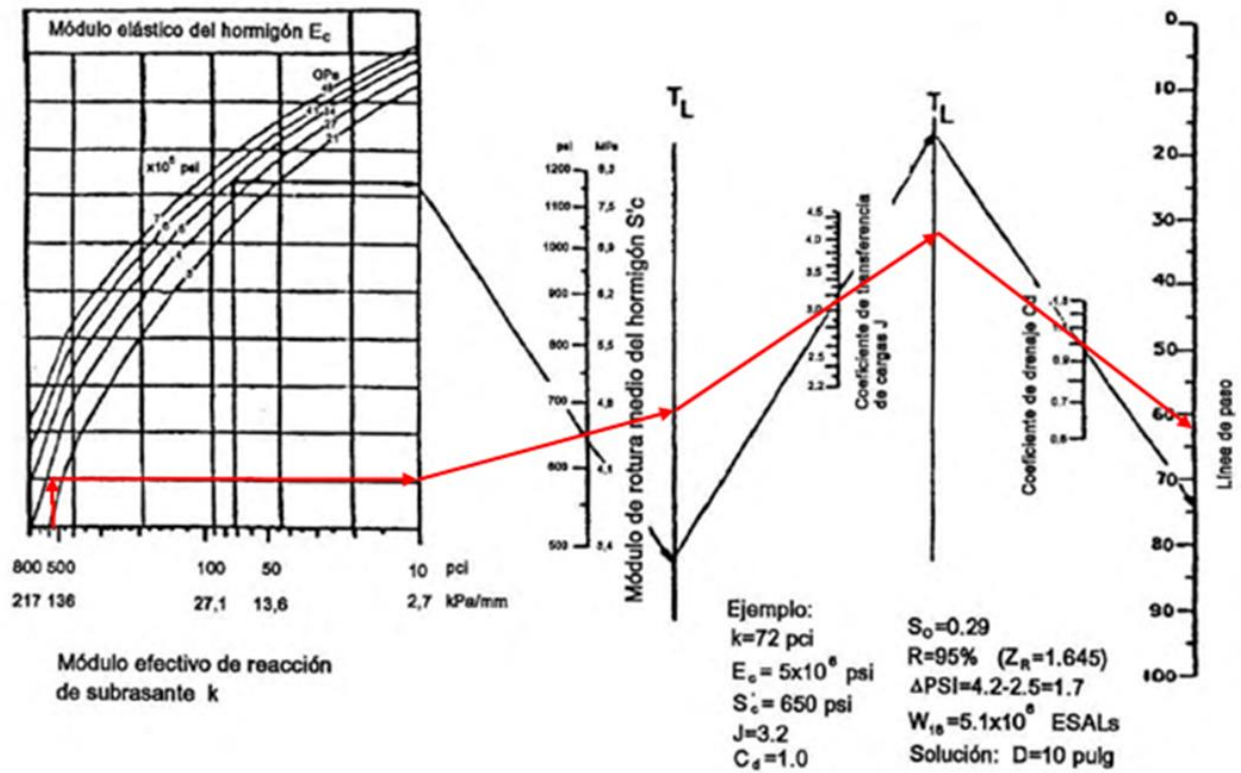
ANEXO III.2. Gráfico de Kentucky. CBR-MR. (Fuente: Guía AASHTO “Diseño de estructuras de pavimentos, 1993”).



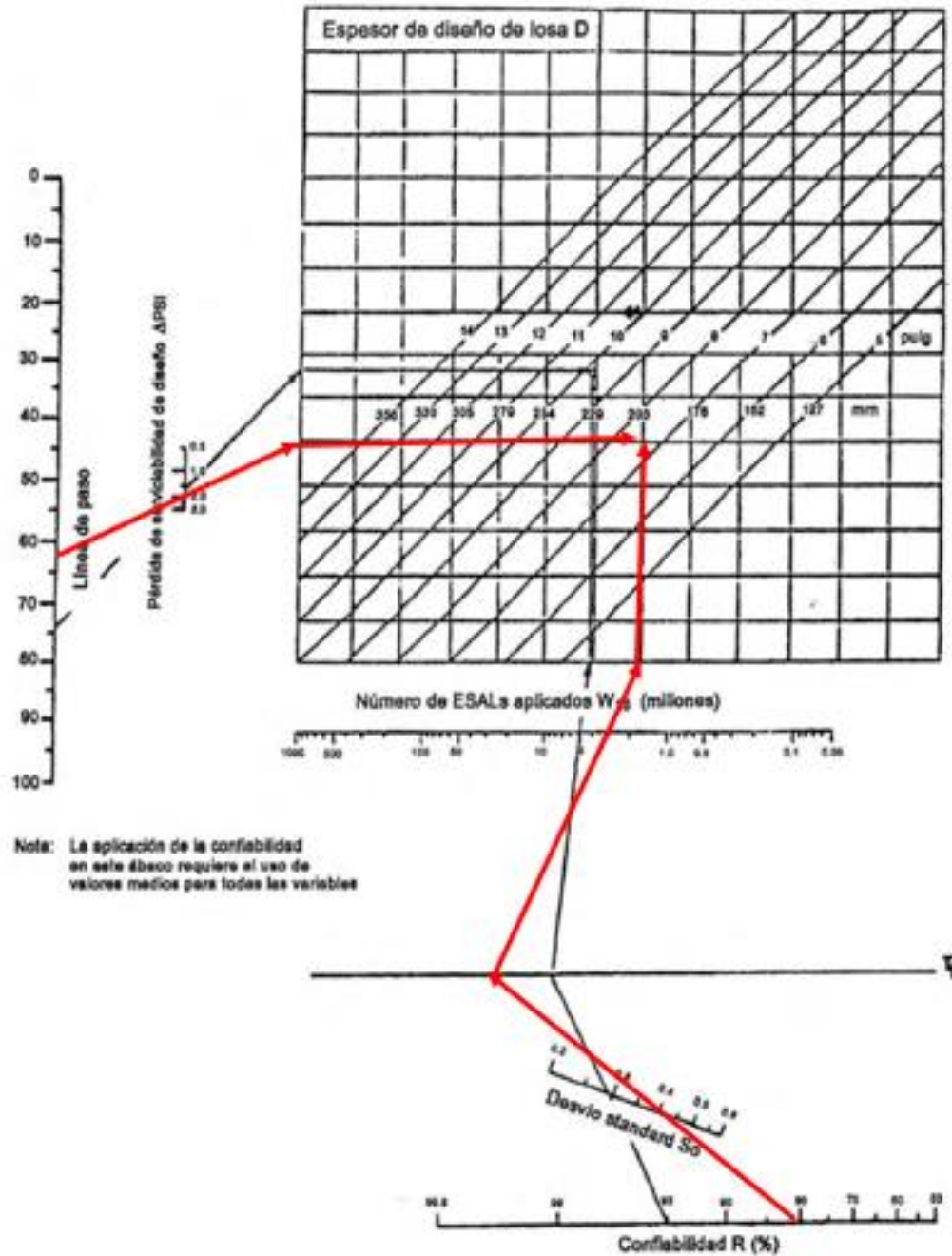
Anexo III.3. módulo de reacción combinado k_{comb} . (fuente: Guía AASHTO "Diseño de estructuras de pavimentos, 1993").



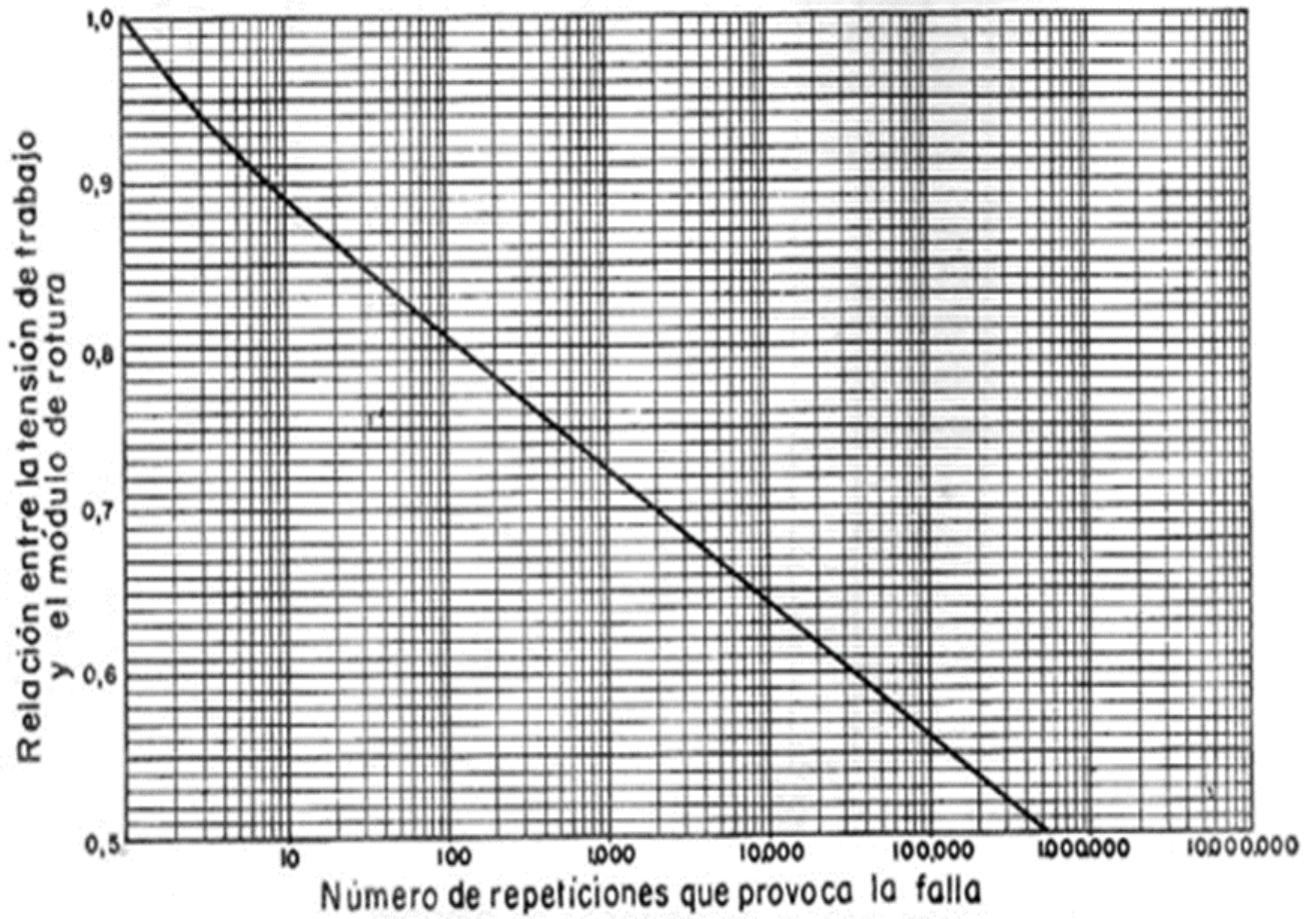
Anexo III.4. Corrección del módulo de reacción por pérdida de soporte (Fuente: Guía AASHTO “Diseño de estructuras de pavimentos, 1993”).



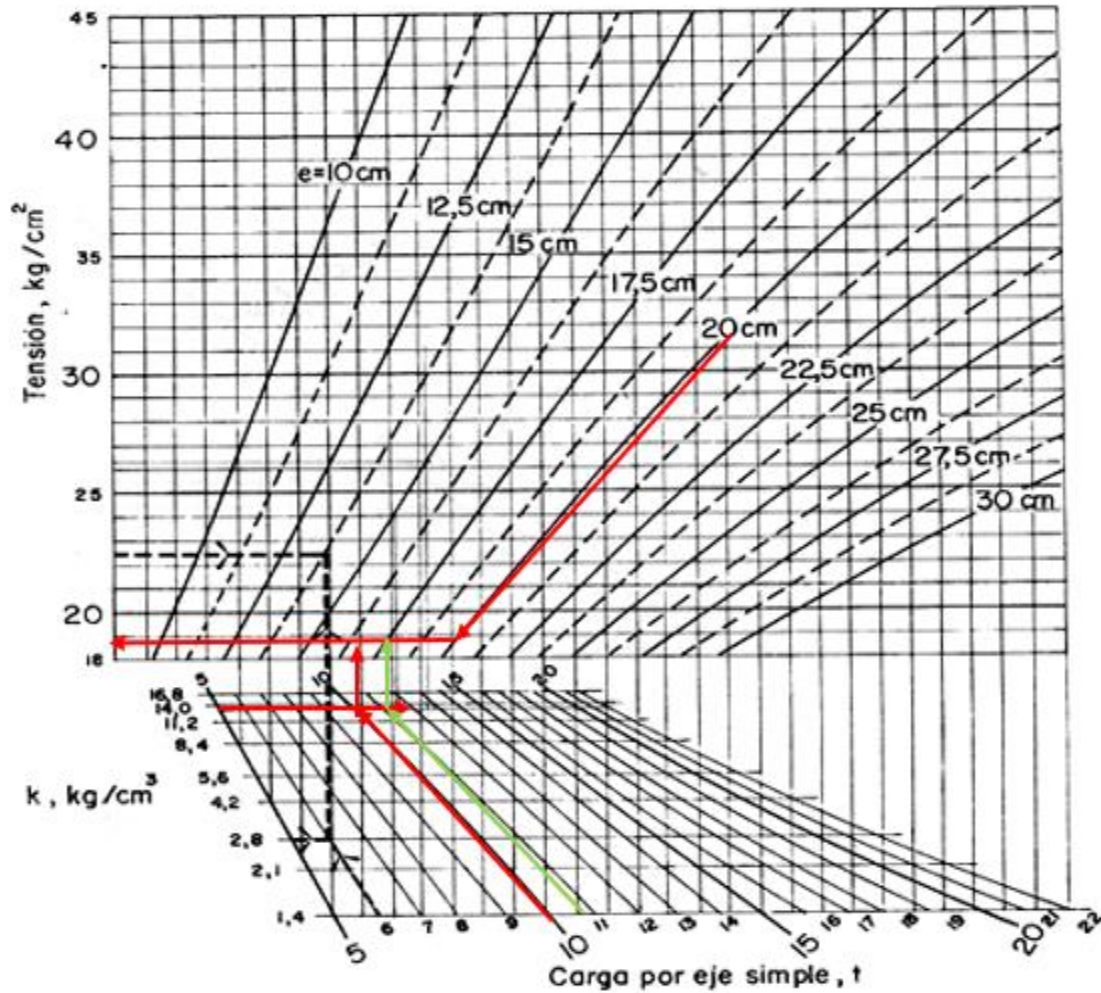
Anexo III.5. Ábaco de diseño de pavimentos rígidos (fuente: Guía AASHTO "Diseño de estructuras de pavimentos, 1993").



Anexo III.6. Ábaco de espesor de diseño de losa (fuente: Guía AASHTO "Diseño de estructuras de pavimentos, 1993").



Anexo III.7. Curva de fatiga del hormigón sometido a tensión de flexión (Fuente: Instituto del Cemento Portland Argentino).

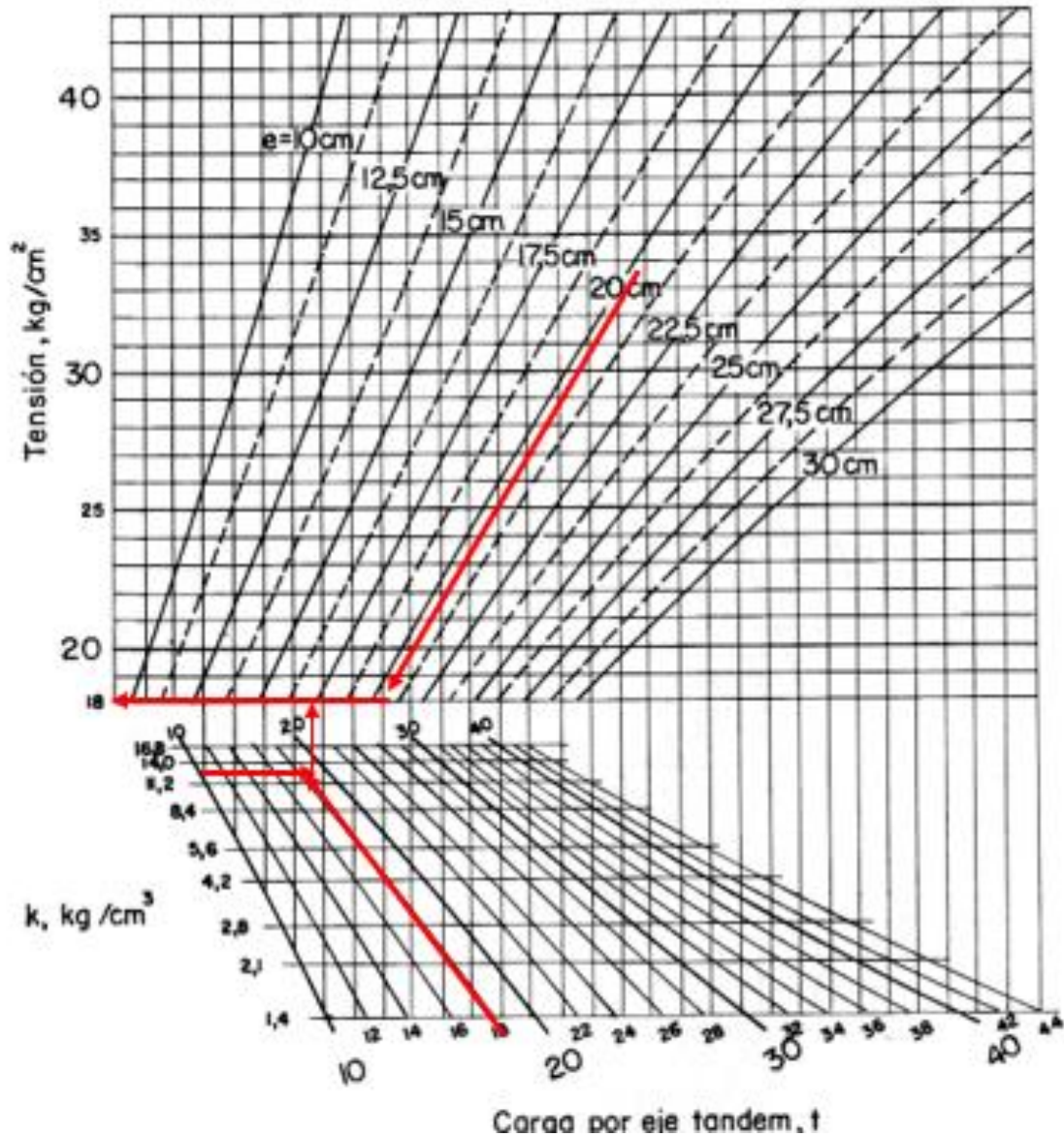


Anexo III.9. Ábaco para determinar tensión de trabajo para eje simple (Fuente: Instituto del Cemento Portland Argentino).

PAVIMENTOS DE HORMIGÓN

ÁBACO PARA EL PROYECTO DE ESPESORES

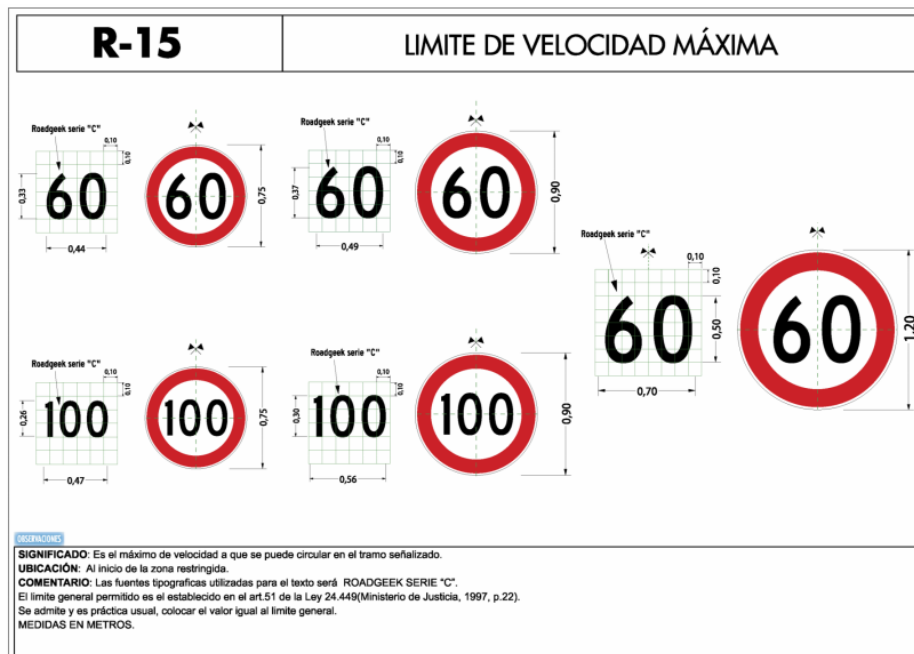
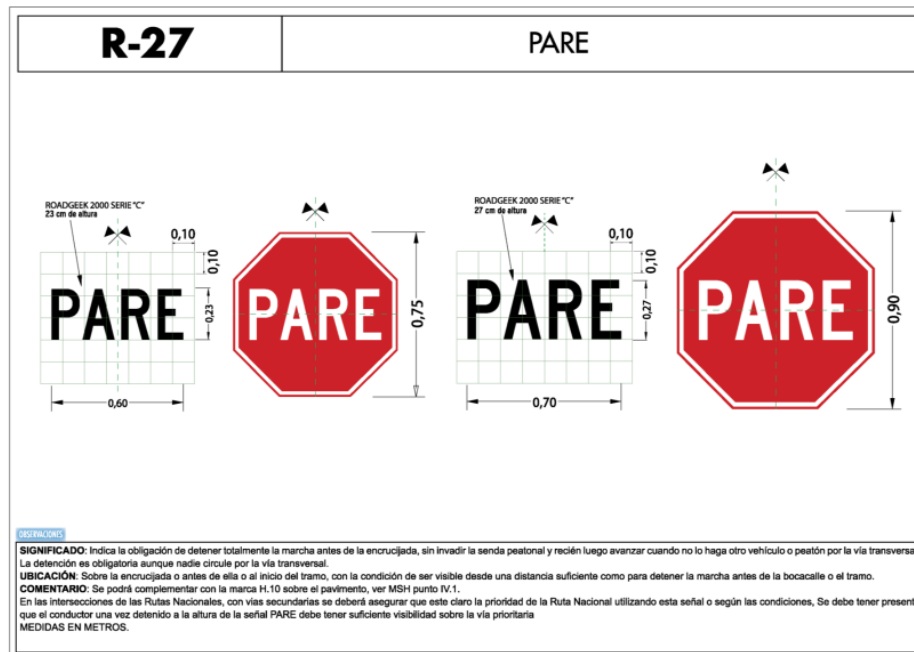
Fig.10- EJES TANDEM

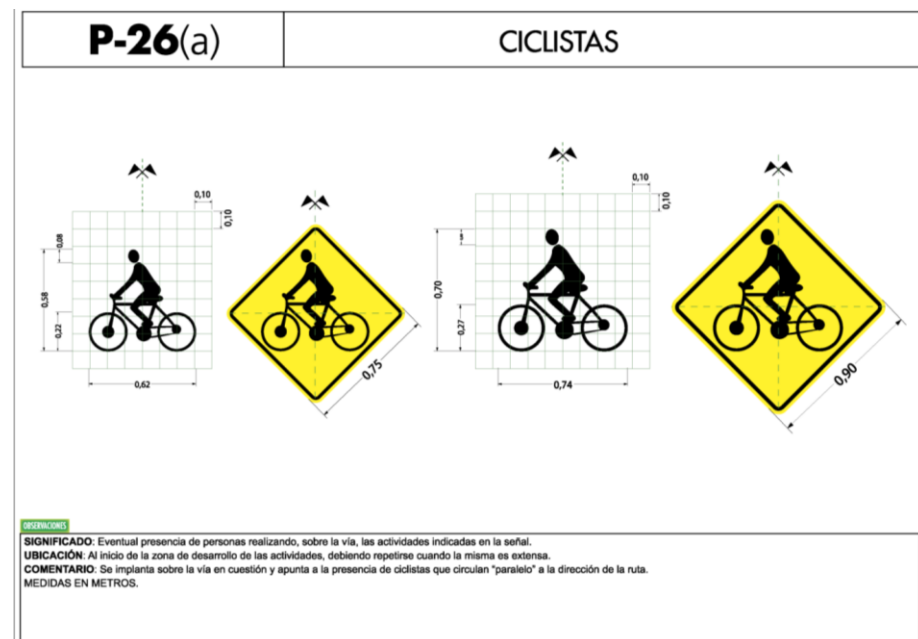
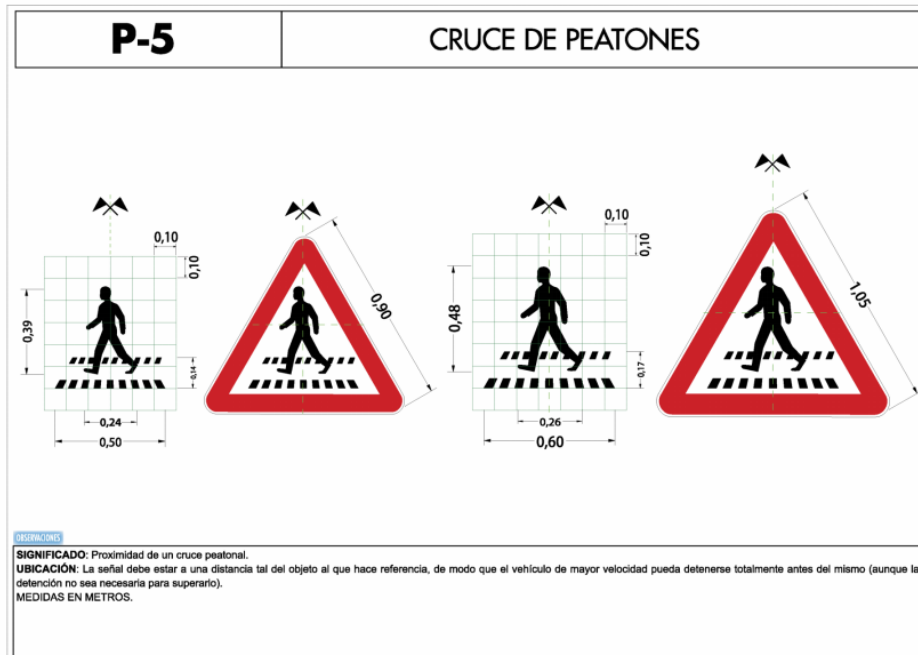


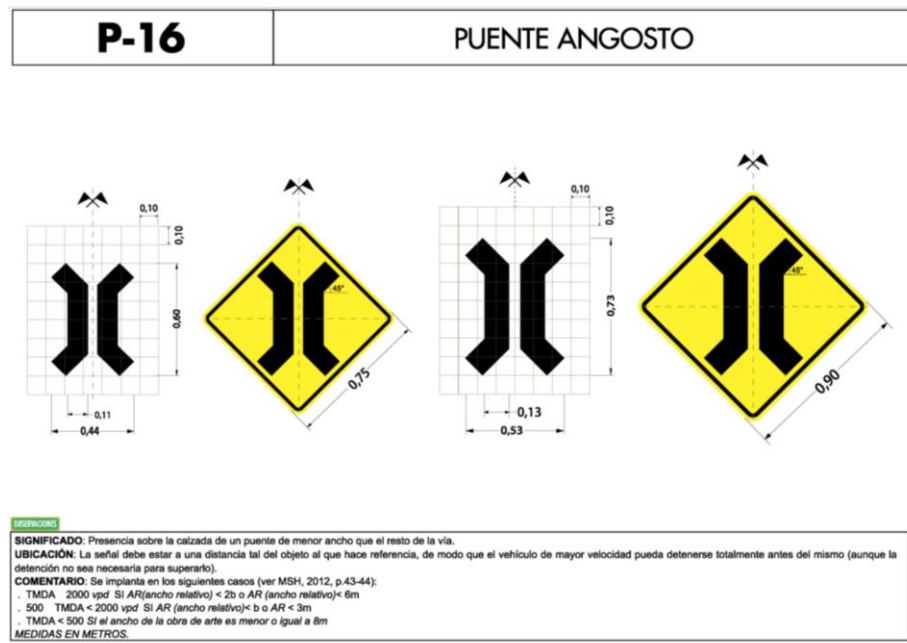
Anexo III.10. Ábaco para determinar tensión de trabajo para eje tándem (uente: Instituto del Cemento Portland Argentino).

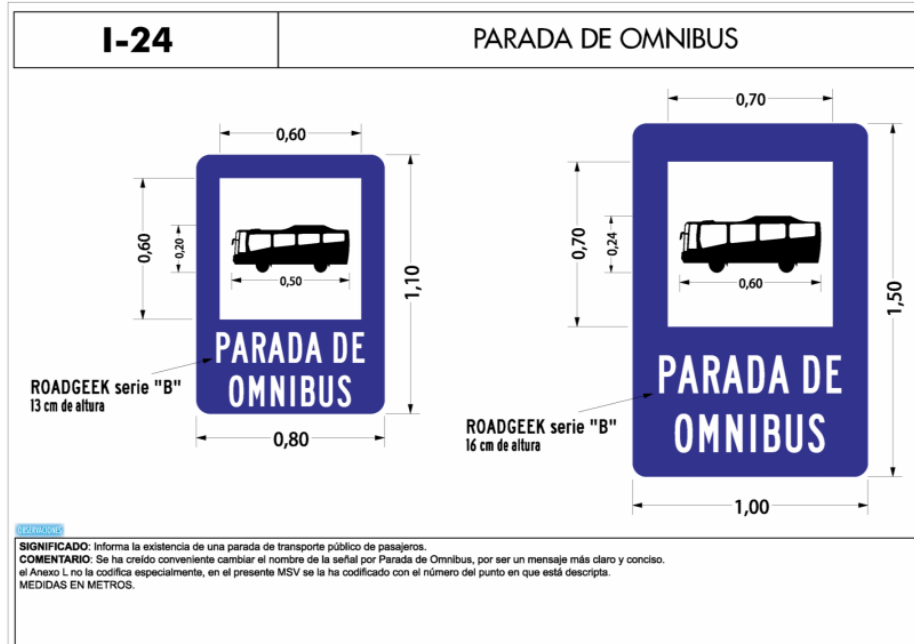
ANEXO IV

SEÑALES VERTICALES



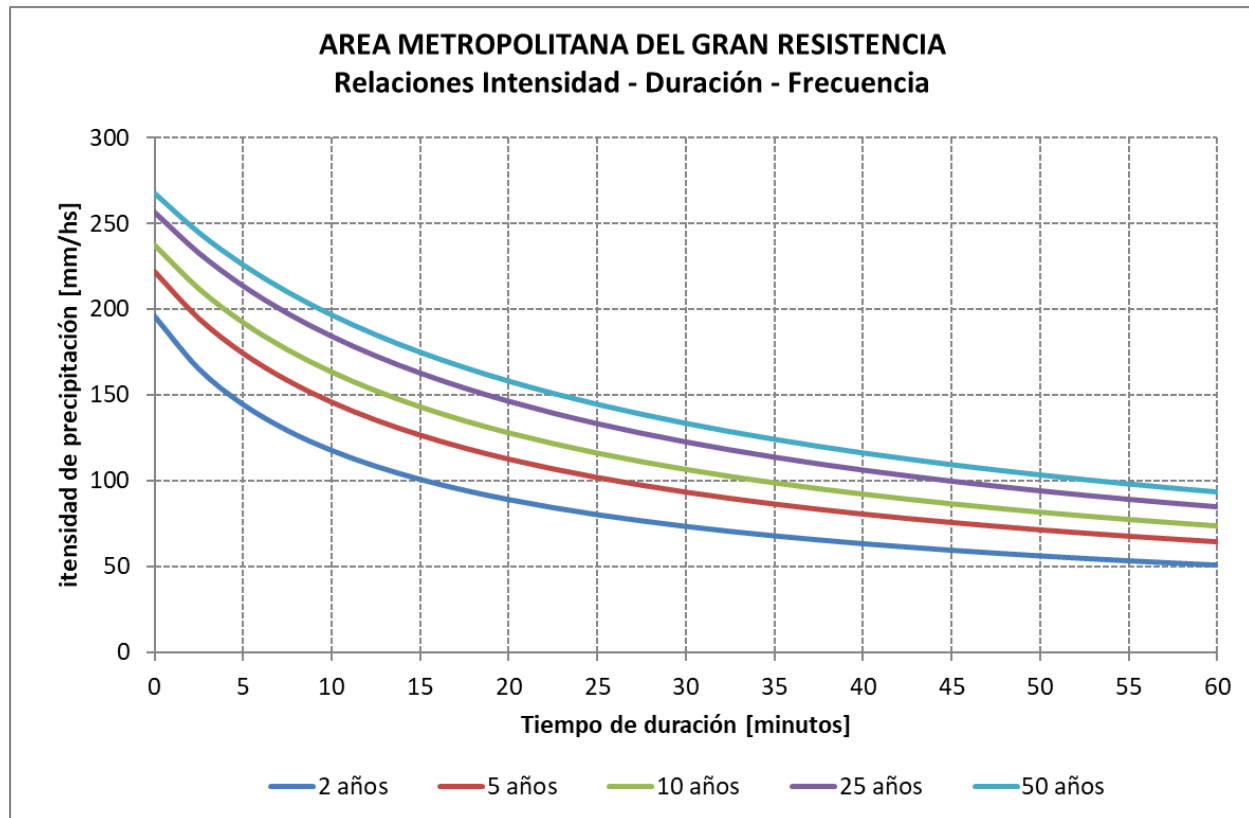






ANEXO V

ADECUACIÓN HIDRÁULICA



Anexo V.1 Curvas IDF

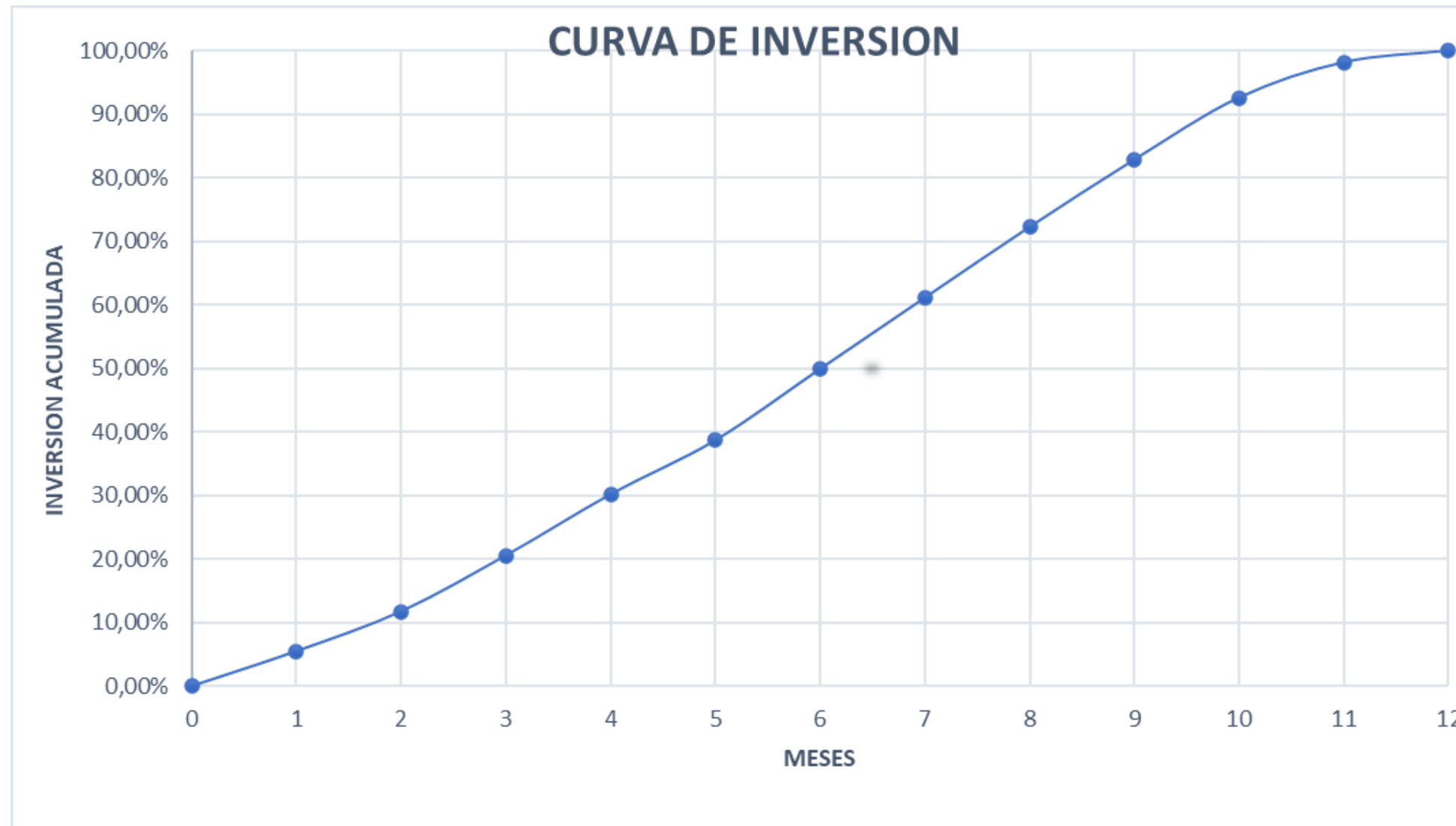
ANEXO VI

PLAN DE TRABAJOS, CURVA DE INVERSIÓN, CÓMPUTOS Y PRESUPUESTOS

PLAN DE TRABAJOS

TRABAJO FINAL															
DIMENSIONADO CORREDOR EN AV 25 DE MAYO.															
CARDOZO - MARTINEZ ROHDE															
Diciembre 2023															
PLAN DE TRABAJO															
N° orden	Rubro	%ind	Meses												
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
1	Excavación no clasificada	26,16%	2,20%	2,40%	2,60%	2,60%	2,70%	2,75%	2,70%	2,46%	2,40%	2,50%	0,85%	0,00%	
2	Terraplen con compactación especial, incluido provisión y tpt	1,53%		0,05%	0,15%	0,18%	0,20%	0,25%	0,25%	0,21%	0,19%	0,05%			
3	Acero en barras, colocado	1,67%	0,05%	0,07%	0,07%	0,18%	0,18%	0,20%	0,20%	0,18%	0,15%	0,15%	0,12%	0,12%	
4	Conductos	4,07%			0,17%	0,45%	0,55%	0,72%	0,72%	0,86%	0,45%	0,15%			
5	Sumidero de pavimento	0,08%			0,01%	0,01%	0,01%	0,01%	0,01%	0,01%	0,01%	0,01%			
6	Construcción de sub-base de suelo cal 3%	19,35%	0,70%	0,90%	1,95%	2,00%	2,35%	2,55%	2,55%	2,45%	2,30%	2,15%	1,80%		
7	Construcción base R.D.C	18,05%	0,60%	0,85%	1,75%	1,90%	2,00%	1,90%	1,90%	2,00%	2,15%	2,00%	1,00%		
8	Construcción de calzada de hormigon e=20 cm	29,04%	1,95%	2,00%	2,10%	2,30%	2,85%	2,85%	2,86%	2,96%	2,92%	2,76%	1,80%	1,70%	
9	Señalización e iluminación	0,05%								0,01%	0,01%	0,01%	0,01%	0,01%	
		100%													
INVERSION MENSUAL			5,50%	6,27%	8,80%	9,62%	8,49%	11,23%	11,19%	11,14%	10,58%	9,78%	5,58%	1,83%	
INVERSION ACUMULADA			5,50%	11,77%	20,57%	30,19%	38,68%	49,91%	61,10%	72,23%	82,81%	92,59%	98,17%	100,00%	

CURVA DE INVERSIÓN



ANÁLISIS DE PRECIOS

													PRECIO DÓLAR OFICIAL	360		
PLANILLA DE MATERIALES																
N° Orden	Material	Fuente			Un	Distancia de transporte	Costo de transporte (\$/tn.km)	Factor u	Costo de transporte	Incidencia de transporte	Manipuleo	Valor por hora	Incidencia por manipuleo	Costo total	Perdidas %	Costo final
		Origen	Costo en origen (1)	U\$D		"(2)"	"(3)"		(4)=(3)*U*km	(5)=(2)*(4)	"(6)"	"(7)"	(8)=(6)*(7)	(9)=1+5+8	"(10)"	11=9+(9*10/100)
1	Hormigón H-30	Resistencia	\$ 61.978,68	\$ 172,2	m3								\$ -	\$ 61.978,68		\$ 61.978,68
2	Hormigón H-35	Resistencia	\$ 65.044,56	\$ 180,7	m3								\$ -	\$ 65.044,56		\$ 65.044,56
3	Acero Ø 6mm	Resistencia	\$ 1.466,17	\$ 4,1	kg	6,0 km	\$ 18,69	0,001 tn/kg	\$ 0,02	\$ 0,11	1,5	\$ 2.986,31	\$ 4.479,47	\$ 5.945,75	0	\$ 5.945,75
4	Acero Ø 8mm	Resistencia	\$ 1.358,65	\$ 3,8	kg	6,0 km	\$ 18,69	0,001 tn/kg	\$ 0,02	\$ 0,11	1,5	\$ 2.986,31	\$ 4.479,47	\$ 5.838,23	0	\$ 5.838,23
5	Acero Ø 10mm	Resistencia	\$ 1.370,27	\$ 3,8	kg	6,0 km	\$ 18,69	0,001 tn/kg	\$ 0,02	\$ 0,11	1,5	\$ 2.986,31	\$ 4.479,47	\$ 5.849,85	0	\$ 5.849,85
6	Acero Ø 12mm	Resistencia	\$ 1.355,14	\$ 3,8	kg	6,0 km	\$ 18,69	0,001 tn/kg	\$ 0,02	\$ 0,11	1,5	\$ 2.986,31	\$ 4.479,47	\$ 5.834,72	0	\$ 5.834,72
7	Acero Ø 20mm	Resistencia	\$ 1.357,26	\$ 3,8	kg	6,0 km	\$ 18,69	0,001 tn/kg	\$ 0,02	\$ 0,11	1,5	\$ 2.986,31	\$ 4.479,47	\$ 5.836,84	0	\$ 5.836,84
8	Acero Ø 25mm	Resistencia	\$ 1.363,64	\$ 3,8	kg	6,0 km	\$ 18,69	0,001 tn/kg	\$ 0,02	\$ 0,11	1,5	\$ 2.986,31	\$ 4.479,47	\$ 5.843,22	0	\$ 5.843,22
9	Acero Ø 32mm	Resistencia	\$ 1.379,52	\$ 3,8	kg	6,0 km	\$ 18,69	0,001 tn/kg	\$ 0,02	\$ 0,11	1,5	\$ 2.986,31	\$ 4.479,47	\$ 5.859,11	0	\$ 5.859,11
10	Alambre N°14	Local	\$ 4.450,00	\$ 12,4	kg	0,0 km		0,001 tn/kg			0,005	\$ 2.986,31	\$ 14,93	\$ 4.464,93	0	\$ 4.464,93
11	Clavo punta paris 1 (30kg)	Local	\$ 2.033,33	\$ 5,6	kg	0,0 km		0,001 tn/kg			0,05	\$ 2.986,31	\$ 149,32	\$ 2.182,65	2	\$ 2.226,30
12	Madera pino 1"x5"	Local	\$ 1.328,00	\$ 3,7	m2	4,3 km	\$ 18,69	0,015 tn/m2	\$ 0,28	\$ 1,21	0,05	\$ 2.986,31	\$ 149,32	\$ 1.478,52	0	\$ 1.478,52
13	Madera pino 3"x3"	Local	\$ 1.557,00	\$ 4,3	m2	4,3 km	\$ 18,69	0,015 tn/m2	\$ 0,28	\$ 1,21	0,05	\$ 2.986,31	\$ 149,32	\$ 1.707,52	0	\$ 1.707,52
14	Fenolico	Local	\$ 4.266,32	\$ 11,9	m2	4,3 km	\$ 18,69	0,015 tn/m2	\$ 0,28	\$ 1,21	1,5	\$ 2.986,31	\$ 4.479,47	\$ 8.746,99	0	\$ 8.746,99
15	Bentonita sodica natural molida	Buenos aires	\$ 49.142,47	\$ 136,5	tn	942,0 km	\$ 18,69	1,0 tn/tn	\$ 18,69	\$ 17.605,98	0,75	\$ 2.986,31	\$ 2.239,73	\$ 68.988,18	0	\$ 68.988,18
16	Camisa metalicas	Esperanza	\$ 16.944,78	\$ 47,1	tn	536,0 km	\$ 18,69	1,0 tn/tn	\$ 18,69	\$ 10.017,84	0,05	\$ 2.986,31	\$ 149,32	\$ 27.111,94	0	\$ 27.111,94
17	Asfalto 50-60	Santa Fe	\$ 17.374,56	\$ 48,3	m3	548,0 km	\$ 18,69	2,55 tn/m3	\$ 47,66	\$ 26.117,41		\$ 2.986,31	\$ -	\$ 43.491,97	0	\$ 43.491,97
18	Vigas pretensadas	Cordoba	\$ 1.948.282,33	\$ 5.411,9	Un								\$ -	\$ 1.948.282,33		\$ 1.948.282,33
19	Neopreno armado	Buenos aires	\$ 7.500,00	\$ 20,8	Un	942,0 km	\$ 18,69	0,0003 tn/un	\$ 0,01	\$ 5,28	1,5	\$ 2.986,31	\$ 4.479,47	\$ 11.984,75	0	\$ 11.984,75
20	Defensa New Jersey	In situ	\$ 14.719,77	\$ 40,9	m		\$ 18,69						\$ -	\$ 14.719,77	0	\$ 14.719,77
21	Barandas peatonal	Resistencia	\$ 84.272,00	\$ 234,1	m	942,0 km	\$ 18,69				1,5	\$ 2.986,31	4479,468437	\$ 88.751,47	0	\$ 88.751,47
22	Conducto 1x 0,60 m	Resistencia	\$ 38.200,00	\$ 106,1	m	6,0 km	\$ 18,69	1,0 tn/tn	\$ 18,69	\$ 112,14	1,5	\$ 2.986,31	4479,468437	\$ 42.791,61	0	\$ 42.791,61
23	Conducto 1x0,80 m	Resistencia	\$ 40.110,00	\$ 111,4	m	6,0 km	\$ 18,69	1,0 tn/tn	\$ 18,69	\$ 112,14	1,5	\$ 2.986,31	4479,468437	\$ 44.701,61	0	\$ 44.701,61
24	Conducto 1x1 m	Resistencia	\$ 45.500,00	\$ 126,4	m	6,0 km	\$ 18,69	1,0 tn/tn	\$ 18,69	\$ 112,14	1,5	\$ 2.986,31	4479,468437	\$ 50.091,61	0	\$ 50.091,61
25	Conducto 1x1,5m	Resistencia	\$ 50.200,00	\$ 139,4	m	6,0 km	\$ 18,69	1,0 tn/tn	\$ 18,69	\$ 112,14	1,5	\$ 2.986,31	4479,468437	\$ 54.791,61	0	\$ 54.791,61
26	Conducto 1x2m	Resistencia	\$ 52.000,00	\$ 144,4	m	6,0 km	\$ 18,69	1,0 tn/tn	\$ 18,69	\$ 112,14	1,5	\$ 2.986,31	4479,468437	\$ 56.591,61	0	\$ 56.591,61
27	Señalización horizontal	Resistencia	\$ 18.000,00	\$ 50,0	\$/m2	6,0 km	\$ 19,69	2,0 tn/tn	\$ 39,38	\$ -	1,5	\$ 2.986,31	4479,468437	\$ 22.479,47	0	\$ 22.479,47
28	Señalización horizontal	Resistencia	\$ 22.000,00	\$ 61,1	Un	6,0 km	\$ 20,69	3,0 tn/tn	\$ 18,69	\$ -	1	\$ 2.986,31	2986,312291	\$ 24.986,31	0	\$ 24.986,31
29	Iluminacion	Resistencia	\$ 500.000,00	\$ 1.388,9	Gl	6,0 km	\$ 21,69	4,0 tn/tn	\$ 18,69	\$ -	1	\$ 2.986,31	2986,312291	\$ 502.986,31	0	\$ 502.986,31
30	Cal hidraulica	Resistencia	\$ 150.800,00	\$ 418,9	Tn	0,0 km	\$ 20,00	0,0 tn/tn	\$ 18,69	\$ -	1	\$ 2.986,31	2986,312291	\$ 153.786,31	0	\$ 153.786,31
31	Cemento	Resistencia	\$ 122.000,00	\$ 338,9	Tn	0,0 km	\$ 20,00	1,0 tn/tn	\$ 20,00	\$ -	1	\$ 2.986,31	2986,312291	\$ 124.986,31	1	\$ 126.236,18

			PRECIO DÓLAR OFICIAL				360									
Nº Orden	Designacion	Potencia hp	Costo Actual		Valor Residual \$ 20% de 4	Vida Util h	Uso Anual h	Costo de Amortizacion e Intereses \$/h	Reparaciones y Repuestos \$/h 30% de 8	Equipo \$/h	Combustibles					Costo total \$/h
			\$	U\$D							Tipo	Precio Unitario \$/lts	Consumo de Combustible	Consumo de Lubricante 11%	Consumo Total x Unidad	
1	2	3	4		5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
1	Retroexcavadora	99	\$ 36.210.786,52	\$ 100.585,52	\$ 7.242.157,30	10000	2000	\$ 6.517,94	\$ 1.955,38	\$ 8.473,32	Gas-Oil	\$ 556,00	19	2,09	21,09	\$ 20.199,36
2	Motoniveladora	220	\$ 89.632.209,44	\$ 248.978,36	\$ 17.926.441,89	10000	2000	\$ 16.133,80	\$ 4.840,14	\$ 20.973,94	Gas-Oil	\$ 556,00	16	1,76	17,76	\$ 30.848,50
3	Regla Vibradora	5	\$ 1.026.813,26	\$ 2.852,26	\$ 205.362,65	10000	1000	\$ 184,83	\$ 55,45	\$ 240,27	Nafta	\$ 467,00	3	0,33	3,33	\$ 1.795,38
4	Camion con Hidrogrua	150	\$ 48.912.141,70	\$ 135.867,06	\$ 9.782.428,34	10000	2000	\$ 8.804,19	\$ 2.641,26	\$ 11.445,44	Gas-Oil	\$ 556,00	15	1,65	16,65	\$ 20.702,84
5	Aserradora de Junta	4	\$ 735.896,63	\$ 2.044,16	\$ 147.179,33	10000	500	\$ 132,46	\$ 39,74	\$ 172,20	Nafta	\$ 467,00	2	0,22	2,22	\$ 1.208,94
6	Vibrocompactador	145	\$ 26.836.351,21	\$ 74.545,42	\$ 5.367.270,24	10000	800	\$ 4.830,54	\$ 1.449,16	\$ 6.279,71	Gas-Oil	\$ 556,00	20	2,2	22,2	\$ 18.622,91
7	Grupo Electrogeno 30 Kva	55	\$ 3.957.666,30	\$ 10.993,52	\$ 791.533,26	10000	1000	\$ 712,38	\$ 213,71	\$ 926,09	Nafta	\$ 467,00	12	1,32	13,32	\$ 7.146,53
8	Camion con Batea	210	\$ 30.930.480,46	\$ 85.918,00	\$ 6.186.096,09	10000	2000	\$ 5.567,49	\$ 1.670,25	\$ 7.237,73	Gas-Oil	\$ 556,00	15	1,65	16,65	\$ 16.495,13
9	Pilotera rotativa	400	\$ 234.095.155,69	\$ 650.264,32	\$ 46.819.031,14	10000	500	\$ 42.137,13	\$ 12.641,14	\$ 54.778,27	Gas-Oil	\$ 556,00	30	3,3	33,3	\$ 73.293,07
10	Soldadora electrica	0	\$ 7.124.781,84	\$ 19.791,06	\$ 1.424.956,37	10000	2000	\$ 1.282,46	\$ 384,74	\$ 1.667,20					0	\$ 1.667,20
11	Motobomba con manguera	10	\$ 1.167.535,82	\$ 3.243,16	\$ 233.507,16	10000	2000	\$ 210,16	\$ 63,05	\$ 273,20	Gas-Oil	\$ 556,00	15	1,65	16,65	\$ 9.530,60
12	Rastra de 24 discos de 26"	0	\$ 3.619.541,53	\$ 10.054,28	\$ 723.908,31	10000	2000	\$ 651,52	\$ 195,46	\$ 846,97					0	\$ 846,97
13	Rodillo pata de cabra autopropulsado	120	\$ 33.047.945,39	\$ 91.799,85	\$ 6.609.589,08	10000	2000	\$ 5.948,63	\$ 1.784,59	\$ 7.733,22	Gas-Oil	\$ 556,00	25	2,75	27,75	\$ 23.162,22
14	Tractor neumatico	109	\$ 18.569.797,89	\$ 51.582,77	\$ 3.713.959,58	10000	2000	\$ 3.342,56	\$ 1.002,77	\$ 4.345,33	Gas-Oil	\$ 556,00	20	2,2	22,2	\$ 16.688,53
15	Camion regador de agua	140	\$ 36.195.368,76	\$ 100.542,69	\$ 7.239.073,75	10000	2000	\$ 6.515,17	\$ 1.954,55	\$ 8.469,72	Gas-Oil	\$ 556,00	15	1,65	16,65	\$ 17.727,12
16	Terminadora asfaltica	170	\$ 69.681.068,16	\$ 193.558,52	\$ 13.936.213,63	10000	2000	\$ 12.542,59	\$ 3.762,78	\$ 16.305,37					0	\$ 16.305,37
17	Rodillo neomatico autopropulsado	94	\$ 39.342.792,13	\$ 109.285,53	\$ 7.868.558,43	10000	2000	\$ 7.081,70	\$ 2.124,51	\$ 9.206,21	Gas-Oil	\$ 556,00	20	2,2	22,2	\$ 21.549,41
18	Cargadora frontal	130	\$ 46.636.847,78	\$ 129.546,80	\$ 9.327.369,56	10000	2000	\$ 8.394,63	\$ 2.518,39	\$ 10.913,02	Gas-Oil	\$ 556,00	12	1,32	13,32	\$ 18.318,94

Trabajo Final 2023 - Cardozo-Martinez Rohde

Etapa I: pavimento y desagües pluviales en Fontana

Planilla de cantidades

U\$D

360

ANALISIS DE PRECIOS

1. Excavación no clasificada

RUBRO Excavacion no clasificada

Descripcion Movimiento de suelo

Designacion	Unidad	Rendimiento	Costo unitario	Costo parcial
-------------	--------	-------------	----------------	---------------

Mano de obra

Oficial especializado	h	1	\$ 4.142,52	\$ 4.142,52
-----------------------	---	---	-------------	-------------

Ayudante	h	1,5	\$ 2.986,31	\$ 4.479,47
----------	---	-----	-------------	-------------

SUB-TOTAL MANO DE OBRA			\$	8.621,99
------------------------	--	--	----	----------

Materiales

	\$ -	\$ -
--	------	------

SUB-TOTAL MATERIALES		\$ -
----------------------	--	------

Equipos

	\$ -	\$ -
--	------	------

Retroexcavadora	h	0,5	\$ 20.199,36	\$ 10.099,68
-----------------	---	-----	--------------	--------------

Camion con Batea	h	0,5	\$ 16.495,13	\$ 8.247,57
------------------	---	-----	--------------	-------------

SUB-TOTAL EQUIPOS			\$	18.347,25
-------------------	--	--	----	-----------

COSTO DIRECTO			\$	26.969,23
---------------	--	--	----	-----------

Coeficiente				1,67
-------------	--	--	--	------

PRECIO UNITARIO			\$	45.110,09
-----------------	--	--	----	-----------

U\$D			\$	125,31
------	--	--	----	--------

2. Terraplen con Compactación Especial, Incluido Provisión y Tpte.						
RUBRO	Movimiento de suelo					
Descripcion	Relleno					
Designacion			Unidad	Rendimiento	Costo unitario	Costo parcial
Mano de obra						
Oficial especializado			h	1	\$ 4.142,52	\$ 4.142,52
Oficial			h	1	\$ 3.528,08	\$ 3.528,08
Ayudante			h	4	\$ 2.986,31	\$ 11.945,25
SUB-TOTAL MANO DE OBRA					\$	19.615,84
Materiales						
			tn		\$ -	\$ -
SUB-TOTAL MATERIALES					\$	-
Equipos						
Motoniveladora			h	0,02	\$ 30.848,50	\$ 616,97
Retroexcavadora			h	0,02	\$ 20.199,36	\$ 403,99
Rastra de 24 discos de 26"			h	0,02	\$ 846,97	\$ 16,94
Rodillo pata de cabra autopropulsado			h	0,02	\$ 23.162,22	\$ 463,24
Tractor neumatico			h	0,02	\$ 16.688,53	\$ 333,77
Camion regador de agua			h	0,01	\$ 17.727,12	\$ 177,27
SUB-TOTAL EQUIPOS					\$	2.012,18

165

166

5. Conducto de 1x 1.50m						
Designacion			Unidad	Rendimiento	Costo unitario	Costo parcial
Mano de obra						
Oficial especializado			h	2	\$ 4.142,52	\$ 8.285,03
Oficial			h	2	\$ 3.528,08	\$ 7.056,15
Ayudante			h	4	\$ 2.986,31	\$ 11.945,25
			SUB-TOTAL MANO DE OBRA			\$ 27.286,44
Materiales						
Conducto 1x1,5m			m	0,1	\$ 50.200,00	\$ 5.020,00
			kg	8,5	\$ -	\$ -
			kg	14,2	\$ -	\$ -
			kg	0,6	\$ -	\$ -
			kg	1	\$ -	\$ -
			m2	3,7	\$ -	\$ -
			m2	2	\$ -	\$ -
			SUB-TOTAL MATERIALES			\$ 5.020,00
Equipos						
Retroexcavadora			h	1,2	\$ 20.199,36	\$ 24.239,24
Camion con Batea			h	0,6	\$ 16.495,13	\$ 9.897,08
			SUB-TOTAL EQUIPOS			\$ 34.136,32

6. Conducto de 1x 2.0m						
Designacion			Unidad	Rendimiento	Costo unitario	Costo parcial
Mano de obra						
Oficial especializado			h	2	\$ 4.142,52	\$ 8.285,03
Oficial			h	2	\$ 3.528,08	\$ 7.056,15
Ayudante			h	4	\$ 2.986,31	\$ 11.945,25
SUB-TOTAL MANO DE OBRA					\$	27.286,44
Materiales						
Conducto 1x2m			m	0,1	\$ 52.000,00	\$ 5.200,00
			kg	8,5	\$ -	\$ -
			kg	14,2	\$ -	\$ -
			kg	0,6	\$ -	\$ -
			kg	1	\$ -	\$ -
			m2	3,7	\$ -	\$ -
			m2	2	\$ -	\$ -
SUB-TOTAL MATERIALES					\$	5.200,00
Equipos						
Retroexcavadora			h	1,2	\$ 20.199,36	\$ 24.239,24
Camion con Batea			h	0,6	\$ 16.495,13	\$ 9.897,08
SUB-TOTAL EQUIPOS					\$	34.136,32
				</		

169

170

9 Construcción Base R.D.C.						
Designacion			Unidad	Rendimiento	Costo unitario	Costo parcial
Mano de obra						
Oficial especializado			h	2	\$ 4.142,52	\$ 8.285,03
Oficial			h	1	\$ 3.528,08	\$ 3.528,08
Ayudante			h	1	\$ 2.986,31	\$ 2.986,31
SUB-TOTAL MANO DE OBRA						\$ 14.799,42
Materiales						
Cemento			U	0,15	\$ 126.236,18	\$ 18.935,43
a razon de 150kg/m3						
			kg		\$ -	\$ -
			kg		\$ -	\$ -
			m2		\$ -	\$ -
			m2		\$ -	\$ -
SUB-TOTAL MATERIALES						\$ 18.935,43
Equipos						
			h	1,2	\$ -	\$ -
Motoniveladora			h	1,2	\$ 30.848,50	\$ 37.018,20
Camion con Hidrogrua			h	0,8	\$ 20.702,84	\$ 16.562,27
Rastra de 24 discos de 26"			h	0,8	\$ 846,97	\$ 677,58
Rodillo pata de cabra autopropulsado			h	0,8	\$ 23.162,22	\$ 18.529,78
Camion regador de agua			h	1,8	\$ 17.727,12	\$ 31.908,81
SUB-TOTAL EQUIPOS						\$ 104.696,63

172

11 Señalización horizontal						
Designacion			Unidad	Rendimiento	Costo unitario	Costo parcial
Mano de obra						
Oficial especializado			h	0	\$ 4.142,52	\$ -
Oficial			h	1	\$ 3.528,08	\$ 3.528,08
Ayudante			h	1	\$ 2.986,31	\$ 2.986,31
SUB-TOTAL MANO DE OBRA						\$ 6.514,39
Materiales						
Señalización horizontal			m2	0,5	\$ 22.479,47	\$ 11.239,73
			kg		\$ -	\$ -
			kg		\$ -	\$ -
			m2		\$ -	\$ -
			m2		\$ -	\$ -
SUB-TOTAL MATERIALES						\$ 11.239,73
Equipos						
			h	1,2	\$ -	\$ -
			h	0,6	\$ -	\$ -
			h	0,8	\$ -	\$ -
			h	0,8	\$ -	\$ -
			h	0,8	\$ -	\$ -
SUB-TOTAL EQUIPOS						\$ -
COSTO DIRECTO						\$ 17.754,12
Coeficiente						1,67
PRECIO UNITARIO						\$ 29.696,43
					U\$D	\$ 82,49

12 Señalización vertical						
Designación			Unidad	Rendimiento	Costo unitario	Costo parcial
Mano de obra						
Oficial especializado			h	0	\$ 4.142,52	\$ -
Oficial			h	1	\$ 3.528,08	\$ 3.528,08
Ayudante			h	1	\$ 2.986,31	\$ 2.986,31
SUB-TOTAL MANO DE OBRA						\$ 6.514,39
Materiales						
Señalización Vertical			U	0,5	\$ 24.986,31	\$ 12.493,16
			kg		\$ -	\$ -
			kg		\$ -	\$ -
			m2		\$ -	\$ -
			m2		\$ -	\$ -
SUB-TOTAL MATERIALES						\$ 12.493,16
Equipos						
			h	1,2	\$ -	\$ -
			h	0,6	\$ -	\$ -
			h	0,8	\$ -	\$ -
			h	0,8	\$ -	\$ -
			h	0,8	\$ -	\$ -
SUB-TOTAL EQUIPOS						\$ -
COSTO DIRECTO						\$ 19.007,55
Coeficiente						1,67
PRECIO UNITARIO						\$ 31.792,97
					USD	\$ 88,31

13 Iluminacion							
Designacion			Unidad	Rendimiento	Costo unitario	Costo parcial	
Mano de obra							
Oficial especializado			h	1	\$ 4.142,52	\$	4.142,52
Oficial			h	1	\$ 3.528,08	\$	3.528,08
Ayudante			h	1	\$ 2.986,31	\$	2.986,31
			SUB-TOTAL MANO DE OBRA			\$	10.656,91
Materiales							
Iluminacion			U	1	\$ 502.986,31	\$	502.986,31
			kg		\$ -	\$	-
			kg		\$ -	\$	-
			m2		\$ -	\$	-
			m2		\$ -	\$	-
			SUB-TOTAL MATERIALES			\$	502.986,31
Equipos							
			h	1,2	\$ -	\$	-
Camion con Hidrogrua			h	1,2	\$ 20.702,84	\$	24.843,41
			h	0,8	\$ -	\$	-
			h	0,8	\$ -	\$	-
			h	0,8	\$ -	\$	-
			SUB-TOTAL EQUIPOS			\$	24.843,41
			COSTO DIRECTO			\$	538.486,63
			Coeficiente				1,67
			PRECIO UNITARIO			\$	900.699,66
					USD	\$	2.501,94

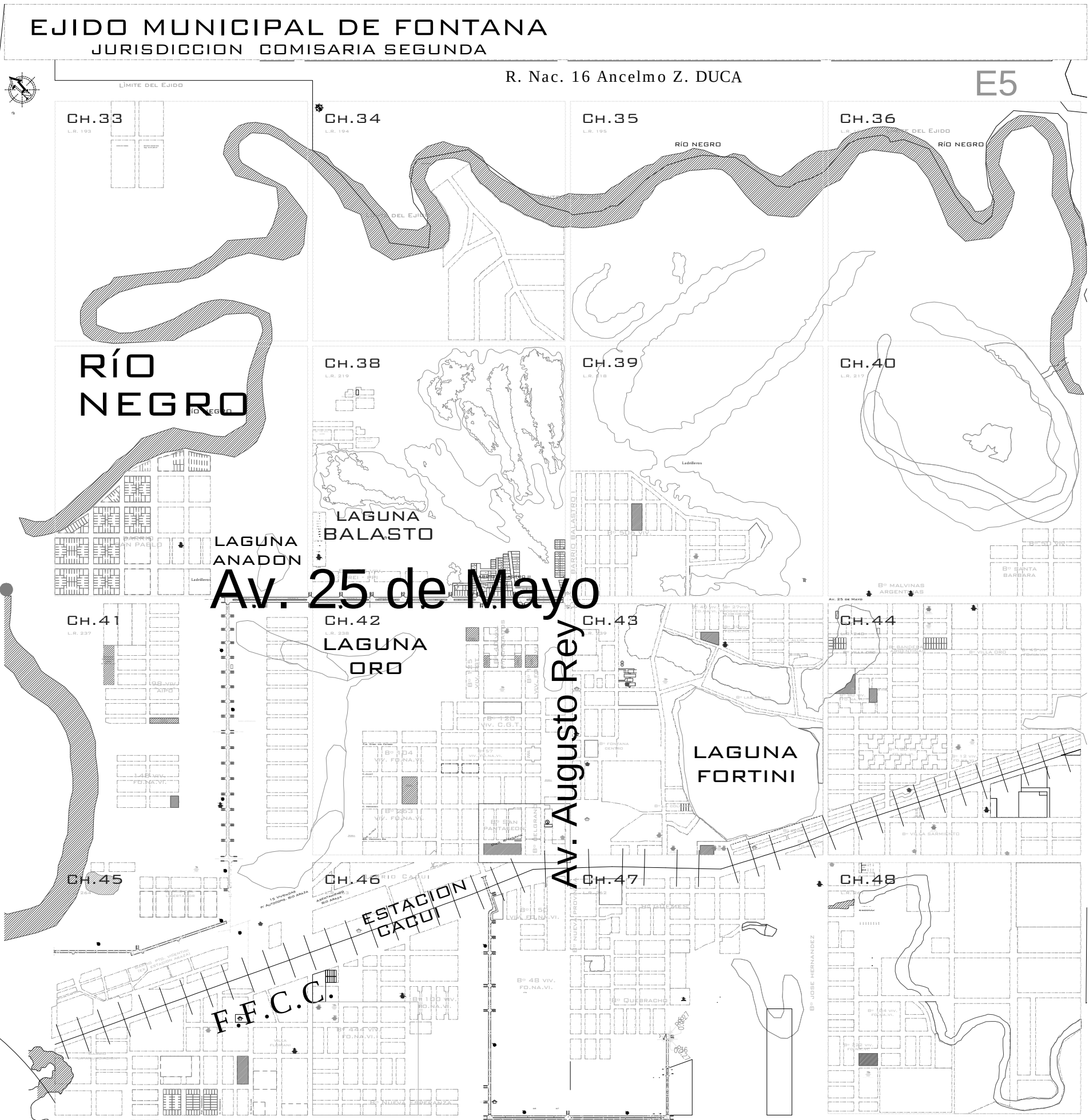
PLANOS

ÍNDICE DE PLANOS

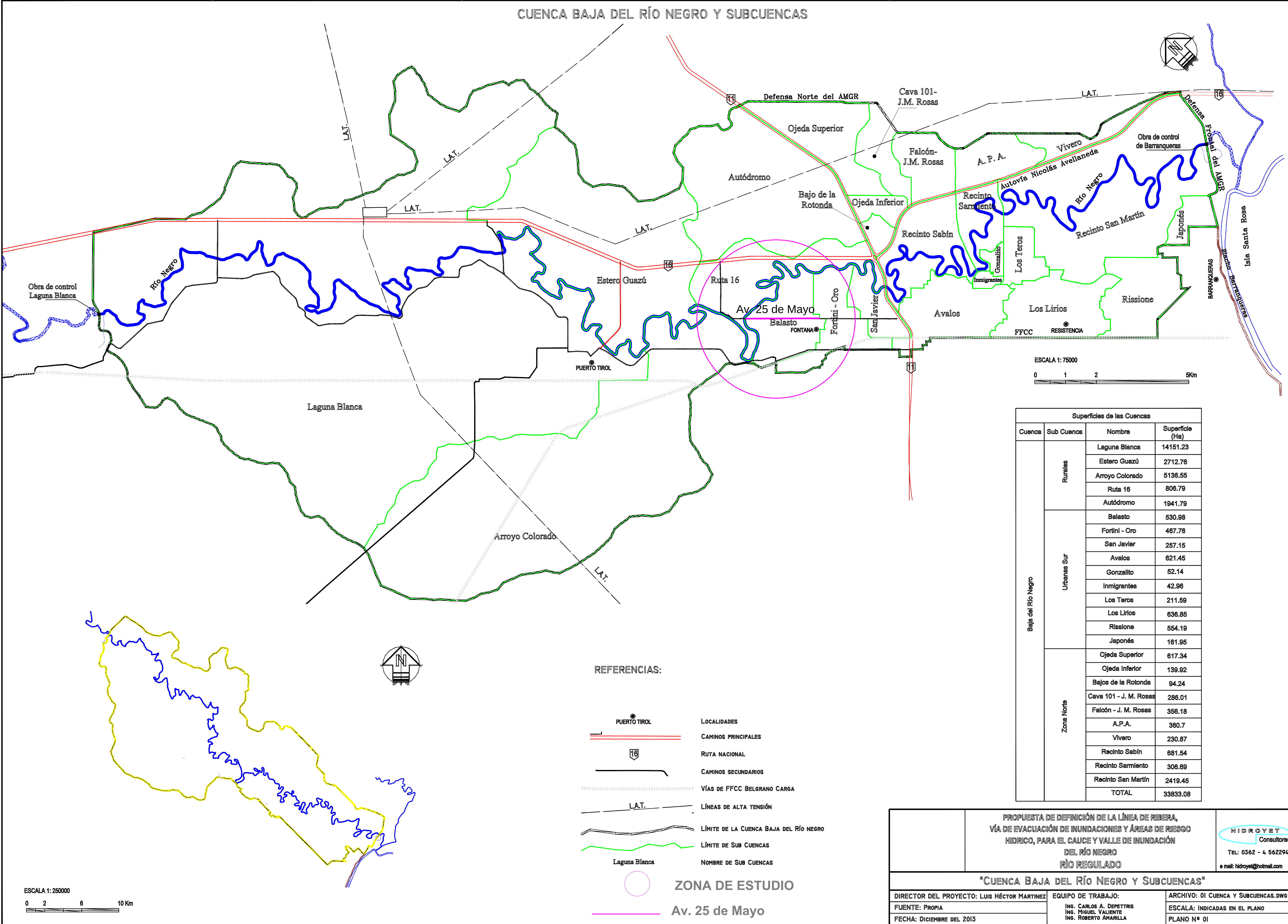
-	<i>PLANO N°1: Ubicación de zona de estudio</i>	<i>178</i>
-	<i>PLANO N°2: Cuenca y subcuencas</i>	<i>179</i>
-	<i>PLANO N°3: Zona de estudio</i>	<i>180</i>
-	<i>PLANO N°4: Perfil tipo de obra Av. 25 de Mayo</i>	<i>181</i>
-	<i>PLANO N°5: Detalles constructivos</i>	<i>182</i>
-	<i>PLANO N°6: Cuenca baja del río Negro</i>	<i>183</i>
-	<i>PLANO N°7: Curvas de nivel Fontana</i>	<i>184</i>
-	<i>PLANO N°8: Áreas de aporte</i>	<i>185</i>
-	<i>PLANO N°9: Hidrodinámica</i>	<i>186</i>
-	<i>PLANO N°10: Detalles sumideros</i>	<i>176</i>

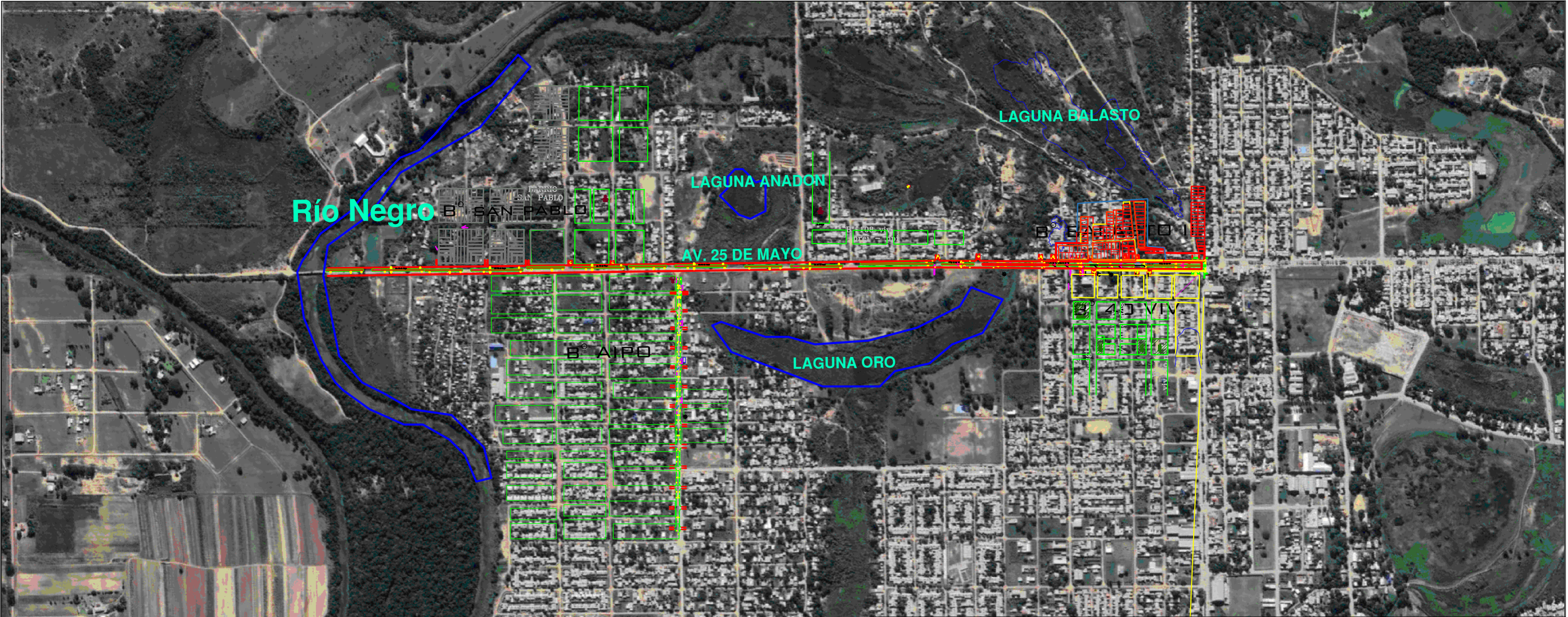
PROVINCIA DEL CHACO

CIUDAD DE FONTANA



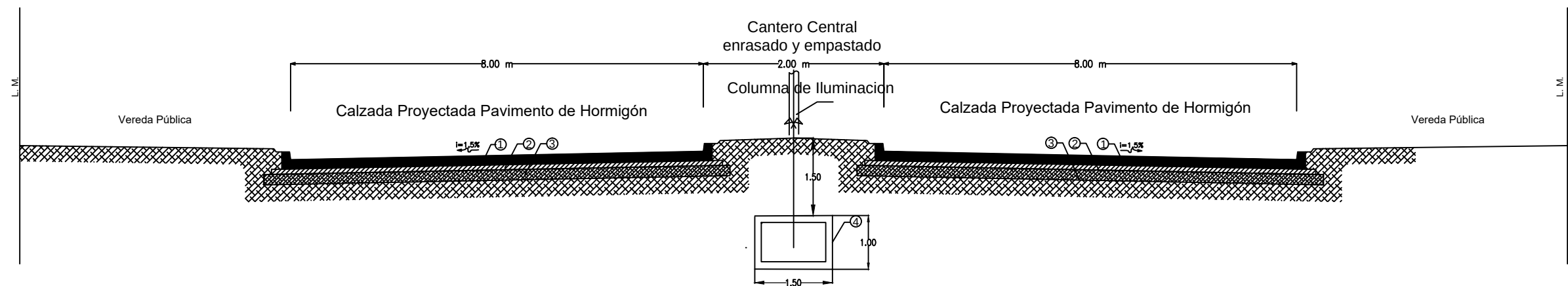
UNNE Facultad de Ingenieria	PLANIFICACIÓN HIDROVIAL DEL CORREDOR PUERTO TIROL - AMGR	
	TRABAJO FINAL	ETAPA I: PAVIMENTO Y DESAGÜES PLUVIALES EN FONTANA
CARDOZO MARTINEZ ROHDE	UBICACIÓN DE ZONA DE ESTUDIO	Escala: VARIAS
		Fecha: diciembre 2023 PLANO N°01





			PLANIFICACION HIDROVIAL DEL CORREDOR PUERTO TIROL - AMGR		
		TRABAJO FINAL	ETAPA I: PAVIMENTO Y DESAGÜES PLUVIALES EN FONTANA		
		CARDOZO MARTINEZ ROHDE	ZONA DE ESTUDIO	Escala: 1:15000	
				Fecha: diciembre 2023	
			PLANO N°03		

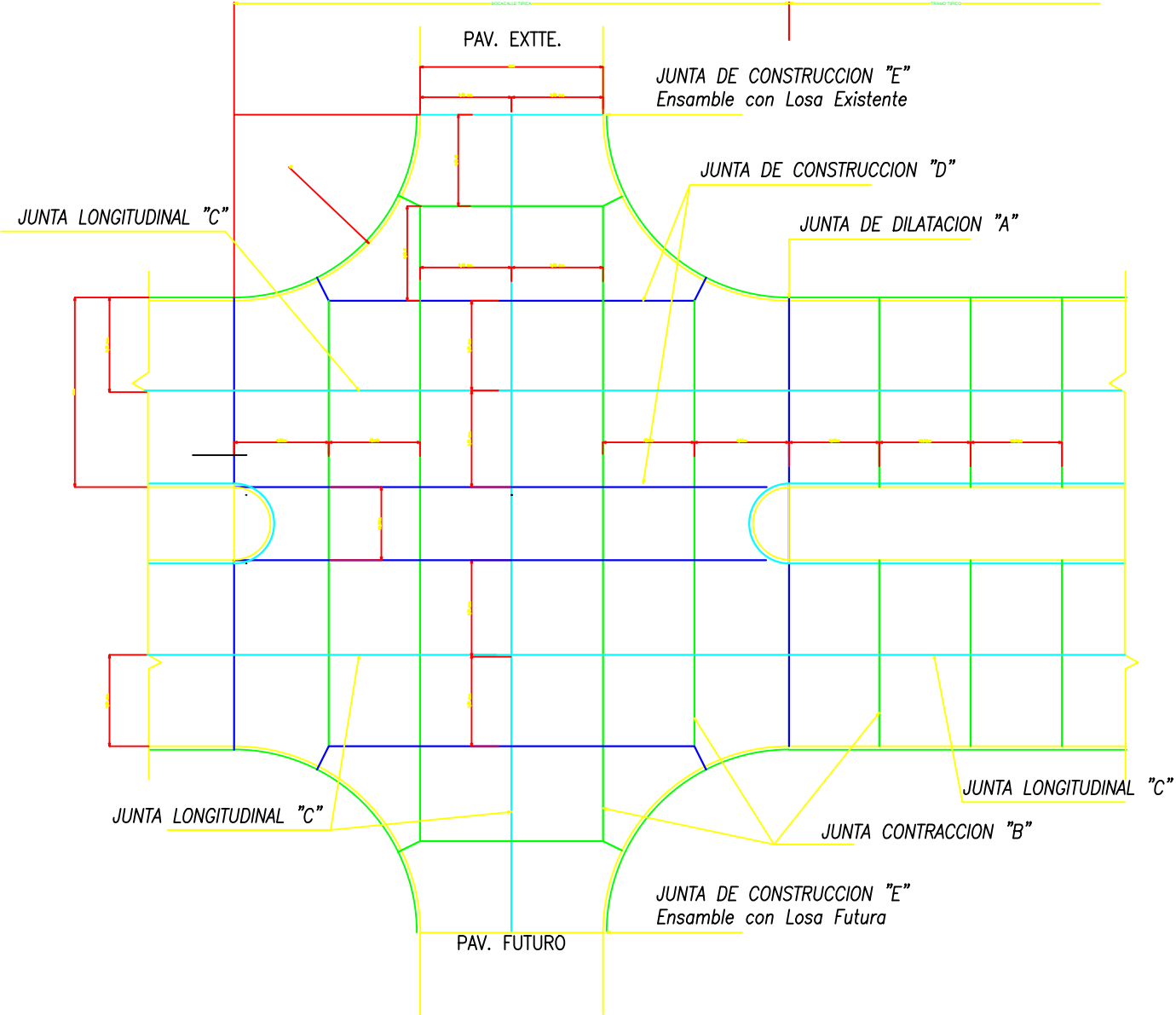
PERFIL TIPO DE OBRA Av. 25 DE MAYO



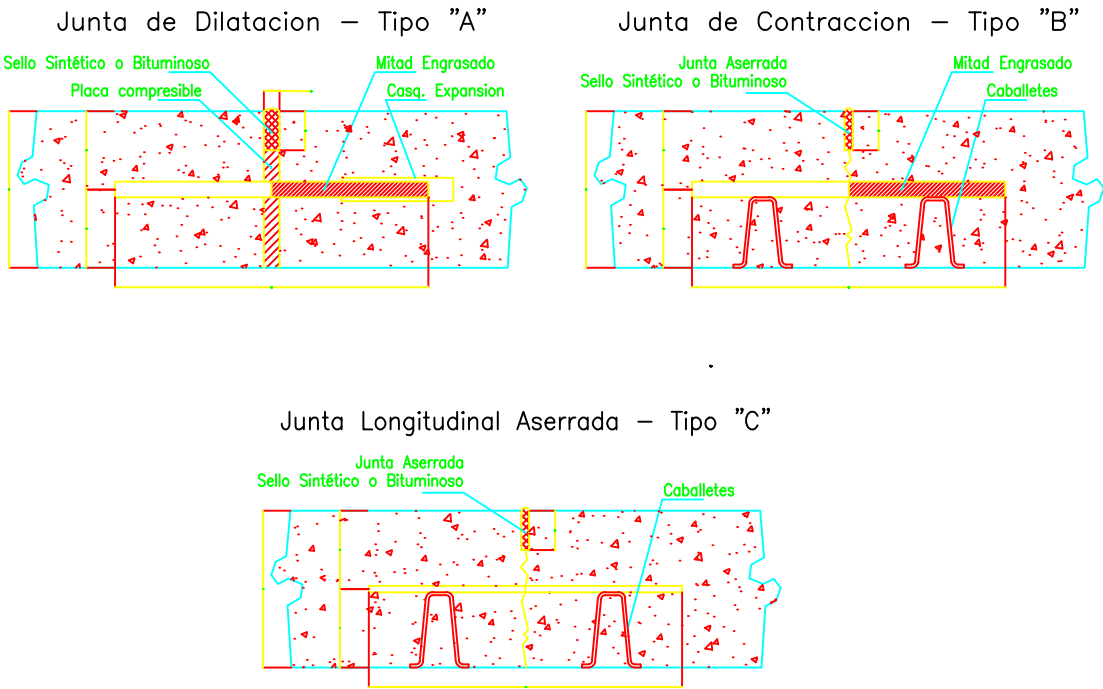
- ① - Pavimento de Hormigón Tipo H-30, e=0,20m
- ② - Base R.D.C., e=0,15m
- ③ - Sub-base suelo cal, 3%
- ④ - Conducto

	PLANIFICACION HIDROVIAL DEL CORREDOR PUERTO TIROL - AMGR	
TRABAJO FINAL	ETAPA I: PAVIMENTO Y DESAGÜES PLUVIALES EN FONTANA	
CARDOZO MARTINEZ ROHDE	PERFIL TIPO DE OBRA AV. 25 DE MAYO	Escala: 1:200
		Fecha: diciembre 2023
		PLANO N°04

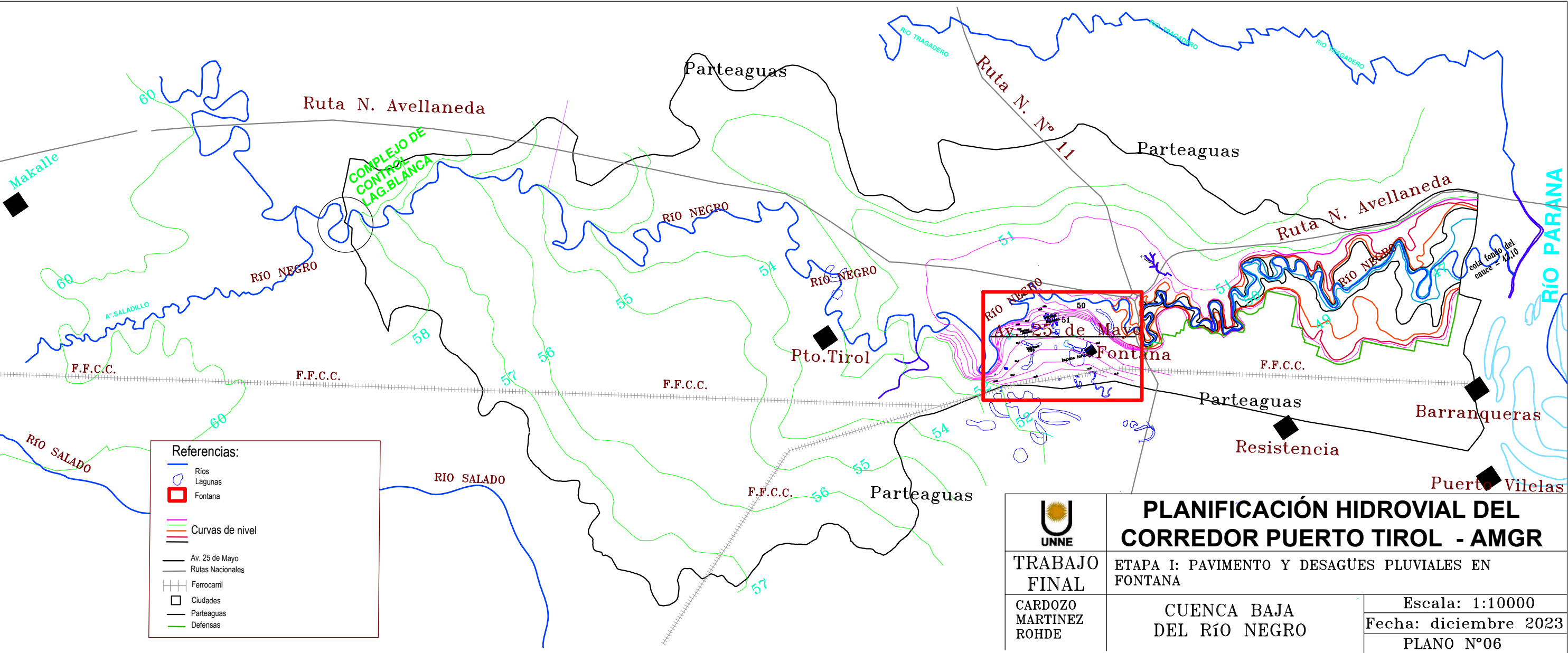
DETALLE DE DISTRIBUCION DE JUNTAS P/AVENIDA



DETALLES CONSTRUCTIVOS DE JUNTAS DE PAVIMENTO DE Hº.



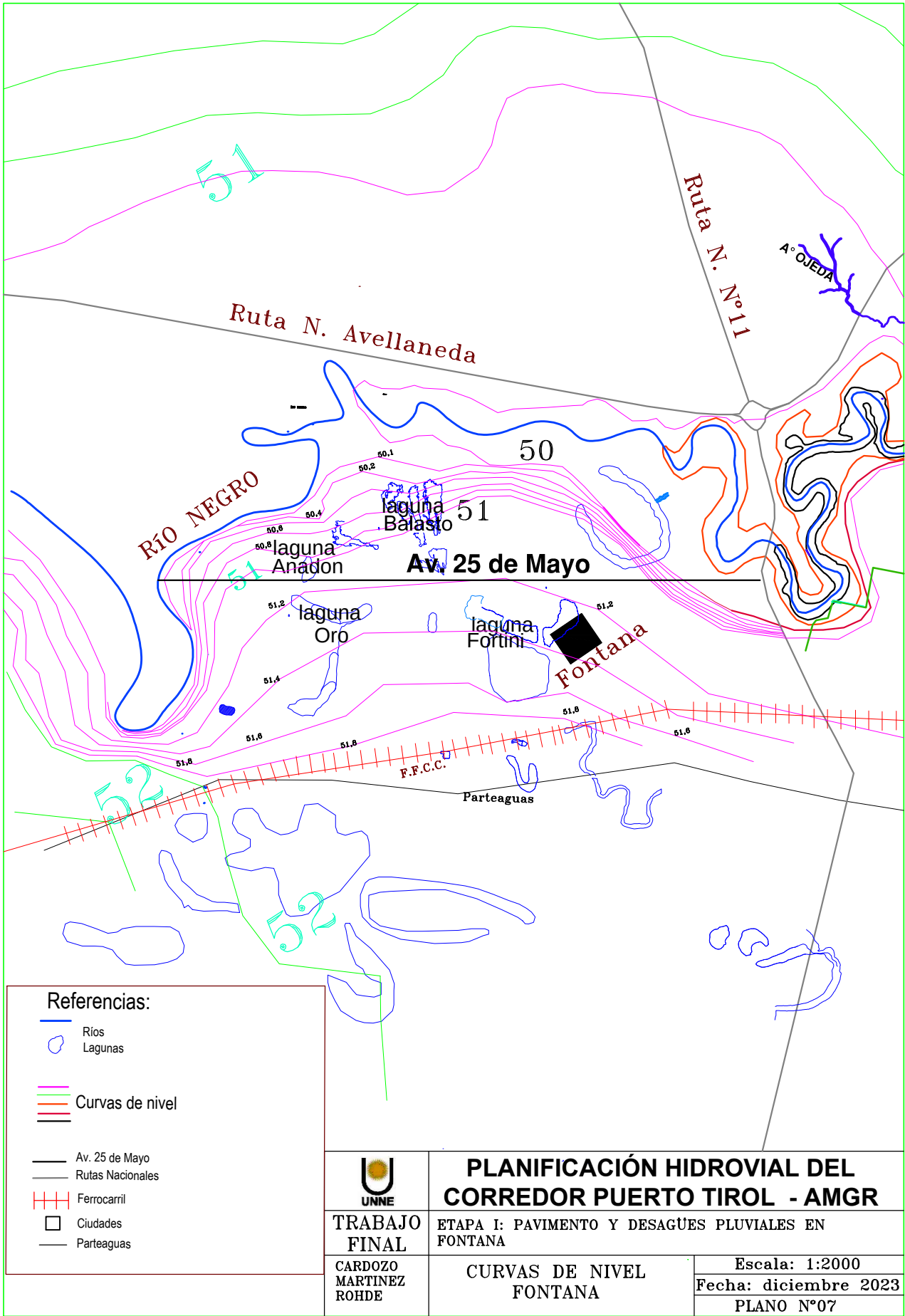
	PLANIFICACION HIDROVIAL DEL CORREDOR PUERTO TIROL - AMGR		
TRABAJO FINAL	ETAPA I: PAVIMENTO Y DESAGÜES PLUVIALES EN FONTANA		
CARDOZO MARTINEZ ROHDE	DETALLES CONSTRUCTIVOS	Escalas varias	
		Fecha: diciembre 2023	
		PLANO N°05	

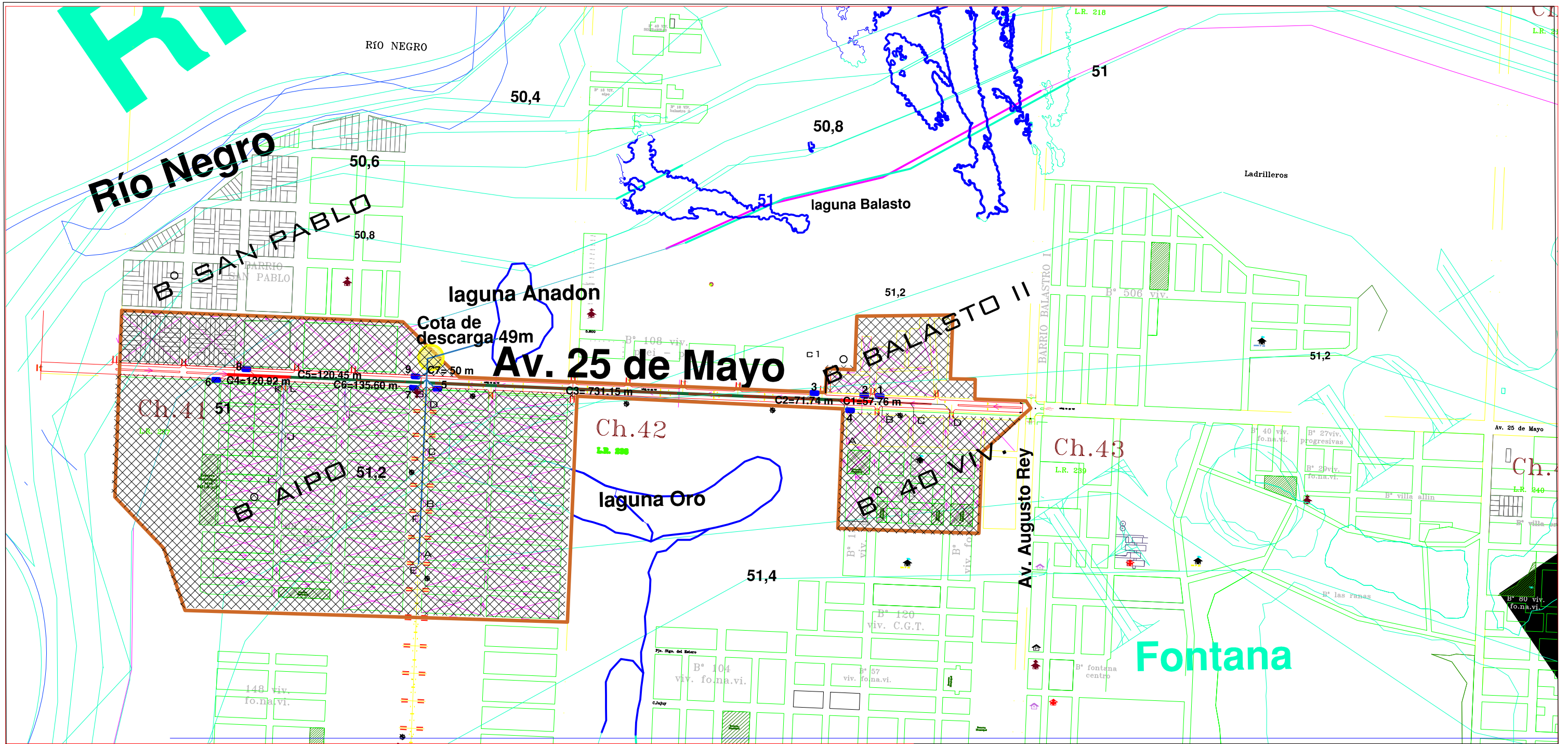


UNNE

TRABAJO FINAL

CARDOZO MARTINEZ ROHDE





Referencias:

- Área de aporte
- Boca de tormenta
- C1, C4 (conductos)
- C2, C3, C5, C6 (conductos)
- Sentido de escurrimiento
- Curvas de nivel
- Cota de descarga



TRABAJO
FINAL

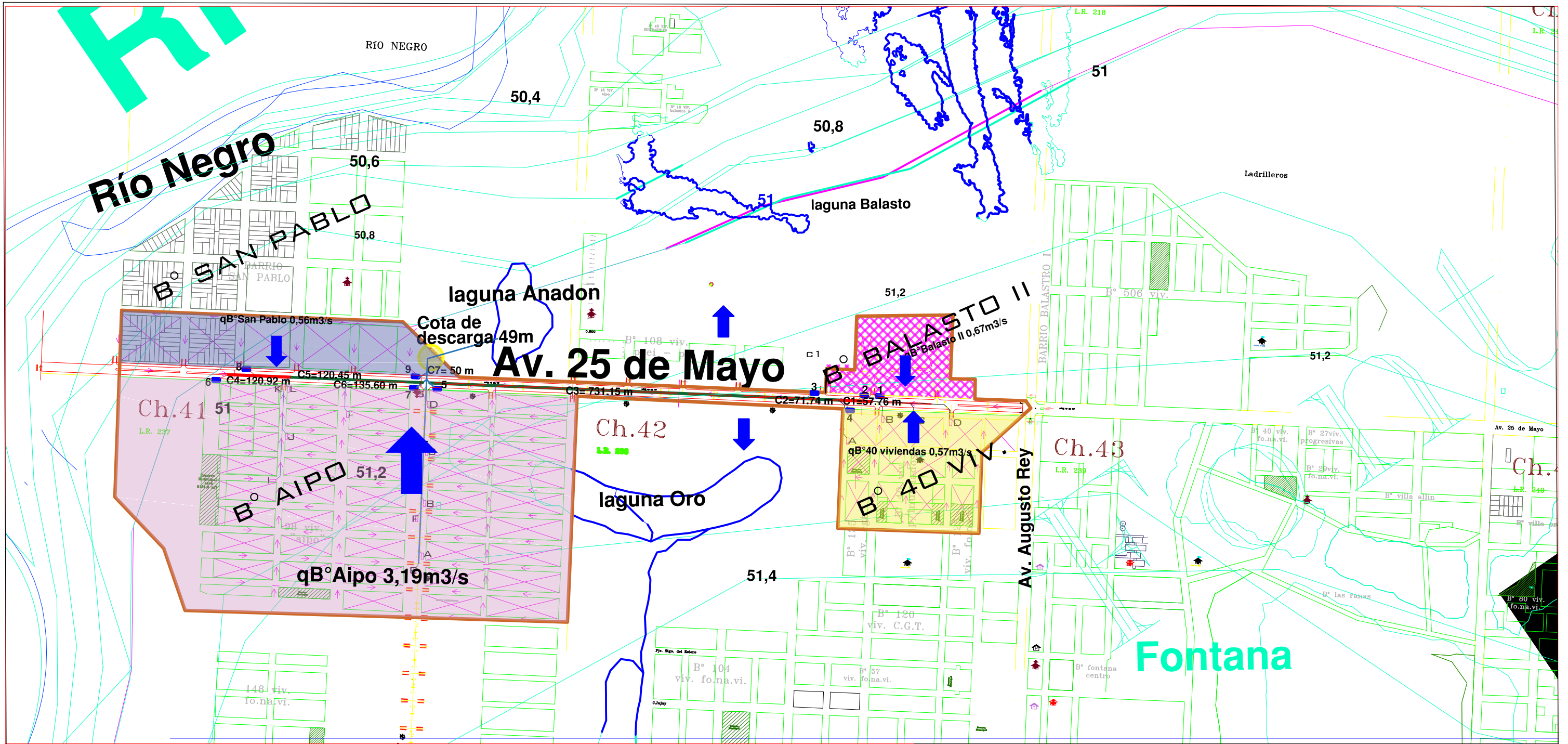
CARDOZO
MARTINEZ
ROHDE

PLANIFICACIÓN HIDROVIAL DEL CORREDOR
PUERTO TIROL-AMGR

ETAPA I: PAVIMENTO Y DESAGÜES PLUVIALES EN FONTANA

ÁREAS DE
APORTE

Escala: 1:100
Fecha: diciembre 2023
PLANO N°08



- Referencias:
- Área de aporte
 - Boca de tormenta
 - C1 , C 4 (conductos)
 - C2 , C 3, C5, C6 (conductos)
 - Hidrodinámica
 - Curvas de nivel
 - Cota de descarga



TRABAJO
FINAL

CARDOZO
MARTINEZ
ROHDE

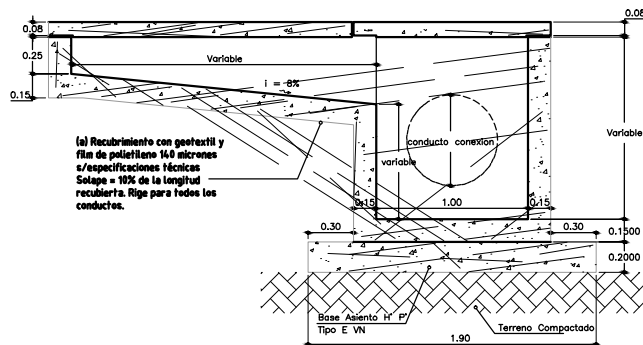
PLANIFICACIÓN HIDROVIAL DEL CORREDOR
PUERTO TIROL-AMGR

ETAPA I: PAVIMENTO Y DESAGÜES PLUVIALES EN FONTANA

HIDRODINÁMICA

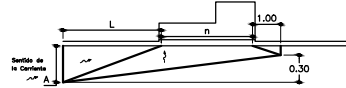
Escala: 1:100
Fecha: diciembre 2023
PLANO N°09

CORTE POR A-A

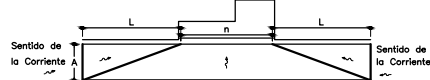


Modificación Pavimento

Corriente en un Solo Sentido



Corriente en Ambos Sentidos

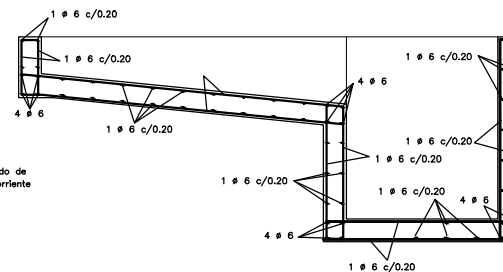


L (m) = 1.50 + 0.50 x n

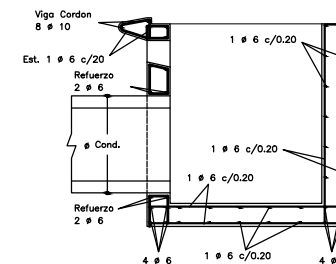
A (m) = 0.90 + 0.30 x n

n (m) = Longitud del Vertedero

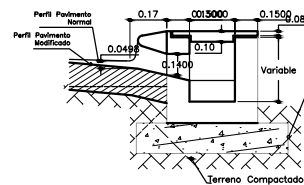
DETALLE ARMADURA - CORTE POR A-A



CORTE POR B-B

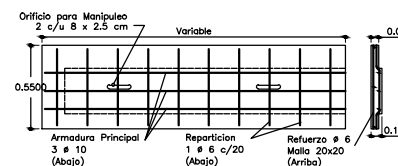


CORTE POR C-C

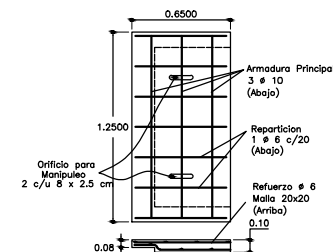


(a) Recubrimiento con geotextil y film de polietileno 140 micrones s/especificaciones técnicas Solape = 10% de la longitud recubierta. Rige para todos los conductos.

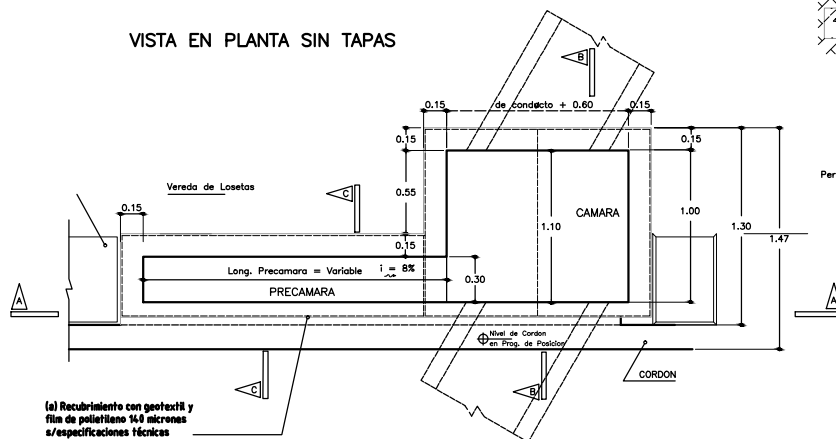
ARMADURA TAPA PRECAMARA



ARMADURA TAPA CAMARA

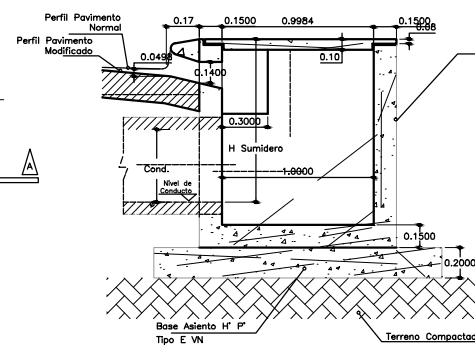


VISTA EN PLANTA SIN TAPAS



(a) Recubrimiento con geotextil y film de polietileno 140 micrones s/especificaciones técnicas Solape = 10% de la longitud recubierta. Rige para todos los conductos.

CORTE POR B-B



(a) Recubrimiento con geotextil y film de polietileno 140 micrones s/especificaciones técnicas Solape = 10% de la longitud recubierta. Rige para todos los conductos.

 UNNE TRABAJO FINAL CARDOZO MARTINEZ ROHDE	PLANIFICACION HIDROVIAL DEL CORREDOR PUERTO TIROL - AMGR	
	ETAPA I: PAVIMENTO Y DESAGÜES PLUVIALES EN FONTANA	
	DETALLES SUMIDEROS	Escala: 1:100 Fecha: diciembre 2023 PLANO N°10



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL NORDESTE

TRABAJO FINAL

Planificación hidroviál del corredor Puerto Tirol - AMGR”

Estudio del caso, etapa II: Puente sobre río Negro en Fontana

- ***ALEGRE, Enzo Hernán Leonel***
- ***PEICHOTO, Franco Luis***

Año 2023

Autores:

- Alegre, Enzo Hernan L.
- Cardozo, Silvia Carolina
- Martinez Rohde, Milagros I.
- Peichoto, Franco Luis

Tutor:

- Ing. Ruberto, Alejandro.

El trabajo "Planificación hidrovial del corredor Puerto Tirol - AMGR" comprende un estudio de planificación de vías de comunicación del conglomerado del AMGR, común a los cuatro integrantes y, por las necesidades emergentes del mismo se compone en dos etapas diferentes: la ***Etapas* I** que consiste en el estudio del caso de **"Pavimento y desagües pluviales en Fontana"** correspondiente al corredor vial de la Avenida 25 de Mayo y la ***Etapas* II** al estudio del caso **"Puente sobre río Negro en Fontana"** ubicado sobre el mismo corredor permitiendo la integración futura de Puerto Tirol con el AMGR

Diciembre 2023

ÍNDICE

CONTENIDO

CAPÍTULO Nº 1: INTRODUCCIÓN	6
1.1 El Área Metropolitana del Gran Resistencia, su corredor y la incorporación de Puerto Tirol	6
1.2 Historia de Fontana y Puerto Tirol	19
1.3 Objetivos	29
1.4 Clima y análisis hidráulico	30
1.5 Servicios	36
1.6 Traza vial – Accesos	38
1.7 Conclusión	39
CAPÍTULO Nº 2: ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO	41
2.1 Objetivo	41
2.2 Metodología	41
2.3 Clima de la provincia	42
2.4 Tiempo de recurrencia	44
2.5 Análisis de precipitación	46
2.6 Cuenca de aporte	51
2.7 Método del servicio de conservación de suelos - SCS	55
2.8 Obtención de las abstracciones – CN – Método del SCS	58
2.9 Calibración y validación de los parámetros	59
2.10 Caudal y altura de diseño	60
2.11 Conclusión	63
CAPÍTULO Nº3: MECÁNICA DE SUELOS	64
3.1 Justificación del estudio	64
3.2 Recomendaciones	65
3.3 Estratificación	66
CAPÍTULO Nº4: CÁLCULO ESTRUCTURAL	70
4.1 Marco normativo	70
4.2 Materiales	70
4.3 Calculo estructural	73
4.3.1 Losa de tablero	74
4.3.1.1 Analisis de cargas	74
4.3.1.2 Solicitaciones	75
4.3.1.3 Dimensionamiento	82
4.3.2 Viga principal	87

4.3.2.1 Analisis de cargas	87
4.3.2.2 Solicitaciones	88
4.3.3 Viga de arriostramiento	89
4.3.3.1 Solicitaciones	89
4.3.3.2 Dimensionamiento	93
4.3.4 Apoyos de neopreno.....	97
4.3.4.1 Análisis de cargas.....	97
4.3.4.2 Dimensionamiento	99
4.3.4.3 Verificaciones.....	100
4.3.5 Losa de aproximación	103
4.3.5.1 Análisis de cargas.....	104
4.3.5.2 Solicitaciones	106
4.3.5.3 Dimensionamiento	110
4.3.6 Estribos	113
4.3.6.1 Pantalla superior	114
4.3.6.1.1 Análisis de cargas.....	114
4.3.6.1.2 Solicitaciones	115
4.3.6.1.3 Dimensionamiento	115
4.3.6.2 Pantalla inferior	120
4.3.6.2.1 Análisis de cargas.....	120
4.3.6.2.2 Solicitaciones	121
4.3.6.2.3 Dimensionamiento	122
4.3.6.3 Contrafuerte	127
4.3.6.3.1 Análisis de cargas.....	127
4.3.6.3.2 Solicitaciones	129
4.3.6.3.3 Dimensionamiento	129
4.3.6.4 Muro de ala.....	134
4.3.6.4.1 Análisis de cargas.....	134
4.3.6.4.2 Solicitaciones	135
4.3.6.4.3 Dimensionamiento	136
4.3.6.5 Contrafuerte posterior.....	139
4.3.6.5.1 Análisis de cargas.....	140
4.3.6.5.2 Solicitaciones	140
4.3.6.5.3 Dimensionamiento	141
4.3.7 Cabezal de pilotes	144

4.3.7.1 Dimensionamiento según eje longitudinal del puente	145
4.3.7.1.1 Análisis de cargas	145
4.3.7.1.2 Solicitaciones	145
4.3.7.1.3 Dimensionamiento	146
4.3.7.2 Dimensionamiento transversal al eje longitudinal del puente	149
4.3.7.2.1 Análisis de cargas	149
4.3.7.2.2 Solicitaciones	149
4.3.7.2.3 Dimensionamiento	150
4.3.7.3 Dimensionamiento transversal al eje longitudinal del puente debido a cargas de contrafuerte y pantalla inferior	153
4.3.7.3.1 Análisis de cargas	153
4.3.7.3.2 Solicitaciones	154
4.3.7.3.3 Dimensionamiento	154
4.3.8 Pila intermedia.....	155
4.3.8.1 Análisis de cargas	156
4.3.8.2 Solicitaciones	157
4.3.8.3 Dimensionamiento	158
4.3.9 Pilotes	163
4.3.9.1 Pilotes de estribos.....	163
4.3.9.1.1 Análisis de cargas	164
4.3.9.1.2 Solicitaciones	166
4.3.9.1.3 Dimensionamiento	168
4.3.9.2 Pilotes de pilas intermedias	170
4.3.9.2.1 Análisis de cargas	171
4.3.9.2.2 Solicitaciones	171
4.3.9.2.3 Dimensionamiento	173
4.4 Resumen estructural.....	176
CAPÍTULO Nº5: CÓMPUTO Y PRESUPUESTO	177
5.1 Introducción	177
5.2 Mano de obra	177
5.3 Estudio de mercado	177
BIBLIOGRAFÍA	180
ANEXOS.....	181
Anexos. Planos	323

CAPÍTULO Nº 1: INTRODUCCIÓN

1.1 EL ÁREA METROPOLITANA DEL GRAN RESISTENCIA, SU CORREDOR Y LA INCORPORACIÓN DE PUERTO TIROL

Chaco es una provincia que se ubica al noreste de la República Argentina y tiene una superficie de 99.633 km² dividida en veinticinco departamentos. En la **Imagen 1** se pueden ver donde se ubica dentro de Argentina y las provincias con las que limita: al norte a través del río Bermejo con Formosa; al noroeste con Salta; al oeste con Santiago del Estero; al este a través de los ríos Paraná y Paraguay limita con Corrientes y la República de Paraguay respectivamente y al sur con Santa Fe.

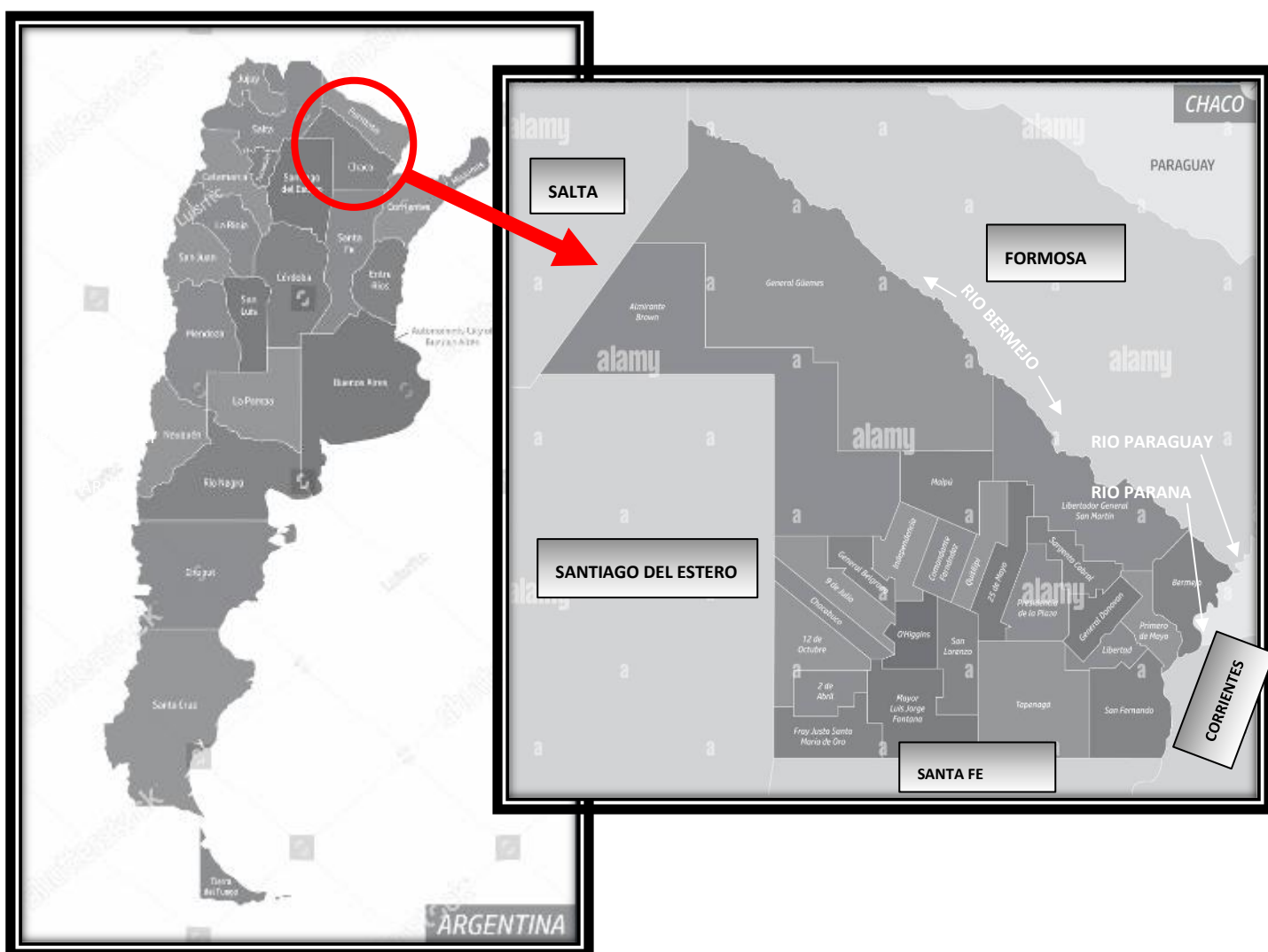


Imagen 1. Provincia del Chaco y sus límites. (Fuente: página web alamy.es, 2023)

Según datos provinciales del censo 2010 realizado por INDEC, su población fue de 1.055.259 habitantes con densidad poblacional de 10,6 hab/km².

La capital de la provincia es la ciudad de Resistencia, fundada en 1878 y conocida por su importancia como centro cultural y económico en la región; y también alberga instituciones gubernamentales, educativas y culturales. Geográficamente al sur de la ciudad encontramos la localidad de Puerto Vilelas, al sureste Barranqueras y al noreste Fontana, que entre ellas engloban el conglomerado conocido como “Área Metropolitana de Gran Resistencia” (AMGR) ver en la **Imagen 2** y en la **Imagen 3** se muestra la conectividad existente en el área (redes primarias y secundarias). Su creación se remonta a la década de 1970 y se estableció con el propósito de coordinar el desarrollo y la planificación de la zona metropolitana.

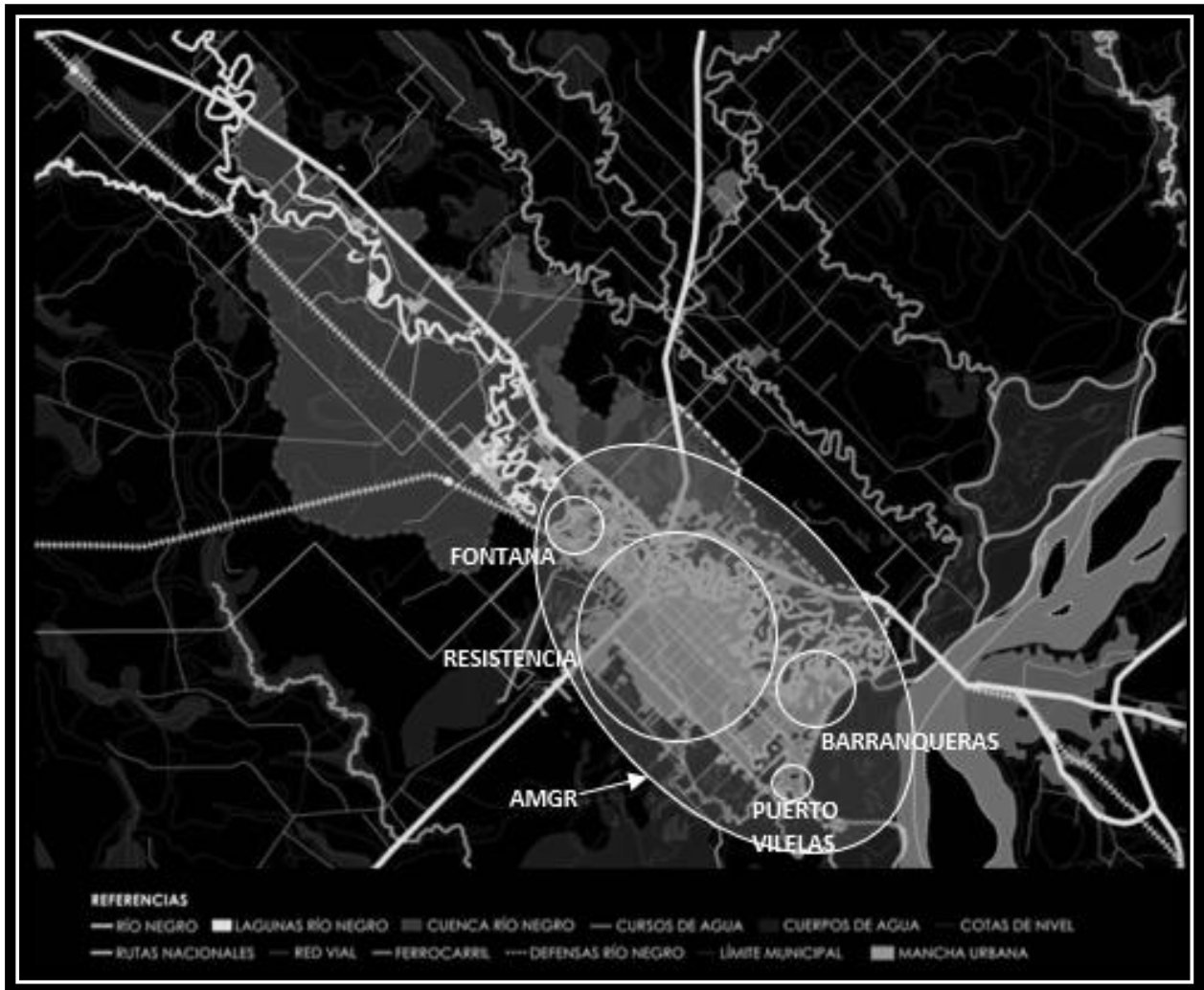


Imagen 2. Localidades que integran el AMGR. (Fuente: “Plan maestro Ciudad-Rio”, 2017)



Imagen 3. Conectividad en el área de intervención: redes primarias y secundarias. (Fuente: “Plan maestro Ciudad-Rio”, 2017)

El 1° de julio de 1959 se sancionó la Ley Provincial N° 236/59 por la cual el Gobierno de la provincia del Chaco, crea los Municipios de Fontana, Barranqueras y Puerto Vilelas, dicha Ley fue promulgada el 29 de julio de 1959.

A continuación, se presenta una breve reseña de los municipios en cuestión:

- FONTANA

Fontana es el apellido de dos hermanos Pedro y Fernando Fontana, quienes crearon la fábrica de tanino alrededor de la cual se desarrolló la localidad. Su principal vía de acceso, lo constituye la avenida Alvear, que la comunica por pavimento al oeste, con Resistencia y la Ruta Nacional N°11 y también, pero sin pavimentar, la une con la localidad de Puerto Tirol y la avenida 25 de Mayo es otro acceso desde Resistencia.

Las tierras altas de los alrededores del pueblo sirvieron para una muy rápida expansión del Gran Resistencia al punto que la población se cuadruplicó entre 1980 y 2000. Fontana se convirtió así en una ciudad dormitorio de Resistencia y es el tercer componente del Gran Resistencia.

- BARRANQUERAS

Es una localidad y puerto del sudeste del Chaco, Argentina, ubicada en el departamento San Fernando, sobre la costa del riacho Barranqueras (un brazo del río Paraná) y dentro de una zona baja e inundable y se conecta con Corrientes a través del puente General Manuel Belgrano.

El inicio de Barranqueras está muy ligado al de Resistencia, ya que el agrimensor Juan Dillón (cuando debió hacer la mensura de Resistencia en 1878) ya designó a la zona como apta para la llegada de productos para la colonia y la traza inicial de Resistencia llegó hasta el puerto, donde se habían instalado algunos colonos.

Por su población, Barranqueras es la segunda ciudad más poblada del Gran Resistencia y la tercera de la provincia.

- PUERTO VILELAS

Ubicada sobre el margen derecho del riacho Barranqueras, brazo del río Paraná, se encuentra a 10 km de Resistencia y a 2 kilómetros de Barranqueras, a las cuales está unida por una urbanización continua en el denominado Gran Resistencia. Su principal vía de acceso es la avenida Castelli, que llega pavimentada desde Resistencia y continúa hasta la Ruta Nacional 11 y también se comunica con Barranqueras por la avenida Gaboto; hacia el sur la Ruta Provincial 62 (de tierra) llega hasta el balneario Paranacito.

Se formó en torno a la fábrica de tanino que sobrevivió hasta los años 50; no obstante, otras industrias ya habían tomado su lugar como principal actividad del pueblo atraídas por la comunicación férrea y fluvial, que a diferencia del puerto de Barranqueras constituía una serie de muelles privados.

Puerto Vilelas, es la localidad menos poblada de las cuatro que integran el Gran Resistencia, hecho relacionado con la escasa superficie habitable de la comuna ya que su territorio se encuentra “encerrado” por las defensas del sur contra las inundaciones debido a que se ubica dentro del valle de inundación del río Paraná.

El conurbano del AMGR ubicado en el nordeste de la República Argentina, se encuentra sobre la margen derecha del río Paraná, implantado en el ambiente fluvio lacustre y palustre que integra el valle.

A principios de los años '60 este conurbano no era más que cuatro municipios colindantes ensamblados y Resistencia el centro urbano por excelencia en la cual se concentraban las funciones administrativas, locales y regionales inherentes a un centro político, complementadas con la comercial e industrial. Barranqueras debido a su función portuaria la seguía en importancia y allí se operaba la salida de productos de la región y entrada de insumos para ésta por vía fluvial, como así también una incipiente localización de industrias. En estos años Puerto Vilelas comenzó a crecer y mucho más reciente aún Fontana que por ese entonces no representaba más que un paraje o barrio en el perímetro de la capital chaqueña, asociada originalmente a una fábrica de tanino.

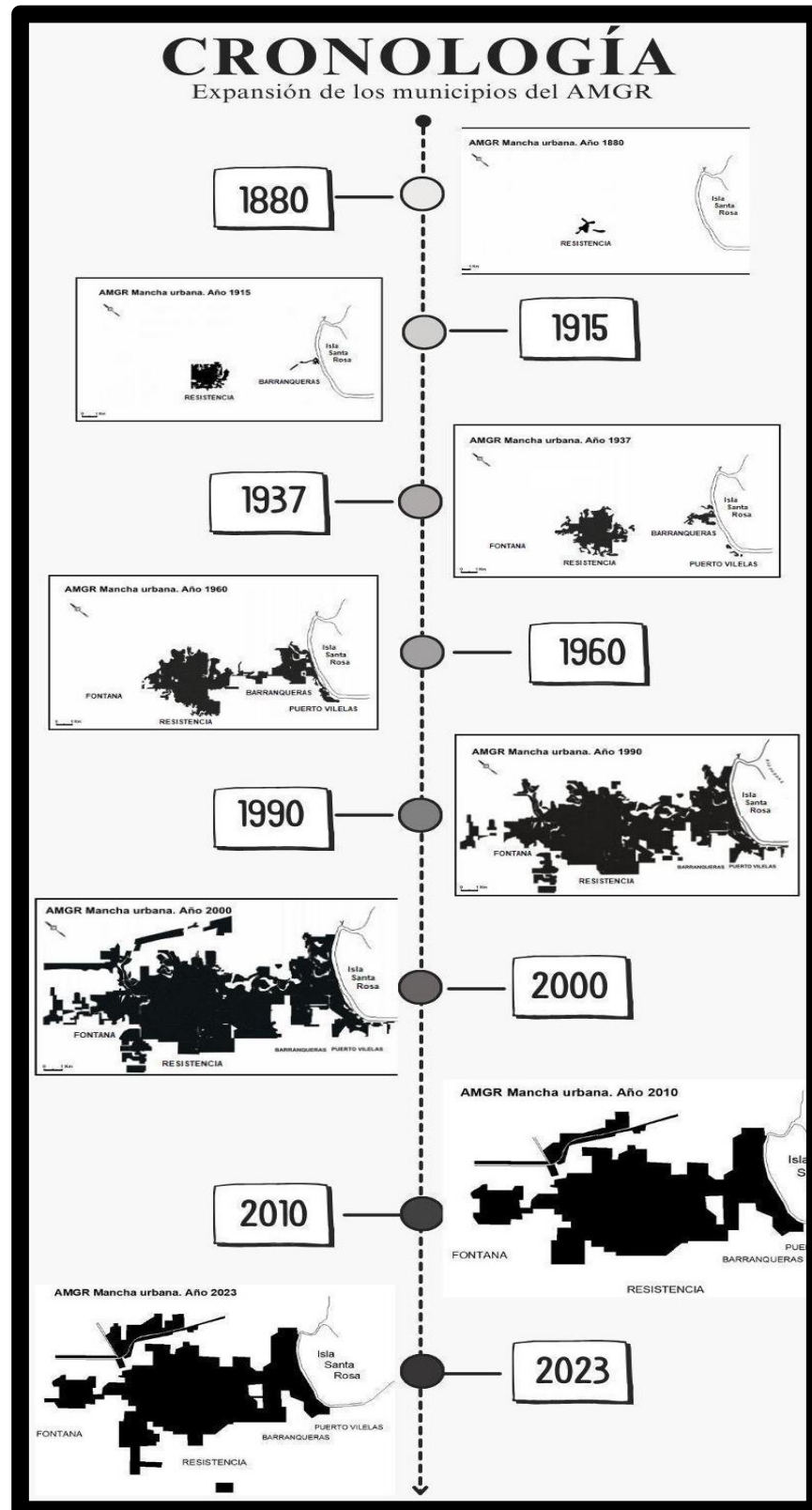


Imagen 4. Línea de tiempo AMGR. (Fuente: elaboración propia con base en “Geografía, Crecimiento Urbano, Ambientes, Paisajes y Problemas. El Área Metropolitana del Gran Resistencia (AMGR)”, 2017).

La historia de la urbanización de los cuatro municipios que forman en la actualidad el AMGR, queda muy bien reflejada en la evolución de su mancha urbana como se observa en la Imagen 4, mostrando que, en los primeros años de historia, los centros urbanos colindantes a la ciudad capital tienen un lento crecimiento y por ende una limitada expansión territorial y un leve impacto sobre el ambiente que conforma su sitio; mientras que en los últimos años se observa un incremento acelerado del área edificada simultáneamente con el aumento de la población y la actividad fabril y comercial.

La crisis en las economías agrícolas de las décadas de 1960 y 1970 llevó a que la población rural migre a las ciudades en busca de empleo, lo que impulsó un rápido crecimiento urbano en Resistencia y sus ciudades vecinas, difuminando los límites municipales de cada uno para originar una gran mancha urbana que identifica al conurbano que llamamos AMGR y creando un área urbana en constante expansión.

Desde la década de los sesenta hasta los noventa, el avance de la urbanización fue desordenada en el sentido noroeste, fue de avance rápido en la expansión territorial y el aumento de habitantes en el sector generó una falta de infraestructura de obras básicas ingenieriles en la periferia del área metropolitana.

A su vez, la densidad poblacional fue aumentando tanto en la orilla del río Paraná como en la capital chaqueña que obligó a una unificación que generó un nuevo conjunto de relaciones basadas en factores ambientales, demográficos, flujos de personas y usos del suelo, que involucran interacciones entre la ciudad, la periferia y las áreas rurales, creando una serie de transiciones entre lo urbano, suburbano, rural y natural (Imagen 2).

En la actualidad, tanto para el Gran Resistencia como para cualquier ciudad o conurbano, la identificación de límites y fronteras entre el ámbito natural no urbanizado y el espacio urbanizado es difícil, puesto que el atributo urbano se ha expandido de modo discontinuo.

Una de las causas de lo mencionado anteriormente, es debido a la falta de planificación para los asentamientos y al incremento descontrolado de la población que se fue dando con el paso del tiempo, como se puede apreciar en la Imagen 5 que en los últimos 40 años el AMGR se incrementó en 93%.

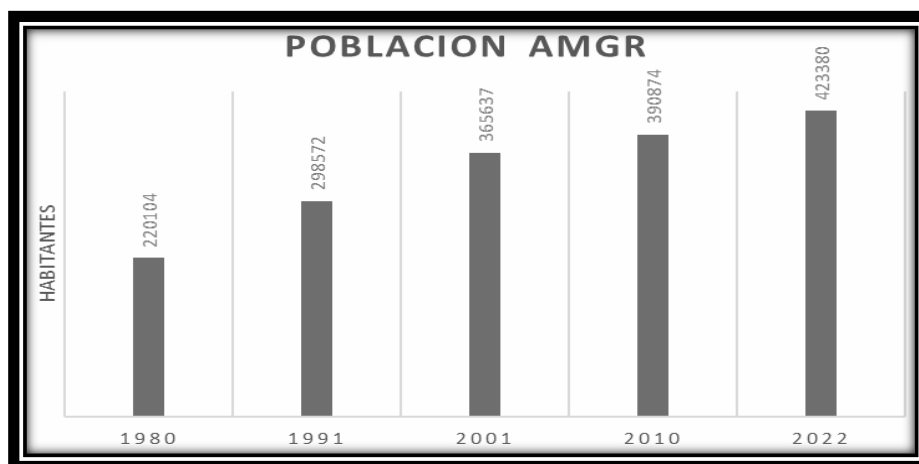


Imagen 5. Datos de población del AMGR. (Fuente: elaboración propia con base en datos de INDEC 1980-2022).

Dicha falta de planificación, logro que el AMGR quede encerrado por los límites naturales de los ríos Negro y Paraná, siendo que en sus principios el crecimiento hacia el norte estuvo condicionado por la barrera natural del río Negro y su sistema lacustre debido a la amenaza siempre latente de inundación por sus crecientes y las del Paraná que pudieran ingresar a través de él, por otro lado, el crecimiento hacia el sur estuvo condicionado por no estar protegido de las crecientes del río Paraná.

Por un lado la ciudad conquistó el territorio ubicado al norte del río Negro a pesar de los escasos puentes sobre este gracias a la consolidación del eje de la autovía Nicolás Avellaneda (Ruta Nacional N° 16) que la vincula con la ciudad de Corrientes y por otro lado también avanzó progresivamente sobre el sistema lacustre, en distintos sectores sobre cotas inundables lo que demandó la construcción de un sistema provisorio de defensas del río Negro y posteriormente, el sistema de defensas del río Paraná.

En el primer caso, no respondieron a una traza planeada, sino que ésta fue definida frente a la necesidad de proteger áreas que ya habían sido ocupadas en un episodio crítico de inundación en el año 1982, debido a la ruptura de un dique construido para regular el ingreso del Paraná a través del río Negro. Este sistema de defensas provisorio, fue consolidado frente a los sucesivos episodios de crecientes, pero al mismo tiempo, fue transpuesto sistemáticamente por los procesos de urbanización en momentos de sequía cuando la amenaza era olvidada.

En el segundo caso, fue necesaria la construcción del sistema de defensas debido a que el conglomerado se encontraba emplazado en el valle de inundación del río Paraná., las cuales se terminaron de construir en 2004, encajonando al AMGR y protegiéndolo hasta la cota +52,00 m sobre el nivel del mar. Esta línea defensiva, casi paralela al eje de desarrollo de la mancha urbana, en el punto más alejado se ubica distante 5 km hacia el norte del río Negro y 2 km en el punto más cercano a éste, disparó el crecimiento urbano hacia esta nueva área de expansión.

Las tensiones entre el régimen hídrico de los ríos Paraná y Negro y la dinámica de urbanización del AMGR motivaron el desarrollo paulatino de un complejo sistema de defensas para mitigar las inundaciones mediante la ejecución de obras de control en Laguna Blanca (1993) y Barranqueras (2004) y medidas no estructurales como la establecida en la resolución de APA n° 303/17.

APA en su resolución N°303/17 establece distintas zonas de riesgo hídrico para el AMGR y en especial para el funcionamiento del río Negro regulado por las obras de control de Laguna Blanca y Barranqueras. El espíritu de la presente es orientar el crecimiento urbanístico en los lugares más elevados topográficamente tratando de evitar, preventivamente, los daños que pudieran ocurrir por distintos tipos de inundaciones y preservar la zonificación prohibida u ocupados por agua, de dominio público, tratando de evitar la apropiación por parte de particulares de los mismos, ver Imagen 6 y anexos.

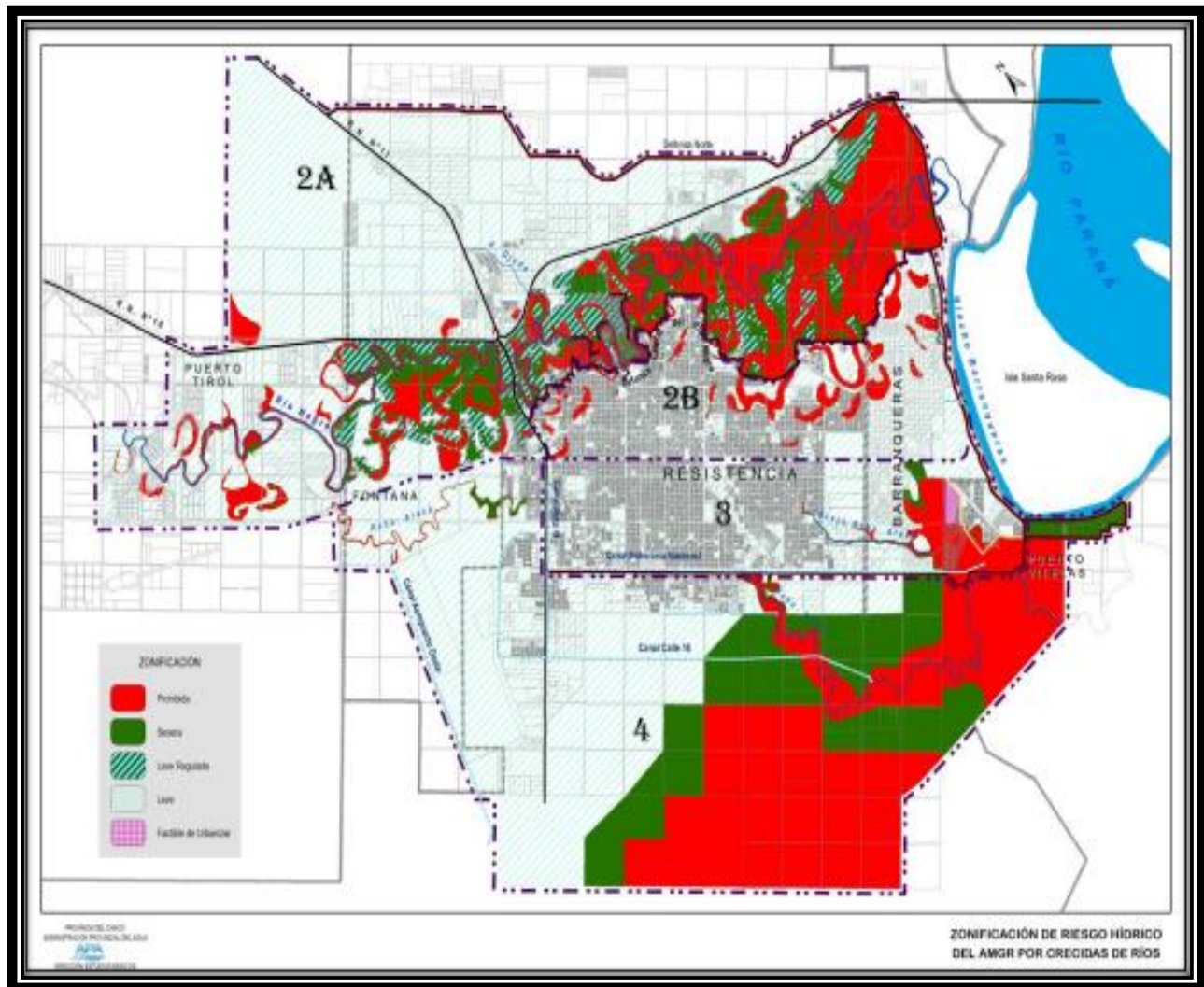


Imagen 6. Zonificación de riesgo hídrico del AMGR. Áreas 2A, 3 y 4. (Fuente: resolución de APA 303/17)

El sistema de defensas se compone de los siguientes elementos (a) el dique de Laguna Blanca que deriva el excedente hídrico hacia el río Salado al sur del AMGR y el dique de Barranqueras que regula fundamentalmente el ingreso de agua por crecidas del río Paraná. Ante la ocurrencia de intensas precipitaciones en la cuenca alta, el dique de Laguna Blanca permite que el río Negro y su sistema de lagunas reciban sólo lo que llueve entre el municipio de Laguna Blanca y Barranqueras y (b) las defensas de los ríos Paraná (defensa norte y defensa frontal Paraná) y Negro (terraplén) que han reducido la exposición al riesgo hídrico del AMGR desde la defensa frontal Paraná hasta la RN11 (Imagen 7).

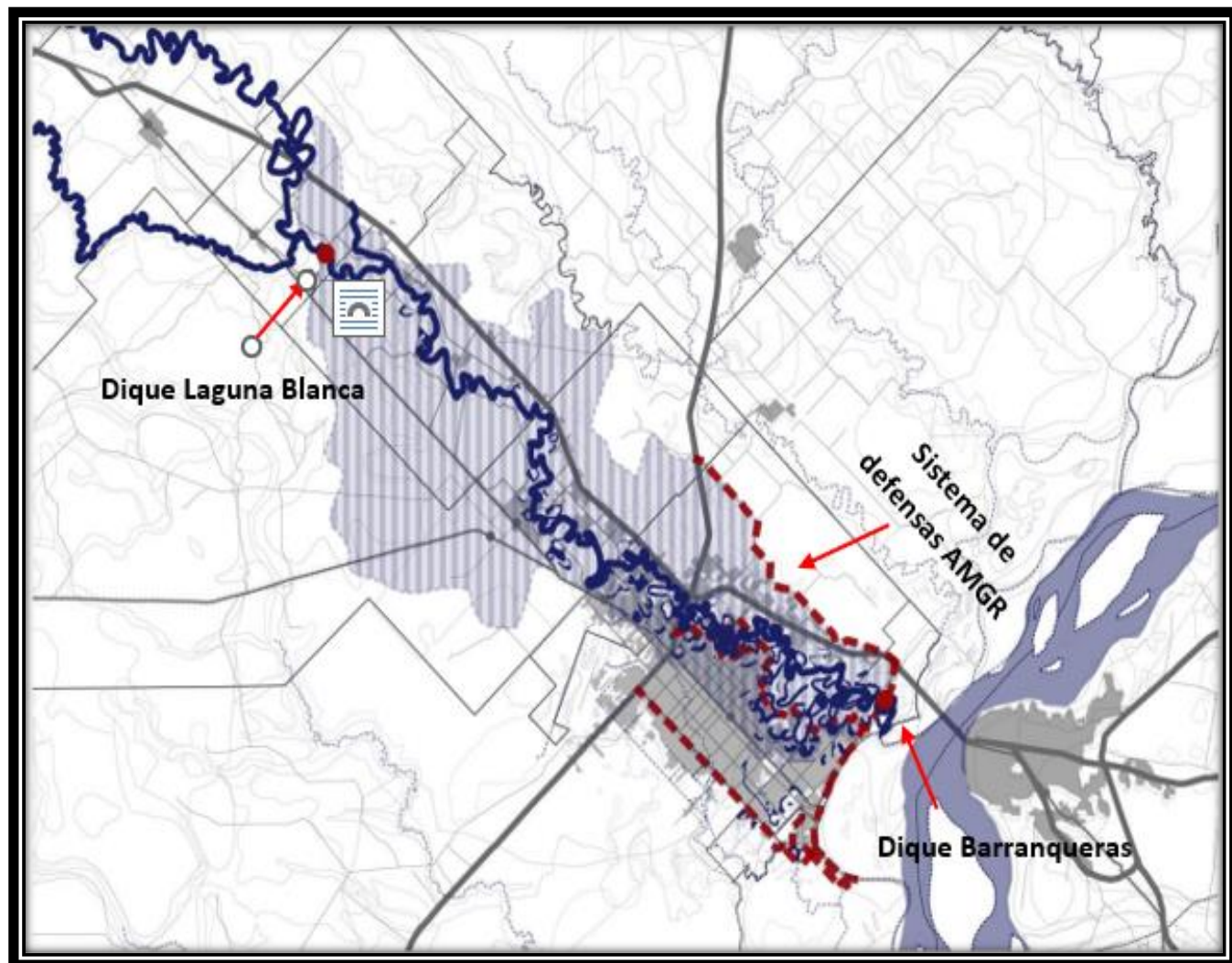


Imagen 7. Sistema de defensas de AMGR. (Fuente: “Plan maestro Ciudad-Río”, 2017)

Actualmente el corredor del AMGR se extiende en sus puntos más alejados, 18 km en sentido NO-SE, desde el límite producido por el río Negro en Fontana hasta Puerto Vilelas y alcanza 12 kilómetros en el sentido NE- SO, considerando el eje de la Ruta Nacional Nº 11, extensión que no implica la existencia de una urbanización homogénea y continua, muy por el contrario, en ella una importante superficie no está ocupada o lo está de manera muy dispersa, como la que corresponde al valle del río Negro y su sistema lacustre, a bajos y humedales. En la Imagen 8 se muestra la dirección de expansión urbana del AMGR en sentido oeste hacia Puerto Tirol.



Imagen 8. Dirección de expansión urbana del AMGR - Puerto Tirol. (Fuente: elaboración propia).

En este contexto, la mancha urbana más continua y con menos vacíos expectantes, donde reside la mayor parte de la población, se asienta a lo largo de 16 kilómetros, en una franja de 7 kilómetros de ancho, al sur del río Negro. Esta franja corresponde al área donde tempranamente se estableció la interrelación funcional y la continuidad de la trama entre los municipios que componen el AMGR llegando a Puerto Tirol.

Este desarrollo lineal se apoyó en unas pocas vías continuas para todo el corredor uniendo los municipios entre sí. Las vías en cuestión son las avenidas 25 de Mayo - 9 de Julio; Alvear - Castelli, Marconi - Edison, Islas Malvinas - Soberanía Nacional y la Ruta Nacional N°16 paralelas entre sí y las vías perpendiculares a las antes nombradas, la Ruta Nacional N°11, Av. Sarmiento - Alberdi, Av. San Martín y Av. Gaboto como se puede apreciar en las imágenes 9.a y 9.b:

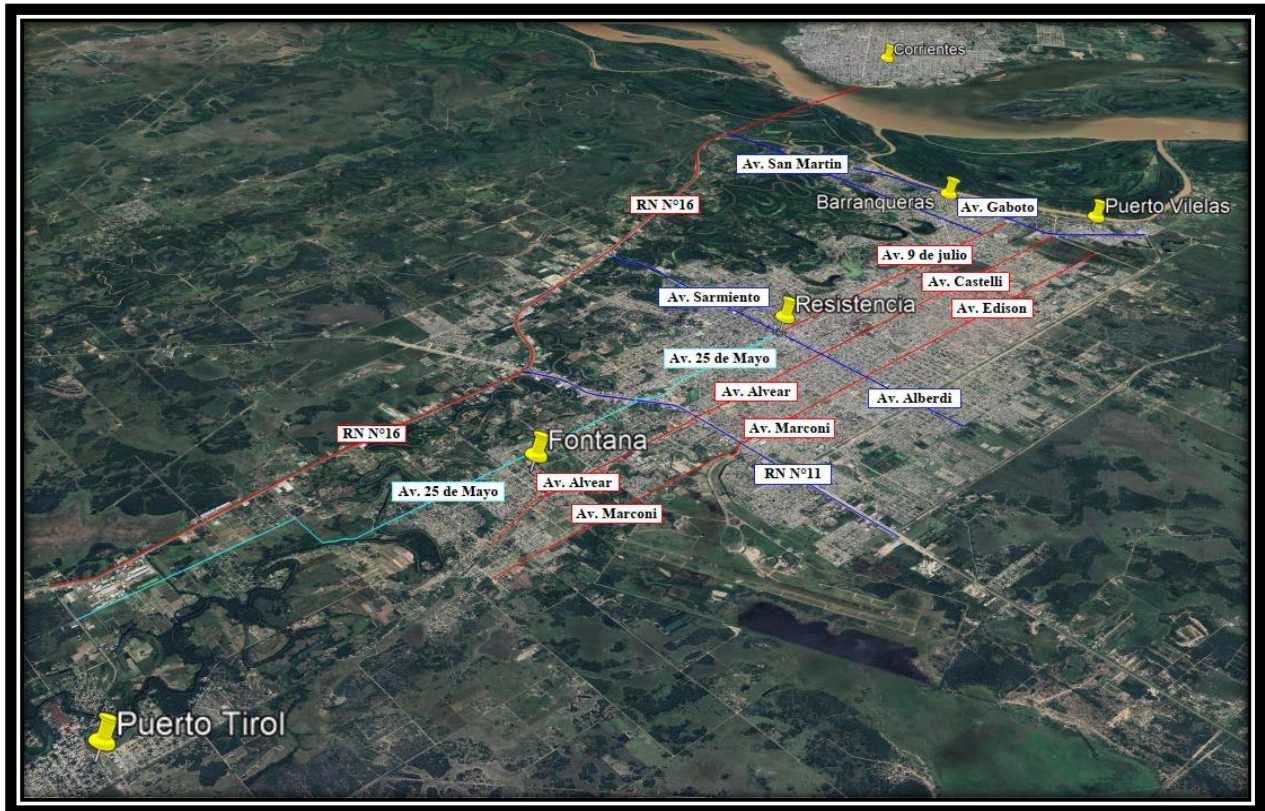


Imagen 9.a. Principales vías de circulación dentro del Área Metropolitana del Gran Resistencia y Puerto Tirol. (Fuente: elaboración propia con base en Google Earth, 2023).

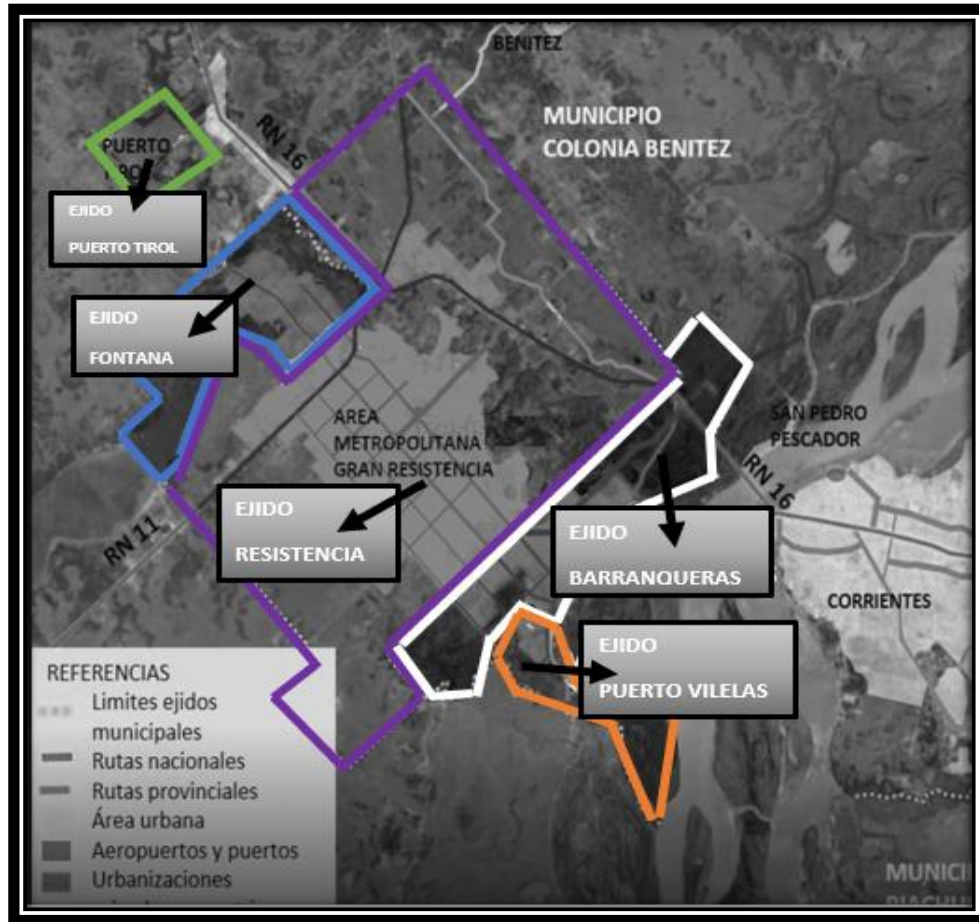


Imagen 9.b. Limitación de los ejidos que componen el AMGR y Puerto Tirol. (Fuente: “Gran Resistencia y Gran Corrientes: la necesidad de normativas y órganos de gestión a nivel de metrópolis”, 2022).

Existen tipologías de problemas generales vinculados a la interconexión básica de cada sector de la ciudad con el conjunto metropolitano, que, por tratarse de distancias largas, se relacionan con la movilidad por medios vehiculares privados y del transporte público metropolitano. El servicio ferroviario de pasajeros en el AMGR es lento, esporádico y no se cuentan con un número importante de estaciones, con lo cual no es un medio de transporte muy utilizado en la actualidad.

En zonas residenciales donde no existe pavimento, la transitabilidad vehicular no está garantizada en días de lluvias, por lo que también impide la circulación del transporte público provocando a los usuarios la incomodidad de desplazarse distancias importantes para acceder al servicio debido a que las calles de tierra en mal estado presentan inconvenientes por la falta de alcantarillas o porque aún no han sido totalmente abiertas. El proceso de apertura y urbanización de calles no siguió criterios de expansión y consolidación del territorio, sino que se ajustó a un proceso de urbanización desordenado y de esta manera fueron quedando entre tramas espacios no abiertos, relegando la continuidad a unas pocas vías las cuales fueron los grandes ejes de desarrollo de la actividad metropolitana; estas vías no se desarrollaron a la par del crecimiento y asentamiento poblacional (es el caso de la Av. 25 de mayo al noroeste).

Los desplazamientos son generados por las actividades que se producen en el territorio y la distribución de estas, queda claro que por las características que adopta el territorio metropolitano, existe una fuerte atracción desde los municipios vecinos hacia el área central de Resistencia, donde se concentra la principal preferencia urbana. Los principales ejes de conexión metropolitana han actuado como soporte de la extensión de la oferta comercial focalizándose a lo largo de estos comercios de alcance metropolitano de mayor superficie. Similares características han tenido las rutas nacionales a su paso por el área urbana desarrollándose en sus márgenes, depósitos, centros de distribución, grandes talleres, galpones, etc.

La Avenida 9 de Julio es una arteria vehicular interurbana, perteneciente al área metropolitana del Gran Resistencia y sirve como conexión entre los municipios de Resistencia y Barranqueras. Esta vía se extiende de NO a SE, inicia en la altura 0, frente a la plaza central de la ciudad, la plaza 25 de Mayo, es considerada como una de las cuatro arterias principales del ejido urbano de Resistencia, junto a las avenidas Alberdi, Sarmiento y 25 de Mayo y al igual que en estas, sobre su traza confluyen y cambian de denominación la mayoría de las calles de esa ciudad.

En concordancia con la mencionada, la avenida 25 de Mayo comienza en la plaza central y atraviesa la ciudad de Resistencia en sentido SE-NO quien comenzó a tomar forma en los primeros años del siglo XX. Originalmente, era una vía de tierra que conectaba el centro de la ciudad con las zonas rurales circundantes que a medida que se expandió de manera urbana, la avenida fue pavimentada y se convirtió en una de las principales arterias de la ciudad.

La historia de la pavimentación se remonta a la década de 1960, cuando se realizaron los primeros trabajos de hormigón. En las siguientes décadas, se realizaron diversos proyectos de pavimentación, pero ninguno de ellos fue definitivo según el sitio web de la Municipalidad de Resistencia y la Dirección de Vialidad Provincial del Chaco.

Con el tiempo se convirtió en una referencia importante para la circulación y el acceso a diferentes barrios y áreas de la ciudad; esto incluye la expansión de las redes de transporte, la mejora de la infraestructura y la modernización de las áreas públicas.

La Avenida 25 de Mayo es una de las vías de acceso clave a la ciudad desde las rutas nacionales y provinciales que conectan Resistencia con otras ciudades de la región.

A lo largo de su traza encontramos variedad de comercios, edificios gubernamentales, instituciones educativas y otros establecimientos de la ciudad y tiende a expandirse hacia la ciudad vecina de Fontana que forma parte del corredor de la misma av. 25 de Mayo. En ésta última ciudad encontramos el puente Bergagno sobre el río Negro (actualmente en mal estado) lo que logra de esta manera llegar a Puerto Tirol.

En este trabajo se propone involucrar a Puerto Tirol dentro del Área Metropolitana del Gran Resistencia a través del corredor de la Avenida 25 de Mayo.

Debido al rápido crecimiento de la población en la región es de importancia la rehabilitación y expansión del corredor y también la restauración del puente, mejoría la cual brindaría a los habitantes la oportunidad de desplazarse de una ciudad a otra dentro del ejido urbano sin la necesidad de salir a la Ruta Nacional N°16 y además permitirá otras alternativas para el desplazamiento como el servicio del transporte público.

El perfeccionamiento del corredor y del puente Bergagno será de importancia en la vida cotidiana de los habitantes de las ciudades que lo atraviesan, ya que muchos de ellos viven en una localidad y trabajan o realizan actividades en otra y, además, la integración será fundamental para el desarrollo económico y la infraestructura de la región.

A comienzos del siglo XX, en la localidad de Puerto Tirol se instalaron varias industrias que conformaron un pueblo típicamente industrial y posteriormente la caída de estas actividades en la provincia declinó este perfil y con esto su población y la actividad económica; sin embargo desde los años '80 se observa un repunte demográfico merced a los escasos kilómetros que la separan del Gran Resistencia y su eficiente comunicación con ésta por medios terrestres (la Ruta Nacional 16 que forma parte del corredor bioceánico) y ferroviaria a través de Trenes Argentinos Operaciones.

Aunque sobreviven en Puerto Tirol algunas de las industrias más importantes del Chaco (taninera, frigorífico, aserraderos) la ciudad buscó en los últimos años reactivar esta actividad, instalando en 2008 una planta industrial de una fábrica textil de hilos, confección y tintura de tela de jeans, es fruto de esos intentos, y auguran un mejor futuro a esta localidad.

Actualmente posee el Parque Industrial más importante del Chaco, generando alrededor de 1.700 puestos de trabajo industrial y está en plena expansión. Desde la producción textil, hasta lavaderos industrial y confección de jeans, pasando por industria de ladrillos cerámicos, colchones y muebles de descanso, muebles de oficinas, industrias metalúrgicas, de biotecnología, producción de harinas de huesos y productos para mascotas, grasas bovinas y porcinas, caños y tanques plásticos, fábricas de aberturas de aluminio, etc.

La principal vía de acceso a la localidad es la Ruta Nacional Nº 16, que la comunica al sudeste con Resistencia y al noroeste con Makallé. El tramo entre Puerto Tirol y Resistencia es una autovía de 2 calzadas compuestas de 2 carriles cada una.

En sus inicios la comunicación era fluvial a través del río Negro, pero actualmente dicho río no es utilizado como vía navegable.

1.2 HISTORIA DE FONTANA Y PUERTO TIROL

La zona de interés en la cual se enfoca el presente es la extensión del corredor vial de la Av. 25 de Mayo desde la ciudad de Fontana hasta llegar a la localidad de Puerto Tirol y la construcción del puente Bergagno ubicado sobre el río Negro, por tanto se explicará cómo crecieron ambas localidades chaqueñas.

Dentro de la provincia y en el departamento San Fernando, se ubica la ciudad de Fontana, de superficie de 25,03 km² y cuenta con 32.027 habitantes. En sus comienzos la ciudad fue habitada por pueblos originarios de la etnia Qom y luego, durante los años 1878 y 1879 comenzó la colonización del Territorio Nacional del Chaco (Imagen 10).



Imagen 10. Fotografía del comienzo habitacional del territorio de Fontana, 1901. (Fuente: Municipalidad Fontana.com, 2015).

Las primeras tierras colonizadas se ubicaron sobre el río Negro, donde se construyó un puerto que llevó el nombre de “Puerto Vicentini” debido a que se encontraba en el lote de Angel Vicentín en el que se embarcaban productos y personas, el cual impulsó a que se establecieran fábricas en cercanías al mismo. La fábrica taninera Río Araza se ubicó en lo que actualmente se conoce como el centro de la ciudad como se puede observar en la Imagen 11.



Imagen 11. Fotografía de la fábrica taninera Río Araza, 1916. (Fuente: Municipalidadfontana.com, 2015)

La colonización del Territorio Nacional del Chaco se desarrolla en sentido sureste a noroeste. Las localidades en los últimos 20 años censales crecieron en algunos casos a tasas

considerablemente altas, representando la incorporación de una gran cantidad de población que se observan en la Imagen 12:

	Población			Variación					
	1991	2001	2010	91 –01		01 –10		91 – 10	
Laguna Blanca	122	356	729	192%	234	105%	373	498%	607
Colonia Popular	32	135	553	322%	103	310%	418	1628%	521
Puerto Tirol	6.372	7.855	10.876	23%	1483	38%	3021	71%	4504
Fontana	14.436	26.745	32.027	85%	12309	20%	5282	122%	17591
Resistencia	229.212	274.490	291.720	20%	45278	6%	17230	27%	62508
Barranqueras	42.572	50.738	54.715	19%	8166	8%	3977	29%	12143
TOTAL	292.746	360.319	390.620	19%	67573	8%	30301	33%	97874

Fuente: Elaboración propia en base a INDEC. Censo Nacional de Población, Hogares y Viviendas.

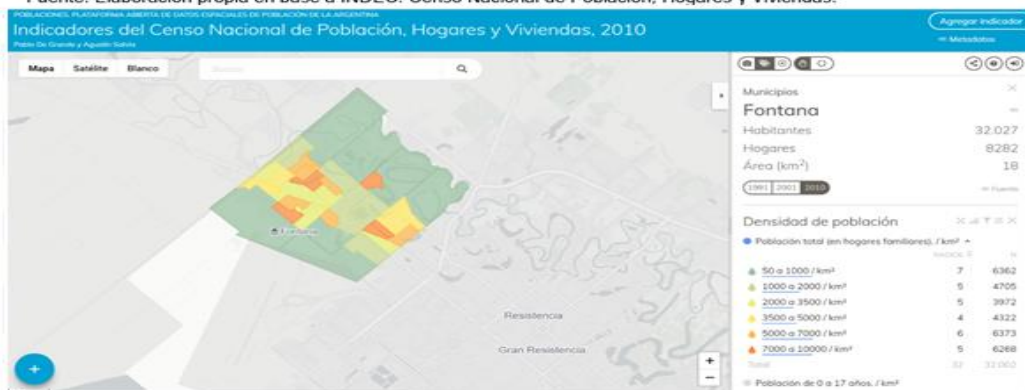


Imagen 12. Censo Nacional de Población, año 2010. (Fuente: mapa.poblaciones.org, 2012).

El incremento poblacional que presentó esta ciudad en el transcurso de los años 2001-2010(según INDEC) fue de 19,75%, implicando una rápida expansión demográfica de la ciudad teniendo que llevarse a cabo nuevos espacios de confort, como así también servicios públicos para los habitantes, entre esos energía eléctrica, agua potable, servicio de transporte público, red cloacal y a causa de este crecimiento mejoras en la infraestructura, por tanto se debe realizar una planificación urbana e hidrovial.

La presentación de imágenes de manera cronológica es una forma efectiva de contar una historia visual o capturar la evolución de un evento a lo largo del tiempo. En las siguientes imágenes se puede observar la expansión del territorio urbano de Fontana en los últimos once años ver Imágenes 13, 14, 15,16,17,18,19:

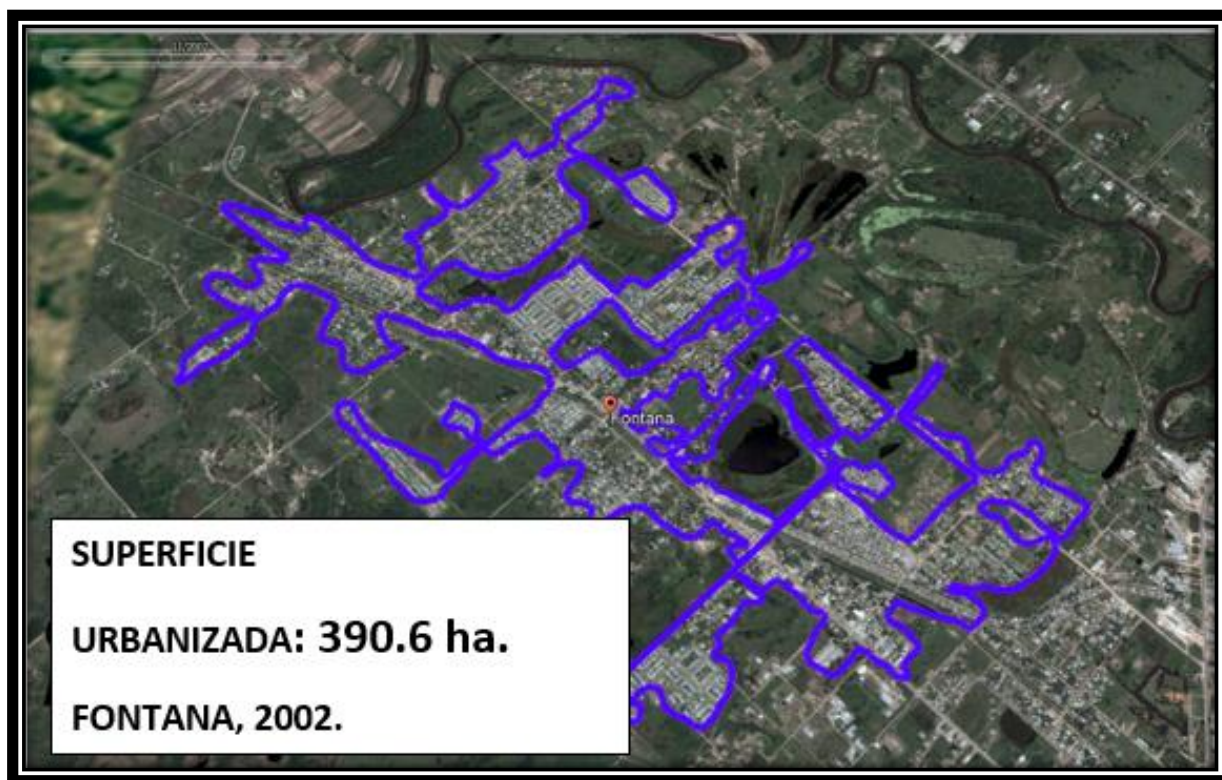


Imagen 13. Imagen satelital Fontana. (Fuente: Elaboración propia con base en Google Earth, 2002).

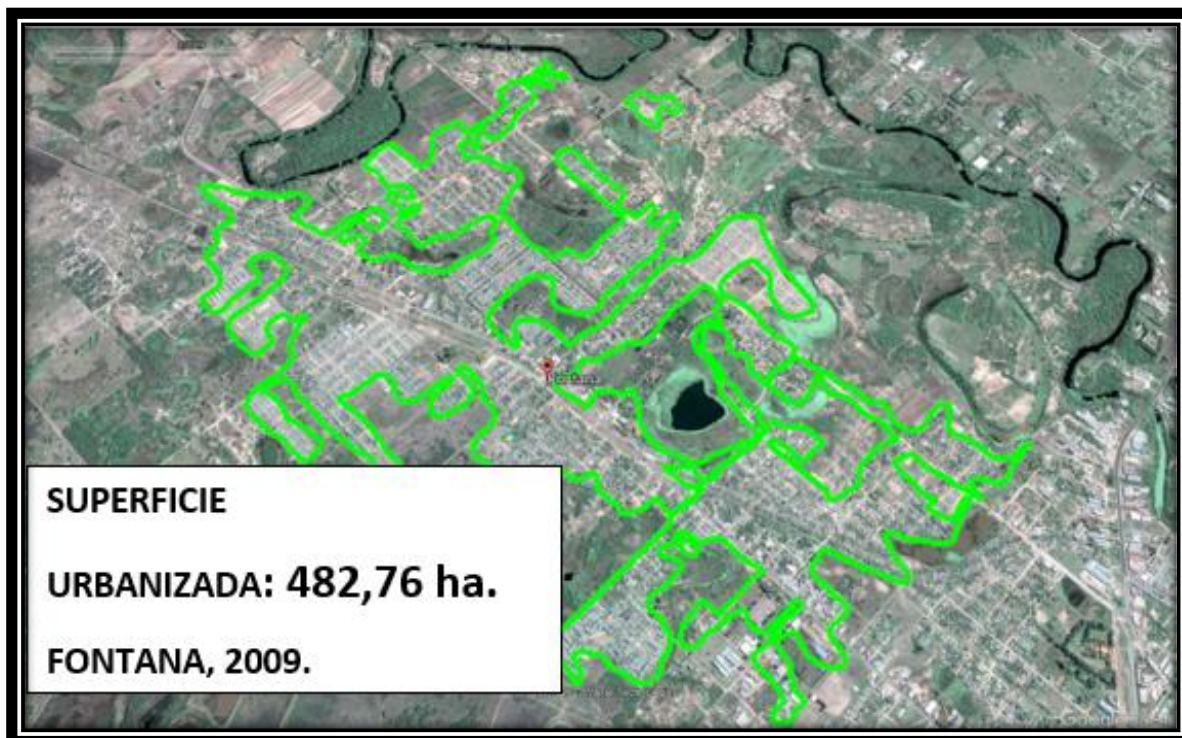


Imagen 14. Imagen satelital Fontana, 2009 antes de la inundación. (Fuente: Elaboración propia con base en Google Earth, 2009).

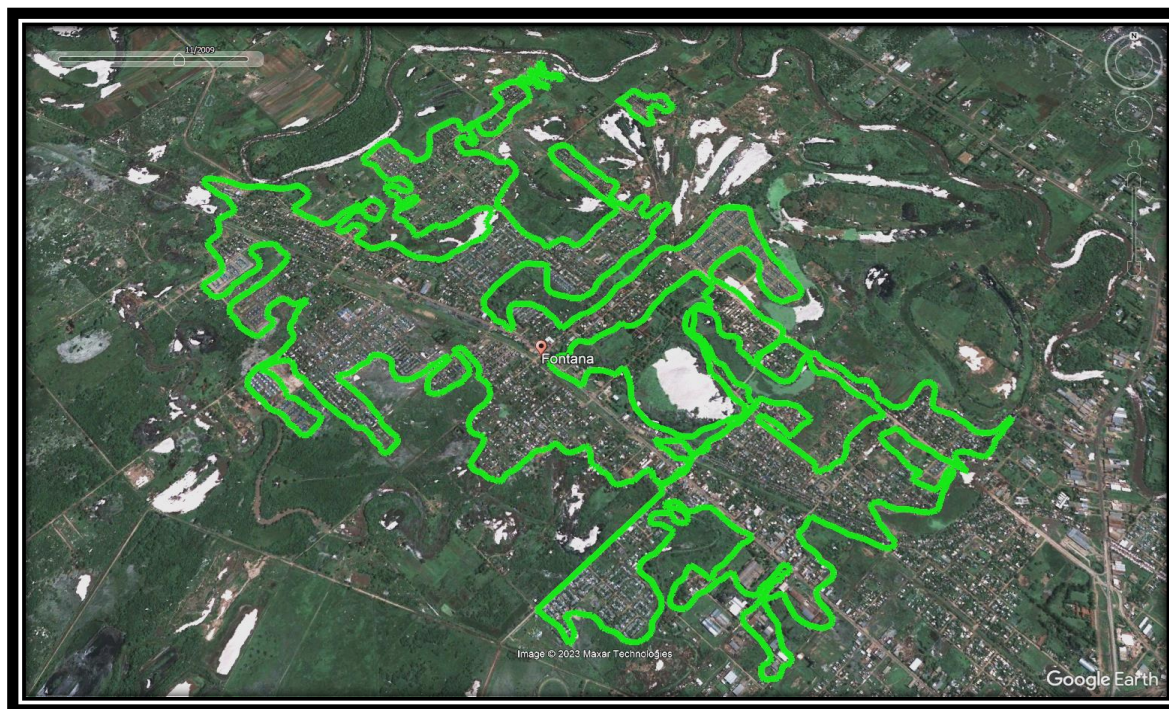


Imagen 15. Imagen satelital Fontana, 24 de noviembre de 2009, luego de una intensa lluvia. (Fuente: Elaboración propia con base en Google Earth, 2009)

SOCIEDAD

Inundación en Chaco: dos mil evacuados

En pocas horas, cayeron 150 milímetros de agua, anegando a Resistencia y otras localidades.



Imagen 16. distintos medios periodísticos. (Fuente: perfil.com, elmundo.es, 2009)

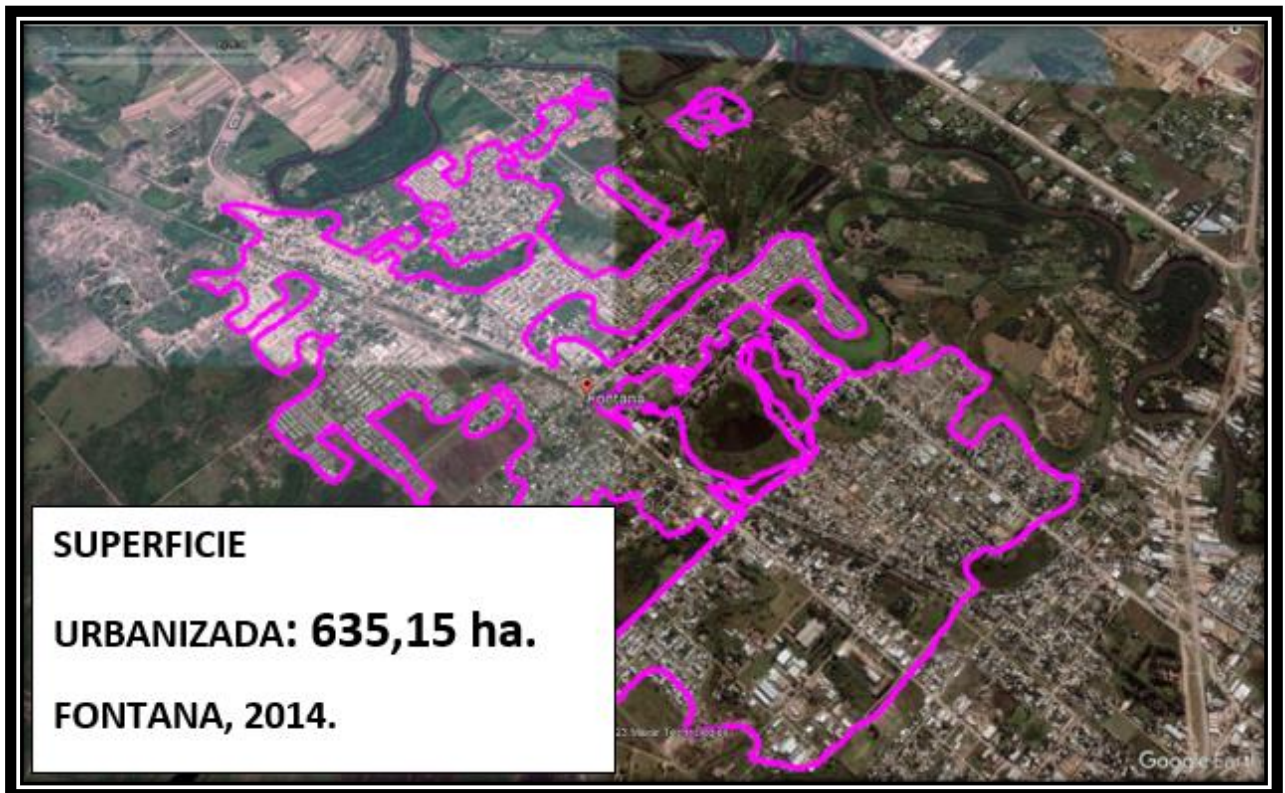


Imagen 17. Imagen satelital de Fontana. (Fuente: Elaboración propia con base en Google Earth, 2014)

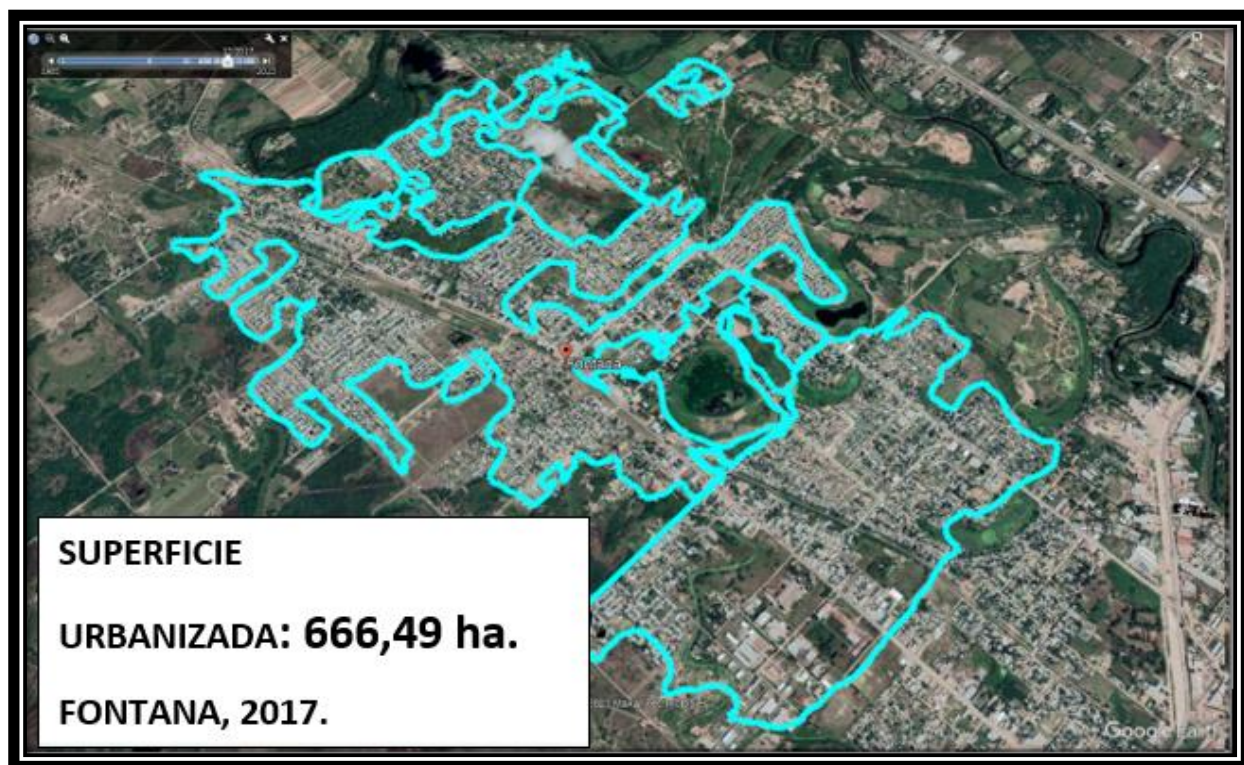


Imagen 18. Imagen satelital de Fontana. (Fuente: Elaboración propia con base en Google Earth, 2017)

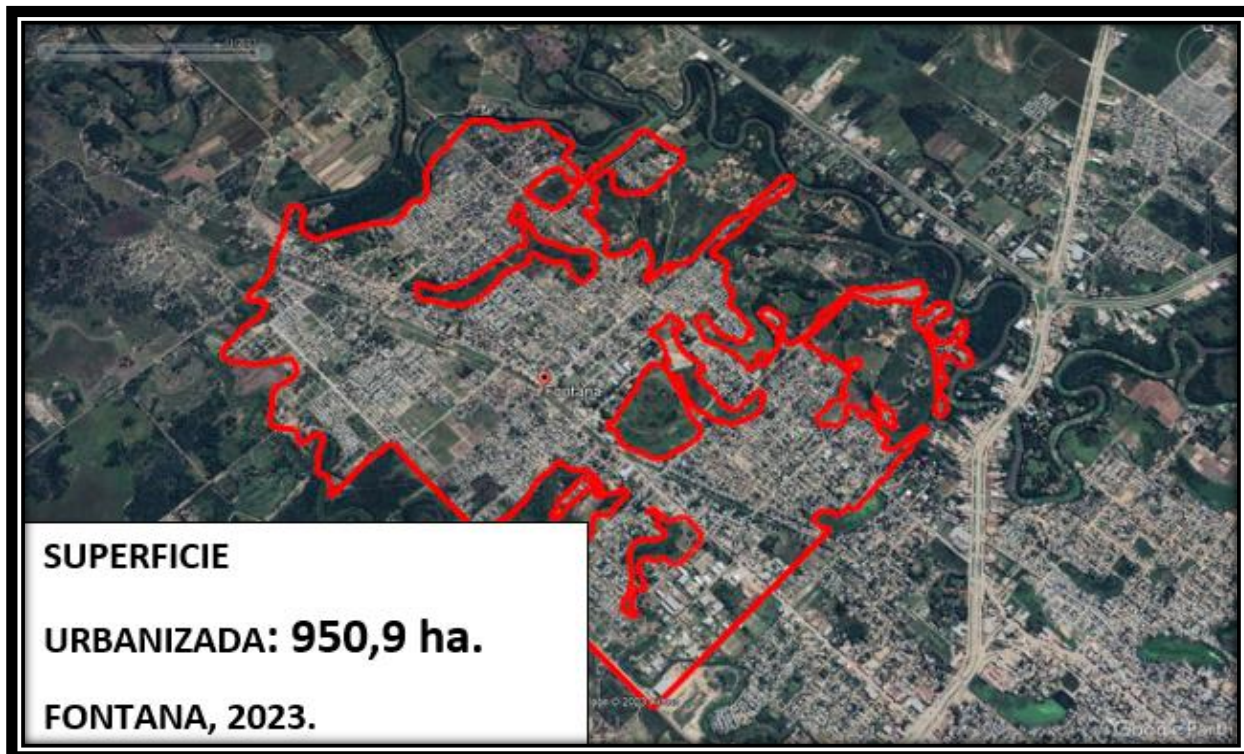


Imagen 19. Imagen satelital de Fontana. (Fuente: Elaboración propia con base en Google Earth, 2023)

Como fue nombrado anteriormente Fontana en conjunto con Resistencia, Barranqueras y Puerto Vilelas forman parte de la aglomeración urbana denominada Área Metropolitana del Gran Resistencia (AMGR).

En la Imagen 20 se puede apreciar la localidad de Fontana con sus ciudades limítrofes; al norte limita con el río Negro, hacia el noroeste limita con el municipio de Puerto Tirol y al sureste limita con la capital de la provincia, Resistencia.

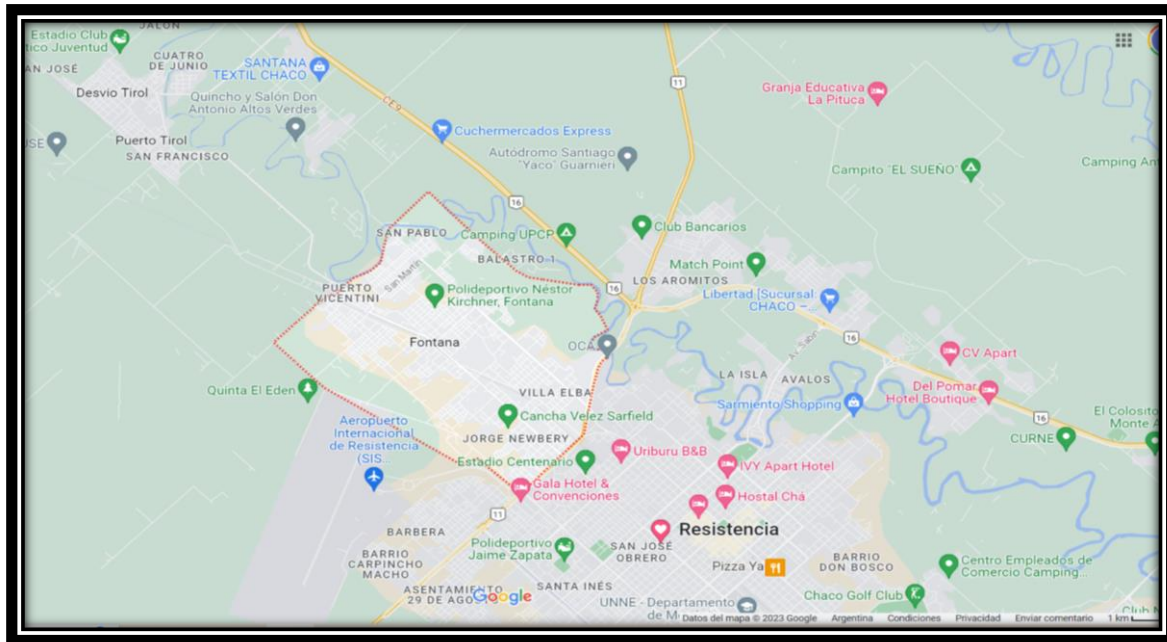


Imagen 20. Localidad de Fontana. (Fuente: Google Maps, 2023).

Por otro lado, Puerto Tirol es una ciudad de 135 años de antigüedad que se encuentra ubicada al sureste de la provincia del chaco, a 7km de la ciudad de Fontana y a 13,1 km de Resistencia, la misma está a una altura de 57 msnm y cuenta según censo 2010 con una totalidad de 11.000 habitantes aproximadamente como se observa en la Imagen 21.

Municipios Ciudad Río. Variación de población. 1991.2001.2010

	Población			Variación					
	1991	2001	2010	91 -01		01 -10		91 - 10	
Laguna Blanca	122	356	729	192%	234	105%	373	498%	607
Colonia Popular	32	135	553	322%	103	310%	418	1628%	521
Puerto Tirol	6.372	7.855	10.876	23%	1483	38%	3021	71%	4504
Fontana	14.436	26.745	32.027	85%	12309	20%	5282	122%	17591
Resistencia	229.212	274.490	291.720	20%	45278	6%	17230	27%	62508
Barranqueras	42.572	50.738	54.715	19%	8166	8%	3977	29%	12143
TOTAL	292.746	360.319	390.620	19%	67573	8%	30301	33%	97874

Fuente: Elaboración propia en base a INDEC. Censo Nacional de Población, Hogares y Viviendas.

Imagen 21. Censo Nacional de Población. (Fuente: mapa.poblaciones.org, 2012)

Se puede ver reflejado su crecimiento con el pasar de los años en las siguientes imágenes satelitales, Imágenes 22, 23, y 24, la primera, data el año 2008 y la más reciente data el año 2022 en donde se puede apreciar el avance de las construcciones que se fueron haciendo tanto en el centro de la ciudad de Puerto Tirol como en todas las zonas colindantes a este.



Imagen 22. Imagen satelital de Puerto Tirol. (Fuente: elaboración propia con base en Google Earth, 2008).

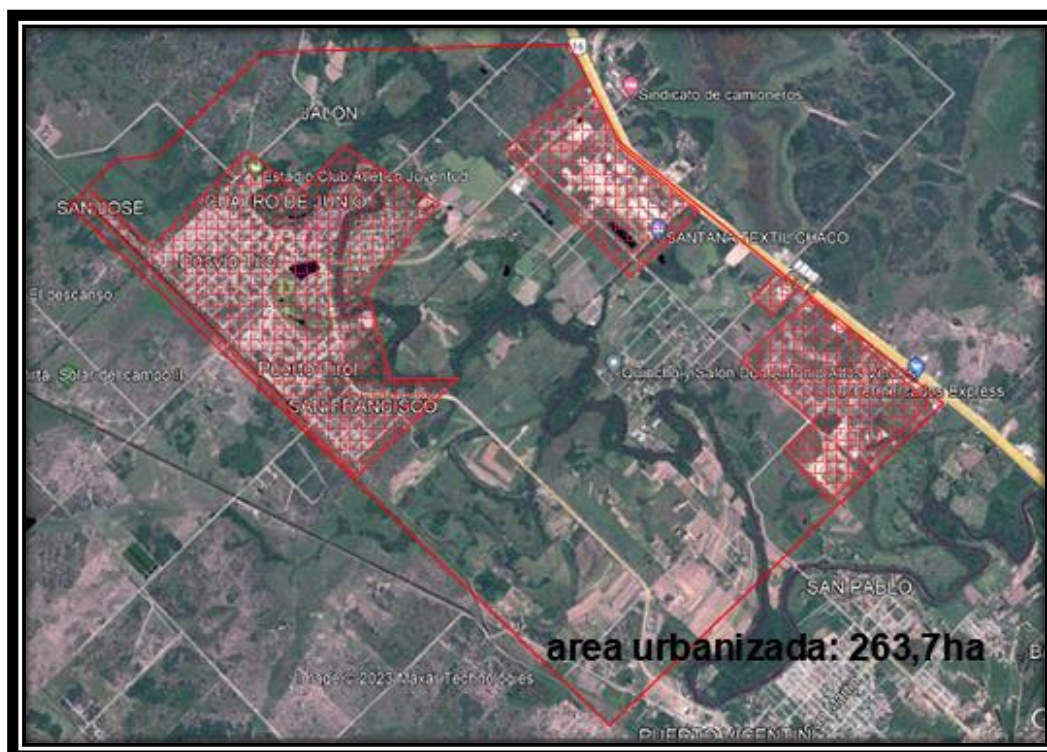


Imagen 23. Imagen satelital de Puerto Tirol, año 2014. (Fuente: Elaboración propia con base en Google Earth, año 2014)



Imagen 24. Imagen satelital de Puerto Tirol, año 2022. (Fuente: Google Earth, año 2022)

1.3 OBJETIVOS

El presente trabajo prosigue la planificación hidrovial y un prototipo de mejora del corredor vial del (AMGR) hasta Puerto Tirol mediante una calzada de hormigón simple y alcantarillado dentro de la traza de la Av. 25 de Mayo y la adecuación, modificación y habilitación del puente Bergagno existente sobre el río Negro vinculando con Puerto Tirol.

Se realizará el análisis y estudio del corredor para mejorar y unir el tramo Puerto Tirol – AMGR teniendo en cuenta la transitabilidad, comunicación, seguridad y confort de desplazamientos de vehículos automotores, ciclomotores y transeúntes.

Se buscará implementar transporte público en esta zona para lograr la interconectividad entre localidades y el crecimiento de las actividades económicas y culturales logrando que el conglomerado se expanda y mejore la comodidad en la movilidad de los habitantes de barrios en crecimiento.

El proyecto buscará unir tramas de localidades que se encuentran en vías de desarrollo y expansión y en un futuro favorecerá el traslado hacia Corrientes ya que la construcción del segundo puente “Chaco-Corrientes” contempla la ejecución de un desvío ubicado entre las localidades de Fontana y Puerto Tirol.

Actualmente el corredor en estudio, la Av. 25 de Mayo, se encuentra pavimentada desde su inicio en la plaza central de Resistencia hasta su intersección con la Av. Augusto Rey en la localidad de Fontana donde y a partir de allí cuenta con una calzada enripiada y cunetas a cielo abierto sin revestimiento; el mismo atraviesa el puente Bergagno, el cual actualmente es de madera, con luz de 68 metros de largo y 3,7m de ancho con un solo carril para paso vehicular, ubicado a 2,2 kilómetros de distancia de la Av. Augusto Rey.

El puente mencionado anteriormente será proyectado con estructura y doble calzada de hormigón permitiendo así la comunicación y transitabilidad segura para los peatones y para todo tipo de vehículos logrando así un corredor hidrovial unificado a Puerto Tirol con el AMGR, alentando a la población al crecimiento y asentamiento sobre dicho corredor.

Dado los análisis del corredor, se plantean objetivos particulares desagregados en dos etapas:

- 1- Pavimento y desagües pluviales en Fontana.
- 2- Puente sobre río Negro en Fontana.

En la imagen 25 se puede ver con color rojo el sector del corredor en estudio y la ubicación del Puente Bergagno.

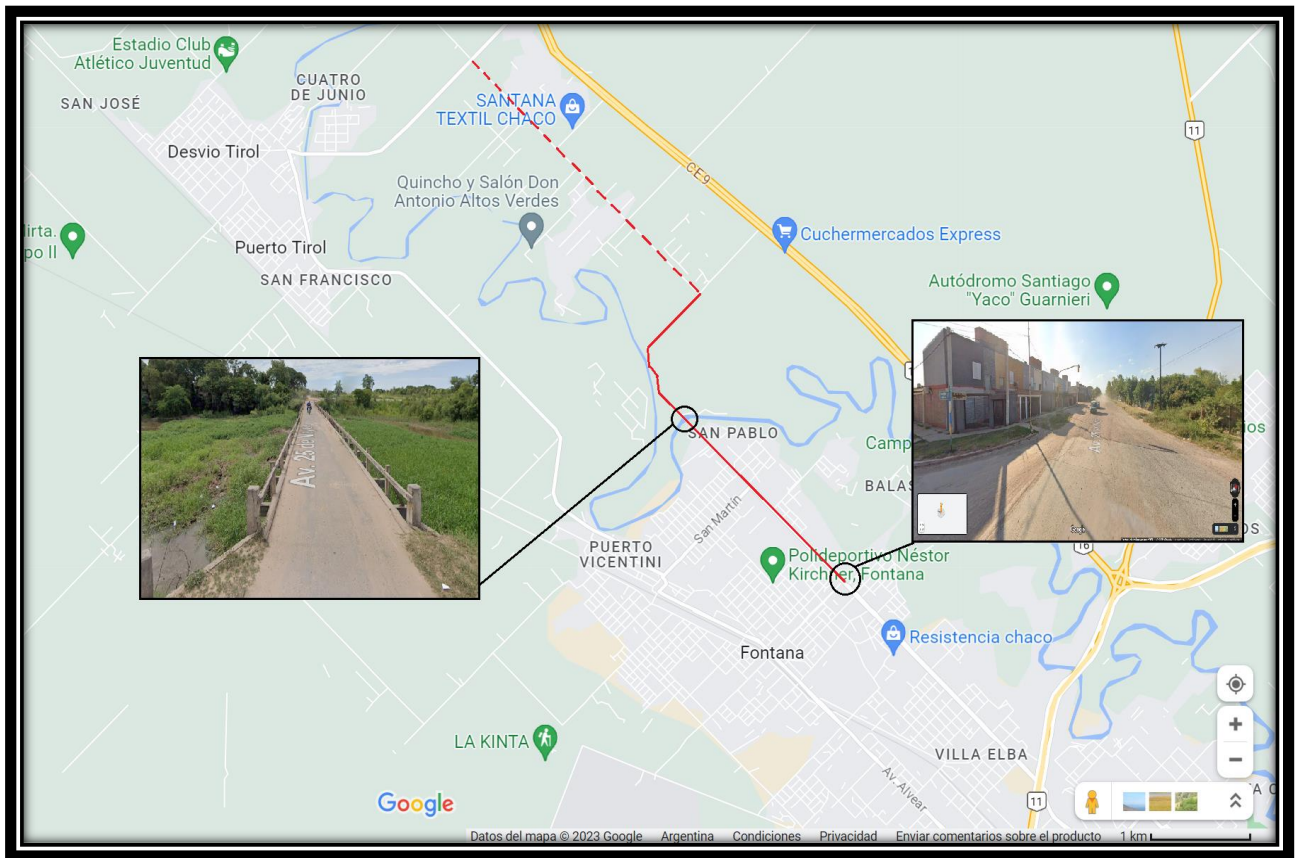


Imagen 25. Planificación hidrovial del corredor Puerto Tirol – AMGR. (Fuente: Elaboración propia con base en google maps, 2023)

1.4 CLIMA Y ANÁLISIS HIDRÁULICO

El Chaco se caracteriza por contar con un clima semiárido tropical a tropical húmedo, con vientos predominantes desde el sector norte y las temperaturas máximas llegan a los 40°C según datos del Ministerio de Ambiente y Desarrollo Sostenible.

Haciendo uso del informe “Anuario Precipitación” de la Administración Provincial del Agua del Chaco (APA) de 2017, es posible apreciar en la imagen 26 las isohietas medias anuales de la provincia, que datan de mediciones en los pluviómetros instalados desde 1956 a 2017, viéndose una precipitación media de 700 mm/año en el sector noroeste de la provincia, mientras que en el sector sureste se observa una media de 1300 mm/año, siendo este último, un dato sobre la zona en estudio.

Durante los meses de verano y otoño (diciembre-abril), se concentra casi 80% de las lluvias y su tramo final está influenciado por el régimen de crecidas del río Paraná, que es el colector final de sus aguas.

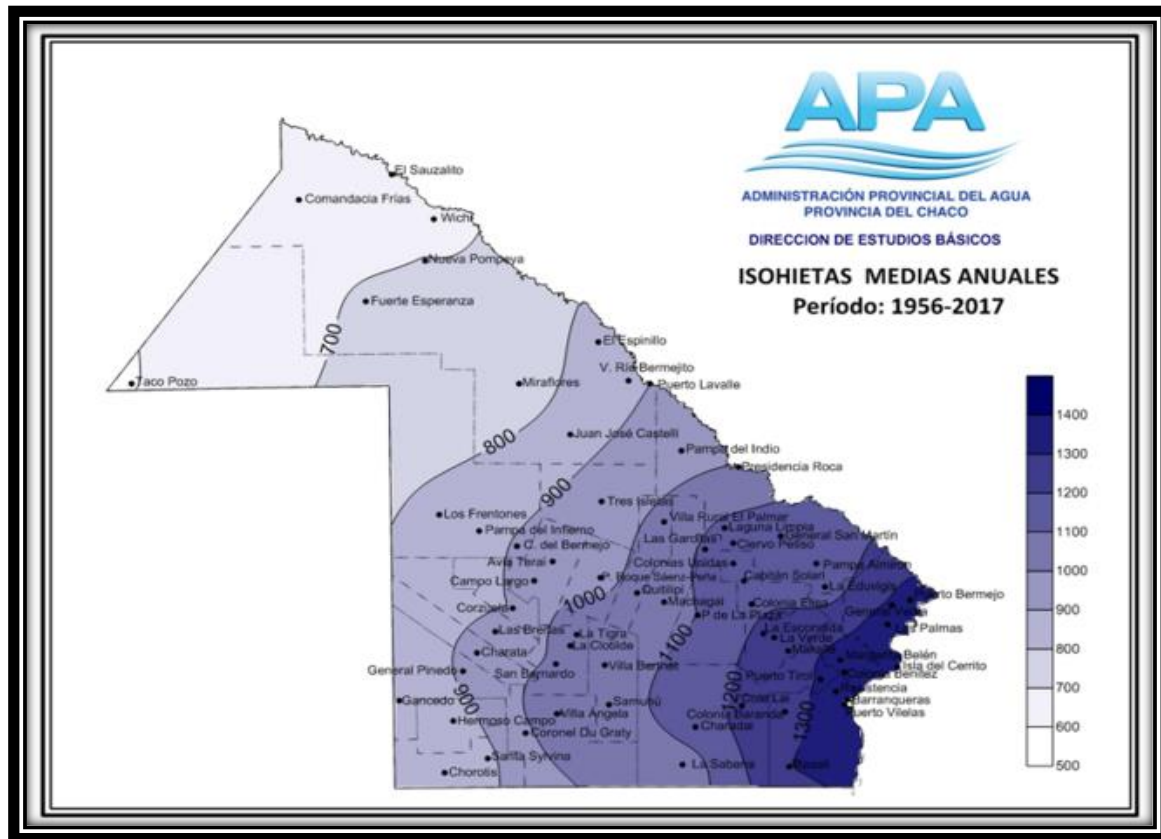


Imagen 26. Isohietas Medias Anuales. (Fuente: APA, 2017).

Se puede observar en la imagen 27 el mapa de la red pluviométrica de APA en 2017 y las cuencas y ríos de la provincia. Estos pluviómetros registran los datos de precipitaciones de Chaco.

La escasa pendiente y la distribución irregular de las precipitaciones durante el año, pueden generar variaciones en los años hidrológicos, donde pueden ser de sequía o bien de inundaciones. Particularmente el AMGR y Puerto Tirol se ubican en la cuenca baja del río Negro y aquí se presentan formaciones de meandros debido a la poca energía de relieve que tiene y cuenta con un sistema lacustre conformado por lagunas.

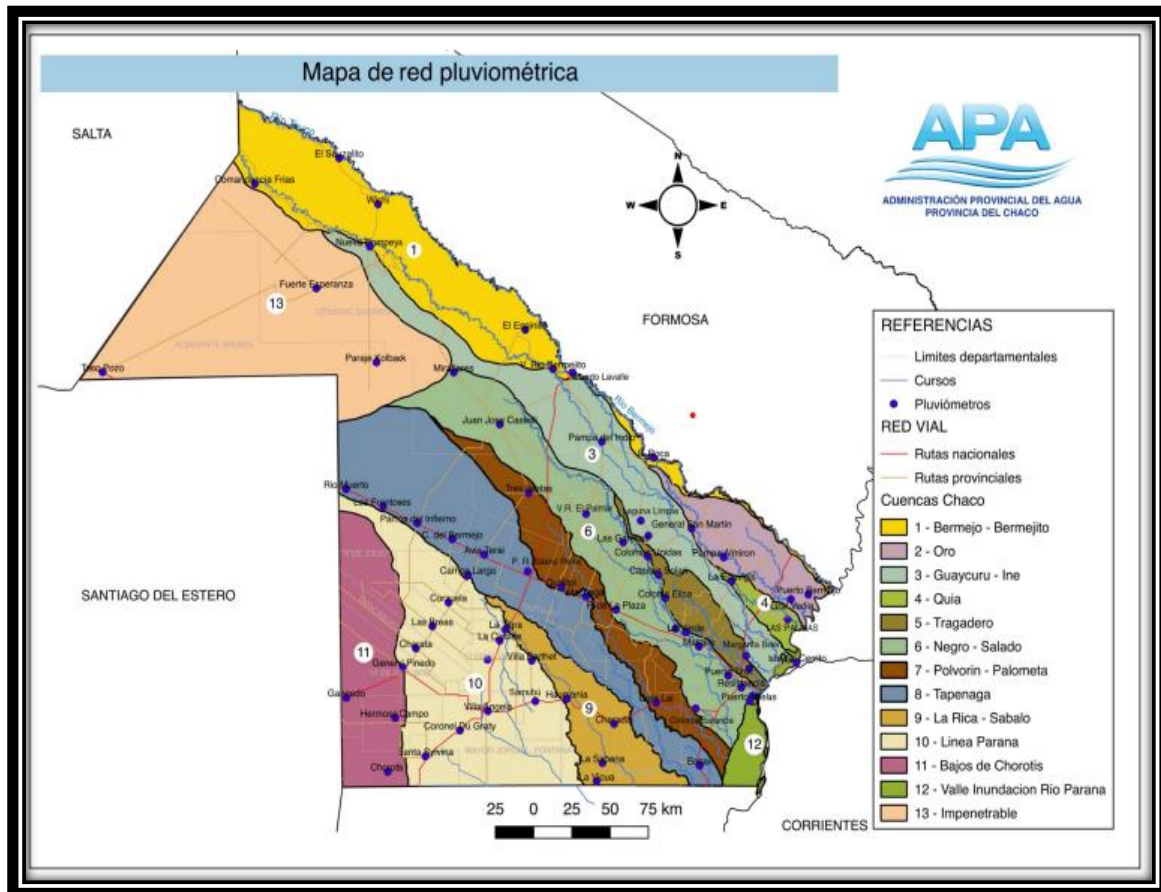


Imagen 27. Mapa de red pluviométrica. (Fuente: APA, 2017).

El río Negro como amenaza en épocas de crecidas justificó la construcción de defensas provisorias, que se observan en la Imagen 28, que acompañaron la expansión de las ciudades hacia las zonas inundables. Actualmente, la franja que bordea el valle del río Negro es un territorio en proceso de urbanización con dos centros importantes (Resistencia y Barranqueras) y un tercer centro (Fontana) de notable dinamismo. En los últimos años, la extensión urbana adoptó la forma de los terraplenes del río Negro y de las lagunas.

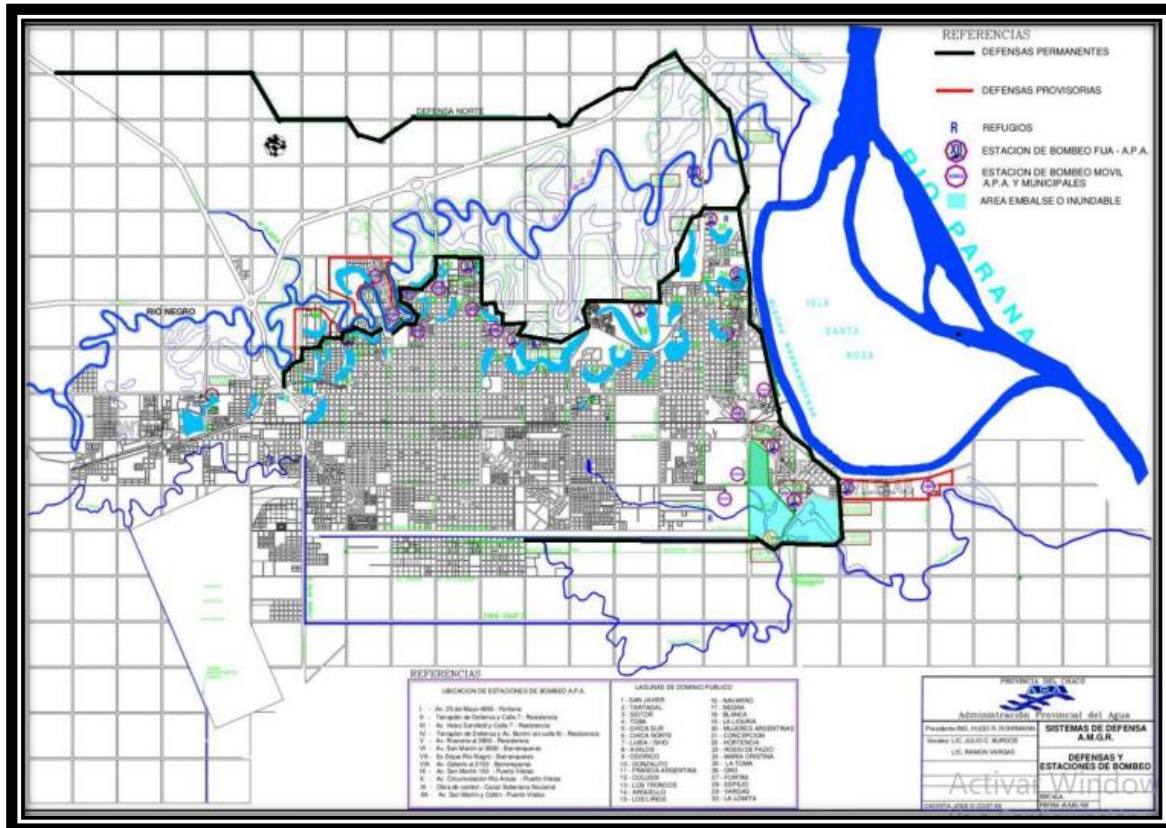


Imagen 28. Mapa ilustrativo de ubicación de defensas. (Fuente: APA, 2017).

Este río es un cuerpo de agua controlado en su cuenca baja con obras de control en las localidades de Laguna Blanca y en Barranqueras.

El régimen hidrológico del río, depende de las lluvias locales de su cuenca de captación, los cambios de caudal dependen de la cantidad y distribución de las lluvias caídas en su cuenca baja.

Este escurre en la planicie del Chaco Oriental, naciendo en 15-20 km al N-NO de Juan José Castelli y desembocando en el río Paraná, posee un paisaje que tiene muy escasa pendiente (en promedio 0,013%) en dirección predominante oeste-noroeste hacia este-sureste (ONO-ESE).

Las obras de control de Laguna Blanca permiten el paso de un caudal máximo (aproximadamente 60m³/s) y el excedente lo derivan al río Salado, el cual escurre paralelo al río Negro, pero por fuera de la ciudad, por una zona rural; mientras que las obras de control en Barranqueras permiten es que cuando el río Paraná supera la cota 48,53m MOP, se cierran las compuertas impidiendo el paso del agua hacia la urbanización, y se bombea el caudal del río Negro con hasta 14 bombas hacia el Paraná. A su vez, debido a la ubicación de la ciudad dentro del valle de inundación del río Paraná, fueron necesarias defensas perimetrales al AMGR, las cuales evitan inundaciones dentro del conglomerado.

La construcción de la red vial nacional (RN 11 y 16) configuran un nuevo patrón territorial donde el río Negro queda contenido entre el ferrocarril y la RN16. La traza del ferrocarril coincide hasta Puerto Tirol con el límite suroeste de la cuenca y la urbanización se desarrolla en paralelo, en las tierras más altas.

Complementariamente con las obras y trabajos de las defensas, existen trabajos no estructurales que nos definen distintos tipos de zonas de riesgo hídrico, como son zona prohibida, zona de restricción severa, zona de restricción severa temporaria y zona de restricción leve. La Imagen 29 muestra la zonificación de riesgo hídrico urbano por precipitaciones en el AMGR.

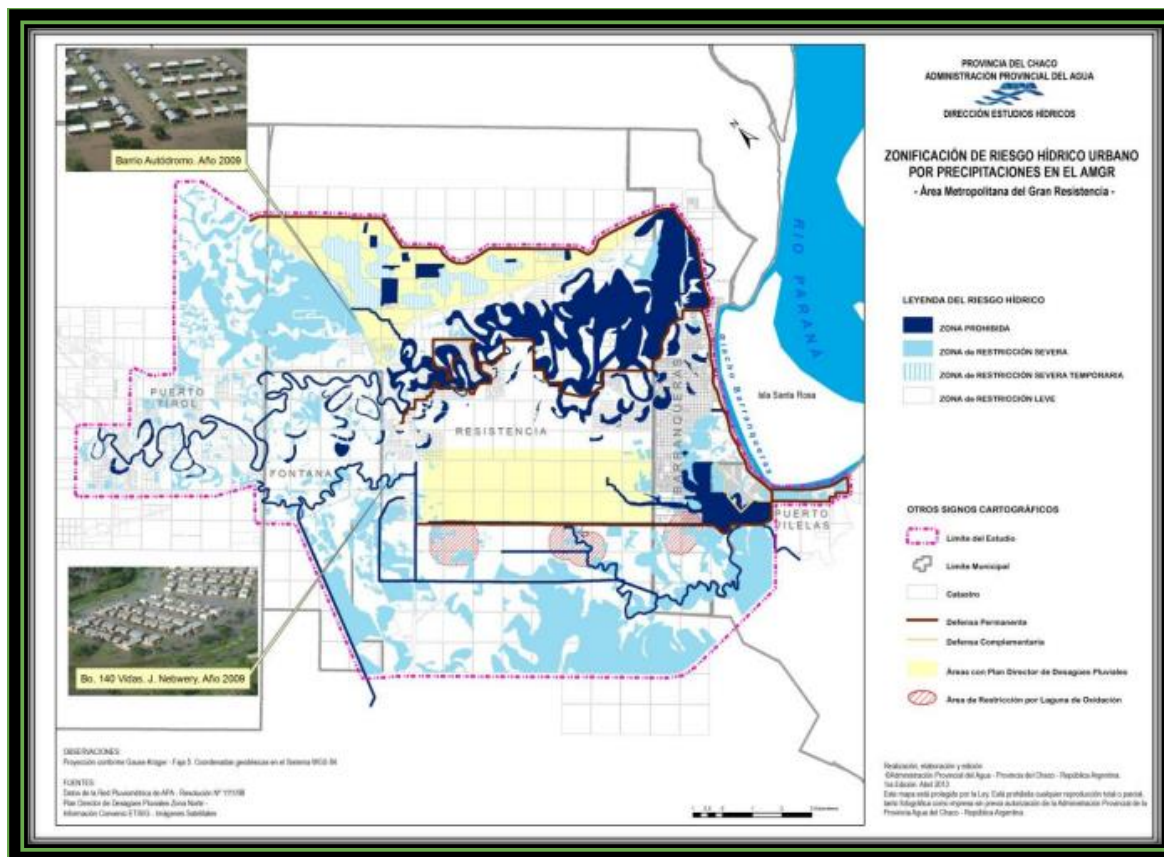


Imagen 29. Plano de zonificación de riesgo hídrico urbano por precipitaciones en el AMGR. (Fuente: APA, 2013)

En las ciudades de Fontana y Tirol las descargas utilizadas como desagüe pluvial planificado desembocan en el sistema de lagunas ubicado en la cuenca baja del río Negro.

El constante crecimiento de estas ciudades, tanto en construcciones de viviendas, como desarrollo vial, acrecienta la impermeabilización de la superficie, por tanto, es de notar que se debe tener una buena planificación de los desagües pluviales, que en algunos proyectos de pavimentación muchas veces no son analizados.

Scornik (1998), en su trabajo acerca de Diagnóstico Urbano Expeditivo del AMGR, denomina como “Eje Oeste” al escenario preferente de expansión del AMGR, por no presentar riesgo hídrico por anegamiento fluvial. Pese a las recomendaciones sobre zonas inundables se generaron asentamientos de viviendas dentro de zonas peligrosas. Un claro ejemplo de esto ocurre al suroeste de la av. Soberanía Nacional como se aprecia en la Imagen 30:

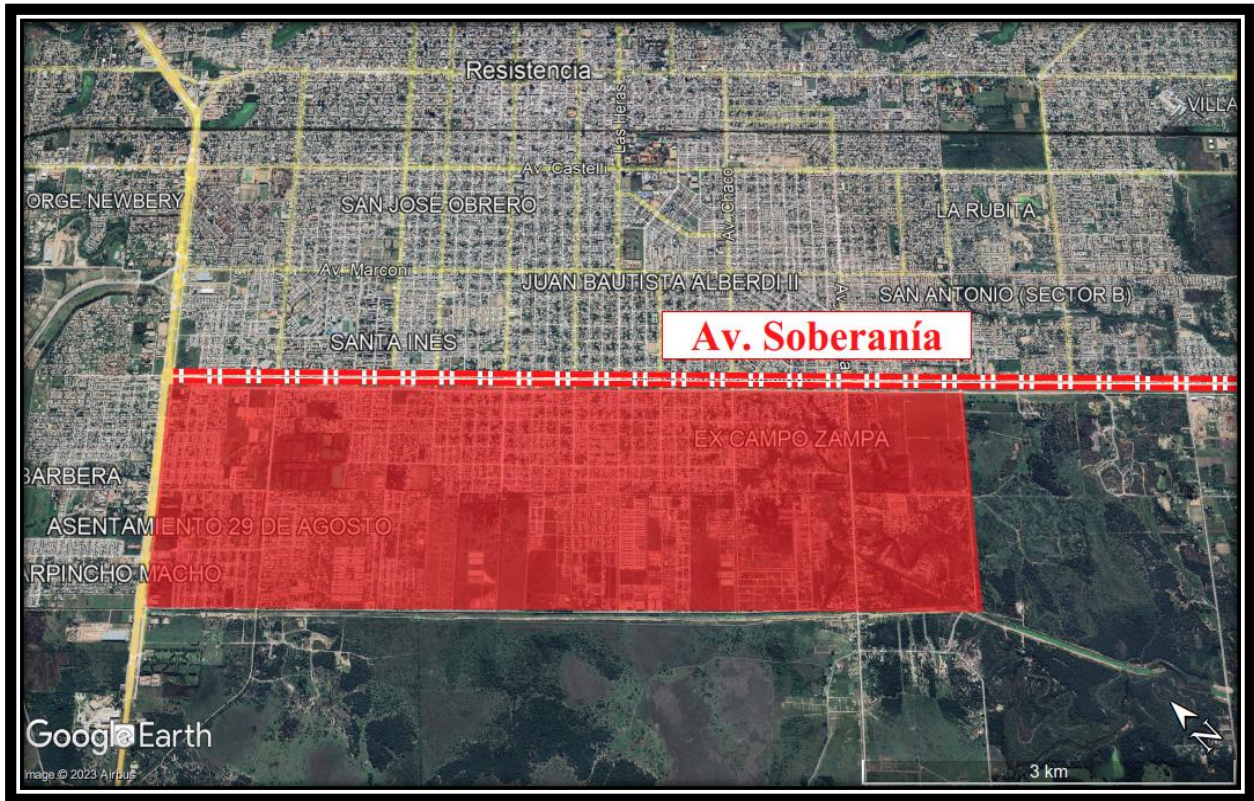


Imagen 30. Avenida Soberanía Nacional. (Fuente: elaboración propia con base en Google Earth, 2023)

Fontana y Tirol son ciudades aptas para ser habitadas debido a que el río Negro se encuentra regulado tanto aguas arriba como aguas abajo, pero no poseen las infraestructuras óptimas en lo que a servicios se refiere, lo que desalienta al pueblo a vivir allí. Por tanto, se debe mejorar la infraestructura de estas ciudades para fomentar la expansión poblacional brindando mejor seguridad.

1.5 SERVICIOS

El AMGR y la localidad de Tirol cuentan con red de electricidad, telecomunicaciones, internet, agua potable, redes de desagües cloacales en diferentes barrios de la ciudad, y servicios de transporte comercial y urbano (colectivos, remises).

También poseen servicio ferroviario el cual es utilizado para el transporte de personas y cargas mediante el tren Belgrano Cargas y poseen centros de salud en diferentes barrios y hospitales públicos.

En el plano educativo las localidades cuentan con establecimientos de jardines de infantes, centros culturales (música, bellas artes, danzas, etc) y escuelas primarias, secundarias y terciarias.

El conglomerado del AMGR cuenta con servicios de transporte público, por lo que es factible el uso del corredor para que a través de las mejoras los habitantes obtengan un mejor confort. La Imagen 31 muestra los recorridos del transporte público actual que conectan a las ciudades:

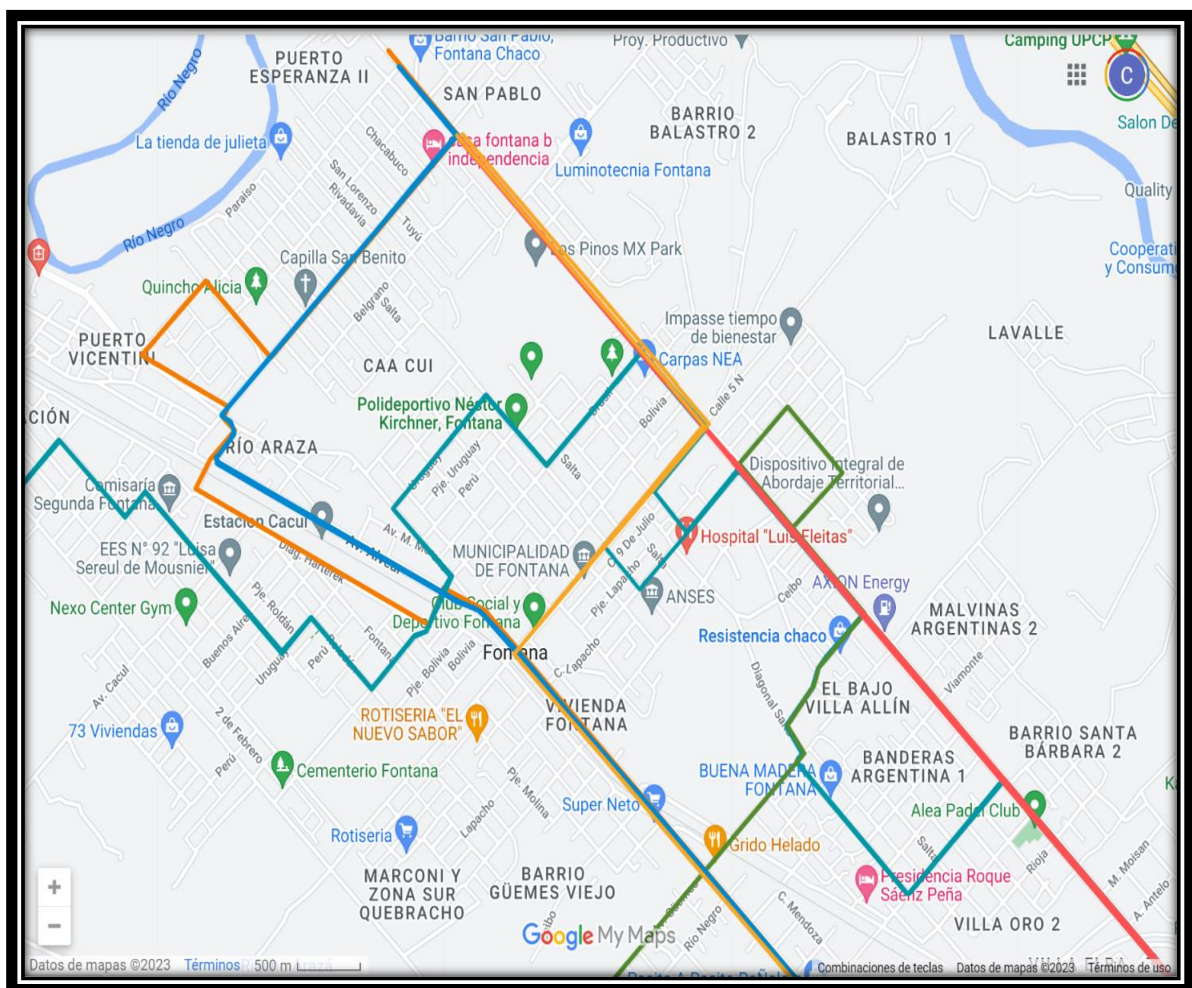


Imagen 31. Recorrido de líneas de colectivos urbanos. (Fuente: transporte.chaco.gob.ar, 2023)

El transporte público presenta características distintas según la localidad, las cuales podrían sintetizarse en tres situaciones:

Una oferta urbana diversificada, aunque de baja cobertura en el AMGR que se caracteriza por la oferta de múltiples líneas de colectivo urbanas que comunican a los diferentes barrios y zonas del área, aunque no alcanzan a responder al proceso de asentamiento – formal e informal- en la lejanía de las arterias principales. La conurbación depende del servicio interurbano y Puerto Tirol no cuenta con transporte suburbano, pero accede a este servicio regular que lo vincula al AMGR y con Colonia Popular con menor frecuencia (5 viajes por día).

La insuficiencia en cantidad y calidad de los medios de transporte público se complementan con modos de transporte privado donde se destacan el uso de motocicletas, automóviles y bicicletas; y se combina además con un parque importante de taxis y remises tanto formales como informales.

En el Gran Resistencia, las líneas de colectivo se caracterizan por vincular radialmente las distintas áreas con el área central de Resistencia; dichos recorridos se efectúan fundamentalmente a lo largo de las principales avenidas; ello determina una relación pendular con el área central.

La Terminal de Ómnibus centraliza los servicios con el resto de las localidades del interior provincial y del resto del país.

El transporte ferroviario contaba con el servicio del Tren Metropolitano de la Empresa SOFSE (ex empresa provincial SEFECHA) con 23,5 km. de vías, que unía los Municipios de Resistencia, Barranqueras, Puerto Vilelas y Fontana, pero actualmente no está en funcionamiento, el cual era usado como transporte suburbano e interurbano porque combinaba agilidad y precios notablemente más económicos que la oferta de las empresas de colectivos.

La conectividad de las localidades del área de intervención con la RN16 es decisiva como factor de desarrollo por su potencialidad para el acceso de la producción a los mercados regionales e internacionales y como vía rápida de acceso a los bienes y servicios que brindan ambas aglomeraciones, ello tensiona la radicación de usos urbanos en esta dirección.

En primer lugar y sin orden de prelación, concerniente a la conectividad regional, relevante para las actividades productivas y el acceso a los bienes y servicios que ofrece la aglomeración interprovincial, en segundo lugar la conectividad vial metropolitana -con Resistencia como ciudad primaria y los municipios que componen el AMGR-, cuya red jerarquizada resuelve diferencialmente la vinculación entre localidades y barrios y es a su vez soporte físico de la red de servicios de transporte y espacios públicos que habilita alternativas de movilidad también diferenciales para la población residente y, en tercer lugar, la concerniente a la accesibilidad de los barrios y equipamientos, directamente relacionada con su localización en el marco de las anteriores redes. Esta última, evidencia los mayores grados de penuria en los asentamientos informales y conjuntos de vivienda pública, habitados según lógicas de la necesidad y/o de organismos supramunicipales que han minimizado el significado de este atributo.

La ciudad de Fontana tiene distintos accesos desde Resistencia, uno de ellos es la avenida 25 de Mayo, la cual comienza en la plaza principal de la misma, cuenta con calzada pavimentada en gran parte de su recorrido, hasta la avenida Augusto Rey.

Existen otros dos accesos uno de ellos por av. Alvear, Resistencia, pavimentada en su totalidad y el último acceso es la avenida Marconi, sin pavimentar con un proyecto vigente que se encuentra en ejecución. Estos accesos son denominados “secundarios” y son los encargados de distribuir el tránsito a toda la localidad desde una red vial “primaria”, la Ruta Nacional 11. Analizando la ubicación del mismo y las conexiones con el actual corredor vial conformado por la ciudad de Fontana, Resistencia, Barranqueras y Puerto Vilelas podemos apreciar que se dan 3 vías para su circulación, una única vía pavimentada que permite su acceso por Ruta Nacional nº16 y otras dos vías sin pavimentar en mal estado para su circulación, permitiendo el acceso por la Avenida Alvear y la otra vía atravesando el Puente Bergagno, como se observa en la Imagen 32:

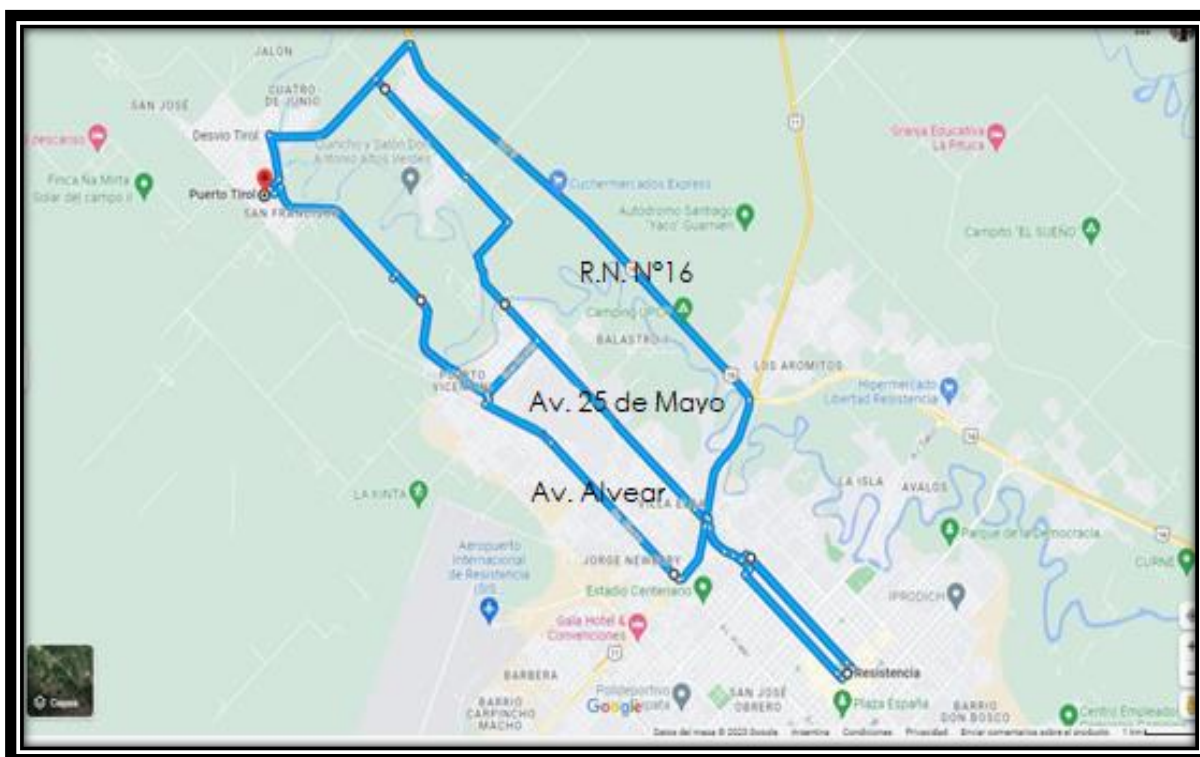


Imagen 32: Conexiones con el actual corredor vial AMGR- Puerto Tirol. (Fuente: Google Maps, 2023)

En lo que compete al acceso por Avenida Alvear, se puede solucionar el estado de las calles mediante un exhaustivo mantenimiento del mismo, mientras que el acceso mediante el paso a través del Puente Bergagno, como solución, es la proyección y ejecución del mismo en hormigón para brindar seguridad a los ciudadanos que circulan por el mismo.

El trayecto más eficiente para la circulación de los habitantes entre el actual corredor vial y Puerto Tirol es el que se realiza a través del Puente Bergagno debido que es el trayecto más

corto y consecuentemente el más rápido, por tanto, se considera conveniente reemplazar el puente actualmente de madera por uno de hormigón a fin de lograr una conexión segura y duradera.

Como fue dicho anteriormente en este trabajo se proyecta el acondicionamiento de este camino mediante un puente de hormigón para una futura pavimentación integrando así a la ciudad de Puerto Tirol al corredor vial del Gran Resistencia. Completan a esta traza vial, la red interna urbana compuesta por calles pavimentadas desde el casco céntrico hacia las afueras, donde se ve una planificación que da mayor importancia a cubrir los servicios públicos, accesos a establecimientos educativos, recreativos y a sistemas de salud y por otro lado, la mayor parte de la traza interna barrial se encuentra con calles de tierra mejoradas con ripio y en barrios de mayor lejanía calles sin tratamiento.

Por este motivo se prevé un anteproyecto en la ciudad de Fontana que pueda contar con una nueva comodidad en cuanto a la conectividad, llevándose a cabo estudios para realizar pavimentación y desagüe en la continuación de la avenida 25 de Mayo comenzando en avenida 25 de Mayo a la altura de 4600 a 4800 y la avenida Augusto Rey y desarrollando de manera progresiva sobre la avenida un tramo de 2,2 km lineales y en el siguiente anteproyecto se desarrollará la continuación de la pavimentación, refacción y habilitación del puente Bergagno que se sobre el río Negro buscando la conexión con un acceso a Puerto Tirol.

Las transformaciones del territorio están causando grandes proyectos de obra pública ejecutados en los últimos años, como el sistema de autovías de vinculación Chaco – Corrientes (Autovía Avellaneda, Autovía Democracia) que mejoran la conectividad de toda el área generando el crecimiento de toda la ciudad.

Cabe destacar que la realización del puente Bergagno en hormigón sería de gran ayuda a nivel provincial ya que, como es de actual conocimiento, en la ciudad de Puerto Tirol se ubica el “Parque Industrial Puerto Tirol” conformado por fábricas industriales en donde hay una enorme cantidad de personas que residen y hacen al desempeño industrial del mismo, aunque también, un gran número de personas que trabajan allí son de zonas aledañas que tienen que sortear actuales inconvenientes para llegar a las mismas y en viceversa, muchos habitantes de Puerto Tirol trabajan o se desplazan hacia el AMGR y sufren las complicaciones de tener un solo camino pavimentado para llevarlos a destino.

Cabe destacar que en dicha ciudad también se realizan eventos importantes a nivel interprovincial como ser la Fiesta Nacional del Taninero y el Festival del Chamamé que permite un enorme crecimiento socioeconómico y turístico en la provincia con la asistencia de personas de todo el país y la región. El proyecto en cuestión facilitará que las personas se trasladen hacia este sector de manera segura ya que genera una nueva vía de acceso y conexión a Puerto Tirol mediante el puente y pavimentación de la av. 25 de Mayo fomentando la presencia en estos eventos.

1.7 CONCLUSIÓN

Particularmente lo que se pretende con la ejecución de la presente obra es mejorar sustancialmente la transitabilidad, tanto vehicular como peatonal del corredor de la Avda. 25 de Mayo, en el tramo comprendido entre la Avda. Augusto Rey y el acceso a Puerto Tirol.

El trabajo consiste en pasar de la situación actual con calzadas de tierra y cunetas a cielo abierto sin revestimiento, a calzadas de hormigón simple con cordón integral, dando continuidad y desarrollo al tránsito del corredor al vincularse con el acceso a Puerto Tirol, también se plantea la adecuación hidráulica y mayor seguridad urbana a través de la incorporación de nuevas luminarias de tipo LED. Además, el proyecto contempla la ejecución de un nuevo puente de hormigón armado en remplazo del actual puente Bergagno que se ubica sobre el río Negro con una luz de 68m de largo, mejorando el espacamiento y traslado para el uso de la comunidad.

Lo que se busca con este proyecto es contribuir al mejoramiento de las condiciones del hábitat, mediante una intervención integral del espacio público, que permita generar una transformación no solamente urbana, sino social y ambiental, elevando la calidad de vida de quienes se vean beneficiados por estas acciones y al mismo tiempo mejorando las condiciones de accesibilidad, movilidad y seguridad de sus habitantes.

Los beneficiarios directos del proyecto, se considera a los usuarios actuales y futuros del camino a intervenir y este valor está representado por el TMDA (Tránsito Medio Diario Anual) que expresa la cantidad de vehículos que transitan en un día promedio de un año determinado. Para el tramo a intervenir, se realizó un Estudio de Tránsito (ver Estudio Ingeniería – Capítulo de Tránsito), y se calculó un TMDA 2023 (vehículos/día) para cada sub-tramo a intervenir. La tasa de crecimiento anual de tránsito se adopta igual al 3%.

Los beneficiarios indirectos se consideran a la población departamental, según Censo 2010 del INDEC, para el Departamento San Fernando era de 400.053 habitantes, cuya proyección al año 2022 alcanzan los 450.608 habitantes (según Estadísticas del INDEC).

La ejecución del proyecto que se estudia será dividida en dos etapas, la “etapa I” consistirá en realizar el estudio del caso del pavimento y desagües pluviales en Fontana y en la “etapa II” el caso del diseño de un puente sobre el río Negro ambos sobre el corredor vial de Av. 25 de Mayo uniendo la localidad de Puerto Tirol con el AMGR.

CAPÍTULO Nº 2: ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO

2.1 OBJETIVO

El objeto de este capítulo es determinar el caudal máximo que escurre por la sección de estudio dado una lluvia y recurrencia de diseño y la cota mínima de dintel de las vigas que soportarán el tablero del puente nuevo.

2.2 METODOLOGÍA

Para obtener el caudal de diseño que puede escurrir en la sección bajo el actual puente Bergagno, se aplica una metodología transformación de precipitaciones sobre la cuenca del río Negro aguas arriba de la sección de interés.

Para este diseño no se considera el aporte de las cuencas superiores al dique de Laguna Blanca, ya que el mismo puede cerrar sus compuertas ante una precipitación como la de diseño, evitando el aumento del caudal y de nivel del agua del cauce.

El método del Servicio de Conservación de Suelos (SCS) es el elegido para obtener la precipitación efectiva sobre la cuenca en cuestión, ya que los factores que utiliza son fácilmente determinables para el área, además, se cuenta con datos para la calibración de los parámetros del método.

El caudal de aporte de cada sub cuenca aguas arriba de la sección de estudio al cauce se obtendrá mediante el programa HEC-HMS, donde el modelo elegido para la transformación lluvia caudal es del SCS.

Una vez obtenidos estos aportes de caudal de cada sub cuenca mediante el modelo del SCS, el programa da como resultado una propagación de los aportes de las sub cuencas, para finalmente obtener el caudal de diseño que escurre por la sección del puente Bergagno.

La altura de diseño alcanzada para la sección será otro objetivo de este capítulo, siendo importante para la adopción de la cota a la que se debe encontrar el nuevo puente a diseñar. Esto se obtiene mediante el software HEC-RAS, el cual gracias a características físicas de la sección utiliza la fórmula de Manning para dar como resultado la altura necesaria para dejar escurrir el caudal de diseño dentro de la sección.

Para la confección del trabajo se cuenta con un registro histórico de precipitaciones en Puerto Tirol, el cual se considera uniforme en toda la cuenca de aporte del río Negro por encima de la sección del puente. También, se trabaja con imágenes satelitales para poder determinar el uso y características del suelo.

Además, para la calibración del método, se cuentan con datos históricos de caudales que escurrieron por la sección del puente de ingreso a Puerto Tirol, esta sección de calibración no solo es la más cercana (12,30km siguiendo el cauce y 4,65km en dirección recta), sino que también la diferencia de su cuenca con la del análisis, es muy baja al ser semejantes, ya que el río aun no pasa por una zona altamente urbanizada.

2.3 CLIMA DE LA PROVINCIA

Como se observa en la imagen 26, la provincia cuenta con una marcada variación de precipitación a lo ancho de su territorio, donde las mayores cantidades se producen sobre el área de interés y es por ello que se considera de gran importancia realizar un análisis con una tormenta de diseño de recurrencia apropiada a la importancia de la obra.

Durante los meses de verano y otoño (diciembre-abril), se concentra casi 80% de precipitación, dato que se puede apreciar dentro de nuestro registro histórico. A continuación, en la tabla 1, se parecían las precipitaciones anuales del registro con el que se cuenta para la confección del trabajo:

Tabla 1. *Precipitación anual del registro dato. (Fuente: elaboración propia)*

Año	Precipitación anual (mm)	Precipitación respecto a la media
1989	1621	Alta
1990	2108	Alta
1991	1413	Alta
1992	1603	Alta
1993	1339	Alta
1994	1932	Alta
1995	1262	Media
1996	1803	Alta
1997	1365	Alta
1998	1455	Alta
1999	747	Baja
2000	1206	Media
2001	1031	Baja

2002	1767	Alta
2003	883	Baja
2004	838	Baja
2005	894	Baja
2006	761	Baja
2007	1072	Baja
2008	885	Baja
2009	1572	Alta
2010	1271	Media
2011	1221	Media
2012	818	Baja
2013	1159	Media
2014	1060	Baja
2015	1487	Alta
2016	1285	Media
2017	1131	Media
2018	1389	Alta
2019	1272	Media

Si la precipitación media anual es 1200mm en base a ello se realiza una clasificación de las precipitaciones anuales del registro dato:

$$P_{media} = 1200mm$$

$$1100mm > P_{anual} \rightarrow BAJA$$

$$1100mm < P_{anual} < 1300mm \rightarrow MEDIA$$

$$1300mm < P_{anual} \rightarrow ALTA$$

En la tabla 1 se pueden apreciar ciclos húmedos y ciclos secos muy diferenciados entre sí, donde se dan una serie de años de alta precipitación (1989 a 1998) y a continuación, serie de años consecutivos de baja precipitación (1999 a 2008), afectando de forma considerable a la población, ya que se produce un relajamiento respecto a las resoluciones de peligro hídrico de la región, generándose asentamientos en zonas desprotegidas ante crecidas y cuando se producen ciclos húmedos, se generan daños materiales a las familias con las inundaciones.

2.4 TIEMPO DE RECURRENCIA

La determinación del tiempo de recurrencia para la tormenta de diseño puede ser adoptada en base a tres métodos propuestos por diversos autores, como son Jarocki. ASSHTO 1979 y Viessman.

Tabla 2. Tiempo de recurrencia para el diseño de obras viales. (Fuente: W.Jarocki)

Categoría de la vía	Tiempo de recurrencia		
	Terraplenes	Puentes	Alcantarillas
Autopistas urbanas	100	100	50
Rutas Principales	50	50	25
Caminos vecinales	25	25	10
Caminos provisorios	10	10	5

El primer método se basa en adoptar el tiempo de recurrencia según la categoría de la vía en cuestión, para el caso en estudio, se trata de un puente en continuación con la Av. 25 de Mayo.

Dicha vía, es considerada como un camino vecinal, ya que, aunque se espere que el tránsito crezca una vez concretado el proyecto de pavimentación de la avenida y construcción del puente, no podemos aun considerarla como ruta principal, por ende, se categoriza como camino vecinal y donde la tabla 2 nos asigna un tiempo de recurrencia de 25 años.

El siguiente método propone darle una categoría a la vía mediante la valoración subjetiva y objetiva de los parámetros de la tabla 3:

Tabla 3. Tabla para la selección del tiempo de recurrencia para diseño. (Fuente: AASHTO 1979)

PARÁMETRO	CLASIFICACIÓN		
	1	2	3
Daño a las propiedades	bajo	medio	alto
Daños al camino	bajo	medio	alto
Pérdidas potenciales de vida	bajo	medio	alto
Altura del terraplén	Menor a 6m	6m a 15m	Mayor a 15m
Costo de la reconstrucción	bajo	medio	alto
T.P.D.A.	Menor a 100	100 a 750	Mayor a 750
Rutas alternativas	sí	Mala calidad	no
Sección de camino inundado	sí	eventual	no
Caudales registrados mayores que el caudal para recurrencia de 50 años	ninguno	uno	varios
Valor estratégico	no	no	Sí
Efecto sobre la economía local	bajo	medio	alto

Tabla 4. Análisis de los parámetros que plantea ASSHTO 1979 en el puente Bergagno. (Fuente: elaboración propia)

Parámetros	Clasificación		
	1	2	3
Daños a las propiedades		medio	
Daños al camino	bajo		
Pérdidas potenciales de vida	bajo		
Altura del terraplén	menor a 6m		
Costo de la reconstrucción		medio	
TMDA			mayor a 750
Rutas alternativas		mala calidad	
Sección de camino inundado		eventual	
Caudales registrados mayores que el caudal para recurrencia de 50 años	ninguno		
Valor estratégico			si
Efecto sobre la economía local		medio	
Cantidad	4	5	2

Realizado un análisis de cada uno de los parámetros para la Av. 25 de Mayo, se concluye en una categoría 2, muy cercana a 1, con lo cual se adopta el tiempo de recurrencia según la siguiente tabla:

Tabla 5. Tiempo de recurrencia de diseño. (Fuente: ASSHTO 1979)

Promedio ponderado de la clasificación	Rango de tiempo de recurrencia para diseño (años)
1	10 - 25
2	25 - 50
3	Más de 50

Se adopta, por tanto, según método ASSHTO 1979, un tiempo de recurrencia de 25 años.

El ultimo método utilizado para establecer el tiempo de recurrencia de la tormenta de diseño es provisto por Viessman, el cual, en función del tipo de obras hidráulica, establece entornos de tiempo de recurrencia a adoptar para cada una de ellas.

Tabla 6. Tiempo de recurrencia de diseño. (Fuente: Viessman et al,1977)

Tipo de obra	Tiempo de retorno (años)
Drenaje que atraviesa rutas de acuerdo con la intensidad del trafico	10 a 50
Pista de aeropuertos	5
Obras de drenaje pluvial	2 a 10
Pequeños diques	2 a 50
Drenaje agrícola	5 a 50

Como conclusión de cada uno de los métodos, se determina un tiempo de recurrencia de 25 años para la tormenta de diseño del proyecto.

2.5 ANÁLISIS DE PRECIPITACIÓN

Para el desarrollo de este capítulo se cuentan con un registro de precipitaciones diarias (en milímetros) a partir de 1989 hasta 2019.

El procesamiento de los datos consiste en la determinación de distintos tipos de lluvias máximas y mínimas, para realizar un análisis estadístico y probabilístico y en base a ello, se adopta una tormenta de diseño.

La tormenta de diseño es aquella precipitación de un día de duración que se utiliza en la determinación del caudal diseño y cota de diseño que la superficie del agua alcanza en la sección de estudio y se utiliza para el proyecto de obras hidráulicas.

Los datos recogidos de interés fueron:

Precipitación máxima diaria del registro = 220mm (07/01/1993)

Precipitación mínima diaria del registro = 0mm (varios)

Precipitaciones máximas y mínimas anuales de 1 día, 2 días consecutivos y 3 días consecutivos a continuación en la tabla 7.

Tabla 7. Máximos y mínimos anuales de 1, 2 y 3 días consecutivos del registro dato. (Fuente: elaboración propia)

Año	mín. 1 día (mm)	máx. 1 día (mm)	mín. 2 días (mm)	máx. 2 días (mm)	mín. 3 días (mm)	máx. 3 días (mm)
1989	1	87	5	65	10	34
1990	2	164	4	72	7	46
1991	1	198	3	46	10	42
1992	1	103	8	65	15	35
1993	1	220	5	43	6	35
1994	2	155	3	63	8	42
1995	1	155	3	60	3	30
1996	2	115	6	105	7	38
1997	1	215	3	81	5	60
1998	1	96	2	42	4	36
1999	1	68	1	34	2	9
2000	1	85	2	48	5	30
2001	1	90	1	39	3	30
2002	1	108	3	59	3	43
2003	1	107	2	36	2	24
2004	1	62	2	40	5	21
2005	0	85	1	35	1	14
2006	0	66	0	28	4	23
2007	1	94	1	57	3	37
2008	0	87	1	32	5	27
2009	0	165	1	70	3	70
2010	0	124	0	108	4	21
2011	0	83	0	55	1	28
2012	0	82	2	31	2	31
2013	0	106	1	41	4	36
2014	0	86	0	71	1	19
2015	0	119	0	44	3	31

2016	0	84	1	35	3	26
2017	0	121	1	27	1	20
2018	0	140	0	50	2	50
2019	0	147	1	30	2	22

Cabe aclarar que existe una gran variedad de días de la población de precipitaciones en los que no se cuentan registro, pero para el análisis, podemos usarlas para obtener precipitaciones de días consecutivos, aunque no lo sean en la realidad.

Precipitación mínima de 1 día: Corresponde al mínimo del año analizado

Precipitación máxima de 1 día: Corresponde al máximo del año analizado

Precipitación mínima de 2 días consecutivos: se realiza un análisis de 2 registros consecutivos, donde se toma el máximo de dichos registros y luego se toma como precipitación mínima de 2 días consecutivos al mínimo de ese análisis correspondiente al año de análisis.

Precipitación máxima de 2 días consecutivos: El análisis es similar al anterior, donde en este caso se toma el mínimo de los registros consecutivos y luego la precipitación máxima de 2 días consecutivos corresponde al máximo de ese análisis dentro del año de análisis.

Precipitación mínima de 3 días consecutivos: se realiza un análisis de 3 registros consecutivos, donde se toma el máximo de dichos registros y luego se toma como precipitación mínima de 3 días consecutivos al mínimo de ese análisis correspondiente al año de análisis

Precipitación máxima de 3 días consecutivos: El análisis es similar al anterior, donde en este caso se toma el mínimo de los registros consecutivos y luego la precipitación máxima de 3 días consecutivos corresponde al máximo de ese análisis dentro del año de análisis.

Teniendo en cuenta estos valores, se realiza un análisis estadístico donde, mediante el método probabilístico de Gumbel se obtuvieron las precipitaciones máximas y mínimas explicadas anteriormente, pero para un tiempo de recurrencia de 25 años.

$$\alpha = \frac{1}{0,78 * \sigma}$$

$$X_0 = \bar{X} * -\frac{0,5772}{\alpha}$$

$$P(x) = \frac{1}{TR}$$

$$Y = -LN[-LN(1 - P(x))]$$

Siendo:

$\bar{X}$: media de la población de precipitación diaria (mm)

σ : desvío estándar de la población

α : parámetro del método

X_0 : parámetro del método

TR: tiempo de recurrencia de la precipitación de diseño (años)

P(x): probabilidad de ocurrencia de la precipitación de diseño

Y: variable reducida del método

Tabla 8. Máximos y mínimos anuales de 1, 2 y 3 días consecutivos para un T.R. de 25 años. (Fuente: elaboración propia)

Parámetros	Mín.1 día	máx. 1 día	Mín. 2 días	máx. 2 días	Mín. 3 días	máx. 3 días
$\bar{X}$ (mm)	0,65	116,68	2,03	52,00	4,32	32,58
σ	0,65	41,80	1,91	20,40	3,08	12,59
α	1,97	0,03	0,67	0,06	0,42	0,10
X_0	0,35	97,86	1,17	42,82	2,93	26,91
TR (años)	25,00	25,00	25,00	25,00	25,00	25,00
P (x)	0,04	0,04	0,04	0,04	0,04	0,04
y	3,20	3,20	3,20	3,20	3,20	3,20
X (mm)	1,97	202,15	5,94	93,70	10,63	58,33

A las precipitaciones máximas anuales, segunda y tercera precipitación máxima, se analizan sus respectivas láminas de precipitación acumulada antecedente de 15 y 30 días, necesarios para la aplicación del método SCS.

Tabla 9. 1er, 2do y 3er máximo anual con sus respectivas precipitaciones antecedentes acumuladas. (Fuente: elaboración propia)

Año	1ºmáx 1 día (mm)	15días antes	30días antes	2ºmáx 1 día (mm)	15días antes	30días antes	3ºmáx 1 día (mm)	15días antes	30días antes
1989	87	168	270	68	70	165	66	122	142
1990	164	18	134	136	108	185	105	187	232
1991	198	114	240	65	137	327	60	119	166
1992	103	172	253	80	85	171	78	20	35
1993	220	221	256	119	13	27	65	67	177
1994	155	175	327	140	98	111	100	77	94
1995	155	190	267	140	78	122	70	30	360
1996	115	57	168	105	172	283	100	123	313

1997	215	83	89	120	30	388	81	2	8
1998	96	36	74	90	54	125	86	201	221
1999	68	100	108	56	62	137	45	52	88
2000	85	38	134	54	44	111	52	29	55
2001	90	45	83	86	27	154	70	42	50
2002	108	169	182	97	182	273	95	48	61
2003	107	85	95	73	31	130	56	20	116
2004	62	141	183	56	45	149	43	23	210
2005	85	68	139	84	159	221	59	34	73
2006	66	4	53	59	39	42	57	11	47
2007	94	35	66	92	54	96	68	101	161
2008	87	68	96	66	33	133	55	163	191
2009	165	251	278	100	42	146	90	10	26
2010	124	214	288	108	106	194	99	59	59
2011	83	161	203	82	106	239	58	8	27
2012	82	2	38	66	33	41	60	31	115
2013	106	67	92	69	168	238	67	48	241
2014	86	212	223	75	61	151	71	136	226
2015	119	69	168	117	77	90	79	96	138
2016	84	93	171	83	90	90	78	1	7
2017	121	41	165	101	114	274	89	6	27
2018	140	113	126	122	92	185	103	1	30
2019	147	85	237	114	67	153	82	156	215

Tabla 10. 1^{er} máximo, 2^{do} máximo y 3^{er} máximo para un T.R. de 25 años. (Fuente: elaboración propia)

Parámetros	máx. 1 día	2ºmax. 1 día	3ºmax. 1 día
media (mm)	116,68	91,06	73,79
desvío	41,80	25,42	17,44
α	0,03	0,05	0,07
X0	97,86	79,62	65,93
TR (años)	25	25	25
P (x)	0,04	0,04	0,04
y	3,20	3,20	3,20
X (mm)	202,15	143,03	109,45

Para la resolución del trabajo, se utilizan los resultados de precipitación máxima anual del registro dato.

2.6 CUENCA DE APORTE

El río Negro nace en los esteros del centro de la provincia para luego de un desarrollo de aproximadamente 450 kilómetros, desembocar en el riacho Barranqueras, brazo del río Paraná y en su tramo inferior recorre las localidades de Puerto Tirol, Fontana, Resistencia y Barranqueras.

Sin embargo, el río se encuentra regulado en la localidad de Laguna Blanca mediante un dique, el cual deja pasar un caudal máximo de $60 \text{ m}^3/\text{s}$ y el resto lo derivaría al río Salado. En épocas de abundante precipitación, donde se requiere reducir el caudal que pasa por Puerto Tirol y el AMGR evitando así desbordes, el dique es capaz de cerrarse completamente, dejando sin aporte de las cuencas superiores del río y dejando únicamente como caudal del mismo al generado por la precipitación efectiva sobre la cuenca baja.



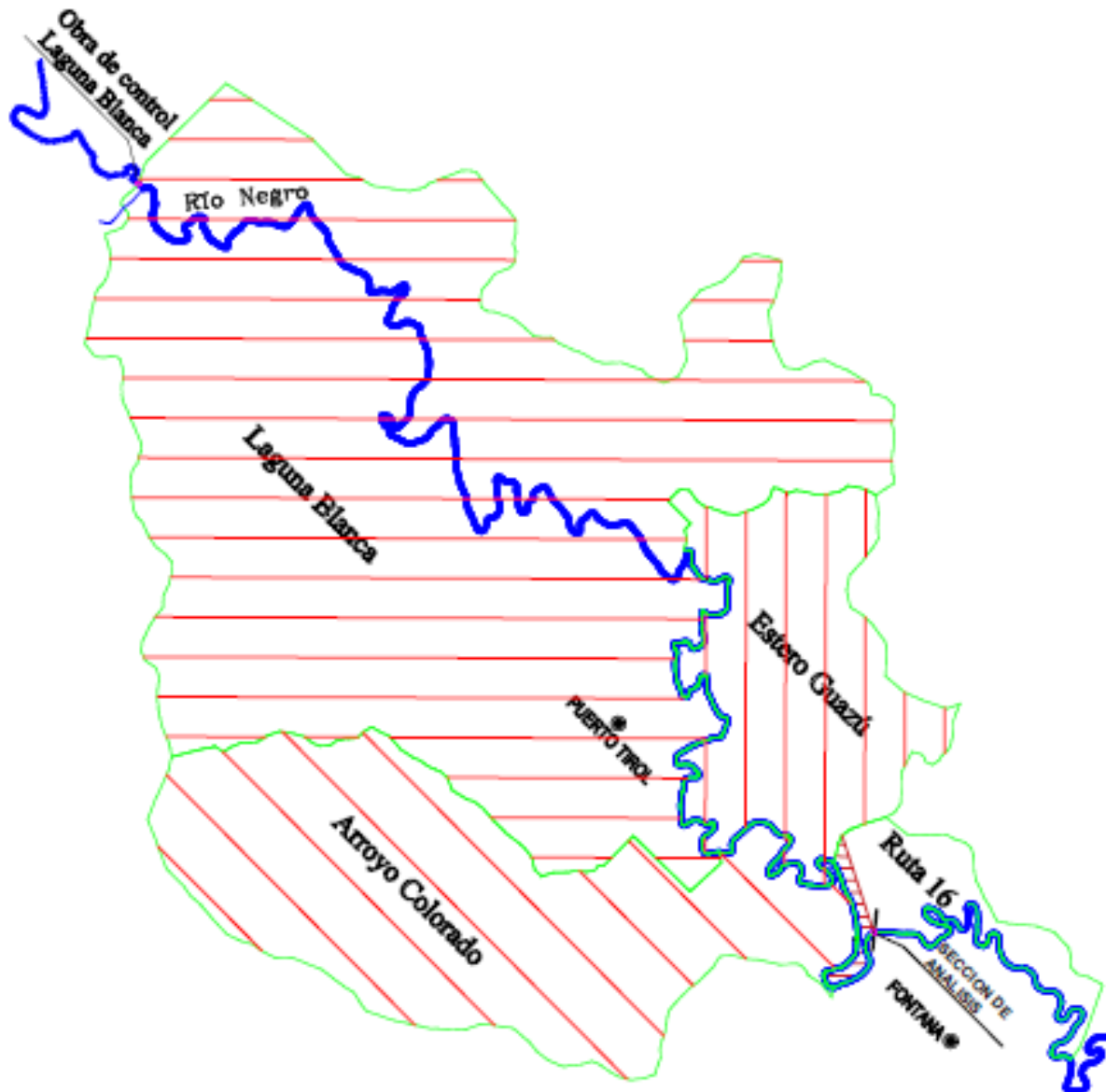
Imagen 33. Cuenca baja del río Negro y su división en sub cuencas. (Fuente: Hidroyet consultores y APA, año 2013)

La figura anterior representa la cuenca baja del río Negro, en la sección anexos se presentará una imagen más detallada de la sub división de la cuenca baja con sus respectivos nombres. La cuenca se subdivide en las siguientes sub cuencas:

Tabla 11. Sub cuencas de la cuenca baja del río Negro. (Fuente: Hidroyet consultores y APA, año 2013)

Cuenca	Sub cuenca	Nombre	Superficies	
			Km2	Ha
Baja Río negro	Rurales	Laguna Blanca	141,512	14151,23
		Estero Guazú	27,128	2712,76
		Arroyo Colorado	51,366	5136,55
		Ruta 16	8,068	806,79

		Autódromo	19,418	1941,79
	Urbana Sur	Balasto	5,310	530,98
		Fortini - Oro	4,678	467,76
		San Javier	2,572	257,15
		Avalos	6,215	621,45
		Inmigrantes	0,521	52,14
		Gonzalito	0,430	42,96
		Los Teros	2,116	211,59
		Los Lirios	6,369	636,85
		Rissione	5,542	554,19
		Japonés	1,620	161,95
	Zona Norte	Ojeda Superior	6,713	671,34
		Cava 101 - J. M. Rosas	2,860	286,01
		Ojeda Inferior	1,399	139,92
		Bajo de la Rotonda	0,942	94,24
		Falcón - J. M. Rosas	3,562	356,18
		A. P. A.	3,607	360,7
		Vivero	2,309	230,87
	Recinto	Recinto - Sabin	6,815	681,54
		Recinto - Sarmiento	3,067	306,69
		Recinto - San Martín	24,195	2419,45
	Superficie Total:		338,33	33833,08



Cuenca baja del río Negro: sub cuencas de aporte a la sección de análisis

Imagen 34. Sub cuencas de aporte a la sección de análisis. (Fuente: elaboración propia)

Este capítulo busca determinar el caudal y el nivel de diseño de la superficie del agua para una recurrencia de 25 años, en la sección de interés (bajo el puente Bergagno) con lo cual, como resultado del control dado en el dique, la cuenca total de análisis está compuesta por las siguientes sub cuencas y representados en la imagen 34:

Tabla 12. Sub cuencas de análisis para la determinación del caudal de diseño en la sección de interés.
(Fuente: elaboración propia)

Cuenca	Sub cuenca	Nombre	Superficies		Long. Cauce
			Km2	Ha	
Baja Río negro	Rurales	Laguna Blanca	141,512	14151,23	28,60 km
		Estero Guazú	27,128	2712,76	17,96 km
		Arroyo Colorado	51,366	5136,55	8,47 km
		Ruta 16	3,130	312,96	4,79 km
Total:			223,135		59.82 km

2.7 MÉTODO DEL SERVICIO DE CONSERVACIÓN DE SUELOS - SCS

El flujo superficial de saturación se produce cuando el flujo subsuperficial satura el suelo y entonces se genera el flujo superficial a medida que la lluvia cae en el suelo saturado. La velocidad del flujo subsuperficial es tan baja que no todo el flujo de este tipo o el superficial de saturación contribuye a incrementar la corriente durante la tormenta.

Esto debido a distintos factores que se tomaran en cuenta en el método del SCS utilizado para obtener la lluvia de efectiva de la tormenta de diseño.

La metodología desarrollada por el Soil Conservation Service, SCS de EEUU, a través de la “Guía hidrológica para uso en la planificación de cuencas hidrográficas”, ocupa un lugar en el “diseño hidrológico” por su practicidad, capacidad operativa y aceptables resultados a medida que ha sido usada con más frecuencia y en un mayor número de escenarios.

El método se divide en dos etapas:

- _ Obtención de escurrimiento en base a datos del suelo y vegetación y a partir de una lluvia.
- _ Define la metodología de obtención del hidrograma unitario sintético, también llamado método del hidrograma triangular

Para llegar a estos resultados, el método requiere determinar ciertos parámetros:

- **Tiempo de concentración**

Es el tiempo que la lluvia que cae en el punto más distante de la corriente de agua de una cuenca demora en llegar a una sección determinada de dicha corriente. Este tiempo mide el tiempo que se necesita para que toda la cuenca contribuya con escorrentía superficial en una sección considerada y se mide en minutos u horas.

El tiempo de concentración de la cuenca es muy importante porque en los modelos lluvia-escorrentía, la duración de la lluvia se asume igual al tiempo de concentración de la cuenca, puesto que es para esta duración cuando la totalidad de la cuenca está aportando al proceso de escorrentía, por lo cual se espera que se presenten los caudales máximos. Las diversas metodologías existentes para determinar el tiempo de concentración de una cuenca a partir de

sus parámetros morfométricos, fueron determinadas a partir de ajustes empíricos de registros hidrológicos.

Este parámetro cuenta con varias metodologías de cálculo, donde algunas se adaptan mejor a las condiciones de la cuenca que otra. Para la cuenca en estudio, se optó por utilizar las siguientes formulas:

Kirpich: Desarrollada a partir de información del SCS en siete cuencas rurales de Tennessee con canales bien definidos y pendientes empinadas (3 a 10%).

$$T_c = 3,989 * L^{0,77} * S^{-0,385}$$

Ecuación de retardo SCS: Ecuación desarrollada por el SCS a partir de información de cuencas de uso agrícola; ha sido adaptada a pequeñas cuencas urbanas con áreas inferiores a 800 Ha.

$$T_c = \left[\frac{11,9 * L^3}{H} \right]^{0,385}$$

Siendo:

L: Longitud del cauce (Km)

S: Pendiente (m/m)

H: Desnivel en pies

Tabla 13. Tiempo de concentración para las sub cuencas de interés utilizando los métodos de Kirpich y SCS. (Fuente: elaboración propia)

Cuenca	Sub cuenca	Nombre	Superficie		Long. Cause (km)	Cota máx. (m)	Cota min. (m)	Pendiente (m/m)	Tiempo de concentración		
									Kirpich		SCS
			Km2	Ha					min	h	h
Baja Rio negro	Rurales	Laguna Blanca	141,5	14151	28,6	59	53	0,0002098	1375	22,92	22,87
		Estero Guazú	27,13	2713	17,96	56	53	0,000167	1049	17,49	17,45
		Arroyo Colorado	51,37	5137	8,47	58	54	0,0004723	394	6,57	6,56
		Ruta 16	3,13	313	4,79	53	51	0,0004175	267	4,44	4,43

• Características de la cuenca

Cada una de las sub cuencas tiene características que las diferencian de sus vecinas, no solo en tamaño, sino también en cobertura vegetal, espejos de agua, usos de los suelos, etc. Esto lo que genera es que el comportamiento de cada una de ellas antes precipitaciones sea diferente. Por ello, deben analizarse por separado y se asigna para cada una un valor de coeficiente CN o

número de curva diferente que represente la respuesta que tendrá cada sub cuenca a la precipitación de diseño.

Se evalúan las siguientes características en cada sub cuenca:

Humedad antecedente: Las condiciones de humedad antecedente, indican el estado de la humedad del perfil del suelo en la cuenca al producirse una tormenta determinada, como son la precipitación en un período anterior de 5 a 30 días. En general cuanto mayor es la precipitación precedente, mayor será el escurrimiento directo que ocurre en una tormenta dada. Los efectos de la infiltración y la evapotranspiración durante el período precedente también son importantes, y pueden hacer variar el valor de CN.

Debido a las dificultades para determinar las condiciones precedentes con los datos normalmente disponibles, éstas se reducen a 3 casos:

Condición I: Suelo seco, pero no al punto de llegar al marchitamiento, o cuando se harán o cultivan bien. Es una condición no aplicable a crecidas de proyecto. Ante estas condiciones de sequía del suelo, se obtienen caudales chicos.

Condición II: Suelo medio, en capacidad de campo. Normalmente es la condición que se considera el diseño como precedente a las crecientes. También se asocia a crecidas anuales o promedios.

Condición III: Suelo húmedo, en saturación. Cuando ha llovido mucho el suelo está con muy baja infiltración inicial, con infiltración básica. Se obtienen las máximas crecidas de esa cuenca, con grandes caudales.

Para su determinación se calculó la humedad antecedente a 15 y 30 días de la tormenta de diseño de 25 años de recurrencia mediante el método probabilístico de Gumbel.

Tabla 14. Precipitación y humedad antecedente de diseño para T.R. de 25 años. (Fuente: elaboración propia)

Parámetros	máx. 1 día (mm)	15días antes	30días antes
$\bar{X}$ (mm)	117	106	168
σ	41,80	68,79	78,10
α	0,03	0,02	0,02
X_0	97,86	75,34	132,80
TR (años)	25	25	25
ϕ	0,04	0,04	0,04
y	3,20	3,2	3,20
X (mm)	202,15	246,97	327,66

Uso del suelo o la tierra: Teniendo en cuenta que a medida que el uso o el tratamiento del suelo aumentan, se incrementa la retención y se disminuye la producción de avenidas por el escurrimiento, se han clasificado dichos usos desde el punto de vista de los efectos hidrológicos.

Condiciones hidrológicas de los suelos: Se analizan dos aspectos relacionados a la capacidad o no de generar escorrentía:

1) Densidad de vegetación: A mayor desarrollo, a mejor cobertura del suelo, a mayor densidad, se dificulta la escorrentía y aumenta la infiltración ante la presencia de una precipitación. En el caso de tener alta densidad de vegetación, una condición buena de los vegetales, un buen desarrollo, implica que el CN será menor, más chico, y por consiguiente los valores de escorrentía seguirán esa misma tendencia.

2) La capacidad de infiltración de los suelos es otro aspecto determinante en la cuantificación de la infiltración y de la escorrentía. Un suelo arenoso absorbe mucha cantidad de agua y en el otro extremo, un suelo arcilloso, prácticamente se acerca a un piso impermeable.

Como conclusión de estos aspectos y en referencia a la imagen 29, las características de cada una de las sub cuencas son las siguientes:

Tabla 15. Determinación del valor de CNII para cada una de las sub cuencas de interés. (Fuente: elaboración propia)

Cuenca	Sub cuenca	Nombre	Espejos de agua 22	Montes 42	Rutas 85	Urbano 85	Agrícola 27		CN II
Baja Rio negro	Rurales	Laguna Blanca	15%	39%	3%	6%	37%	100%	37,32
		Estero Guazú	26%	26%	6%	10%	32%	100%	38,88
		Arroyo Colorado	8%	35%	1%	1%	55%	100%	33,01
		Ruta 16	1%	66%	3%	3%	27%	100%	40,33

2.8 Obtención de las abstracciones – CN – Método del SCS

• Laguna blanca

Se determinó del análisis de las características de la sub cuenca el siguiente valor de CN II = 37,32 correspondiente a una condición intermedia de humedad antecedente que suele tomarse como precedente para el diseño de crecientes.

Aplicando las siguientes formulas, obtenemos los valores de CN para la cuenca en condiciones I y III:

$$CN_I = \frac{4,2 * CN_{II}}{10 - 0,058 * CN_{II}} = \frac{4,2 * 37,32}{10 - 0,058 * 37,32} = 19,8$$

$$CN_{III} = \frac{23 * CN_{II}}{10 + 0,13 * CN_{II}} = \frac{23 * 37,32}{10 + 0,13 * 37,32} = 57$$

- **Estero Guazú**

$$CN_I = \frac{4,2 * CN_{II}}{10 - 0,058 * CN_{II}} = \frac{4,2 * 38,88}{10 - 0,058 * 38,88} = 21,1$$

$$CN_{III} = \frac{23 * CN_{II}}{10 + 0,13 * CN_{II}} = \frac{23 * 38,88}{10 + 0,13 * 38,88} = 59,4$$

- **Arroyo Colorado**

$$CN_I = \frac{4,2 * CN_{II}}{10 - 0,058 * CN_{II}} = \frac{4,2 * 33,01}{10 - 0,058 * 33,01} = 17,1$$

$$CN_{III} = \frac{23 * CN_{II}}{10 + 0,13 * CN_{II}} = \frac{23 * 33,01}{10 + 0,13 * 33,01} = 53,1$$

- **Ruta 16**

$$CN_I = \frac{4,2 * CN_{II}}{10 - 0,058 * CN_{II}} = \frac{4,2 * 40,33}{10 - 0,058 * 40,33} = 22,1$$

$$CN_{III} = \frac{23 * CN_{II}}{10 + 0,13 * CN_{II}} = \frac{23 * 40,33}{10 + 0,13 * 40,33} = 60,9$$

2.9 CALIBRACIÓN Y VALIDACIÓN DE LOS PARÁMETROS

La calibración del modelo es el proceso por el cual los valores de los parámetros del modelo son identificados para su uso en una aplicación particular. Consiste en el uso de datos de lluvia-escurrimiento y un procedimiento para identificar los parámetros del modelo que provean la mejor concordancia entre los flujos simulados y los registrados.

En la modelación conceptual, como es el caso del Método del SCS (Curva número), la calibración es extremadamente importante, ya que los parámetros no muestran una relación directa con los procesos físicos. Por ello, la calibración es requerida de modo de determinar valores apropiados de estos parámetros.

Se utiliza para este procedimiento datos de precipitación y aforo de caudal en la sección del puente de acceso a la localidad de Puerto Tirol del 04/03/1995. A dicha sección aportan las mismas sub cuencas que para la del puente Bergagno, excepto por la sub cuenca de Ruta 16.

Se considera la misma condición de humedad en las sub cuencas que, al momento de modelar con la lluvia de diseño, ya que la precipitación antecedente a la fecha también es abundante y se la puede considerar en condición III.

Tabla 16. datos utilizados para la calibración y validación del método. (Fuente: elaboración propia)

Año	fecha	máx. 1 día (mm)	15d. antes	30d. antes	Q aforado (m3/s)
1995	4-mar	155	190	267	84

El procedimiento a utilizar es el siguiente:

Al programa HEC-HMS se carga la precipitación de la fecha utilizada para la calibración (ver tabla 16) y utilizando el método del Servicio de Conservación de Suelos, se obtiene la precipitación efectiva y el caudal que llega a la sección del puente de acceso a Puerto Tirol, para ello se cargan los parámetros necesarios de cada sub cuenca, como son el valor del número de curva CN y el tiempo de concentración determinados en los dos temas anteriores.

Como resultado de lo anterior, se obtiene un caudal muy semejante (85,2m3/s) al caudal del 4 marzo de 1995, dando como conclusión, que los parámetros utilizados son los correctos y pueden utilizarse para obtener el caudal de diseño para nuestra sección de interés aguas abajo.

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (MM)
Laguna blanca	141	51,1	04mar1995, 23:00	31,12
Transito LB	141	51,1	04mar1995, 23:00	31,12
Arroyo Colorado	51	47,3	04mar1995, 14:00	41,95
Canal AC	51	47,3	04mar1995, 14:00	41,95
Estero guazu	27	13,6	04mar1995, 20:00	39,54
Canal EG	27	13,6	04mar1995, 20:00	39,54
Seccion de control	219	85,2	04mar1995, 18:00	34,68

Imagen 35. Caudal resultante de la calibración de las sub cuencas en el programa HEC-HMS. (Fuente: elaboración propia)

2.10 CAUDAL Y ALTURA DE DISEÑO

Una vez calibrados y validados los parámetros del método a utilizar y añadiendo el aporte de parte de la sub cuenca Ruta 16, se puede obtener el caudal de diseño para una precipitación de 25 años de recurrencia necesarios para verificar la altura necesaria del nuevo puente en la sección de interés.

La modelación hidrológica de cada una de las sub cuencas se puede realizar mediante el programa HEC-HMS, donde se establece que el método a utilizar es el de conservación de suelos SCS.

Aplicando como valor de CN a cada sub cuenca el correspondiente a CNIII, esto debido a que del análisis de precipitación antecedente para la tormenta de diseño calculada en el ítem anterior (Humedad antecedente) se obtienen laminas precipitadas demasiado elevadas, y por ende se debe considerar que la condición más apropiada y que da peores condiciones para las sub cuencas es en condición III, es decir, suelo húmedo, en saturación.

Como resultado, el programa arroja un caudal de diseño de 143,1m³/s para la sección de análisis.

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (MM)
Laguna blanca	141	84,6	04mar 1995, 22:00	52,94
Transito LB	141	84,6	04mar 1995, 22:00	52,94
Arroyo Colorado	51	75,2	04mar 1995, 13:00	71,06
Canal AC	51	75,2	04mar 1995, 13:00	71,06
Estero guazu	27	22,0	04mar 1995, 19:00	65,68
Canal EG	27	22,0	04mar 1995, 19:00	65,68
Ruta 16	3	8,5	04mar 1995, 10:00	76,74
Transito R.16	3	8,5	04mar 1995, 10:00	76,74
Seccion de control	222	143,1	04mar 1995, 17:00	58,98

Imagen 36. Caudal de diseño obtenido con el programa HEC-HMS. (Fuente: elaboración propia)

Con el programa HEC-RAS, se puede realizar la modelación hidráulica de la sección, y de esta manera se obtiene la altura de diseño para nuestro caudal de diseño.

Para dicha tarea, se cuenta con una batimetría de la sección bajo el puente donde, cada uno de los puntos, están referenciado al nivel del mar. Se cuentan con un total de 20 puntos referenciados en altura al nivel del mar, suficientes para obtener una buena representación del cauce bajo el puente.

Estos puntos, pueden cargarse en el programa generando así la sección, y mediante la fórmula y parámetros de Manning, entrega como resultado la altura y velocidad de diseño para el tránsito del caudal en la sección.

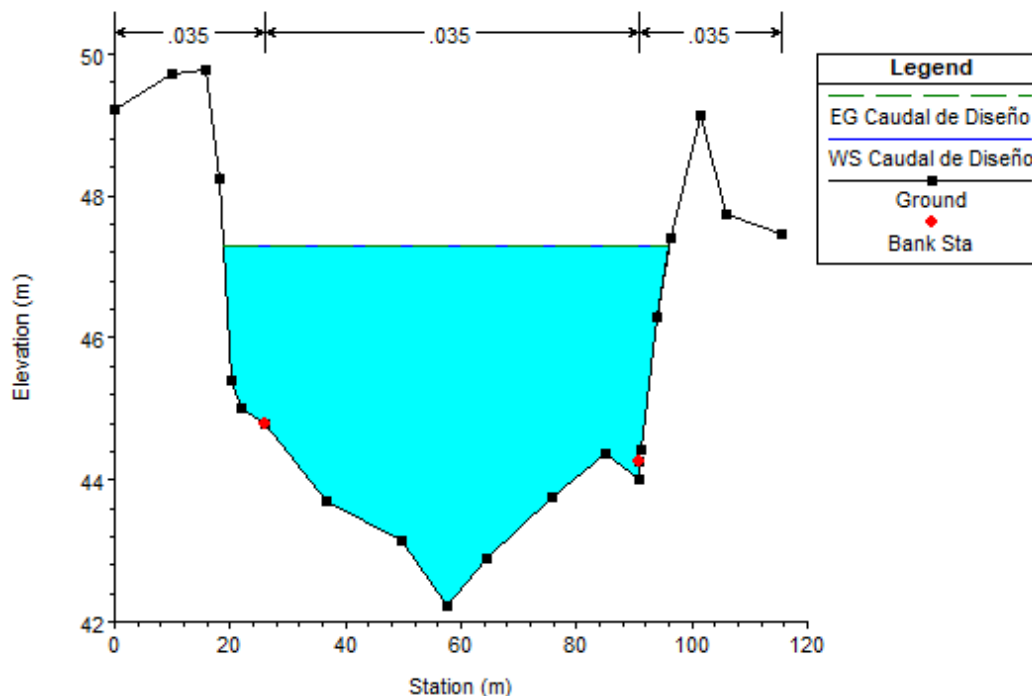


Imagen 37. Sección de análisis natural bajo el puente Bergagno cuando escurre el caudal de diseño. (Fuente: elaboración propia)

El resultado que arrojó el programa cuando se genere la tormenta de diseño de 25 años de recurrencia sobre la cuenca baja del río Negro, es que producirá una elevación del pelo de agua de hasta 47,30m en la sección natural de interés.

Sin embargo, se plantea la construcción de un puente de hormigón de la misma longitud que el actual puente de madera (60m), ya que esta, ha soportado desde su construcción las inclemencias climáticas y nunca la superficie del agua logró alcanzar al tablero.

Entonces, para la comprobación con la luz del puente existente, se modifican los márgenes del río en la sección, y se obtiene la altura de diseño para la sección modificada.

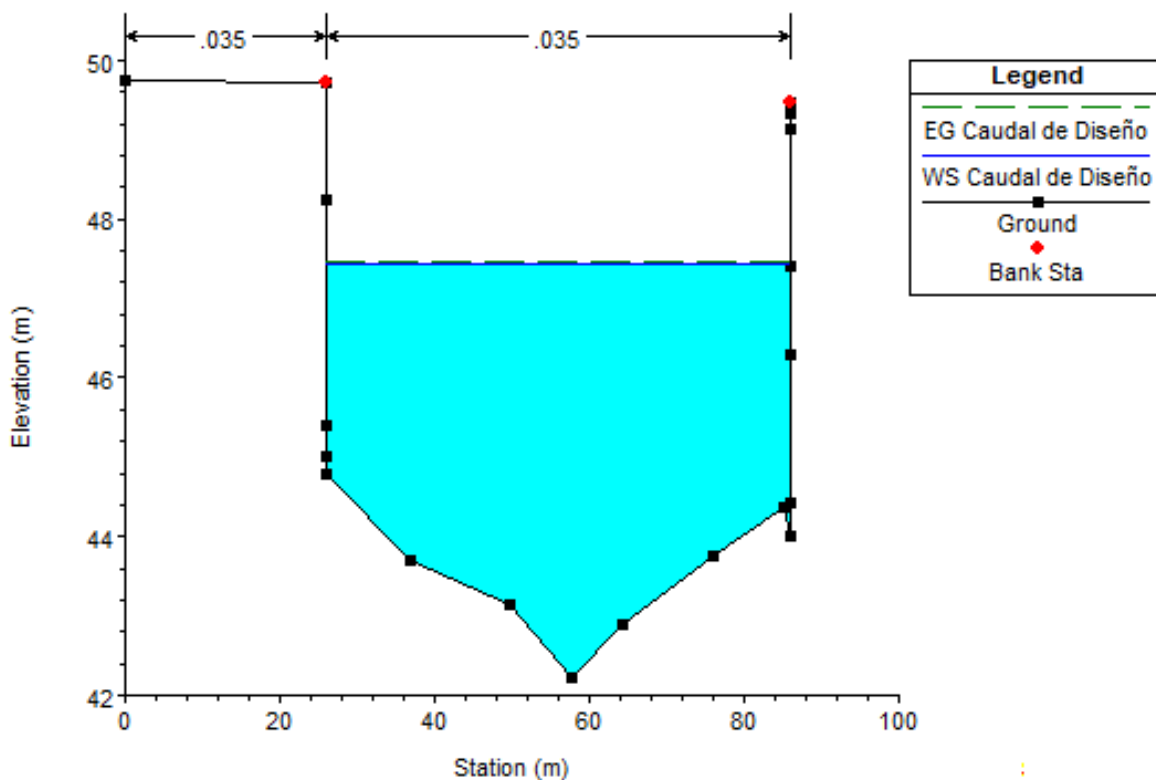


Imagen 38. Sección modificada bajo el puente Bergagno cuando escurre el caudal de diseño. (Fuente: elaboración propia)

E.G. Elev (m)	47.46
Vel Head (m)	0.02
W.S. Elev (m)	47.44
Crit W.S. (m)	
E.G. Slope (m/m)	0.000080
Q Total (m ³ /s)	143.10
Top Width (m)	60.00
Vel Total (m/s)	0.60

Imagen 39. Resultados del programa HEC-RAS para el caudal de diseño. (Fuente: elaboración propia)

Como resultado final el programa determina que cuando se genere la tormenta de diseño de 25 años de recurrencia sobre la cuenca baja del río Negro y la condición de humedad antecedente sobre el área es elevada, en la sección del cauce bajo el nuevo puente de 60m de distancia entre los estribos cerrados, tendremos un caudal de 143,1m³/s, que nos producirá una elevación del pelo de agua de hasta 47,46m.

Esta altura es importante ya que se definió que la superficie inferior de las vigas del nuevo puente, se deben encontrar por encima de la altura de diseño, y de esta manera se podrá tener mejor durabilidad de la estructura, así como también, tendremos de margen de seguridad ante un sobre aumento del nivel del cauce, evitando así el efecto de levantamiento de la losa del puente debido al empuje hacia arriba del agua.

Por otro lado, la velocidad de tránsito del caudal en la sección es de 0,60m/s, pero, como se plantean estribos cerrados en el proyecto, la erosión no sería un problema.

2.11 CONCLUSIÓN

En base a lo realizado en el capítulo, se puede concluir en que la diferencia de cota de 2,61m entre el pelo de agua del caudal de diseño (47,46m) en la sección modificada y la cota actual de la superficie de calzada del puente Bergagno (50,07m) permite buscar un diseño capaz de alojar una estructura de puente de hormigón capaz de satisfacer las demandas esperadas en el futuro del tránsito.

Con lo cual, la luz que posee el actual puente Bergagno es suficiente (60m) y por ende es útil para el proyecto, de esta manera, el nuevo puente de hormigón sobre la sección podrá tener la misma luz y cota que el actual puente de madera.

Dicho esto, la estructura y sub estructura de sustentación del proyecto del puente será dimensionado con una luz entre estribos en los márgenes de 60m y separación entre pilas intermedias de 15m, contando así con 4 tramos de vigas principales.

Dicha estructura debería poder soportar el peso dado por las demás componentes típicas de un puente moderno, como son: veredas, alumbrado, barandas de seguridad, etc.

CAPÍTULO Nº3: MECÁNICA DE SUELOS

3.1 JUSTIFICACIÓN DEL ESTUDIO

Se utiliza un estudio de suelos correspondiente a una sección del río Negro aguas debajo de la sección en estudio como base para el cálculo de las fundaciones.

Esto se debe a varios factores, uno de ellos es que actualmente no se cuenta con un estudio de suelos en la zona en la que se planea materializar el nuevo puente en reemplazo del actual.

Otra razón es que el Chaco cuenta con una estratigrafía similar en toda su extensión, y se puede argumentar su similitud basándose en las siguientes imágenes y en la cercanía entre el lugar de análisis y el lugar en donde se realizaron dichos estudios.

Como se aprecia en la imagen 40 existe cierta cercanía entre los puntos de análisis y el de estudio de tal forma que ambos pertenecen a la misma cuenca del río Negro; se puede ver que, de manera lineal, existe una distancia de aproximadamente 5km.



Imagen 40. Fotografía aérea del AMG ubicando los puntos de interés. (Fuente: Elaboración propia con base en Google Earth, 2023)

Considerando que el estudio de suelo de referencia tenía como finalidad el aporte de información certera para la construcción de un puente sobre la Ruta Nacional Nº11, el nivel de detalle alcanzado y las profundidades analizadas son acordes con los necesarios para el cálculo de las fundaciones del proyecto del nuevo puente sobre la Av. 25 de Mayo.

Por tanto y teniendo en cuenta que este trabajo tiene carácter de anteproyecto y habiendo explicado la justificación antes nombrada sobre la estratigrafía de la zona, se adoptan dichos datos para este estudio.

3.2 RECOMENDACIONES

A partir de los resultados, se presentan recomendaciones y una solución óptima de fundación para el diseño de la estructura:

Se recomienda una solución mediante pilotes perforados y hormigonados en sitio con recirculación de lodo bentónico y celda de precarga para todos los apoyos intermedios y extremos. Esta solución es típicamente adoptada para obras de esta naturaleza en la zona, ya que los suelos de fundación con los que se cuentan no son muy resistentes en los primeros estratos, y por ello se recomienda llegar a estratos más profundos y generando así resistencia de fuste con los pilotes.

Además, se tiene en cuenta que las pilas intermedias se alojaran dentro del cauce del río, sujeto a constante saturación de los estratos y posible erosión de las primeras capas.

La cota de implante o profundidad de punta con respecto a las características del perfil geomecánico en general y a las condiciones de consistencia y compacidad en particular, se considera adecuado fundar a cota -30,50 respecto al tablero del puente ubicado en la sección de estudio a una altura IGN de 50,07m.

Con respecto al fuste, para pilotes perforados y hormigonados en sitio, las tareas de perforación alteran las condiciones naturales del suelo subyacente, reduciendo en el caso de las arenas el ángulo de fricción a un valor correspondiente al estado suelto.

Esta situación se evita con la metodología de perforación y hormigonado bajo recirculación de lodo bentónico por compensar en forma permanente las tensiones laterales que se liberan durante las tareas de perforación.

El lodo bentonítico que se utilizaría para la estabilización de las paredes durante las tareas de perforación y para la limpieza del pozo por recirculación debe reunir condiciones que permitan su expulsión total con el vertido del hormigón, asegurando la eliminación de todo sedimento arenoso.

Por otra parte, el hormigón vertido bajo ciertas condiciones de fluidez (medio a alto asentamiento) impone un esfuerzo normal por acción hidrostática.

De acuerdo a esto, deberán considerarse para el cálculo de la carga soporte los siguientes valores de fricción lateral admisible y tensión de punta admisible:

Tabla 17. Valores de tensiones admisibles en distintas profundidades. (Fuente: GUTIERREZ & ASOCIADOS)

ESFUERZO	TENSION ADMISIBLE [t/m ²]	PROFUNDIDAD [m]	COTA [m]
Tension lateral (T)	-	0 - 17	50 - 33
	1,8	17 - 30,5	33 - 19,5
Tension de punta (σ)	180	30,5	19,5

Además, se recomienda trabajar con pilotes de diámetros entre 0,80 y 1m; a una separación mínima de tres veces el diámetro entre sus ejes.

3.3 ESTRATIFICACIÓN

Se estima que existen arcillas de plasticidad variable en los estratos superiores (contenido orgánico y características de fango en algunos casos), en espesores de 2 a 5 metros. Continúan en general arenas con finos no plásticos, intercalándose en forma errática estratos y lentes de arenas limosas y arcillosas de plasticidad baja y arcillas de plasticidad variable como se puede apreciar en la tabla 18, arrojado por el estudio de suelo de referencia, en donde se muestran el tipo de suelo, profundidad de estrato y número de sondeo.

Tabla 18. Planilla resumen de los estratos del río Nearo. (Fuente: GUTIERREZ & ASOCIADOS)

cota	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
-6		10	2									
-7	2	5	3	2								
-8	3	5	2	3	2	2						
-9	3	5	10	5	4	2						
-10	5	6	3		2	6						
-11	6	6	7	3	3	5						
-12	16	18	2	22								
-13	8	6	0		11	7	11	11	13			
-14	8	37	21	11	28	26	10	15				23
-15	45	36	13	37			24	26	24	30		12
-16	25	23	22		27	21	11	18	15	17	17	
-17	17	25	21	20	19	23	13	15				16
-18	14	17	25	29			26	12	17	15	21	16
-19	26	15	23		32	33	23	27	28	14	27	
-20	45	18	28	19	25	45	14	38				27
-21	45	32	45	26			29	22	15	20	21	21
-22	34	42	44	45	26	45	30	45	45	44	34	
-23	20	45	45	39	36	45	33	45				45
-24	45	39	33	15	45	45	36	36	29	25	14	45
-25	39	38	45	26	24	21	45	38	42	24	25	
-26	42	41	38	22	14	22	36	29				45
-27	45	44	30	45	13	38	43		45	45	43	36
-28	45	41	30	45	40	31	35	16	28	43	40	
-29	45	39	25	39	25	36	43	25				30
-30	43	31	30	23	43	35	41		30	27	33	28
-31	45	29	37	40	45	25	26	41	45	39	41	
-32	45	45		45	36	45	45	45			40	45
-33	45	45	45	45	45	34	45		45	45	45	45
-34			45	45	45	45	45	45	45	45	45	
-35	45	45			45	45	45	45			45	44
-36	45	45	45	45	45				44	45	45	45
-37				45	45	45	45	45	45	45	45	
-38						45	45	45			45	45
-39									45	45	45	45
-40							45	45	45			
-41							45	45			45	45
-42									45			45
-43								45				

Nº:

SPT



arcillas - fango - contenido orgánico

arenas

arenas con finos ligeramente plásticos

restos madera

Considerando el estudio aportado por dicha consultora y habiendo analizado cada uno de los sondeos realizados por la misma, es posible adoptar el siguiente perfil estratigráfico que resulta representativo del estudio presentado.

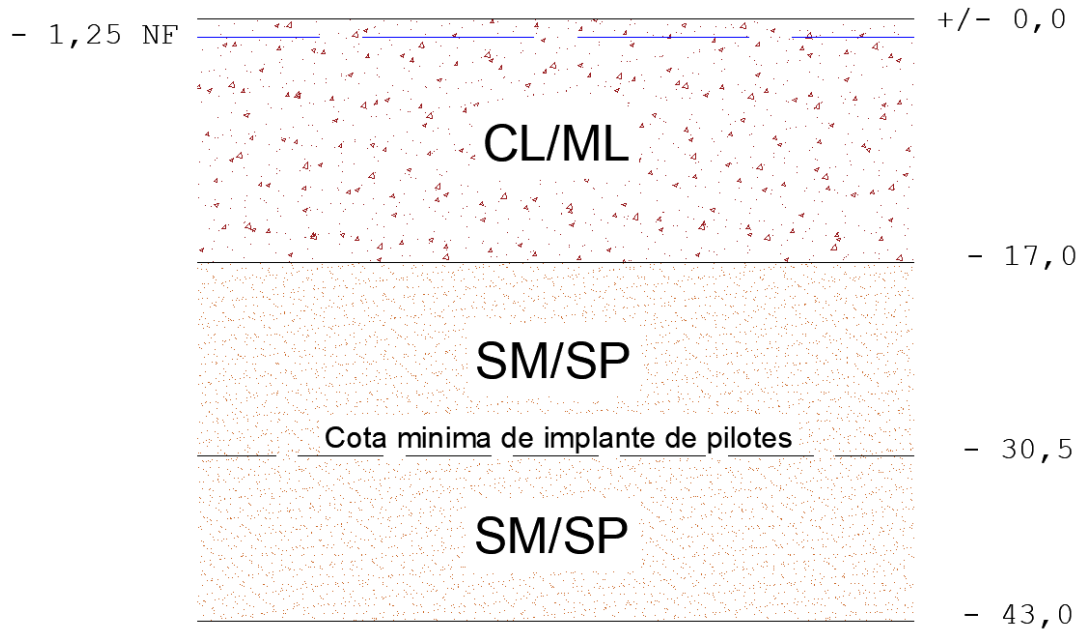


Imagen 41. Perfil adoptado en referencia al estudio de suelo. (Fuente: Elaboración propia)

Además, como el informe presentado por la consultora no menciona los valores de peso específico de los diferentes estratos, los cuales son necesarios para los cálculos del empuje del suelo en los elementos componentes del puente, los mismos se estimaron considerando, para cada uno de los suelos, los valores medios de densidad basados en la bibliografía teórica.

▼ **TABLA 1.5** Relación de vacíos, contenido de agua y peso específico seco, típicos para algunos suelos

Tipo de suelo	Relación de vacíos e	Contenido de agua natural en condición saturada (%)	Peso específico seco, γ_d	
			(lb/pe ³)	(kN/m ³)
Arena uniforme suelta	0.8	30	92	14.5
Arena uniforme densa	0.45	16	115	18
Arena limosa suelta de grano anguloso	0.65	25	102	16
Arena limosa densa de grano anguloso	0.4	15	120	19
Arcilla dura	0.6	21	108	17
Arcilla suave	0.9–1.4	30–50	73–92	11.5–14.5
Loes	0.9	25	86	13.5
Arcilla orgánica suave	2.5–3.2	90–120	38–51	6–8
Morrena glacial	0.3	10	134	21

Imagen 42. Relación de vacíos, contenidos de agua y peso específico seco. (Fuente: Principios de Ingeniería de Cimentaciones. Braja M Das)

Tabla 6.3

Porosidad, relación de vacíos y peso unitario de suelos típicos en estado natural

Descripción del suelo	Porosidad n (%)	Relación de vacíos e	Conte- nido de hu- medad w (%)	Peso uni- tario	
				γ_s g/cm ³	γ
1. Arena uniforme, suelta	46	0,85	32	1,43	1,89
2. Arena uniforme, densa	34	0,51	19	1,75	2,09
3. Arena graduada, suelta	40	0,67	25	1,59	1,99
4. Arena graduada, densa	30	0,43	16	1,86	2,16
5. Morena glaciaria con partículas de todo tamaño	20	0,25	9	2,12	2,32
6. Arcilla glaciaria blanda	55	1,2	45	..	1,77
7. Arcilla glaciaria resistente	37	0,6	22	..	2,07
8. Arcilla blanda ligeramente orgánica	66	1,9	70	..	1,58
9. Arcilla blanda muy orgánica	75	3,0	110	..	1,43
10. Bentonita blanda	84	5,2	194	..	1,27

w = contenido de humedad del suelo saturado, en por ciento del peso del suelo seco.

γ_s = peso unitario del suelo seco.

γ = peso unitario del suelo saturado.

Imagen 43. Porosidad, relación de vacíos y peso unitario de suelos típicos. (Fuente: Mecánica de suelos en la Ingeniería Práctica. F Karl Terzaghi & Ralph Peck)

Adoptamos así los siguientes valores de peso específico para los diferentes estratos actuante en nuestra zona de análisis.

ESTRATO 1: CL/ML → Arcillas inorgánicas de plasticidad baja a media, arcillas limosas, arcillas con grava, arcillas arenosas. Valor de peso específico saturado adoptado: 17,35 KN/m³ - 18 KN/m³.

ESTRATO 2: SM/SP → Arenas limosas, mezclas arena – limo. Valor de peso específico saturado adoptado: 19,5 KN/m³ - 20 KN/m³.

CAPÍTULO Nº4: CÁLCULO ESTRUCTURAL

4.1 MARCO NORMATIVO

El cálculo de la estructura del puente se realiza teniendo como referencia y siguiendo las pautas establecidas en las siguientes normas:

BASES PARA EL CALCULO DE PUENTES DE HªAº DE VIALIDAD NACIONAL (BCPHA-DNV)

CIRSOC 201-2005: REGLAMENTO ARGENTINO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN

DIN 1045: MANUAL DE CALCULO DE ESTRUCTURA DE HORMIGÓN ARMADO

4.2 MATERIALES

HORMIGÓN

• CLASE DE EXPOSICION

En CIRSOC 201 – 2005. TABLA 2.1: Clases de exposición generales que producen corrosión de armaduras, se reconocen distintos tipos de exposición a los que se podrían someter los elementos de hormigón armado durante vida útil. Según esta discriminación, se adoptan para este caso los siguientes tipos de exposición:

- LOSAS Y VIGAS: **A3**

EXPOSICIÓN					
Desig.	Clase	Subclase	Tipo de proceso	Descripción del medio ambiente	Ejemplos ilustrativos de estructuras donde se pueden dar las clases de exposición
A 1	No agresiva		Ninguno	• Interiores de edificios no sometidos a condensaciones • Elementos exteriores de edificios, revestidos • Hormigón masivo interior • Estructuras en ambientes rurales y climas desérticos, con precipitación media anual < 250 mm.	• Interiores de edificios protegidos de la intemperie • Columnas y vigas exteriores revestidas con materiales cerámicos o materiales que demoran la difusión del CO₂. • Elementos estructurales de hormigón masivo que no están en contacto con el medio ambiente. Parte interior de los mismos.
A 2	Ambiente Normal	Temperatura moderada y fría, sin congelación. Humedad alta y media o con ciclos de mojado y secado	Corrosión por carbonatación	• Interiores de edificios expuestos al aire con HR ≥ 65 % o a condensaciones • Exteriores expuestos a lluvias con precipitación media anual < 1.000 mm. • Elementos enterrados en suelos húmedos o sumergidos	• Sótanos no ventilados • Fundaciones • Tableros y pilas de puentes • Elementos de hormigón en cubiertas de edificios • Exteriores de edificios. • Interiores de edificios con humedad del aire alta o media
A 3	Clima cálido y húmedo		Corrosión por carbonatación	• Exteriores expuestos a lluvias con precipitación media anual ≥ 1.000 mm • Temperatura media mensual durante más de 3 meses al año ≥ 25° C.	• Pavimentos • Losas para estacionamientos

Imagen 44. Tipos de exposición para losas y vigas. (Fuente: CIRSOC 201 - 2005.)

- ESTRIBO Y PILOTES: Q1

Q 1		Moderado		Suelos, aguas o ambientes que contienen elementos químicos capaces de provocar la alteración del hormigón con velocidad lenta (Ver Tablas 2.3 y 2.4).	
Q 2	Ambientes con agresividad química	Fuerte	Ataque químico	- Suelos, aguas o ambientes que contienen elementos químicos capaces de provocar la alteración del hormigón con velocidad media (Ver Tablas 2.3 y 2.4). - Exposición al agua de mar	
Q 3		Muy fuerte		Suelos, aguas o ambientes que contienen elementos químicos capaces de provocar la alteración del hormigón con velocidad rápida (Ver Tablas 2.3 y 2.4).	

Imagen 45. Tipos de exposición para estribos y pilotes. (Fuente: CIRSOC 201 – 2005)

• REQUISITOS DE DURABILIDAD:

En CIRSOC 201 – 2005. TABLA 2.5: Requisitos de durabilidad a cumplir por los hormigones, en función del tipo de exposición de la estructura, se establece la relación agua/cemento máximo y la resistencia especificada a la compresión mínima requerida para los elementos en función del tipo de exposición al que se someterán.

Requisitos	Tipos de exposición de las estructuras, de acuerdo con la clasificación de las Tablas 2.1. y 2.2. y sus complementarias 2.3. y 2.4.									
	A 1	A 2	A 3 y M 1	C L y M 2	M 3	C 1 ⁽²⁾	C 2 ⁽²⁾	Q 1	Q 2	Q 3 ⁽³⁾
a) Razón a/c máxima ⁽¹⁾										
Hormigón simple	----	----	----	0,45	0,45	0,45	0,40	0,50	0,45	0,40
Hormigón armado	0,60	0,50	0,50	0,45	0,40	0,45	0,40	0,50	0,45	0,40
Hormigón pretensado	0,60	0,50	0,50	0,45	0,40	0,45	0,40	0,50	0,45	0,40
b) $f'_{c \text{ min}}$ (MPa)										
Hormigón simple	----	----	----	30	35	30	35	30	35	40
Hormigón armado	20	25	30	35	40	30	35	30	35	40
Hormigón pretensado	25	30	35	40	45	30	35	35	40	45
Penetración de agua o succión capilar según 2.2.11.	no	si	si	si	si	si	si	si	si	si
(1) Cuando se use cemento pórtland más una o varias adiciones minerales activas incorporadas directamente en planta elaboradora, se podrá reemplazar la razón agua/cemento (a/c), por la razón agua/ material cementicio $[a/(c+x)]$, que tenga en cuenta la suma del cemento pórtland (c) y la cantidad de la adición mineral (x), cuando se trate de puzolanas según norma IRAM 1668:1968 o de escorias según norma IRAM 1667:1990. (2) Debe incorporarse intencionalmente aire, en la cantidad requerida en la Tabla 5.3.. (3) Cuando corresponda se debe proteger a la estructura según 2.2.5.2.c3 ó 2.2.10.3.										

Imagen 46. Relación a/c máxima y $f'_{c \text{ min}}$ según exposición. (Fuente: CIRSOC 201. 2005)

- **LOSAS Y VIGAS:** Al ser exposición A3 se requiere una resistencia especificada a la compresión mínima de 30MPa para elementos de hormigón armado y 35MPa para elementos de hormigón pretensado.
- **ESTRIBOS Y PILOTES:** Se establece una resistencia a la compresión mínima de 30MPa para elementos de hormigón armado y 35MPa para elementos de hormigón pretensado según exposición Q1.

• RESISTENCIA DE HORMIGONES

Según CIRSOC 201 – 2005. TABLA 2.7: Resistencias de los hormigones, se establecen las clases de hormigones a utilizar en base a las resistencias especificadas a la compresión f'_c requeridas para los tipos de exposición.

Clase de hormigón	Resistencia especificada a compresión f'_c (MPa)	A utilizar en hormigones
H – 15	15	simples (sin armar)
H – 20	20	simples y armados
H – 25	25	Simples, armados y pretensados
H – 30	30	
H – 35	35	
H – 40	40	
H – 45	45	
H – 50	50	
H – 60	60	

Imagen 17. Clases de hormigón según f'_c . (Fuente: CIRSOC 201. 2005)

En este caso, al necesitarse f'_c de 30MPa y 35MPa, se deberán utilizar hormigones H-30 Y H-35 respectivamente.

ACERO

• BARRAS DE ACERO PARA HORMIGÓN ARMADO:

Para la armadura de las estructuras de hormigón armado se utiliza acero tipo ADN 420 con las siguientes características:

- $f_y = 420 \text{ MPa}$
- $E_s = 200.000 \text{ MPa}$

Según CIRSOC 201 – 2005. Tabla 3.8: las barras de acero utilizado en este cálculo responden a las siguientes características:

Barras de acero				
Designación de las barras de acero		AL 220 AL 220 S	ADN 420	ADN 420 S
Normas a las que responde		IRAM-IAS U 500-502	IRAM-IAS U 500-528	IRAM-IAS U 500-207
Conformación superficial		Lisa (L)	Nervurada (N)	Nervurada (N)
Diámetro nominal (d) (*)	mm	6 - 8 - 10 - 12 16 - 20 - 25	6 - 8 - 10 - 12 - 16 20 - 25 - 32 - 40	6 - 8 - 10 - 12 - 16 20 - 25 - 32 - 40
Tensión de fluencia característica (**)	MPa	220	420	420
Resistencia a la tracción, característica (**)	MPa	340	500	500
Alargamiento porcentual de rotura característico (A ₁₀)	%	18	12	12
Diámetro del mandril de doblado. Angulo de doblado 180°	mm	2 d	d ≤ 25 3,5 d d = 32 5,0 d d = 40 7,0 d	d ≤ 25 3,5 d d = 32 5,0 d d = 40 7,0 d

(*) Las normas IRAM-IAS designan al diámetro nominal de la barra o alambre como d mientras que en este Reglamento se designan como d_b

(**) Según se define en el artículo 3.0. Simbología

Imagen 48. Características barras de acero. (Fuente: CIRSOC 201. 2005)

4.3 CALCULO ESTRUCTURAL

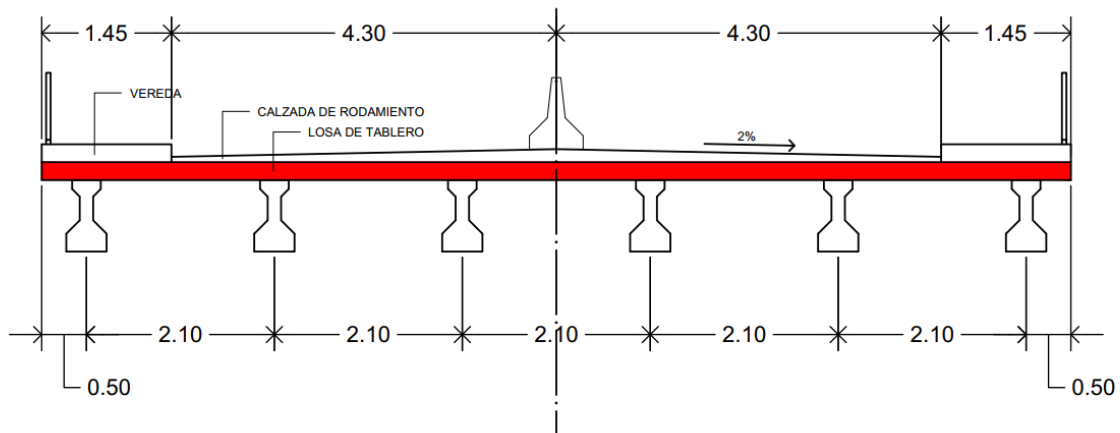


Imagen 49. Detalle transversal de la disposición de la Losa de Tablero. (Fuente: Elaboración propia)

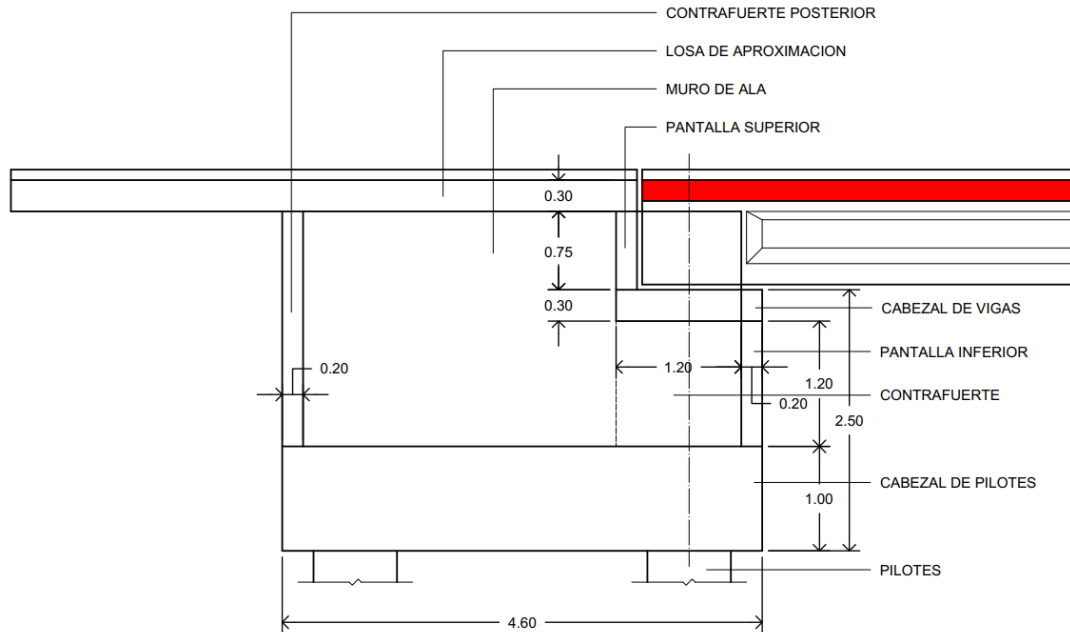


Imagen 50. Detalle longitudinal de la disposición de la Losa de Tablero. (Fuente: Elaboración propia.)

4.3.1 LOSA DE TABLERO

4.3.1.1 ANALISIS DE CARGAS

• CARGAS PERMANENTES EN CALZADA

Considerando una carpeta de rodamiento de asfalto con una pendiente del 2% desde el centro de calzada hacia los extremos y dando un espesor tentativo de 20cm:

$$H^{\circ} \text{ en el lugar} \rightarrow 0,20m * 25 \frac{KN}{m^3} = 5 \frac{KN}{m^2}$$

$$\text{Carpeta de rodamiento} \rightarrow \frac{0,06m + (0,06m + 4,3m * 0,02)}{2} * 22 \frac{KN}{m^3} = 2,2 \frac{KN}{m^2}$$

• CARGAS PERMANENTES EN VEREDA

$$H^{\circ} \text{ en el lugar} \rightarrow 0,2m * 25 \frac{Kn}{m^3} = 5 \frac{KN}{m}$$

$$\text{Carpeta de vereda} \rightarrow 0,2m * 22 \frac{Kn}{m^3} = 4,4 \frac{KN}{m}$$

- **SOBRECARGAS**

Multitud compacta en calzada $\rightarrow 6 \frac{KN}{m^2}$

Multitud compacta en vereda $\rightarrow 4 \frac{KN}{m^2}$

Aplanadora A – 30 rodillo delantero $\rightarrow 130 KN$

Aplanadora A – 30 rodillo trasero $\rightarrow 85KN \times 2 = 170KN$

- **COEFICIENTES DE IMPACTO**

Vigas principales $\varphi = 1,275$ (interpolación, según valores dados por la tabla N°2 de BCPHA (DNV))

Vigas secundarias $\varphi = 1,30$

Losa $\varphi = 1,40$

4.3.1.2 SOLICITACIONES

Aplicando el método aproximado para losas continuas según BCPHA (DNV) – B.5.B.III

CARGAS PERMANENTES

- **CARGAS PERMANENTES SOBRE TRAMO**

$$qp = 1,2 * 7,2 \frac{KN}{m^2} = 8,64 \frac{KN}{m^2}$$

$$L = 2,1m$$

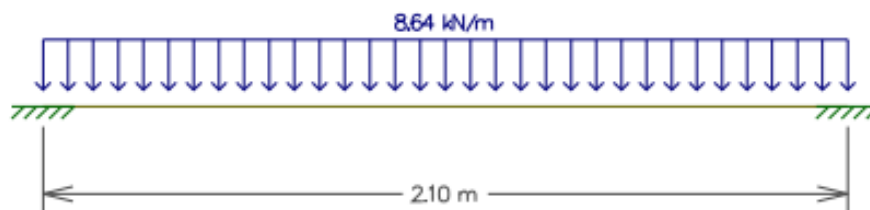


Imagen 51. Diagrama de cuerpo libre. (Fuente: Elaboración propia.)

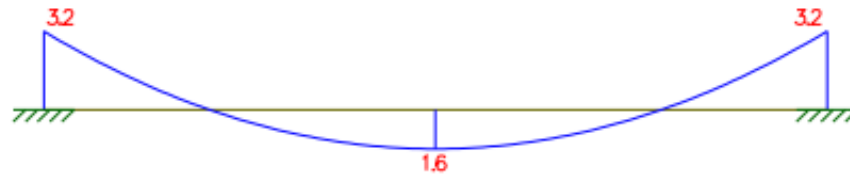


Imagen 52. Diagrama de momento flector. (Fuente: Elaboración propia.)

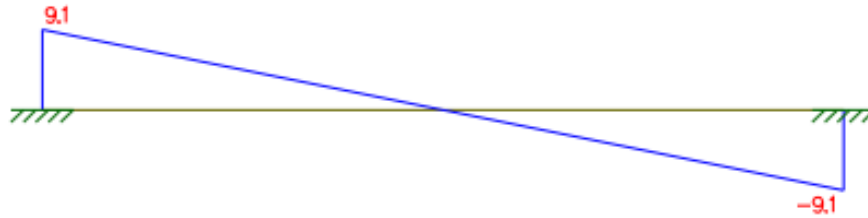


Imagen 53. Diagrama de esfuerzo de corte. (Fuente: Elaboración propia.)

$$Mu_{Ap} = -3,18 \frac{KNm}{m}$$

$$Mu_{Tr} = 1,59 \frac{KNm}{m}$$

$$Vu = 9,1 \frac{KN}{m}$$

- CARGAS PERMANENTES SOBRE VOLADIZO**

$$qu = 1,2 * 9,4 \frac{KN}{m} = 11,28 \frac{KN}{m^2}$$

$$L = 0,5m$$

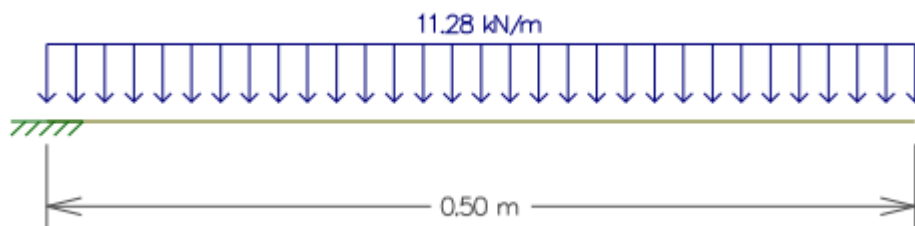


Imagen 54. Diagrama de cuerpo libre. (Fuente: Elaboración propia.)

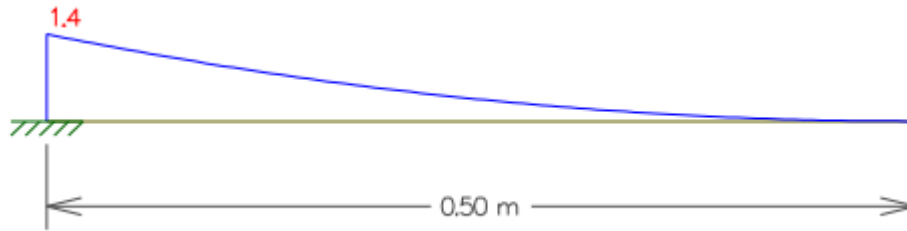


Imagen 55. Diagrama de momento flector. (Fuente: Elaboración propia.)

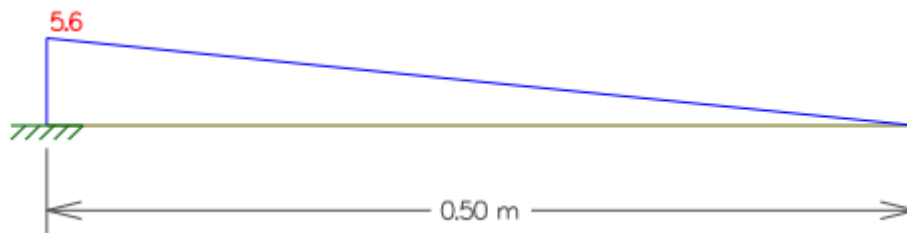


Imagen 56. Diagrama de esfuerzo de corte. (Fuente: Elaboración propia.)

$$M_{uv} = 1,41 \frac{KNm}{m}$$

$$V_{uv} = 5,6 \frac{KN}{m}$$

SOBRECARGAS

• SOBRECARGAS SOBRE EL TRAMO

Aplicando un ancho activo “b” de partición de cargas según BCPHA (DNV) – B.4.A considerando al movimiento de vehículos perpendicular a la luz de la losa

Siendo

$$\frac{2}{3}L < 2m \rightarrow \frac{2}{3} * 2,1m = 1,4m < 2m$$

Para rodillo delantero:

$$b1 = t + 2 * s = 1,2m + 2 * 0,1m = 1,4m$$

$$b2 = 0,1m + 2 * s + \frac{2}{3}L = 0,1m + 2 * 0,1m + \frac{2}{3} * 2,1m = 1,7m$$

Siendo:

$$t = 1,2m$$

$$s = 0,1m$$

$$L = 2.1m$$

Para rodillo trasero:

$$b1 = t + 2 * s = 0,5m + 2 * 0,1m = 0,7m$$

$$b2 = 0,1m + 2 * s + \frac{2}{3}L = 0,1m + 2 * 0,1m + \frac{2}{3} * 2,1m = 1,7m$$

Siendo:

$$t = 0,5m$$

$$s = 0,1m$$

$$L = 2.1m$$

- Sobrecarga debido a rodillo delantero de aplanadora**

Según BPCPHA – A.2.B, se reduce un 20% el peso de aplanadoras para el cálculo de losa de tablero

$$qu = 1,6 * 0,8 * \varphi * \frac{Ptd}{b1 * b2} = 1,6 * 0,8 * 1,4 * \frac{130 \text{ KN}}{1,4m * 1,7m} = 97,88 \frac{\text{KN}}{m}$$

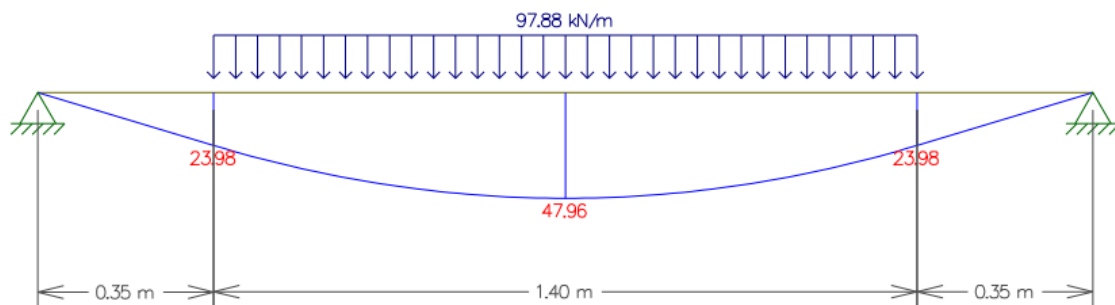


Imagen 57. Diagrama de momento flector. (Fuente: Elaboración propia)

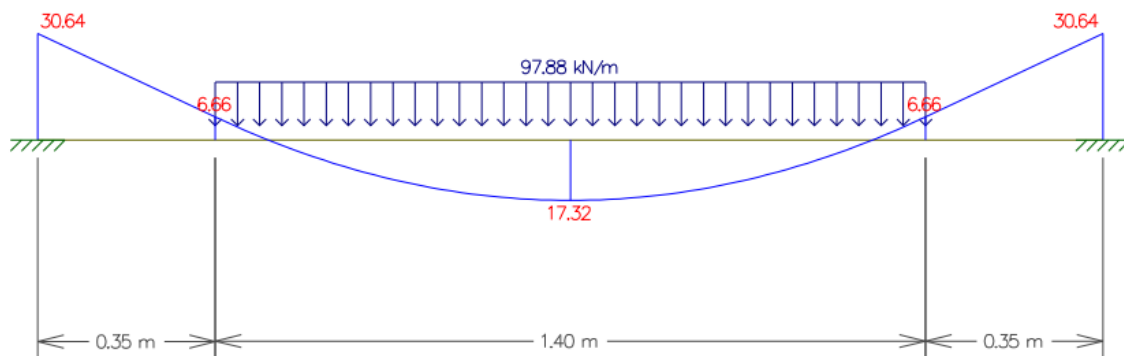


Imagen 58. Diagrama de momento flector. (Fuente: Elaboración propia)

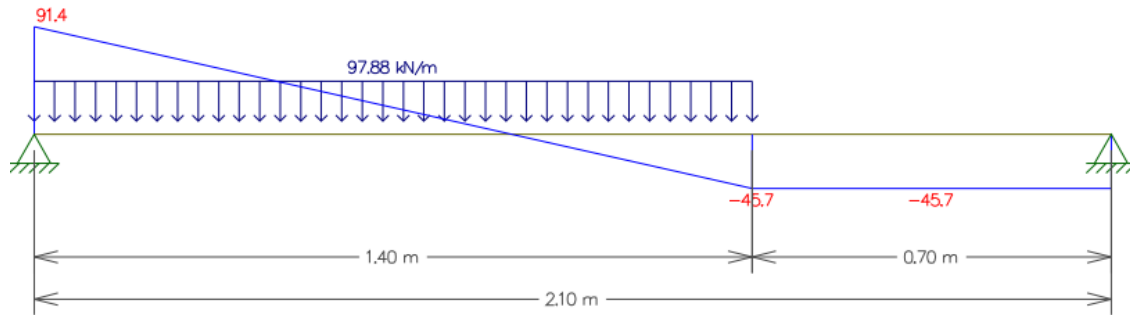


Imagen 59. Diagrama de esfuerzo de corte. (Fuente: Elaboración propia)

$$Mut(a.s.) = 47,96 \frac{KNm}{m}$$

$$Mut(emp) = 17,32 \frac{KNm}{m}$$

$$Mut = \frac{Mut(a.s.) + Mut(emp.)}{2} = \frac{47,96 \frac{KN}{m} + 17,32 \frac{KN}{m}}{2} = 32,64 \frac{KNm}{m}$$

$$Mua = -30,64 \frac{KNm}{m}$$

$$Vu = 91,4 \frac{KN}{m}$$

- Sobrecarga debido a rodillo trasero de aplanadora**

Según BPCPHA – A.2.B, se reduce un 20% el peso de aplanadoras para el cálculo de losa de tablero

$$qu = 1,6 * 0,8 * \varphi * \frac{Ptd}{b1 * b2} = 1,6 * 0,8 * 1,4 * \frac{85 KN}{0,7m * 1,7m} = 128 \frac{KN}{m}$$

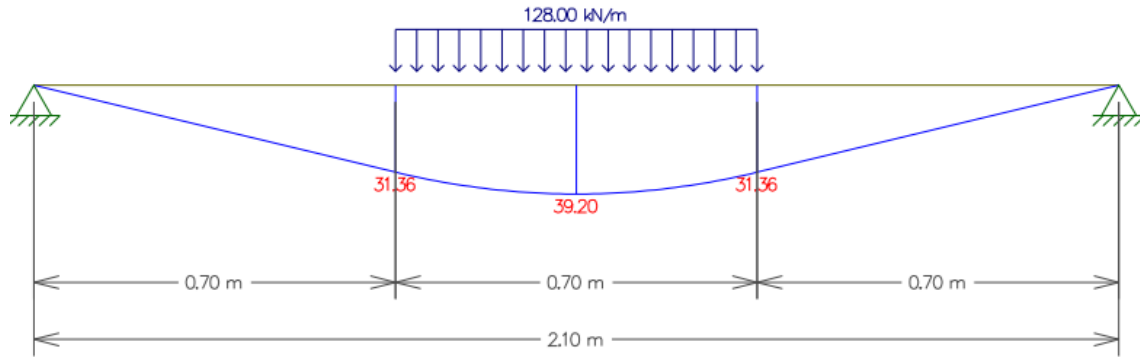


Imagen 60. Diagrama de momento flector. (Fuente: Elaboración propia)

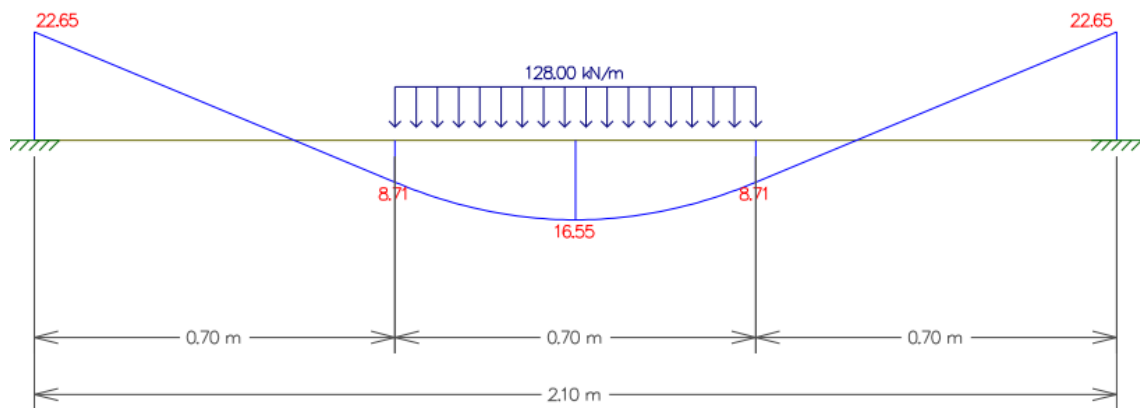


Imagen 61. Diagrama de momento flector. (Fuente: Elaboración propia)

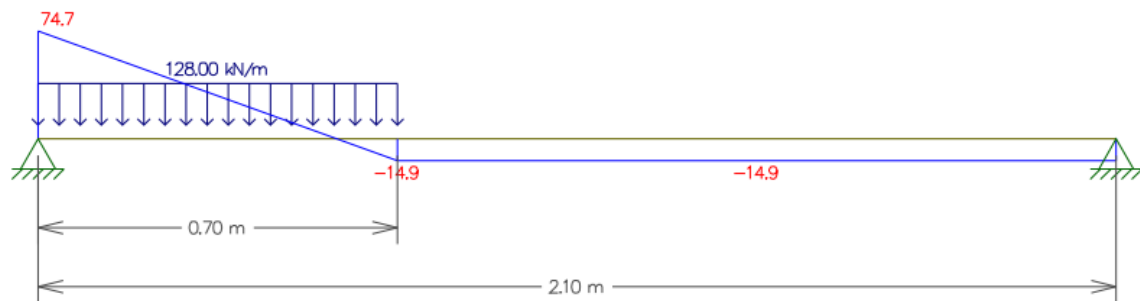


Imagen 62. Diagrama de esfuerzo de corte. (Fuente: Elaboración propia)

$$Mut (a.s.) = 39,20 \frac{KNm}{m}$$

$$Mut (emp) = 16,55 \frac{KNm}{m}$$

$$Mut = \frac{Mut(a.s.) + Mut(emp.)}{2} = \frac{39,20 \frac{KN}{m} + 16,55 \frac{KN}{m}}{2} = 27,87 \frac{KNm}{m}$$

$$Mua = -22,65 \frac{KNm}{m}$$

$$Vu = 74,7 \frac{KN}{m}$$

- SOBRECARGA SOBRE VOLADIZO**

$$qu = 1,6 * 4 \frac{KN}{m} = 6,4 \frac{KN}{m^2}$$

$$L = 0,5m$$

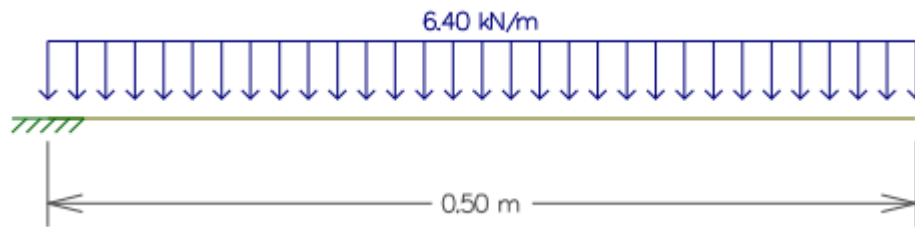


Imagen 63. Diagrama de cuerpo libre. (Fuente: Elaboración propia)

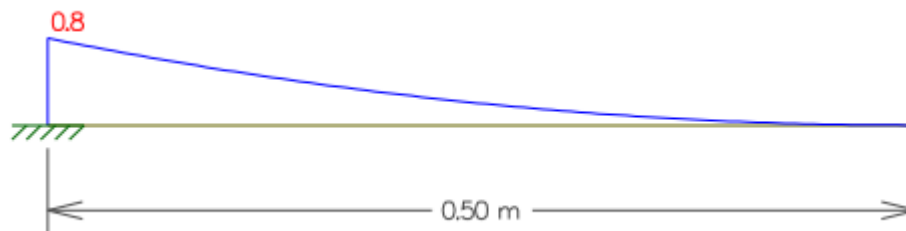


Imagen 64. Diagrama de momento flector. (Fuente: Elaboración propia)

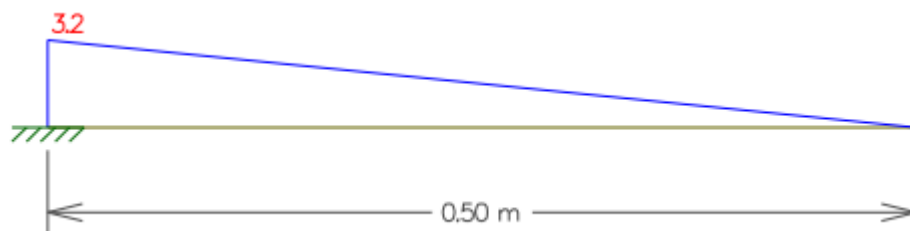


Imagen 65. Diagrama de esfuerzo de corte. (Fuente: Elaboración propia)

$$M_{uv} = 0,80 \frac{KNm}{m}$$

$$V_{uv} = 3,2 \frac{KN}{m}$$

TABLA 19. Resumen de esfuerzos. (Fuente: elaboración propia.)

	CARGAS PERMANENTES			SOBRECARGAS				
	Tramo	Apoyo	Voladizo	Tramo	Apoyo	Tramo	Apoyo	Voladizo
Mu (KNm/m)	1,59	-3,18	-1,41	32,64	-30,64	27,87	-22,65	-0,8
Vu (KN/m)	9,1		6,5	91,4		74,7		3,2

4.3.1.3 DIMENSIONAMIENTO

Clase de hormigón H-30 (exposición A-2) (Acero ADN 420)

$$h = 0,20m$$

Según CIRSOC 201 – Tabla 7.7.1, “Recubrimientos mínimos para hormigón colado en obra (no pretensado), para clases de exposición A1 y A2”

$$C_c = 0,03m$$

La distancia desde la fibra comprimida extrema hasta el baricentro de la armadura longitudinal traccionada d

$$d = h - C_c - \frac{db}{2} = 0,20m - 0,03m - \frac{0,012m}{2} = 0,164m$$

Ancho del alma de un elemento con alas, o diámetro de una sección circular. Para una losa, considerada una viga de ancho unitario bw

$$bw = 1m$$

• ARMADURA DE CORTE

En un principio se ha pre dimensionado la altura total de losa, ya que era necesario para el cálculo de las solicitaciones por peso propio de la losa de tablero. En este punto se verificará la altura de la misma comparándola con la altura necesaria para evitar colocar armadura de corte en losas si lo necesitase.

Según CIRSOC 201 – 11.5.6.1, no es necesario colocar armadura de corte mínima en losas.

Calculando el valor de esfuerzo de corte mayorado Vu en la sección considerada.

$$V_u = 91,4 \frac{KN}{m} + 9,1 \frac{KN}{m} = 100,5 \frac{KN}{m}$$

Para conocer el valor de corte nominal V_n , se debe aplicar un factor de reducción de resistencia al valor de corte mayorado cumpliendo lo siguiente según CIRSOC 201 – 11.1.1

$$\phi * V_n \geq V_u$$

ϕ : Factor de reducción de resistencia para solicitaciones de corte que no incluyan sismo, según CIRSOC 201 – 9.3.2.3:

$$\phi = 0,75$$

$$\therefore V_n = \frac{V_u}{\phi} = \frac{100,5 \frac{KN}{m}}{0,75} = 134 \frac{KN}{m}$$

La resistencia de corte nominal proporcionada por el hormigón para elementos sometidos únicamente a flexión y corte, según expresiones simplificadas, CIRSOC 201 – 11.3.1.1

$$V_c = \frac{1}{6} \times (f'c)^{\frac{1}{2}} \times b_w \times d$$

$$V_c = \frac{1}{6} \times (30MPa)^{\frac{1}{2}} \times 1m \times 0,164m = 149,71 \frac{KN}{m}$$

Como $V_c > V_n$ **NO ES NECESARIO COLOCAR ARMADURA DE CORTE**

- **ARMADURA SUPERIOR**

Según CIRSOC 201 – 9.1.1 se debe verificar:

$$M_d = \phi * M_n \geq M_u$$

Siendo

M_d : Resistencia o momento de diseño de la sección.

M_n : Resistencia o momento nominal de la sección.

M_u : Resistencia o momento requerido para resistir las cargas mayoradas en el tramo.

$$M_u = 30,64 \frac{KNm}{m} + 3,18 \frac{KNm}{m} = 33,84 \frac{KNm}{m}$$

Según CIRSOC 201 – 9.3.2 el factor de reducción de resistencia en función del tipo de rotura para una sección con rotura dúctil (precedida por importantes deformaciones y fisuraciones) se parte del supuesto

$$\epsilon_c \leq 3\text{‰} \text{ y } \epsilon = 5$$

Sección controlada por tracción $\rightarrow \phi = 0,9$

$$\therefore M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{33,84 \frac{KNm}{m}}{0,9} = 37,57 \frac{KNm}{m} = 0,03757 \frac{MNm}{m}$$

Utilizando las tablas de FLEXION 3 del libro “Hormigón Armado – Conceptos básicos y diseño de elementos con aplicación del reglamento CIRSOC 201 – 2005” para el dimensionado de elementos sometidos a solicitaciones que generan flexión:

$$Kd = \frac{d}{\sqrt{\frac{Mn}{bw}}} = \frac{0,164m}{\sqrt{\frac{0,03757 \frac{MNm}{m}}{1m}}} = 0,8461 \frac{m}{\sqrt{MN}}$$

Adopto de tabla Flexión 3 para $f'c = 30MPa \rightarrow fy = 420MPa \rightarrow \beta_1 = 0,85$:

$$Ke = 24,766 \frac{cm^2}{MN}$$

$$\therefore As = Ke * \frac{Mn}{d} = 24,776 \frac{cm^2}{MN} * \frac{0,03757 \frac{MNm}{m}}{0,164m} = 5,67 \frac{cm^2}{m}$$

Pre adopto 1 $\emptyset 12mm$ para verificar las separaciones s máximas

$$N^{\circ} \text{ de barras} = \frac{As}{Ab} = \frac{5,67 \frac{cm^2}{m}}{1,13 \frac{cm^2}{un}} = 5,02 \frac{un}{m}$$

$$s = \frac{100cm}{5,02 \frac{un}{m}} = 19,9cm$$

Según CIRSOC 201 – 7.6.5 para losas, la separación máxima de la armadura principal por flexión debe ser

$$s \leq 2,5 \text{ veces el espesor de losa} = 2,5 * 20cm = 50cm$$

$$s \leq 25 \text{ veces el diametro de barra} = 25 * 1,2cm = 30cm$$

$$s \leq 300mm = 30cm$$

Por lo tanto, **ADOPTO** $\rightarrow 1\emptyset 12mm$ con separacion $s = 20cm$

• ARMADURA INFERIOR

Según CIRSOC 201 – 9.1.1 se debe verificar:

$$Md = \phi * Mn \geq Mu$$

Siendo

Md: Resistencia o momento de diseño de la sección.

Mn: Resistencia o momento nominal de la sección.

Mu: Resistencia o momento requerido para resistir las cargas mayoradas en el tramo.

$$Mu = 32,64 \frac{KNm}{m} + 1,59 \frac{KNm}{m} = 34,23 \frac{KNm}{m}$$

Según CIRSOC 201 – 9.3.2 el factor de reducción de resistencia en función del tipo de rotura para una sección con rotura dúctil (precedida por importantes deformaciones y fisuraciones) se parte del supuesto

$$\varepsilon_c \leq 3\text{‰} \text{ y } \varepsilon = 5$$

Sección controlada por tracción $\rightarrow \phi = 0,9$

$$\therefore M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{34,23 \frac{KNm}{m}}{0,9} = 38,03 \frac{KNm}{m} = 0,03803 \frac{MNm}{m}$$

Utilizando las tablas de FLEXION 3 del libro “Hormigón Armado – Conceptos básicos y diseño de elementos con aplicación del reglamento CIRSOC 201 – 2005” para el dimensionado de elementos sometidos a solicitaciones que generan flexión

$$Kd = \frac{d}{\sqrt{\frac{M_n}{bw}}} = \frac{0,164m}{\sqrt{\frac{0,03803 \frac{MNm}{m}}{1m}}} = 0,8409 \frac{m}{\sqrt{MN}}$$

Adopto de tabla Flexión 3 para $f'c = 25MPa \rightarrow fy = 420MPa \rightarrow \beta_1 = 0,85$:

$$Ke = 24,6947 \frac{cm^2}{MN}$$

$$\therefore As = Ke * \frac{M_n}{d} = 24,6947 \frac{cm^2}{MN} * \frac{0,03803 \frac{MNm}{m}}{0,164m} = 5,72 \frac{cm^2}{m}$$

Pre adopto 1 ϕ 12mm para verificar las separaciones s máximas

$$N^{\circ} \text{ de barras} = \frac{As}{Ab} = \frac{5,72 \frac{cm^2}{m}}{1,13 \frac{cm^2}{un}} = 5,06 \frac{un}{m}$$

$$s = \frac{100cm}{5,06 \frac{un}{m}} = 19,7cm$$

Según CIRSOC 201 – 7.6.5 para losas, la separación máxima de la armadura principal por flexión debe ser

$$s \leq 2,5 \text{ veces el espesor de losa} = 2,5 * 20cm = 50cm$$

$$s \leq 25 \text{ veces el diametro de barra} = 25 * 1,2cm = 30cm$$

$$s \leq 300mm = 30cm$$

Por lo tanto, **ADOPTO** $\rightarrow 1\phi 12mm$ con separacion $s = 20cm$

• ARMADURA SECUNDARIA

Según CIRSON 201 – 7.12.1, las losas en donde la armadura de flexión está dispuesta en una sola dirección, se deben colocar armadura perpendicular a ella para resistir esfuerzos debido a la contracción y temperatura

Según CIRSOC 201 – 7.12.2.1, la cuantía mínima $\left(\rho = \frac{A_s}{b \cdot h}\right)$ totales para la armadura de contracción y temperatura debe ser $\rightarrow \rho = 0,0018$.

$$A_{s \text{ sec nec min}} = \rho * b * h = 0,0018 * 20\text{cm} * 100\text{cm} = 3,6 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Pre adopto 1 Ø 10mm para verificar las separaciones s máximas

$$N^{\circ} \text{ de barras} = \frac{A_s}{A_b} = \frac{3,6 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}}{0,79 \frac{\text{cm}^2}{\text{un}}} = 4,55 \frac{\text{un}}{\text{m}}$$

$$s = \frac{100\text{cm}}{4,55 \frac{\text{un}}{\text{m}}} = 21,94\text{cm}$$

Según CIRSOC 201 – 7.12.2.2, la separación máxima de la armadura por contracción y temperatura s debe ser

$$s \leq 3 \text{ veces el espesor de losa} = 3 * 20\text{cm} = 60\text{cm}$$

$$s \leq 300\text{mm} = 30\text{cm}$$

Por lo tanto, **ADOPTO** $\rightarrow 1\text{Ø}10\text{mm}$ con separacion $s = 20\text{cm}$

• DETALLE DE ARMADURA

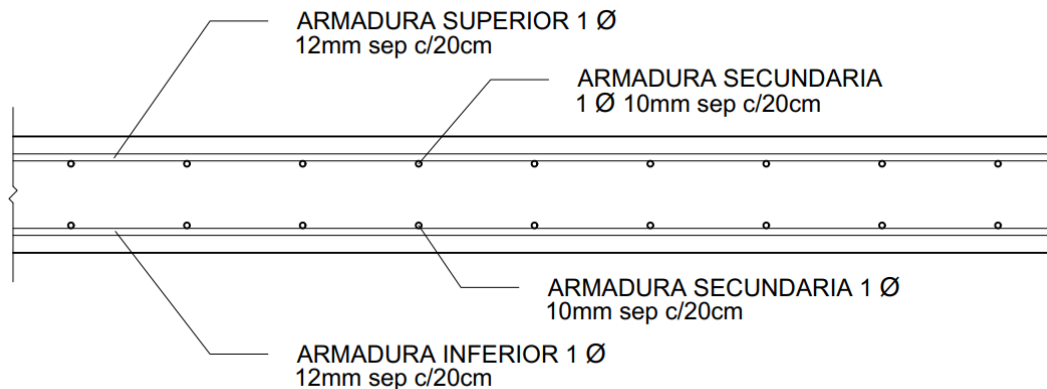


Imagen 66. Detalle de armadura. (Fuente: Elaboración propia.)

4.3.2 VIGA PRINCIPAL

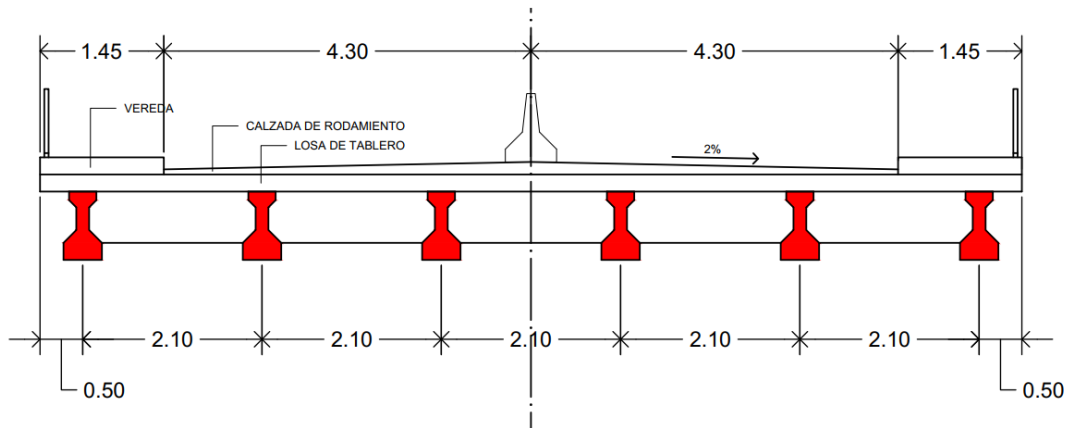


Imagen 67. Detalle de la disposición de las Vigas Principales. (Fuente: Elaboración propia.)

4.3.2.1 ANALISIS DE CARGAS

- PESO PROPIO DE VIGA**

Para el análisis de las cargas de vigas principales se adoptó vigas prefabricadas pretensadas por la firma Astori tipo VP80 DE 14,8m de longitud y un peso de 82,3KN (se adjunta datos geométricos y técnicos en el anexo).

$$Viga\ ASTORI\ ESTRUCTURA = 5,56 \frac{KN}{m}$$

- LOSA DE TABLERO**

$$\frac{1}{6} * 11,5m * 0,2m * 25 \frac{KN}{m} = 9,58 \frac{KN}{m}$$

- CARPETA DE RODAMIENTO**

Considerando una pendiente del 2% para el escurrimiento del agua sobre la carpeta de rodamiento, desde la parte central del tablero hacia los extremos.

$$\frac{1}{6} * 8,6m * \frac{0,06m + (0,06m + 4,3m * 0,02 \frac{m}{m})}{2} * 22 \frac{KN}{m} = 3,15 \frac{KN}{m}$$

- VIGA DE ARRIOSTRAMIENTO**

$$\frac{\frac{1}{6} * 3 * 10,5m * 0,25m * 0,6m * 25 \frac{KN}{m}}{14,8m} = 1,33 \frac{KN}{m}$$

- VEREDAS**

$$\frac{1}{6} * 2 * 1,45m * 0,2m * 22 \frac{KN}{m} = 2,12 \frac{KN}{m}$$

- **BARANDAS Y DEFENSAS**

$$\frac{1}{6} * 0,24 m^2 * 22 \frac{KN}{m} = 0,88 \frac{KN}{m}$$

- **MULTITUD COMPACTA EN VEREDAS**

$$\frac{1}{6} * 2 * 1,45m * 4 \frac{KN}{m} = 1,93 \frac{KN}{m}$$

- **MULTITUD COMPACTA EN CALZADA**

$$\frac{1}{6} * 8,6m * 6 \frac{KN}{m} = 8,6 \frac{KN}{m}$$

$$\frac{1}{6} * 8,6m * 6 \frac{KN}{m} * 1,275 = 10,96 \frac{KN}{m}$$

- **APLANADORAS**

- **Tren delantero:**

$$\frac{1}{6} * 2 * \left(130KN - 2,5m * 3m * 6 \frac{KN}{m} \right) = 28,33KN$$

$$\frac{1}{6} * 2 * \left(130KN - 2,5m * 3m * 6 \frac{KN}{m} \right) * 1,275 = 36,12KN$$

- **Tren trasero**

$$\frac{1}{6} * 2 * \left(170KN - 2,5m * 3m * 6 \frac{KN}{m} \right) = 41,66KN$$

$$\frac{1}{6} * 2 * \left(170KN - 2,5m * 3m * 6 \frac{KN}{m} \right) * 1,275 = 53,12KN$$

4.3.2.2 SOLICITACIONES

- **CARGAS PERMANENTES**

$$qd = (5,56 + 9,58 + 3,15 + 1,33 + 2,12 + 0,88) \frac{KN}{m} = 22,62 \frac{KN}{m}$$

- **SOBRECARGAS**

$$ql = (1,93 + 8,6) \frac{KN}{m} = 10,53 \frac{KN}{m}$$

$$ql\varphi = (1,93 + 10,96) \frac{KN}{m} = 12,89 \frac{KN}{m}$$

$$Ptd = 28,33 \text{ KN}$$

$$Ptd \varphi = 36,12 \text{ KN}$$

$$Ptt = 41,66 \text{ KN}$$

$$Ptt \varphi = 53,12 \text{ KN}$$

4.3.3 VIGA DE ARRIOSTRAMIENTO

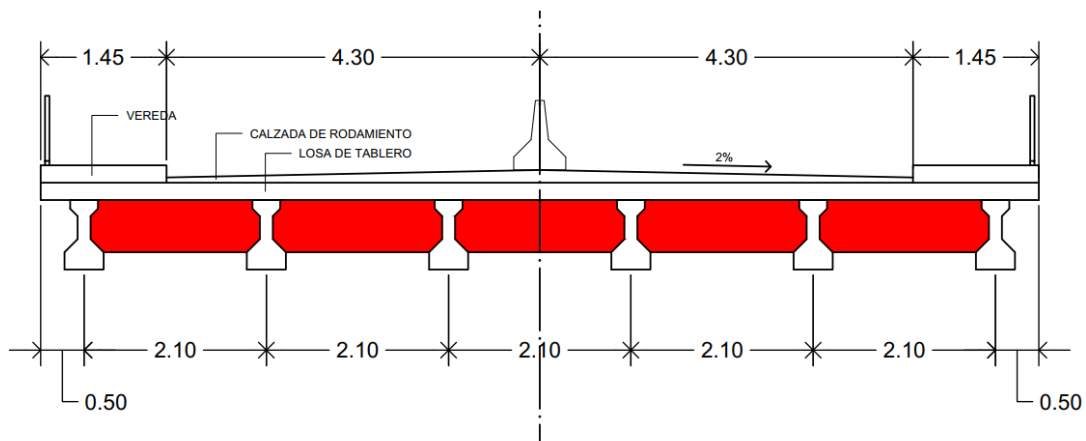


Imagen 68. Detalle de la ubicación de las Vigas Secundarias. (Fuente: Elaboración propia.)

La función de este elemento es que actúen en conjunto las vigas longitudinales ante la carga móvil de la aplanadora, por ende, será la única carga a considerar en sus cálculos para el dimensionado.

4.3.3.1 SOLICITACIONES

Este elemento no debe transmitir las reacciones rígidamente, sino que lo debe hacer de forma flexible es por ello que, para el cálculo de las reacciones y sus correspondientes solicitaciones, la realizamos de la siguiente manera.

$$N_i = \frac{P}{N^{\circ} \text{ de Viga}} \pm \frac{x_i * P * e}{\sum x_i^2} = \frac{P}{N^{\circ} \text{ de Viga}} \pm \frac{x_i * M}{\sum x_i^2}$$

Siendo

N_i : Reacción en el apoyo

N° de Vigas: Numero de vigas principales.

P : Sobrecarga accidental de aplanadora.

e: Excentricidad de la carga P respecto al eje baricéntrico.

M: Momento por excentricidad de P

Xi: Distancia de cada viga principal “i” al baricentro de viga secundaria

CONDICION 1: Aplanadora excéntrica respecto al baricentro de la viga secundaria.

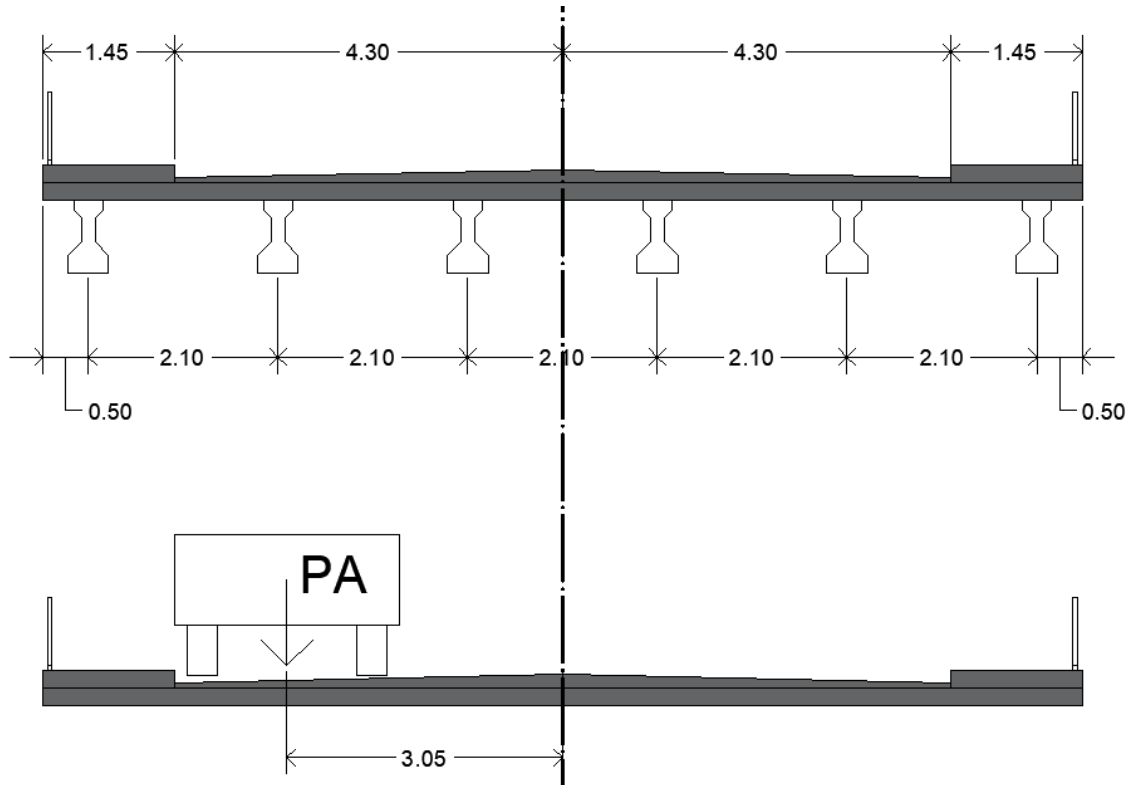


Imagen 69. Descripción grafica de ubicación de carga. (Fuente: Elaboración propia)

Siendo las distancias de eje de viga al baricentro de viga secundaria:

$$x_1 = -5,25m$$

$$x_2 = -3,15m$$

$$x_3 = -1,05m$$

$$x_4 = 1,05m$$

$$x_5 = 3,15m$$

$$x_6 = 5,25m$$

Con:

$$P = 300KN$$

$$e = \frac{11,5m}{2} - \left(1,45m + \frac{2,5m}{2}\right) = 3,05m$$

$$\sum xi^2 = 2 * (5,25m)^2 + 2 * (3,15m)^2 + 2 * (1,05m)^2 = 77,175m^2$$

- Cargas sobre vigas**

$$N1 = \frac{300 \text{ KN}}{6} + \frac{300 \text{ KN} * 3,05 \text{ m}}{77,175 \text{ m}^2} * 5,25 \text{ m} = 112,25 \text{ KN}$$

$$N2 = \frac{300 \text{ KN}}{6} + \frac{300 \text{ KN} * 3,05 \text{ m}}{77,175 \text{ m}^2} * 3,15 \text{ m} = 87,55 \text{ KN}$$

$$N3 = \frac{300 \text{ KN}}{6} + \frac{300 \text{ KN} * 3,05 \text{ m}}{77,175 \text{ m}^2} * 1,05 \text{ m} = 62,45 \text{ KN}$$

$$N4 = \frac{300 \text{ KN}}{6} - \frac{300 \text{ KN} * 3,05 \text{ m}}{77,175 \text{ m}^2} * 1,05 \text{ m} = 37,55 \text{ KN}$$

$$N5 = \frac{300 \text{ KN}}{6} - \frac{300 \text{ KN} * 3,05 \text{ m}}{77,175 \text{ m}^2} * 3,15 \text{ m} = 12,65 \text{ KN}$$

$$N6 = \frac{300 \text{ KN}}{6} - \frac{300 \text{ KN} * 3,05 \text{ m}}{77,175 \text{ m}^2} * 5,25 \text{ m} = -12,25 \text{ KN}$$

- Esfuerzo de corte**

$$V1 = 112,25 \text{ KN}$$

$$V2_{izq} = 112,25 \text{ KN}$$

$$V2_{der} = 199,6 \text{ KN}$$

$$V_{Apl izq} = 199,6 \text{ KN}$$

$$V_{Apl der} = -100,4 \text{ KN}$$

$$V3_{izq} = -100,4 \text{ KN}$$

$$V3_{der} = -37,95 \text{ KN}$$

$$V4_{izq} = -37,95 \text{ KN}$$

$$V4_{der} = -0,4 \text{ KN}$$

$$V5_{izq} = -0,4 \text{ KN}$$

$$V5_{der} = 12,25 \text{ K}$$

$$V6 = 12,25 \text{ KN}$$

- Momento flector**

$$M1 = 0$$

$$M4 = -24,81 \text{ KNm}$$

$$M2 = 235,72 \text{ KNm}$$

$$M5 = -27,75 \text{ KNm}$$

$$M_{apl} = 225 \text{ KNm}$$

$$M6 = 0$$

$$M3 = 54,88 \text{ KNm}$$

CONDICION 2: Aplanadora centrada respecto al baricentro de viga secundaria.

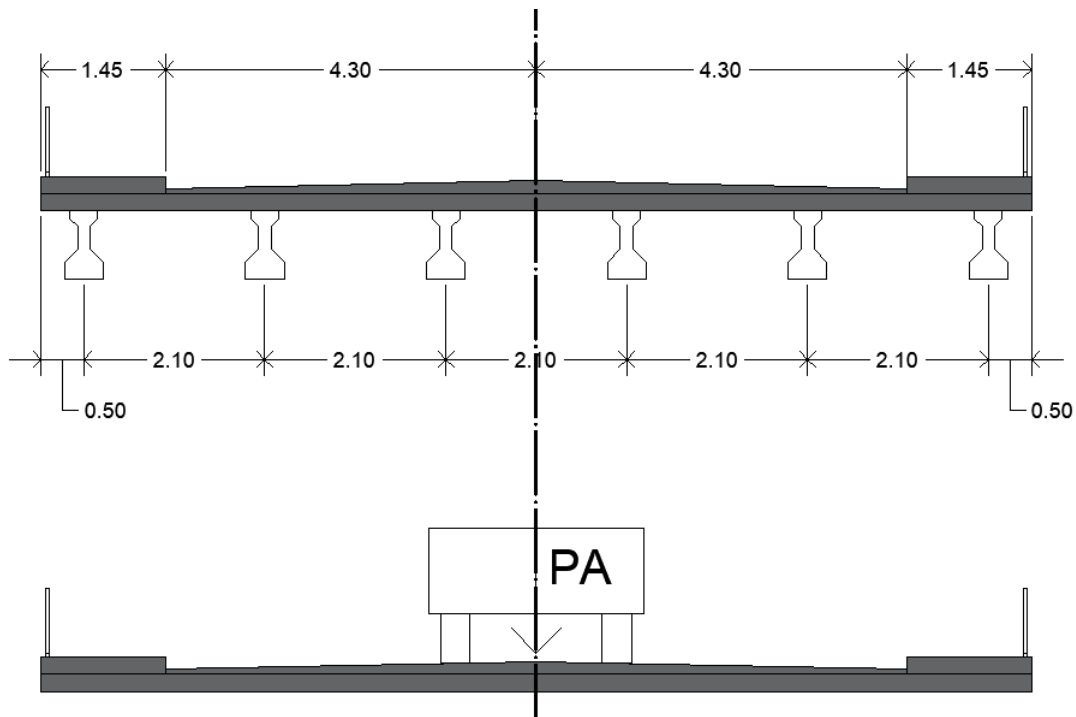


Imagen 70. Descripción grafica de ubicación de carga. (Fuente: Elaboración propia.)

Siendo las distancias de eje de viga al baricentro de viga secundaria:

$$x_1 = -5,25m$$

$$x_2 = -3,15m$$

$$x_3 = -1,05m$$

$$x_4 = 1,05m$$

$$x_5 = 3,15m$$

$$x_6 = 5,25m$$

Con:

$$P = 300KN$$

$$e = 0m$$

$$\sum xi^2 = 2 * (5,25m)^2 + 2 * (3,15m)^2 + 2 * (1,05m)^2 = 77,175m^2$$

- Cargas sobre vigas**

$$N1 = \frac{300 \text{ KN}}{6} + \frac{300 \text{ KN} * 0 \text{ m}}{77,175 \text{ m}^2} * 5,25 \text{ m} = 50 \text{ KN}$$

$$N2 = \frac{300 \text{ KN}}{6} + \frac{300 \text{ KN} * 0 \text{ m}}{77,175 \text{ m}^2} * 3,15 \text{ m} = 50 \text{ KN}$$

$$N3 = \frac{300 \text{ KN}}{6} + \frac{300 \text{ KN} * 0 \text{ m}}{77,175 \text{ m}^2} * 1,05 \text{ m} = 50 \text{ KN}$$

$$N4 = \frac{300 \text{ KN}}{6} - \frac{300 \text{ KN} * 0 \text{ m}}{77,175 \text{ m}^2} * 1,05 \text{ m} = 50 \text{ KN}$$

$$N5 = \frac{300 \text{ KN}}{6} - \frac{300 \text{ KN} * 0 \text{ m}}{77,175 \text{ m}^2} * 3,15 \text{ m} = 50 \text{ KN}$$

$$N6 = \frac{300 \text{ KN}}{6} - \frac{300 \text{ KN} * 0 \text{ m}}{77,175 \text{ m}^2} * 5,25 \text{ m} = 50 \text{ KN}$$

- Esfuerzo de corte**

$$V1 = 50 \text{ KN}$$

$$V2_{izq} = 50 \text{ KN}$$

$$V2_{der} = 100 \text{ KN}$$

$$V3_{izq} = 100 \text{ KN}$$

$$V3_{der} = 150 \text{ KN}$$

$$V4_{izq} = -150 \text{ KN}$$

$$V4_{der} = -100 \text{ KN}$$

$$V5_{izq} = -100 \text{ KN}$$

$$V5_{der} = -50 \text{ KN}$$

$$V6 = -50 \text{ KN}$$

- Momento flector**

$$M1 = 0$$

$$M4 = 315 \text{ KNm}$$

$$M2 = 105 \text{ KNm}$$

$$M5 = 105 \text{ KNm}$$

$$M3 = 315 \text{ KNm}$$

$$M6 = 0$$

$$M_{Apl} = 472,5 \text{ KNm}$$

4.3.3.2 DIMENSIONAMIENTO

Clase de hormigón H-30 (exposición A-2) (Acero ADN 420)

$$h = 0,80m$$

Según CIRSOC 201 – Tabla 7.7.1, “Recubrimientos mínimos para hormigón colado en obra (no pretensado), para clases de exposición A1 y A2”

$$C_c = 0,03m$$

La distancia desde la fibra comprimida extrema hasta el baricentro de la armadura longitudinal traccionada d

$$d = h - C_c - db - \frac{db}{2} - dest = 0,80m - 0,03m - 0,016m - \frac{0,016m}{2} - 0,006m = 0,74m$$

Ancho del alma de un elemento con alas, o diámetro de una sección circular. Para una losa, considerada una viga de ancho unitario bw .

$$bw = 0,25m$$

• ARMADURA INFERIOR

Según CIRSOC 201 – 9.1.1 se debe verificar:

$$Md = \phi * Mn \geq Mu$$

Siendo

Md : Resistencia o momento de diseño de la sección.

Mn : Resistencia o momento nominal de la sección.

Mu : Resistencia o momento requerido para resistir las cargas mayoradas en el tramo.

$$Mu = \phi * 1,6 * Mmin =$$

$$Mu = 1,3 * 1,6 * 472,5 = 982,8 \text{ KNm}$$

Según CIRSOC 201 – 9.3.2 el factor de reducción de resistencia en función del tipo de rotura para una sección con rotura dúctil (precedida por importantes deformaciones y fisuraciones) se parte del supuesto

$$\varepsilon_c \leq 3\text{‰} \text{ y } \varepsilon = 5$$

Sección controlada por tracción $\rightarrow \phi = 0,9$

$$\therefore Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{982,8 \text{ KNm}}{0,9} = 1092 \text{ KNm} = 1,092 \text{ MNm}$$

Utilizando las tablas de FLEXION 3 del libro “Hormigón Armado – Conceptos básicos y diseño de elementos con aplicación del reglamento CIRSOC 201 – 2005” para el dimensionado de elementos sometidos a solicitaciones que generan flexión

$$Kd = \frac{d}{\sqrt{\frac{Mn}{bw}}} = \frac{0,74m}{\sqrt{\frac{1,092 \frac{\text{MNm}}{m}}{0,25m}}} = 0,355 \frac{m}{\sqrt{MN}}$$

De tabla Flexión 3 para $f'c = 25MPa \rightarrow fy = 420MPa \rightarrow \beta_1 = 0,85$:

$$kd = 0,322 \frac{m}{\sqrt{MN}} < kd' = 0,419 \frac{m}{\sqrt{MN}} \therefore \text{SE DEBE COLOCAR ARMADURA DE COMPRESION}$$

Siendo

$$d = 0,74m$$

$$d' = 0,058m$$

De continuación de tabla Flexión 3 adopto $\rightarrow \xi = 0,08$

$$\frac{kd}{kd'} = \frac{0,355 \frac{m}{\sqrt{MN}}}{0,419 \frac{m}{\sqrt{MN}}} = 0,847 \rightarrow ke = 27,633 \frac{cm^2}{MN}; ke' = 7,31 \frac{cm^2}{MN}$$

$$As = ke * \frac{Mn}{d} = 27,633 \frac{cm^2}{MN} * \frac{1,092MN}{0,74m} = 40,66 cm^2$$

$$As' = ke' * \frac{Mn}{d} = 7,31 \frac{cm^2}{MN} * \frac{1,092MN}{0,74m} = 10,75 cm^2$$

Adopto:

Armatura inferior 2 $\emptyset$ 32mm y 2 $\emptyset$ 25mm $\rightarrow As \text{ adoptado} = 41,99 cm^2 > As = 40,66 cm^2$

Armatura superior 2 $\emptyset$ 32mm $\rightarrow As \text{ adoptado} = 16,08 cm^2 > As = 10,75 cm^2$

• ARMADURA DE CORTE

Adoptaremos estribado uniforme en toda la viga secundaria, por lo cual trabajaremos con el esfuerzo de corte mayorado

$$Vu = \phi * 1,6 * Vmax = 1,3 * 1,6 * 199,6KN = 415,17KN$$

Para conocer el valor de corte nominal Vn , se debe aplicar un factor de reducción de resistencia al valor de corte mayorado cumpliendo lo siguiente según CIRSOC 201 – 11.1.1

$$\phi * Vn \geq Vu$$

ϕ : Factor de reducción de resistencia para solicitaciones de corte que no incluyan sismo, según CIRSOC 201 – 9.3.2.3:

$$\phi = 0,75$$

$$\therefore Vn = \frac{Vu}{\phi} = \frac{415,17 KN}{0,75} = 553,56 KN$$

La resistencia de corte nominal proporcionada por el hormigón para elementos sometidos únicamente a flexión y corte, según expresiones simplificadas, CIRSOC 201 – 11.3.1.1

$$Vc = \frac{1}{6} * (f'c)^{\frac{1}{2}} * bw * d$$

$$V_c = \frac{1}{6} \times (30MPa)^{\frac{1}{2}} \times 0,25m \times 0,74m = 154,58 KN$$

Como $V_c < V_n$ se debe disponer de armadura de corte V_s

$$\text{Siendo } V_n \leq V_c + V_s \rightarrow V_s = V_n - V_c = 553,56 KN - 154,58 KN = 399KN = 0,399MN$$

Según CIRSOC 201 – 11.5.7.2, para calcular el área de la armadura de corte perpendicular al eje del elemento

$$A_{v\ est} = \frac{V_s * s * 10^4}{f_y * d * 2}$$

Además, según CIRSOC 201 – 11.5.5, los límites de separación para armadura de corte

$$s \leq \frac{d}{2} = \frac{0,74m}{2} = 0,37m$$

$$s \leq 400mm = 0,40m$$

Pre adoptando una separación $s = 0,15m$

$$A_{v\ est} = \frac{0,399MN * 0,15m * 10^4}{420MPa * 0,74m * 2} = 0,96cm^2$$

ADOPTO → $2 \varnothing 8mm \rightarrow A_s\ adoptado = 1,01 cm^2 > A_{v\ est} = 0,96 cm^2$

• ARMADURA DE FISURACION

Según CIRSOC 201 – 10.6.7, cuando una viga tenga un H mayor a 0,90m se debe colocar a lo largo de ambas caras laterales del elemento una armadura longitudinal uniforme para controlar las fisuras a una separación s considerando los límites de separación según CIRSOC 201 – 10.6.4 que son los siguientes

$$s \leq 380 * \left(\frac{280}{f_s} \right) - 2,5 Cc = 380 * \left(\frac{280}{\frac{2}{3} 420MPa} \right) - 2,5 * 38mm = 285mm = 28,5cm$$

$$s \leq 380 * \left(\frac{280}{f_s} \right) = 380 * \left(\frac{280}{\frac{2}{3} 420MPa} \right) = 300mm = 30cm$$

La tensión f_y en la armadura más cercana a la cara traccionada, bajo las cargas de servicio, se debe calcular como el momento no mayorado dividido por el producto del área de armadura por el brazo de palanca interno. Se permite f_s igual a $2/3 f_y$.

ADOPTO → $1 \varnothing 6mm$ separado cada 25cm en cada cara lateral.

- **DETALLE DE ARMADURA**

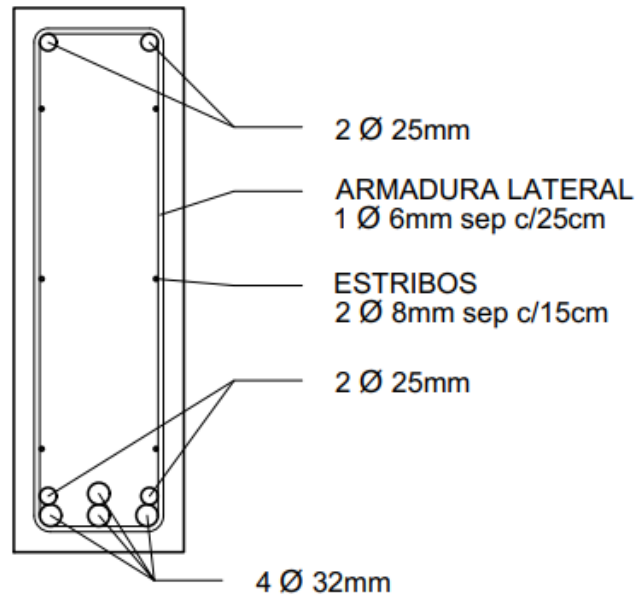


Imagen 71. Detalle de armadura. (Fuente: Elaboración propia.)

4.3.4 APOYOS DE NEOPRENO

4.3.4.1 ANÁLISIS DE CARGAS

- Largo de viga $L_v = 14,8m$
- Longitud de calculo $L = 13,8m$
- Cargas actuantes

$$\text{Cargas permanentes} \rightarrow 22,62 \frac{KN}{m}$$

$$\text{Multitud compacta con impacto} \rightarrow 12,89 \frac{KN}{m}$$

$$\text{Multitud compacta sin impacto} \rightarrow 10,53 \frac{KN}{m}$$

$$\text{Tren delantero aplanadora con impacto} \rightarrow 36,13 \text{ KN}$$

$$\text{Tren delantero aplanadora sin impacto} \rightarrow 28,33 \text{ KN}$$

$$\text{Tren trasero aplanadora con impacto} \rightarrow 53,12 \text{ KN}$$

Tren trasero aplanadora sin impacto → 42,66 KN

- **REACCION MAXIMA CON IMPACTO**

$$R_{\max \varphi} = \frac{\left(22,62 \frac{KN}{m} + 12,89 \frac{KN}{m}\right) * 14,8m}{2} + 53,13 KN + 36,13KN * \frac{(13,8m - 3m)}{13,8m}$$

$$R_{\max \varphi} = 344,17 KN$$

- **REACCION MAXIMA SIN IMPACTO**

$$R_{\max \varphi} = \frac{\left(22,62 \frac{KN}{m} + 10,53 \frac{KN}{m}\right) * 14,8m}{2} + 41,66 KN + 28,33KN * \frac{(13,8m - 3m)}{13,8m}$$

$$R_{\max \varphi} = 309,14 KN$$

- **REACCION MINIMA**

$$R_{\min} = \frac{\left(22,62 \frac{KN}{m} + 10,53 \frac{KN}{m}\right) * 14,8m}{2} = 245,31KN$$

- **FUERZA DE FRENADO**

Según BCPHA (DNV) – A.3.B, se debe adoptar el mayor de los siguientes como fuerza de frenado en cada apoyo

$$Ff1 = \frac{mc * L}{25 * N^{\circ}de\ apoyo} = \frac{6 \frac{KN}{m^2} * 14,8m * 8,6m}{25 * 12} = 2,55KN$$

$$Ff2 = \frac{0,15 * A * FC}{N^{\circ}de\ apoyo} = \frac{0,15 * 300 KN * 2}{12} = 7,5KN$$

$$Adopto \rightarrow Ff = 7,5KN$$

Siendo:

mc: Sobrecarga accidental por multitud compacta en calzada $\frac{KN}{m}$

A: Sobrecarga accidental de aplanadora

FC: número de fajas de circulación

Nº de apoyo: cantidad de apoyos de vigas principales

- **FUERZA DE VIENTO**

Según BCPHA (DNV) – A.3.A, se debe analizar las fuerzas del viento para cuando el puente se encuentra cargado y vacío, y para ello nos brinda las siguientes presiones

$$Phv1 = 250 \frac{kg}{m^2} \text{ (Para puente vacio)}$$

$$Phv2 = 150 \frac{kg}{m^2} \text{ (Para puente cargado)}$$

- Puente VACIO:

$$FVv = \frac{250 \frac{kg}{m^2} * 17,76 m^2}{12} = 370 kg = 3,62 KN$$

- Puente CARGADO:

$$FVc = \frac{150 \frac{kg}{m^2} * 47,36 m^2}{12} = 592 kg = 5,80 KN$$

4.3.4.2 DIMENSIONAMIENTO

CARACTERISTICAS GEOMETRICAS DE UNA PLACA DE APOYO

250mm → Dirección transversal a viga principal

300mm → Dirección longitudinal a viga principal

8mm → Espesor de apoyo de neopreno

NUMERO DE PLACAS DE APOYO

- Deformación específica en dirección longitudinal

$$\varepsilon_t = \varepsilon_s + \alpha * \Delta T$$

Siendo:

$$\varepsilon_s \rightarrow \text{Def específica de viga principal producida por contracción y fluencia} = 2,4 \times 10^{-4} \frac{m}{m}$$

$$\alpha \rightarrow \text{Def específica de viga principal producida por cambio de temperatura de } 1^\circ C = 1 \times 10^{-5} \frac{m}{m * ^\circ C}$$

$$\Delta T \rightarrow \text{Salto termico esperado} = 30^\circ C$$

$$\therefore \varepsilon t = 2,4 * 10^{-4} + 1 * 10^{-5} * 30^{\circ}\text{C} = 5,4 * 10^{-4} \frac{\text{mm}}{\text{mm}}$$

- Desplazamiento por deformación

$$D = \varepsilon t + L = 5,4 * 10^{-4} \frac{\text{mm}}{\text{mm}} * 14800\text{mm} = 7,99\text{mm} \cong 8\text{mm}$$

- Cantidad de placas

Se debe verificar lo siguiente:

$$\frac{N^{\circ} \text{ de placas} * e}{2} \geq D$$

Siendo:

$e \rightarrow$ espesor de placa

$N^{\circ} \text{ de placas} \rightarrow$ Numero de placas de neopreno

$$\therefore N^{\circ} \text{ de placas} = \frac{D * 2}{e} = \frac{8\text{mm} * 2}{8\text{mm}} = 2 \text{ placas}$$

Adopto $\rightarrow$ 1 PLACA DE NEOPRENO POR APOYO

Considerando un espesor $t = 8\text{mm} = 0,8\text{cm}$

4.3.4.3 VERIFICACIONES

DISTORSION

- CARGAS LENTAS: Desplazamiento producido por temperatura, contracción y fluencia en cada apoyo

$$d = \frac{8\text{mm}}{2} = 4\text{mm}$$

- CARGAS RAPIDAS: Desplazamiento producido en dirección longitudinal y transversal debido a las fuerzas de frenado y fuerzas de viento.

- Dirección longitudinal: debido a las fuerzas de frenado

$$d' = \frac{\tau * t}{G} \text{ (Esfuerzo de corte)}$$

Siendo $\tau = \frac{F_f}{A_{\text{apoyo}}}$ (Tensión sobre apoyo)

$$\therefore d' = \frac{F_f * t}{A_{\text{apoyo}} * G}$$

Adoptando un módulo de elasticidad transversal de neopreno $G = 0,16 \frac{KN}{cm^2}$ para cargas rápidas y $G = 0,08 \frac{KN}{cm^2}$ para cargas lentas

$$\therefore d' = \frac{7,5 \text{ KN} * 0,8 \text{ cm}}{750 \text{ cm}^2 * 0,16 \frac{KN}{cm^2}} = 0,05 \text{ cm}$$

- Dirección transversal: debido a las fuerzas de viento

$$d' = \frac{\tau * t}{G} \text{ (Esfuerzo de corte)}$$

Siendo $\tau = \frac{Fv}{A \text{ apoyo}}$ (Tensión sobre apoyo)

$$\therefore d' = \frac{Fv * t}{A \text{ apoyo} * G}$$

$$d' = \frac{5,8 \text{ KN} * 0,8 \text{ cm}}{750 \text{ cm}^2 * 0,16 \frac{KN}{cm^2}} = 0,038 \text{ cm}$$

- DESPLAZAMIENTO TOTAL

$$d \text{ long} = d + d' = 0,4 \text{ cm} + 0,05 \text{ cm} = 0,45 \text{ cm}$$

$$d \text{ trans} = d'' = 0,038 \text{ cm}$$

$$\rightarrow dt = \sqrt{d \text{ long}^2 + d \text{ trans}^2} = \sqrt{(0,45 \text{ cm})^2 + (0,038 \text{ cm})^2} = 0,45 \text{ cm}$$

- VERIFICACION A DISTORSION

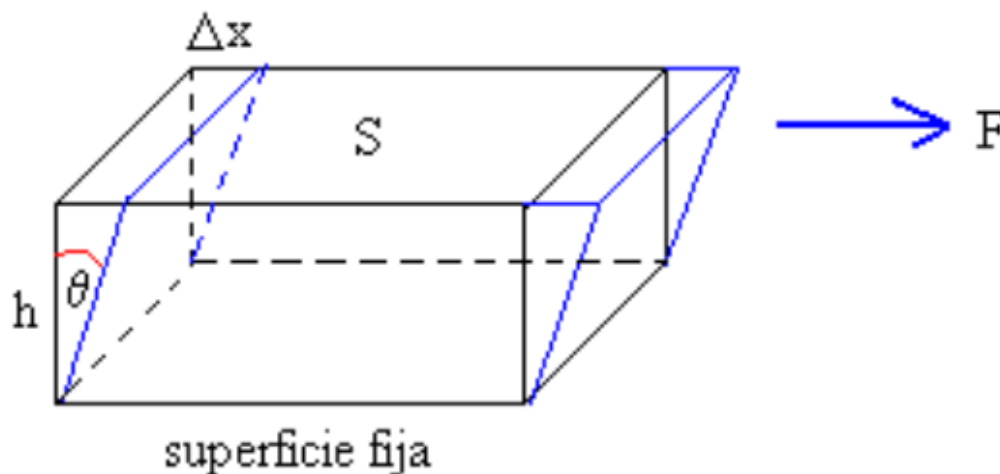


Imagen 72. Ejemplo deformación por distorsión. (Fuente: Google imágenes.)

Siendo $h = t$; $\Delta x = dt$

Podemos decir que:

$$\theta \cong \tan \theta = \frac{\Delta x}{h} = \frac{0,45cm}{0,8cm} = 0,56 < \theta_{adm} = 0,7 \rightarrow \textbf{BUENAS CONDICIONES}$$

Siendo $\theta_{adm} = 0,7 \rightarrow \text{dato del fabricante}$

DESPLAZABILIDAD

Para ello debemos conocer la fuerza horizontal que se genera en cada apoyo

- CARGAS LENTAS: Generadas por temperatura, contracción y fluencia

Sabemos que

$$d = \frac{Ft * t}{A_{apoyo} * G} \rightarrow Ft = \frac{d * A_{apoyo} * G}{t} =$$

$$Ft = \frac{0,4cm * 750cm^2 * 0,08 \frac{KN}{cm^2}}{0,8cm} = 30KN$$

- CARGAS HORIZONTAL TOTAL

$$H_{long \max} = Ft + Ff = 30KN + 7,5KN = 37,5KN$$

$$H_{trans} = Fv = 5,8KN$$

$$H_{Total \max} = \sqrt{H_{long \max}^2 + H_{trans}^2} = \sqrt{(37,5KN)^2 + (5,8KN)^2} = 37,95KN$$

$$H_{long \min} = Ft = 30KN$$

$$H_{trans} = Fv = 5,8KN$$

$$H_{Total \min} = \sqrt{H_{long \max}^2 + H_{trans}^2} = \sqrt{(30KN)^2 + (5,8KN)^2} = 30,55KN$$

- VERIFICACION AL DESPLAZAMIENTO

La condición de seguridad al desplazamiento se realiza comparando la carga horizontal con la vertical en cada apoyo

- Para reacción máxima con impacto

$$\mu = \frac{H_{Total \max}}{R_{max}} = \frac{37,95KN}{344,17KN} = 0,11 < \mu_{adm} = 0,4 \rightarrow \textbf{BUENAS CONDICIONES}$$

- Para reacción mínima sin impacto

$$\mu = \frac{H \text{ Total min}}{R_{min}} = \frac{30,55KN}{245,31KN} = 0,12 < \mu_{adm} = 0,4 \rightarrow \textbf{BUENAS CONDICIONES}$$

Siendo $\mu_{adm} = 0,4$ el coeficiente de rugosidad entre viga principal y apoyo de neopreno

ROTACION ADMISIBLE

$$R_t = r * N^{\circ} \text{ de apoyos}$$

Siendo:

r: rotación de cada apoyo prevista por el fabricante

r_{min}: rotación mínima para considerar apoyo móvil

$$R_t = 4,8\%_0 * 2 = 9,6\%_0 > r_{min} = 6\%_0 \rightarrow \textbf{BUENAS CONDICIONES}$$

Siendo $r_{min} = 6\%_0 \rightarrow \text{dato del fabricante}$

TENSION ADMISIBLE

$$\sigma_{trab} = \frac{V}{A_{apoyo}} = \frac{344,17KN}{750 \text{ cm}^2} = 0,46 \frac{KN}{\text{cm}^2} \ll \sigma_{adm} = 120 \frac{KN}{\text{cm}^2} \rightarrow \textbf{BUENAS CONDICIONES}$$

Siendo $\sigma_{adm} = 120 \frac{KN}{\text{cm}^2}$ la tensión admisible del material brindado por el fabricante

4.3.5 LOSA DE APROXIMACIÓN

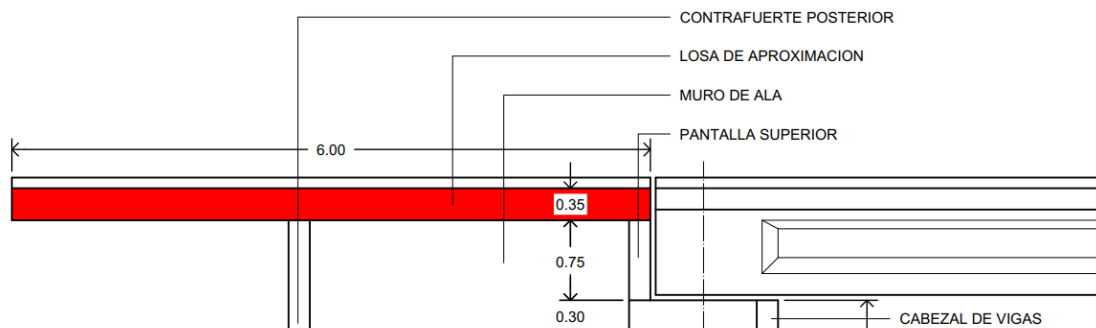


Imagen 73. Detalle de ubicación de la Losa de Aproximación. (Fuente: Elaboración propia.)

4.3.5.1 ANÁLISIS DE CARGAS

CARGAS PERMANENTES

$$H^{\circ} \text{ en el lugar} \rightarrow 0,35m * 25 \frac{KN}{m} = 8,75 \frac{KN}{m^2}$$

$$\text{Carpeta de rodamiento} \rightarrow \frac{0,06m + (0,06m + 4,3m * 0,02)}{2} * 22 \frac{KN}{m^2} = 2,2 \frac{KN}{m^2}$$

SOBRECARGAS

$$\text{Multitud compacta} \rightarrow 1,4 * 6 \frac{KN}{m^2} = 8,4 \frac{KN}{m^2}$$

$$\text{Tren delantero de aplanadora} \rightarrow 1,4 * 130KN = 182KN$$

$$\text{Tren trasero de aplanadora} \rightarrow 1,4 * 170KN = 238KN$$

Se deben determinar anchos activos de repartición para cargas concentradas, para ello nos guiamos según BCPHA (DNV) – B.4.A y BCPHA (DNV) – B.4.C.

Considerando el movimiento de vehículos en dirección paralela a la luz de la losa.

La norma en los puntos antes citado nos brinda las fórmulas para el cálculo de anchos activos para cargas concentradas para esfuerzo de flexión y corte.

- **FLEXION**

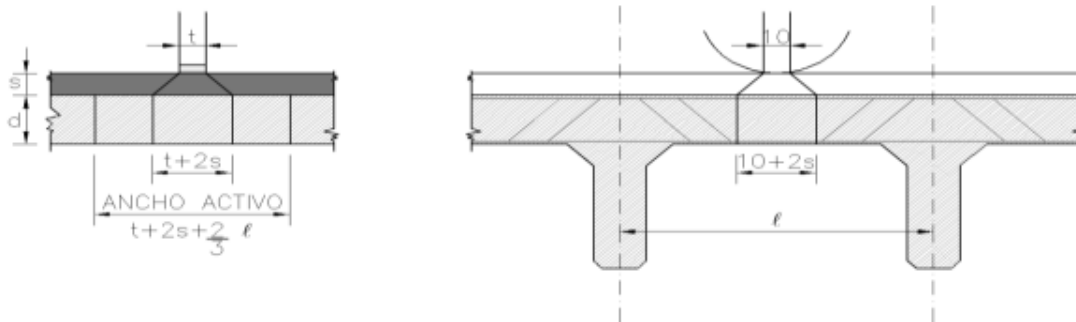


Imagen 74. Anchos activos aplanadora. (Fuente: Bases para el cálculo de puentes de hormigón armado de Vialidad Nacional)

- **TREN DELANTERO**

Considerando $\rightarrow \frac{2}{3}L = \frac{2}{3} * 6m = 4m > 2m$

$$\therefore b1 = t + 2 * s + 2m = 1,2m + 2 * 0,1m + 2m = 3,4m$$

$$\rightarrow Ptd^f = \frac{182KN}{3,4m} = 53,53 \frac{KN}{m}$$

- TREN TRASERO

Considerando $\rightarrow \frac{2}{3}L = \frac{2}{3} * 6m = 4m > 2m$

$$\therefore b1 = t + 2 * s + 2m = 0,5m + 2 * 0,1m + 2m = 2,7m$$

$$\rightarrow Ptt^f = \frac{238KN}{2,7m} = 88,15 \frac{KN}{m}$$

• CORTE

En el cálculo de las losas al corte originado por una carga concentrada colocada sobre apoyos, se considerará un ancho activo igual a: $(T + 2 * s)$ o $(T+5*d)$ (d = espesor de la losa). De los dos valores puede elegirse el mayor.

- TREN DELANTERO

Considerando el mayor de $\rightarrow t + 2 * s = 1,2m + 2 * 0,1m$

$$y \rightarrow t + 5 * d = 1,2m + 5 * 0,35m$$

$$\therefore b1 = t + 5 * d = 1,2m + 5 * 0,35m = 2,95m$$

$$\rightarrow Ptd^c = \frac{182KN}{2,95m} = 61,69 \frac{KN}{m}$$

- TREN TRASERO

Considerando el mayor de $\rightarrow t + 2 * s = 2,1m + 2 * 0,1m$ y $t + 5 * d = 2,1m + 5 * 0,35m$

$$\therefore b1 = t + 5 * d = 2,1m + 5 * 0,35m = 3,85m$$

$$\rightarrow Ptt^c = \frac{238KN}{3,85m} = 61,82 \frac{KN}{m}$$

4.3.5.2 SOLICITACIONES

PESO PROPIO MAS MULTITUD COMPACTA

$$qu = 1,2 * 10,95 \frac{KN}{m^2} + 1,6 * 8,4 \frac{KN}{m^2} = 26,58 \frac{KN}{m^2}$$

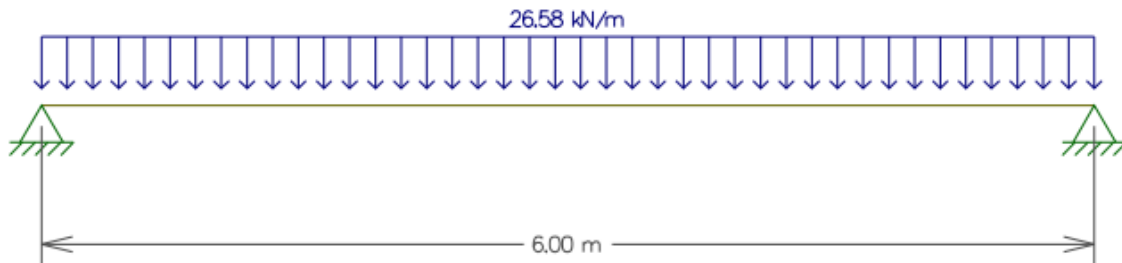


Imagen 75. Diagrama de cuerpo libre. (Fuente: Elaboración propia.)

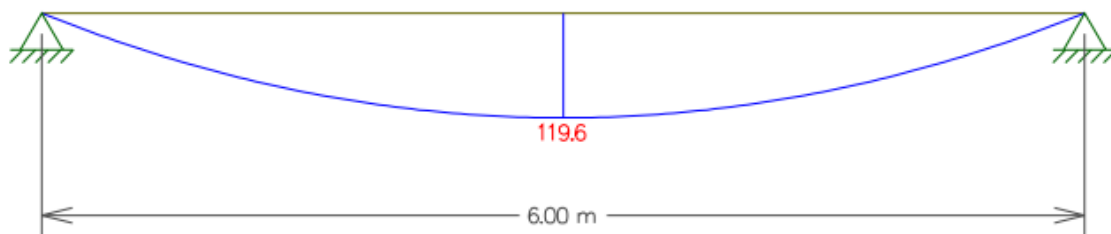


Imagen 76. Diagrama de momento flector. (Fuente: Elaboración propia.)

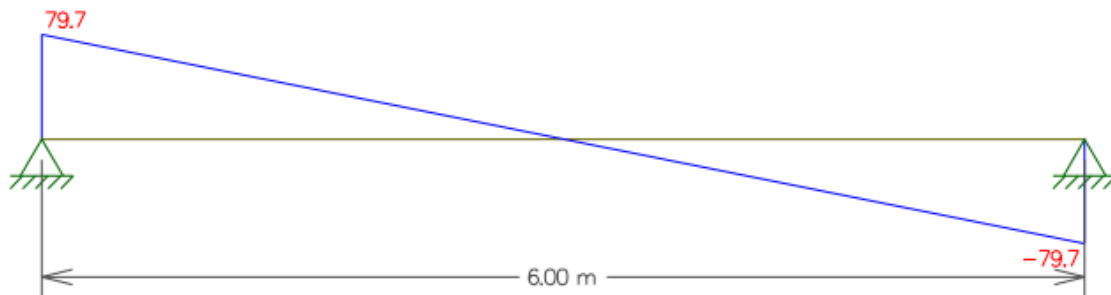


Imagen 77. Diagrama de esfuerzo de corte. (Fuente: Elaboración propia.)

Siendo:

$$Mu = 119,6 \text{ KNm}$$

$$Vu = 79,7 \text{ KN}$$

PESO PROPIO MAS APLANADORA

- CARGAS PERMANENTES**

$$q_u = 1,2 * 10,95 \frac{KN}{m^2} = 13,14 \frac{KN}{m^2}$$

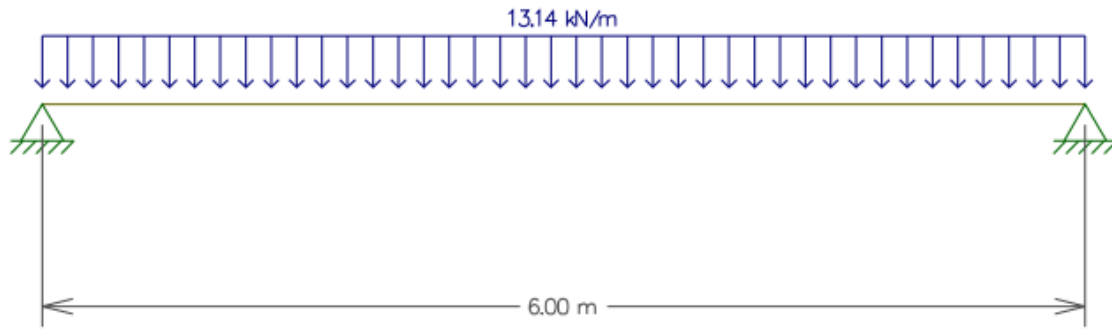


Imagen 78. Diagrama de cuerpo libre. (Fuente: Elaboración propia)

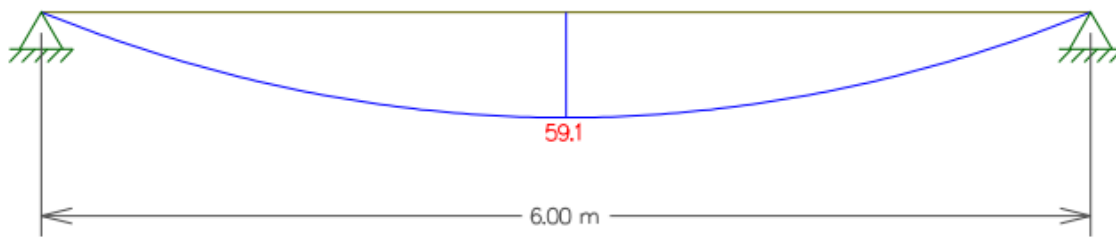


Imagen 79. Diagrama de momento flector. (Fuente: Elaboración propia)

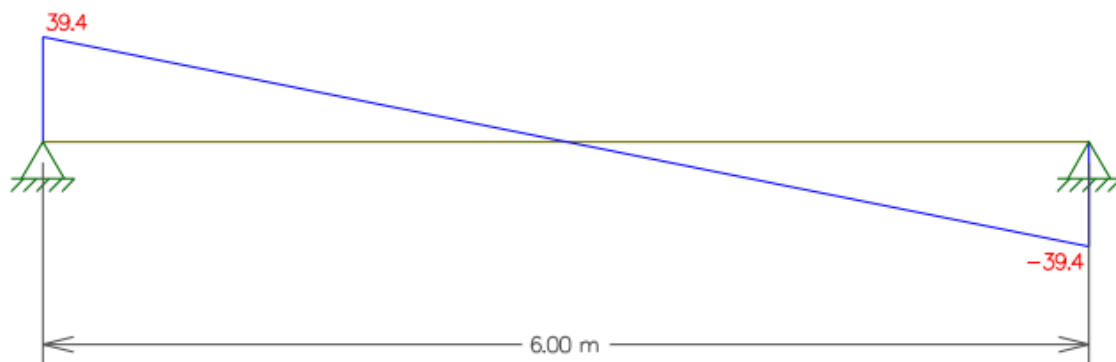


Imagen 80. Diagrama de esfuerzo de corte. (Fuente: Elaboración propia)

$$M_u = 59,1 \text{ KNm}$$

$$V_u = 39,4 \text{ KN}$$

- **APLANADORA**

ESTADO 1

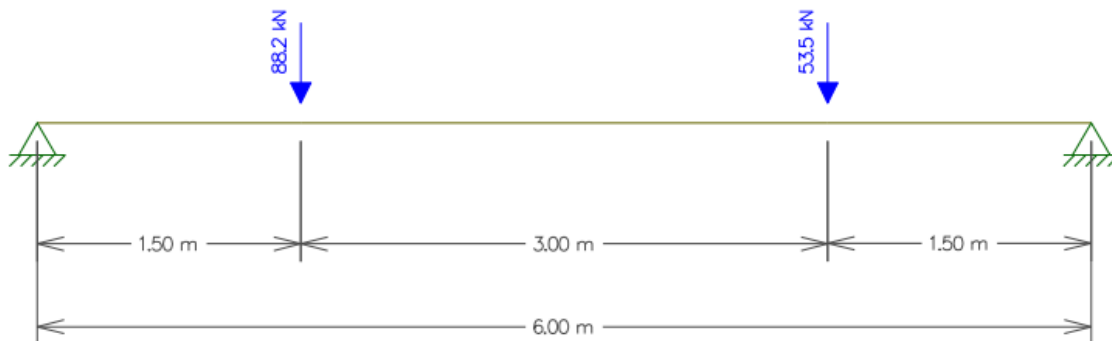


Imagen 81. Diagrama de cuerpo libre. (Fuente: Elaboración propia)

ESTADO 2

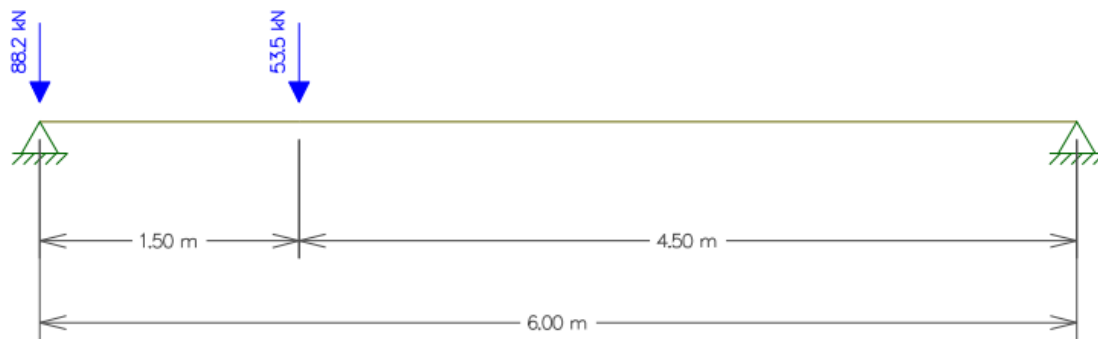


Imagen 82. Diagrama de cuerpo libre. (Fuente: Elaboración propia)

ESTADO 3

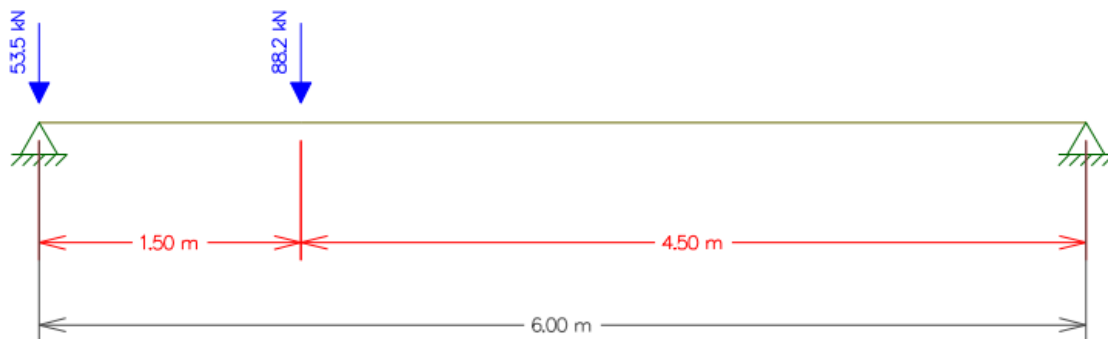


Imagen 83. Diagrama de cuerpo libre. (Fuente: Elaboración propia)

- FLEXIÓN

ESTADO 1

$$\begin{aligned}
 & \frac{1,6 * 1,5m * (P_{tt}^f * 4,5m + P_{td}^f * 1,5m)}{6m} = \\
 & \frac{1,6 * 1,5m * \left(88,15 \frac{KN}{m} * 4,5m + 53,53 \frac{KN}{m} * 1,5m \right)}{6m} = 190,79 \frac{KNm}{m}
 \end{aligned}$$

ESTADO 2

$$\begin{aligned}
 & \frac{1,6 * P_{td}^f * 6m}{4} = \\
 & \frac{1,6 * 53,53 \frac{KN}{m} * 6m}{4} = 128,47 \frac{KNm}{m}
 \end{aligned}$$

ESTADO 3

$$\begin{aligned}
 & \frac{1,6 * P_{tt}^f * 6m}{4} = \\
 & \frac{1,6 * 88,15 \frac{KN}{m} * 6m}{4} = 211,56 \frac{KNm}{m}
 \end{aligned}$$

- CORTE

ESTADO 1

$$\begin{aligned}
 & 1,6 * \left(P_{tt}^c + \frac{P_{td}^f}{2} \right) = \\
 & 1,6 * \left(61,82 \frac{KN}{m} + \frac{53,53 \frac{KN}{m}}{2} \right) = 141,73 \frac{KN}{m}
 \end{aligned}$$

ESTADO 2

$$\begin{aligned}
 & 1,6 * \left(P_{td}^c + \frac{P_{tt}^f}{2} \right) = \\
 & 1,6 * \left(61,09 \frac{KN}{m} + \frac{88,15 \frac{KN}{m}}{2} \right) = 169,22 \frac{KN}{m}
 \end{aligned}$$

4.3.5.3 DIMENSIONAMIENTO

Clase de hormigón H-35 (exposición A-2) (Acero ADN 420)

$$h = 0,35m$$

Según CIRSOC 201 – Tabla 7.7.1, “Recubrimientos mínimos para hormigón colado en obra (no pretensado), para clases de exposición A1 y A2”

$$C_c = 0,05m$$

La distancia desde la fibra comprimida extrema hasta el baricentro de la armadura longitudinal traccionada d

$$d = h - C_c - \frac{db}{2} = 0,35m - 0,05m - \frac{0,016m}{2} = 0,292m$$

Ancho del alma de un elemento con alas, o diámetro de una sección circular. Para una losa, considerada una viga de ancho unitario bw.

$$b_w = 1m$$

ARMADURA DE CORTE

En un principio se ha pre dimensionado la altura total de losa, ya que era necesario para el cálculo de las solicitaciones por peso propio de la losa de aproximación. En este punto se verificará la altura de la misma comparándola con la altura necesaria para evitar colocar armadura de corte en losas si lo necesitase.

Según CIRSOC 201 – 11.5.6.1, no es necesario colocar armadura de corte mínima en losas.

Calculando el valor de esfuerzo de corte mayorado Vu en la sección considerada.

$$V_u = 39,4 \frac{KN}{m} + 141,73 \frac{KN}{m} = 181,14 \frac{KN}{m}$$

Para conocer el valor de corte nominal Vn, se debe aplicar un factor de reducción de resistencia al valor de corte mayorado cumpliendo lo siguiente según CIRSOC 201 – 11.1.1

$$\phi * V_n \geq V_u$$

Ø: Factor de reducción de resistencia para solicitaciones de corte que no incluyan sismo, según CIRSOC 201 – 9.3.2.3:

$$\phi = 0,75$$

$$\therefore V_n = \frac{V_u}{\phi} = \frac{181,14 \frac{KN}{m}}{0,75} = 241,51 \frac{KN}{m}$$

La resistencia de corte nominal proporcionada por el hormigón para elementos sometidos únicamente a flexión y corte, según expresiones simplificadas, CIRSOC 201 – 11.3.1.1

$$V_c = \frac{1}{6} \times (f'c)^{\frac{1}{2}} \times b_w \times d$$

$$V_c = \frac{1}{6} \times (35MPa)^{\frac{1}{2}} \times 1m \times 0,35m = 287,9 \frac{KN}{m}$$

Como $V_c > V_n$ **NO ES NECESARIO COLOCAR ARMADURA DE CORTE**

ARMADURA SUPERIOR

Según CIRSOC 201 – 9.1.1 se debe verificar:

$$M_d = \phi * M_n \geq M_u$$

Siendo

M_d : Resistencia o momento de diseño de la sección.

M_n : Resistencia o momento nominal de la sección.

M_u : Resistencia o momento requerido para resistir las cargas mayoradas en el tramo.

$$M_u = 59,1 \frac{KNm}{m} + 211 \frac{KNm}{m} = 270,66 \frac{KNm}{m}$$

Según CIRSOC 201 – 9.3.2 el factor de reducción de resistencia en función del tipo de rotura para una sección con rotura dúctil (precedida por importantes deformaciones y fisuraciones) se parte del supuesto

$$\epsilon_c \leq 3\text{‰} \text{ y } \epsilon = 5$$

Sección controlada por tracción $\rightarrow \phi = 0,9$

$$\therefore M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{270,66 \frac{KNm}{m}}{0,9} = 300,73 \frac{KNm}{m} = 0,3007 \frac{MNm}{m}$$

Utilizando las tablas de FLEXION 3 del libro “Hormigón Armado – Conceptos básicos y diseño de elementos con aplicación del reglamento CIRSOC 201 – 2005” para el dimensionado de elementos sometidos a solicitaciones que generan flexión

$$Kd = \frac{d}{\sqrt{\frac{M_n}{b_w}}} = \frac{0,292m}{\sqrt{\frac{0,3007 \frac{MNm}{m}}{1m}}} = 0,534 \frac{m}{\sqrt{MN}}$$

Adopto de tabla Flexión 3 para $f'c = 35MPa \rightarrow fy = 420MPa \rightarrow \beta_1 = 0,85$:

$$K_e = 26,198 \frac{cm^2}{MN}$$

$$\therefore A_s = K_e * \frac{M_n}{d} = 26,198 \frac{cm^2}{MN} * \frac{0,3007 \frac{MNm}{m}}{0,292m} = 26,97 \frac{cm^2}{m}$$

Pre adopto 1 $\emptyset 20mm$ para verificar las separaciones s máximas

$$N^{\circ} \text{ de barras} = \frac{A_s}{A_b} = \frac{26,97 \frac{cm^2}{m}}{3,14 \frac{cm^2}{un}} = 8,59 \frac{un}{m}$$

$$s = \frac{100cm}{8,59 \frac{un}{m}} = 11cm$$

Según CIRSOC 201 – 7.6.5 para losas, la separación máxima de la armadura principal por flexión debe ser

$$s \leq 2,5 \text{ veces el espesor de losa} = 2,5 * 35cm = 87,5cm$$

$$s \leq 25 \text{ veces el diametro de barra} = 25 * 2cm = 50cm$$

$$s \leq 300mm = 30cm$$

Por lo tanto, **ADOPTO** $\rightarrow 1\emptyset 20mm$ con separacion $s = 10cm$

ARMADURA SECUNDARIA

Según CIRSOC 201 – 7.12.1, las losas en donde la armadura de flexión está dispuesta en una sola dirección, se deben colocar armadura perpendicular a ella para resistir esfuerzos debido a la contracción y temperatura

Según CIRSOC 201 – 7.12.2.1, la cuantía mínima $\left(\rho = \frac{A_s}{b*h}\right)$ totales para la armadura de contracción y temperatura debe ser $\rightarrow \rho = 0,0018$.

$$A_{s \text{ sec nec min}} = \rho * b * h = 0,0018 * 35cm * 100cm = 6,3 \frac{cm^2}{m}$$

Pre adopto 1 $\emptyset 12mm$ para verificar las separaciones s máximas

$$N^{\circ} \text{ de barras} = \frac{A_s}{A_b} = \frac{6,3 \frac{cm^2}{m}}{1,01 \frac{cm^2}{un}} = 6,24 \frac{un}{m}$$

$$s = \frac{100cm}{6,24 \frac{un}{m}} = 16,03cm$$

Según CIRSOC 201 – 7.12.2.2, la separación máxima de la armadura por contracción y temperatura s debe ser

$$s \leq 3 \text{ veces el espesor de losa} = 3 * 35cm = 105cm$$

$$s \leq 300mm = 30cm$$

Por lo tanto, **ADOPTO** $\rightarrow 1\emptyset 12mm$ con separacion $s = 15cm$

DETALLE DE ARMADURA

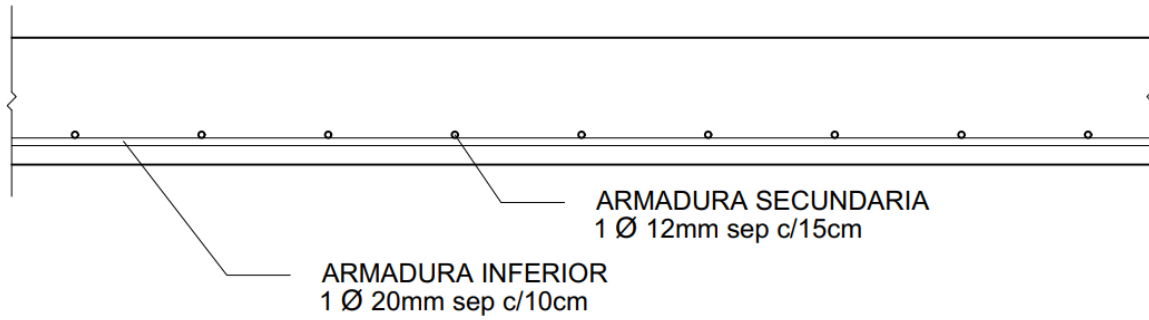


Imagen 84. Detalle de armadura. (Fuente: Elaboración propia)

4.3.6 ESTRIBOS

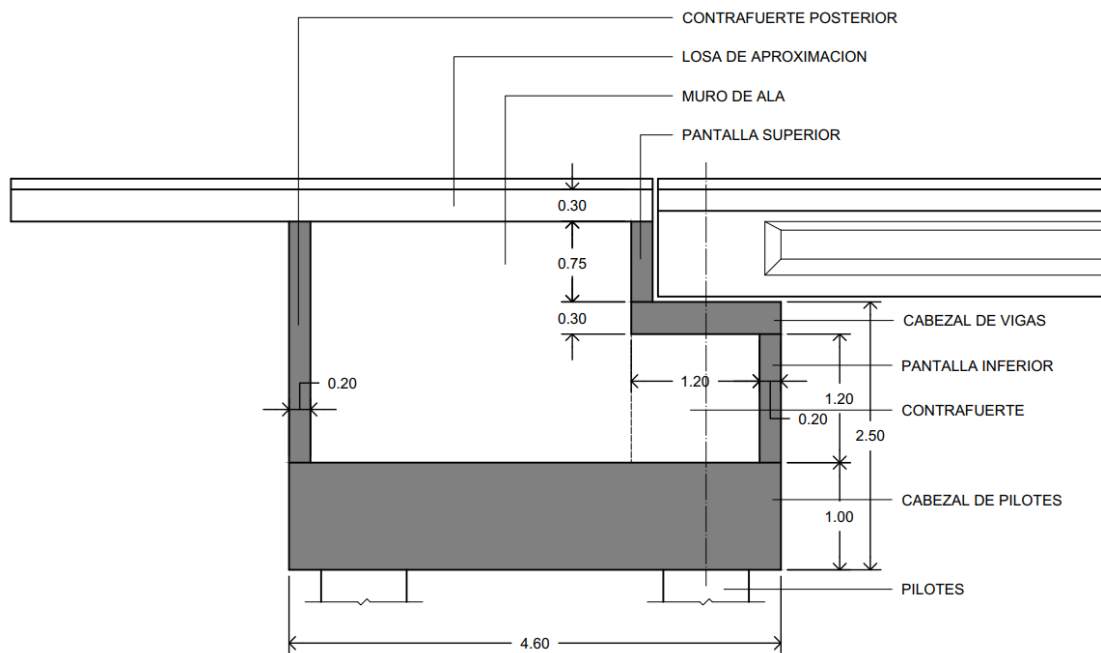


Imagen 85. Detalle de las partes de los Estribos. (Fuente: Elaboración propia)

4.3.6.1 PANTALLA SUPERIOR

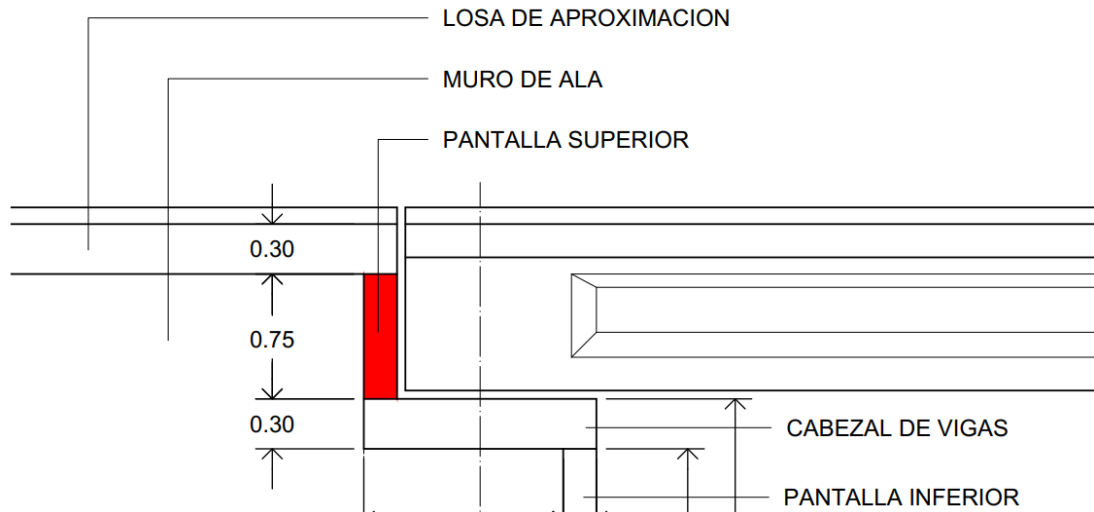


Imagen 86. Detalle de la Pantalla Superior. (Fuente: Elaboración propia)

4.3.6.1.1 ANÁLISIS DE CARGAS

Este elemento se dimensiona como ménsulas empotradas en el cabezal de apoyo de viga principales

- **EMPUJE DEL SUELO**

Considerando que:

- el estribo es un elemento rígido podemos decir que en la pantalla superior los desplazamientos se los considera pequeños.
- Al estar en contacto permanente con agua, no se puede despreciar la presión de poros y los parámetros del suelo no son constante por lo tanto no se puede aplicar métodos teóricos de equilibrio plástico, es necesario usar métodos en estado de reposo

Luego de lo expuesto, el método apropiado a utilizar en este caso es el método de determinación de empuje de suelo en estado de reposo con K_0 , coeficiente de presión lateral de las tierras en reposo.

- **PRESION DE TIERRAS EN REPOSO**

Según Braja M. Das – “Fundamento de ingeniería geotécnica” – 9.1, se considera la presión K_0 para arcillas

$$K_0 = 0,75$$

- **PESO ESPECIFICO DEL SUELO**

Considerando la peor condición que era en estado de saturación

$$\gamma_{sat} = 18 \frac{KN}{m^3}$$

— EMPUJE DE SUELO

$$H = \frac{1}{2} * hPs^2 * \gamma_{sat} * K0 = \frac{1}{2} * (0,75m)^2 * 18 \frac{KN}{m^2} * 0,75 = 3,8 \frac{KN}{m}$$

— EMPUJE DE SUELO MAYORADO

$$Hu = 1,6 * H = 1,6 * 3,8 \frac{KN}{m} = 6,08 \frac{KN}{m}$$

• **CARGAS VERTICALES**

Se considera el peso propio y reacción de losa de aproximación.

Pre adoptando un ancho $b = 0,20m$ para determinar un peso propio para luego verificar y dimensionar definitivamente

$$PD = hPs * b * 25 \frac{KN}{m^3} = 0,75m * 0,20m * 25 \frac{KN}{m^3} = 36,6 \frac{KN}{m}$$

$$PL = R \text{ Losa aprox} = \frac{6 \frac{KN}{m^2} * 6m}{2} = 18 \frac{KN}{m}$$

— CARGAS VERTICALES MAYORADAS

$$Pu = 1,2 * PD + 1,6 * PL$$

$$Pu = 1,2 * 36,6 \frac{KN}{m} + 1,6 * 18 \frac{KN}{m} = 72,72 \frac{KN}{m}$$

4.3.6.1.2 SOLICITACIONES

$$Mu = Hu * \frac{hPs}{3} = 6,08 \frac{KN}{m} * \frac{0,75m}{3} = 1,52 \frac{KNm}{m}$$

$$Pu = 72,82 \frac{KN}{m}$$

$$Vu = 6,08 \frac{KN}{m}$$

4.3.6.1.3 DIMENSIONAMIENTO

Clase de hormigón H-30 (exposición Q-1) (Acero ADN 420)

$$h = 0,20m$$

Según CIRSOC 201 – Tabla 7.7.1, “Recubrimientos mínimos para hormigón colado en obra (no pretensado), para clases de exposición A1 y A2”

$$C_c = 0,03m$$

La distancia desde la fibra comprimida extrema hasta el baricentro de la armadura longitudinal traccionada d

Además, según CIRSOC 201 – Tabla 7.7.1, para una clase de exposición Q-1, se debe incrementar el recubrimiento en un 30%

$$d = h - 1,3 * \left(C_c + \frac{db}{2} \right) = 0,20m - 1,3 \left(0,03m + \frac{0,02m}{2} \right) = 0,15m$$

Ancho del alma de un elemento con alas, o diámetro de una sección circular. Para una losa, considerada una viga de ancho unitario b_w .

$$b_w = 1m$$

• ARMADURA DE CORTE

Considerando a la pantalla superior como un elemento sometido a esfuerzo de flexión, esfuerzo de corte y esfuerzo normal, se la considerara trabajando como una losa.

Según CIRSOC 201 – 11.5.6.1, no es necesario colocar armadura de corte mínima en losas.

Calculando el valor de esfuerzo de corte mayorado V_u en la sección considerada.

$$V_u = 6,08 \frac{KN}{m}$$

Para conocer el valor de corte nominal V_n , se debe aplicar un factor de reducción de resistencia al valor de corte mayorado cumpliendo lo siguiente según CIRSOC 201 – 11.1.1

$$\phi * V_n \geq V_u$$

ϕ : Factor de reducción de resistencia para solicitaciones de corte que no incluyan sismo, según CIRSOC 201 – 9.3.2.3:

$$\phi = 0,75$$

$$\therefore V_n = \frac{V_u}{\phi} = \frac{6,08 \frac{KN}{m}}{0,75} = 8,11 \frac{KN}{m}$$

La resistencia de corte nominal proporcionada por el hormigón para elementos sometidos únicamente a flexión y corte, según expresiones simplificadas, CIRSOC 201 – 11.3.1.1

$$V_c = \frac{1}{6} * (f'c)^{\frac{1}{2}} * b_w * d$$

$$V_c = \frac{1}{6} * (30MPa)^{\frac{1}{2}} * 1m * 0,15m = 141,5 \frac{KN}{m}$$

Como $V_c > V_n$ **NO ES NECESARIO COLOCAR ARMADURA DE CORTE**

• ARMADURA PRINCIPAL

La pantalla superior es un elemento que debido a las cargas actuantes está sometido a flexo compresión, por lo que se deberá utilizar diagramas de interacción para el cálculo de las armaduras.

Disponibles en “Diagramas de Interacción – Parte 1” de Hernandez Balat, Bissio, Ortega “Ejemplos del Reglamento Argentino de estructura de hormigón CIRSOC 201-2005”

Según CIRSOC 201 – 9.3.2 el factor de reducción de resistencia en función del tipo de rotura para una sección con rotura dúctil (precedida por importantes deformaciones y fisuraciones) se parte del supuesto

$$\varepsilon_c \leq 3\text{‰} \text{ y } \varepsilon = 5$$

Sección controlada por tracción $\rightarrow \phi = 0,9$

— Distancias baricéntricas, medidas geométricas y cuantía geométrica necesaria

$$d' = r + \frac{db}{2} = 0,04m + \frac{0,016m}{2} = 0,048m$$

$$\gamma = \frac{h - 2 * d'}{h} = \frac{0,20m - 2 * 0,048m}{0,20m} = 0,5$$

Siendo:

$$Mu = 1,52 \frac{KNm}{m}$$

$$Pu = 72,72 \frac{KN}{m}$$

$$\therefore m = \frac{\phi * Mu}{b * h^2} = \frac{0,9 * 1,52 * 10^{-3} MNm}{1m * (0,2m)^2} = 0,03$$

$$\therefore n = \frac{\phi * Pu}{b * h} = \frac{0,9 * 0,0727 MN}{1m * 0,20m} = 0,3$$

Con esta información, determinamos la cuantía geométrica con

$$f'c = 30MPa ; fy = 420MPa ; \gamma = 0,5$$

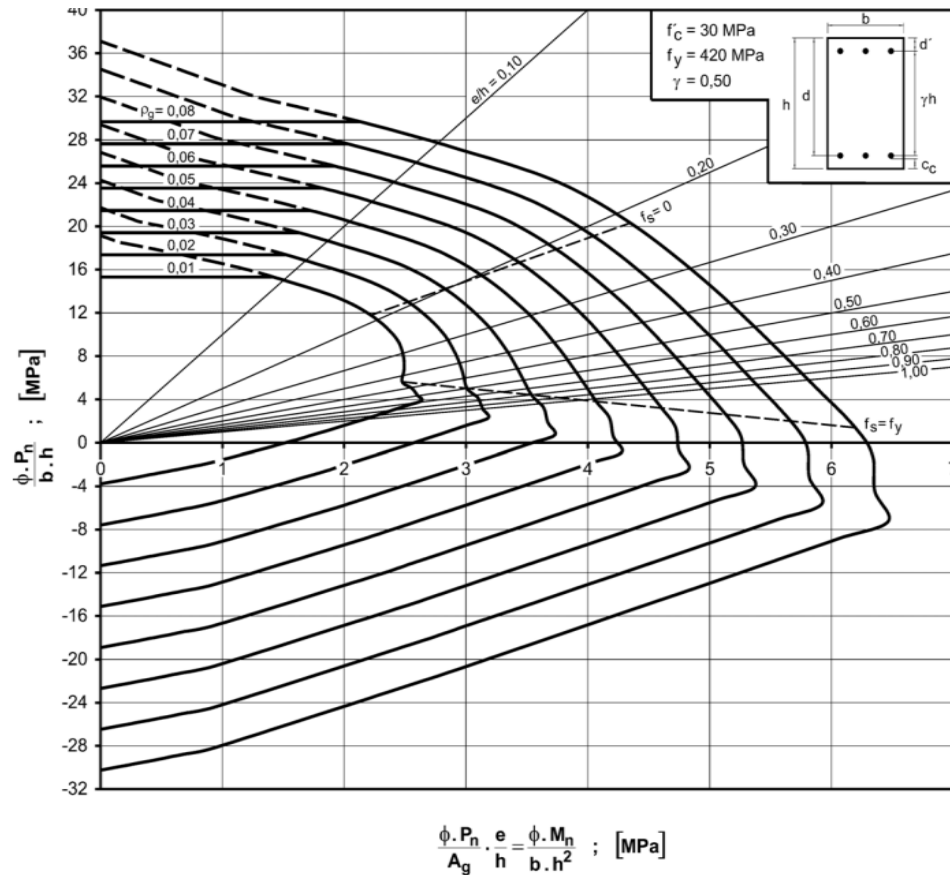


Imagen 87. Diagrama de interacción. (Fuente: Hernandez Balat, Bissio, Ortega “Ejemplos del Reglamento Argentino de estructura de hormigón CIRSOC 201-2005”)

De Diagrama de Interaccion adopto $\rightarrow \delta = 0,01$

$$A_{s \text{ nec}} = \rho * A_g = \rho * b * h = 0,01 * 100\text{cm} * 20\text{cm} = 20 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Pre adopto 1 $\emptyset 16\text{mm}$ para verificar las separaciones s máximas

$$N^\circ \text{ de barras} = \frac{A_s}{A_b} = \frac{20 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}}{2,01 \frac{\text{cm}^2}{\text{un}}} = 9,95 \frac{\text{un}}{\text{m}}$$

$$s = \frac{100\text{cm}}{9,95 \frac{\text{un}}{\text{m}}} = 10,05\text{cm}$$

Según CIRSOC 201 – 7.6.5 para losas, la separación máxima de la armadura principal por flexión debe ser

$$s \leq 2,5 \text{ veces el espesor de losa} = 2,5 * 20\text{cm} = 50\text{cm}$$

$$s \leq 25 \text{ veces el diametro de barra} = 25 * 1,6\text{cm} = 40\text{cm}$$

$$s \leq 300\text{mm} = 30\text{cm}$$

Por lo tanto, **ADOPTO** → 1Ø16mm con separación $s = 20cm$ por cada cara.

• ARMADURA SECUNDARIA

Según CIRSON 201 – 7.12.1, las losas en donde la armadura de flexión está dispuesta en una sola dirección, se deben colocar armadura perpendicular a ella para resistir esfuerzos debido a la contracción y temperatura

Según CIRSOC 201 – 7.12.2.1, la cuantía mínima $\left(\rho = \frac{A_s}{b \cdot h}\right)$ totales para la armadura de contracción y temperatura debe ser → $\rho = 0,0018$.

$$A_{s \text{ sec nec min}} = \rho * b * h = 0,0018 * 20cm * 100cm = 3,6 \frac{cm^2}{m}$$

Pre adopto 1 Ø 10mm para verificar las separaciones s máximas

$$N^{\circ} \text{ de barras} = \frac{A_s}{A_b} = \frac{3,6 \frac{cm^2}{m}}{0,79 \frac{cm^2}{un}} = 4,55 \frac{un}{m}$$

$$s = \frac{100cm}{4,55 \frac{un}{m}} = 21,94cm$$

Según CIRSOC 201 – 7.12.2.2, la separación máxima de la armadura por contracción y temperatura s debe ser

$$s \leq 3 \text{ veces el espesor de losa} = 3 * 20cm = 60cm$$

$$s \leq 300mm = 30cm$$

Por lo tanto, **ADOPTO** → 1Ø10mm con separación $s = 20cm$

- **DETALLE DE ARMADURA**

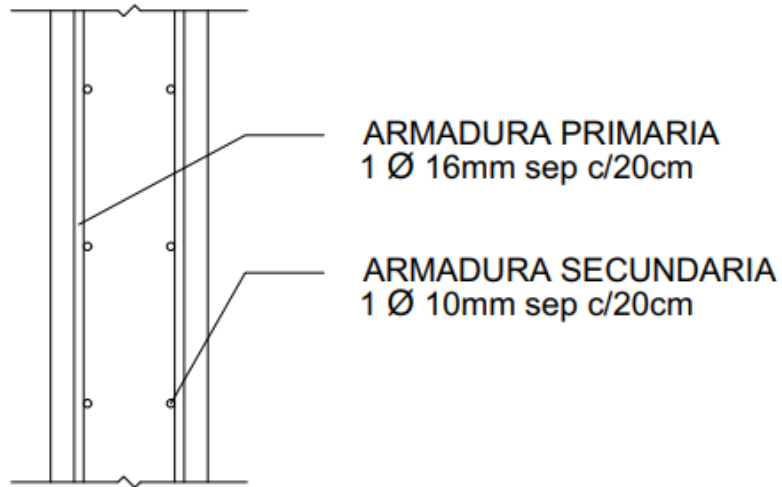


Imagen 88. Detalle de armadura. (Fuente: Elaboración propia)

4.3.6.2 PANTALLA INFERIOR

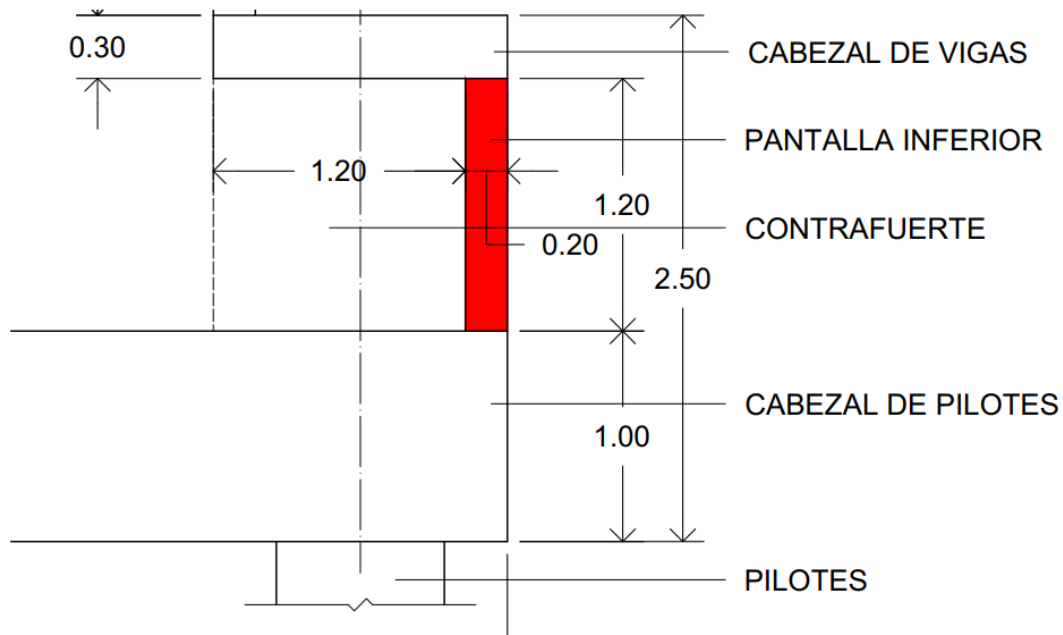


Imagen 89. Detalle de Pantalla Inferior. (Fuente: Elaboración propia)

4.3.6.2.1 ANÁLISIS DE CARGAS

Este elemento se dimensiona como placas apoyadas en los contrafuertes y en los muros de alas laterales.

• EMPUJE DEL SUELO

Considerando que

- el estribo es un elemento rígido podemos decir que en la pantalla superior los desplazamientos se los considera pequeños.
- Al estar en contacto permanente con agua, no se puede despreciar la presión de poros y los parámetros del suelo no son constante por lo tanto no se puede aplicar métodos teóricos de equilibrio plástico, es necesario usar métodos en estado de reposo

Luego de lo expuesto, el método apropiado a utilizar en este caso es el método de determinación de empuje de suelo en estado de reposo con K_0 , coeficiente de presión lateral de las tierras en reposo.

– PRESION DE TIERRAS EN REPOSO

Según Braja M. Das – “Fundamento de ingeniería geotécnica” – 9.1, se considera la presión K_0 para arcillas

$$K_0 = 0,75$$

– PESO ESPECIFICO DEL SUELO

Considerando la peor condición que era en estado de saturación

$$\gamma_{sat} = 18 \frac{KN}{m^3}$$

– EMPUJE DE SUELO

$$H = \frac{1}{2} * h P_s^2 * \gamma_{sat} * K_0 = \frac{1}{2} * (1,85m)^2 * 18 \frac{KN}{m^2} * 0,75 = 23,10 \frac{KN}{m}$$

– EMPUJE DE SUELO MAYORADO

$$H_u = 1,6 * H = 1,6 * 23,10 \frac{KN}{m} = 36,96 \frac{KN}{m}$$

4.3.6.2.2 SOLICITACIONES

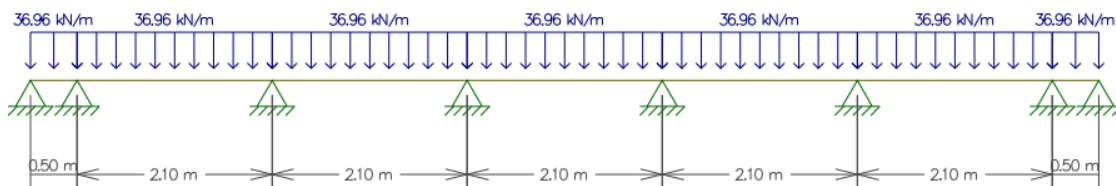


Imagen 90. Diagrama de cuerpo libre – (Fuente: Elaboración propia)

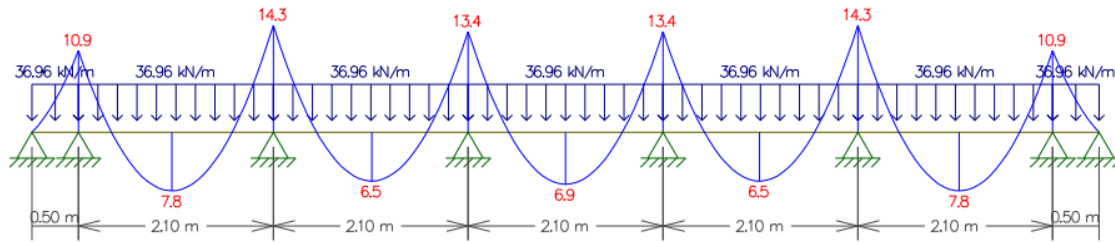


Imagen 91. Diagrama de momento flector. (Fuente: Elaboración propia)

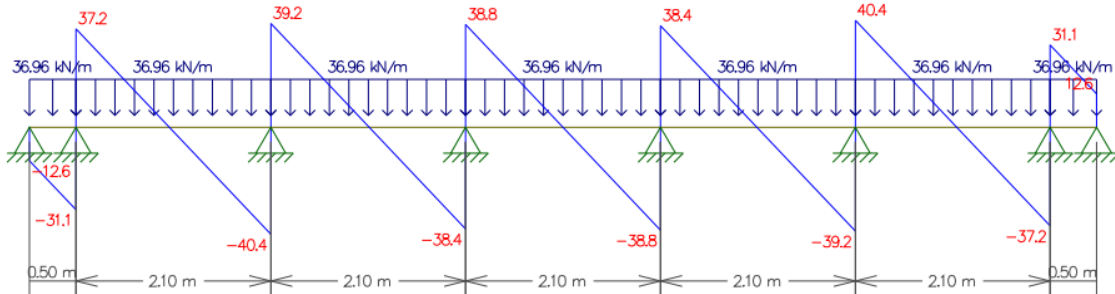


Imagen 92. Diagrama de esfuerzo de corte. (Fuente: Elaboración propia)

Según imagen 91 e imagen 92, las máximas solicitaciones son:

- Momento flector en el tramo

$$Mu = 7,8 \text{ KNm}$$

- Momento flector en el apoyo

$$Mu = -14,3 \text{ KNm}$$

- Esfuerzo de corte

$$Hu = 40,4 \text{ KN}$$

4.3.6.2.3 DIMENSIONAMIENTO

Clase de hormigón H-30 (exposición Q-1) (Acero ADN 420)

$$h = 0,20\text{m}$$

Según CIRSOC 201 – Tabla 7.7.1, “Recubrimientos mínimos para hormigón colado en obra (no pretensado), para clases de exposición A1 y A2”

$$Cc = 0,03\text{m}$$

La distancia desde la fibra comprimida extrema hasta el baricentro de la armadura longitudinal traccionada d

Además, según CIRSOC 201 – Tabla 7.7.1, para una clase de exposición Q-1, se debe incrementar el recubrimiento en un 30%

$$d = h - 1,3 * \left(c_c + \frac{db}{2} \right) = 0,20m - 1,3 \left(0,03m + \frac{0,02m}{2} \right) = 0,15m$$

Ancho del alma de un elemento con alas, o diámetro de una sección circular. Para una losa, considerada una viga de ancho unitario bw .

$$bw = 1m$$

• ARMADURA DE CORTE

En este punto se verificará la altura de la misma comparándola con la altura necesaria para evitar colocar armadura de corte en losas si lo necesitase.

Según CIRSOC 201 – 11.5.6.1, no es necesario colocar armadura de corte mínima en losas.

Calculando el valor de esfuerzo de corte mayorado V_u en la sección considerada.

$$V_u = H_u = 40,4 \text{ KN}$$

Para conocer el valor de corte nominal V_n , se debe aplicar un factor de reducción de resistencia al valor de corte mayorado cumpliendo lo siguiente según CIRSOC 201 – 11.1.1

$$\phi * V_n \geq V_u$$

ϕ : Factor de reducción de resistencia para solicitaciones de corte que no incluyan sismo, según CIRSOC 201 – 9.3.2.3:

$$\phi = 0,75$$

$$\therefore V_n = \frac{V_u}{\phi} = \frac{40,4 \text{ KN}}{0,75} = 53,86 \text{ KN}$$

La resistencia de corte nominal proporcionada por el hormigón para elementos sometidos únicamente a flexión y corte, según expresiones simplificadas, CIRSOC 201 – 11.3.1.1

$$V_c = \frac{1}{6} * (f'_c)^{\frac{1}{2}} * bw * d$$

$$V_c = \frac{1}{6} * (30 \text{ MPa})^{\frac{1}{2}} * 1m * 0,15m = 141,49 \frac{\text{KN}}{m}$$

Como $V_c > V_n$ **NO ES NECESARIO COLOCAR ARMADURA DE CORTE**

• ARMADURA SUPERIOR

Según CIRSOC 201 – 9.1.1 se debe verificar:

$$Md = \phi * Mn \geq Mu$$

Siendo

Md: Resistencia o momento de diseño de la sección.

Mn: Resistencia o momento nominal de la sección.

Mu: Resistencia o momento requerido para resistir las cargas mayoradas en el tramo.

$$Mu = 14,3 \frac{KNm}{m}$$

Según CIRSOC 201 – 9.3.2 el factor de reducción de resistencia en función del tipo de rotura para una sección con rotura dúctil (precedida por importantes deformaciones y fisuraciones) se parte del supuesto

$$\varepsilon_c \leq 3\text{‰} \text{ y } \varepsilon = 5$$

Sección controlada por tracción $\rightarrow \phi = 0,9$

$$\therefore Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{14,3 \frac{KNm}{m}}{0,9} = 15,88 \frac{KNm}{m} = 0,01588 \frac{MNm}{m}$$

Utilizando las tablas de FLEXION 3 del libro “Hormigón Armado – Conceptos básicos y diseño de elementos con aplicación del reglamento CIRSOC 201 – 2005” para el dimensionado de elementos sometidos a solicitaciones que generan flexión

$$Kd = \frac{d}{\sqrt{\frac{Mn}{bw}}} = \frac{0,15m}{\sqrt{\frac{0,01588 \frac{MNm}{m}}{1m}}} = 1,23 \frac{m}{\sqrt{MN}}$$

Adopto de tabla Flexión 3 para $f'c = 30MPa \rightarrow fy = 420MPa \rightarrow \beta_1 = 0,85$:

$$Ke = 24,301 \frac{cm^2}{MN}$$

$$\therefore As = Ke * \frac{Mn}{d} = 24,301 \frac{cm^2}{MN} * \frac{0,01588 \frac{MNm}{m}}{0,15m} = 2,47 \frac{cm^2}{m}$$

Pre adopto 1 $\phi 10mm$ para verificar las separaciones s máximas

$$N^{\circ} \text{ de barras} = \frac{As}{Ab} = \frac{2,47 \frac{cm^2}{m}}{0,79 \frac{cm^2}{un}} = 3,13 \frac{un}{m}$$

$$s = \frac{100cm}{3,13 \frac{un}{m}} = 31cm$$

Según CIRSOC 201 – 7.6.5 para losas, la separación máxima de la armadura principal por flexión debe ser

$$s \leq 2,5 \text{ veces el espesor de losa} = 2,5 * 20\text{cm} = 50\text{cm}$$

$$s \leq 25 \text{ veces el diametro de barra} = 25 * 1\text{cm} = 25\text{cm}$$

$$s \leq 300\text{mm} = 30\text{cm}$$

Según CIRSOC 201 – 7.12.2.1, la cuantía mínima $\left(\rho = \frac{A_s}{b*h}\right)$ totales para la armadura debe ser $\rightarrow \rho = 0,0018$.

$$A_{s \text{ nec min}} = \rho * b * h = 0,0018 * 20\text{cm} * 100\text{cm} = 3,6 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Pre adopto 1 $\emptyset 10\text{mm}$ para verificar las separaciones s máximas

$$N^\circ \text{ de barras} = \frac{A_s}{A_b} = \frac{3,6 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}}{0,79 \frac{\text{cm}^2}{\text{un}}} = 4,55 \frac{\text{un}}{\text{m}}$$

$$s = \frac{100\text{cm}}{4,55 \frac{\text{un}}{\text{m}}} = 21,94\text{cm}$$

Según CIRSOC 201 – 7.12.2.2, la separación máxima de la armadura por contracción y temperatura s debe ser

$$s \leq 3 \text{ veces el espesor de losa} = 3 * 20\text{cm} = 60\text{cm}$$

$$s \leq 300\text{mm} = 30\text{cm}$$

Por lo tanto, **ADOPTO** $\rightarrow 1\emptyset 10\text{mm}$ con separacion $s = 20\text{cm}$

• ARMADURA SECUNDARIA

Según CIRSON 201 – 7.12.1, las losas en donde la armadura de flexión está dispuesta en una sola dirección, se deben colocar armadura perpendicular a ella para resistir esfuerzos debido a la contracción y temperatura

Según CIRSOC 201 – 7.12.2.1, la cuantía mínima $\left(\rho = \frac{A_s}{b*h}\right)$ totales para la armadura de contracción y temperatura debe ser $\rightarrow \rho = 0,0018$.

$$A_{s \text{ sec nec min}} = \rho * b * h = 0,0018 * 20\text{cm} * 100\text{cm} = 3,6 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Pre adopto 1 $\emptyset 10\text{mm}$ para verificar las separaciones s máximas

$$N^\circ \text{ de barras} = \frac{A_s}{A_b} = \frac{3,6 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}}{0,79 \frac{\text{cm}^2}{\text{un}}} = 4,55 \frac{\text{un}}{\text{m}}$$

$$s = \frac{100cm}{4,55 \frac{un}{m}} = 21,94cm$$

Según CIRSOC 201 – 7.12.2.2, la separación máxima de la armadura por contracción y temperatura s debe ser

$$s \leq 3 \text{ veces el espesor de losa} = 3 * 20cm = 60cm$$

$$s \leq 300mm = 30cm$$

Por lo tanto, **ADOPTO** $\rightarrow 1\emptyset 10mm$ con separación $s = 20cm$

- DETALLE DE ARMADURA**

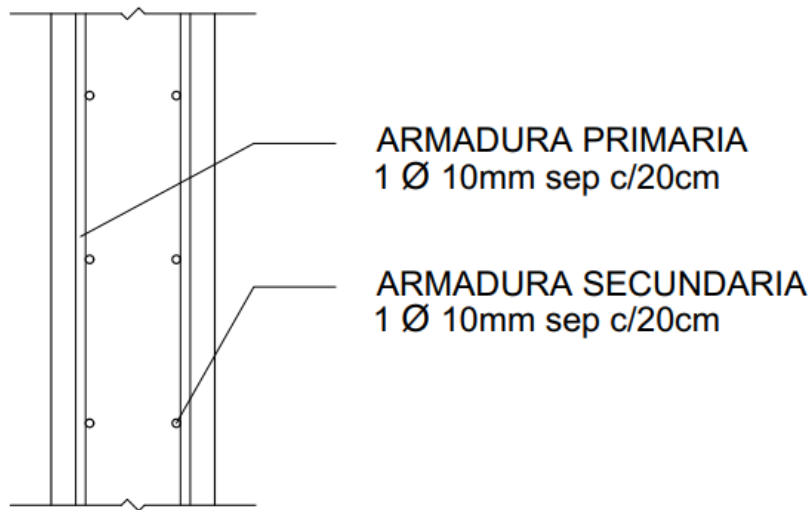


Imagen 93. Detalle de armadura. (Fuente: Elaboración propia)

4.3.6.3 CONTRAFUERTE

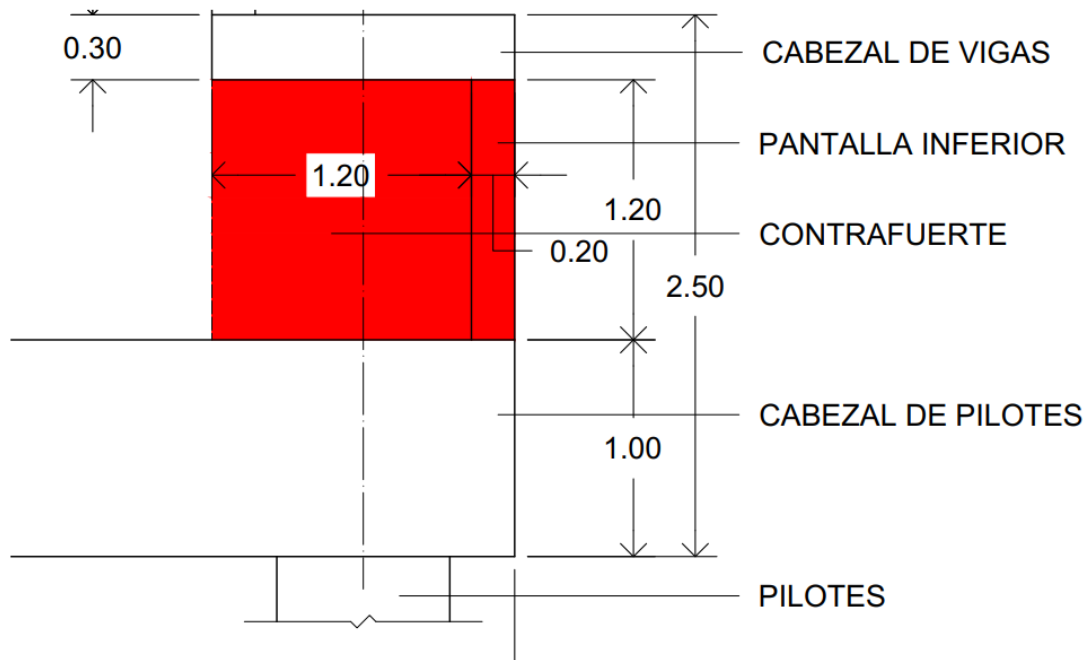


Imagen 94. Detalle de Contrafuerte. (Fuente: Elaboración propia)

4.3.6.3.1 ANÁLISIS DE CARGAS

• EMPUJE DEL SUELO

Considerando que:

- el estribo es un elemento rígido podemos decir que en la pantalla superior los desplazamientos se los considera pequeños.
- Al estar en contacto permanente con agua, no se puede despreciar la presión de poros y los parámetros del suelo no son constante por lo tanto no se puede aplicar métodos teóricos de equilibrio plástico, es necesario usar métodos en estado de reposo.

Luego de lo expuesto, el método apropiado a utilizar en este caso es el método de determinación de empuje de suelo en estado de reposo con K_0 , coeficiente de presión lateral de las tierras en reposo.

— PRESION DE TIERRAS EN REPOSO

Según Braja M. Das – “Fundamento de ingeniería geotécnica” – 9.1, se considera la presión K_0 para arcillas

$$K_0 = 0,75$$

— PESO ESPECIFICO DEL SUELO

Considerando la peor condición que era en estado de saturación

$$\gamma_{sat} = 18 \frac{KN}{m^3}$$

— EMPUJE DE SUELO

$$H = h * b * \gamma_{sat} * K_0 = 2,25m * 2,1m * 18 \frac{KN}{m^3} * 0,75 = 102,06 \frac{KN}{m}$$

— EMPUJE DE SUELO MAYORADO

$$H_u = 1,6 * H = 1,6 * 102,06 \frac{KN}{m} = 163,29 \frac{KN}{m}$$

- PESO PROPIO

$$PD1 = 1,4m * 1,2m * 0,25m * 25 \frac{KN}{m^3} = 10,5KN$$

- CABEZAL DE VIGA

$$PD2 = 1,4m * 2,1m * 0,3m * 25 \frac{KN}{m^3} = 22,05KN$$

- PANTALLA SUPERIOR

$$PD3 = 2,1m * 36,6 \frac{KN}{m} = 76,86KN$$

$$PL1 = 2,1m * 18 \frac{KN}{m} = 37,8KN$$

- VIGA PRINCIPAL

$$PD4 = \frac{22,62 \frac{KN}{m} * 14,8m}{2} = 167,39KN$$

$$PL2 = \frac{10,53 \frac{KN}{m} * 14,8m}{2} + 41,66KN + 28,33KN * \frac{14,8m - 3m}{14,8m} = 142,17KN$$

- FUERZA DE FRENADO

$$HL f = 7,5KN$$

- FUERZA POR TEMPERATURA, CONTRACCION Y FLUENCIA

$$HD t = 30KN$$

4.3.6.3.2 SOLICITACIONES

– Momento flector

$$Mu = \left(\frac{1}{2} * Hu * h \right) * \frac{1}{3} + (HDt * 1,2 + HLf * 1,6) * 1,2m =$$

$$Mu = \left(\frac{1}{2} * 102,6 \frac{KN}{m} * 2,25m \right) * \frac{1}{3} + (30KN * 1,2 + 7,5KN * 1,6) * 1,2m = 143,71 KNm$$

– Carga vertical

$$Pu = 1,2 * \Sigma PD + 1,6 * \Sigma PL =$$

$$Pu = 1,2 * (10,5 + 22,05 + 76,86 + 167,39)KN + 1,6 * (37,8 + 142,17)KN = 620,11KN$$

– Esfuerzo de corte

$$Vu = \left(\frac{1}{2} * Hu * h + HDt \right) * 1,2 + HLf * 1,6 =$$

$$Vu = \left(\frac{1}{2} * 102,6 \frac{KN}{m} * 2,25m + 30 \right) * 1,2 + 7,5 * 1,6 = 162,82KN$$

4.3.6.3.3 DIMENSIONAMIENTO

Clase de hormigón H-30 (exposición Q-1) (Acero ADN 420)

$$h = 0,25m$$

Según CIRSOC 201 – Tabla 7.7.1, “Recubrimientos mínimos para hormigón colado en obra (no pretensado), para clases de exposición A1 y A2”

$$Cc = 0,03m$$

La distancia desde la fibra comprimida extrema hasta el baricentro de la armadura longitudinal traccionada d

Además, según CIRSOC 201 – Tabla 7.7.1, para una clase de exposición Q-1, se debe incrementar el recubrimiento en un 30%

$$d = h - 1,3 * \left(Cc + \frac{db}{2} \right) = 0,25m - 1,3 \left(0,03m + \frac{0,02m}{2} \right) = 0,20m$$

Ancho del alma de un elemento con alas, o diámetro de una sección circular. Para una losa, considerada una viga de ancho unitario bw.

$$bw = 1m$$

• ARMADURA DE CORTE

Considerando a la pantalla superior como un elemento sometido a esfuerzo de flexión, esfuerzo de corte y esfuerzo normal, se la considerara trabajando como una losa.

Según CIRSOC 201 – 11.5.6.1, no es necesario colocar armadura de corte mínima en losas.

Calculando el valor de esfuerzo de corte mayorado V_u en la sección considerada.

$$V_u = 162,82 \frac{KN}{m}$$

Para conocer el valor de corte nominal V_n , se debe aplicar un factor de reducción de resistencia al valor de corte mayorado cumpliendo lo siguiente según CIRSOC 201 – 11.1.1

$$\phi * V_n \geq V_u$$

ϕ : Factor de reducción de resistencia para solicitaciones de corte que no incluyan sismo, según CIRSOC 201 – 9.3.2.3:

$$\phi = 0,75$$

$$\therefore V_n = \frac{V_u}{\phi} = \frac{162,82 \frac{KN}{m}}{0,75} = 217,09 \frac{KN}{m}$$

La resistencia de corte nominal proporcionada por el hormigón para elementos sometidos únicamente a flexión y corte, según expresiones simplificadas, CIRSOC 201 – 11.3.1.1

$$V_c = \frac{1}{6} \times (f'c)^{\frac{1}{2}} \times b_w \times d$$

$$V_c = \frac{1}{6} \times (30MPa)^{\frac{1}{2}} \times 1,35m \times 0,25m = 217,09 \frac{KN}{m}$$

Como $V_c > V_n$ **NO ES NECESARIO ARMADURA DE CORTE**

• ARMADURA PRINCIPAL

La pantalla superior es un elemento que debido a las cargas actuantes está sometido a flexo compresión, por lo que se deberá utilizar diagramas de interacción para el cálculo de las armaduras.

Disponibles en “Diagramas de Interacción – Parte 1” de Hernandez Balat, Bissio, Ortega “Ejemplos del Reglamento Argentino de estructura de hormigón CIRSOC 201-2005”

Según CIRSOC 201 – 9.3.2 el factor de reducción de resistencia en función del tipo de rotura para una sección con rotura dúctil (precedida por importantes deformaciones y fisuraciones) se parte del supuesto

$$\varepsilon_c \leq 3\text{‰} \text{ y } \varepsilon = 5$$

Sección controlada por tracción $\rightarrow \phi = 0,9$

– Distancias baricéntricas, medidas geométricas y cuantía geométrica necesaria

$$d' = r + \frac{db}{2} + d_{est} = 0,04m + \frac{0,016m}{2} + 0,008m = 0,056m$$

$$\gamma = \frac{h - 2 * d'}{h} = \frac{0,25m - 2 * 0,056m}{0,25m} = 0,9$$

Siendo:

$$Mu = 0,144 \frac{MNm}{m}$$

$$Pu = 0,620 \frac{MN}{m}$$

$$\therefore m = \frac{\phi * Mu}{b * h^2} = \frac{0,9 * 0,144 MNm}{1m * (0,25m)^2} = 0,036$$

$$\therefore n = \frac{\phi * Pu}{b * h} = \frac{0,9 * 0,620 MN}{1m * 0,25m} = 1,86$$

Con esta información, determinamos la cuantía geométrica con

$$f'_c = 30MPa ; f_y = 420MPa ; \gamma = 0,9$$

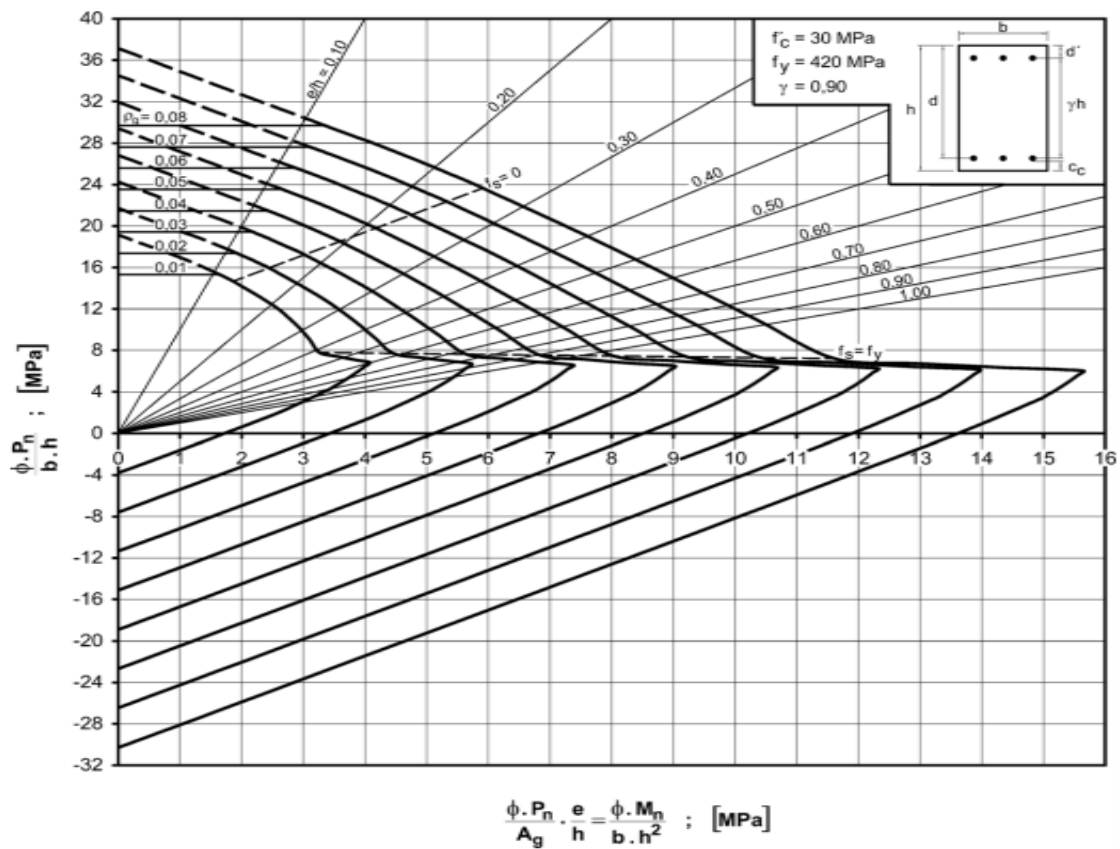


Imagen 95. Diagrama de interacción. (Fuente: Hernandez Balat, Bissio, Ortega "Ejemplos del Reglamento Argentino de estructura de hormigón CIRSOC 201-2005")

De Diagrama de Interaccion adopto $\delta = 0,01$

$$As_{nec} = \rho * Ag = \rho * b * h = 0,01 * 140cm * 25cm = 35 cm^2$$

Por lo tanto, **ADOPTO** $\rightarrow 8 \varnothing 25mm$ con $As_{adop} = 39,27cm^2 > As_{nec} = 35 cm^2$.

• ARMADURA DE TRACCION

Según CIRSON 201 – 10.5.1, As adoptada para estribos a tracción con $f'c \leq 30MPa$ debe cumplir lo siguiente

$$As_{p.cara} = \frac{2 * RPI}{0,9 * fy} = \frac{2 * 80,8KN}{0,9 * 420 MPa} = 4,27 cm^2$$

Pre adopto $1 \varnothing 10mm$ para verificar las separaciones s máximas

$$N^{\circ} de barras = \frac{As}{Ab} = \frac{4,27 \frac{cm^2}{m}}{0,79 \frac{cm^2}{un}} = 5,40 \frac{un}{m}$$

$$s = \frac{100cm}{5,40 \frac{un}{m}} = 18,50cm$$

Según CIRSOC 201 – 7.6.5 para losas, la separación máxima de la armadura principal por flexión debe ser

$$s \leq 2,5 \text{ veces el espesor de losa} = 2,5 * 25cm = 62,5cm$$

$$s \leq 25 \text{ veces el diametro de barra} = 25 * 1,6cm = 40cm$$

$$s \leq 300mm = 30cm$$

Por lo tanto, **ADOPTO** $\rightarrow 1\varnothing 10mm$ con separacion $s = 15cm$

• ARMADURA SECUNDARIA

Según CIRSON 201 – 7.12.1, las losas en donde la armadura de flexión está dispuesta en una sola dirección, se deben colocar armadura perpendicular a ella para resistir esfuerzos debido a la contracción y temperatura

Según CIRSOC 201 – 7.12.2.1, la cuantía mínima $\left(\rho = \frac{As}{b*h}\right)$ totales para la armadura de contracción y temperatura debe ser $\rightarrow \rho = 0,0018$.

$$As_{sec nec min} = \rho * b * h = 0,0018 * 25cm * 100cm = 4,5 \frac{cm^2}{m}$$

Pre adopto $1 \varnothing 10mm$ para verificar las separaciones s máximas

$$N^{\circ} \text{ de barras} = \frac{A_s}{A_b} = \frac{4,5 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}}{0,79 \frac{\text{cm}^2}{\text{un}}} = 5,69 \frac{\text{un}}{\text{m}}$$

$$s = \frac{100\text{cm}}{5,69 \frac{\text{un}}{\text{m}}} = 17,55\text{cm}$$

Según CIRSOC 201 – 7.12.2.2, la separación máxima de la armadura por contracción y temperatura s debe ser

$$s \leq 3 \text{ veces el espesor de losa} = 3 * 25\text{cm} = 75\text{cm}$$

$$s \leq 300\text{mm} = 30\text{cm}$$

Por lo tanto, **ADOPTO** → 1Ø10mm con separación $s = 15\text{cm}$

• DETALLE DE ARMADURA

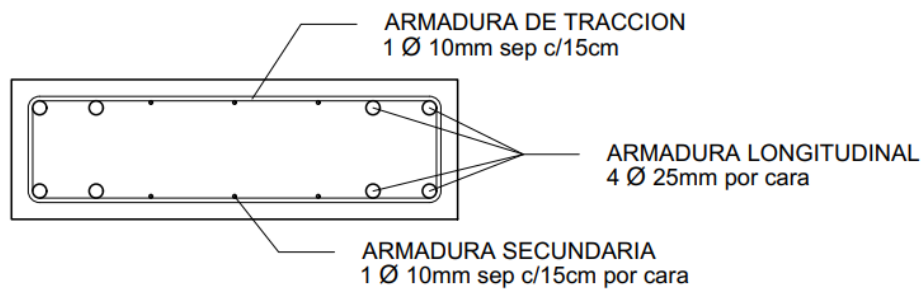


Imagen 96. Detalle de armadura vista en planta. (Fuente: Elaboración propia)

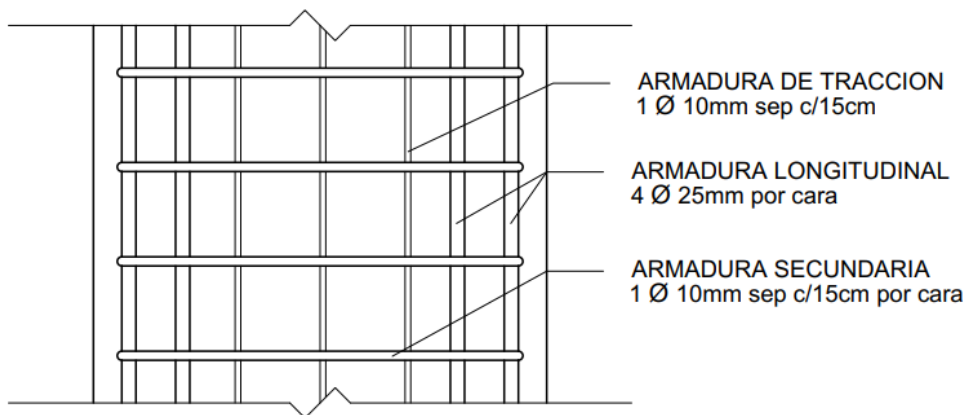


Imagen 97. Detalle de armadura vista lateral. (Fuente: Elaboración propia)

4.3.6.4 MURO DE ALA

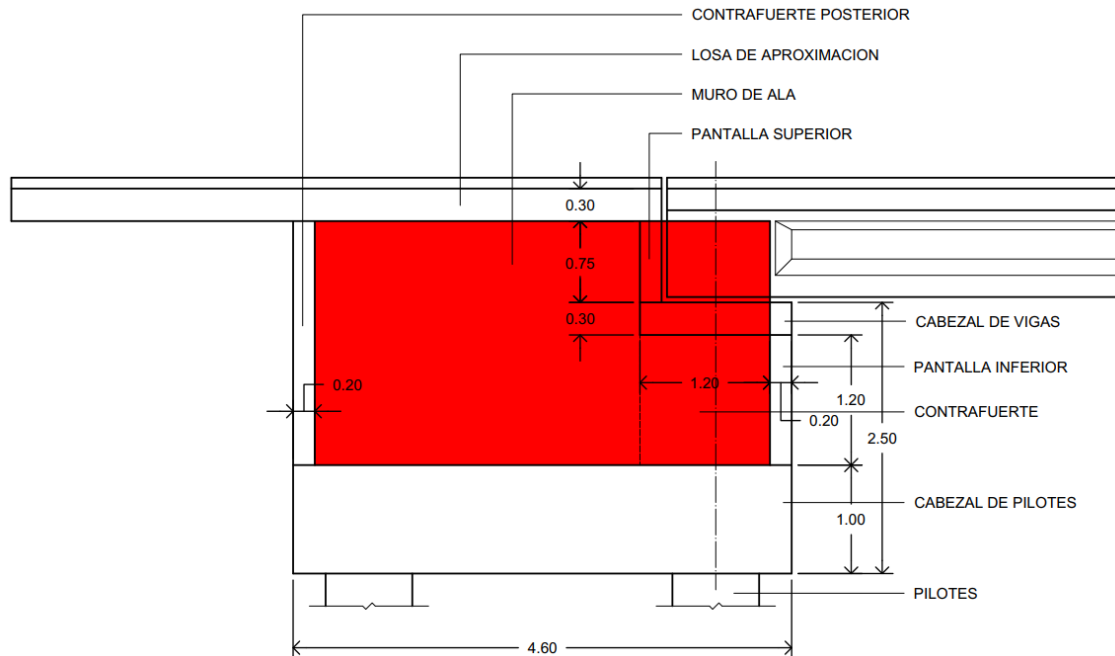


Imagen 98. Detalle de Muro de Ala. (Fuente: Elaboración propia)

4.3.6.4.1 ANÁLISIS DE CARGAS

Dicho elemento estará solicitado por el empuje de suelo que para ellos consideramos lo siguiente

- el estribo es un elemento rígido podemos decir que en la pantalla superior los desplazamientos se los considera pequeños.
- Al estar en contacto permanente con agua, no se puede despreciar la presión de poros y los parámetros del suelo no son constante por lo tanto no se puede aplicar métodos teóricos de equilibrio plástico, es necesario usar métodos en estado de reposo

Luego de lo expuesto, el método apropiado a utilizar en este caso es el método de determinación de empuje de suelo en estado de reposo con K_0 , coeficiente de presión lateral de las tierras en reposo.

• PRESION DE TIERRAS EN REPOSO

Según Braja M. Das – “Fundamento de ingeniería geotécnica” – 9.1, se considera la presión K_0 para arcillas

$$K_0 = 0,75$$

— PESO ESPECIFICO DEL SUELO

Considerando la peor condición que era en estado de saturación

$$\gamma_{sat} = 18 \frac{KN}{m^3}$$

— EMPUJE DE SUELO

$$qh = h * \gamma_{sat} * K0 = 2,25m * 18 \frac{KN}{m^2} * 0,75 = 30,37 \frac{KN}{m^2}$$

El elemento muro de ala se analiza como una losa cruzada, considerándola simplemente apoyada en las aristas verticales, empotrada en la arista inferior y libre en la arista superior.

Para obtener los valores de las solicitaciones y los coeficientes se trabajará con tablas “Ingeniero I.N. Etürk – tablas para el cálculo de placas”, teniendo en cuenta el estado de vinculación y las cargas a la que está sometida.

Teniendo en cuenta las siguientes longitudes

$$Lx = 4,4m$$

$$Ly = 2,25m$$

• MOMENTO FLECTOR

$$Q = qh * Lx * Ly = 30,37 \frac{KN}{m^2} * 2,25m * 4,4m = 388,24 KN$$

$$M_{emp} = -0,1148 * Q = -0,1148 * 388,24KN = -44,57 \frac{KNm}{m}$$

• ESUERZO DE CORTE

$$Vx = 0,364 * \frac{qh}{2} * Lx = 0,364 * \frac{30,37 \frac{KN}{m^2}}{2} * 4,4m = 24,32 \frac{KN}{m}$$

$$Vy = 0,591 * \frac{qh}{2} * Ly = 0,591 * \frac{30,37 \frac{KN}{m^2}}{2} * 2,25m = 20,19 \frac{KN}{m}$$

4.3.6.4.2 SOLICITACIONES

— MOMENTO FLECTOR

$$Mu = 1,6 * Mx = 1,6 * 44,57 \frac{KNm}{m} = 71,31 \frac{KNm}{m}$$

— ESFUERZO DE CORTE

$$Vu = 1,6 * Vx = 1,6 * 24,32 \frac{KN}{m} = 38,91 \frac{KN}{m}$$

4.3.6.4.3 DIMENSIONAMIENTO

Clase de hormigón H-30 (exposición Q-1) (Acero ADN 420)

$$h = 0,25m$$

Según CIRSOC 201 – Tabla 7.7.1, “Recubrimientos mínimos para hormigón colado en obra (no pretensado), para clases de exposición A1 y A2”

$$C_c = 0,03m$$

La distancia desde la fibra comprimida extrema hasta el baricentro de la armadura longitudinal traccionada d

Además, según CIRSOC 201 – Tabla 7.7.1, para una clase de exposición Q-1, se debe incrementar el recubrimiento en un 30%

$$d = h - 1,3 * \left(C_c + \frac{db}{2} \right) = 0,25m - 1,3 \left(0,03m + \frac{0,02m}{2} \right) = 0,20m$$

Ancho del alma de un elemento con alas, o diámetro de una sección circular. Para una losa, considerada una viga de ancho unitario b_w .

$$b_w = 1m$$

• ARMADURA DE CORTE

En este punto se verificará la altura de la misma comparándola con la altura necesaria para evitar colocar armadura de corte en losas si lo necesitase.

Según CIRSOC 201 – 11.5.6.1, no es necesario colocar armadura de corte mínima en losas.

Calculando el valor de esfuerzo de corte mayorado V_u en la sección considerada.

$$V_u = 38,91 \frac{KN}{m}$$

Para conocer el valor de corte nominal V_n , se debe aplicar un factor de reducción de resistencia al valor de corte mayorado cumpliendo lo siguiente según CIRSOC 201 – 11.1.1

$$\phi * V_n \geq V_u$$

ϕ : Factor de reducción de resistencia para solicitaciones de corte que no incluyan sismo, según CIRSOC 201 – 9.3.2.3:

$$\phi = 0,75$$

$$\therefore V_n = \frac{V_u}{\phi} = \frac{38,91 \frac{KN}{m}}{0,75} = 51,88 \frac{KN}{m}$$

La resistencia de corte nominal proporcionada por el hormigón para elementos sometidos únicamente a flexión y corte, según expresiones simplificadas, CIRSOC 201 – 11.3.1.1

$$V_c = \frac{1}{6} \times (f'c)^{\frac{1}{2}} \times b_w \times d$$

$$V_c = \frac{1}{6} \times (30MPa)^{\frac{1}{2}} \times 1m \times 0,20m = 187,14 \frac{KN}{m}$$

Como $V_c > V_n$ **NO ES NECESARIO ARMADURA DE CORTE**

• ARMADURA PRINCIPAL

Según CIRSOC 201 – 9.1.1 se debe verificar:

$$M_d = \phi * M_n \geq M_u$$

Siendo

M_d : Resistencia o momento de diseño de la sección.

M_n : Resistencia o momento nominal de la sección.

M_u : Resistencia o momento requerido para resistir las cargas mayoradas en el tramo.

$$M_u = 71,31 \frac{KNm}{m}$$

Según CIRSOC 201 – 9.3.2 el factor de reducción de resistencia en función del tipo de rotura para una sección con rotura dúctil (precedida por importantes deformaciones y fisuraciones) se parte del supuesto

$$\varepsilon_c \leq 3\text{‰} \text{ y } \varepsilon = 5$$

Sección controlada por tracción $\rightarrow \phi = 0,9$

$$\therefore M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{71,31 \frac{KNm}{m}}{0,9} = 49,52 \frac{KNm}{m} = 0,04952 \frac{MNm}{m}$$

Utilizando las tablas de FLEXION 3 del libro “Hormigón Armado – Conceptos básicos y diseño de elementos con aplicación del reglamento CIRSOC 201 – 2005” para el dimensionado de elementos sometidos a solicitaciones que generan flexión

$$K_d = \frac{d}{\sqrt{\frac{M_n}{b_w}}} = \frac{0,205m}{\sqrt{\frac{0,04952 \frac{MNm}{m}}{1m}}} = 0,921 \frac{m}{\sqrt{MN}}$$

Adopto de tabla Flexión 3 para $f'c = 30MPa \rightarrow f_y = 420MPa \rightarrow \beta_1 = 0,85$:

$$K_e = 24,301 \frac{cm^2}{MN}$$

$$\therefore A_s = K_e * \frac{M_n}{d} = 24,301 \frac{cm^2}{MN} * \frac{0,04952 \frac{MNm}{m}}{0,205m} = 5,87 \frac{cm^2}{m}$$

Pre adopto 1 $\emptyset$ 12mm para verificar las separaciones s máximas

$$N^\circ \text{ de barras} = \frac{A_s}{A_b} = \frac{5,87 \frac{cm^2}{m}}{1,13 \frac{cm^2}{un}} = 5,19 \frac{un}{m}$$

$$s = \frac{100cm}{5,19 \frac{un}{m}} = 19cm$$

Según CIRSOC 201 – 7.6.5 para losas, la separación máxima de la armadura principal por flexión debe ser

$$s \leq 2,5 \text{ veces el espesor de losa} = 2,5 * 25cm = 62,5cm$$

$$s \leq 25 \text{ veces el diametro de barra} = 25 * 1,2cm = 30cm$$

$$s \leq 300mm = 30cm$$

Por lo tanto, **ADOPTO** $\rightarrow$ 1 $\emptyset$ 12mm con separacion $s = 15cm$

• ARMADURA SECUNDARIA

Según CIRSOC 201 – 7.12.1, las losas en donde la armadura de flexión está dispuesta en una sola dirección, se deben colocar armadura perpendicular a ella para resistir esfuerzos debido a la contracción y temperatura

Según CIRSOC 201 – 7.12.2.1, la cuantía mínima $\left(\rho = \frac{A_s}{b*h}\right)$ totales para la armadura de contracción y temperatura debe ser $\rightarrow \rho = 0,0018$.

$$A_{s \text{ sec nec min}} = \rho * b * h = 0,0018 * 25cm * 100cm = 4,5 \frac{cm^2}{m}$$

Pre adopto 1 $\emptyset$ 12mm para verificar las separaciones s máximas

$$N^\circ \text{ de barras} = \frac{A_s}{A_b} = \frac{4,5 \frac{cm^2}{m}}{1,01 \frac{cm^2}{un}} = 4,45 \frac{un}{m}$$

$$s = \frac{100cm}{4,45 \frac{un}{m}} = 22,44cm$$

Según CIRSOC 201 – 7.12.2.2, la separación máxima de la armadura por contracción y temperatura s debe ser

$$s \leq 3 \text{ veces el espesor de losa} = 3 * 25cm = 75cm$$

$$s \leq 300mm = 30cm$$

Por lo tanto, **ADOPTO** $\rightarrow 1\varnothing 12\text{mm}$ con separación $s = 20\text{cm}$

- DETALLE DE ARMADURA**

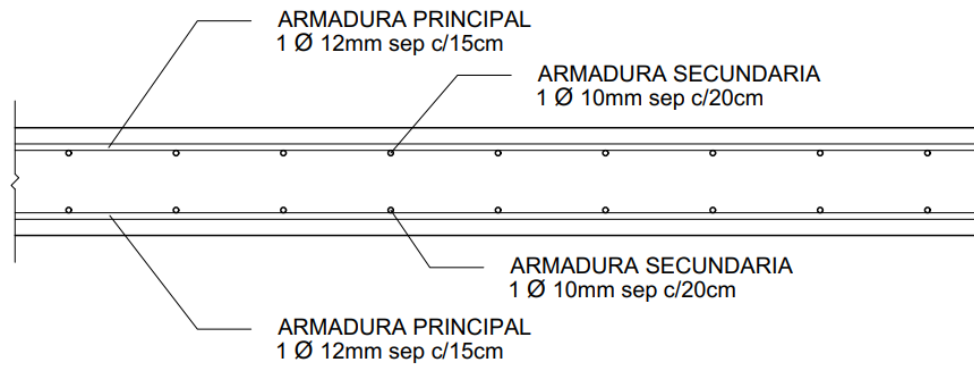


Imagen 99. Detalle de armadura. (Fuente: Elaboración propia)

4.3.6.5 CONTRAFUERTE POSTERIOR

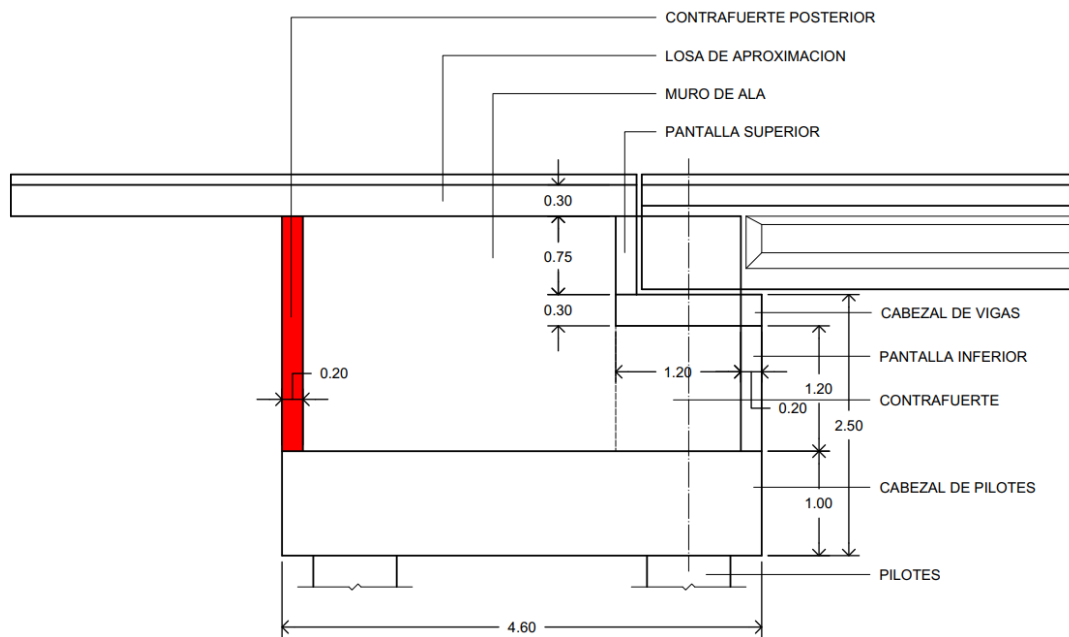


Imagen 100. Detalle de Contrafuerte Posterior. (Fuente: Elaboración propia)

4.3.6.5.1 ANÁLISIS DE CARGAS

Las cargas actuantes sobre el contrafuerte posterior son debido a las reacciones del muro de ala

$$\therefore q = 38,91 \frac{KN}{m}$$

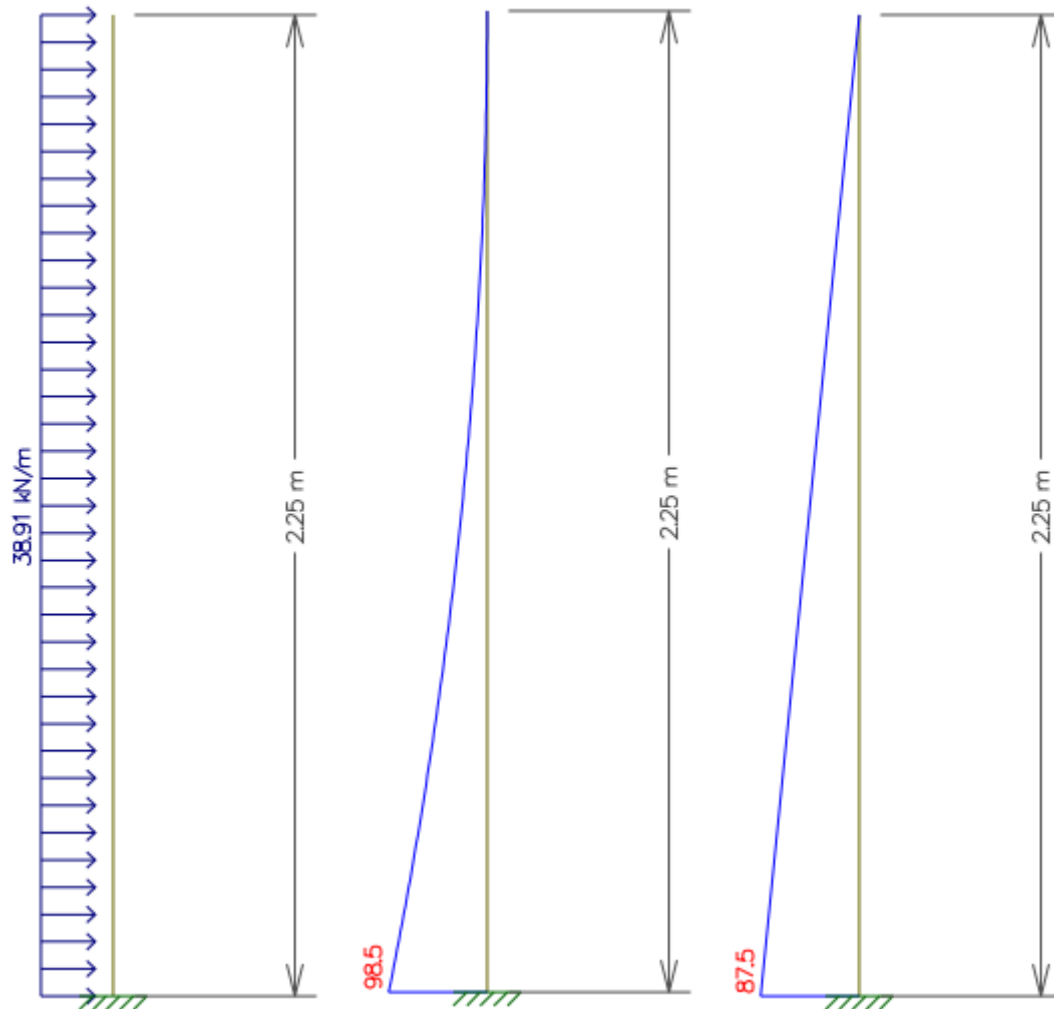


Imagen 101. Diagrama de cuerpo libre y solicitaciones. (Fuente: Elaboración propia)

4.3.6.5.2 SOLICITACIONES

– MOMENTO FLECTOR

$$M_u = 98,5 \text{ KNm}$$

– ESFUERZO DE CORTE

$$V_u = 87,5 \text{ KN}$$

4.3.6.5.3 DIMENSIONAMIENTO

Clase de hormigón H-30 (exposición Q-1) (Acero ADN 420)

$$h = 0,25m$$

Según CIRSOC 201 – Tabla 7.7.1, “Recubrimientos mínimos para hormigón colado en obra (no pretensado), para clases de exposición A1 y A2”

$$C_c = 0,03m$$

La distancia desde la fibra comprimida extrema hasta el baricentro de la armadura longitudinal traccionada d

Además, según CIRSOC 201 – Tabla 7.7.1, para una clase de exposición Q-1, se debe incrementar el recubrimiento en un 30%

$$d = h - 1,3 * \left(C_c + \frac{db}{2} \right) = 0,25m - 1,3 \left(0,03m + \frac{0,02m}{2} \right) = 0,20m$$

Ancho del alma de un elemento con alas, o diámetro de una sección circular. Para una losa, considerada una viga de ancho unitario bw .

$$bw = 1m$$

• ARMADURA DE CORTE

En este punto se verificará la altura de la misma comparándola con la altura necesaria para evitar colocar armadura de corte en losas si lo necesitase.

Según CIRSOC 201 – 11.5.6.1, no es necesario colocar armadura de corte mínima en losas.

Calculando el valor de esfuerzo de corte mayorado V_u en la sección considerada.

$$V_u = 87,5 \frac{KN}{m}$$

Para conocer el valor de corte nominal V_n , se debe aplicar un factor de reducción de resistencia al valor de corte mayorado cumpliendo lo siguiente según CIRSOC 201 – 11.1.1

$$\phi * V_n \geq V_u$$

ϕ : Factor de reducción de resistencia para solicitaciones de corte que no incluyan sismo, según CIRSOC 201 – 9.3.2.3:

$$\phi = 0,75$$

$$\therefore V_n = \frac{V_u}{\phi} = \frac{87,5 \frac{KN}{m}}{0,75} = 116,67 \frac{KN}{m}$$

La resistencia de corte nominal proporcionada por el hormigón para elementos sometidos únicamente a flexión y corte, según expresiones simplificadas, CIRSOC 201 – 11.3.1.1

$$V_c = \frac{1}{6} x (f'c)^{\frac{1}{2}} x bw x d$$

$$V_c = \frac{1}{6} \times (30\text{MPa})^{\frac{1}{2}} \times 1\text{m} \times 0,20\text{m} = 182,57 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

Como $V_c > V_n$ **NO ES NECESARIO ARMADURA DE CORTE**

- **ARMADURA PEINCIPAL**

Según CIRSOC 201 – 9.1.1 se debe verificar:

$$M_d = \phi * M_n \geq M_u$$

Siendo

M_d : Resistencia o momento de diseño de la sección.

M_n : Resistencia o momento nominal de la sección.

M_u : Resistencia o momento requerido para resistir las cargas mayoradas en el tramo.

$$M_u = 98,5 \frac{\text{KNm}}{\text{m}}$$

Según CIRSOC 201 – 9.3.2 el factor de reducción de resistencia en función del tipo de rotura para una sección con rotura dúctil (precedida por importantes deformaciones y fisuraciones) se parte del supuesto

$$\varepsilon_c \leq 3\text{‰} \text{ y } \varepsilon = 5$$

Sección controlada por tracción $\rightarrow \phi = 0,9$

$$\therefore M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{98,5 \frac{\text{KNm}}{\text{m}}}{0,9} = 109,44 \frac{\text{KNm}}{\text{m}} = 0,1094 \frac{\text{MNm}}{\text{m}}$$

Utilizando las tablas de FLEXION 3 del libro “Hormigón Armado – Conceptos básicos y diseño de elementos con aplicación del reglamento CIRSOC 201 – 2005” para el dimensionado de elementos sometidos a sollicitaciones que generan flexión

$$Kd = \frac{d}{\sqrt{\frac{M_n}{bw}}} = \frac{0,205\text{m}}{\sqrt{\frac{0,1094 \frac{\text{MNm}}{\text{m}}}{1\text{m}}}} = 0,604 \frac{\text{m}}{\sqrt{\text{MN}}}$$

Adopto de tabla Flexión 3 para $f'c = 30\text{MPa} \rightarrow f_y = 420\text{MPa} \rightarrow \beta_1 = 0,85$:

$$K_e = 25,626 \frac{\text{cm}^2}{\text{MN}}$$

$$\therefore A_s = K_e * \frac{M_n}{d} = 25,626 \frac{\text{cm}^2}{\text{MN}} * \frac{0,1094 \frac{\text{MNm}}{\text{m}}}{0,205\text{m}} = 13,96 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Pre adopto 1 ϕ 20mm para verificar las separaciones s máximas

$$N^{\circ} \text{ de barras} = \frac{A_s}{A_b} = \frac{13,96 \frac{cm^2}{m}}{3,14 \frac{cm^2}{un}} = 4,44 \frac{un}{m}$$

$$s = \frac{100cm}{4,44 \frac{un}{m}} = 22,52cm$$

Según CIRSOC 201 – 7.6.5 para losas, la separación máxima de la armadura principal por flexión debe ser

$$s \leq 2,5 \text{ veces el espesor de losa} = 2,5 * 25cm = 62,5cm$$

$$s \leq 25 \text{ veces el diametro de barra} = 25 * 2cm = 50cm$$

$$s \leq 300mm = 30cm$$

Por lo tanto, **ADOPTO** → 1Ø20mm con separacion $s = 20cm$

• ARMADURA SECUNDARIA

Según CIRSOC 201 – 7.12.1, las losas en donde la armadura de flexión está dispuesta en una sola dirección, se deben colocar armadura perpendicular a ella para resistir esfuerzos debido a la contracción y temperatura

Según CIRSOC 201 – 7.12.2.1, la cuantía mínima $\left(\rho = \frac{A_s}{b*h}\right)$ totales para la armadura de contracción y temperatura debe ser → $\rho = 0,0018$.

$$A_{s \text{ sec nec min}} = \rho * b * h = 0,0018 * 25cm * 100cm = 4,5 \frac{cm^2}{m}$$

Pre adopto 1 Ø 12mm para verificar las separaciones s máximas

$$N^{\circ} \text{ de barras} = \frac{A_s}{A_b} = \frac{4,5 \frac{cm^2}{m}}{1,01 \frac{cm^2}{un}} = 4,45 \frac{un}{m}$$

$$s = \frac{100cm}{4,45 \frac{un}{m}} = 22,44cm$$

Según CIRSOC 201 – 7.12.2.2, la separación máxima de la armadura por contracción y temperatura s debe ser

$$s \leq 3 \text{ veces el espesor de losa} = 3 * 25cm = 75cm$$

$$s \leq 300mm = 30cm$$

Por lo tanto, **ADOPTO** → 1Ø12mm con separacion $s = 20cm$

- **DETALLE DE ARMADURA**

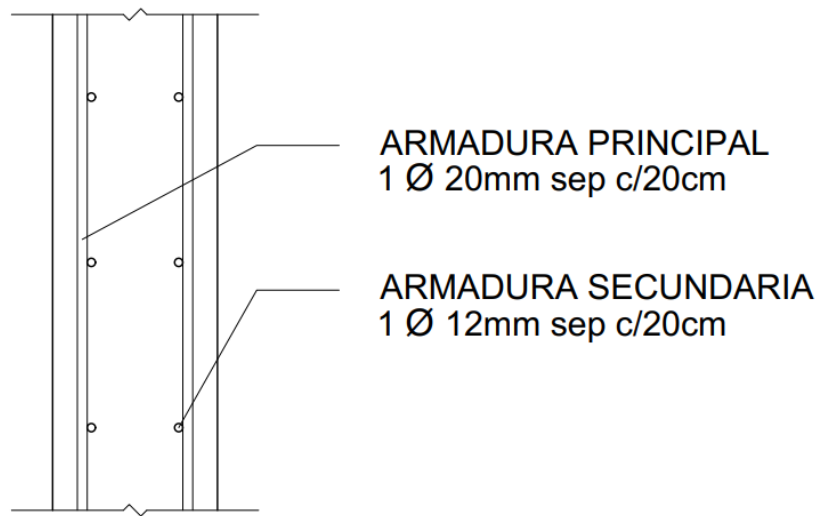


Imagen 102. Detalle de armadura. (Fuente: Elaboración propia)

4.3.7 CABEZAL DE PILOTES

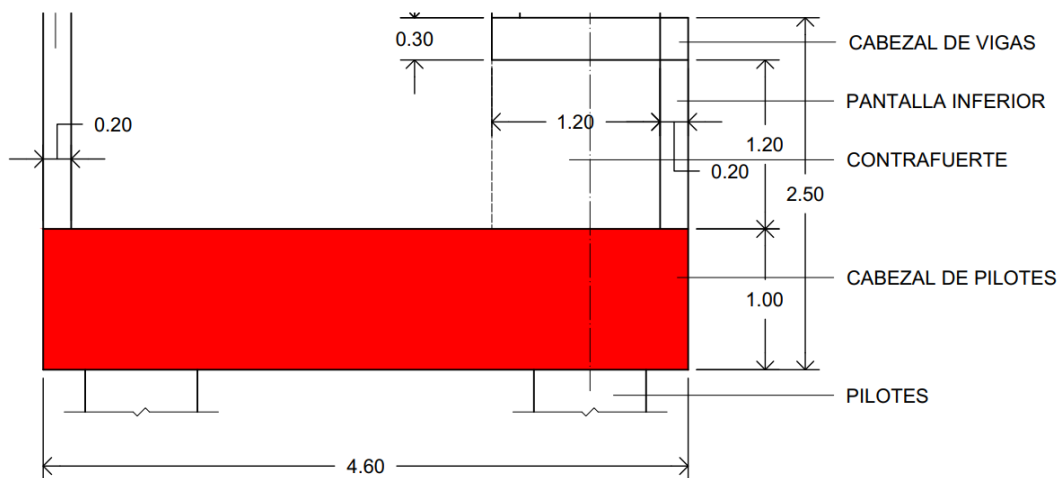


Imagen 103. Detalle de Cabezal de pilotes. (Fuente: Elaboración propia)

4.3.7.1 DIMENSIONAMIENTO SEGÚN EJE LONGITUDINAL DEL PUENTE

4.3.7.1.1 ANÁLISIS DE CARGAS

Se considera al peso propio del cabezal y el suelo bajo losa de aproximación como las solicitaciones actuantes.

Respecto al suelo se considera que, al estar en contacto permanente con agua, no se puede despreciar la presión de poros y los parámetros del suelo no son constante por lo tanto no se puede aplicar métodos teóricos de equilibrio plástico, es necesario usar métodos en estado de reposo

Luego de lo expuesto, el método apropiado a utilizar en este caso es el método de determinación de empuje de suelo en estado de reposo con K_0 , coeficiente de presión lateral de las tierras en reposo.

- PRESION DE TIERRAS EN REPOSO

Según Braja M. Das – “Fundamento de ingeniería geotécnica” – 9.1, se considera la presión K_0 para arcillas

$$K_0 = 0,75$$

- PESO ESPECIFICO DEL SUELO

Considerando la peor condición que era en estado de saturación

$$\gamma_{sat} = 18 \frac{KN}{m^3}$$

$$\therefore q = 1m * 25 \frac{KN}{m^3} + 2,25m * 18 \frac{KN}{m^3} = 65,5 \frac{KN}{m^2}$$

$$q_u = 1,2 * 1m * 25 \frac{KN}{m^3} + 1,6 * 2,25m * 18 \frac{KN}{m^3} = 94,8 \frac{KN}{m^2}$$

4.3.7.1.2 SOLICITACIONES

_ MOMENTO FLECTOR

$$M_u = \frac{q_u * L^2}{8} = \frac{94,8 \frac{KN}{m^2} * (3m)^2}{8} = 106,65 \frac{KNm}{m}$$

_ ESFUERZO DE CORTE

$$V_u = \frac{q_u * L}{2} = \frac{94,8 \frac{KN}{m} * 3m}{2} = 142,2 \frac{KN}{m}$$

4.3.7.1.3 DIMENSIONAMIENTO

Clase de hormigón H-30 (exposición Q-1) (Acero ADN 420)

$$h = 1m$$

Según CIRSOC 201 – Tabla 7.7.1, “Recubrimientos mínimos para hormigón colado en obra (no pretensado), para clases de exposición A1 y A2”

$$C_c = 0,05m$$

La distancia desde la fibra comprimida extrema hasta el baricentro de la armadura longitudinal traccionada d

Además, según CIRSOC 201 – Tabla 7.7.1, para una clase de exposición Q-1, se debe incrementar el recubrimiento en un 30%

$$d = h - 1,3 * \left(C_c + \frac{db}{2} \right) = 1m - 1,3 \left(0,05m + \frac{0,016m}{2} \right) = 0,92m$$

Ancho del alma de un elemento con alas, o diámetro de una sección circular. Para una losa, considerada una viga de ancho unitario bw.

$$bw = 1m$$

• ARMADURA DE CORTE

En este punto se verificará la altura de la misma comparándola con la altura necesaria para evitar colocar armadura de corte en losas si lo necesitase.

Según CIRSOC 201 – 11.5.6.1, no es necesario colocar armadura de corte mínima en losas.

Calculando el valor de esfuerzo de corte mayorado Vu en la sección considerada.

$$Vu = 142,2 \frac{KN}{m}$$

Para conocer el valor de corte nominal Vn, se debe aplicar un factor de reducción de resistencia al valor de corte mayorado cumpliendo lo siguiente según CIRSOC 201 – 11.1.1

$$\phi * Vn \geq Vu$$

Ø: Factor de reducción de resistencia para solicitaciones de corte que no incluyan sismo, según CIRSOC 201 – 9.3.2.3:

$$\phi = 0,75$$

$$\therefore Vn = \frac{Vu}{\phi} = \frac{142,2 \frac{KN}{m}}{0,75} = 189,6 \frac{KN}{m}$$

La resistencia de corte nominal proporcionada por el hormigón para elementos sometidos únicamente a flexión y corte, según expresiones simplificadas, CIRSOC 201 – 11.3.1.1

$$V_c = \frac{1}{6} \times (f'c)^{\frac{1}{2}} \times b_w \times d$$

$$V_c = \frac{1}{6} \times (30MPa)^{\frac{1}{2}} \times 1m \times 0,92m = 839,8 \frac{KN}{m}$$

Como $V_c > V_n$ **NO ES NECESARIO ARMADURA DE CORTE**

- **ARMADURA SUPERIOR**

Según CIRSOC 201 – 9.1.1 se debe verificar:

$$M_d = \phi * M_n \geq M_u$$

Siendo

M_d : Resistencia o momento de diseño de la sección.

M_n : Resistencia o momento nominal de la sección.

M_u : Resistencia o momento requerido para resistir las cargas mayoradas en el tramo.

$$M_u = 106,65 \frac{KNm}{m}$$

Según CIRSOC 201 – 9.3.2 el factor de reducción de resistencia en función del tipo de rotura para una sección con rotura dúctil (precedida por importantes deformaciones y fisuraciones) se parte del supuesto

$$\varepsilon_c \leq 3\text{‰} \text{ y } \varepsilon = 5$$

Sección controlada por tracción $\rightarrow \phi = 0,9$

$$\therefore M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{106,65 \frac{KNm}{m}}{0,9} = 118,5 \frac{KNm}{m} = 0,1185 \frac{MNm}{m}$$

Utilizando las tablas de FLEXION 3 del libro “Hormigón Armado – Conceptos básicos y diseño de elementos con aplicación del reglamento CIRSOC 201 – 2005” para el dimensionado de elementos sometidos a sollicitaciones que generan flexión

$$Kd = \frac{d}{\sqrt{\frac{M_n}{b_w}}} = \frac{0,92m}{\sqrt{\frac{0,1185 \frac{MNm}{m}}{1m}}} = 2,67 \frac{m}{\sqrt{MN}}$$

Adopto de tabla Flexión 3 para $f'c = 30MPa \rightarrow fy = 420MPa \rightarrow \beta_1 = 0,85$:

$$K_e = 24,301 \frac{cm^2}{MN}$$

$$\therefore A_s = K_e * \frac{M_n}{d} = 24,301 \frac{cm^2}{MN} * \frac{0,1185 \frac{MNm}{m}}{0,92m} = 3,13 \frac{cm^2}{m}$$

Según CIRSOC 201 – 7.12.2.1, la cuantía mínima $\left(\rho = \frac{A_s}{b \cdot h}\right)$ totales para la armadura de contracción y temperatura debe ser $\rightarrow \rho = 0,0018$.

$$A_{s \min} = \rho \cdot b \cdot h = 0,0018 \cdot 92\text{cm} \cdot 100\text{cm} = 16,56 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Pre adopto 1 $\emptyset 20\text{mm}$ para verificar las separaciones s máximas

$$N^\circ \text{ de barras} = \frac{A_s}{A_b} = \frac{16,56 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}}{3,14 \frac{\text{cm}^2}{\text{un}}} = 5,27 \frac{\text{un}}{\text{m}}$$

$$s = \frac{100\text{cm}}{5,27 \frac{\text{un}}{\text{m}}} = 18,96\text{cm}$$

Según CIRSOC 201 – 7.6.5 para losas, la separación máxima de la armadura principal por flexión debe ser

$$s \leq 2,5 \text{ veces el espesor de losa} = 2,5 \cdot 92\text{cm} = 230\text{cm}$$

$$s \leq 25 \text{ veces el diametro de barra} = 25 \cdot 2\text{cm} = 50\text{cm}$$

$$s \leq 300\text{mm} = 30\text{cm}$$

Por lo tanto, **ADOPTO** $\rightarrow 1\emptyset 20\text{mm}$ con separacion $s = 15\text{cm}$

• ARMADURA SECUNDARIA

Según CIRSOC 201 – 7.12.1, las losas en donde la armadura de flexión está dispuesta en una sola dirección, se deben colocar armadura perpendicular a ella para resistir esfuerzos debido a la contracción y temperatura

Según CIRSOC 201 – 7.12.2.1, la cuantía mínima $\left(\rho = \frac{A_s}{b \cdot h}\right)$ totales para la armadura de contracción y temperatura debe ser $\rightarrow \rho = 0,0018$.

$$A_{s \text{ sec nec min}} = \rho \cdot b \cdot h = 0,0018 \cdot 92\text{cm} \cdot 100\text{cm} = 16,56 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Pre adopto 1 $\emptyset 20\text{mm}$ para verificar las separaciones s máximas

$$N^\circ \text{ de barras} = \frac{A_s}{A_b} = \frac{16,56 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}}{3,14 \frac{\text{cm}^2}{\text{un}}} = 5,27 \frac{\text{un}}{\text{m}}$$

$$s = \frac{100\text{cm}}{5,27 \frac{\text{un}}{\text{m}}} = 18,96\text{cm}$$

Según CIRSOC 201 – 7.6.5 para losas, la separación máxima de la armadura principal por flexión debe ser

$$s \leq 2,5 \text{ veces el espesor de losa} = 2,5 \cdot 92\text{cm} = 230\text{cm}$$

$$s \leq 25 \text{ veces el diametro de barra} = 25 * 2\text{cm} = 50\text{cm}$$

$$s \leq 300\text{mm} = 30\text{cm}$$

Por lo tanto, **ADOPTO** $\rightarrow 1\emptyset 20\text{mm}$ con separacion $s = 15\text{cm}$

4.3.7.2 DIMENSIONAMIENTO TRANSVERSAL AL EJE LONGITUDINAL DEL PUENTE

4.3.7.2.1 ANÁLISIS DE CARGAS

Se considera al peso propio del cabezal y el suelo bajo losa de aproximación como las solicitaciones actuantes.

Respecto al suelo se considera que, al estar en contacto permanente con agua, no se puede despreciar la presión de poros y los parámetros del suelo no son constante por lo tanto no se puede aplicar métodos teóricos de equilibrio plástico, es necesario usar métodos en estado de reposo

Luego de lo expuesto, el método apropiado a utilizar en este caso es el método de determinación de empuje de suelo en estado de reposo con K_0 , coeficiente de presión lateral de las tierras en reposo.

- PRESION DE TIERRAS EN REPOSO

Según Braja M. Das – “Fundamento de ingeniería geotécnica” – 9.1, se considera la presión K_0 para arcillas

$$K_0 = 0,75$$

- PESO ESPECIFICO DEL SUELO

Considerando la peor condición que era en estado de saturación

$$\gamma_{sat} = 18 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}$$

$$\therefore q = 1\text{m} * 25 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3} + 2,25\text{m} * 18 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3} = 65,5 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$qu = 1,2 * 1\text{m} * 25 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3} + 1,6 * 2,25\text{m} * 18 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3} = 94,8 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

4.3.7.2.2 SOLICITACIONES

– MOMENTO FLECTOR

$$Mu = \frac{qu * L^2}{8} = \frac{94,8 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} * (4\text{m})^2}{8} = 189,6 \frac{\text{KNm}}{\text{m}}$$

ESFUERZO DE CORTE

$$V_u = \frac{q_u * L}{2} = \frac{94,8 \frac{KN}{m} * 4m}{2} = 189,6 \frac{KN}{m}$$

4.3.7.2.3 DIMENSIONAMIENTO

Clase de hormigón H-30 (exposición Q-1) (Acero ADN 420)

$$h = 1m$$

Según CIRSOC 201 – Tabla 7.7.1, “Recubrimientos mínimos para hormigón colado en obra (no pretensado), para clases de exposición A1 y A2”

$$C_c = 0,05m$$

La distancia desde la fibra comprimida extrema hasta el baricentro de la armadura longitudinal traccionada d

Además, según CIRSOC 201 – Tabla 7.7.1, para una clase de exposición Q-1, se debe incrementar el recubrimiento en un 30%

$$d = h - 1,3 * \left(C_c + \frac{db}{2} \right) = 1m - 1,3 \left(0,05m + \frac{0,016m}{2} \right) = 0,92m$$

Ancho del alma de un elemento con alas, o diámetro de una sección circular. Para una losa, considerada una viga de ancho unitario b_w .

$$b_w = 1m$$

• ARMADURA DE CORTE

En este punto se verificará la altura de la misma comparándola con la altura necesaria para evitar colocar armadura de corte en losas si lo necesitase.

Según CIRSOC 201 – 11.5.6.1, no es necesario colocar armadura de corte mínima en losas.

Calculando el valor de esfuerzo de corte mayorado V_u en la sección considerada.

$$V_u = 189,6 \frac{KN}{m}$$

Para conocer el valor de corte nominal V_n , se debe aplicar un factor de reducción de resistencia al valor de corte mayorado cumpliendo lo siguiente según CIRSOC 201 – 11.1.1

$$\phi * V_n \geq V_u$$

ϕ : Factor de reducción de resistencia para solicitaciones de corte que no incluyan sismo, según CIRSOC 201 – 9.3.2.3:

$$\phi = 0,75$$

$$\therefore V_n = \frac{V_u}{\phi} = \frac{189,6 \frac{KN}{m}}{0,75} = 252 \frac{KN}{m}$$

La resistencia de corte nominal proporcionada por el hormigón para elementos sometidos únicamente a flexión y corte, según expresiones simplificadas, CIRSOC 201 – 11.3.1.1

$$V_c = \frac{1}{6} \times (f'c)^{\frac{1}{2}} \times b_w \times d$$

$$V_c = \frac{1}{6} \times (30MPa)^{\frac{1}{2}} \times 1m \times 0,92m = 839,8 \frac{KN}{m}$$

Como $V_c > V_n$ **NO ES NECESARIO COLOCAR ARMADURA DE CORTE**

• ARMADURA SUPERIOR

Según CIRSOC 201 – 9.1.1 se debe verificar:

$$M_d = \phi * M_n \geq M_u$$

Siendo

M_d : Resistencia o momento de diseño de la sección.

M_n : Resistencia o momento nominal de la sección.

M_u : Resistencia o momento requerido para resistir las cargas mayoradas en el tramo.

$$M_u = 189,6 \frac{KNm}{m}$$

Según CIRSOC 201 – 9.3.2 el factor de reducción de resistencia en función del tipo de rotura para una sección con rotura dúctil (precedida por importantes deformaciones y fisuraciones) se parte del supuesto

$$\epsilon_c \leq 3\text{‰} \text{ y } \epsilon = 5$$

Sección controlada por tracción $\rightarrow \phi = 0,9$

$$\therefore M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{189,6 \frac{KNm}{m}}{0,9} = 210,66 \frac{KNm}{m} = 0,2106 \frac{MNm}{m}$$

Utilizando las tablas de FLEXION 3 del libro “Hormigón Armado – Conceptos básicos y diseño de elementos con aplicación del reglamento CIRSOC 201 – 2005” para el dimensionado de elementos sometidos a solicitaciones que generan flexión

$$Kd = \frac{d}{\sqrt{\frac{M_n}{b_w}}} = \frac{0,92m}{\sqrt{\frac{0,2106 \frac{MNm}{m}}{1m}}} = 2,00 \frac{m}{\sqrt{MN}}$$

Adopto de tabla Flexión 3 para $f'c = 30MPa \rightarrow f_y = 420MPa \rightarrow \beta_1 = 0,85$:

$$K_e = 24,301 \frac{cm^2}{MN}$$

$$\therefore A_s = K_e * \frac{M_n}{d} = 24,301 \frac{cm^2}{MN} * \frac{0,2106 \frac{MNm}{m}}{0,92m} = 5,56 \frac{cm^2}{m}$$

Según CIRSOC 201 – 7.12.2.1, la cuantía mínima $\left(\rho = \frac{A_s}{b*h}\right)$ totales para la armadura de contracción y temperatura debe ser $\rightarrow \rho = 0,0018$.

$$A_{s \min} = \rho * b * h = 0,0018 * 92cm * 100cm = 16,56 \frac{cm^2}{m}$$

Pre adopto 1 $\emptyset$ 20mm para verificar las separaciones s máximas

$$N^{\circ} \text{ de barras} = \frac{A_s}{A_b} = \frac{16,56 \frac{cm^2}{m}}{3,14 \frac{cm^2}{un}} = 5,27 \frac{un}{m}$$

$$s = \frac{100cm}{5,27 \frac{un}{m}} = 18,96cm$$

Según CIRSOC 201 – 7.6.5 para losas, la separación máxima de la armadura principal por flexión debe ser

$$s \leq 2,5 \text{ veces el espesor de losa} = 2,5 * 92cm = 230cm$$

$$s \leq 25 \text{ veces el diametro de barra} = 25 * 2cm = 50cm$$

$$s \leq 300mm = 30cm$$

Por lo tanto, **ADOPTO** $\rightarrow 1\emptyset 20mm$ con separacion $s = 15cm$

• ARMADURA SECUNDARIA

Según CIRSOC 201 – 7.12.1, las losas en donde la armadura de flexión está dispuesta en una sola dirección, se deben colocar armadura perpendicular a ella para resistir esfuerzos debido a la contracción y temperatura

Según CIRSOC 201 – 7.12.2.1, la cuantía mínima $\left(\rho = \frac{A_s}{b*h}\right)$ totales para la armadura de contracción y temperatura debe ser $\rightarrow \rho = 0,0018$.

$$A_{s \text{ sec nec min}} = \rho * b * h = 0,0018 * 92cm * 100cm = 16,56 \frac{cm^2}{m}$$

Pre adopto 1 $\emptyset$ 20mm para verificar las separaciones s máximas

$$N^{\circ} \text{ de barras} = \frac{A_s}{A_b} = \frac{16,56 \frac{cm^2}{m}}{3,14 \frac{cm^2}{un}} = 5,27 \frac{un}{m}$$

$$s = \frac{100cm}{5,27 \frac{un}{m}} = 18,96cm$$

Según CIRSOC 201 – 7.6.5 para losas, la separación máxima de la armadura principal por flexión debe ser

$$s \leq 2,5 \text{ veces el espesor de losa} = 2,5 * 92cm = 230cm$$

$$s \leq 25 \text{ veces el diametro de barra} = 25 * 2cm = 50cm$$

$$s \leq 300mm = 30cm$$

Por lo tanto, **ADOPTO** → 1Ø20mm con separacion $s = 15cm$

4.3.7.3 DIMENSIONAMIENTO TRANSVERSAL AL EJE LONGITUDINAL DEL PUENTE DEBIDO A CARGAS DE CONTRAFUERTE Y PANTALLA INFERIOR

4.3.7.3.1 ANÁLISIS DE CARGAS

Dada la ubicación de las cargas de la fila 1 de pilotes que solicitan a este elemento, es aceptable considerar que descargan directamente a sus pilotes.

Siendo

$$Pu = 620,11 \text{ KN}$$

$$qu = 1,30m * 0,20m * 25 \frac{KN}{m} = 6,50 \frac{KN}{m}$$

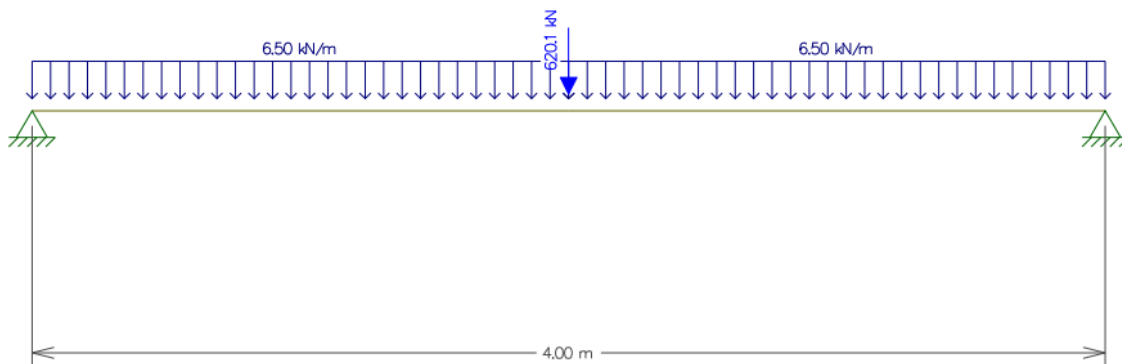


Imagen 104. Diagrama de cuerpo libre. (Fuente: Elaboración propia.)

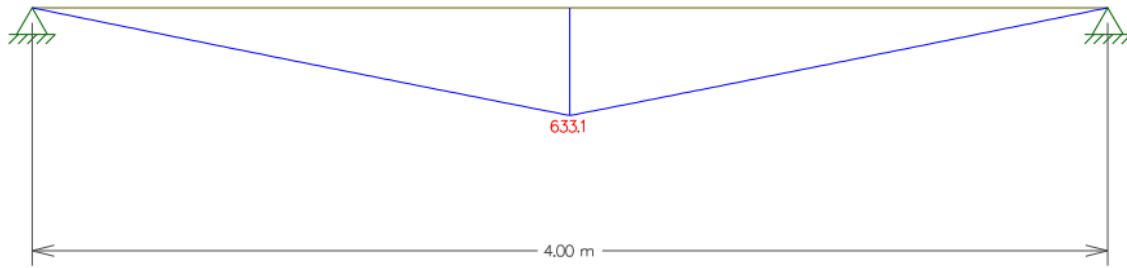


Imagen 105. Diagrama de momento flector. (Fuente: Elaboración propia.)

4.3.7.3.2 SOLICITACIONES

Según imágenes 104 e imagen 105 las solicitaciones para el dimensionado serán:

– MOMENTO FLECTOR

$$M_u = 633,1 \frac{KNm}{m}$$

4.3.7.3.3 DIMENSIONAMIENTO

Clase de hormigón H-30 (exposición Q-1) (Acero ADN 420)

$$h = 1m$$

Según CIRSOC 201 – Tabla 7.7.1, “Recubrimientos mínimos para hormigón colado en obra (no pretensado), para clases de exposición A1 y A2”

$$C_c = 0,05m$$

La distancia desde la fibra comprimida extrema hasta el baricentro de la armadura longitudinal traccionada d

Además, según CIRSOC 201 – Tabla 7.7.1, para una clase de exposición Q-1, se debe incrementar el recubrimiento en un 30%

$$d = h - 1,3 * \left(C_c + \frac{db}{2} \right) = 1m - 1,3 \left(0,05m + \frac{0,016m}{2} \right) = 0,92m$$

Ancho del alma de un elemento con alas, o diámetro de una sección circular. Para una losa, considerada una viga de ancho unitario bw.

$$bw = 1m$$

• DIMENSIONAMIENTO A FLEXION

Dada la rigidez que presenta la pantalla inferior, se la considera como elemento portante, por lo tanto, h=2,5m.

Según DIN 1045 – VII.2, Se considera viga de gran altura si $\frac{h}{L} > 0,3$

$$\rightarrow \frac{h}{L} = \frac{2,5m}{4m} = 0,62 > 0,3 \therefore \text{SE ANALIZA COMO VIGA DE GRAN ALTURA}$$

Para $0,5 < \frac{h}{L} = \frac{2,5m}{4m} = 0,62 < 1 \rightarrow z = 0,3 * h * \left(3 - \frac{h}{L}\right)$

$$\therefore z = 0,3 * 2,5m * \left(3 - \frac{2,5m}{4m}\right) = 1,78m$$

Según CIRSOC 201 – 9.3.2 el factor de reducción de resistencia en función del tipo de rotura para una sección con rotura dúctil (precedida por importantes deformaciones y fisuraciones) se parte del supuesto.

$$\varepsilon_c \leq 3\text{‰} \text{ y } \varepsilon = 5$$

Sección controlada por tracción $\rightarrow \phi = 0,9$

$$\therefore Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{633,1 \frac{KNm}{m}}{0,9} = 703,44 \frac{KNm}{m}$$

$$\rightarrow As = \frac{Mn}{z * fy} = \frac{703,44 \frac{KN}{m}}{1,78m * 420MPa} = 9,40 \text{ cm}^2$$

ADOPTO $\rightarrow 5 \phi 16mm$ $As_{adop} = 10,05 \text{ cm}^2 > As = 9,40 \text{ cm}^2 \therefore \text{BUENAS CONDICIONES}$

4.3.8 PILA INTERMEDIA

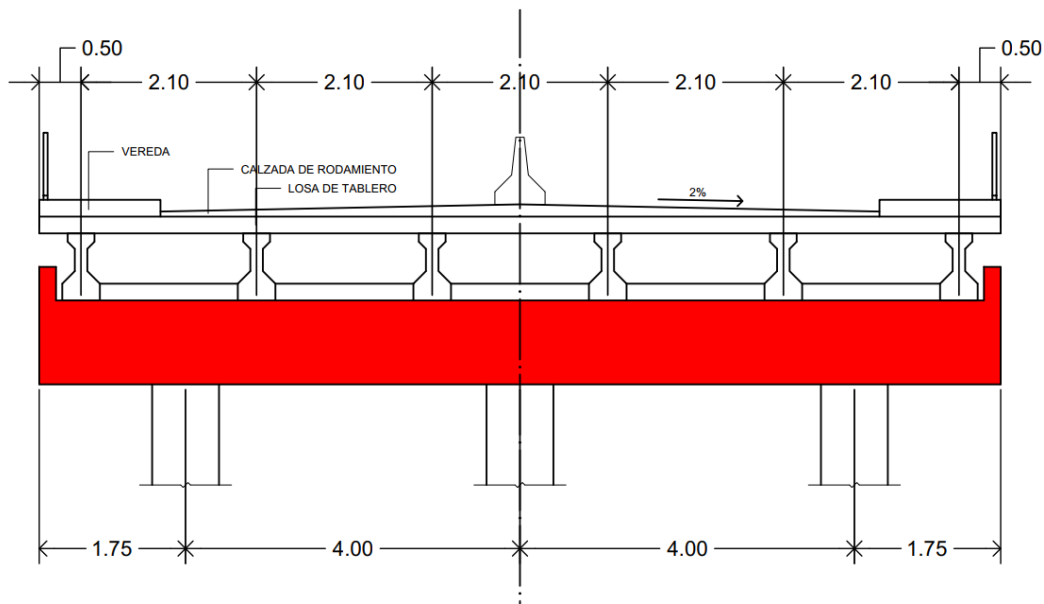


Imagen 106. Detalle de Pila intermedia. (Fuente: Elaboración propia.)

Las vigas principales de cada tramo apoyan sobre una viga transversal denominada pila intermedia que a su vez descargan sobre 3 pilotes separados entre sí por 4m de distancia perpendicularmente al eje longitudinal

4.3.8.1 ANÁLISIS DE CARGAS

• ESQUEMA DE CARGAS TRANSVERSAL

Las solicitaciones actuantes son debido a las vigas principales y al peso propio del cabezal.

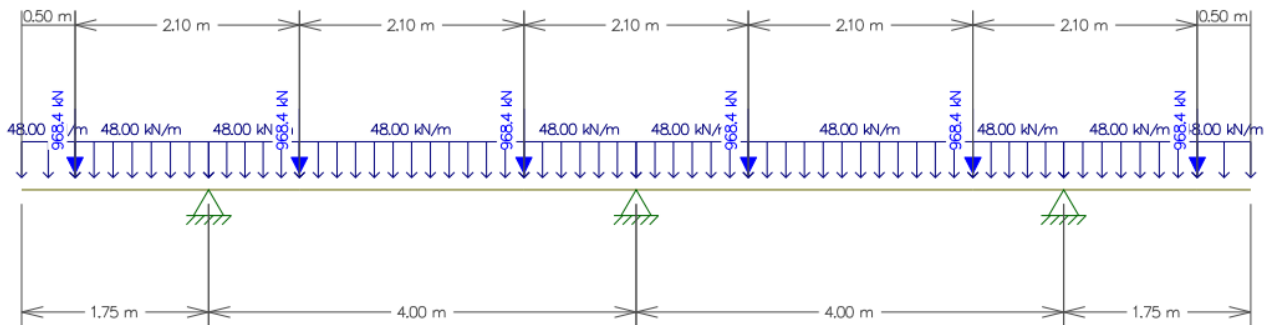


Imagen 107. Diagrama de cuerpo libre. (Fuente: Elaboración propia.)

• ESQUEMA DE CARGAS LONGITUDINALES

Se supone un tramo con multitud compacta y aplanadora junto al apoyo y al otro tramo con multitud compacta y aplanadora en la mitad del tramo.

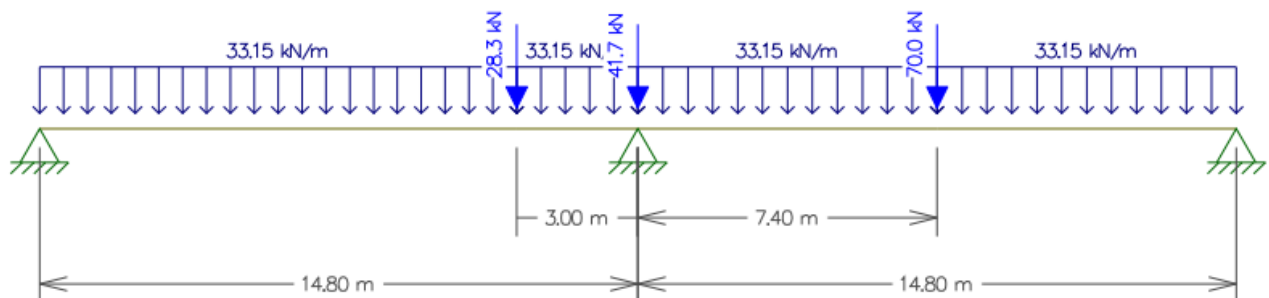


Imagen 108. Diagrama de cuerpo libre. (Fuente: Elaboración propia.)

DESCARGA DE VIGAS PRINCIPALES (N)

$$PD = \frac{2 * \left(22,62 \frac{KN}{m} * 14,8m \right)}{2} = 334,77 KN$$

$$PL = 2 * \left(\frac{10,53 \frac{KN}{m} * 14,8m}{2} + 41,66KN + 28,3KN * \frac{14,8m - 3m}{14,8m} + \frac{41,66KN + 28,33KN}{2} \right) = 354,19KN$$

— CON COEFICIENTE DE MAYORACION

$$Nu = 1,2 * PD + 1,6 * PL$$

$$Nu = 1,2 * 332,77KN + 1,6 * 354,19KN = 968,39KN$$

— SIN COEFICIENTE DE MAYORACION

$$Nu = PD + PL$$

$$Nu = 332,77KN + 354,19KN = 688,96KN$$

— **PESO PROPIO DEL CABEZAL**

— CON COEFICIENTE DE MAYORACION

$$qu = 1,2 * 1,6m * 1m * 25 \frac{KN}{m^3} = 48 \frac{KN}{m}$$

— SIN COEFICIENTE DE MAYORACION

$$qu = 1,6m * 1m * 25 \frac{KN}{m^3} = 40 \frac{KN}{m}$$

4.3.8.2 SOLICITACIONES

— MOMENTO FLECTOR

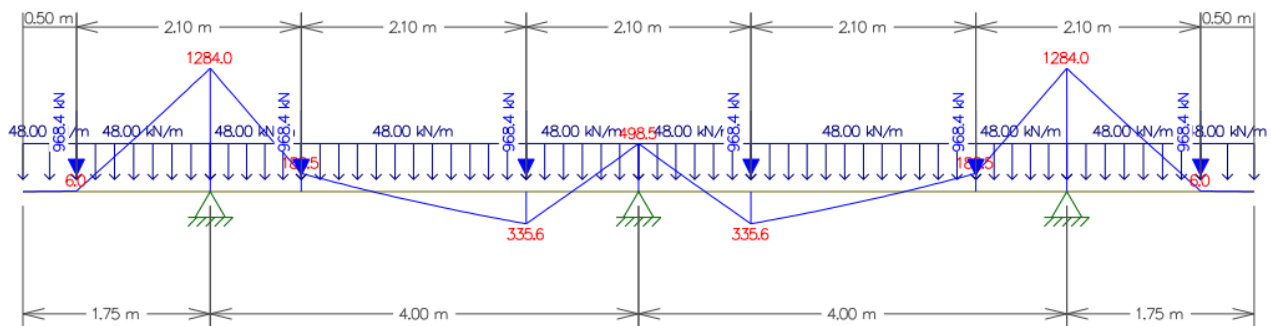


Imagen 109. Diagrama de momento flector. (Fuente: Elaboración propia.)

$$Mu = 1284 \frac{KNm}{m} (\text{Traccion arriba}) (1^{er} \text{ apoyo})$$

$$Mu = 335 \frac{KNm}{m} (\text{Traccion abajo}) (\text{Tramo})$$

ESFUERZO DE CORTE

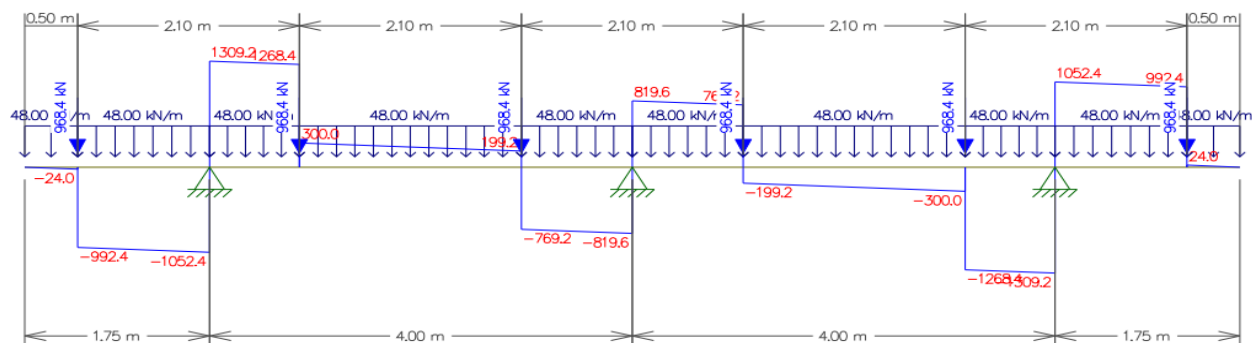


Imagen 110. Diagrama de esfuerzo de corte. (Fuente: Elaboración propia.)

$$Vu = 2361,6 \frac{KN}{m} (1^{er} \text{apoyo})$$

8.3 REACCIONES A PILOTES

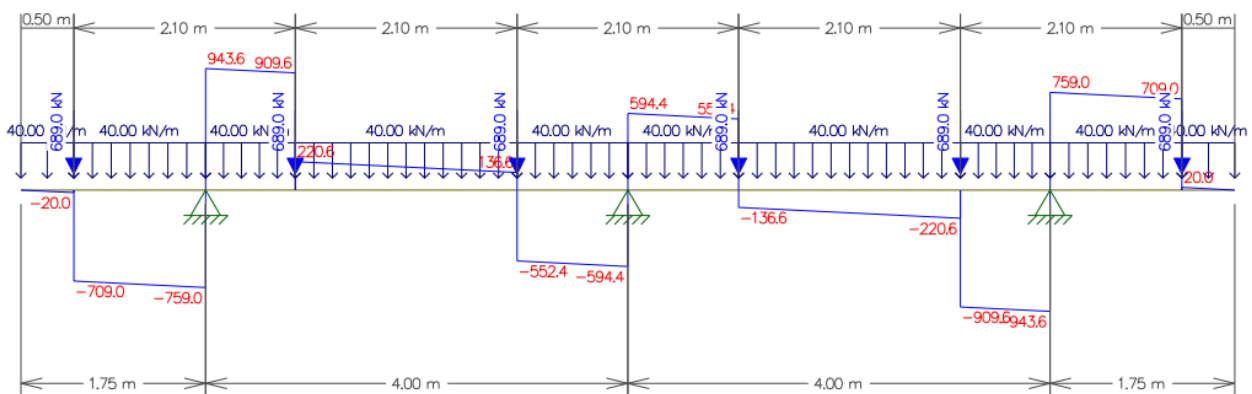


Imagen 111. Diagrama de esfuerzo de corte. (Fuente: Elaboración propia.)

$$V1 = 1702,6 \text{ KN}$$

$$V2 = 1188,8 \text{ KN}$$

$$V3 = 1702,6 \text{ KN}$$

4.3.8.3 DIMENSIONAMIENTO

Clase de hormigón H-30 (exposición Q-1) (Acero ADN 420)

$$h = 1m$$

Según CIRSOC 201 – Tabla 7.7.1, “Recubrimientos mínimos para hormigón colado en obra (no pretensado), para clases de exposición A1 y A2”

$$Cc = 0,05m$$

La distancia desde la fibra comprimida extrema hasta el baricentro de la armadura longitudinal traccionada d

Además, según CIRSOC 201 – Tabla 7.7.1, para una clase de exposición Q-1, se debe incrementar el recubrimiento en un 30%

$$d = h - 1,3 * \left(Cc + \frac{db}{2} \right) = 1m - 1,3 \left(0,05m + \frac{0,02m}{2} \right) = 0,94m$$

Ancho del alma de un elemento con alas, o diámetro de una sección circular. Para una losa, considerada una viga de ancho unitario bw .

$$bw = 1m$$

• ARMADURA DE CORTE

En este punto se verificará la altura de la misma comparándola con la altura necesaria para evitar colocar armadura de corte en losas si lo necesitase.

Según CIRSOC 201 – 11.5.6.1, no es necesario colocar armadura de corte mínima en losas.

Calculando el valor de esfuerzo de corte mayorado V_u en la sección considerada.

$$V_u = 2361,6 \frac{KN}{m}$$

Para conocer el valor de corte nominal V_n , se debe aplicar un factor de reducción de resistencia al valor de corte mayorado cumpliendo lo siguiente según CIRSOC 201 – 11.1.1

$$\phi * V_n \geq V_u$$

ϕ : Factor de reducción de resistencia para solicitaciones de corte que no incluyan sismo, según CIRSOC 201 – 9.3.2.3:

$$\phi = 0,75$$

$$\therefore V_n = \frac{V_u}{\phi} = \frac{2361,6 \frac{KN}{m}}{0,75} = 3148,8 \frac{KN}{m}$$

La resistencia de corte nominal proporcionada por el hormigón para elementos sometidos únicamente a flexión y corte, según expresiones simplificadas, CIRSOC 201 – 11.3.1.1

$$V_c = \frac{1}{6} * (f'c)^{\frac{1}{2}} * bw * d$$

$$V_c = \frac{1}{6} * (30MPa)^{\frac{1}{2}} * 1m * 0,94m = 1372,9 \frac{KN}{m}$$

Como $V_c < V_n$ **ES NECESARIO COLOCAR ARMADURA DE VS**

$$\text{Siendo } \rightarrow V_s = V_n - V_c = 3148,8 KN - 1372,9KN = 1775,9KN$$

Según CIRSOC 201 – 11.5.7.2, se puede determinar la armadura de corte perpendicular al eje del elemento con la siguiente expresión

$$\frac{A_s \text{ nec}}{s} = \frac{V_s}{f_y * d} = \frac{1775,9KN}{420MPa * 0,94m} = 44,98 \frac{cm^2}{m}$$

Pre adopto 6 $\emptyset$ 12mm para verificar las separaciones s máximas

$$N^\circ \text{ de barras} = \frac{A_s}{A_b} = \frac{44,98 \frac{cm^2}{m}}{6,79 \frac{cm^2}{un}} = 6,62 \frac{un}{m}$$

$$s = \frac{100cm}{6,62 \frac{un}{m}} = 15,09cm$$

Según CIRSOC 201 – 11.5.5.1, los límites de separación s de la armadura de corte ubicada de forma perpendicular al eje del elemento son los siguientes

$$s < \frac{d}{2} = \frac{0,94m}{2} = 0,47m = 47cm$$

$$s < \frac{3}{4}h = \frac{3}{4} * 1m = 0,75m = 75cm$$

$$s < 400mm = 40cm$$

Por lo tanto, **ADOPTO** $\rightarrow$ 6 $\emptyset$ 12mm con separacion $s = 15cm$

• ARMADURA SUPERIOR

Según CIRSOC 201 – 9.1.1 se debe verificar:

$$Md = \phi * Mn \geq Mu$$

Siendo

Md: Resistencia o momento de diseño de la sección.

Mn: Resistencia o momento nominal de la sección.

Mu: Resistencia o momento requerido para resistir las cargas mayoradas en el tramo.

$$Mu = 1284 \frac{KNm}{m}$$

Según CIRSOC 201 – 9.3.2 el factor de reducción de resistencia en función del tipo de rotura para una sección con rotura dúctil (precedida por importantes deformaciones y fisuraciones) se parte del supuesto

$$\epsilon_c \leq 3\text{‰} \text{ y } \epsilon = 5$$

Sección controlada por tracción $\rightarrow \phi = 0,9$

$$\therefore Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{1284 \frac{KNm}{m}}{0,9} = 1426,67 \frac{KNm}{m} = 1,426 \frac{MNm}{m}$$

Utilizando las tablas de FLEXION 3 del libro “Hormigón Armado – Conceptos básicos y diseño de elementos con aplicación del reglamento CIRSOC 201 – 2005” para el dimensionado de elementos sometidos a solicitaciones que generan flexión

$$Kd = \frac{d}{\sqrt{\frac{Mn}{bw}}} = \frac{0,94m}{\sqrt{\frac{1,426 \frac{MNm}{m}}{1m}}} = 0,787 \frac{m}{\sqrt{MN}}$$

Adopto de tabla Flexión 3 para $f'c = 30MPa \rightarrow fy = 420MPa \rightarrow \beta_1 = 0,85$:

$$Ke = 24,661 \frac{cm^2}{MN}$$

$$\therefore As = Ke * \frac{Mn}{d} = 24,661 \frac{cm^2}{MN} * \frac{1,426 \frac{MNm}{m}}{0,94m} = 37,41 \frac{cm^2}{m}$$

Pre adopto 1 ϕ 25mm para verificar las separaciones s máximas

$$N^{\circ} \text{ de barras} = \frac{As}{Ab} = \frac{37,41 \frac{cm^2}{m}}{4,91 \frac{cm^2}{un}} = 7,6 \frac{un}{m}$$

$$s = \frac{100cm}{7,6 \frac{un}{m}} = 13,12cm$$

Según CIRSOC 201 – 7.6.5 para losas, la separación máxima de la armadura principal por flexión debe ser

$$s \leq 2,5 \text{ veces el espesor de losa} = 2,5 * 94cm = 235cm$$

$$s \leq 25 \text{ veces el diametro de barra} = 25 * 2,5cm = 62,5cm$$

$$s \leq 300mm = 30cm$$

Por lo tanto, **ADOPTO** $\rightarrow 1\phi 25mm$ con separacion $s = 10cm$

• ARMADURA INFERIOR

Según CIRSOC 201 – 9.1.1 se debe verificar:

$$Md = \phi * Mn \geq Mu$$

Siendo

Md: Resistencia o momento de diseño de la sección.

Mn: Resistencia o momento nominal de la sección.

Mu: Resistencia o momento requerido para resistir las cargas mayoradas en el tramo.

$$Mu = 335 \frac{KNm}{m}$$

Según CIRSOC 201 – 9.3.2 el factor de reducción de resistencia en función del tipo de rotura para una sección con rotura dúctil (precedida por importantes deformaciones y fisuraciones) se parte del supuesto

$$\varepsilon_c \leq 3\text{‰} \text{ y } \varepsilon = 5$$

Sección controlada por tracción $\rightarrow \phi = 0,9$

$$\therefore Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{335 \frac{KNm}{m}}{0,9} = 372,22 \frac{KNm}{m} = 0,372 \frac{MNm}{m}$$

Utilizando las tablas de FLEXION 3 del libro “Hormigón Armado – Conceptos básicos y diseño de elementos con aplicación del reglamento CIRSOC 201 – 2005” para el dimensionado de elementos sometidos a solicitaciones que generan flexión

$$Kd = \frac{d}{\sqrt{\frac{Mn}{bw}}} = \frac{0,94m}{\sqrt{\frac{0,372 \frac{MNm}{m}}{1m}}} = 1,54 \frac{m}{\sqrt{MN}}$$

Adopto de tabla Flexión 3 para $f'c = 30MPa \rightarrow fy = 420MPa \rightarrow \beta_1 = 0,85$:

$$Ke = 24,301 \frac{cm^2}{MN}$$

$$\therefore As = Ke * \frac{Mn}{d} = 24,301 \frac{cm^2}{MN} * \frac{0,372 \frac{MNm}{m}}{0,94m} = 9,61 \frac{cm^2}{m}$$

Pre adopto 1 $\phi 20mm$ para verificar las separaciones s máximas

$$N^{\circ} \text{ de barras} = \frac{As}{Ab} = \frac{9,61 \frac{cm^2}{m}}{2,01 \frac{cm^2}{un}} = 4,78 \frac{un}{m}$$

$$s = \frac{100cm}{4,78 \frac{un}{m}} = 20,9cm$$

Según CIRSOC 201 – 7.6.5 para losas, la separación máxima de la armadura principal por flexión debe ser

$$s \leq 2,5 \text{ veces el espesor de losa} = 2,5 * 94cm = 235cm$$

$$s \leq 25 \text{ veces el diametro de barra} = 25 * 2cm = 50cm$$

$$s \leq 300mm = 30cm$$

Por lo tanto, **ADOPTO** $\rightarrow 1\phi 20mm$ con separacion $s = 20cm$

4.3.9 PILOTES

4.3.9.1 PILOTES DE ESTRIBOS

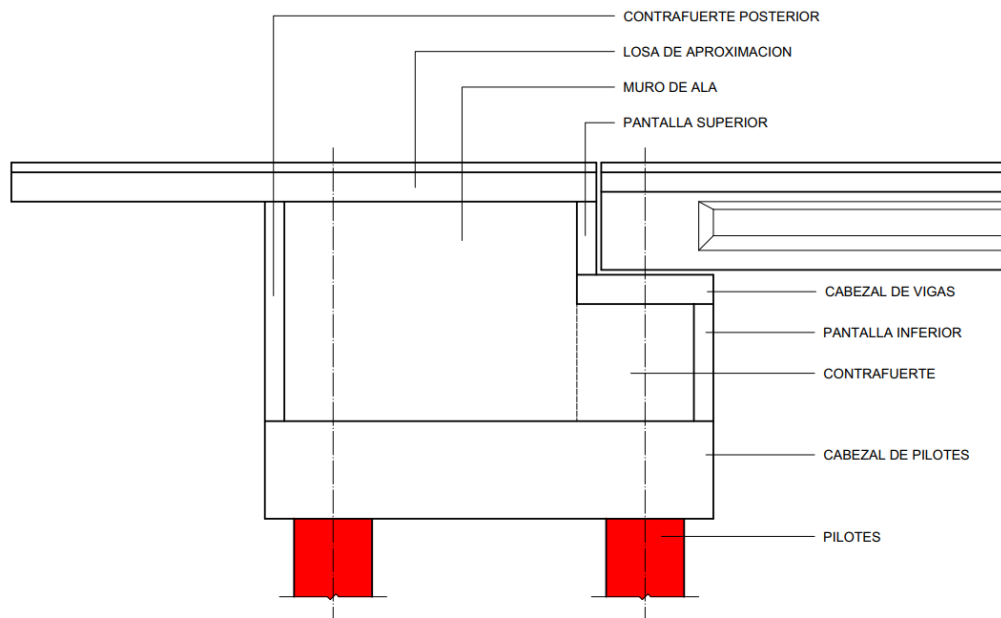


Imagen 112. Detalle de pilotes vista perpendicular al eje longitudinal. (Fuente: Elaboración propia)

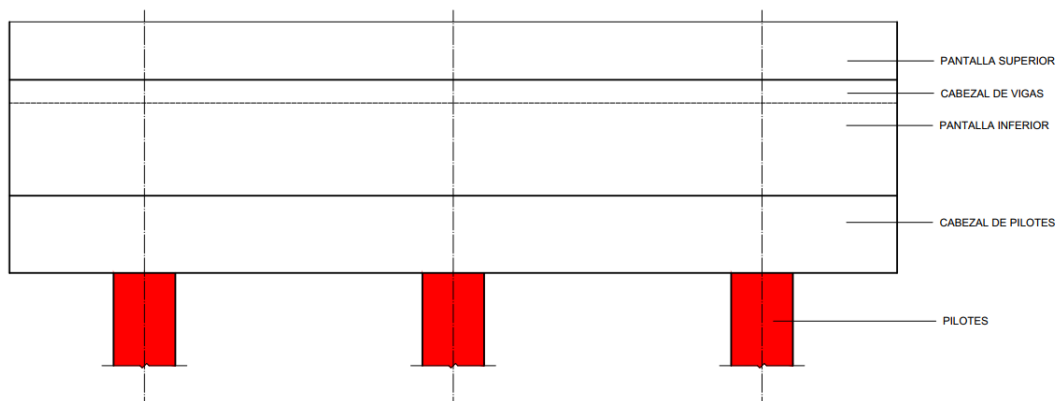


Imagen 113. Detalle de pilotes vista longitudinal. (Fuente: Elaboración propia)

4.3.9.1.1 ANÁLISIS DE CARGAS

- **CARGAS HORIZONTALES**

- _ EMPUJE DEL SUELO

Considerando que:

- Al estar en contacto permanente con agua, no se puede despreciar la presión de poros y los parámetros del suelo no son constante por lo tanto no se puede aplicar métodos teóricos de equilibrio plástico, es necesario usar métodos en estado de reposo

Luego de lo expuesto, el método apropiado a utilizar en este caso es el método de determinación de empuje de suelo en estado de reposo con K_0 , coeficiente de presión lateral de las tierras en reposo.

PRESION DE TIERRAS EN REPOSO

Según Braja M. Das – “Fundamento de ingeniería geotécnica” – 9.1, se considera la presión K_0 para arcillas

$$K_0 = 0,75$$

PESO ESPECIFICO DEL SUELO

Considerando la peor condición que era en estado de saturación

$$\gamma_{sat} = 18 \frac{KN}{m^3}$$

EMPUJE DE SUELO

$$H_1 = \left(\frac{1}{2} * h p_s^2 * \gamma_{sat} * K_0 \right) * L_t = \left(\frac{1}{2} * (3,25m)^2 * 18 \frac{KN}{m^2} * 0,75 \right) * 11,5m = 819,83KN$$

- _ DESCARGA FUERZA DE FRENADO, TEMPERATURA, RETRACCION Y FLEUNCIA

$$H_2 = N^{\circ} \text{ de vigas} * (F_f + F_t) = 6 * (30KN + 7,5KN) = 225KN$$

- **CARGAS VERTICALES**

- _ DESCARGA DE LOSA DE APROXIMACION

Siendo

$$P_{tt}^c = 44,15 \frac{KN}{m}$$

$$P_{td}^f = 38,73 \frac{KN}{m}$$

$$RLAL = \left(44,15 \frac{KN}{m} + \frac{38,73 \text{ KN}}{2} \frac{KN}{m} \right) * 11,5m = 701,78 \text{ KN}$$

$$RLAD = 39,4 \frac{KN}{m} * 11,5m = 453,1 \text{ KN}$$

$$\therefore V1 = RLAL + RLAD = 701,78 \text{ KN} + 453,1 \text{ KN} = 1154,8 \text{ KN}$$

_ DESCARGA VIGA PRINCIPAL

$$RVPL = 142,17 \text{ KN} * 6 = 853,02 \text{ KN}$$

$$RVPD = 167,39 \text{ KN} * 6 = 1004,34 \text{ KN}$$

$$\therefore V2 = RVPL + RVPD = 853,02 \text{ KN} + 1004,34 \text{ KN} = 1857,36 \text{ KN}$$

_ DESCARGA PANTALLA SUPERIOR

$$RPSL = 18 \frac{KN}{m} * 11,5m = 207 \text{ KN}$$

$$RPSD = 36,6 \frac{KN}{m} * 11,5m = 420,9 \text{ KN}$$

$$\therefore V3 = RPSL + RPSD = 207 \text{ KN} + 420,9 \text{ KN} = 627,9 \text{ KN}$$

_ DESCARGA PANTALLA INFERIOR

$$RPID = \left(1,2m * 0,2m * 25 \frac{KN}{m^3} \right) * 11,5m = 69 \text{ KN}$$

$$\therefore V4 = RPID = 69 \text{ KN}$$

_ DESCARGA CABEZAL DE VIGA

$$RCVD = \left(1,4m * 0,3m * 25 \frac{KN}{m^3}\right) * 11,5m = 120,75KN$$

$$\therefore V5 = RCVD = 120,75KN$$

_ DESCARGA CONTRAFUERTE

$$RCD = \left(1,2m * 1,4m * 25 \frac{KN}{m^3}\right) * 11,5m = 63KN$$

$$\therefore V6 = RCD = 63KN$$

_ DESCARGA MURO DE ALA

$$RMAD = 2 * \left(24,32 \frac{KN}{m} * 4,2m\right) = 204,29KN$$

$$\therefore V7 = RMAD = 204,29KN$$

_ DESCARGA CONTRAFUERTE POSTERIOR

$$RCPD = V8 = 87,5KN$$

_ DESCARGA DE CABEZAL DE PILOTES

$$RCPD = \left(4,6m * 1m * 25 \frac{KN}{m^3}\right) * 11,5m = 1322,5KN$$

$$\therefore V9 = RCPD = 1322,5KN$$

4.3.9.1.2 SOLICITACIONES

- **MOMENTO RESPECTO AL BARICENTRO DE PILOTES**

$$\begin{aligned}
 M = & V1 * (-1,9m) + V2 * 1,6m + V3 * 1m + V4 * 2,4m + V5 * 1,5m + V6 * 1,5m + V7 * 0m + V8 \\
 & * (-2,2m) + V9 * 0m + H1 * 1,08m + H2 * 2,5m =
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M = & 1154,8KN * (-1,9m) + 1857,36KN * 1,6m + 627,9KN * 1m + 69KN * 2,4m + 120,75KN * 1,5m \\
 & + 63KN * 1,5m + 204,29KN * 0m + 87,5KN * (-2,2m) + 1322,5KN * 0m + 819,83KN \\
 & * 1,08m + 225KN * 2,5m =
 \end{aligned}$$

$$M = 2952,2 \text{ KNm}$$

• **DESCARGA EN FILA 1**

$$N1 = V2 + \frac{V1 + V3 + V4 + V5 + V6 + V7 + V8 + V9}{2} + \frac{M}{3,2m} =$$

$$N1 = 1857KN + \frac{(1154,8 + 627,9 + 69 + 120,75 + 63 + 201,29 + 87,5 + 1322,5)KN}{2} + \frac{2952,2}{3,2m} = 4609,47KN$$

$$\text{En cada pilote} \rightarrow \frac{N1}{N^{\circ} \text{ de pilotes } F1} = \frac{4609,47KN}{3} = 1536,5 \text{ KN}$$

• **DESCARGA EN FILA 2**

$$N2 = \frac{V1 + V2 + V3 + V4 + V5 + V6 + V7 + V8 + V9}{2} - \frac{M}{3,2m} =$$

$$N2 = \frac{(1154,8 + 1857KN + 627,9 + 69 + 120,75 + 63 + 201,29 + 87,5 + 1322,5)KN}{2} - \frac{2952,2}{3,2m} = 1835,84KN$$

$$\text{En cada pilote} \rightarrow \frac{N2}{N^{\circ} \text{ de pilotes } F2} = \frac{1835,84KN}{3} = 611,95 \text{ KN}$$

• **CARGA ADMISIBLE POR PILOTE**

Teniendo en cuenta los valores determinados por el estudio de suelo, se calcula la carga admisible por pilote

TABLA 20. Valores determinados por el estudio de suelo. (Fuente: Gutiérrez & Asociados)

ESFUERZO	TENSION ADMISIBLE [t/m ²]	PROFUNDIDAD [m]	COTA [m]
Tension lateral (T)	-	0 - 17	50 - 33
	1,8	17 - 30,5	33 - 19,5
Tension de punta (σ)	180	30,5	19,5

$$Padm = qp \text{ adm} * \pi * \frac{Dp^2}{4} + ql \text{ adm} * Lp * \pi * Dp - \gamma H^{\circ} * Lp * \pi * \frac{Dp^2}{4} =$$

Iterando y adoptando

$$Dp = 0,8m$$

$$Lp = 33m$$

$$Padm = 1800 \frac{KN}{m^2} * \pi * \frac{(0,8m)^2}{4} + 18 \frac{KN}{m^2} * 16m * \pi * 0,8m - 25 \frac{KN}{m^3} * 16m * \pi * \frac{(0,8m)^2}{4}$$

$$Padm = 1427,54KN > Pup = 1401,21KN$$

- **RESISTENCIA REQUERIDA**

— CARGA MAXIMA POR PILOTES

$$PD = \frac{3657,8KN}{6} = 609,65KN$$

$$PL = \frac{1847,28KN}{6} = 308,21KN$$

$$PHD = \frac{819,83KN}{6} = 136,64KN$$

$$PHL = \frac{225KN}{6} = 37,5KN$$

- **RESISTENCIA POR PILOTE**

Según CIRSOC 201 – 9.1, teniendo en cuenta que solo se disponen de cargas permanentes (D), sobrecargas (L), cargas debido a la presión lateral de los suelos (H) y cargas por efectos provenientes a la contracción o expansión resultante a las variaciones de temperatura (T), la resistencia requerida es igual a:

$$Pu = 1,2 * (PD + PHD) + 1,6 * (PL + PHL) =$$

$$Pu = 1,2 * (609,65KN + 136,64KN) + 1,6 * (308,21KN + 37,5KN) = 1448,68KN$$

4.3.9.1.3 DIMENSIONAMIENTO

Clase de hormigón H-30 (exposición A-2) (Acero ADN 420)

Según CIRSOC 201 – Tabla 7.7.1, “Recubrimientos mínimos para hormigón colado en obra (no pretensado), para clases de exposición A1 y A2”

$$Cc = 0,03m$$

Además, según CIRSOC 201 – Tabla 7.7.1, para una clase de exposición Q-1, se debe incrementar el recubrimiento en un 30%

$$rmin = 1,30 * 0,03m = 0,0039m = 3,9cm$$

Considerando que a los pilotes se lo dimensionan como columnas zunchadas:

Según CIRSOC 201 – 10,8, se debe verificar un diámetro mínimo para columnas armadas con zunchos en espiral

$$D_p = 0,8m = 80cm > 30cm \rightarrow \text{BUENAS CONDICIONES}$$

La sección adoptada será

$$A_g = \pi * \frac{D_p^2}{4} = \pi * \frac{(0,8m)^2}{4} = 0,50m^2 = 5026,5 \text{ cm}^2$$

• ARMADURA LONGITUDINAL

Se dimensionan las armaduras de los pilotes como columnas cortas sin pandeo, ya que se encuentra totalmente arriostrada por el suelo

Según CIRSOC 201 – 9.3.2.2, el factor de reducción de resistencia en función del tipo de rotura para columnas zunchadas es de 0,7

$$\varphi = 0,7$$

Además, según CIRSOC 201 – 10.3.6.1, para columnas zunchadas su esfuerzo de corte nominal será

$$P_n > \frac{P_u}{0,85 * \varphi} = \frac{1448,68KN}{0,85 * 0,70} = 2434,75KN$$

Según CIRSOC 201 – 10.3.6.1, la armadura necesaria será

$$A_{st} = \frac{P_n - 0,85 * f'_c * A_g}{f_y - 0,85 * f'_c} = \frac{2434,75KN - 0,85 * 30MPa * 0,50m^2}{420MPa - 0,85 * 30MPa} = 63,39cm^2$$

Mientras que según CIRSOC 201 – 10.9.1, la sección de armadura mínima será

$$A_{s \text{ min}} = \rho * A_g = 0,01 * 5026,5cm^2 = 50,26cm^2$$

Adopto $\rightarrow 14\emptyset 25mm = 68,72cm^2 > A_{st} = 63,39cm^2$

Según CIRSOC 201 – 10.8 y 7.10.4.2 el diámetro mínimo de los zunchos es de 10mm

Además, según CIRSOC 201 – 7.10.4.3, el paso libre “S” entre espiras de zuncho debe cumplir las siguientes condiciones

$$s \leq 80mm = 8cm$$

$$s \geq 25mm = 2,5cm$$

$$s \geq 1,33 TMN = 1,33 * 1,9cm = 2,53cm$$

$$\therefore s_{max} = 8cm \text{ y } s_{min} = 2,5cm$$

- **DETALLE DE ARMADURA**

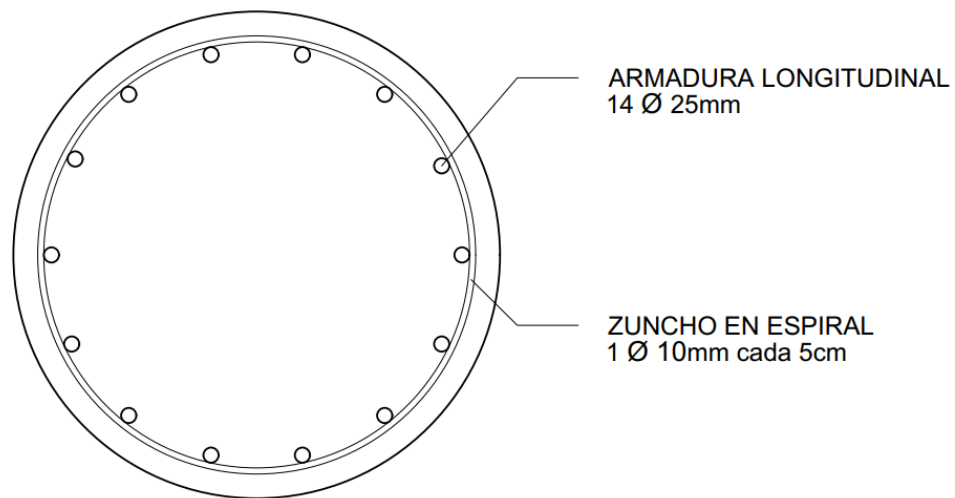


Imagen 114. Detalle de armadura. (Fuente: Elaboración propia)

4.3.9.2 PILOTES DE PILAS INTERMEDIAS

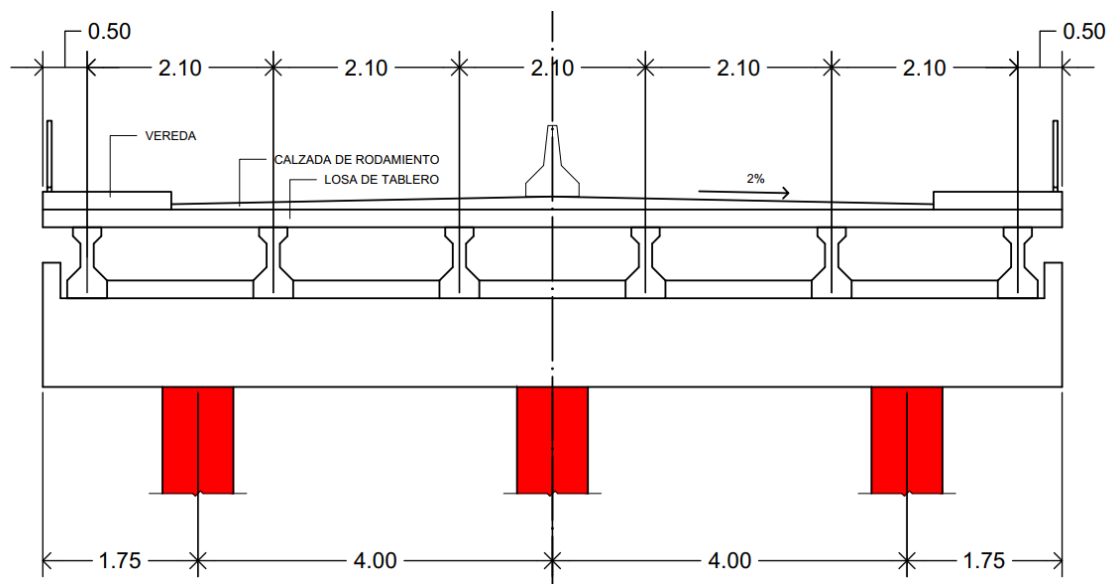


Imagen 115. Detalle de pilotes de pila intermedia. (Fuente: Elaboración propia)

4.3.9.2.1 ANÁLISIS DE CARGAS

- **CARGAS HORIZONTALES**

Las pilas estarán sometidas a las fuerzas horizontales producidas por el impacto del viento, según BCPHA (DNV) – A.3.A, se debe analizar las fuerzas del viento para cuando el puente se encuentra cargado y vacío, y para ello nos brinda las siguientes presiones

$$Phv1 = 250 \frac{kg}{m^2} \text{ (Para puente vacío)}$$

$$Phv2 = 150 \frac{kg}{m^2} \text{ (Para puente cargado)}$$

_ Puente VACÍO:

$$FVv = \frac{250 \frac{kg}{m^2} * 17,76 m^2}{12} = 370 kg = 3,62 KN$$

_ Puente CARGADO:

$$FVc = \frac{150 \frac{kg}{m^2} * 47,36 m^2}{12} = 592 kg = 5,80 KN$$

- **CARGAS VERTICALES**

Los esfuerzos totales para los pilotes, son las reacciones del cabezal, teniendo en cuenta las cargas sin mayorar. Para el dimensionamiento, se consideró el pilote que se encuentra sometido a la mayor reacción:

$$V = 1702,6KN$$

4.3.9.2.2 SOLICITACIONES

- **CARGA ADMISIBLE POR PILOTE**

Teniendo en cuenta los valores determinados por el estudio de suelo, se calcula la carga admisible por pilote, para un pilote de 30m en donde por las características del suelo se desprecia los primeros 17m, los cuales contiene solamente suelo con fango, considerando la resistencia por fuste desde los 17m hasta los 30m

TABLA 21. Valores determinados por el estudio de suelo. (Fuente: Gutiérrez & Asociados)

ESFUERZO	TENSION ADMISIBLE [t/m ²]	PROFUNDIDAD [m]	COTA [m]
Tension lateral (T)	-	0 - 17	50 - 33
	1,8	17 - 30,5	33 - 19,5
Tension de punta (σ)	180	30,5	19,5

$$Padm = qp adm * \pi * \frac{Dp^2}{4} + ql adm * Lp * \pi * Dp - \gamma H^o * Lp * \pi * \frac{Dp^2}{4} =$$

Iterando y adoptando

$$Dp = 0,9m$$

$$Lp = 30m$$

$$Padm = 1800 \frac{KN}{m^2} * \pi * \frac{(0,9m)^2}{4} + 18 \frac{KN}{m^2} * 13m * \pi * 0,9m - 25 \frac{KN}{m^3} * 13m * \pi * \frac{(0,9m)^2}{4}$$

$$Padm = 1740,91KN > Pup = 1702,6KN$$

- MOMENTO FLECTOR**

$$M = FVc * l = 5,8KN * 17m = 98,6KNm$$

- ESFUERZO DE CORTE**

$$V = FVc = 5,8KN$$

- ESFUERZO NORMAL**

$$P = 1702,6KN$$

- RESISTENCIA REQUERIDA**

Según CIRSOC 201 – 9.1, teniendo en cuenta que solo se disponen de cargas permanentes (D), la resistencia requerida es igual a:

$$Mu = M * 1,6 = 98,6KNm * 1,6 = 157,76KNm$$

$$Vu = V * 1,6 = 1,6 * 5,8KN = 9,28KN$$

$$Pu = P * 1,2 = 1702,6KN * 1,2 = 2043,12KN$$

4.3.9.2.3 DIMENSIONAMIENTO

Clase de hormigón H-30 (exposición A-2) (Acero ADN 420)

Según CIRSOC 201 – Tabla 7.7.1, “Recubrimientos mínimos para hormigón colado en obra (no pretensado), para clases de exposición A1 y A2”

$$C_c = 0,03m$$

Además, según CIRSOC 201 – Tabla 7.7.1, para una clase de exposición Q-1, se debe incrementar el recubrimiento en un 30%

$$r_{min} = 1,30 * 0,03m = 0,0039m = 3,9cm$$

Considerando que a los pilotes se lo dimensionan como columnas zunchadas:

Según CIRSOC 201 – 10,8, se debe verificar un diámetro mínimo para columnas armadas con zunchos en espiral

$$D_p = 0,9m = 90cm > 30cm \rightarrow \textbf{BUENAS CONDICIONES}$$

La sección adoptada será

$$A_g = \pi * \frac{D_p^2}{4} = \pi * \frac{(0,9m)^2}{4} = 0,63m^2 = 6361,72 \text{ cm}^2$$

• ARMADURA LONGITUDINAL

Los pilotes de las pilas intermedias trabajan a flexo compresión debido a las solicitaciones que actúan sobre ellos, para ello utilizaremos diagramas de interacción para su dimensionamiento.

Disponibles en “Diagramas de Interacción – Parte 1” de Hernandez Balat, Bissio, Ortega “Ejemplos del Reglamento Argentino de estructura de hormigón CIRSOC 201-2005”

Según CIRSOC 201 – 9.3.2 el factor de reducción de resistencia en función del tipo de rotura para una sección con rotura dúctil (precedida por importantes deformaciones y fisuraciones) se parte del supuesto

$$\varepsilon_c \leq 3\text{‰} \text{ y } \varepsilon = 5$$

Sección controlada por compresión $\rightarrow \phi = 0,7$

— Distancias baricéntricas, medidas geométricas y cuantía geométrica necesaria

$$d' = r + \frac{db}{2} + d_{zuncho} = 0,04m + \frac{0,025m}{2} + 0,01m = 0,0625m$$

$$\gamma = \frac{h - 2 * d'}{h} = \frac{0,9m - 2 * 0,0625m}{0,9m} \cong 0,9$$

Siendo

$$M_u = 0,1577 \frac{MNm}{m}$$

$$Pu = 2,04 \frac{MN}{m}$$

$$\therefore m = \frac{\phi * Mu}{Ag * D} = \frac{0,7 * 0,1577 MNm}{0,63m^2 * 0,9m} = 0,194$$

$$\therefore n = \frac{\phi * Pu}{Ag} = \frac{0,7 * 2,04 MN}{0,63m^2} = 2,266$$

Con esta información, determinamos la cuantía geométrica con

$f'_c = 30MPa$; $f_y = 420MPa$; $\gamma = 0,9$

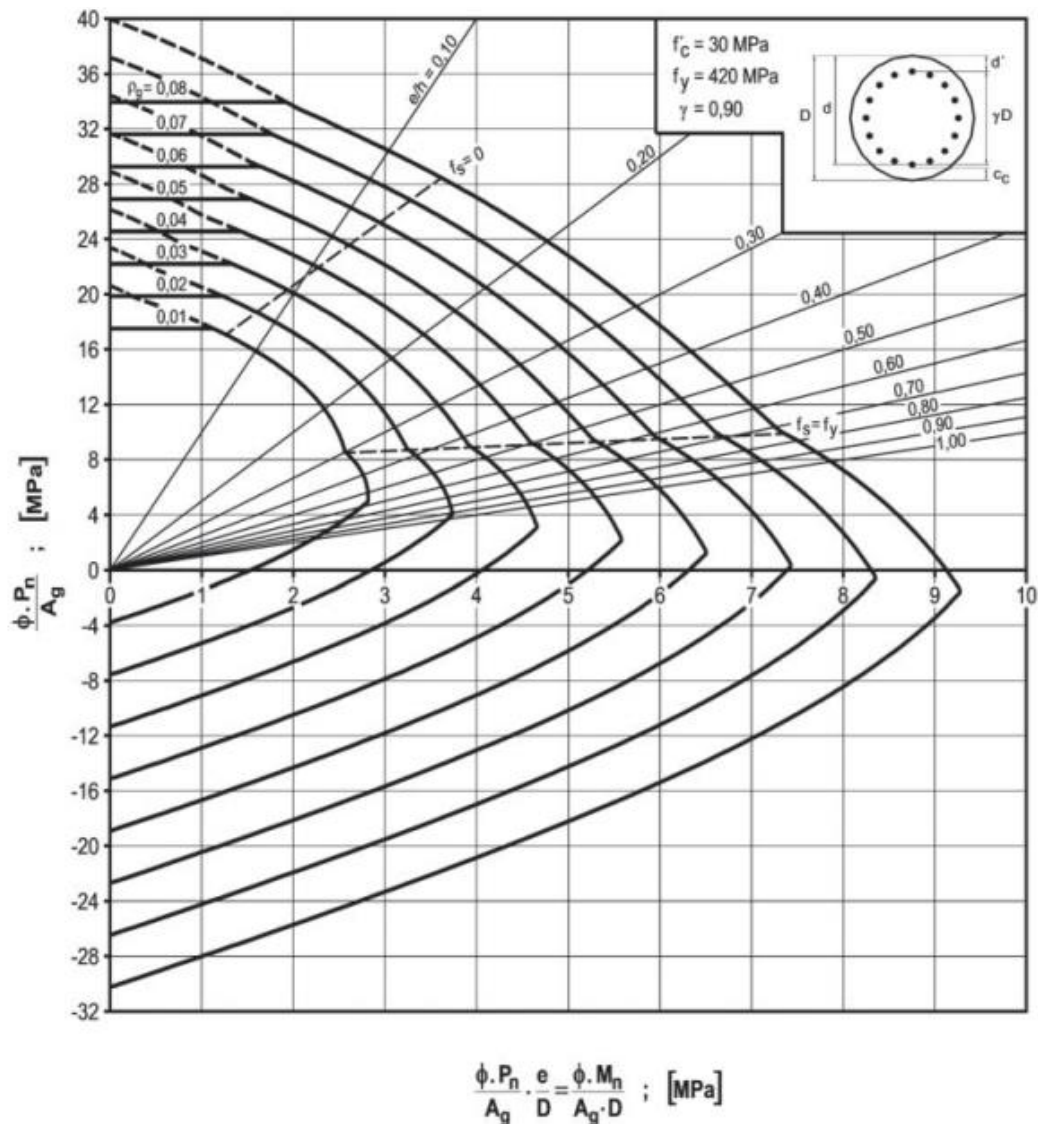


Imagen 116. Diagrama de interacción. (Fuente: Hernandez Balat, Bissio, Ortega “Ejemplos del Reglamento Argentino de estructura de hormigón CIRSOC 201-2005”)

De Diagrama de Interaccion adopto $\delta = 0,01$

$$As_{nec} = \rho * Ag = 0,01 * 6361,72cm^2 = 63,61 cm^2$$

Por lo tanto, **ADOPTO** $\rightarrow 14 \text{ } \varnothing 25mm$ con $As_{adop} = 68,72cm^2 > As_{nec} = 63,61 cm^2$.

Según CIRSOC 201 – 10.8 y 7.10.4.2 el diámetro mínimo de los zunchos es de 10mm

Además, según CIRSOC 201 – 7.10.4.3, el paso libre “S” entre espiras de zuncho debe cumplir las siguientes condiciones

$$s \leq 80mm = 8cm$$

$$s \geq 25mm = 2,5cm$$

$$s \geq 1,33 TMN = 1,33 * 1,9cm = 2,53cm$$

$$\therefore s_{max} = 8cm \text{ y } s_{min} = 2,5cm$$

- **DETALLE DE ARMADURA**

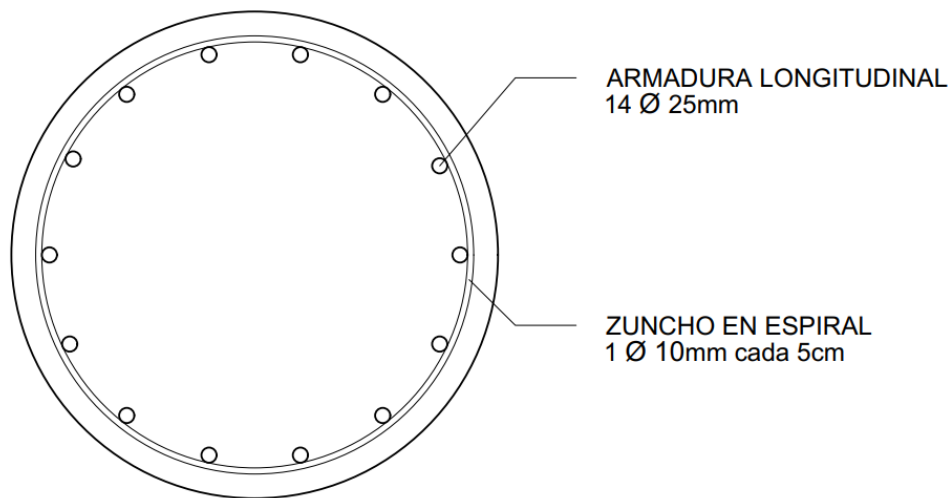


Imagen 117. Detalle de armadura. (Fuente: Elaboración propia)

4.4 RESUMEN ESTRUCTURAL

TABLA 22. Resumen de la estructura y subestructura del diseño del puente. (Fuente: Elaboración propia).

Datos del puente		
Longitud total del puente	60,00	m
Cantidad de tramos	4	
Longitud de vigas pretensadas	14,80	m
Longitud entre apoyos	13,80	m
Altura total de viga pretensada	0,80	m
Peso propio de vigas pretensadas	556	Kg/m
Distancia entre ejes de vigas	2,10	m
Cantidad de vigas pretensadas	24	
Ancho total del puente	11,50	m
Cantidad de trochas	2	
Ancho de calzada	8,60	m
Ancho de vereda total	1,45	m
Longitud del voladizo	0,50	m
Espesor losa de calzada	0,20	m
Espesor losa de vereda	0,20	m
Espesor medio carpeta de rodamiento	0,10	m
Altura viga transversal	0,80	m
Cantidad de vigas transversales	12	
Diametro de pilotes	0,80	m
Longitud de pilotes	33,00	m
Cantidad de pilotes	21	

Las representaciones gráficas de las características geométricas del diseño del puente se pueden apreciar en el plano nº4 y nº5 que se encuentran en el anexo. Planos.

CAPÍTULO Nº5: CÓMPUTO Y PRESUPUESTO

5.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo, se exponen los resultados obtenidos al realizar el cómputo y presupuesto del proyecto desarrollado, con el objetivo de poder establecer un valor estimativo en pesos, de lo que costaría materializar la obra. El cómputo se evaluará sobre los ítems y materiales necesarios para la construcción del puente, y el presupuesto se analizará a nivel de anteproyecto, considerando los trabajos, materiales, equipos, y mano de obra necesarios para su ejecutar el proyecto.

5.2 MANO DE OBRA

Los precios de la mano de obra se tomaron teniendo en cuenta los jornales de salarios básicos del convenio colectivo de trabajo 76/75 vigentes, actualizados al mes de diciembre del año 2023, considerando la categoría de los operarios actuantes y la zona de emplazamiento de la obra.

5.3 ESTUDIO DE MERCADO

Para definir el precio de cada elemento prefabricado, se contactó con diferentes empresas proveedoras en el país evaluando las secciones disponibles y cotizando las que serían necesarias para la ejecución del puente.

Fue así como se cotizó y evaluó un presupuesto para las vigas pretensadas de la empresa Astori S.A., las cuales, por disposiciones de la empresa y por el largo que presenta nuestras vigas, pueden ser prefabricadas en planta, y luego transportadas hasta el sitio de emplazamiento de la obra.

Para el caso de los apoyos de neopreno, se contactó con la empresa VICANT SRL, y se le solicitó un presupuesto de los mismo.

Para establecer el precio de las barandas peatonales, se contactó con la empresa Héctor Terrone e Hijos S.A. encargadas de la ejecución de dichas barandas y transporte a pie de obra.

Los demás elementos componentes del puente, debido a la mayor flexibilidad que existe en el mercado regional para conseguirlos, fueron elegidos teniendo en cuenta la conveniencia en cuestiones de precio, calidad y distancias al lugar de emplazamiento de la obra. Se contactó con empresas como Melmix y Hierros Líder, entre otros.

A continuación, se presentan la planilla resumen del cómputo y presupuesto realizado, donde se detalla que el costo en pesos de la obra es de **\$1.122.183.024,05**.

TRABAJO FINAL							
DIMENSIONADO DE PUENTE DE HORMIGON SOBRE EL RIO NEGRO							
ALEGRE - PEICHOTO							
Diciembre 2023							
COMPUTO Y PRESUPUESTO							
N°	Item/Rubro	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Precio parcial	Precio Total	% Incidencia
1	Movimiento de suelo					\$ 67,740,114.53	6.04
1.1	Excavación de pilotes	m3	290.66	\$ 192,811.57	\$ 56,042,609.59		
1.2	Relleno	m3	278	\$ 42,077.36	\$ 11,697,504.94		
2	Hormigón H-30 in situ					\$ 936,267,364.32	83.43
2.1	Losa de tablero	m3	51.6	\$ 452,819.81	\$ 23,365,502.33		
2.2	Pantalla superior	m3	3.45	\$ 520,200.31	\$ 1,794,691.07		
2.3	Pantalla inferior	m3	5.52	\$ 428,780.39	\$ 2,366,867.76		
2.4	Contrafuerte	m3	5.04	\$ 675,014.40	\$ 3,402,072.60		
2.5	Muro de ala	m3	9.45	\$ 482,237.17	\$ 4,557,141.25		
2.6	Contrafuerte posterior	m3	10.35	\$ 622,645.80	\$ 6,444,384.02		
2.7	Cabezal de pilotes	m3	105.8	\$ 742,774.70	\$ 78,585,563.77		
2.8	Pilotes	m3	387.99	\$ 2,029,825.92	\$ 787,552,157.47		
2.9	Pila intermedia	m3	34.5	\$ 817,361.86	\$ 28,198,984.06		
3	Hormigón H-35 in situ					\$ 15,996,749.72	1.43
3.1	Losa de aproximación	m3	36.12	\$ 442,877.90	\$ 15,996,749.72		
4	Elementos prefabricados					\$ 78,211,066.54	6.97
4.1	Vigas principales	Un	24	\$ 3,258,794.44	\$ 78,211,066.54		
5	Dispositivo de apoyo					\$ 990,547.98	0.09
5.1	Apoyos de neopreno	Un	48	\$ 20,636.42	\$ 990,547.98		
6	Carpeta de rodamiento					\$ 1,563,733.20	0.14
6.1	Carpeta de asfalto	m3	51.6	\$ 30,304.91	\$ 1,563,733.20		
7	Auxiliares					\$ 21,413,447.76	1.91
7.1	Baranda peatonal	m	120	\$ 156,245.59	\$ 18,749,470.30		
7.2	Defensa New Jersey	m	60	\$ 44,399.62	\$ 2,663,977.46		
PRESUPUESTO TOTAL						\$ 1,122,183,024.05	

Imagen 118. Cómputo y presupuesto final. (Fuente: Elaboración propia)



Imagen 119. Presupuesto final. (Fuente: Elaboración propia)

TRABAJO FINAL
DIMENSIONADO DE PUENTE DE HORMIGON SOBRE EL RIO NEGRO
ALEGRE - PEICHOTO
 Diciembre 2023

N° orden	Rubro	%ind	Meses											
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	Excavación de pilotes	4.99%	4.99%											
2	Relleno	1.04%										1.04%		
3	Losa de tablero	2.08%										2.08%		
4	Pantalla superior	0.16%								0.16%				
5	Pantalla inferior	0.21%								0.21%				
6	Contrafuerte	0.30%								0.30%				
7	Muro de ala	0.41%								0.41%				
8	Contrafuerte posterior	0.57%								0.57%				
9	Cabezal de pilotes	7.00%							5.00%	2.00%				
10	Pilotes	70.18%		10.00%	14.04%	16.00%	16.00%	11.00%	3.14%					
11	Pila intermedia	2.51%					0.00%	2.51%						
12	Losa de aproximacion	1.43%											1.43%	
13	Vigas principales	6.97%								2.50%	4.47%			
14	Apoyos de neopreno	0.09%									0.09%			
15	Carpeta de asfalto	0.14%											0.14%	
16	Baranda peatonal	1.67%												1.67%
17	Defensa New Jersey	0.24%												0.24%
100.00%														
INVERSION MENSUAL			4.99%	10.00%	14.04%	16.00%	16.00%	13.51%	8.14%	6.16%	4.56%	3.12%	1.56%	1.91%
INVERSION ACUMULADA			4.99%	14.99%	29.03%	45.03%	61.03%	74.54%	82.69%	88.84%	93.40%	96.53%	98.09%	100.00%

Imagen 120. Plan de trabajo. (Fuente: Elaboración propia)

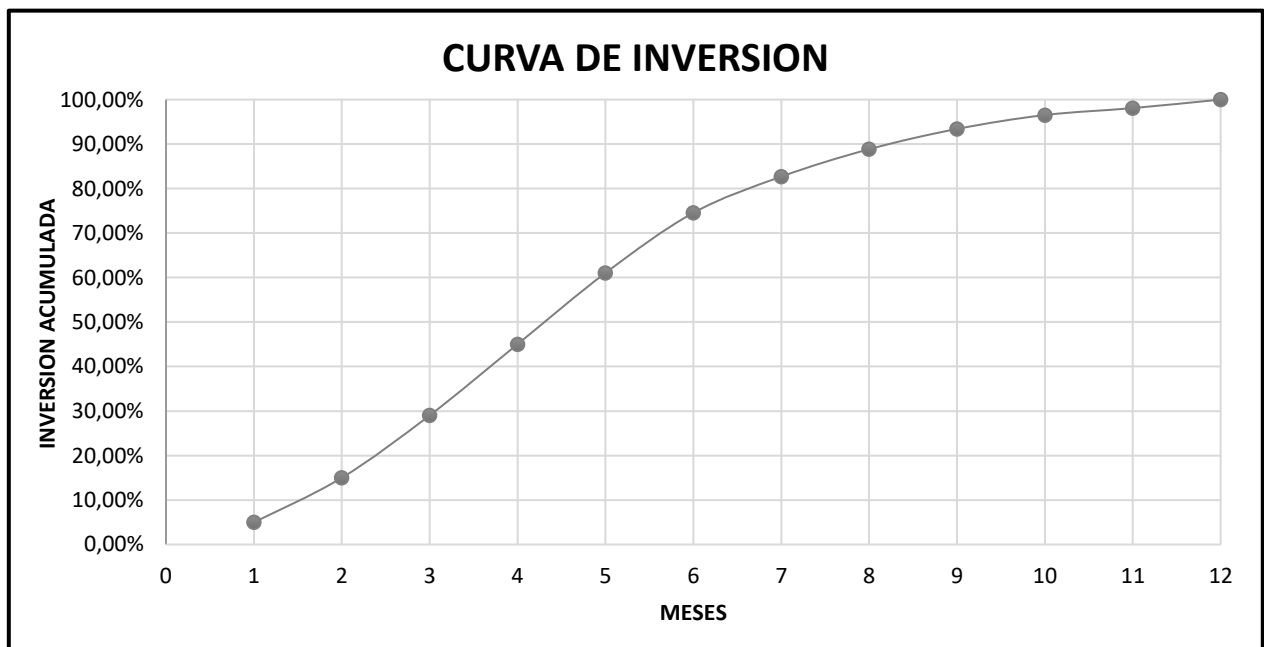


Imagen 121. Curva de inversión. (Fuente: Elaboración propia)

BIBLIOGRAFÍA

- Plan Maestro Ciudad Río, 2017.
- Resolución N°303/17 – Asociación Provincial del Agua de la provincia del Chaco.
- Bases para el cálculo de puentes de H°A° de vialidad nacional (BCPHA-DNV).
- CIRSOC 201-2005 – Reglamento argentino de estructuras de hormigón.
- DIN 1045 – Manual de cálculo de estructura de hormigón armado.
- Braja M. Das – Fundamento de ingeniería geotécnica.
- Ven Te Chow – Hidrología aplicada.
- Comunicaciones Científicas y Tecnológicas anuales, 2020 – Industria y crecimiento territorial en Fontana (Chaco)
- Geografía, Crecimiento Urbano, Ambientes, Paisajes y Problemas del Área Metropolitana del Gran Resistencia (A.M.G.R.)
- “Tres metodologías aplicables a la discusión del tiempo de recurrencia para obras hidráulicas y un ejemplo de aplicación”, efectuado Ing. Alejandro R. Ruberto.
- “Propuesta de definición de la línea de ribera, vía de evacuación de inundaciones y áreas de riesgo hídrico, para el cauce y valle de inundación del río Negro”, efectuado por Hidroyet consultores.
- “La ciudad de resistencia y las inundaciones. La efectividad del sistema de defensas empleado”, efectuado por el Arq. Carlos Roces.
- “Estudio de suelo para puente sobre río negro”, efectuado por Gutierrez & Asociados.
- “Memoria de cálculo de Vigas pretensadas”, efectuado por Estudio Larsson, Proyecto y Cálculo estructural.

ANEXOS

Anexo: Resolución 303/17 – Zonas de riesgo hídrico para el AMGR, 2017

RESISTENCIA, 17 ABR 2017

VISTO:

La Actuación Simple N° E24-2015-6428-A; y

CONSIDERANDO:

Que, las presentes actuaciones se inician con el informe del Ing. Hugo Rohrmann (fs. 1/9) dirigida al Directorio del Organismo, proponiendo modificar las restricciones al uso del suelo del área inundable de los valles de los ríos Paraguay y Paraná, incluyendo el Area Metropolitana del Gran Resistencia (AMGR) y en particular el funcionamiento del Río Negro, regulado por la obras de control de Laguna Blanca y Barranqueras, establecidas por la Resolución N° 1111/98 del Directorio del Organismo, mediante un análisis en conjunto con equipos técnicos de distintos municipios, respecto a la aplicación de la Resolución N° 1111/98 durante dieciocho (18) años, respecto a la zonificación de riesgo hídrico por las crecientes de los principales ríos y las restricciones al uso del suelo, como también todos los antecedentes que daban fundamento a la misma;

Que, de los estudios realizados se establecen distintas zonas de riesgo hídrico para el AMGR y en especial para el funcionamiento del río Negro regulado por las obras de control de Laguna Blanca y Barranqueras, trabajo aprobado por Resolución N° 208/14, además de la necesidad de concentrar en una sola reglamentación, las zonas de riesgo hídrico del río Paraguay y Paraná, lagunas del AMGR dentro del área defendida de las crecidas del río Negro, continuando con la aplicación de las Resoluciones 326/97 y 124/00 para los ríos que no tienen definidas cotas de línea de ribera; y en esta política hídrica de zonificar el riesgo hídrico, resulta aplicable la Resolución N° 121/14 en el caso de precipitaciones;

Que, la presente tiene como objeto la consolidación de la urbanización en áreas de menores riesgos de inundación, estableciendo la responsabilidad de esa determinación a la Administración Provincial del Agua por crecidas de ríos y uso del suelo, como también cuando las obras o cursos que llevan el escurrimiento del agua afectan a más de un Municipio, y la Resolución N° 121/14, actúa como advertencia a todos aquellos actores que participan en el crecimiento urbano del Área Metropolitana, es decir, los Municipios como responsables primarios, el Instituto Urbano de Desarrollo Urbano y Vivienda, la Cámara de Diputados, Dirección de Catastro, Inmobiliarias y Empresas Constructoras;

Que, el espíritu de la presente es orientar el crecimiento urbanístico en los lugares más elevados topográficamente tratando de evitar, preventivamente, los daños que pudieran ocurrir por distintos tipos de inundaciones y preservar la zonificación prohibida u ocupados por agua, de dominio público, tratando de evitar la apropiación por parte de particulares de los mismos, respetándose lo establecido por el nuevo Código Civil, que textualmente dice: "ARTICULO 235.-Bienes pertenecientes al dominio público. Son bienes pertenecientes al dominio público, excepto lo dispuesto por leyes especiales: c) los ríos, estuarios, arroyos y demás aguas que corren por cauces naturales, los lagos y lagunas navegables, los glaciares y el ambiente periglacial y toda otra agua que tenga o adquiera la aptitud de satisfacer usos de interés general, comprendiéndose las aguas subterráneas, sin perjuicio del ejercicio regular del derecho del propietario del fundo de extraer las aguas subterráneas en la medida de su interés y con sujeción a las disposiciones locales. Se entiende por río el agua, las playas y el lecho por donde corre, delimitado por la línea de ribera que fija el promedio de las máximas crecidas ordinarias. Por lago o laguna se entiende el agua, sus playas y su lecho, respectivamente, delimitado de la misma manera que los ríos; ARTICULO 239.-Aguas de los particulares. Las aguas que surgen en los terrenos de los particulares pertenecen a sus dueños, quienes pueden usar libremente de ellas, siempre que no formen cauce natural. Las aguas de los particulares quedan sujetas al control y a las restricciones que en interés público establezca la autoridad de aplicación. Nadie puede usar de aguas privadas en perjuicio de terceros ni en mayor medida de su derecho. Pertenecen al dominio

público si constituyen cursos de agua por cauces naturales. Los particulares no deben alterar esos cursos de agua. El uso por cualquier título de aguas públicas, u obras construidas para utilidad o comodidad común, no les hace perder el carácter de bienes públicos del Estado, inalienables e imprescriptibles. El hecho de correr los cursos de agua por los terrenos inferiores no da a los dueños de éstos derecho alguno”;

Que, todas las restricciones que se ubiquen en zonas prohibida, severa y leve regulada que se detallan en la presente Resolución, deberán ser registradas en los planos de mensura correspondientes, por lo que se deben realizar las acciones administrativas y legales necesarias para que dichas restricciones figuren en los planos de la Dirección de Catastro Provincial y en registros obligatorios a cargo del Registro de la Propiedad Inmueble;

Que, la Administración Provincial del Agua es la autoridad de aplicación de acuerdo a lo establecido en el Código de Aguas- Ley 3230 y modificatoria, correspondiendo en consecuencia el dictado de la presente Resolución, dejándose sin efecto las números 1111/98; 303/09; 1050/09; 991/13 del registro de este Organismo, aprobándose las zonas de riesgo hídrico con sus respectivas cotas MOP, restricciones y permisiones del uso del suelo que figuran como Anexos I al VI, conforme lo expuesto precedentemente;

Por ello,

EL DIRECTORIO DE LA ADMINISTRACIÓN PROVINCIAL DEL AGUA

RESUELVE:

Artículo 1°: Dejar sin efecto las Resoluciones Números 1111/98; 303/09; 1050/09 y 991/13 del registro de este Organismo.-

Artículo 2°: Aprobar las zonas de riesgo hídrico con sus respectivas cotas MOP, restricciones y permisiones del uso del suelo que figuran como Anexos I al VI, que son parte integrante de la presente Resolución, conforme lo expuesto en los Considerandos.-

Artículo 3°: Regístrese, notifíquese, comuníquese y oportunamente archívese.-

RESOLUCIÓN N° 0303/17

ANEXO I: Resolución N° 0303/17.

1. AREA 1: Valle de inundación ríos Paraguay y Paraná:

Limitada por el río Bermejo al Norte y el Paralelo 28° al Sur.

Zonas de Riesgo Hídrico:

1.1. Prohibida: Zona cubierta por las aguas por debajo de la **Línea de Ribera**, según demarcación definida por las Resoluciones 326/97 y 124/00, que contienen el Instructivo de delimitación de Línea de Ribera en ríos, cauces, arroyos, lagos y reservorios de agua sin definición de cota de línea de ribera. Para el puerto Barranqueras el valor indicativo es cota MOP 48,00 m.

1.2. Restricción Severa: Zona cubierta por las aguas entre la línea de ribera y la altura alcanzada por la crecida de los ríos Paraguay y Paraná de Mayo 1998, asociada a una inundación de Tiempo de Recurrencia de 20 años, que incluye el área inundada por los ríos interiores que descargan a los ríos citados en esa misma inundación.

Valores indicativos límite superior de esta zona:

- Puerto Bermejo:	54,40 m MOP
- Isla del Cerrito:	52,00 m MOP
- Antequera:	50,50 m MOP
- Barranqueras (Puerto):	50,00 m MOP
- Puerto Vilelas (Soberanía Nacional)	49,50 m MOP

1.3. Restricción Leve: Zona ubicada por encima de la crecida de los ríos Paraguay y Paraná de Mayo 1998, y de los ríos interiores de la provincia que descargan a los ríos citados para esa misma inundación, hasta el límite geomorfológico del valle de inundación.

La zonificación por riesgo hídrico se observa en el Plano Anexo IV de esta Resolución.

2. Área Metropolitana del Gran Resistencia (AMGR).

Dentro de la superficie defendida por las obras y terraplenes del Plan Director de defensa del AMGR del Ing. Sánchez Guzmán. Defensa Norte, defensa frontal Paraná y traza original al 2° puente Chaco – Corrientes al Sur.

2.1. AREA 2: Cuenca del río Negro.

2.1.1.ÁREA 2A: Valle de inundación del río Negro: Superficie encerrada entre Defensa Norte, defensa frontal Paraná y terraplén FFCC General Belgrano.

Zonas de Riesgo Hídrico:

2.1.1.1. Prohibida: Superficie cubierta por las aguas por debajo de la **Línea de Ribera**, según los valores que figuran en la Tabla 1.

2.1.1.2. Restricción Severa: Superficie cubierta por las aguas entre la línea de ribera y la línea demarcatoria de la zona de restricción leve regulada, asociada a las cotas MOP de la Tabla 1, entre las secciones del río Negro de Obra de Control Barranqueras y acceso

pavimentado a Puerto Tirol, relacionada con una crecida del río Negro de tiempo de recurrencia de 10 años en la condición de río regulado: Compuertas cerradas en las obras de control del río Negro en Laguna Blanca y Barranqueras.

2.1.1.3. Restricción Leve regulada: Desde la línea de restricción severa hasta la línea demarcatoria correspondiente a la zona de restricción leve, de acuerdo a las cotas MOP de la Tabla 1, entre las secciones de Obra de Control Barranqueras y acceso pavimentado a Puerto Tirol, relacionada con crecidas del río Negro con tiempos de recurrencia entre 10 años y 100 años en la condición de río regulado.

2.1.1.4. Restricción Leve: Por encima de las cotas MOP de la Tabla 1, entre las secciones de Obra de Control Barranqueras y acceso pavimentado a Puerto Tirol, relacionada con crecidas del río Negro ubicadas por encima de la crecida de tiempo de recurrencia de 100 años en la condición de río regulado.

Tabla 1: Cotas MOP para Zonas de Riesgo Hídrico en el AMGR, río Negro.

Sección	Zonificación de Riesgo Hídrico			
	Prohibida	Severa	Leve Regulada	Leve
	Por debajo de la Línea de Ribera. Cotas MOP	Hasta las cotas MOP	Hasta las cotas MOP	Por encima de las cotas MOP
Puerto Tirol	48,99	50,0	51,0	51,0
Bergaño	48,74	50,0	51,0	51,0
Ruta Nacional 11	48,53	50,0(AA)/49,0(Aa)	51,0(AA)/50,0(Aa)	51,0(AA) / 50,0(Aa)
San Fernando	48,38	49,0	50,0	50,0
Sarmiento	48,24	49,0	50,0	50,0
Vélez Sarsfield	48,20	49,0	50,0	50,0
San Martín	48,08	49,0	50,0	50,0
OC Barranqueras	48,08	49,0	50,0	50,0

AA: Aguas arriba. **Aa:** Aguas abajo.

La zonificación por riesgo hídrico se observa en el Plano Anexo V de esta Resolución.

2.1.2. AREA 2B: Lagunas AMGR: Dentro del área defendida por el terraplén río Negro, defensa frontal Paraná y terraplén FFCC General Belgrano.
Para las lagunas dentro del área defendida por el terraplén lateral del río Negro, se presentan las cotas de línea de ribera y límite de la zona de restricción severa en la Tabla 2.

Tabla 2: Cotas MOP para zonificación de riesgo hídrico en lagunas del AMGR, río Negro.

Nº	Nombre	Ubicación catastral	Línea Ribera	Restricción Severa
1	Fortini (Fontana)	Chacra 43	49,58 m	49,73 m
2	Oro (Fontana)	Chacras 43 - 44	48,28 m	48,70 m
3	San Javier (Fontana – Resistencia)	Chacras 44 - 120	49,35 m	49,65 m
4	Tartagal (Resistencia)	Chacra 120	50,04 m	50,45 m
5	Seitor (Resistencia)	Chacra 121	49,86 m	50,09 m
6	Toba (Resistencia)	Chacras 117 - 118	49,10 m	49,35 m
7	Chica (Resistencia)	Chacras 118 - 119	48,85 m	49,22 m
8	Luisa – Ghio (Resistencia)	Chacra 118	48,28 m	48,56 m
9	Espejo (Resistencia)	Chacra 114	47,55 m	47,73 m
10	Avalos (Resistencia)	Chacras 114 - 115	47,35 m	47,87 m
11	Odorico (Resistencia)	Chacra 119	47,82 m	47,99 m
12	Gonzalito (Resistencia)	Chacra 116	47,36 m	47,71 m
13	Francia Argentina (Resistencia)	Chacras 187 - 191	47,70 m	47,81 m
14	Colussi (Resistencia)	Chacra 187	47,02 m	47,31 m
15	Los Teros (Resistencia)	Chacra 187	46,85 m	47,15 m
16	Arguello (Resistencia)	Chacras 192 - 195	48,60 m	48,94 m
17	Vargas II (Resistencia)	Chacra 192	49,22 m	49,25 m
18	Los Lirios (Resistencia)	Chacras 195 – 196 -194	47,34 m	47,52 m
19	Navarro (Resistencia)	Chacras 199 - 200	48,80 m	49,07 m
20	Negra (Resistencia)	Chacra 197	47,64 m	47,73 m
21	Blanca (Resistencia)	Chacras 197 - 273	47,29 m	47,56 m
22	La Liguria (Resistencia)	Chacra 273	47,21 m	47,38 m
23	Mujeres Argentinas (Resistencia)	Chacras 194 - 269	46,76 m	47,29 m
24	Concepción (Barranqueras)	Chacras 270 - 274	47,42 m	47,53 m
25	Hortencia (Barranqueras)	Chacra 270	47,29 m	47,50 m

26	Rossi de Fazio (Barranqueras)	Chacra 271	47,46 m	47,62 m
27	La Lomita (Barranqueras)	Chacras 267 - 271	47,70 m	48,00 m
28	María Cristina (Barranqueras)	Chacra 267	46,26 m	46,60 m
29	La Toma (Barranqueras)	Chacra 263	46,24 m	46,32 m
30	El Japonés (Barranqueras)	Chacras 262 - 266	46,24 m	46,32 m

Para el resto de las lagunas del AMGR que no tienen definidas cotas, se aplican las Resoluciones 326/97 y 124/00, con el Instructivo de delimitación de Línea de Ribera en ríos y sus cauces, arroyos, lagos y reservorios de agua.

La zonificación por riesgo hídrico de las lagunas se observa en el Plano Anexo VI de esta Resolución.

2.1.3. AREA 3: Cuenca Canal Soberanía Nacional: Superficie encerrada entre terraplén FFCC General Belgrano, Ruta Nacional N° 11, defensa canal Soberanía Nacional y defensa frontal Paraná.

Zonas de Riesgo Hídrico:

2.1.3.1. Prohibida: Superficie cubierta por las aguas por debajo de la **Línea de Ribera**, según los valores que figuran en la Tabla 3, asociada al nivel que alcanzará el embalse compensador del canal Soberanía Nacional, ante una precipitación de 10 años de recurrencia.

Para el resto de la cuenca se aplican las Resoluciones 326/97 y 124/00, con el Instructivo de delimitación de Línea de Ribera en ríos y sus cauces, arroyos, lagos y reservorios de agua sin definición de cota de línea de ribera.

2.1.3.2. Restricción Severa: Zona cubierta por las aguas entre la línea de ribera y la línea demarcatoria correspondiente a la zona de restricción leve, según los valores que figuran en la Tabla 3, asociada a los niveles que alcanzará el embalse para precipitaciones entre 10 y 50 años de recurrencia.

Se incluye en esta zona al área encerrada por las defensas provisorias del AMGR en Puerto Vilelas al Este de la avenida Colón.

2.1.3.3. Restricción Leve: Por encima de las cotas MOP de la Tabla 3.

El área del ex embalse compensador del canal Soberanía Nacional existente en la chacra 287 podrá incorporarse a esta zonificación, luego de lograr el adecuado saneamiento para uso urbano y previa aprobación de este organismo, teniendo en cuenta las superficies cedidas por el Municipio de Puerto Vilelas para el embalse compensador del canal Soberanía Nacional actual.

Tabla 3: Cotas MOP para zonificación de riesgo hídrico en el AMGR, canal Soberanía Nacional.

Zonificación de Riesgo Hídrico			
Sección	Prohibida Por debajo de la Línea de Ribera. Cota MOP	Severa Hasta la cota MOP	Leve Por encima de las cotas MOP
Area embalse compensador canal Soberanía Nacional	47,30	47,50	47,50

La zonificación por riesgo hídrico se observa en el Plano Anexo V de esta Resolución.

2.1.4. AREA 4: Cuenca ubicada al Este de la Ruta Nacional N° 11, y al Sur del terraplén de defensa de Soberanía Nacional, hasta la traza original al 2° puente Chaco - Corrientes:

Es un área que no tiene defensas para crecidas de los ríos Paraná, Arazá y Salado, y está sujeta al riesgo hídrico de esos sistemas hídricos.

Zonas de Riesgo Hídrico:

2.1.4.1. Prohibida: Superficie cubierta por las aguas por debajo de la **Línea de Ribera**, según demarcación definida por las Resoluciones 326/97 y 124/00, que contienen el Instructivo de delimitación de Línea de Ribera en ríos, cauces, arroyos, lagos y reservorios de agua sin definición de cota de línea de ribera.

Las Chacras involucradas en esta restricción según identificación de la Dirección Provincial de Catastro, son aquellas que a continuación se detallan: 158, 222, 223, 224, 226, 227, 228, 229, 230, 231, 232, 233, 234, 235, 236, 311, 324, 330, 331, 335, 336, 337, 338, 339, 340, 341, 342 y 343.

2.1.4.2. Restricción Severa: Zona cubierta por las aguas entre la línea de ribera y la altura alcanzada por la crecida de los ríos Paraguay y Paraná de Mayo 1998, asociada a una inundación con un Tiempo de Recurrencia de 20 años, que incluye además el área inundada por los ríos Salado y Arazá que descargan a los ríos citados en esa misma inundación. Valor indicativo como límite superior de esta zona es la cota de terreno natural 49,50 m MOP.

Las Chacras involucradas en esta restricción según identificación de la Dirección Provincial de Catastro, son las siguientes: 150 (sector), 153 (sector), 154, 157, 214 (sector), 215, 216, 218, 219, 220, 221, 225, 310, 321, 322, 323, 329, 332, 333 y 334.

Las chacras donde se encuentre el cauce del riacho Arazá tendrá la restricción prohibida, según la topografía de cada zona.

2.1.4.3. Restricción Leve: Superficie ubicada por encima de la crecida de los ríos Paraguay y Paraná de Mayo 1998, y por las crecidas de los ríos Salado y Arazá que descargan a los ríos citados en esa misma inundación, y hasta el límite geomorfológico del valle de inundación. Estimativamente es el área ubicada por encima de la cota de terreno natural 49,50 m MOP.

Las Chacras involucradas en esta restricción según identificación de la Dirección Provincial de Catastro, son las siguientes: 132, 133, 134, 136, 137, 138, 140, 141, 142, 144, 145, 146, 148, 149, 150 (sector), 152, 153 (sector), 156, 209, 210, 211, 212, 213, 214 (sector), 217, 308 y 309.

Las chacras donde se encuentre el cauce del riacho Arazá tendrán las restricciones prohibida y severa, según la topografía de cada zona.

Se respetará la zona de exclusión para construcción de viviendas en las lagunas de tratamiento de líquidos cloacales ubicadas en esta zona, hasta una distancia de 500 m de cada laguna según las Ordenanzas municipales vigentes, y hasta su reubicación y saneamiento definitivo con el Plan Director de Cloacas del AMGR.

La zonificación por riesgo hídrico se observa en el Plano Anexo V de esta Resolución.

ANEXO II: Resolución N° 0303/17.**3. ÁREA 1: VALLE DE INUNDACION DE LOS RIOS PARAGUAY Y PARANA.**

Ver Plano Anexo IV.

USOS PERMITIDOS.

Todos los usos y las obras admisibles en las zonas que a continuación se detallan no deberán generar en ningún caso impactos ambientales negativos ni impedir la evacuación normal de las de las crecientes.-

Todas las restricciones que se ubiquen en zonas prohibida y severa que se detallan en la presente Resolución, deberán ser registradas en los planos de mensura correspondientes, por lo que la Administración Provincial del Agua a través del área que corresponda, realizará las acciones administrativas y legales necesarias para que dichas restricciones figuren en los planos de la Dirección de Catastro Provincial y en registros obligatorios a cargo del Registro de la Propiedad Inmueble.

3.1. Zona Prohibida: Hasta la línea de ribera observada en el plano Anexo IV (Límite del Dominio público y privado de las aguas), permitiéndose en la misma los siguientes usos:

- Instalaciones portuarias y embarcaderos.
- Salidas de drenaje y desagües.
- Puentes.
- Obras de captación de aguas.
- Estaciones de bombeo protegidas adecuadamente contra las inundaciones.
- Tendido de conducciones eléctricas aéreas y Subestaciones Transformadoras.

3.2. Zona de restricción severa: Desde línea de ribera hasta la línea demarcatoria observada en el plano Anexo IV, asociada al área inundada por los ríos Paraguay y Paraná con una crecida de tiempo de recurrencia de 20 años. Permittiéndose en la misma los siguientes usos:

- Producción primaria agropecuaria e instalaciones complementarias a riesgo exclusivo del propietario.
- Construcciones individuales, a riesgo exclusivo del propietario sobre pilotes por encima de la línea de inundación asociada a 20 años.
- Caminos que no afecten significativamente los niveles de inundación, a cota de terreno natural, con adecuada contemplación del paso del escurrimiento natural.
- Reforestación con adecuada densidad para no obstruir el escurrimiento.
- Medidas de control de inundaciones que no presenten una influencia significativa en procesos hidráulicos y geomorfológicos en la llanura aluvial.
- Áreas de recreación, esparcimiento y deportes. Se admitirán solamente aquellas que planteen edificaciones mínimas asociadas a esas actividades.
- Tendido de conducciones eléctricas subterráneas.

3.3. Zona de restricción leve: Desde la zona de restricción severa hasta la línea demarcatoria observada en el plano Anexo IV. Permittiéndose en la misma los siguientes usos:

- Producción primaria de agricultura e instalaciones complementarias a riesgo exclusivo del propietario.
- Circulaciones vehiculares y peatonales, sin grandes alteraciones topográficas, pudiéndose admitir mejoras.
- Construcciones individuales a riesgo exclusivo del propietario.
- Áreas de recreación, esparcimiento y deportes, con edificios a riesgo exclusivo del propietario.

Por encima de la zona de restricción leve se establecen como permitidos los siguientes usos, según línea demarcatoria observada en plano Anexo IV: Viviendas. Fábricas. Escuelas. Hospitales. Construcciones gubernamentales. Aeropuertos.

ANEXO III: Resolución N° 0303/17.**4. Restricciones al uso del suelo: AREA METROPOLITANA GRAN RESISTENCIA. AREAS 2A, 2B, 3, y 4.****4.1. USOS PERMITIDOS.** Ver plano Anexo V.

Al ser el uso del suelo competencia exclusiva de cada autoridad municipal, se recomienda a todos los municipios del AMGR involucrados con zonas de riesgo hídrico por crecidas de los distintos ríos y arroyos, a adecuar el uso del suelo a esas condiciones de riesgo hídrico, de modo de minimizar el daño a los particulares y al estado, siendo responsabilidad exclusiva de los mismos los daños que se produzcan a particulares, estado y/o terceros por no respetar la presente recomendación.-

Todos los usos y las obras admisibles en las zonas que a continuación se detallan no deberán generar en ningún caso impactos ambientales negativos ni impedir la evacuación normal de las de las crecientes.-

Todas las restricciones que se ubiquen en zonas prohibida y severa que se detallan en la presente Resolución, deberán ser registradas en los planos de mensura correspondientes, por lo que la Administración Provincial del Agua a través del área que corresponda, realizará las acciones administrativas y legales necesarias para que dichas restricciones figuren en los planos de la Dirección de Catastro Provincial y en registros obligatorios a cargo del Registro de la Propiedad Inmueble.

4.1.1.Zona Prohibida: Hasta la línea de ribera observada en el plano Anexo V (Límite del Dominio público de las aguas y privado), según cotas MOP de la Tabla 1, 2, 3 y Chacras identificadas en el Anexo I. La definición de zona prohibida tiene base en la línea de ribera como límite de dominio público y privado, y en aquellas áreas donde se prohíbe el desarrollo o se restringe severamente por el alto peligro de inundación que tienen. Permitiéndose en la misma los siguientes usos:

- Instalaciones portuarias y embarcaderos. En todos los casos serán de uso público.
- Salidas de drenajes y desagües.
- Puentes.
- Obras de captación de aguas.
- Áreas de recreación, esparcimiento y deportes. Se admitirán solamente aquellas que no planteen edificaciones de ningún tipo.
- Circulaciones vehiculares y peatonales, sin alteración topográfica, pudiéndose admitir mejoras.
- Parquización, arborización y jardinería.
- Estaciones de bombeo protegidas adecuadamente contra las inundaciones.
- Tendido de conducciones eléctricas aéreas y Subterráneas y Subestaciones Transformadoras.
- La APA evaluará los pedidos de comodato previa autorización municipal, para usos de recreación y esparcimiento, solicitado por propietarios colindantes a la línea de ribera.
- No se permiten rellenos.
- Previa aprobación de APA, se podrá realizar obras de tratamiento de costas para protección de bordes y materialización de límites de línea de ribera de lagunas y ríos.

4.1.2.Zona de restricción severa: Desde línea de ribera o zona prohibida, hasta la línea demarcatoria correspondiente a la zona de restricción leve o leve regulada, observada en el

plano Anexo V, según cotas MOP de la Tabla 1, 2, 3 y Chacras identificadas en el Anexo I. Permitiéndose en la misma los siguientes usos:

- Construcciones sobre pilotes, a riesgo exclusivo del propietario, a cota mínima de restricción leve o leve regulada de cada sector, según cotas MOP de la Tabla 1 y 3, Anexo I.
- Las circulaciones vehiculares en esta zona podrán ser pavimentadas y en veredas se admitirán solados, a cotas de terreno natural, contemplando el paso del escurrimiento natural.
- Instalaciones eléctricas, electromecánicas (ET Alta Tensión), telecomunicaciones y/u otras, a cota de umbral por encima de la cota de zona de restricción leve de cada sector.
- Se recomienda baja densidad parcelaria con lote mínimo de 1000 m².
- No se permiten rellenos.
- Los cercos perimetrales deberán ser permeables al paso del agua.

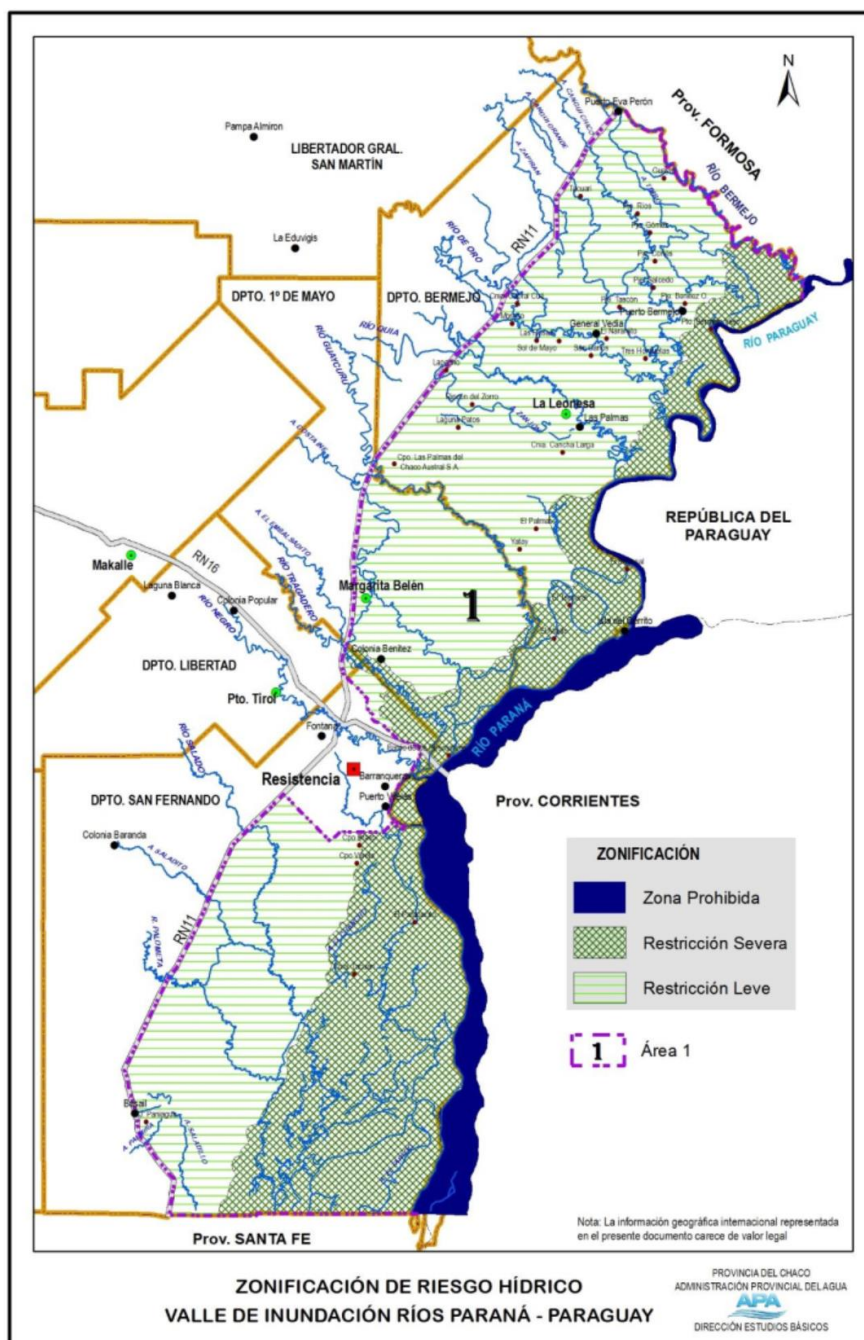
4.1.3. Zona de restricción leve regulada: Desde línea de restricción severa, hasta la línea demarcatoria correspondiente a la zona de restricción leve, observada en el plano Anexo V, asociada a las cotas MOP de la Tabla 1, Anexo I. Permitiéndose en la misma los siguientes usos:

- Construcciones a riesgo exclusivo del propietario sobre terreno natural.
- Construcciones con alteo permitido solo en la superficie ocupada por la construcción, si se encuentra a menos de 0,50 m de la cota mínima de restricción leve de cada sector, según cotas MOP de la Tabla 1, Anexo I, que no perjudique el escurrimiento del sector y sacando el suelo de la misma parcela.
- Construcciones sobre pilotes a cota mínima de restricción leve de cada sector, según cotas MOP de la Tabla 1, Anexo I.
- Para las parcelas con restricción leve regulada, linderas con la colectora de la Autovía de la Ruta Nicolás Avellaneda, en el tramo comprendido entre Ruta Nacional N° 11 y la avenida San Martín en Barranqueras, se permitirán construcciones de terraplenes de accesos vehiculares desde la cota de terreno natural de las parcelas, hasta empalmar con la Autovía, garantizando el escurrimiento del sector.
- Se recomienda baja densidad parcelaria con lote mínimo de 1000 m².

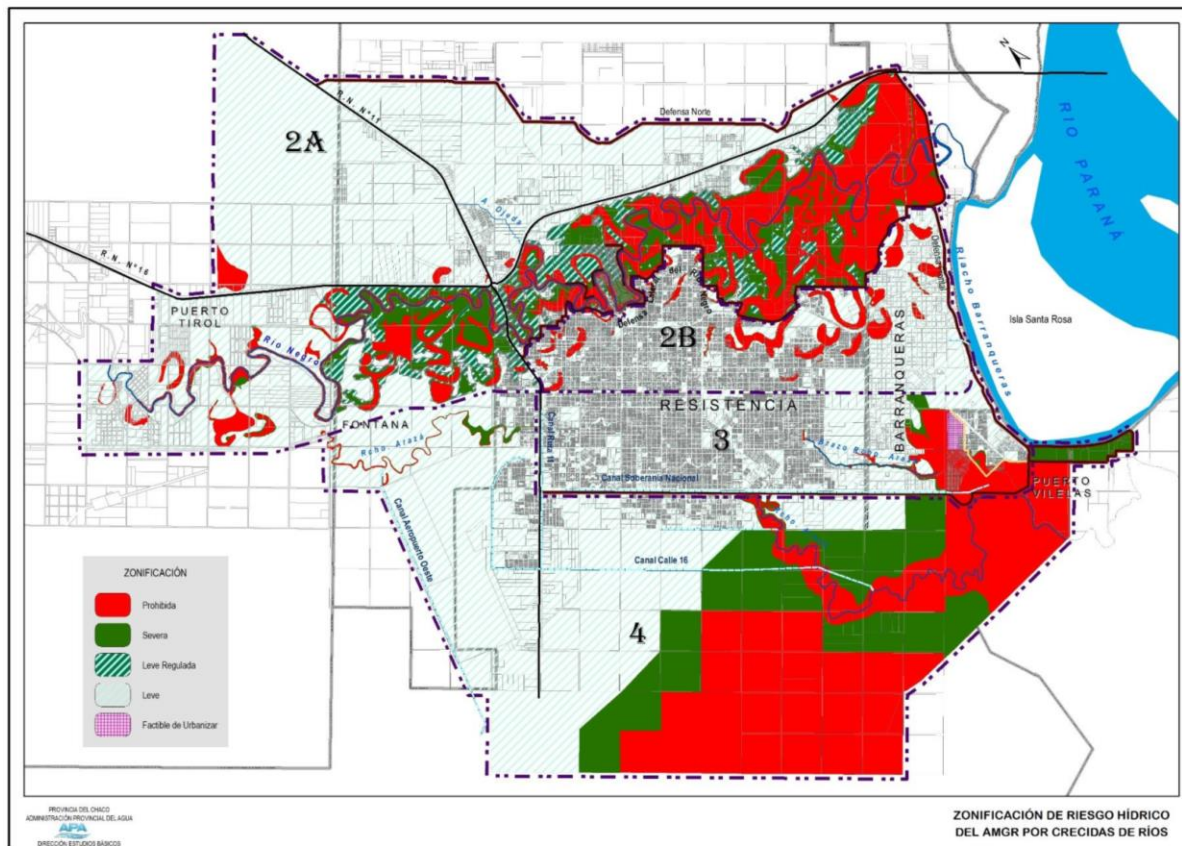
4.1.4. Zona de restricción leve: Por encima de la línea de restricción leve regulada o severa, observada en el plano Anexo V, según cotas MOP de la Tabla 1, 2, 3 y Chacras identificadas en el Anexo I. Permitiéndose en la misma los siguientes usos:

- Todos los usos admitidos según los distritos del Código de Planeamiento Urbano Ambiental y Reglamento General de Construcciones de los Municipios del AMGR y/o normas complementarias a los mismos.
- Se recomienda como localización para grande equipamientos como Fábricas. Escuelas; mientras que sobre Cota +51,00 se recomienda la ejecución de: Escuelas. Hospitales. Construcciones gubernamentales. Aeropuertos.

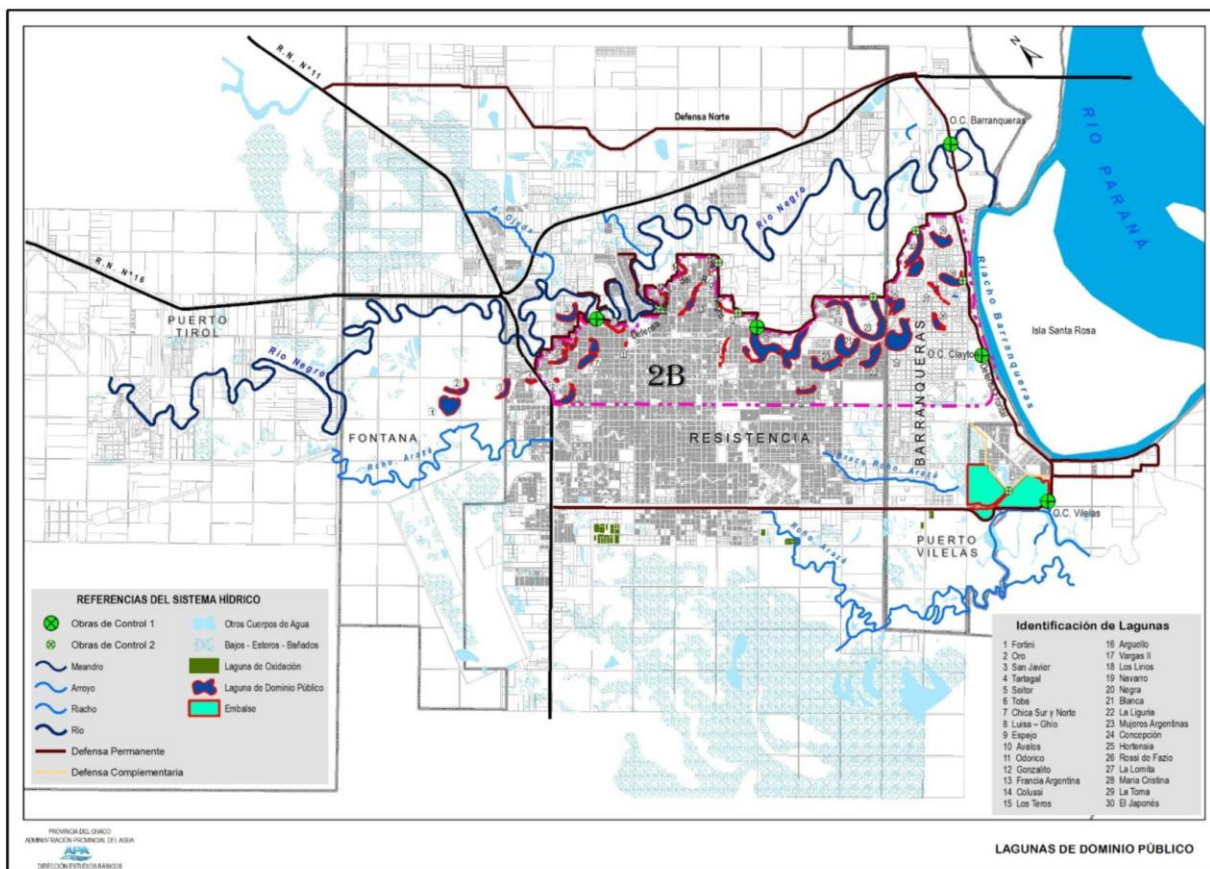
**ANEXO IV: Zonificación de riesgo hídrico del valle de inundación ríos Paraguay y Paraná.
Resolución N° 0303/17. Área 1.**



ANEXO V: Zonificación de riesgo hídrico del AMGR. Resolución N° 0303/17. Areas 2A, 3 y 4.



ANEXO VI: Zonificación de riesgo hídrico de las lagunas del AMGR. Resolución N° 0303/17. Area 2B.



Anexo 2: Informe de estudio de suelos, para la obra del puente en RN N°11 sobre el río Negro, Gutiérrez & Asociados, 2007

INFORME N° 072/2007

ESTUDIO DE SUELOS

COMITENTE:

Sucesión de Adelmo Biancalani

OBRA:

Autovía Ruta Nacional N°11

Puentes sobre Río Negro

UBICACIÓN:

Resistencia - Provincia del Chaco

Septiembre de 2007.

CONTENIDO DE LA PRESENTE CARPETA

Capítulo uno: Consideraciones generales.

En este capítulo se tratan los aspectos generales y comunes de los procedimientos para los estudios de suelos que se realizan en la región para las obras de arquitectura e ingeniería.

Capítulo dos: Consideraciones particulares.

En función de las características de la obra a ejecutar y por la cual se solicita el estudio, se analizan las posibles acciones entre el subsuelo y la superestructura. En base a ello se determinan los parámetros necesarios a establecer en los ensayos de campaña y laboratorio, así como las interpretaciones de gabinete.

Capítulo tres: Resultados, planillas, ensayos.

En este capítulo se transcriben todas las planillas y los resultados que se determinan en campaña y laboratorio.

Capítulo cuatro: Aspectos generales del terreno.

Se vuelcan datos respecto a la topografía, redes de infraestructura, construcciones vecinas, desagües, etc.

Capítulo cinco: Conclusiones.

Se efectúan aquí las consideraciones correspondientes al resumen de todos los antecedentes reunidos y se establecen las características definitivas del terreno, el subsuelo y su entorno.

Capítulo seis: Recomendaciones.

De la compatibilidad de las características de la obra a construir y las conclusiones obtenidas de los ensayos de suelo, se indican sugerencias o recomendaciones, tanto de la resistencia de los suelos como del comportamiento de los mismos en su interacción con las estructuras.

INFORME TÉCNICO

Capítulo uno: Consideraciones generales

1. Consideraciones generales.

1.1 Objeto del estudio.

De acuerdo con lo programado se ejecutan doce perforaciones a profundidades de 30 a 36 metros, en coincidencia con cada uno de los puntos de apoyo previstos, a los efectos de determinar las condiciones del suelo para diseñar el sistema de fundación de la obra de referencia.

1.2 Ubicación del sector en estudio y distribución de sondeos.

El sector en estudio se corresponde con la actual ubicación del Puente sobre el Río Negro en la Ruta Nacional Nº11, ciudad de Resistencia, Provincia del Chaco. Se proyectan tres puentes adicionales al existente (uno aguas abajo y dos aguas arriba), de tres luces, una central de 30 metros y dos extremas de 15 metros a cada lado. Se adjunta croquis de ubicación de sondeos y posición relativa de la traza de proyecto con las calzadas existentes.

1.3 Estudios y ensayos proyectados.

Para el estudio de las condiciones actuales del suelo se proyecta realizar los siguientes trabajos:

En el terreno:

- Perforación y extracción de muestras.
- Ensayos de Penetración Standard (SPT).
- Descripción de los estratos.
- Determinación del nivel freático.
- Nivelación de bocas de sondeos.

En laboratorio:

- Análisis macroscópico.
- Humedad natural.
- Límites de Atterberg.
- Granulometría.
- Clasificación de las muestras según el SUCS.
- Ensayos triaxiales.

En gabinete:

- Interpretación de resultados.
- Análisis de fotos.
- Consultas bibliográficas.
- Preparación y redacción del informe.

1.4 Descripción de estudios y ensayos.

1.4.1 Métodos de perforación.

Los sondeos fueron realizados con los siguientes procedimientos:

- a) Sondaje con barrenos en estratos cohesivos estables.
- b) Avance con inyección de lodo bentonítico y puntas de ataque en suelos granulares.

1.4.2 Extracción de muestras.

Se extrajeron testigos para su identificación y para la ejecución de ensayos triaxiales en laboratorio. Fueron colocados en doble bolsa de polietileno para disminuir la pérdida de humedad.

En los estratos cohesivos superiores se utilizaron cucharas de penetración Moretto, con la cual se reduce el grado de alteración de la muestra. En el resto se utilizaron cucharas Terzaghi del tipo partida.

1.4.3 Ensayo normal de penetración.

A partir de los 0,50 metros de profundidad se iniciaron los ensayos de Standard Penetration Test (SPT) de acuerdo a Norma IRAM N° 10517/70. Se realizaron ensayos continuos en los estratos superiores y luego secuenciales cada 1,00 a 1,50 metros.

Para la interpretación de los ensayos de penetración se tuvieron en cuenta los coeficientes que relacionan los resultados obtenidos mediante la cuchara Terzaghi con los obtenidos mediante la cuchara modificada de Moretto.

Los ensayos normalizados de penetración se realizan a fin de obtener valores de compacidad y consistencia de los suelos “in situ”, que posteriormente se ajustan con los ensayos de laboratorio.

1.4.4 Descripción de los estratos.

La ejecución de los sondeos fue acompañada por clasificación de campo, con descripción macroscópica. Las observaciones se adjuntan en los perfiles columnares geomecánicos (gráficos de SPT).

La descripción de los estratos por observación directa en campo, aporta datos para definir cualitativa y cuantitativamente las propiedades de los suelos.

1.4.5 Determinación del nivel freático.

La ubicación de la napa freática tiene incidencia en la capacidad portante del suelo, al influir sobre los pesos específicos de los estratos que se encuentran bajo ella.

Su determinación se efectúa mediante observación directa en cada uno de los sondeos permitiendo una estabilización mínima de 24 horas (sondeos en tierra).

1.4.6 Determinación de la humedad natural, límites de consistencia y análisis granulométrico.

Se realizaron ensayos normalizados que permitieron determinar el contenido de agua del suelo (IRAM N° 10519/70), el tamaño de las partículas (IRAM N° 10507/59), el límite líquido (IRAM N° 10501/68), límite plástico (IRAM N° 10502/68) e índice de plasticidad. La totalidad de las muestras obtenidas fueron clasificadas según el Sistema Unificado (IRAM N° 10509/81).

A partir de esta clasificación se definen los pasos a seguir a fin de obtener los parámetros necesarios para el diseño del sistema de fundación.

1.4.7 Ensayos triaxiales.

Los testigos cohesivos fueron moldeados para ensayos del tipo rápido escalonado. Se determinaron parámetros mecánicos no drenados.

En suelos granulares es suficiente la estimación de los parámetros de resistencia a través de la interpretación de los ensayos normalizados de penetración.

1.5 Descripción de los equipos empleados.

1.5.1 En campaña.

Camión Mercedes Benz 710. Hidrogrúa Ferrari.

Camioneta Toyota HYLUX doble cabina.

Pontón flotante.

Tripode y aparejo de soga. Barrenos manuales.

Camisas metálicas de 90 mm de diámetro.

Equipo de penetración Terzaghi. Sacamuestras (Terzaghi y Moretto).

Bombas. Equipos de inyección. Puntas de ataque. Equipos menores varios.

1.5.2 En laboratorio:

Copa de Casagrande con ranurador laminar.

Balanza electrónica con sensibilidad de 0,01 grs.

Horno de temperatura constante. Cápsulas de porcelana.

Equipos menores (espátulas, pesafiltros, etc.). Tamices.

Cámaras triaxiales.

Capítulo dos: Consideraciones particulares.

2. Consideraciones particulares.

2.1 Características del proyecto.

Se proyectan tres puentes en paralelo (uno aguas abajo y dos aguas arriba del puente existente), de una longitud total aproximada de 60,00 metros, resueltos en tres tramos de 15 / 30 / 15 metros.

Los apoyos se prevén con cabezales de apoyo de vigas sobre pilotes columna.

2.2 Características del puente existente.

El puente existente es de hormigón armado, de una longitud total similar a la de proyecto, resuelto en cuatro luces de aproximadamente 15 metros cada una.

Los apoyos intermedios son del tipo de pantallas / tabiques. Los taludes junto a los estribos extremos se protegen con gaviones de contención y recubrimiento de bolsas cementadas.

De acuerdo con los datos proporcionados:

- Cota tablero del puente: 51,70 (eje pilar medio)
- Cauce zona más profunda: 42,80
- Nivel máximo de agua para condición de río abierto: 51,01

Durante las tareas de campo del presente estudio se efectuaron las siguientes mediciones (distancia tablero – lecho en punto de perforación):

P7:	8,62 m	P8:	9,90 m	P9:	11,57 m
P10:	10,80 m	P11:	11,15 m	P12:	11,04 m

- Cauce para valor máximo: 40,13
- Cauce para valor promedio: 41,19
- Cauce para valor mínimo: 43,08

2.3 Posible configuración de acciones entre suelo y estructura.

Dadas las condiciones del proyecto, la interacción suelo estructura será del tipo de acciones positivas, accionado la superestructura sobre el suelo; y negativas, por consolidación de estratos cohesivos bajo cargas de los terraplenes de aproximación (fricción negativa).

2.4 Datos necesarios para la estabilidad de la obra.

Con las consideraciones anteriores, la programación de datos necesarios y la evaluación de la interacción suelo estructura deben tener en cuenta los siguientes aspectos:

- a) Diseño estructural.
- b) Capacidad de carga del suelo.
- c) Prevención y control de asentamientos.
- d) Fricción negativa.
- e) Potencia de socavación.

Capítulo tres: Resultados, planillas, ensayos.

3. Resultados de campaña, laboratorio y gabinete.

3.1 Planillas de ensayos, descripción y clasificación de los suelos.

3.2 Perfiles columnares geomecánicos y descripción de campo.

3.3 Gráficas de ensayos triaxiales.

Capítulo cuatro: Aspectos generales del terreno.

4. Aspectos generales del terreno.

4.1 Niveles.

Se adjunta nivelación de campo junto con el croquis de ubicación de sondeos.

Para los seis sondeos ejecutados dentro del río se determinan cotas que oscilan entre 40,13 y 43,08, considerando el tablero del puente en el eje del pilar medio a cota 51,70 (dato proporcionado por el Comitente).

En los puntos de apoyos extremos se definen cotas entre 44,28 y 46,07 lo que define alturas de los terraplenes de aproximación del orden de los 6 a 7 metros.

A la fecha de los estudio de campo se encuentra gran obstrucción al escurrimiento por la acumulación y formación de carrizales aguas arriba del puente existente.

4.2 Redes de infraestructura.

Existen redes de infraestructura que deben ser relevadas antes del inicio de las obras (columnas y línea de alumbrado público – líneas de E.E.M.T.).

4.3 Nivel freático.

Sondeo	Corte (m respecto boca de sondeo)	Estabilización (m respecto boca de sondeo)
1	1,65	0,82
2	1,10	1,60
3	2,50	1,50
4	1,70	0,85
5	1,70	0,35
6	1,70	0,42
7	0,45	0,18
8	0,48	0,45
9	1,20	1,24
10	1,20	0,81
11	0,82	1,40
12	1,17	1,20

4.4 Fotografías de las tareas de campo.

Fotografía N°1: Ejecución sondeo N°1.



Fotografía N°2: Ejecución sondeo N°2.



Fotografía N°3: Ejecución sondeo N°3.



Fotografía N°4: Ejecución sondeo N°4.



Fotografía N°5: Ejecución sondeo N°5.



Fotografía N°6: Ejecución sondeo N°6.



Fotografía N°7: Ejecución sondeo N°7.



Fotografía N°8: Ejecución sondeo N°8.



Fotografía N°9: Ejecución sondeo N°9.



Fotografía N°10: Ejecución sondeo N°10.



Fotografía N°11: Ejecución sondeo N°11.



Fotografía N°12: Ejecución sondeo N°12.



Capítulo cinco: Conclusiones.

5. Conclusiones.

5.1 Estratificación.

Arcillas de plasticidad variable en los estratos superiores (contenido orgánico y características de fango en algunos casos), es espesores de 2,00 a 5,00 metros.

Continúan en general arenas con finos no plásticos, intercalándose en forma errática estratos / lentes de arenas limosas y arcillosas de plasticidad baja y arcillas de plasticidad variable.

Se encuentran restos de maderas también en forma errática entre -19 y -32 metros respecto tablero del puente.

cota	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	pr.	crítico
-6		10	2										6	2
-7	2	5	3	3									3	2
-8	3	5	2	3	2	2							3	2
-9	3	5	10	5	4	2							5	2
-10	5	6	3		2	6							4	2
-11	6	6	7	3	3	5							5	3
-12	16	18	2	22									15	2
-13	8	6	0		11	7	11	11	13				8	0
-14	8	37	21	11	28	26	10	15				23	20	8
-15	45	36	13	37			24	26	24	30		12	27	12
-16	25	23	22		27	21	11	18	15	17	17		20	11
-17	17	25	21	20	19	23	13	15				16	19	13
-18	14	17	25	29			26	12	17	15	21	16	19	12
-19	26	15	23		32	33	23	27	28	14	27		25	14
-20	45	18	28	19	25	45	14	38				27	29	14
-21	45	32	45	26			29	22	15	20	21	21	28	15
-22	34	42	44	45	26	45	30	45	45	44	34		39	26
-23	20	45	45	39	36	45	33	45				45	39	20
-24	45	39	33	15	45	45	36	36	29	25	14	45	34	14
-25	39	38	45	28	24	21	45	38	42	24	25		33	21
-26	42	41	38	22	14	22	36	29				45	32	14
-27	45	44	30	45	13	38	43		45	45	43	36	39	13
-28	45	41	30	45	40	31	35	16	28	43	40		36	16
-29	45	39	25	39	25	36	43	25				30	34	25
-30	43	31	30	23	43	35	41		30	27	33	28	33	23
-31	45	29	37	40	45	25	26	41	45	39	41		38	25
-32	45	45		45	36	45	45	45			40	45	43	36
-33	45	45	45	45	45	34	45		45	45	45	45	44	34
-34			45	45	45	45	45	45	45	45	45		45	45
-35	45	45			45	45	45	45			45	44	45	44
-36	45	45	45	45	45				44	45	45	45	45	44
-37				45	45	45	45	45	45	45	45		45	45
-38						45	45	45			45	45	45	45
-39									45	45	45	45	45	45
-40							45	45	45				45	45
-41							45	45			45	45	45	45
-42									45		45	45	45	45
-43								45					45	45

Nº:	SPT
	arcillas - fango - contenido orgánico
	arenas
	arenas con finos ligeramente plásticos
	restos madera

5.2 Ensayos de penetración estándar. Consistencia – compacidad.

La descripción de consistencia – compacidad se efectúa considerando el perfil promedio de los sondeos ejecutados.

Las arcillas superiores se encuentran con consistencias blandas a medias, las inferiores, compactas y duras. En las arenas se determinan condiciones medias a densas, creciente en profundidad.

Considerando el perfil crítico (perfil de valores mínimos), se encuentran arenas en estado medio a flojo ($N^{\circ}SPT < 20$) hasta los 28,00 a 29,00 metros por debajo del nivel del tablero del puente existente.

5.3 Ensayos triaxiales.

Se realizaron ensayos triaxiales del tipo rápido escalonado. Gráficas adjuntas en el capítulo tres.

Capítulo seis: Recomendaciones.

6. Recomendaciones.

6.1 Introducción.

Luego de analizados los datos de la exploración de los suelos subyacentes y su interacción con la obra a construirse, en este capítulo se indican sugerencias respecto al tratamiento del suelo y al sistema de fundación más adecuado.

6.2 Proyecto.

Se proyectan tres puentes en paralelo (uno aguas abajo y dos aguas arriba del puente existente), de una longitud total aproximada de 60,00 metros, resueltos en tres tramos de 15 / 30 / 15 metros.

Los apeos se prevén con cabezales de apoyo de vigas sobre pilotes columna.

6.3 Consideración de la socavación.

Para el análisis geomecánico se ha estimado la socavación (general + local) en un valor de 5,00 metros.

No se cuenta con información hidráulica / hidrológica en detalle como para una valoración precisa. Se han adoptado valores preliminares proporcionados por el Comite.

Profundidad del lecho en zona
más profunda según datos de
nivelación en puntos de exploración: -11,57 (respecto tablero puente existente).

Profundidad de socavación estimada: -16,57 (respecto tablero puente existente).

El valor debe ajustarse por medio de un análisis específico, considerando las características de la estructura, velocidades de flujo, caudales, recurrencias, etc.

6.4 Alternativas de sistemas de fundación.

Se recomienda una solución mediante pilotes perforados y hormigonados en sitio con recirculación de lodo bentonítico y celda de precarga para todos los apoyos, intermedios y extremos.

6.5 Métodos de diseño.

Para la evaluación geomecánica y determinación de tensiones admisibles se han empleado los siguientes métodos de diseño:

- Método de equilibrio límite (Tomlinson, 1996).
- Método directo (estadístico) a partir de correlaciones con valores SPT (Decourt & Quaresma, 1978).

6.6 Sistema de pilotes perforados hormigonados en sitio con recirculación de lodo bentonítico y celda de precarga.

6.6.1. Cota de implante.

De acuerdo con lo establecido en el capítulo de conclusiones respecto a las características del perfil geomecánico en general y a las condiciones de consistencia y compacidad en particular, se considera adecuado fundar a cota -30,50 respecto del tablero del puente existente (ver ubicación punto 0,00 de la nivelación de campaña – croquis de ubicación de sondeos).

6.6.2. Tensiones admisibles por fuste.

En los pilotes perforados y hormigonados en sitio, las tareas de perforación alteran las condiciones naturales del suelo subyacente, reduciendo en el caso de las arenas el ángulo de fricción a un valor correspondiente al estado suelto.

Esta situación se evita con la metodología de perforación y hormigonado bajo recirculación de lodo bentonítico por compensar en forma permanente las tensiones laterales que se liberan durante las tareas de perforación.

Por otra parte, el hormigón, vertido bajo ciertas condiciones de fluidez (medio a alto asentamiento), impone un esfuerzo normal por acción hidrostática.

De acuerdo a esto, deberán considerarse para el cálculo de la carga soporte los siguientes valores de fricción lateral admisible:

cota inicial (m respecto tablero puente existente)	cota final (m respecto tablero puente existente)	σ_{adm} (kPa)	σ_{adm} (kg/cm ²)
0,00	-17,00	despreciar	-
-17,00	-30,50	18,00	0,18

6.6.3. Tensión admisible por punta.

Cota fundación (m respecto tablero puente existente)	Cargas estáticas		Cargas estáticas + dinámicas	
	σ_{adm} (kPa)	σ_{adm} (kg/cm ²)	σ_{adm} (kPa)	σ_{adm} (kg/cm ²)
-30,50	1500,00	15,00	1800,00	18,00

6.6.4. Fricción negativa.

Compensada por la consideración de fricción nula hasta cota -17,00 por socavación.

6.6.5. Grupo de pilotes.

Los pilotes deberán configurarse con una distancia mínima de 3 diámetros entre ejes. No resulta necesario aplicar reducción de capacidad de carga por efecto de grupo.

6.6.6. Diámetros recomendados.

Se recomienda trabajar con pilotes con diámetros entre 0,80 y 1,00 metro.

6.6.7. Rigidización entre pilotes.

Las vigas cabezales se diseñarán de manera tal de que cumplan función de rigidizadores entre pilotes.

6.7 Especificaciones particulares para el sistema de pilotes perforados y hormigonados en sitio.

6.7.1. Características del hormigón.

De acuerdo a lo establecido en las consideraciones respecto a la resistencia por fuste, el hormigón deberá reunir condiciones adecuadas de fluidez a efectos de asegurar la generación de tensiones normales hidrostáticas contra los laterales del pozo.

Se dosificará para lograr un asentamiento entre 17,00 y 20,00 cm, constante durante las tareas de hormigonado.

6.7.2 Características del lodo bentonítico.

El lodo bentonítico que se utilizará para la estabilización de las paredes durante las tareas de perforación y para la limpieza del pozo por recirculación debe reunir condiciones que permitan su expulsión total con el vertido del hormigón, asegurando la eliminación de todo sedimento arenoso.

Las características del lodo bentonítico estarán comprendidas en los siguientes intervalos: (s/ el U.S. Department of Transportation - Federal Highway Administration, 1988)

Densidad (a 20°C):

Entre 64,30 y 75,00 Pcf, determinada por el método del balance de densidad.

Viscosidad (a 20°C):

Entre 28,00 y 45,00 seconds/quart, determinada por el método de Marsh.

PH (a 20°C):

Entre 8,00 y 11,00, determinado por el método del papel de pH.

Por otra parte, a efectos de asegurar la compensación de tensiones laterales, el nivel del lodo deberá mantenerse como mínimo 1,00 metro sobre el nivel freático durante las tareas.

6.7.3. Precarga.

Para alcanzar la resistencia de punta en pilotes perforados y hormigonados en sitio es necesaria una deformación aproximada de hasta el 5,00% del diámetro del pilote. Esto se debe a la fuerte alteración que sufre el suelo en el fondo de la excavación.

Además, el coeficiente de seguridad (2,5) que se aplica a las tensiones de fricción se consume casi en su totalidad para una deformación del 1,00% del diámetro. Es por ello conveniente precargar el fondo de la excavación de manera tal de lograr las deformaciones necesarias antes de la puesta en servicio del sistema.

Se efectuará precarga mediante inyección de lechada de cemento a una presión superior en 100,00 kPa (1,00 kg/cm²) a la tensión de servicio de punta, por un tiempo adecuado para asegurar la infiltración ($\approx 1900,00 \text{ kPa} = 19,00 \text{ kg/cm}^2$).

6.7.4. Control de calidad.

La construcción de pilotes excavados y hormigonados en sitio requiere de un riguroso control en la excavación, montaje de armaduras y hormigonado.

Alteraciones en la continuidad del hormigonado o modificaciones en la consistencia del lodo bentonítico como del hormigón pueden provocar reducciones de sección en el pilote en forma de huecos o vacíos.

Por ello se recomienda especial cuidado en todas las tareas y materiales a utilizar durante el proceso.

Ante dudas que surgiesen en el control de calidad pueden ejecutarse ensayos de carga directa o ensayos de integridad.

6.7.5. Encamisado de pilotes.

Debe preverse la necesidad de encamisar los pilotes en los estratos superiores. El entorno de los pilotes deberá ser posteriormente rellenado, inyectado, etc., a los efectos de asegurar su inmovilidad.

6.8 Oportunidad de los trabajos.

Se considera conveniente prever la construcción de terraplenes antes de iniciar las tareas de pilotaje. De esta manera las deformaciones instantáneas de las arenas y elásticas de las arcillas vinculadas a dichas cargas no se transmitirán al sistema de fundación principal.

6.9 Diseño del cabezal extremo de apoyo de vigas.

El apoyo extremo se diseñará de forma tal que exista independencia entre las columnas / pilotes y el terraplén.

6.10 Infraestructura existente.

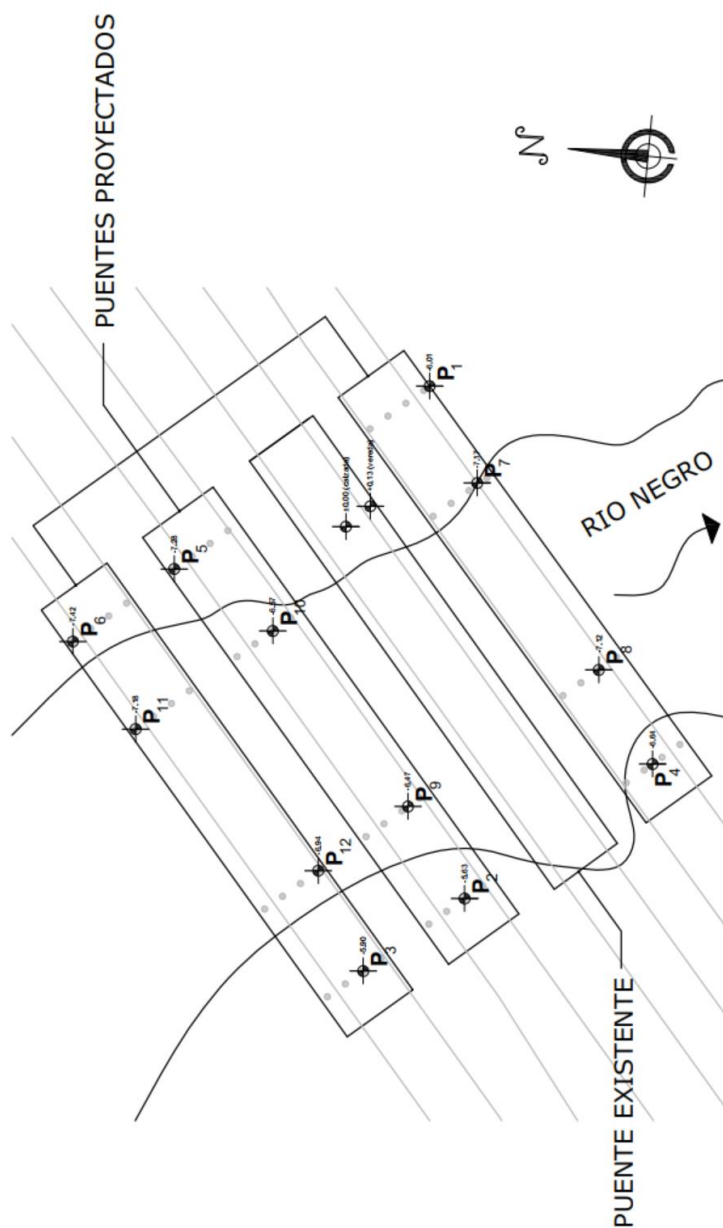
De acuerdo con lo indicado en el punto 4.2., deben relevarse redes de infraestructura existentes y adoptar las medidas correspondientes antes del inicio de los terraplenes y sistemas de fundación.

6.11 Alcance del estudio.

Debe ajustarse la estimación efectuada de la potencia de socavación. Si las diferencias son considerables puede ser necesario rever la evaluación geomecánica.

CROQUIS DE UBICACIÓN Y NIVELACIÓN DE SONDEOS

A. R. Nº 11 - PUENTES RIO NEGRO - SUCESION DE ADELMO BIANCALANI - RESISTENCIA



Sucesión de Adelmo Biancalani A.R. N°11 Puentes Río Negro.				PLANILLA DE RESUMEN DE ENSAYOS Y DESCRIPCION DE LABORATORIO. CLASIFICACION S.U.C.S. SEGÚN NORMA IRAM N° 10509 /81																	
PERF. N°	MUEST. N°	PROF. DE: A:		LL %	LP %	IP %	W %	CR	IL	ID	PASA TAMIZ					Cu	Cc	f	S.U. C.S.	DESCRIPCION	
											#4	#10	#40	#100	#200						
P1	1	0,00	0,50	41,72	22,44	19,3	19,7	1,14	-0,14	0,88	99,5	95,5	93,0	92,0	87,3					CL	Arcilla limosa de plasticidad media. Orgánico. Relleno.
P1	2	0,50	1,10	45,74	22,76	23,0	34,3	0,50	0,50	1,51	99,8	97,1	95,5	94,8	89,1					CL	Arcilla limosa de plasticidad alta. Orgánico leve. Relleno.
P1	3	1,10	1,65	35,24	20,04	15,2	35,6	-0,02	1,02	1,78	100,0	99,9	99,4	99,1	91,3					CL	Arcilla limosa de plasticidad media.
P1	4	1,65	1,70				27,0				100,0	100,0	100,0	99,9	71,6					CL-ML	Mezcla de arcilla y limo con arena de plasticidad baja (constantes físicas similares a las de 1,70 m).
P1	5	1,70	2,50	22,04	16,64	5,4	24,8	-0,51	1,51	1,49	100,0	99,9	99,4	97,2	71,2					CL-ML	Mezcla de arcilla y limo con arena de plasticidad baja.
P1	6	2,50	3,50				27,1				100,0	100,0	99,8	99,0	75,2					CL-ML	Mezcla de arcilla y limo con arena de plasticidad baja (constantes físicas similares a las de 1,70 m).
P1	7	3,50	4,50	NP	NP	NP	25,9				100,0	100,0	100,0	99,6	44,7					SM	Arena con finos no plásticos.
P1	8	4,50	5,50	NP	NP	NP	29,3				100,0	100,0	99,8	98,3	34,7					SM	Arena con finos no plásticos.
P1	9	5,50	6,50	NP	NP	NP	25,1				100,0	100,0	100,0	97,2	28,6					SM	Arena con finos no plásticos.
P1	10	6,50	7,50	NP	NP	NP	24,5				86,6	85,4	83,5	79,3	38,3					SM	Arena con finos no plásticos, con gravas.
P1	11	7,50	8,05	NP	NP	NP	26,3				100,0	99,9	95,4	86,5	45,8					SM	Arena con finos no plásticos.
P1	12	8,05	8,50	17,57	15,45	2,1	15,4	1,02	-0,02	1,00	100,0	92,2	42,6	31,8	28,0					SM	Arena con finos ligeramente plásticos. (Gravas).
P1	13	8,50	9,50	NP	NP	NP	18,5				100,0	96,9	72,2	18,7	8,5	3,61	1,30			SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.
P1	14	9,50	10,50	NP	NP	NP	18,8				100,0	99,5	87,0	18,5	6,6	2,50	1,16			SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.
P1	15	10,50	11,50	NP	NP	NP	19,2				100,0	99,9	87,8	54,9	17,2					SM	Arena con finos no plásticos.
P1	16	11,50	12,50	NP	NP	NP	19,4				100,0	98,5	81,6	12,9	6,5	2,15	0,99			SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.
P1	17	12,50	13,50	NP	NP	NP	17,7				100,0	99,3	88,1	13,0	6,1	2,00	1,07			SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.
P1	18	13,50	14,50	NP	NP	NP	19,1				100,0	100,0	92,5	13,1	5,7	1,92	1,17			SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.
P1	19	14,50	15,50	NP	NP	NP	18,3				100,0	99,8	84,0	15,7	6,2	2,17	1,04			SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.
P1	20	15,50	16,50	NP	NP	NP	18,2				100,0	99,7	75,0	18,6	6,7	2,90	1,12			SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.
P1	21	16,50	17,50	NP	NP	NP	15,4				98,3	94,1	63,4	10,5	5,8	2,55	0,78			SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos. (Gravas leve).
P1	22	17,50	18,50	NP	NP	NP	16,2				100,0	98,9	73,2	15,2	6,8	2,65	1,06			SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.
P1	23	18,50	19,50	NP	NP	NP	17,3				100,0	98,1	78,5	17,0	7,1	2,90	1,12			SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos. (Gravas).
P1	24	19,50	20,50	NP	NP	NP	25,1				99,7	96,9	93,8	23,6	9,3	2,89	1,53			SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos. Orgánico. Madera.
P1	25	20,50	21,00	NP	NP	NP	20,3				83,9	73,1	57,9	17,6	11,3	6,49	1,13			SW-SM	Arena bien graduada con finos no plásticos, con gravas.
P1	26	21,00	22,00	NP	NP	NP	18,8				98,5	96,8	78,4	14,5	7,8	2,42	1,04			SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.
P1	27	22,00	23,00	NP	NP	NP	17,2				100,0	99,8	76,9	13,8	6,4	2,23	0,96			SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.
P1	28	23,00	24,00	NP	NP	NP	20,4				100,0	99,7	75,9	15,0	8,1	2,57	1,10			SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.
P1	29	24,00	25,00	NP	NP	NP	17,0				100,0	99,6	72,9	16,8	10,2	4,05	1,63			SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.
P1	30	25,00	26,00	NP	NP	NP	16,0				100,0	99,8	80,2	17,1	10,4	3,78	1,56			SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.
P1	31	26,00	27,00	NP	NP	NP	16,0				100,0	100,0	94,9	18,3	11,4	3,11	1,70			SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.
P1	32	27,00	28,50	NP	NP	NP	18,3				100,0	99,5	90,8	31,8	17,1					SM	Arena con finos no plásticos.
P1	33	28,50	30,00				19,8				100,0	99,6	97,0	40,7	14,5					SM	Arena con finos ligeramente plásticos (constantes físicas similares a las de 30,00 m).
P1	34	30,00	-	18,62	15,86	2,8	18,2	0,15	0,85	1,15	100,0	100,0	98,8	38,1	27,4					SM	Arena con finos ligeramente plásticos.

- Humedad Natural (W %) : Norma IRAM n° 10519 / 70
 - Granulometría por vía húmeda : Norma IRAM n° 10507 / 59
 - Módulo de fineza (f) : Norma IRAM n° 10507 / 59
 - Clasificación SUCS : Norma IRAM n° 10509 / 81

- Constantes Hídricas de Atterberg :
 Límite Líquido : Norma IRAM n° 10501 / 68
 Límite Plástico : Norma IRAM n° 10502 / 68
 - Consistencia Relativa Cr : (LL - W) / IP

Sucesión de Adelmo Biancalani A.R. N°11 Puentes Río Negro.				PLANILLA DE RESUMEN DE ENSAYOS Y DESCRIPCION DE LABORATORIO. CLASIFICACION S.U.C.S. SEGÚN NORMA IRAM N° 10509 /81																	
PERF. N°	MUEST. N°	PROF.		LL %	LP %	IP %	W %	CR	IL	ID	PASA TAMIZ					Cu	Cc	f	S.U. C.S.	DESCRIPCION	
		DE:	A:								#4	#10	#40	#100	#200						
P2	1	0,00	0,20	28,60	18,37	10,2	18,6	0,98	0,02	1,01	100,0	99,8	98,5	96,5	90,5				CL	Arcilla limosa de plasticidad media. Orgánico leve.	
P2	2	0,20	0,50	41,55	22,65	18,9	27,5	0,74	0,26	1,21	100,0	99,8	98,8	97,8	92,0				CL	Arcilla limosa de plasticidad media.	
P2	3	0,50	1,10	20,13	15,97	4,2	14,6	1,33	-0,33	0,91	91,3	88,3	87,2	82,8	60,4				CL-ML	Mezcla de arcilla y limo arenoso de plasticidad baja. (Gravas).	
P2	4	1,10	1,70	NP	NP	NP	21,3				100,0	100,0	99,9	93,8	30,0				SM	Arena con finos no plásticos.	
P2	5	1,70	2,50	22,16	16,87	5,3	25,4	-0,61	1,61	1,51	99,1	98,9	98,8	96,1	65,3				CL-ML	Mezcla de arcilla y limo arenoso de plasticidad baja.	
P2	6	2,50	3,50				27,4				100,0	100,0	99,9	93,1	60,2				CL-ML	Mezcla de arcilla y limo arenoso de plasticidad baja (constantes físicas similares a las de 1,70 m).	
P2	7	3,50	4,50	NP	NP	NP	22,6				100,0	99,8	98,4	90,9	24,1				SM	Arena con finos no plásticos.	
P2	8	4,50	5,50	NP	NP	NP	22,4				100,0	100,0	98,9	78,6	12,6				SM	Arena con finos no plásticos.	
P2	9	5,50	6,50	22,51	16,95	5,6	19,4	0,56	0,44	1,14	100,0	99,9	98,0	74,4	32,4				SC-SM	Arena arcillo limosa de plasticidad baja.	
P2	10	6,50	7,50	NP	NP	NP	22,9				100,0	99,7	95,7	29,8	8,1	2,75	1,3		SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.	
P2	11	7,50	8,50	19,95	15,89	4,1	19,6	0,09	0,91	1,23	100,0	99,9	99,5	89,1	35,1				SC-SM	Arena arcillo limosa de plasticidad baja.	
P2	12	8,50	9,50	NP	NP	NP	19,6				100,0	100,0	99,7	46,5	9,0	2,37	0,9		SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.	
P2	13	9,50	10,50	NP	NP	NP	19,0				100,0	99,5	95,7	40,6	7,9	2,56	0,9		SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.	
P2	14	10,50	11,50	NP	NP	NP	18,3				100,0	100,0	92,4	26,6	8,7	2,75	1,5		SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.	
P2	15	11,50	12,50	NP	NP	NP	15,6				100,0	99,8	94,1	24,8	6,5	2,50	1,3		SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.	
P2	16	12,50	13,50	NP	NP	NP	19,9				100,0	100,0	95,1	25,8	5,7	2,75	1,8		SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.	
P2	17	13,50	14,50	NP	NP	NP	18,6				100,0	99,3	83,7	17,6	4,7	2,36	1,0		SP	Arena mal graduada con pocos finos no plásticos.	
P2	18	14,50	15,50	NP	NP	NP	18,1				100,0	98,9	79,2	12,5	5,0	2,15	1,0		SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.	
P2	19	15,50	16,50	NP	NP	NP	18,2				100,0	99,3	78,0	9,9	5,5	1,93	0,9		SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.	
P2	20	16,50	17,50	NP	NP	NP	18,3				100,0	99,8	85,7	15,2	6,9	2,36	1,1		SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.	
P2	21	17,50	18,50	NP	NP	NP	18,3				100,0	98,3	81,7	17,3	7,3	2,80	1,2		SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.	
P2	22	18,50	19,50	NP	NP	NP	17,1				99,7	96,2	77,0	18,8	9,4	3,63	1,2		SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.	
P2	23	19,50	20,50	NP	NP	NP	18,0				99,7	98,5	76,9	15,8	7,5	2,64	1,1		SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.	
P2	24	20,50	21,50	NP	NP	NP	17,9				100,0	99,1	75,4	15,0	8,2	2,73	1,1		SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos. Orgánico leve. (Gravas).	
P2	25	21,50	22,50	NP	NP	NP	18,9				100,0	99,4	60,3	12,9	7,7	3,50	0,9		SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.	
P2	26	22,50	23,50	18,28	15,73	2,6	21,7	-1,34	2,34	1,38	100,0	99,7	81,2	50,4	28,5				SM	Arena con finos ligeramente plásticos.	
P2	27	23,50	24,50	NP	NP	NP	18,1				100,0	99,1	56,4	15,3	10,6	6,49	1,3		SW-SM	Arena bien graduada con finos no plásticos.	
P2	28	24,50	25,50	NP	NP	NP	17,6				100,0	98,6	59,1	15,8	7,9	4,20	1,1		SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.	
P2	29	25,50	26,50	NP	NP	NP	17,3				100,0	99,2	60,9	16,9	6,8	4,00	1,0		SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.	
P2	30	26,50	27,50	NP	NP	NP	18,9				100,0	97,9	72,2	15,9	6,1	2,73	1,1		SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.	
P2	31	27,50	29,00	NP	NP	NP	19,0				100,0	98,7	78,8	20,3	11,2	3,78	1,4		SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.	
P2	32	29,00	30,50	20,78	16,42	4,4	19,8	0,22	0,78	1,21	100,0	99,5	96,7	82,0	41,6				SC-SM	Arena arcillo limosa de plasticidad baja. (Gravas).	
P2	33	30,50	-	33,90	19,97	13,9	22,7	0,80	0,20	1,14	100,0	99,8	98,3	94,5	75,7				CL	Arcilla con arena de plasticidad media.	

- Humedad Natural (W %) : Norma IRAM n° 10519 / 70
 - Granulometría por vía húmeda : Norma IRAM n° 10507 / 59
 - Módulo de fineza (f) : Norma IRAM n° 10507 / 59
 - Clasificación SUCS : Norma IRAM n° 10509 / 81

- Constantes Hídricas de Atterberg :
 Limite Líquido : Norma IRAM n° 10501 / 68
 Limite Plástico : Norma IRAM n° 10502 / 68
 - Consistencia Relativa Cr : (LL - W) / IP

Sucesión de Adelmo Biancalani A.R. N°11 Puentes Río Negro.				PLANILLA DE RESUMEN DE ENSAYOS Y DESCRIPCION DE LABORATORIO. CLASIFICACION S.U.C.S. SEGÚN NORMA IRAM N° 10509 /81																	
PERF. N°	MUEST. N°	PROF.		LL	LP	IP	W	CR	IL	ID	PASA TAMIZ					Cu	Cc	f	S.U. C.S.	DESCRIPCION	
		DE:	A:		%	%	%				#4	#10	#40	#100	#200						
P3	1	0,00	0,15	25,30	17,53	7,8	39,7	-1,85	2,85	2,26	100,0	99,9	98,4	96,8	91,4					CL	Arcilla limosa de plasticidad baja. Orgánico.
P3	2	0,15	0,50	53,22	23,87	29,4	30,8	0,76	0,24	1,29	100,0	99,8	98,3	95,4	84,5					CH	Arcilla con arena de plasticidad alta. Orgánico leve.
P3	3	0,50	1,10	24,35	17,25	7,1	16,2	1,15	-0,15	0,94	99,1	99,0	97,7	89,5	52,6					CL	Arcilla arenosa de plasticidad baja.
P3	4	1,10	1,70				29,6				100,0	99,9	98,7	88,0	47,1					SC	Arena arcillosa de plasticidad baja (constantes fisicas similares a las de 0,50 m).
P3	5	1,70	2,50	20,74	16,01	4,7	25,0	-0,90	1,90	1,56	100,0	100,0	99,9	93,6	38,5					SC-SM	Arena arcillo limosa de plasticidad baja.
P3	6	2,50	3,50				23,4				100,0	100,0	99,8	89,5	45,0					SC-SM	Arena arcillo limosa de plasticidad baja (constantes fisicas similares a las de 1,70 m).
P3	7	3,50	4,50	NP	NP	NP	21,2				100,0	99,7	97,9	89,7	16,9					SM	Arena con finos no plásticos.
P3	8	4,50	5,50	19,85	16,54	3,3	32,8	-3,91	4,91	1,98	100,0	99,5	96,7	59,8	37,0					SM	Arena con finos ligeramente plásticos.
P3	9	5,50	6,50	NP	NP	NP	24,1				100,0	100,0	95,0	12,3	6,0	1,85	1,16			SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.
P3	10	6,50	7,50	NP	NP	NP	35,3				100,0	100,0	96,9	28,8	6,0	2,65	1,23			SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.
P3	11	7,50	8,50	20,51	16,94	3,6	32,2	-3,27	4,27	1,90	100,0	100,0	99,8	93,1	34,5					SM	Arena con finos ligeramente plásticos.
P3	12	8,50	9,50	NP	NP	NP	20,4				100,0	100,0	100,0	43,7	7,1	2,50	0,76			SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.
P3	13	9,50	10,50	NP	NP	NP	18,3				100,0	98,6	82,5	13,6	7,1	2,33	1,19			SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.
P3	14	10,50	11,50	NP	NP	NP	19,8				100,0	99,9	90,3	24,0	14,8					SM	Arena con finos no plásticos.
P3	15	11,50	12,50	NP	NP	NP	19,4				100,0	99,9	88,9	20,1	6,1	2,50	1,16			SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.
P3	16	12,50	13,50	NP	NP	NP	21,8				100,0	100,0	94,5	28,0	6,0	2,50	1,16			SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.
P3	17	13,50	14,50	NP	NP	NP	20,7				100,0	100,0	98,3	18,4	6,5	2,20	3,31			SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.
P3	18	14,50	15,50	NP	NP	NP	20,5				100,0	99,1	62,9	6,4	4,1	2,29	0,73			SP	Arena mal graduada con pocos finos no plásticos.
P3	19	15,50	16,50	NP	NP	NP	19,6				100,0	99,6	83,6	8,6	4,8	1,93	0,92			SP	Arena mal graduada con pocos finos no plásticos.
P3	20	16,50	17,50	NP	NP	NP	18,1				100,0	99,1	86,6	14,0	7,6	2,25	1,11			SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.
P3	21	17,50	18,50	NP	NP	NP	18,7				100,0	99,4	94,9	9,3	4,1	1,67	0,96			SP	Arena mal graduada con pocos finos no plásticos.
P3	22	18,50	19,50	NP	NP	NP	15,2				88,2	84,6	70,0	21,8	11,2	4,19	3,18			SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos. (Gravas).
P3	23	19,50	20,50	NP	NP	NP	13,8				86,4	78,6	62,3	16,2	11,1	5,27	0,89			SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos, con gravas.
P3	24	20,50	21,50	NP	NP	NP	17,8				100,0	99,8	73,7	11,6	7,5	2,21	0,92			SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.
P3	25	21,50	22,50	NP	NP	NP	17,7				100,0	100,0	49,0	9,1	7,3	3,87	0,78			SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.
P3	26	22,50	23,50	NP	NP	NP	17,4				100,0	99,8	50,0	9,3	6,5	3,87	0,78			SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.
P3	27	23,50	24,50	NP	NP	NP	18,3				100,0	99,5	53,7	10,9	8,4	3,57	0,76			SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos. (Gravas).
P3	28	24,50	25,50	NP	NP	NP	16,3				100,0	97,0	53,4	16,6	14,0					SM	Arena con finos no plásticos. (Gravas).
P3	29	25,50	27,00	NP	NP	NP	18,0				100,0	100,0	66,5	7,8	5,3	2,47	0,87			SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.
P3	30	27,00	28,50	NP	NP	NP	14,4				100,0	96,5	59,6	10,9	5,3	3,00	0,82			SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos. (Gravas).
P3	31	28,50	30,00	19,76	16,05	3,7	18,6	0,31	0,69	1,16	92,4	91,9	89,0	56,5	24,2					SM	Arena con finos ligeramente plásticos. (Gravas)
P3	32	30,00	-	25,32	17,82	7,5	29,9	-0,61	1,61	1,68	100,0	99,9	97,7	85,9	57,9					CL	Arcilla arenosa de plasticidad baja.

- Humedad Natural (W %) : Norma IRAM n° 10519 / 70
 - Granulometría por vía húmeda : Norma IRAM n° 10507 / 59
 - Módulo de fineza (f) : Norma IRAM n° 10507 / 59
 - Clasificación SUCS : Norma IRAM n° 10509 / 81

- Constantes Hídricas de Atterberg :
 Límite Líquido : Norma IRAM n° 10501 / 68
 Límite Plástico : Norma IRAM n° 10502 / 68
 - Consistencia Relativa Cr : (LL - W) / IP

Sucesión de Adelmo Biancalani A.R. N°11 Puentes Río Negro.				PLANILLA DE RESUMEN DE ENSAYOS Y DESCRIPCION DE LABORATORIO. CLASIFICACION S.U.C.S. SEGÚN NORMA IRAM N° 10509 /81																	
PERF. N°	MUEST. N°	PROF.		LL %	LP %	IP %	W %	CR	IL	ID	PASA TAMIZ					Cu	Cc	f	S.U. C.S.	DESCRIPCION	
		DE:	A:								#4	#10	#40	#100	#200						
P4	1	0,00	0,50	43,07	22,34	20,7	43,0	0,00	1,00	1,92	100,0	99,2	95,3	92,3	87,2					CL	Arcilla limosa de plasticidad alta. Orgánico.
P4	2	0,50	1,10	35,03	20,23	14,8	28,7	0,43	0,57	1,42	100,0	99,7	98,9	97,3	86,4					CL	Arcilla limosa de plasticidad media.
P4	3	1,10	1,70	43,22	22,63	20,6	24,2	0,92	0,08	1,07	100,0	99,9	99,8	98,5	89,7					CL	Arcilla limosa de plasticidad alta.
P4	4	1,70	2,20	31,72	19,36	12,4	34,5	-0,22	1,22	1,78	100,0	100,0	99,5	98,4	78,4					CL	Arcilla con arena de plasticidad media.
P4	5	2,20	2,50	22,11	15,97	6,1	24,9	-0,45	1,45	1,56	100,0	100,0	99,9	98,7	47,4					SC-SM	Arena arcillo limosa de plasticidad baja.
P4	6	2,50	4,00																		Sin muestra.
P4	7	4,00	5,50	NP	NP	NP	27,8				100,0	100,0	99,9	83,6	13,1					SM	Arena con finos no plásticos.
P4	8	5,50	7,00	NP	NP	NP	24,8				100,0	100,0	100,0	91,9	19,1					SM	Arena con finos no plásticos.
P4	9	7,00	8,50	NP	NP	NP	22,4				100,0	100,0	95,5	78,7	25,7					SM	Arena con finos no plásticos.
P4	10	8,50	10,00	NP	NP	NP	18,2				100,0	98,4	82,5	12,7	5,2	2,15	1,0			SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.
P4	11	10,00	11,50	NP	NP	NP	18,4				100,0	98,3	78,7	17,1	11,9	3,78	1,6			SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.
P4	12	11,50	13,00	NP	NP	NP	18,0				100,0	96,9	77,3	23,9	11,2	3,78	1,4			SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.
P4	13	13,00	14,50	NP	NP	NP	24,1				100,0	92,6	84,5	45,7	18,2					SM	Arena con finos no plásticos. Orgánico. Madera.
P4	14	14,50	15,50	NP	NP	NP	19,0				100,0	100,0	76,4	14,3	5,4	2,42	1,0			SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.
P4	15	15,50	16,50	NP	NP	NP	18,7				100,0	99,7	87,8	29,5	23,4					SM	Arena con finos no plásticos.
P4	16	16,50	17,50	NP	NP	NP	18,7				89,9	88,6	85,5	11,3	6,9	1,86	2,3			SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos. (Gravas).
P4	17	17,50	18,50				25,7				100,0	99,9	99,4	77,0	26,1					SC-SM	Arena arcillo limosa de plasticidad baja (constantes físicas similares a las de 18,50 m).
P4	18	18,50	19,50	23,26	17,12	6,1	27,1	-0,63	1,63	1,58	100,0	100,0	99,9	99,0	89,6					CL-ML	Mezcla de arcilla y limo arenoso de plasticidad baja.
P4	19	19,50	20,50	NP	NP	NP	19,9				100,0	100,0	96,1	76,1	45,6					SM	Arena con finos no plásticos.
P4	20	20,50	21,50	NP	NP	NP	22,7				100,0	100,0	99,2	93,8	44,0					SM	Arena con finos no plásticos.
P4	21	21,50	22,50	NP	NP	NP	17,1				100,0	100,0	82,8	26,7	20,6					SM	Arena con finos no plásticos.
P4	22	22,50	23,50	NP	NP	NP	18,6				100,0	100,0	88,2	13,7	5,6	2,00	1,07			SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.
P4	23	23,50	24,50	NP	NP	NP	14,5				98,9	96,2	54,2	19,9	16,1					SM	Arena con finos no plásticos.
P4	24	24,50	25,50	NP	NP	NP	16,1				100,0	96,6	67,7	16,8	13,6					SM	Arena con finos no plásticos.
P4	25	25,50	26,50	NP	NP	NP	18,4				100,0	98,9	81,1	10,8	7,1	2,07	0,99			SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.
P4	26	26,50	27,50	NP	NP	NP	18,0				91,3	87,4	66,0	13,2	7,3	2,75	1,01			SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos. (Gravas).
P4	27	27,50	29,00	NP	NP	NP	19,0				100,0	100,0	97,4	25,0	12,8					SM	Arena con finos no plásticos.
P4	28	29,00	30,00																		Sin muestra.
P4	29	30,00	-	NP	NP	NP	17,9				100,0	99,9	96,7	27,5	10,6	2,97	1,57			SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.

- Humedad Natural (W %) : Norma IRAM n° 10519 / 70
 - Granulometría por vía húmeda : Norma IRAM n° 10507 / 59
 - Módulo de fineza (f) : Norma IRAM n° 10507 / 59
 - Clasificación SUCS : Norma IRAM n° 10509 / 81

- Constantes Hidricas de Atterberg :
 Límite Líquido : Norma IRAM n° 10501 / 68
 Límite Plástico : Norma IRAM n° 10502 / 68
 - Consistencia Relativa Cr : (LL - W) / IP

Sucesión de Adelmo Biancalani A.R. N°11 Puentes Río Negro.				PLANILLA DE RESUMEN DE ENSAYOS Y DESCRIPCION DE LABORATORIO. CLASIFICACION S.U.C.S. SEGÚN NORMA IRAM N° 10509 /81																	
PERF. N°	MUEST. N°	PROF.		LL	LP	IP	W	CR	IL	ID	PASA TAMIZ					Cu	Cc	f	S.U. C.S.	DESCRIPCION	
		DE:	A:	%	%	%	%				#4	#10	#40	#100	#200						
P5	1	0,00	0,20	46,29	22,54	23,8	44,9	0,06	0,94	1,99	100,0	99,1	95,6	92,6	87,9					CL	Arcilla limosa de plasticidad alta. Orgánico.
P5	2	0,20	0,50	46,72	22,85	23,9	34,9	0,50	0,50	1,53	100,0	98,1	92,9	88,1	81,0					CL	Arcilla con arena de plasticidad alta.
P5	3	0,50	1,10	48,34	23,07	25,3	36,7	0,46	0,54	1,59	100,0	99,1	96,2	93,4	90,3					CL	Arcilla limosa de plasticidad alta.
P5	4	1,10	1,70	24,46	17,51	7,0	35,0	-1,52	2,52	2,00	100,0	99,8	99,2	97,0	78,5					CL-ML	Mezcla de arcilla y limo con arena de plasticidad baja.
P5	5	1,70	2,50				25,9				100,0	100,0	99,9	99,7	77,9					CL-ML	Mezcla de arcilla y limo c/ arena de plast. baja (ctes. fisicas similares a las de 1,10 m).
P5	6	2,50	4,00	NP	NP	NP	26,6				100,0	100,0	99,0	99,7	38,8					SM	Arena con finos no plásticos.
P5	7	4,00	5,50	20,21	16,46	3,8	28,4	-2,18	3,18	1,73	100,0	100,0	99,5	98,9	62,0					ML	Limo arenoso de plasticidad baja.
P5	8	5,50	7,00	NP	NP	NP	25,0				99,3	96,6	88,5	59,6	48,3					SM	Arena con finos no plásticos.
P5	9	7,00	8,50	NP	NP	NP	19,4				100,0	98,1	90,7	17,9	7,3	2,30	1,26			SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.
P5	10	8,50	10,00	NP	NP	NP	19,5				100,0	99,6	93,6	15,1	6,8	1,92	1,17			SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.
P5	11	10,00	11,50	NP	NP	NP	20,1				100,0	99,1	90,8	15,7	5,9	2,00	1,13			SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.
P5	12	11,50	13,00	NP	NP	NP	18,1				100,0	98,8	87,9	15,2	6,2	2,08	1,08			SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.
P5	13	13,00	14,50	NP	NP	NP	18,0				99,7	96,0	78,5	15,8	9,1	2,90	1,24			SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.
P5	14	14,50	15,50	NP	NP	NP	18,7				99,0	90,1	68,5	16,1	13,6					SM	Arena con finos no plásticos. (Gravas). Madera.
P5	15	15,50	16,50	NP	NP	NP	17,0				100,0	96,3	71,1	15,2	12,1					SM	Arena con finos no plásticos. Madera.
P5	16	16,50	17,50	NP	NP	NP	15,9				100,0	99,5	69,4	15,0	11,4	4,32	1,69			SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.
P5	17	17,50	18,50	22,16	16,04	6,1	25,7	-0,58	1,58	1,60	100,0	100,0	99,5	95,4	60,6					CL-ML	Mezcla de arcilla y limo arenoso de plasticidad baja.
P5	18	18,50	19,50	31,78	19,27	12,5	21,8	0,80	0,20	1,13	100,0	100,0	99,4	98,3	91,2					CL	Arcilla limosa de plasticidad media.
P5	19	19,50	20,50	28,05	17,93	10,1	21,3	0,67	0,33	1,19	100,0	99,6	98,5	97,1	89,3					CL	Arcilla limosa de plasticidad media.
P5	20	20,50	21,50	NP	NP	NP	19,2				100,0	100,0	97,3	18,7	9,8	2,75	1,64			SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.
P5	21	21,50	22,50	NP	NP	NP	16,3				100,0	98,9	59,1	21,0	16,8					SM	Arena con finos no plásticos.
P5	22	22,50	23,50	NP	NP	NP	15,9				100,0	99,4	69,7	18,2	12,7					SM	Arena con finos no plásticos.
P5	23	23,50	24,50	NP	NP	NP	19,5				100,0	99,9	95,4	17,4	10,5	3,11	1,70			SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.
P5	24	24,50	25,50	NP	NP	NP	22,3				98,7	96,9	91,2	20,4	13,2					SM	Arena con finos no plásticos. Gravas.
P5	25	25,50	26,50	NP	NP	NP	25,0				81,8	67,8	52,0	21,1	15,0					SM	Arena con finos no plásticos, con gravas.
P5	26	26,50	27,50	NP	NP	NP	18,9				100,0	99,8	96,6	17,2	9,8	2,75	1,64			SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.
P5	27	27,50	28,50	NP	NP	NP	22,3				100,0	99,9	97,3	33,9	13,5					SM	Arena con finos no plásticos.
P5	28	28,50	30,00	NP	NP	NP	17,2				100,0	100,0	99,0	54,1	17,8					SM	Arena con finos no plásticos.
P5	29	30,00	-	NP	NP	NP	16,0				100,0	99,5	96,4	46,8	15,3					SM	Arena con finos no plásticos.

- Humedad Natural (W %) : Norma IRAM n° 10519 / 70
 - Granulometría por vía húmeda : Norma IRAM n° 10507 / 59
 - Módulo de fineza (f) : Norma IRAM n° 10507 / 59
 - Clasificación SUCS : Norma IRAM n° 10509 / 81

- Constantes Hídricas de Atterberg :
 Límite Líquido : Norma IRAM n° 10501 / 68
 Límite Plástico : Norma IRAM n° 10502 / 68
 - Consistencia Relativa Cr : (LL - W) / IP

Sucesión de Adelmo Biancalani A.R. N°11 Puentes Río Negro.				PLANILLA DE RESUMEN DE ENSAYOS Y DESCRIPCION DE LABORATORIO. CLASIFICACION S.U.C.S. SEGÚN NORMA IRAM N° 10509 /81																
PERF. N°	MUEST. N°	PROF. DE: A:		LL %	LP %	IP %	W %	CR	IL	ID	PASA TAMIZ					Cu	Cc	f	S.U. C.S.	DESCRIPCION
											#4	#10	#40	#100	#200					
P6	1	0,00	0,20	49,81	23,87	25,9	39,0	0,42	0,58	1,63	100,0	99,9	99,5	99,2	97,8				CL	Arcilla limosa de plasticidad alta. Organico.
P6	2	0,20	0,50	32,72	19,55	13,2	35,4	-0,20	1,20	1,81	100,0	99,9	99,6	98,4	91,2				CL	Arcilla limosa de plasticidad media.
P6	3	0,50	1,10	41,51	22,67	18,8	40,6	0,05	0,95	1,79	100,0	100,0	99,2	97,8	89,0				CL	Arcilla limosa de plasticidad media.
P6	4	1,10	1,70	31,45	19,03	12,4	31,2	0,02	0,98	1,64	100,0	100,0	99,9	99,7	77,0				CL	Arcilla con arena de plasticidad media.
P6	5	1,70	2,50	23,53	16,87	6,7	28,2	-0,70	1,70	1,67	100,0	100,0	100,0	99,8	80,3				CL-ML	Mezcla de arcilla y limo con arena de plasticidad baja.
P6	6	2,50	4,00				26,1				100,0	100,0	100,0	99,1	66,8				CL-ML	Mezcla de arcilla y limo arenoso de plasticidad baja (constantes fisicas similares a las de 1,70 m).
P6	7	4,00	5,50	NP	NP	NP	26,2				100,0	100,0	99,9	69,0	16,3				SM	Arena con finos no plasticos.
P6	8	5,50	7,00	NP	NP	NP	25,4				100,0	100,0	99,6	87,0	20,1				SM	Arena con finos no plasticos.
P6	9	7,00	8,50	NP	NP	NP	19,7				100,0	100,0	97,9	17,0	6,9	2,00	1,19		SP-SM	Arena mal graduada con finos no plasticos.
P6	10	8,50	10,00	NP	NP	NP	18,4				100,0	99,6	82,9	10,8	5,9	2,00	0,92		SP-SM	Arena mal graduada con finos no plasticos.
P6	11	10,00	11,50	NP	NP	NP	19,7				100,0	99,4	88,1	12,0	5,7	1,86	0,99		SP-SM	Arena mal graduada con finos no plasticos.
P6	12	11,50	13,00	NP	NP	NP	18,6				100,0	99,9	89,7	19,0	8,8	3,05	1,41		SP-SM	Arena mal graduada con finos no plasticos.
P6	13	13,00	14,50	NP	NP	NP	16,7				100,0	98,5	72,6	13,8	7,8	2,67	1,04		SP-SM	Arena mal graduada con finos no plasticos. (Gravas).
P6	14	14,50	15,50	NP	NP	NP	15,7				95,0	91,1	67,8	15,6	6,8	3,00	1,10		SP-SM	Arena mal graduada con finos no plasticos.
P6	15	15,50	16,50	NP	NP	NP	19,0				100,0	99,3	95,2	54,3	38,7				SM	Arena con finos no plasticos.
P6	16	16,50	17,50	NP	NP	NP	18,6				100,0	99,1	95,4	15,9	8,2	2,27	1,18		SP-SM	Arena mal graduada con finos no plasticos.
P6	17	17,50	18,50	23,47	17,01	6,5	24,8	-0,21	1,21	1,46	100,0	99,9	95,6	79,4	77,1				CL-ML	Mezcla de arcilla y limo con arena de plasticidad baja.
P6	18	18,50	19,00	NP	NP	NP	18,6				100,0	100,0	98,3	24,7	12,9				SM	Arena con finos no plasticos.
P6	19	19,00	19,50	20,34	16,61	3,7	24,2	-1,03	2,03	1,46	100,0	99,9	98,9	93,9	56,1				ML	Limo arenoso de plasticidad baja. (Gravas).
P6	20	19,50	20,50	NP	NP	NP	17,2				90,9	89,2	84,9	38,3	30,6				SM	Arena con finos no plasticos. (Gravas).
P6	21	20,50	21,50	NP	NP	NP	17,8				100,0	99,7	72,8	14,2	9,3	2,58	1,08		SP-SM	Arena mal graduada con finos no plasticos.
P6	22	21,50	22,50	NP	NP	NP	18,1				100,0	99,8	81,1	12,4	8,3	1,87	0,95		SP-SM	Arena mal graduada con finos no plasticos.
P6	23	22,50	23,50	NP	NP	NP	12,9				100,0	95,6	54,6	18,4	15,1				SM	Arena con finos no plasticos.
P6	24	23,50	24,50	18,99	16,10	2,9	24,8	-2,01	3,01	1,54	100,0	100,0	99,6	98,7	82,9				ML	Limo con arena de plasticidad baja.
P6	25	24,50	25,50	NP	NP	NP	16,9				100,0	100,0	96,9	21,1	10,3	3,11	1,50		SP-SM	Arena mal graduada con finos no plasticos.
P6	26	25,50	25,90	22,91	16,55	6,4	22,8	0,02	0,98	1,38	100,0	100,0	99,9	98,1	87,0				CL-ML	Mezcla de arcilla y limo de plasticidad baja.
P6	27	25,90	26,50	NP	NP	NP	11,3				95,0	91,2	75,6	46,9	32,9				SM	Arena con finos no plasticos. (Gravas).
P6	28	26,50	28,00	NP	NP	NP	19,8				99,5	98,5	92,2	31,5	16,3				SM	Arena con finos no plasticos.
P6	29	28,00	29,50	NP	NP	NP	17,8				100,0	98,4	93,6	29,5	12,7				SM	Arena con finos no plasticos.
P6	30	29,50	31,00	NP	NP	NP	15,9				98,3	97,3	93,8	29,6	10,1	2,97	1,38		SP-SM	Arena mal graduada con finos no plasticos.
P6	31	31,00	-	NP	NP	NP	20,4				100,0	99,6	94,4	27,1	9,6	2,97	1,38		SP-SM	Arena mal graduada con finos no plasticos.

- Humedad Natural (W %) : Norma IRAM n° 10519 / 70
 - Granulometria por via húmeda : Norma IRAM n° 10507 / 59
 - Módulo de fineza (f) : Norma IRAM n° 10507 / 59
 - Clasificación SUCS : Norma IRAM n° 10509 / 81

- Constantes Hidricas de Atterberg :
 Límite Líquido : Norma IRAM n° 10501 / 68
 Límite Plástico : Norma IRAM n° 10502 / 68
 - Consistencia Relativa Cr : (LL - W) / IP

Sucesión de Adelmo Biancalani A.R. N°11 Puentes Río Negro.				PLANILLA DE RESUMEN DE ENSAYOS Y DESCRIPCION DE LABORATORIO. CLASIFICACION S.U.C.S. SEGÚN NORMA IRAM N° 10509 /81																
PERF. Nº	MUEST. Nº	PROF.		LL %	LP %	IP %	W %	CR	IL	ID	PASA TAMIZ					Cu	Cc	f	S.U. C.S.	DESCRIPCION
		DE:	A:								#4	#10	#40	#100	#200					
P7	1	4,00	5,00	29,51	19,04	10,5	77,7	-4,60	5,60	4,08	100,0	99,2	98,3	96,8	90,4				CL	Arcilla limosa de plasticidad media. Gravas.
P7	2	5,00	6,00	34,43	19,97	14,5	60,8	-1,82	2,82	3,04	96,2	90,1	83,3	73,1	64,6				CL	Arcilla arenosa de plasticidad media.
P7	3	6,00	6,25	41,05	22,44	18,6	30,8	0,55	0,45	1,37	98,3	94,8	90,5	81,1	73,5				CL	Arcilla con arena de plasticidad media.
P7	4	6,25	7,00	NP	NP	NP	22,2				100,0	100,0	97,5	50,8	20,0				SM	Arena con finos no plásticos.
P7	5	7,00	8,00	NP	NP	NP	20,6				100,0	100,0	98,3	18,7	9,4	2,68	1,60		SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.
P7	6	8,00	9,00	NP	NP	NP	20,3				100,0	99,8	93,7	23,2	11,2	2,97	1,57		SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.
P7	7	9,00	10,00	NP	NP	NP	20,5				100,0	99,7	89,3	29,1	14,3				SM	Arena con finos no plásticos.
P7	8	10,00	11,00	NP	NP	NP	20,3				99,9	99,5	93,2	47,4	19,7				SM	Arena con finos no plásticos.
P7	9	11,00	12,00	NP	NP	NP	23,6				99,6	99,0	97,9	90,2	27,2				SM	Arena con finos no plásticos.
P7	10	12,00	13,00	NP	NP	NP	17,2				100,0	98,9	78,5	22,0	11,4	3,78	1,56		SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.
P7	11	13,00	14,00	NP	NP	NP	19,1				100,0	99,3	79,5	19,9	10,8	3,65	1,62		SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.
P7	12	14,00	15,00	NP	NP	NP	19,9				100,0	99,6	79,1	18,1	10,3	3,78	1,56		SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.
P7	13	15,00	16,00	NP	NP	NP	18,6				100,0	98,7	79,8	21,9	11,6	3,78	1,39		SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.
P7	14	16,00	17,00	NP	NP	NP	17,2				100,0	97,3	79,9	24,5	13,5				SM	Arena con finos no plásticos.
P7	15	17,00	18,00	NP	NP	NP	18,5				89,5	88,2	86,2	41,9	20,5				SM	Arena con finos no plásticos. Gravas.
P7	16	18,00	19,00	NP	NP	NP	18,4				93,9	90,2	79,4	35,8	22,6				SM	Arena con finos no plásticos.
P7	17	19,00	20,00	NP	NP	NP	15,2				96,1	90,8	71,1	28,8	25,4				SM	Arena con finos no plásticos. (Gravas).
P7	18	20,00	21,00	NP	NP	NP	17,8				94,7	91,8	68,9	22,3	14,7				SM	Arena con finos no plásticos. (Gravas).
P7	19	21,00	22,00	NP	NP	NP	17,6				90,9	90,6	62,6	13,7	9,4	3,55	1,03		SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.
P7	20	22,00	23,00	NP	NP	NP	17,7				99,2	99,1	72,4	15,1	9,7	4,19	1,74		SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.
P7	21	23,00	24,00	NP	NP	NP	18,7				100,0	100,0	74,6	16,3	10,0	4,05	1,63		SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.
P7	22	24,00	25,00	NP	NP	NP	18,0				100,0	99,7	87,8	28,3	12,6				SM	Arena con finos no plásticos. (Gravas).
P7	23	25,00	26,00	NP	NP	NP	16,7				100,0	99,1	93,3	34,9	17,1				SM	Arena con finos no plásticos.
P7	24	26,00	27,00	NP	NP	NP	17,4				99,5	98,3	93,8	34,5	14,9				SM	Arena con finos no plásticos. (Gravas).
P7	25	27,00	28,00	NP	NP	NP	14,6				79,5	77,7	74,4	13,6	10,6	3,00	1,33		SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos, con gravas.
P7	26	28,00	29,50	NP	NP	NP	17,1				96,3	94,2	90,2	27,6	12,5				SM	Arena con finos no plásticos. Gravas.
P7	27	29,50	31,00	NP	NP	NP	20,2				100,0	99,8	96,4	31,6	14,7				SM	Arena con finos no plásticos.
P7	28	31,00	32,50	NP	NP	NP	23,3				100,0	99,7	93,7	21,0	13,4				SM	Arena con finos no plásticos.
P7	29	32,50	34,00	NP	NP	NP	22,0				100,0	99,3	92,7	19,8	13,0				SM	Arena con finos no plásticos.
P7	30	34,00		NP	NP	NP	17,3				100,0	99,0	91,7	18,4	12,6				SM	Arena con finos no plásticos.

* 0,00 m: Portón.
 * -0,45 m: Pelo de agua.
 * -1,45 m: Lecho.

- Humedad Natural (W %) : Norma IRAM n° 10519 / 70
 - Granulometría por vía húmeda : Norma IRAM n° 10507 / 59
 - Módulo de fineza (f) : Norma IRAM n° 10507 / 59
 - Clasificación SUCS : Norma IRAM n° 10509 / 81

- Constantes Hídricas de Atterberg :
 Límite Líquido : Norma IRAM n° 10501 / 68
 Límite Plástico : Norma IRAM n° 10502 / 68
 - Consistencia Relativa Cr : (LL - W) / IP

Sucesión de Adelmo Biancalani A.R. N°11 Puentes Río Negro.				PLANILLA DE RESUMEN DE ENSAYOS Y DESCRIPCION DE LABORATORIO. CLASIFICACION S.U.C.S. SEGÚN NORMA IRAM N° 10509 /81																
PERF. N°	MUEST. N°	PROF.		LL %	LP %	IP %	W %	CR	IL	ID	PASA TAMIZ					Cu	Cc	f	S.U. C.S.	DESCRIPCION
		DE:	A:								#4	#10	#40	#100	#200					
P8	1	4,00	6,00	25,92	17,82	8,1	50,0	-2,97	3,97	2,81	100,0	99,7	95,8	61,3	54,5				CL	Arcilla arenosa de plasticidad baja.
P8	2	6,00	7,00	NP	NP	NP	29,4				100,0	99,2	98,0	93,5	38,9				SM	Arena con finos no plásticos.
P8	3	7,00	8,00	NP	NP	NP	18,7				100,0	93,7	77,9	19,0	13,1				SM	Arena con finos no plásticos. Gravas.
P8	4	8,00	9,00	NP	NP	NP	19,2				100,0	96,1	85,4	20,0	12,7				SM	Arena con finos no plásticos.
P8	5	9,00	10,00	NP	NP	NP	20,0				100,0	99,7	94,3	18,5	12,4				SM	Arena con finos no plásticos.
P8	6	10,00	11,00	NP	NP	NP	19,8				100,0	99,1	88,0	18,3	11,8	3,38	1,75		SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.
P8	7	11,00	12,00	NP	NP	NP	18,4				100,0	98,0	81,5	18,2	11,3	3,65	1,62		SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.
P8	8	12,00	13,00	NP	NP	NP	23,3				100,0	99,4	91,2	44,8	16,3				SM	Arena con finos no plásticos. Madera.
P8	9	13,00	14,00	NP	NP	NP	19,3				100,0	100,0	87,9	17,2	13,8				SM	Arena con finos no plásticos.
P8	10	14,00	15,00	NP	NP	NP	18,5				100,0	99,9	88,6	16,0	10,9	3,51	1,68		SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.
P8	11	15,00	16,00	NP	NP	NP	17,7				100,0	99,6	89,6	17,1	9,1	2,89	1,38		SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.
P8	12	16,00	17,00	NP	NP	NP	19,5				100,0	99,9	90,2	16,4	8,7	2,60	1,39		SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.
P8	13	17,00	18,00	NP	NP	NP	20,5				100,0	100,0	89,8	14,6	8,4	2,17	1,16		SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.
P8	14	18,00	19,50	NP	NP	NP	19,9				100,0	99,7	92,1	24,1	9,6	2,95	1,61		SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.
P8	15	19,50	21,00	19,27	16,17	3,1	20,9	-0,53	1,53	1,29	100,0	99,9	99,0	82,6	48,4				SM	Arena con finos ligeramente plásticos.
P8	16	21,00	22,50	NP	NP	NP	18,7				100,0	99,1	93,8	67,1	22,7				SM	Arena con finos no plásticos. Madera.
P8	17	22,50	24,00	NP	NP	NP	16,5				100,0	98,4	49,6	15,6	13,6				SM	Arena con finos no plásticos. (Gravas).
P8	18	24,00	25,50	NP	NP	NP	15,5				100,0	99,0	73,7	20,1	15,4				SM	Arena con finos no plásticos. (Gravas).
P8	19	25,50	27,00	NP	NP	NP	18,5				100,0	98,6	91,4	24,6	19,3				SM	Arena con finos no plásticos. (Gravas). Madera.
P8	20	27,00	28,50				16,8				100,0	99,2	94,1	46,1	35,3				SC	Arena arcillosa de plasticidad baja (constantes físicas similares a las de 28,50 m).
P8	21	28,50	28,90	26,45	18,27	8,2	15,2	1,38	-0,38	0,83	100,0	99,8	95,1	50,9	38,5				SC	Arena limosa de plasticidad baja.
P8	22	28,90	30,00	NP	NP	NP	20,6				100,0	99,7	94,9	38,5	23,9				SM	Arena con finos no plásticos.
P8	23	30,00	31,50	NP	NP	NP	24,1				100,0	99,3	95,8	39,5	22,8				SM	Arena con finos no plásticos.
P8	24	31,50	33,00	NP	NP	NP	23,9				100,0	100,0	97,6	42,6	22,3				SM	Arena con finos no plásticos.
P8	25	33,00	34,50	NP	NP	NP	19,4				100,0	99,7	85,3	16,3	12,8				SM	Arena con finos no plásticos.
P8	26	34,50	36,00	NP	NP	NP	20,4				100,0	99,9	90,4	22,7	15,1				SM	Arena con finos no plásticos.
P8	27	36,00	-	NP	NP	NP	17,7				100,0	100,0	96,1	30,0	17,9				SM	Arena con finos no plásticos.

* 0,00 m: Pontón.
 * -0,45 m: Peib de agua.
 * -2,86 m: Lecho.

- Humedad Natural (W %) : Norma IRAM n° 10519 / 70
 - Granulometría por vía húmeda : Norma IRAM n° 10507 / 59
 - Módulo de fineza (f) : Norma IRAM n° 10507 / 59
 - Clasificación SUCS : Norma IRAM n° 10509 / 81

- Constantes Hídricas de Atterberg :
 Limite Líquido : Norma IRAM n° 10501 / 68
 Limite Plástico : Norma IRAM n° 10502 / 68
 - Consistencia Relativa Cr : (LL - W) / IP

Sucesión de Adelmo Biancalani A.R. N°11 Puentes Río Negro.				PLANILLA DE RESUMEN DE ENSAYOS Y DESCRIPCION DE LABORATORIO. CLASIFICACION S.U.C.S. SEGÚN NORMA IRAM N° 10509 /81																
PERF. N°	MUEST. N°	PROF.		LL %	LP %	IP %	W %	CR	IL	ID	PASA TAMIZ					Cu	Cc	f	S.U. C.S.	DESCRIPCION
		DE:	A:								#4	#10	#40	#100	#200					
P9	1	7,00	8,50	NP	NP	NP	18,8				100,0	99,8	93,7	15,4	9,4	2,50	1,30		SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos. Orgánico leve.
P9	2	8,50	10,00	NP	NP	NP	17,4				100,0	98,6	88,1	13,9	8,9	2,25	1,11		SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.
P9	3	10,00	11,50	NP	NP	NP	18,5				99,0	97,3	81,1	11,0	8,1	2,07	0,99		SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.
P9	4	11,50	13,00	NP	NP	NP	25,4				100,0	100,0	99,4	82,4	30,4				SM	Arena con finos no plásticos.
P9	5	13,00	14,50	NP	NP	NP	19,0				100,0	96,4	82,3	15,4	8,8	2,80	1,29		SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.
P9	6	14,50	16,00	NP	NP	NP	18,4				100,0	98,3	88,7	16,9	9,5	3,25	1,56		SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.
P9	7	16,00	17,50	NP	NP	NP	19,1				100,0	99,8	97,9	21,1	12,8				SM	Arena con finos no plásticos.
P9	8	17,50	19,00	NP	NP	NP	17,5				98,2	97,3	90,8	20,8	14,7				SM	Arena con finos no plásticos.
P9	9	19,00	20,50	NP	NP	NP	15,0				95,9	94,6	82,7	22,6	19,0				SM	Arena con finos no plásticos.
P9	10	20,50	22,00	NP	NP	NP	16,8				96,7	95,7	72,0	17,3	14,6				SM	Arena con finos no plásticos.
P9	11	22,00	23,50	NP	NP	NP	18,7				97,9	96,5	57,9	13,1	11,2	4,30	1,13		SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.
P9	12	23,50	25,00	NP	NP	NP	18,0				99,1	98,1	69,8	14,7	10,1	3,20	1,25		SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.
P9	13	25,00	26,50	NP	NP	NP	17,6				100,0	99,4	84,5	15,6	8,9	2,70	1,34		SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.
P9	14	26,50	28,00	NP	NP	NP	13,8				100,0	99,8	89,5	25,3	11,6	3,11	1,50		SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos. (Gravas).
P9	15	26,80	28,00	22,54	17,67	4,9	18,9	0,75	0,25	1,07	100,0	100,0	98,6	88,0	41,3				SC-SM	Arena arcillo limosa de plasticidad baja.
P9	16	28,00	29,50	NP	NP	NP	16,8				100,0	99,9	97,5	48,7	23,5				SM	Arena con finos no plásticos.
P9	17	29,50	31,00	NP	NP	NP	21,4				100,0	99,0	96,7	50,4	20,9				SM	Arena con finos no plásticos.
P9	18	31,00	32,50	NP	NP	NP	21,7				100,0	100,0	99,2	42,2	12,7				SM	Arena con finos no plásticos.
P9	19	32,50	34,00	NP	NP	NP	18,7				100,0	99,9	90,6	30,9	12,5				SM	Arena con finos no plásticos.
P9	20	34,00	35,50	NP	NP	NP	18,5				100,0	99,8	78,9	16,5	12,9				SM	Arena con finos no plásticos.
P9	21	35,50	-	NP	NP	NP	21,8				100,0	99,2	80,5	20,3	10,8	3,78	1,56		SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.

* 0,00 m: Pontón.
 * -1,20 m: Pelo de agua.
 * -5,10 m: Lecho.

- Humedad Natural (W %) : Norma IRAM n° 10519 / 70
 - Granulometría por vía húmeda : Norma IRAM n° 10507 / 59
 - Módulo de fineza (f) : Norma IRAM n° 10507 / 59
 - Clasificación SUCS : Norma IRAM n° 10509 / 81

- Constantes Hídricas de Atterberg :
 Limite Líquido : Norma IRAM n° 10501 / 68
 Limite Plástico : Norma IRAM n° 10502 / 68
 - Consistencia Relativa Cr : (LL - W) / IP

Sucesión de Adelmo Biancalani A.R. N°11 Puentes Río Negro.				PLANILLA DE RESUMEN DE ENSAYOS Y DESCRIPCION DE LABORATORIO. CLASIFICACION S.U.C.S. SEGÚN NORMA IRAM N° 10509 /81																		
PERF.	MUEST.	PROF.		LL	LP	IP	W	CR	IL	ID	PASA TAMIZ						Cu	Cc	f	S.U.	DESCRIPCION	
Nº	Nº	DE:	A:	NP	%	NP	%				#3/4	#1/2	#3/8	#4	#10	#40	#100	#200				C.S.
P10	1	8,00	9,50	NP	NP	NP	17,7							100,0	99,0	85,2	8,5	4,6	1,87	0,95	SP	Arena mal graduada con pocos finos no plásticos. (Gravas).
P10	2	9,50	11,00	NP	NP	NP	19,0							100,0	99,1	84,0	9,7	5,7	1,88	0,96	SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.
P10	3	11,00	12,50	NP	NP	NP	18,8							100,0	99,3	81,7	11,1	6,9	2,07	0,99	SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.
P10	4	12,50	14,00	NP	NP	NP	19,6							100,0	98,4	66,6	7,9	5,0	2,33	0,92	SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.
P10	5	14,00	15,50	NP	NP	NP	18,5							100,0	97,5	41,5	4,6	3,9	3,68	0,72	SP	Arena mal graduada con pocos finos no plásticos.
P10	6	15,50	17,00	NP	NP	NP	18,8							99,0	96,9	56,4	6,2	4,7	3,06	0,67	SP	Arena mal graduada con pocos finos no plásticos.
P10	7	17,00	18,50	NP	NP	NP	20,9							97,6	95,7	72,3	8,3	6,2	2,07	0,95	SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos. Madera.
P10	8	18,50	20,00	NP	NP	NP	20,9							100,0	99,1	90,5	33,3	16,1			SM	Arena con finos no plásticos.
P10	9	20,00	21,50	NP	NP	NP	16,2							88,8	77,6	57,4	9,3	7,5	3,29	0,66	SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.
P10	10	21,50	23,00	NP	NP	NP	17,3							89,3	83,0	65,2	10,5	8,3	2,55	0,78	SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.
P10	11	23,00	24,50	NP	NP	NP	18,3							88,0	85,9	70,4	11,7	9,9	2,46	1,06	SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.
P10	12	24,50	26,00	NP	NP	NP	18,8							91,5	87,2	64,3	12,8	10,2	5,27	1,53	SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.
P10	13	26,00	27,50	NP	NP	NP	12,5							92,9	84,1	52,7	15,8	12,1			SM	Arena con finos no plásticos.
P10	14	27,50	29,00	NP	NP	NP	14,5			91,2	88,5	85,7		77,7	67,4	55,4	14,2	9,3	6,67	0,90	SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos, con gravas.
P10	15	29,00	30,50	NP	NP	NP	14,3							94,8	92,1	80,4	32,0	17,8			SM	Arena con finos no plásticos.
P10	16	30,50	32,00	NP	NP	NP	12,0							84,8	71,3	53,0	19,7	9,5	8,51	0,86	SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos, con gravas.
P10	17	32,00	-	NP	NP	NP	9,4							82,0	39,3	20,1	5,1	3,4	15,2	1,80	SW	Arena bien graduada con pocos finos no plásticos, con gravas.

* 0,00 m: Pontón.
 * -1,20 m: Pelo de agua.
 * -4,23 m: Lecho.

- Humedad Natural (W %) : Norma IRAM n° 10519 / 70
 - Granulometría por vía húmeda : Norma IRAM n° 10507 / 59
 - Módulo de fineza (f) : Norma IRAM n° 10507 / 59
 - Clasificación SUCS : Norma IRAM n° 10509 / 81

- Constantes Hídricas de Atterberg :
 Límite Líquido : Norma IRAM n° 10501 / 68
 Límite Plástico : Norma IRAM n° 10502 / 68
 - Consistencia Relativa Cr : (LL - W) / IP

Sucesión de Adelmo Biancalani A.R. N°11 Puentes Río Negro.				PLANILLA DE RESUMEN DE ENSAYOS Y DESCRIPCION DE LABORATORIO. CLASIFICACION S.U.C.S. SEGÚN NORMA IRAM N° 10509 /81																
PERF. N°	MUEST. N°	PROF.		LL %	LP %	IP %	W %	CR	IL	ID	PASA TAMIZ					Cu	Cc	f	S.U. C.S.	DESCRIPCION
		DE:	A:								#4	#10	#40	#100	#200					
P11	1	3,97	4,37	60,08	24,36	35,7	79,8	-0,55	1,55	3,28	100,0	99,9	99,2	96,6	97,0				CH	Arcilla franca de plasticidad alta. Orgánico.
P11	2	9,00	10,50	NP	NP	NP	18,1				99,1	98,3	87,5	11,9	6,7	1,93	0,96		SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.
P11	3	10,50	12,00	NP	NP	NP	17,9				99,7	97,8	69,4	10,6	5,9	2,15	0,92		SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.
P11	4	12,00	13,50	NP	NP	NP	17,7				100,0	96,9	61,4	9,3	5,2	2,67	0,81		SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.
P11	5	13,50	15,00	NP	NP	NP	19,3				100,0	98,0	78,6	9,9	5,1	1,95	0,93		SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.
P11	6	15,00	16,50	NP	NP	NP	20,0				100,0	99,1	95,8	10,8	5,3	1,79	1,03		SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.
P11	7	16,50	16,97	NP	NP	NP	18,1				100,0	96,5	71,8	11,6	8,6	2,21	1,02		SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.
P11	8	16,97	18,00	26,25	17,47	8,8	22,7	0,40	0,60	1,30	100,0	100,0	99,6	95,0	88,7				CL	Arcilla limosa de plasticidad baja.
P11	9	18,00	19,50	NP	NP	NP	20,2				95,8	95,3	93,9	21,1	7,6	2,88	1,57		SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.
P11	10	19,50	21,00	NP	NP	NP	19,9				99,3	99,1	92,8	18,1	7,1	2,58	1,29		SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.
P11	11	21,00	22,50	NP	NP	NP	20,0				100,0	100,0	89,3	8,9	6,5	1,80	0,89		SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.
P11	12	22,50	23,50	NP	NP	NP	19,3				100,0	99,9	96,0	24,3	8,7	2,75	1,45		SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.
P11	13	23,50	24,50	NP	NP	NP	18,1				100,0	100,0	99,5	37,5	13,5				SM	Arena con finos no plásticos.
P11	14	24,50	25,50	NP	NP	NP	17,5				98,7	97,9	89,5	26,8	10,4	3,11	1,32		SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.
P11	15	25,50	26,50	NP	NP	NP	16,9				95,9	94,2	80,3	17,1	9,3	3,63	1,56		SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos. (Gravas).
P11	16	26,50	27,50	NP	NP	NP	18,6				100,0	99,5	92,7	14,7	7,0	2,36	1,13		SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.
P11	17	27,50	28,50	20,64	15,83	4,8	15,9	0,99	0,01	1,00	100,0	100,0	99,0	64,4	32,4				SC-SM	Arena arcillo limosa de plasticidad baja.
P11	18	28,50	29,50	NP	NP	NP	20,2				100,0	100,0	98,1	35,7	10,5	2,84	0,93		SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.
P11	19	29,50	30,50	NP	NP	NP	20,3				100,0	99,8	97,5	58,2	10,9	2,03	0,80		SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.
P11	20	30,50	32,00	NP	NP	NP	20,5				100,0	100,0	98,3	70,0	11,8	1,62	0,72		SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.
P11	21	32,00	33,50	NP	NP	NP	17,7				100,0	99,6	94,6	21,9	8,9	2,88	1,57		SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.
P11	22	33,50	-	NP	NP	NP	16,3				96,9	94,5	53,5	13,3	10,7	7,03	1,26		SW-SM	Arena bien graduada con finos no plásticos.

* 0,00 m: Pontón.
* -0,82 m: Pelo de agua.
* -3,97 m: Lecho.

- Humedad Natural (W %) : Norma IRAM n° 10519 / 70
 - Granulometría por vía húmeda : Norma IRAM n° 10507 / 59
 - Módulo de fineza (f) : Norma IRAM n° 10507 / 59
 - Clasificación SUCS : Norma IRAM n° 10509 / 81

- Constantes Hídricas de Atterberg :
 Límite Líquido : Norma IRAM n° 10501 / 68
 Límite Plástico : Norma IRAM n° 10502 / 68
 - Consistencia Relativa Cr : (LL - W) / IP

Sucesión de Adelmo Biancalani A.R. N°11 Puentes Río Negro.				PLANILLA DE RESUMEN DE ENSAYOS Y DESCRIPCION DE LABORATORIO. CLASIFICACION S.U.C.S. SEGÚN NORMA IRAM N° 10509 /81																						
PERF. N°	MUEST. N°	PROF.		LL %	LP %	IP %	W %	CR	IL	ID	PASA TAMIZ								Cu	Cc	f	S.U. C.S.	DESCRIPCION			
		DE:	A:								#1	#3/4	#1/2	#3/8	#4	#10	#40	#100						#200		
P12	1	4,10	4,50	19,31	15,45	3,9	47,6	-7,33	8,33	3,08					99,2	95,7	77,5	46,6	37,7						SM	Arena con finos ligeramente plásticos. Orgánico.
P12	2	6,00	7,00	22,33	16,47	5,9	31,9	-1,63	2,63	1,94					96,7	84,4	53,6	42,0	37,8						SC-SM	Arena arcillo limosa de plasticidad baja. Orgánico. (Gravas).
P12	3	7,00	8,50	NP	NP	NP	18,0								100,0	98,4	85,0	10,7	4,6	2,00	1,02				SP	Arena mal graduada con pocos finos no plásticos.
P12	4	8,50	10,00	NP	NP	NP	19,2								100,0	99,3	89,7	12,4	5,5	1,93	0,96				SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.
P12	5	10,00	11,50	NP	NP	NP	20,1								100,0	100,0	95,3	14,2	6,9	2,00	1,13				SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.
P12	6	11,50	13,00	NP	NP	NP	20,5								100,0	99,8	79,7	10,9	5,8	1,95	0,93				SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.
P12	7	13,00	14,50	NP	NP	NP	21,2								100,0	99,4	65,8	6,5	4,5	2,38	0,80				SP	Arena mal graduada con pocos finos no plásticos.
P12	8	14,50	16,00	29,67	19,03	10,8	24,2	0,51	0,49	1,27					100,0	99,5	86,8	44,5	41,2						SC	Arena arcillosa de plasticidad media.
P12	9	16,00	17,50	NP	NP	NP	18,2								100,0	99,6	85,2	10,3	6,7	1,88	0,96				SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.
P12	10	17,50	19,00	NP	NP	NP	15,5								75,1	73,2	61,5	21,7	8,0	0,47	0,10				SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos, con gravas.
P12	11	19,00	20,50	NP	NP	NP	17,4								98,3	97,3	74,7	14,4	6,9	2,50	1,11				SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.
P12	12	20,50	22,00	NP	NP	NP	18,9								100,0	99,7	71,0	8,2	5,6	2,07	0,95				SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.
P12	13	22,00	23,50	NP	NP	NP	17,9								100,0	98,3	69,2	10,6	7,4	2,15	0,92				SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.
P12	14	23,50	25,00	NP	NP	NP	16,3								100,0	96,2	66,5	12,2	10,2	4,73	1,70				SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.
P12	15	25,00	26,50	NP	NP	NP	14,8				94,70	90,30	87,70	84,90	77,1	68,8	53,5	13,1	7,8	5,25	0,58				SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos, con gravas.
P12	16	26,50	28,00	NP	NP	NP	15,7								81,9	81,5	77,6	11,1	5,8	2,14	0,95				SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos, con gravas.
P12	17	28,00	29,50	45,53	22,60	22,9	16,9	1,25	-0,25	0,75					100,0	100,0	99,4	84,6	45,7						SC	Arena arcillosa de plasticidad alta.
P12	18	29,50	31,00	NP	NP	NP	19,5								100,0	100,0	99,1	21,9	8,7	2,75	1,64				SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.
P12	19	31,00	32,50	NP	NP	NP	18,2								100,0	99,8	85,1	17,3	7,9	3,01	1,39				SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.
P12	20	32,50	34,00	NP	NP	NP	16,7								100,0	100,0	79,4	12,3	7,1	2,07	0,99				SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.
P12	21	34,00	35,50	NP	NP	NP	17,0								100,0	99,9	80,9	16,2	8,3	2,95	1,36				SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.
P12	22	35,50	-	NP	NP	NP	17,2								100,0	99,6	82,7	20,5	9,0	3,50	1,45				SP-SM	Arena mal graduada con finos no plásticos.

* 0,00 m Pontón.
 * -1,17 m Pelo de agua.
 * -4,10 m Lecho.

- Humedad Natural (W %): Norma IRAM n° 10519 / 70
 - Granulometría por vía húmeda: Norma IRAM n° 10507 / 59
 - Módulo de fineza (f): Norma IRAM n° 10507 / 59
 - Clasificación SUCS: Norma IRAM n° 10509 / 81

- Constantes Hídricas de Atterberg:
 Límite Líquido: Norma IRAM n° 10501 / 68
 Límite Plástico: Norma IRAM n° 10502 / 68
 - Consistencia Relativa Cr: (LL - W) / IP

GUTIERREZ & ASOCIADOS ESTUDIO DE INGENIERIA OBRA: A.R. N°11 Ptes. Rio Negro - Rcia. HOJA DE LABORATORIO ENSAYO TRIAXIAL ESCALONADO RAPIDO - UU					COMITENTE: Suc. A. Biancalani. FECHA: ago-07 PERF. N°: P1 MUESTRA N°: 1 PROFUND.: 0,50 m																																				
Dsup.: 4,60 cm As= 16,61 cm ² Dmed.: 4,60 cm Am= 16,61 cm ² Dinf.: 4,60 cm Ainf.= 16,61 cm ² Hm.: 11,70 cm Aprom.= 16,61 cm ²					Wi= 367,33 grs. Vi= 194,34 cm ³ . Ps.esp.= 1,89 grs/cm ³ W%= 34,30 Pesp.s= 1,41 grs/cm ³																																				
Factor de aro = 1,019 Tensiones de conf.= 0,50 - 1,00 - 1,50 Kg/cm ² H.N° : 1																																									
TIEMPO	CARGA		DEFORM.		DEFOR.	DEFOR.	1-	AREA	ESF.																																
	L	Kg	L	mm	TOTAL mm.	UNIT.	DEF UN.	CORR. cm ²	DESV. Kg/cm ²																																
	4,00	4,08	150,0	1,50	1,50	0,0128	0,99	16,83	0,24																																
	5,00	5,10	300,0	3,00	3,00	0,0256	0,97	17,05	0,30																																
	6,00	6,11	450,0	4,50	4,50	0,0385	0,96	17,28	0,35																																
					Cu = 0,149 s/ Clayton - Milititsky - Woods (1993)																																				
c (kg/cm²) T (kg/cm²) <table border="1" style="width: 100%; margin-top: 10px;"> <tr> <td>0,50</td> <td>1,00</td> <td>1,50</td> <td>2,00</td> <td>2,50</td> <td>3,00</td> <td>3,50</td> <td>4,00</td> </tr> <tr> <td colspan="3">Tensiones de conf.</td> <td colspan="5"></td> </tr> <tr> <td>0,50</td> <td>1,00</td> <td>1,50</td> <td>2,00</td> <td>2,50</td> <td>3,00</td> <td>3,50</td> <td>4,00</td> </tr> <tr> <td colspan="3">Tensiones de rotura</td> <td colspan="5"></td> </tr> </table>										0,50	1,00	1,50	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	Tensiones de conf.								0,50	1,00	1,50	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	Tensiones de rotura							
0,50	1,00	1,50	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00																																		
Tensiones de conf.																																									
0,50	1,00	1,50	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00																																		
Tensiones de rotura																																									

230

231

232

GUTIERREZ & ASOCIADOS ESTUDIO DE INGENIERIA OBRA: A.R. N°11 Ptes. Rio Negro - Rcia. HOJA DE LABORATORIO ENSAYO TRIAXIAL ESCALONADO RAPIDO - UU					COMITENTE: Suc. A. Biancalani. FECHA: ago-07 PERF. N°: P3 MUESTRA N°: 1 PROFUND.: 0,50 m				
Dsup.:	4,60 cm	As=	16,61 cm ²	Wi=	362,57 grs.				
Dmed.:	4,60 cm	Am=	16,61 cm ²	Vi=	189,36 cm ³ .				
Dinf.:	4,60 cm	Ainf.=	16,61 cm ²	Ps.esp.=	1,91 grs/cm ³				
Hm.:	11,40 cm	Aprom.=	16,61 cm ²	W%=	16,20				
				Pesp.s=	1,65 grs/cm ³				
Factor de aro = 1,019									
Tensiones de conf.= 0,50 - 1,00 - 1,50 Kg/cm ²					H.N° : 5				

TIEMPO	CARGA		DEFORM.		DEFOR. TOTAL mm.	DEFOR. UNIT.	1- DEF UN.	AREA CORR. cm ²	ESF. DESV. Kg/cm ²
	L	Kg	L	mm					
	3,00	3,06	150,0	1,50	1,50	0,0132	0,99	16,83	0,18
	4,50	4,59	300,0	3,00	3,00	0,0263	0,97	17,06	0,27
	5,50	5,60	450,0	4,50	4,50	0,0395	0,96	17,29	0,32
					Cu = 0,129 s/ Clayton - Milititsky - Woods (1993)				
c (kg/cm²) T (kg/cm²) 0,50 1,00 1,50 2,00 2,50 3,00 3,50 4,00 Tensiones de conf. Tensiones de rotura									

234

235

236

237

GUTIERREZ & ASOCIADOS ESTUDIO DE INGENIERIA OBRA: A.R. N°11 Ptes. Rio Negro - Rcia. HOJA DE LABORATORIO ENSAYO TRIAXIAL ESCALONADO RAPIDO - UU					COMITENTE: Suc. A. Biancalani. FECHA: ago-07 PERF. N°: P4 MUESTRA N°: 3 PROFUND.: 1,70 m				
Dsup.: 4,60 cm As= 16,61 cm ² Dmed.: 4,60 cm Am= 16,61 cm ² Dinf.: 4,60 cm Ainf.= 16,61 cm ² Hm.: 11,36 cm Aprom.= 16,61 cm ²					Wi= 373,95 grs. Vi= 188,70 cm ³ . Ps.esp.= 1,98 grs/cm ³ W%= 34,50 Pesp.s= 1,47 grs/cm ³				
Factor de aro = 1,019 Tensiones de conf.= 0,50 - 1,00 - 1,50 Kg/cm ²					H.N° : 10				

TIEMPO	CARGA		DEFORM.		DEFOR. TOTAL mm.	DEFOR. UNIT.	1- DEF UN.	AREA CORR. cm ²	ESF. DESV. Kg/cm ²	
	L	Kg	L	mm						
	3,00	3,06	150,0	1,50	1,50	0,0132	0,99	16,83	0,18	
	4,50	4,59	300,0	3,00	3,00	0,0264	0,97	17,06	0,27	
	5,50	5,60	450,0	4,50	4,50	0,0396	0,96	17,30	0,32	
					Cu = 0,129 s/ Clayton - Milititsky - Woods (1993)					
c (kg/cm²) T (kg/cm²)										
			0,50	1,00	1,50					
			Tensiones de conf.							
			0,50	1,00	1,50	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00
			Tensiones de rotura							

GUTIERREZ & ASOCIADOS ESTUDIO DE INGENIERIA OBRA: A.R. N°11 Ptes. Rio Negro - Rcia. HOJA DE LABORATORIO ENSAYO TRIAXIAL ESCALONADO RAPIDO - UU					COMITENTE: Suc. A. Biancalani. FECHA: ago-07 PERF. N°: P5 MUESTRA N°: 1 PROFUND.: 0,50 m				
Dsup.: 4,60 cm		As= 16,61 cm ²		Wi= 346,45 grs.					
Dmed.: 4,60 cm		Am= 16,61 cm ²		Vi= 197,67 cm ³ .					
Dinf.: 4,60 cm		Ainf.= 16,61 cm ²		Ps.esp.= 1,75 grs/cm ³					
Hm.: 11,90 cm		Aprom.= 16,61 cm ²		W%= 36,70					
				Pesp.s= 1,28 grs/cm ³					
Factor de aro = 1,019									
Tensiones de conf.= 0,50 - 1,00 - 1,50 Kg/cm ²				H.N° : 11					

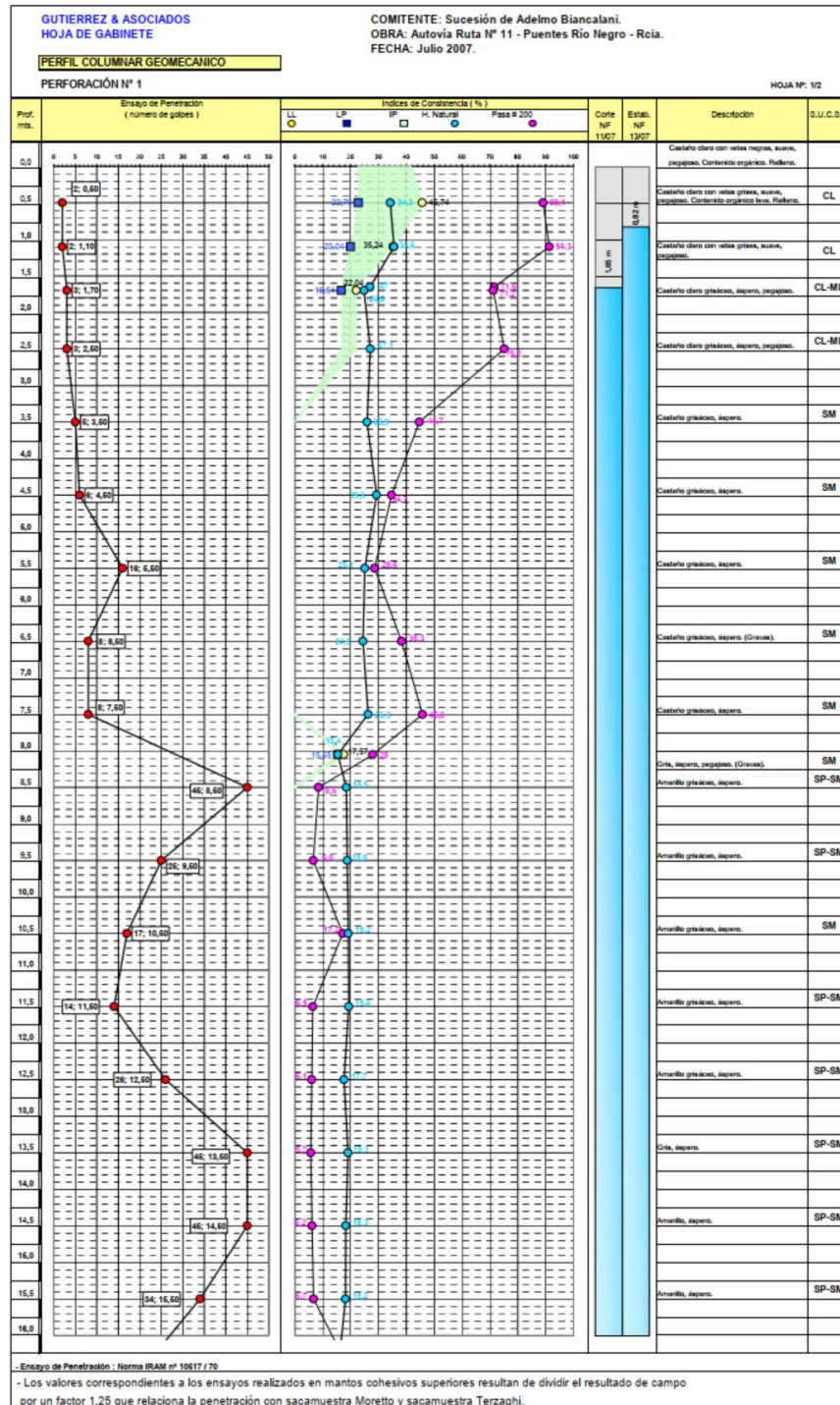
TIEMPO	CARGA		DEFORM.		DEFOR. TOTAL mm.	DEFOR. UNIT.	1- DEF UN.	AREA CORR. cm ²	ESF. DESV. Kg/cm ²	
	L	Kg	L	mm						
	2,00	2,04	150,0	1,50	1,50	0,0126	0,99	16,82	0,12	
	3,00	3,06	300,0	3,00	3,00	0,0252	0,97	17,04	0,18	
	4,00	4,08	450,0	4,50	4,50	0,0378	0,96	17,26	0,24	
						Cu = 0,089				
						s/ Clayton - Milititsky - Woods (1993)				
c (kg/cm²) T (kg/cm²)										
0,50			1,00		1,50					
Tensiones de conf.										
0,50			1,00		1,50	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00
Tensiones de rotura										

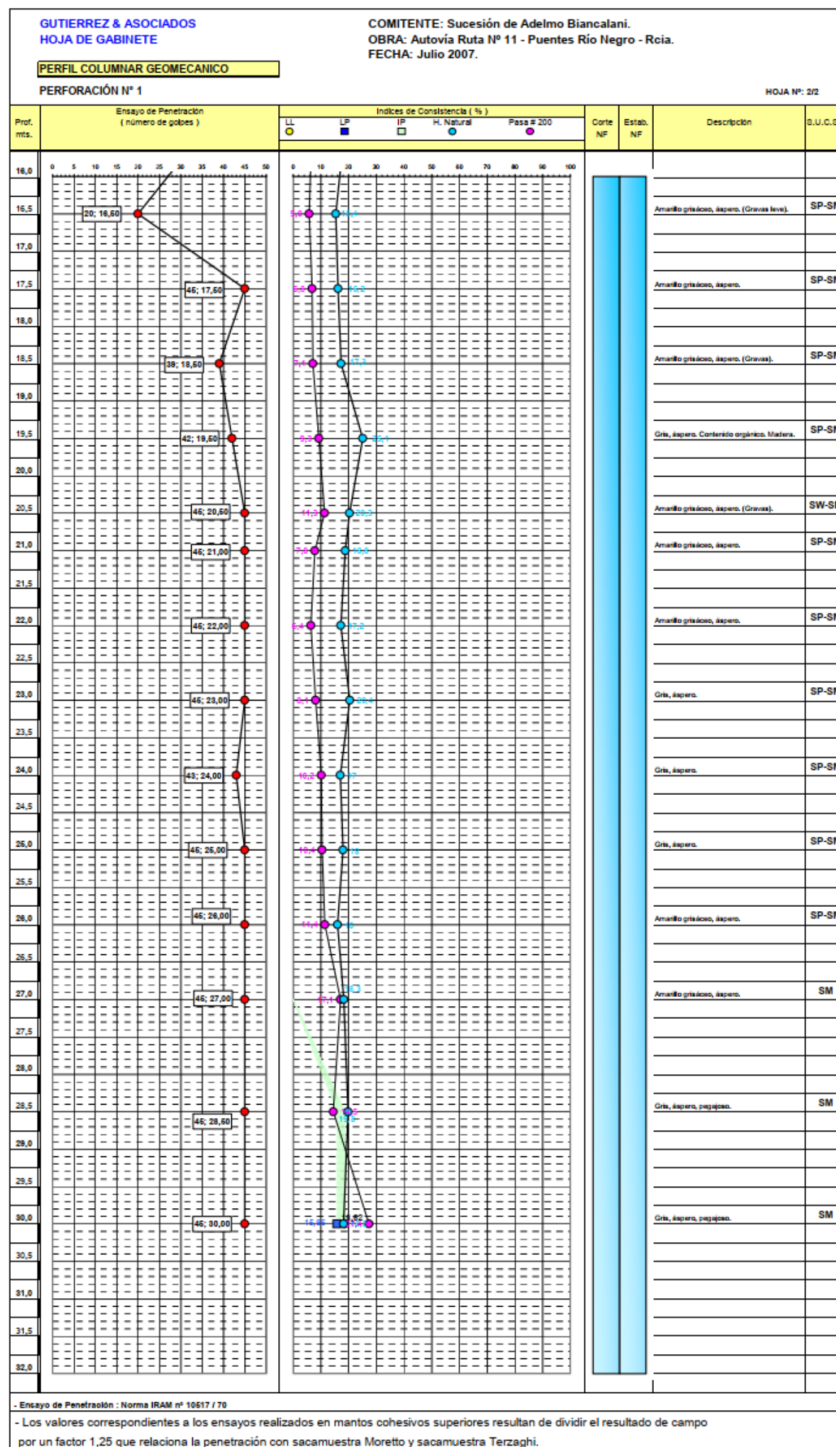
GUTIERREZ & ASOCIADOS ESTUDIO DE INGENIERIA OBRA: A.R. N°11 Ptes. Rio Negro - Rcia. HOJA DE LABORATORIO ENSAYO TRIAXIAL ESCALONADO RAPIDO - UU					COMITENTE: Suc. A. Biancalani. FECHA: ago-07 PERF. N°: P6 MUESTRA N°: 1 PROFUND.: 0,50 m				
Dsup.: 4,60 cm As= 16,61 cm ² Dmed.: 4,60 cm Am= 16,61 cm ² Dinf.: 4,60 cm Ainf.= 16,61 cm ² Hm.: 11,88 cm Aprom.= 16,61 cm ²					Wi= 371,75 grs. Vi= 197,33 cm ³ . Ps.esp.= 1,88 grs/cm ³ W%= 40,60 Pesp.s= 1,34 grs/cm ³				
Factor de aro = 1,019 Tensiones de conf.= 0,50 - 1,00 - 1,50 Kg/cm ² H.N° : 12									
TIEMPO	CARGA		DEFORM.		DEFOR.	DEFOR.	1-	AREA	ESF.
	L	Kg	L	mm	TOTAL	UNIT.	DEF UN.	CORR.	DESV.
					mm.			cm ²	Kg/cm ²
	2,00	2,04	150,0	1,50	1,50	0,0126	0,99	16,82	0,12
	3,00	3,06	300,0	3,00	3,00	0,0253	0,97	17,04	0,18
	4,00	4,08	450,0	4,50	4,50	0,0379	0,96	17,26	0,24
					Cu = 0,089 s/ Clayton - Milititsky - Woods (1993)				
c (kg/cm ²)									
T (kg/cm ²)									
0,50 1,00 1,50 2,00 2,50 3,00 3,50 4,00									
Tensiones de conf.									
Tensiones de rotura									

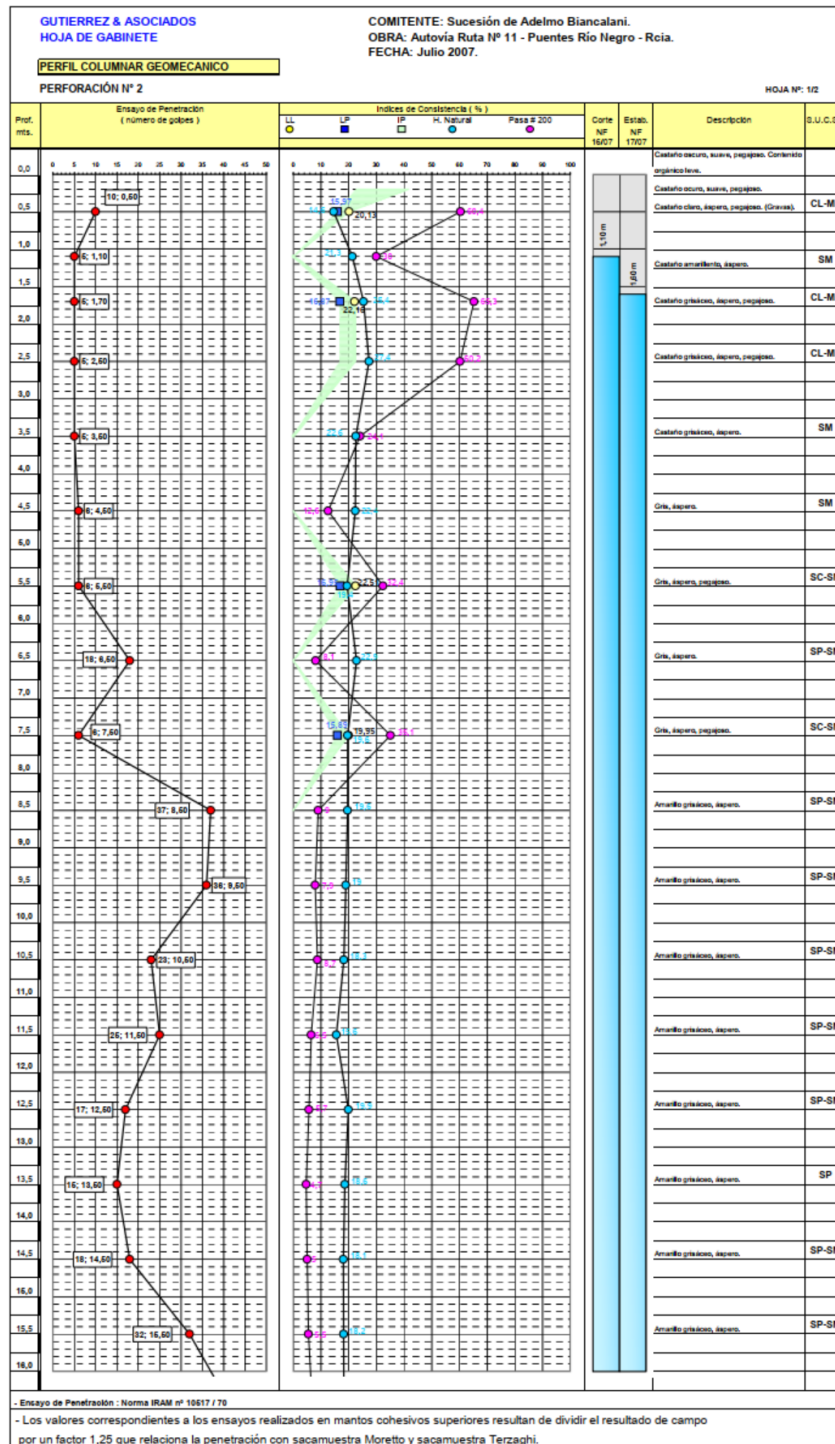
GUTIERREZ & ASOCIADOS ESTUDIO DE INGENIERIA OBRA: A.R. N°11 Ptes. Rio Negro - Rcia. HOJA DE LABORATORIO ENSAYO TRIAXIAL ESCALONADO RAPIDO - UU					COMITENTE: Suc. A. Biancalani. FECHA: ago-07 PERF. N°: P8 MUESTRA N°: 1 PROFUND.: 28,50 m				
Dsup.:	3,55 cm	As=	9,89 cm ²	Wi=	219,29 grs.				
Dmed.:	3,55 cm	Am=	9,89 cm ²	Vi=	99,23 cm ³ .				
Dinf.:	3,55 cm	Ainf.=	9,89 cm ²	Ps.esp.=	2,21 grs/cm ³				
Hm.:	10,03 cm	Aprom.=	9,89 cm ²	W%=	15,20				
				Pesp.s=	1,92 grs/cm ³				
Factor de aro =					1,019				
Tensiones de conf.=					0,50 - 1,00 - 1,50 Kg/cm ² H.N° : 13				

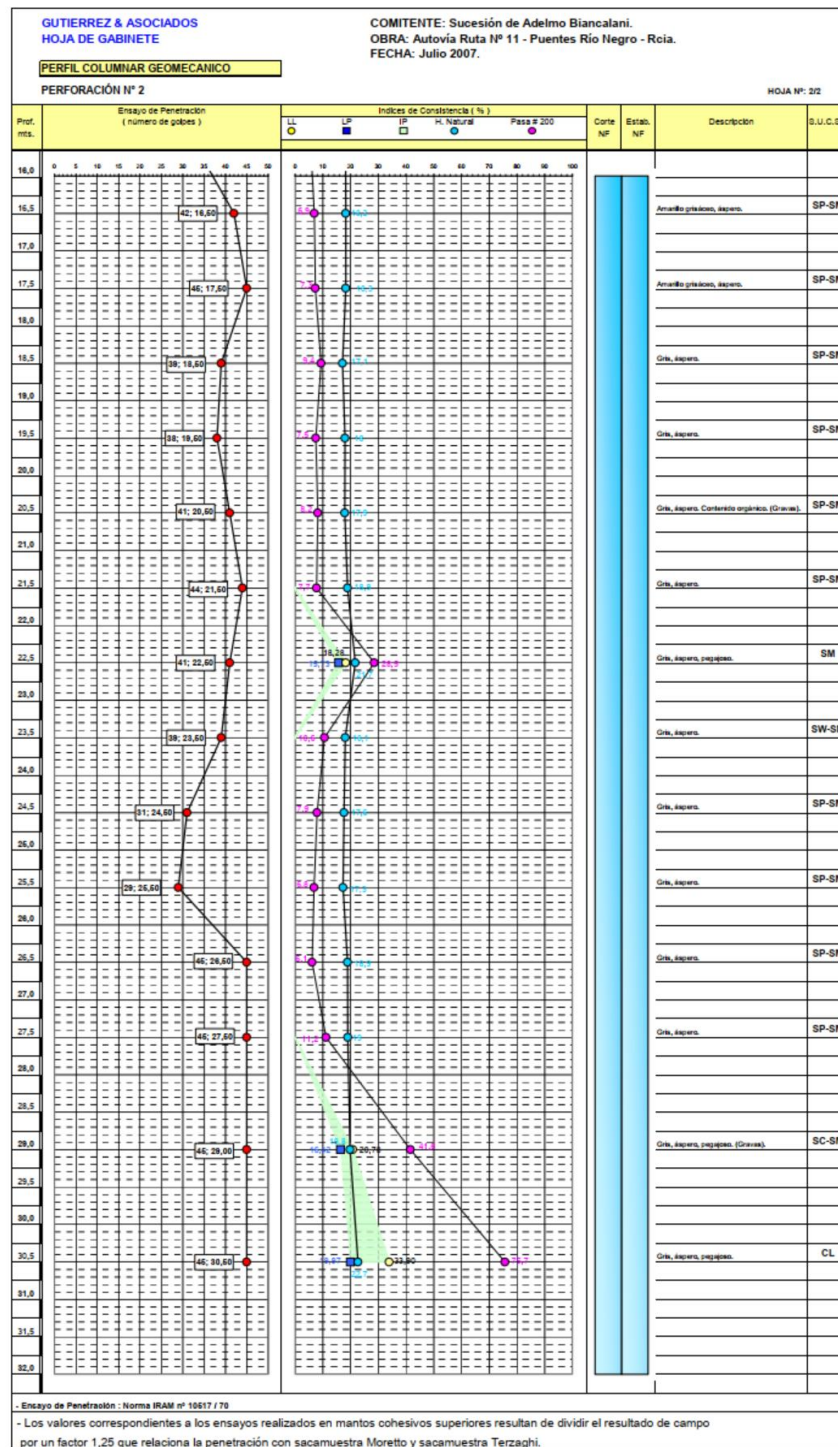
TIEMPO	CARGA		DEFORM.		DEFOR. TOTAL mm.	DEFOR. UNIT.	1- DEF UN.	AREA CORR. cm ²	ESF. DESV. Kg/cm ²
	L	Kg	L	mm					
	30,50	31,08	400,0	4,00	4,00	0,0399	0,96	10,30	3,02
	35,00	35,67	550,0	5,50	5,50	0,0548	0,95	10,47	3,41
	38,00	38,72	700,0	7,00	7,00	0,0698	0,93	10,64	3,64
					Cu = 1,677 s/ Clayton - Milititsky - Woods (1993)				
	c (kg/cm ²)								
	0,50	1,00	1,50						
	Tensiones de conf.								
	0,50	1,00	1,50	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	
	Tensiones de rotura								

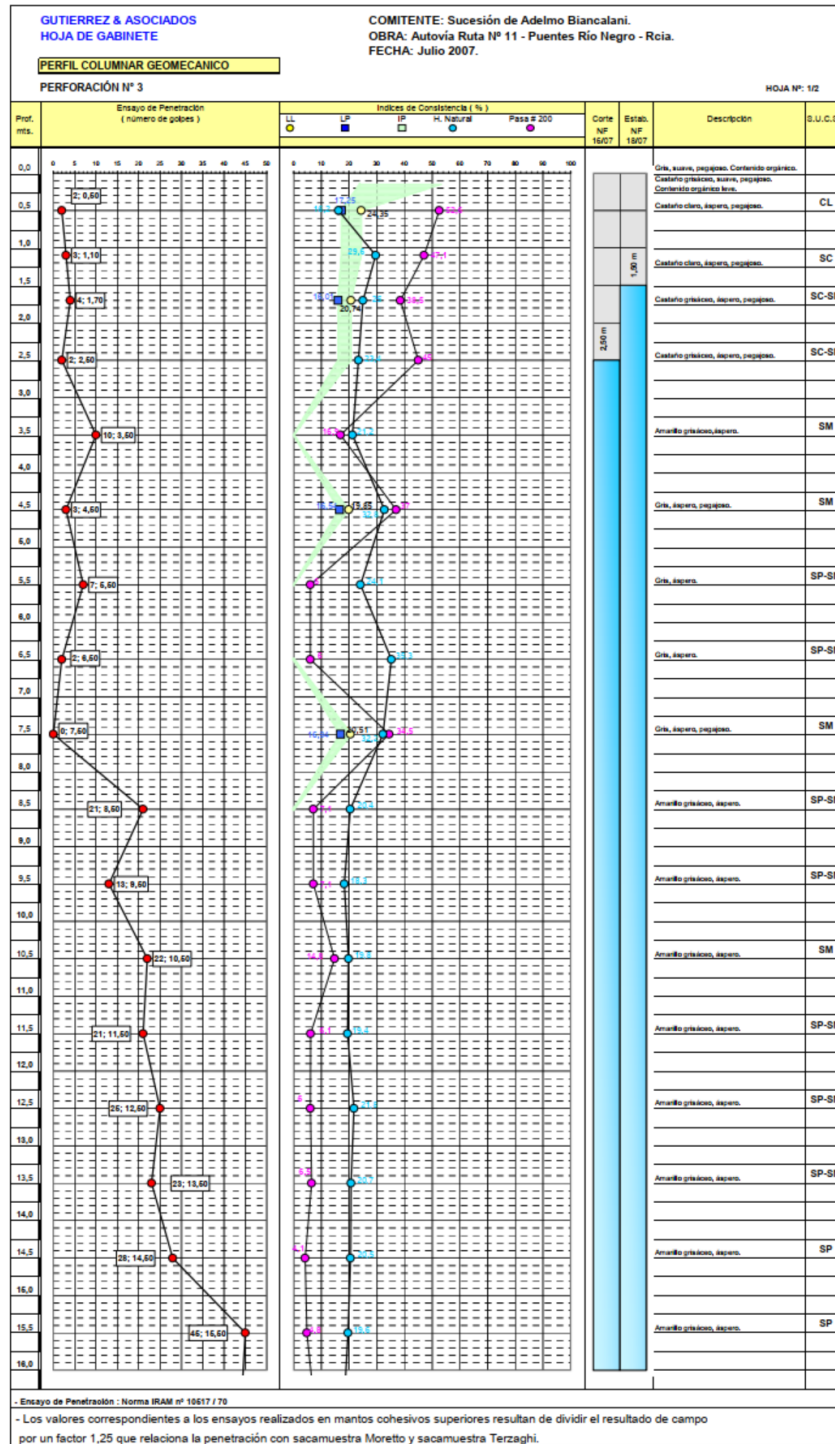
242

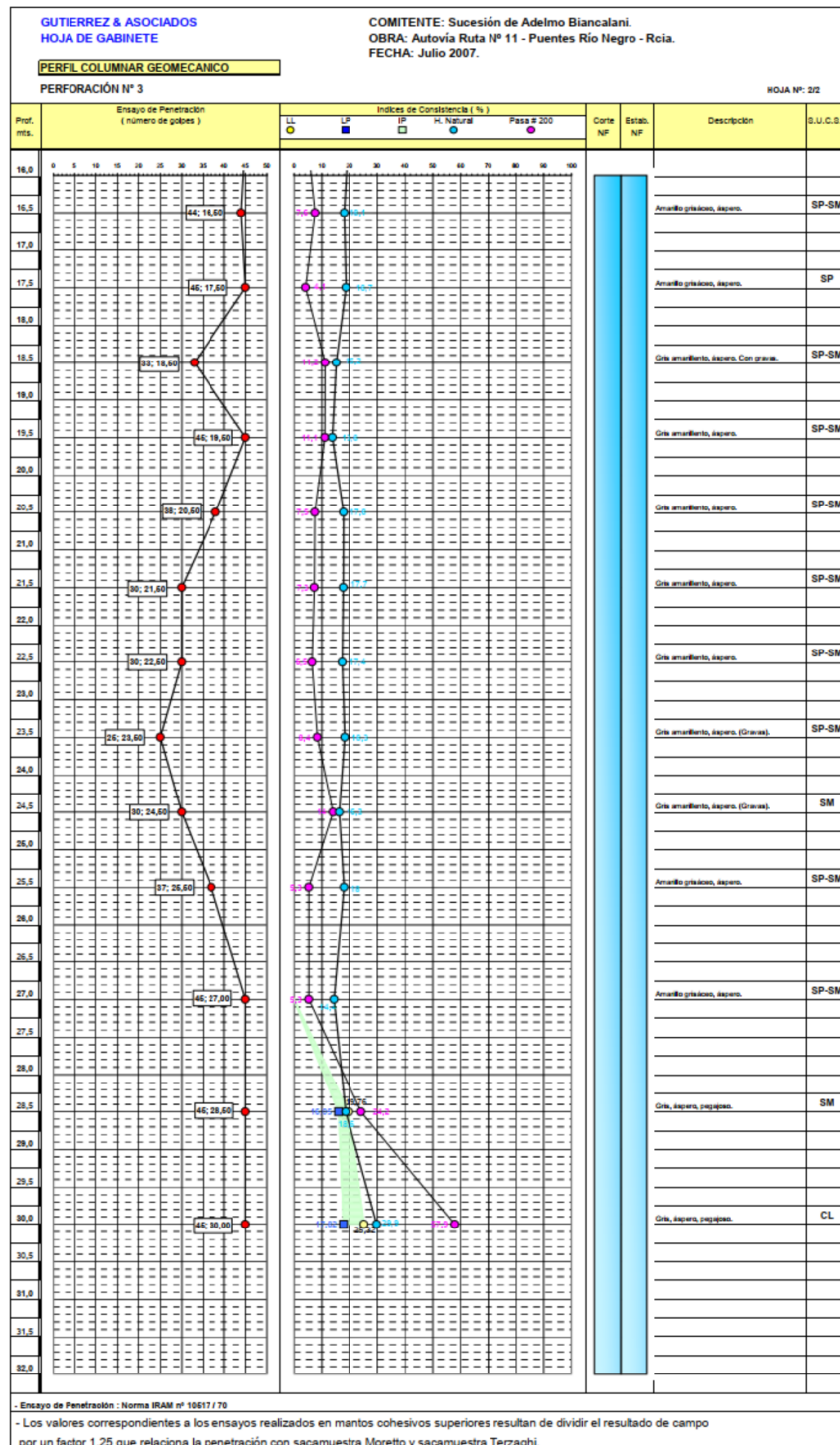


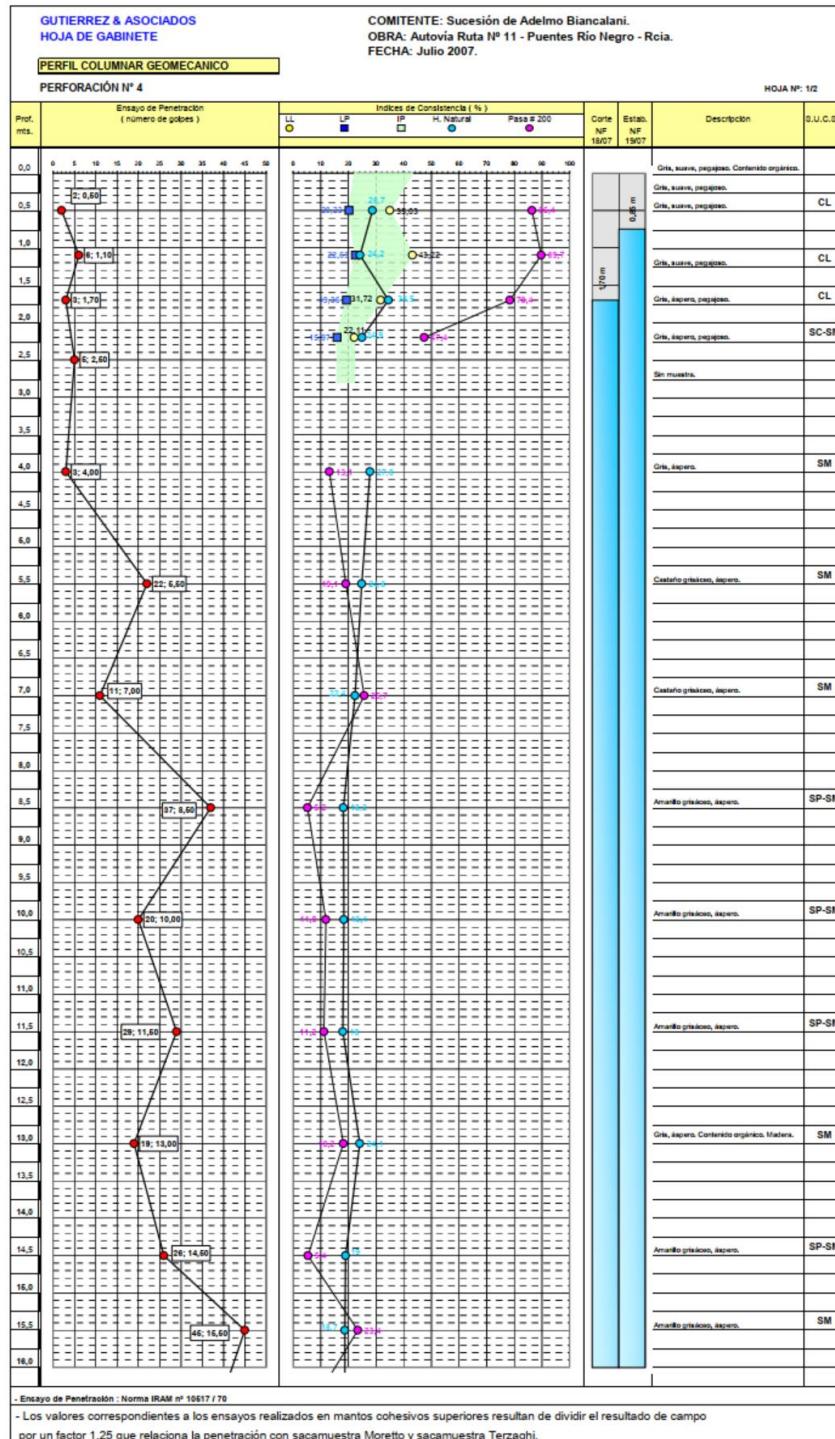


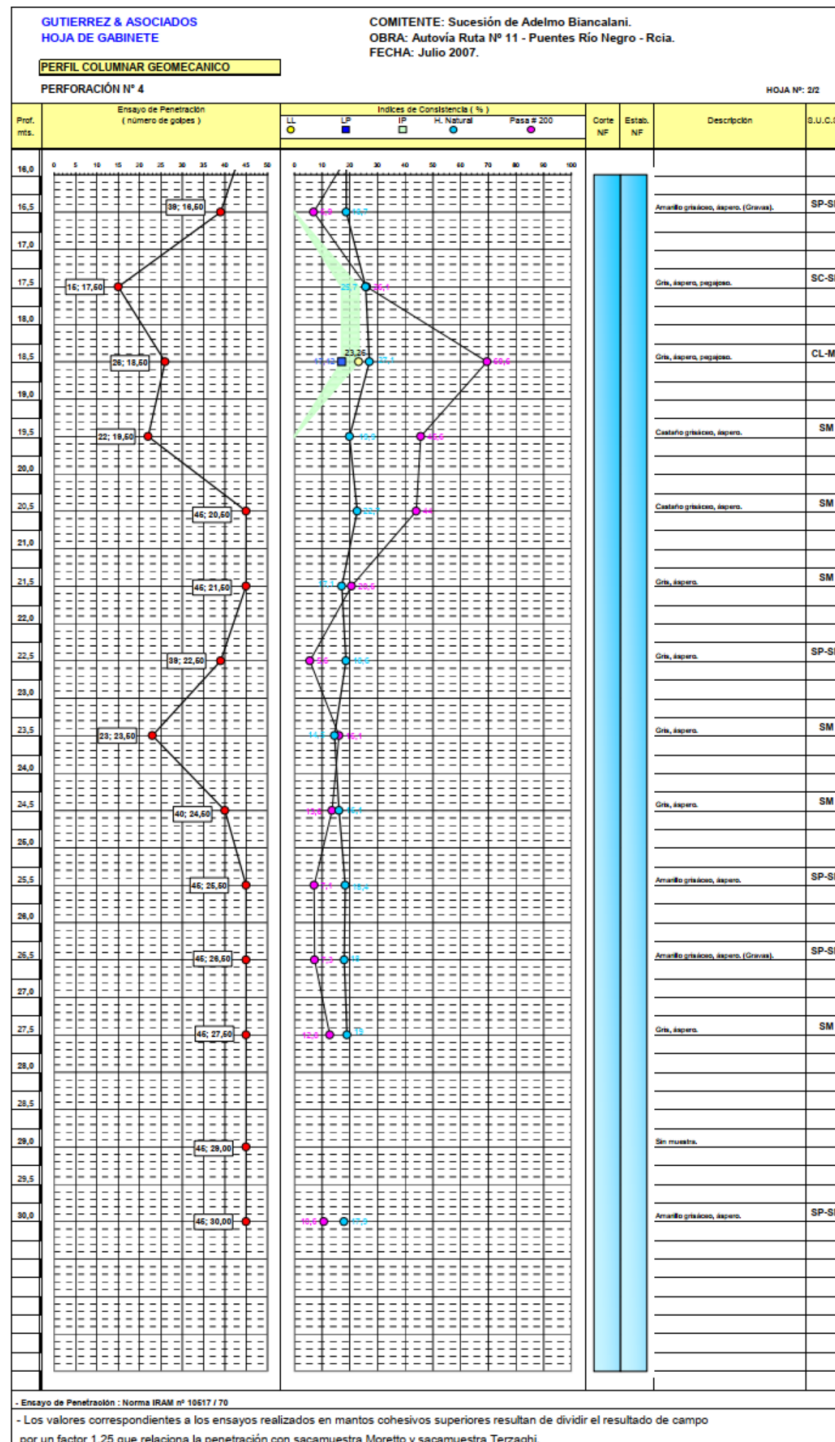


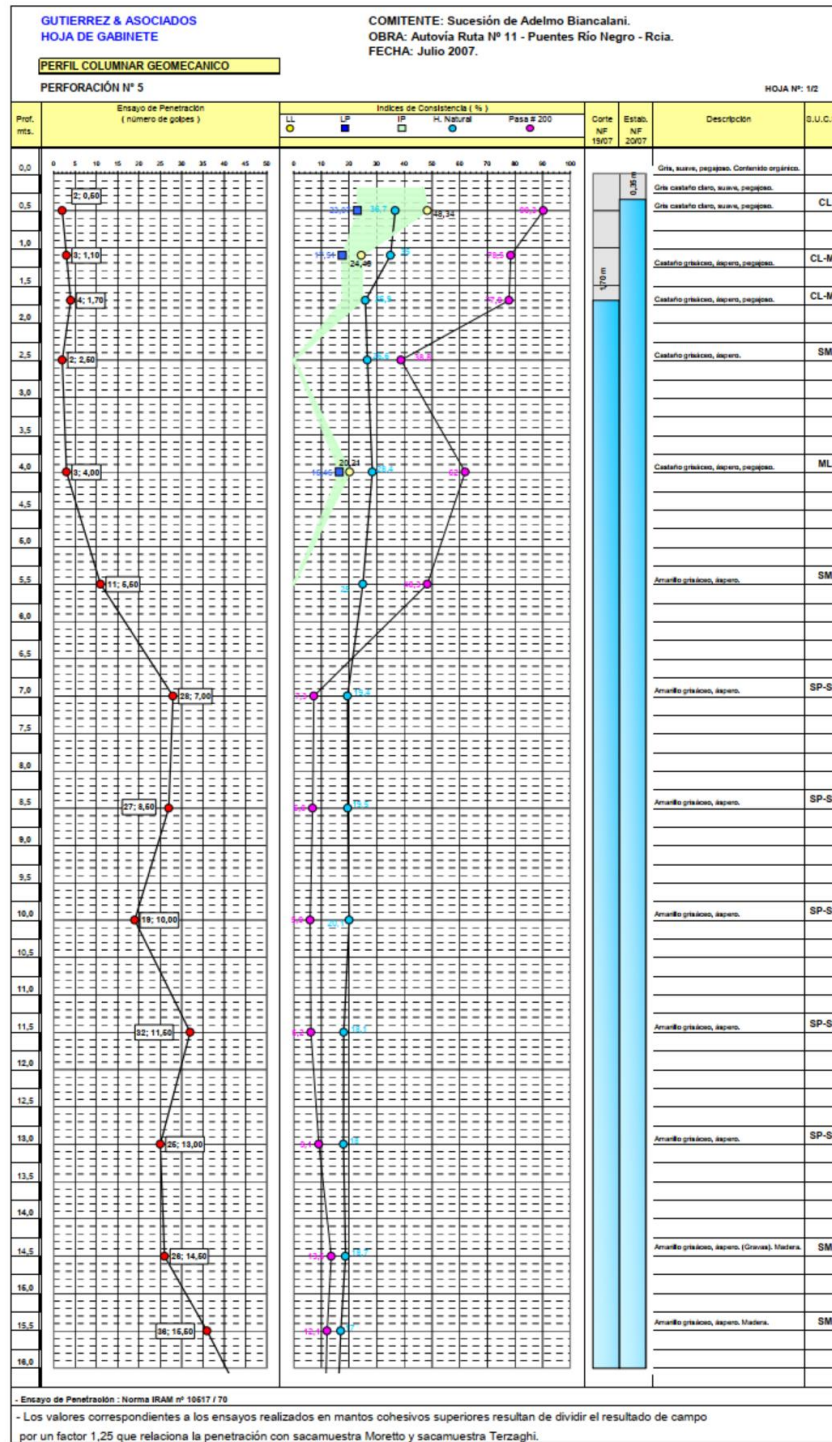


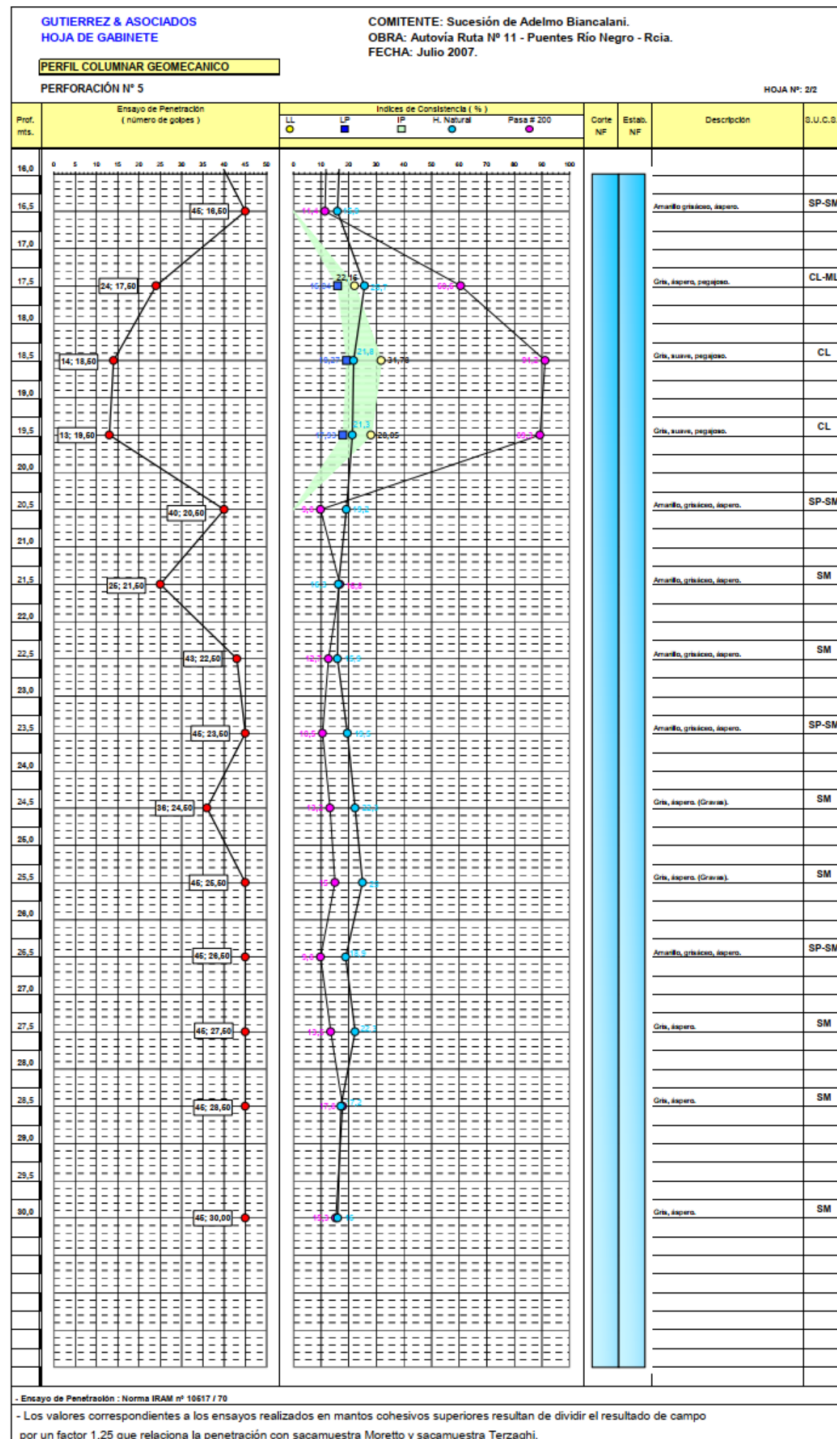


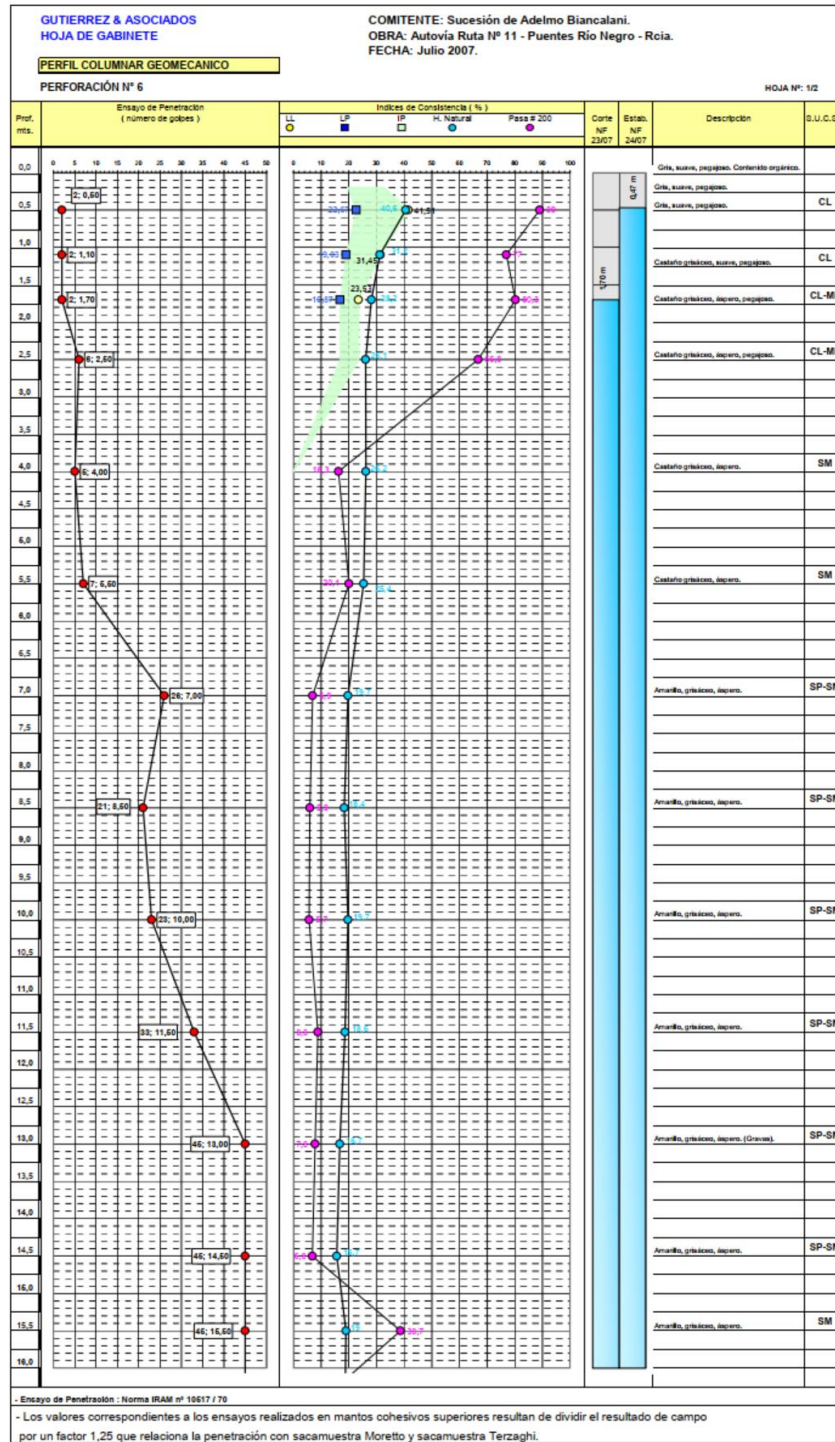


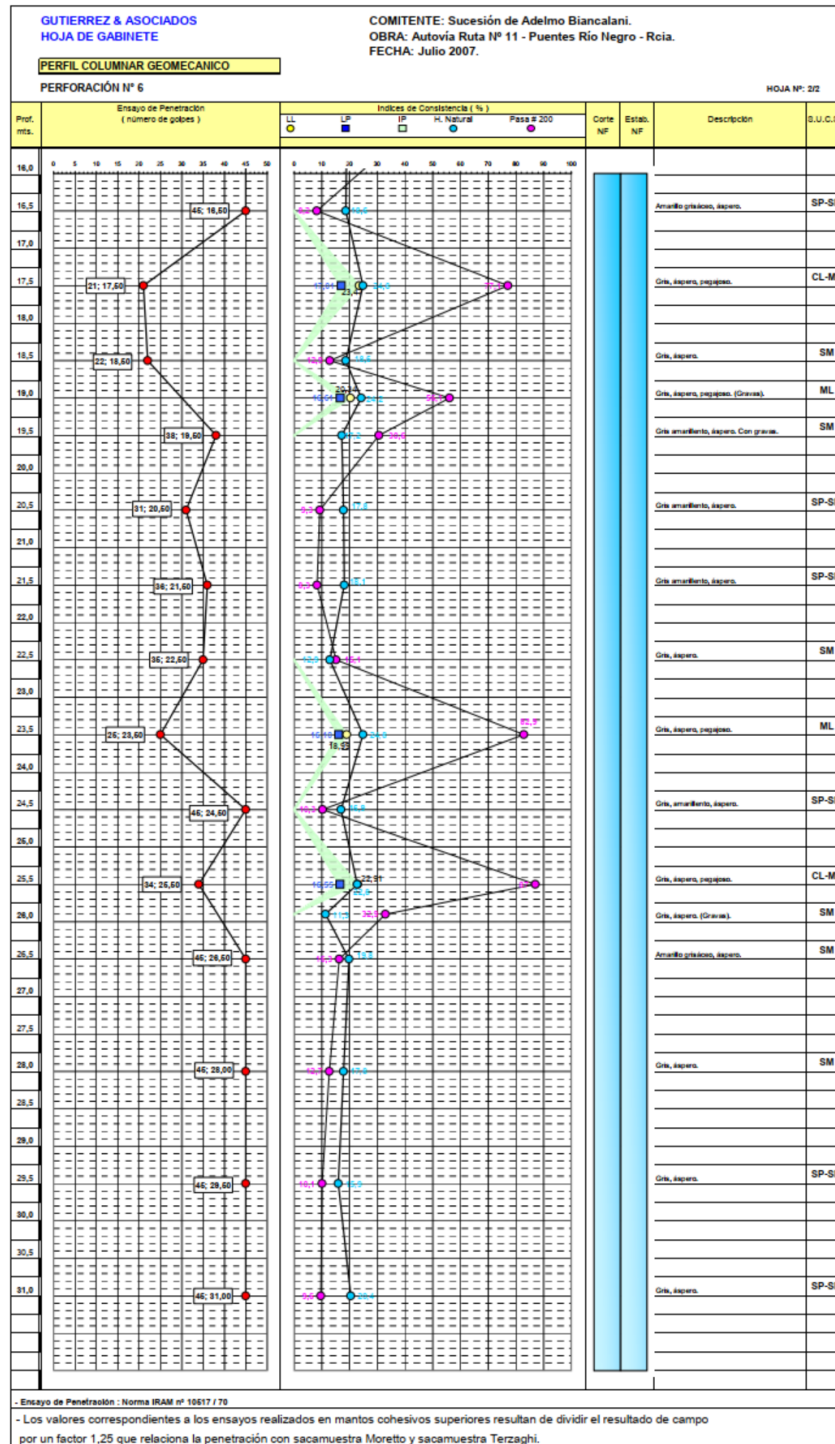


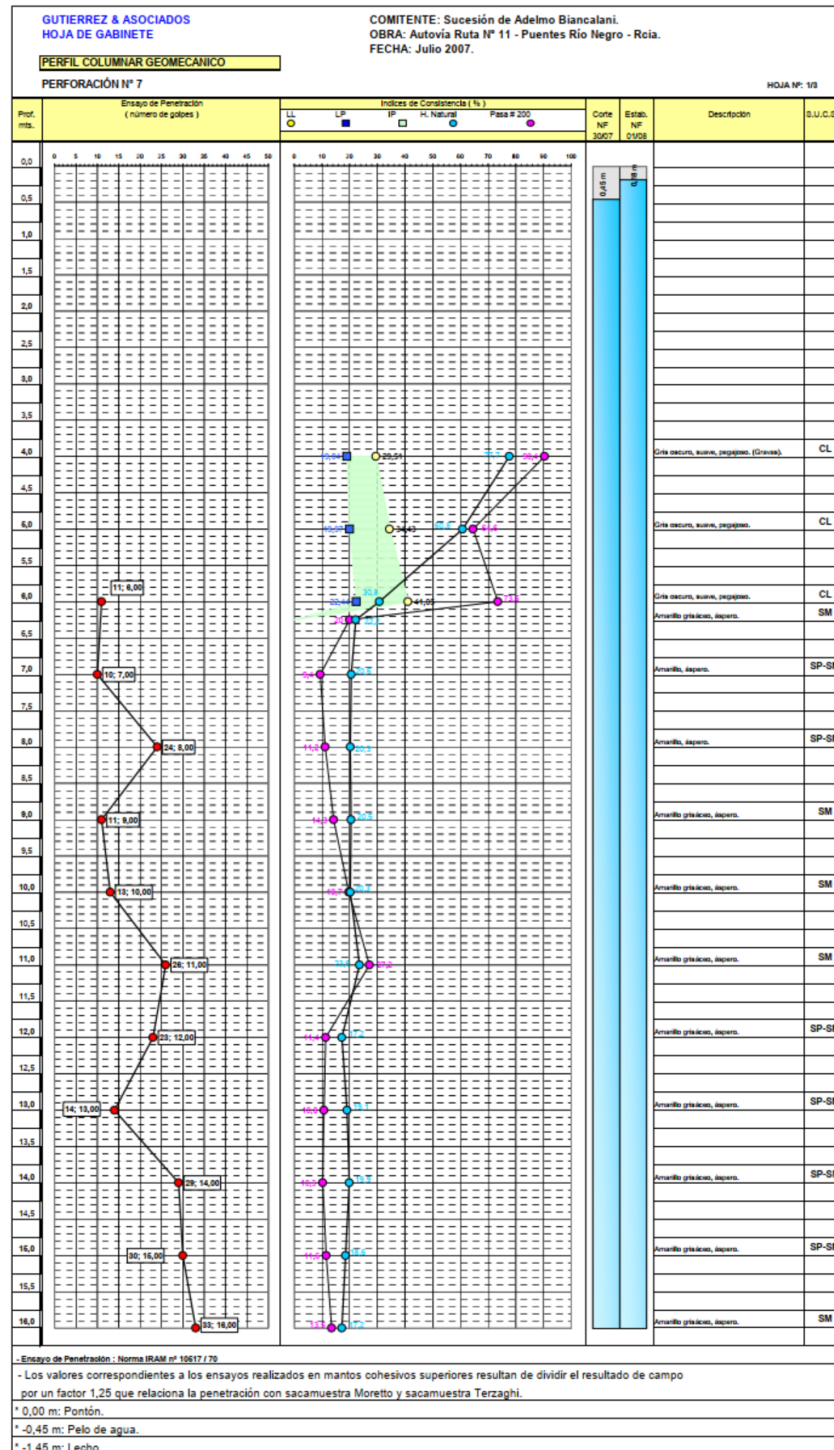


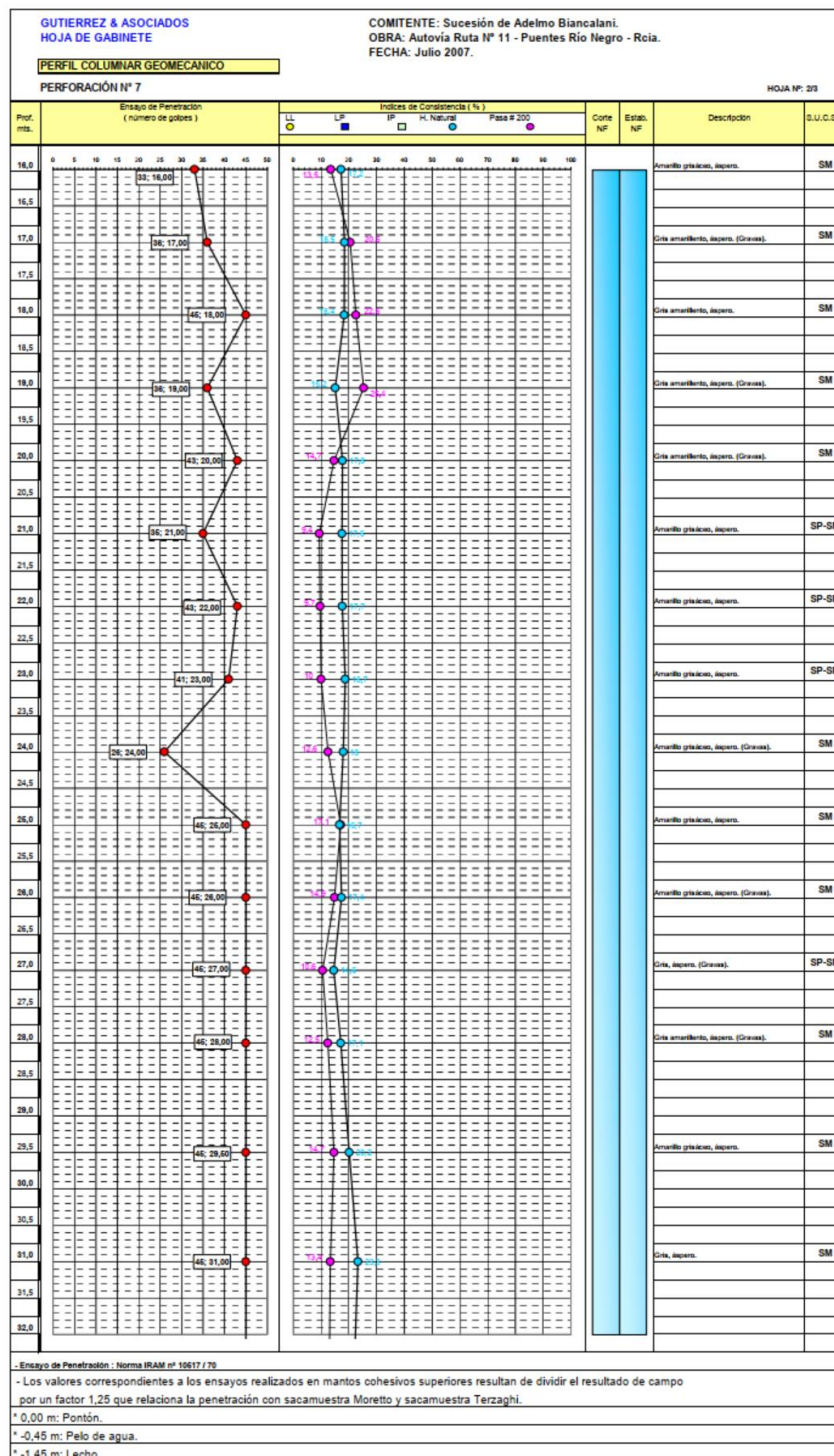




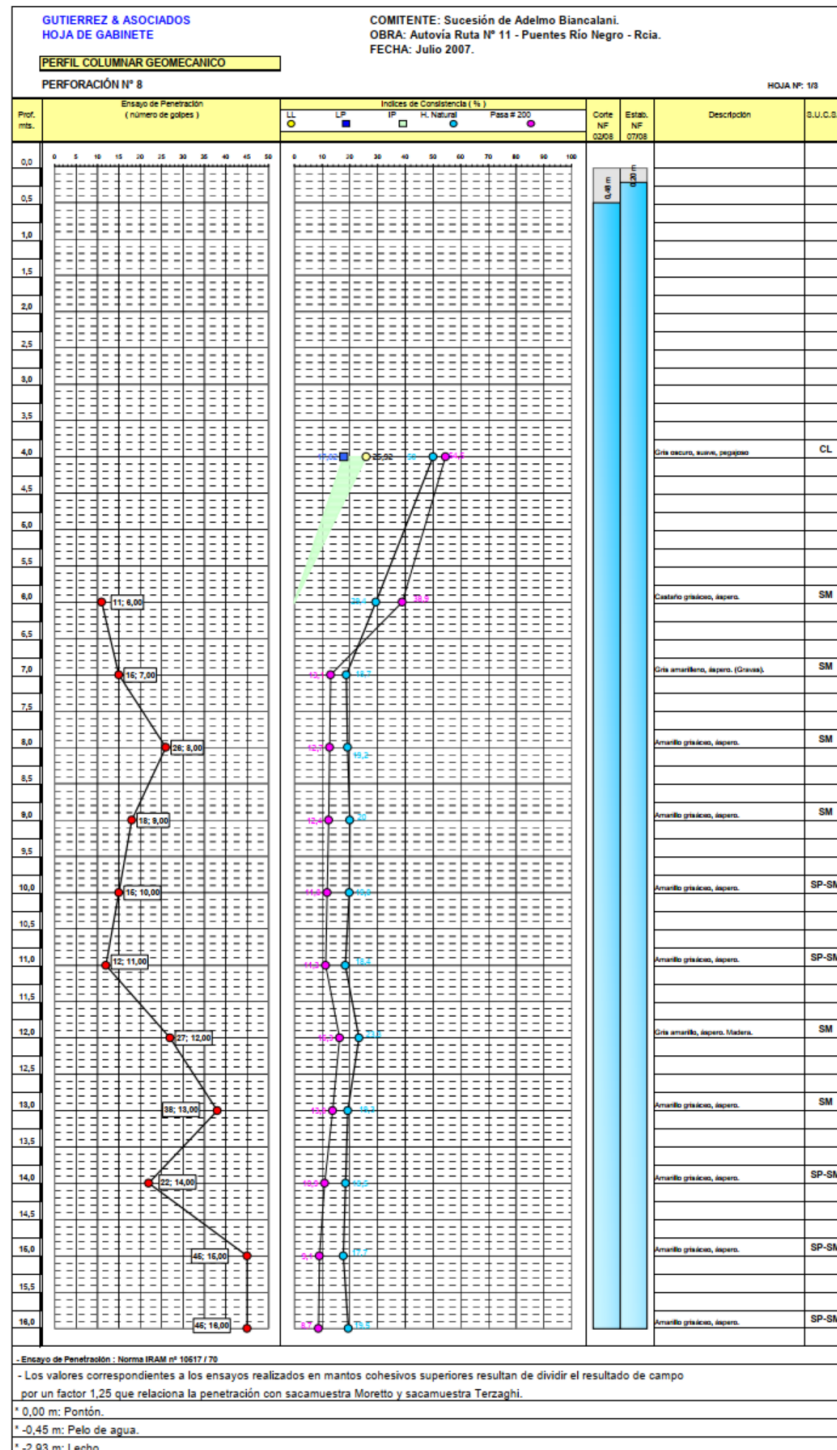


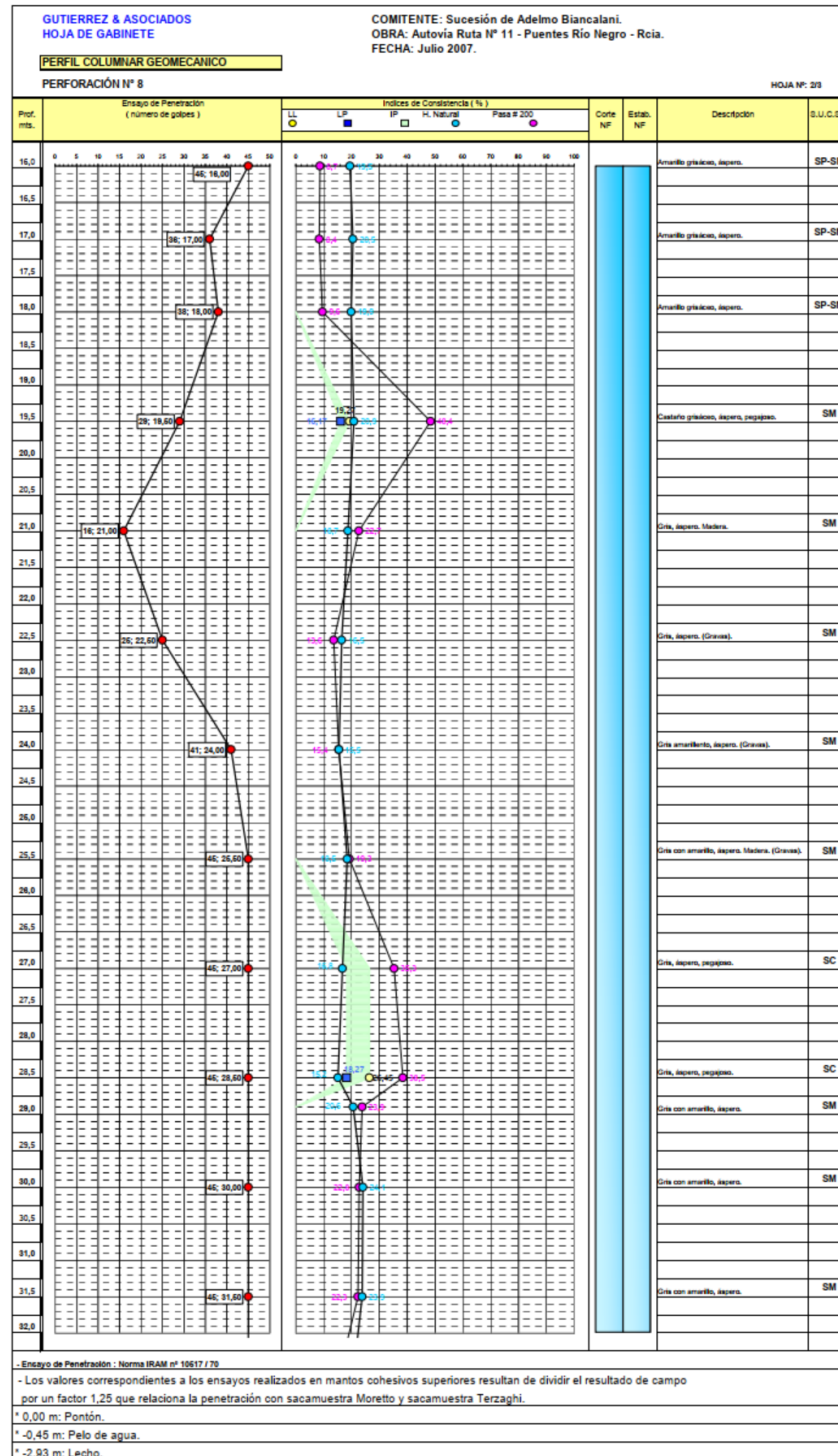




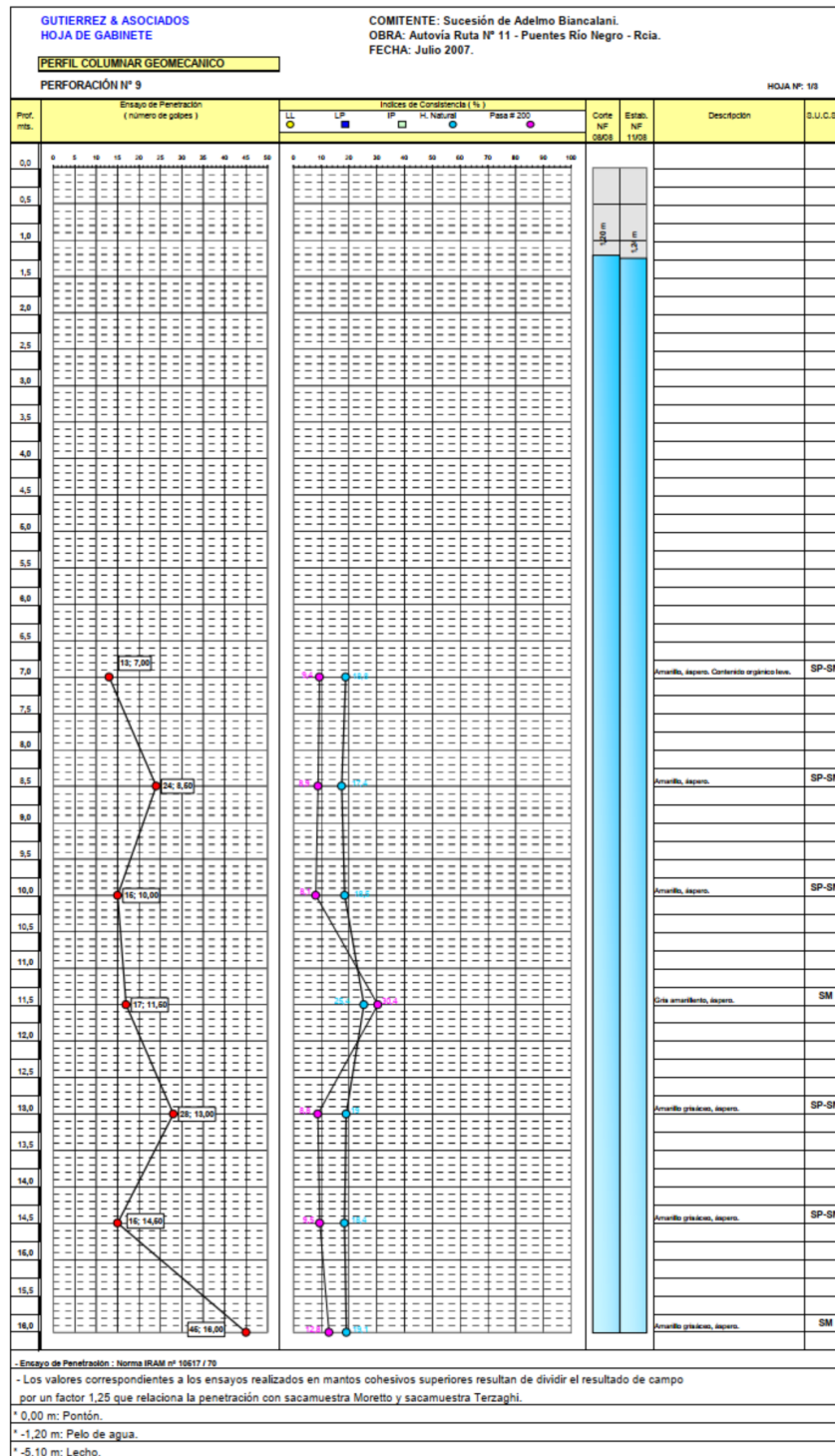


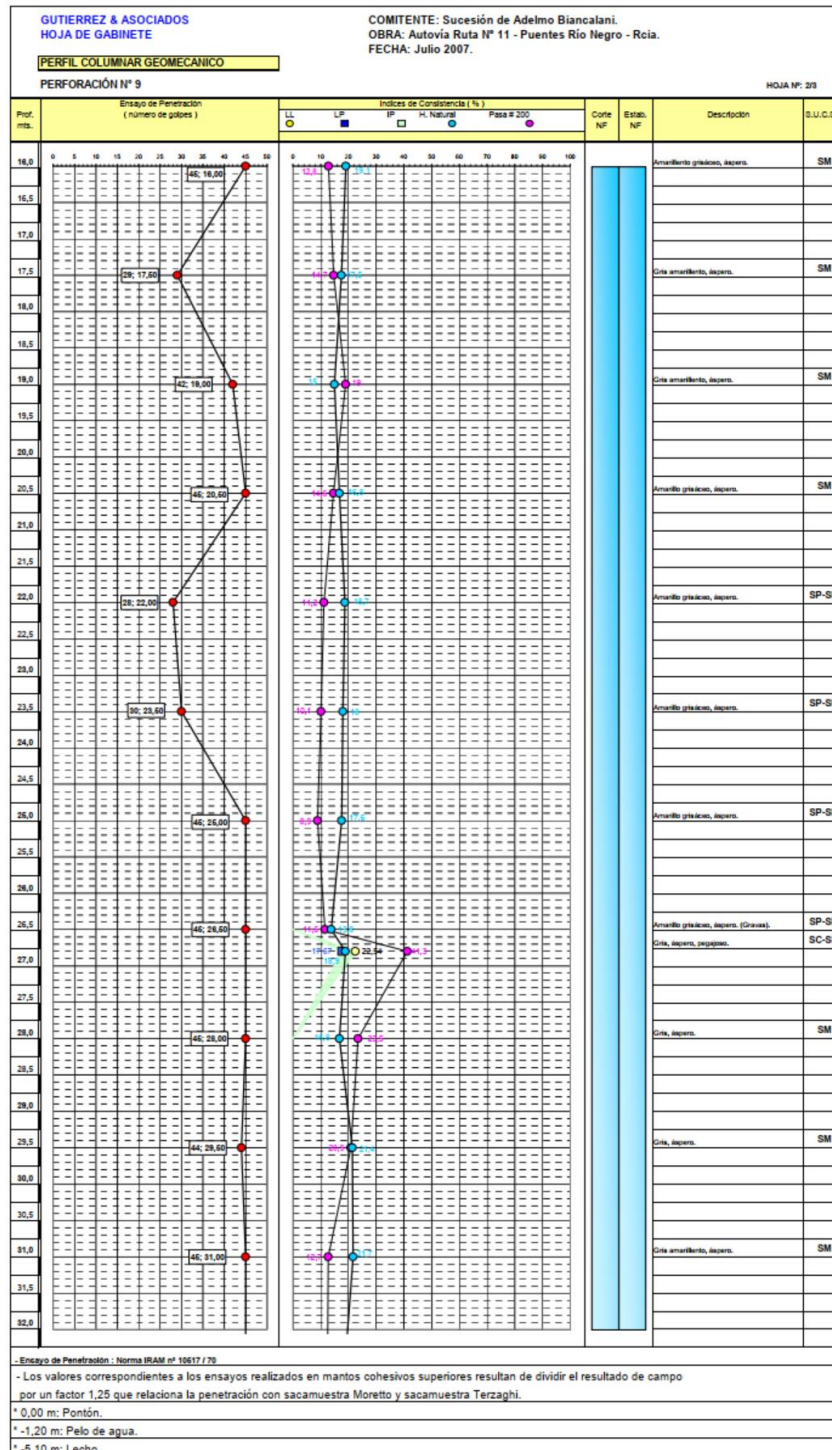
257



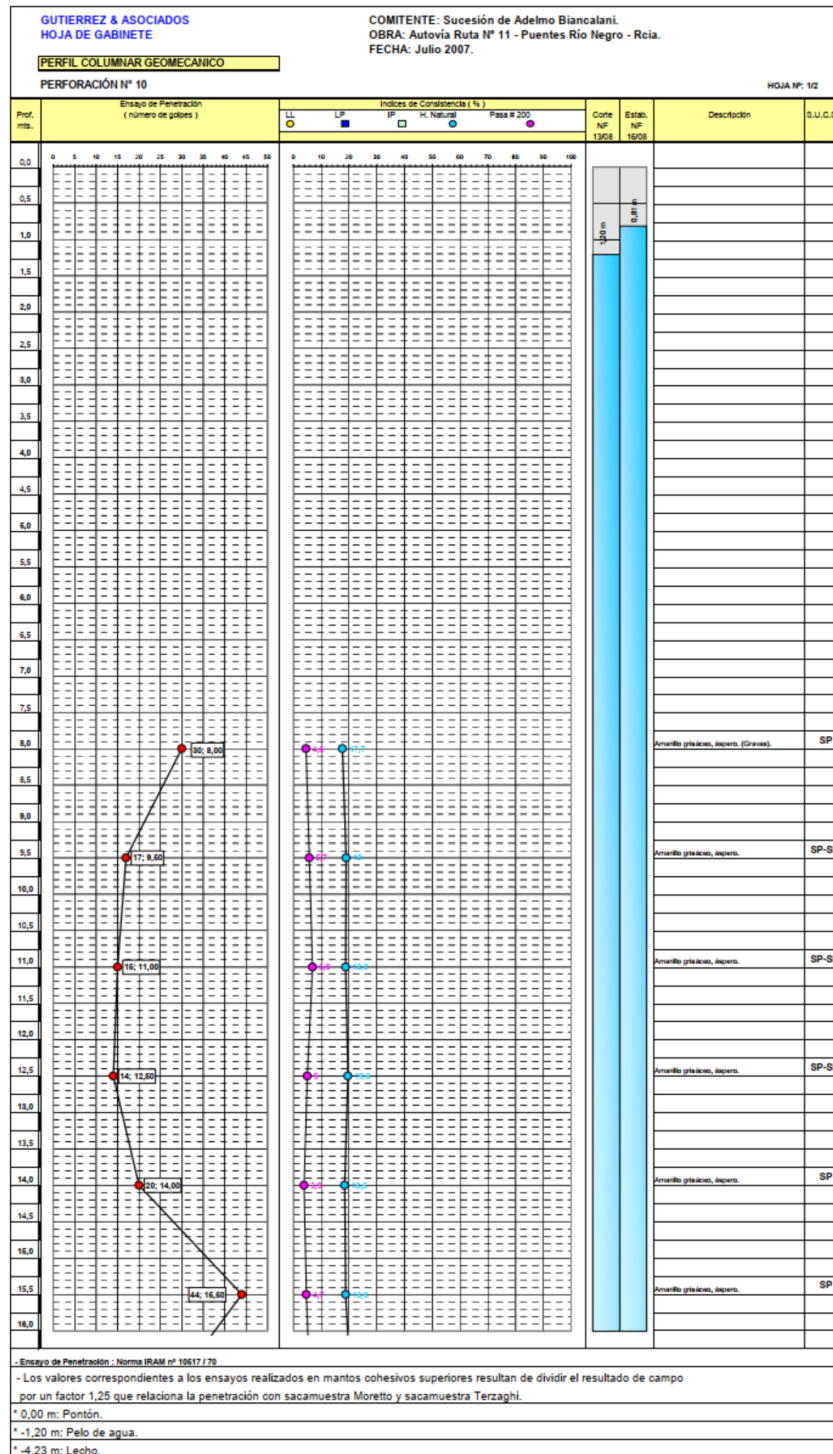


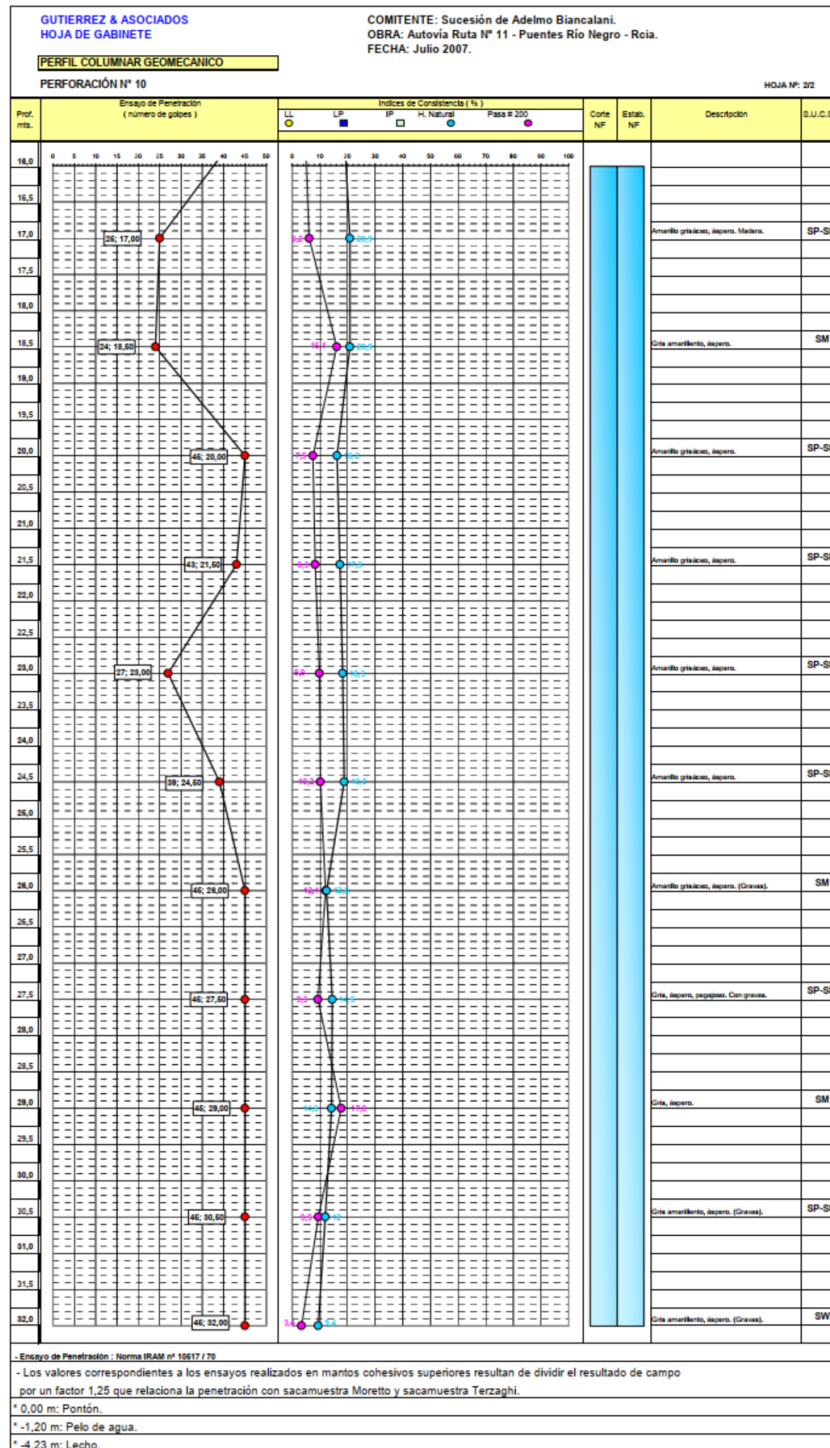
260



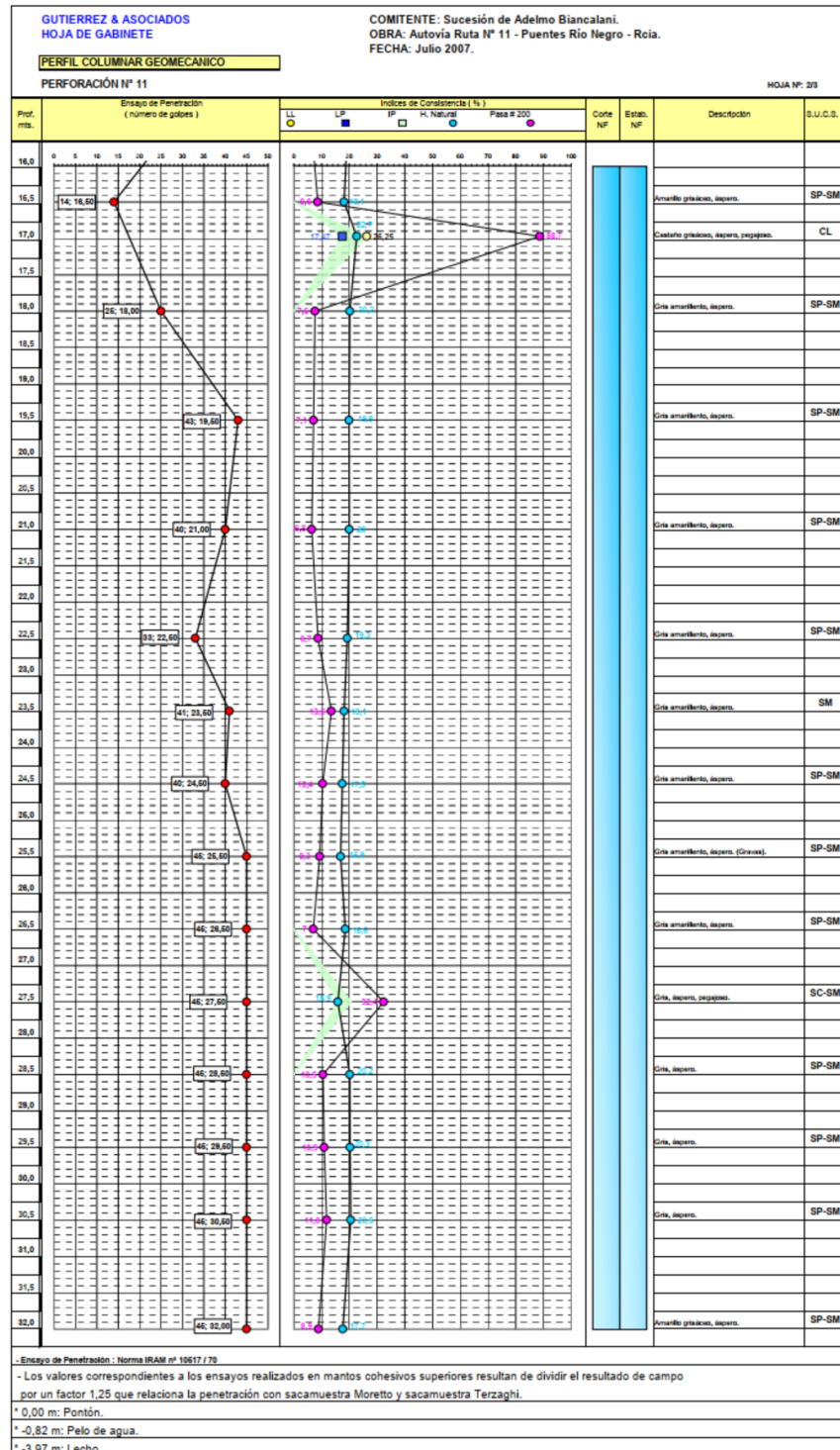


263

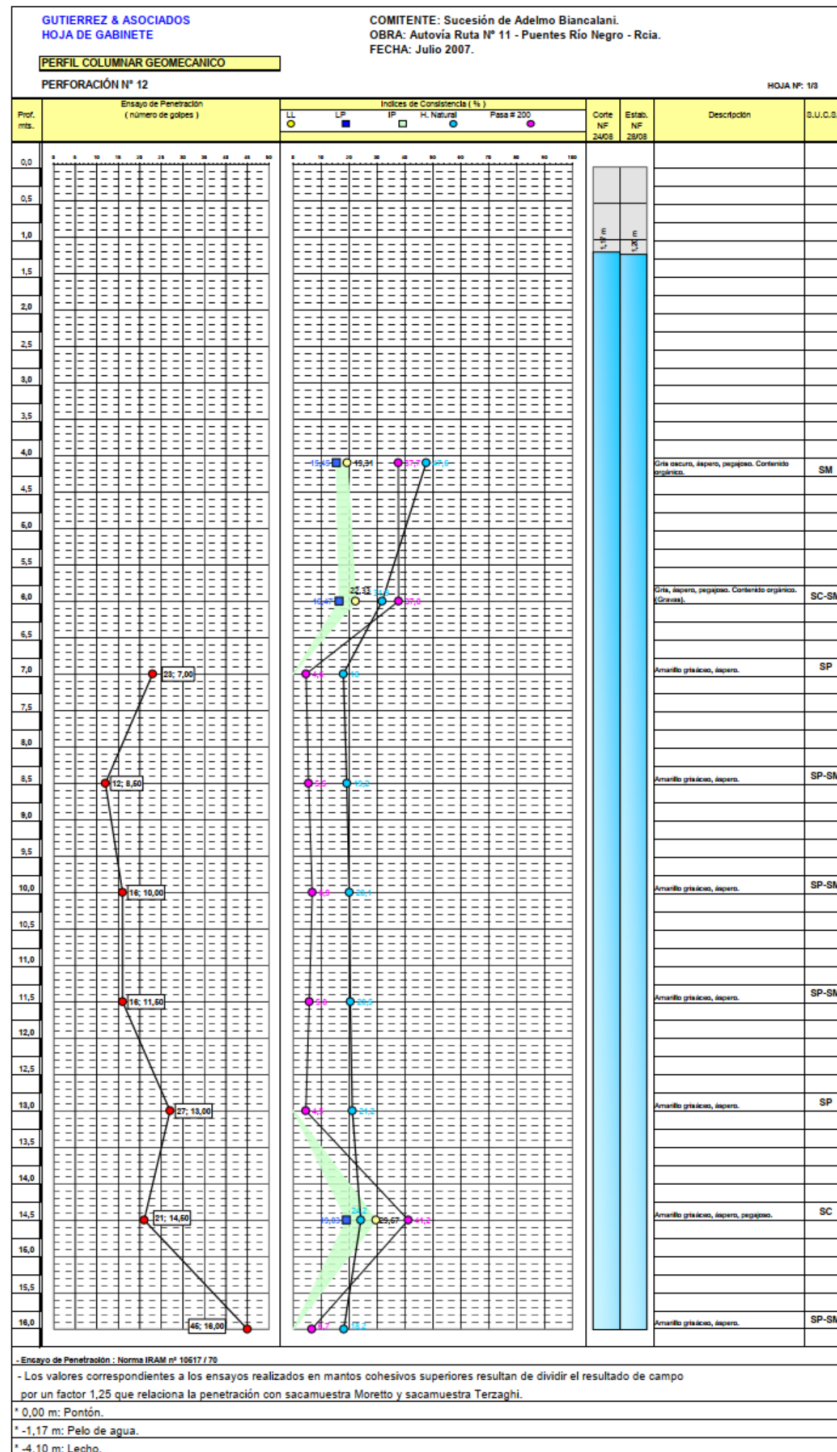


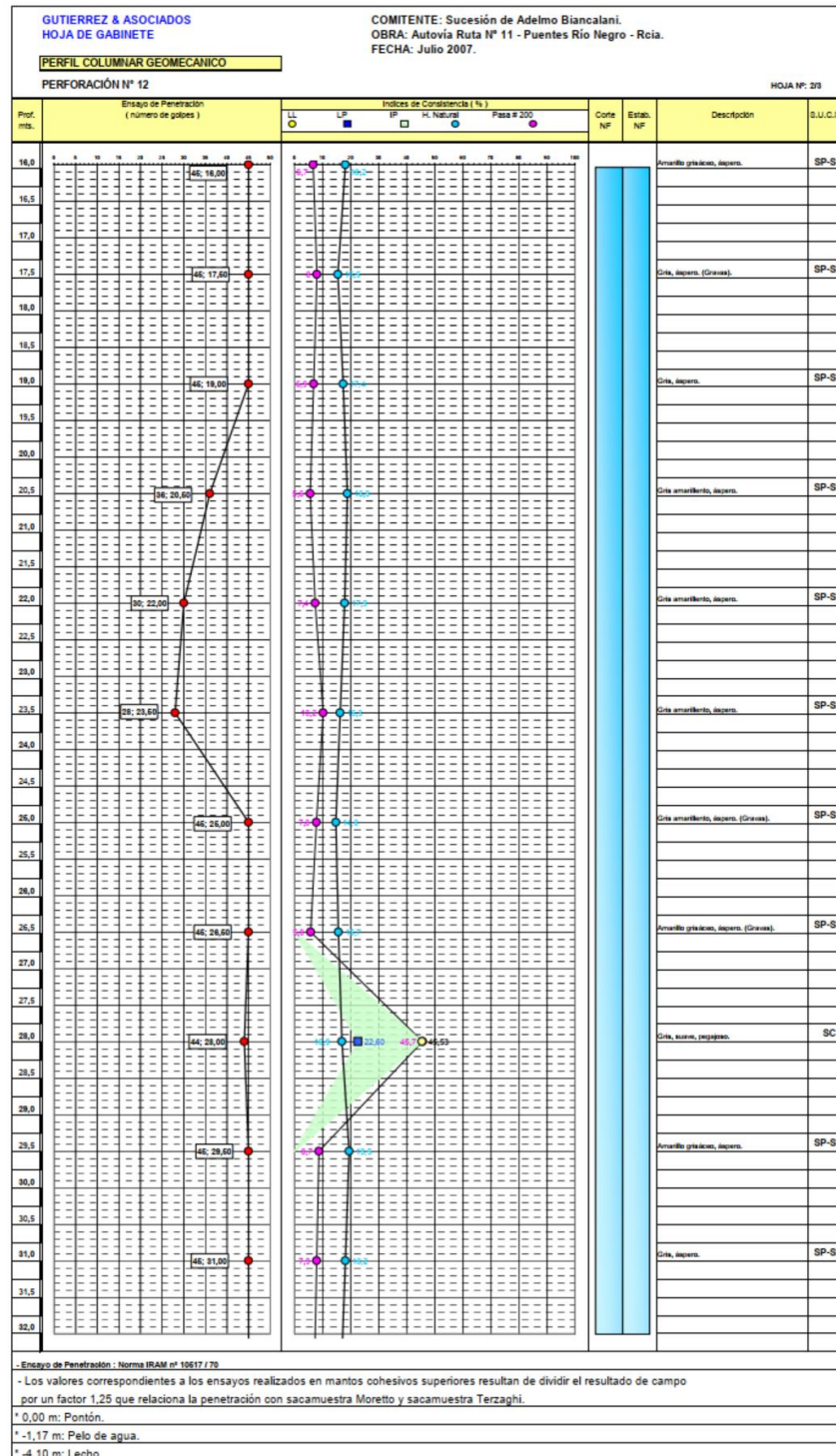






268





271

Anexo 3: Memoria de cálculo y detalle de armado de vigas pretensadas, Estudio Larsson, 2020

ASTORI		TABLA DE ARMADURAS							
VIGA PRETENSADA VP80		POS	DIAM [mm]	CANT [u]	LONG [m]	FORMA	LONG TOT. [m]	PESO kg/m	PESO TOT. [kg]
PROPIETARIO: VIALIDAD PROV.		A1	1/2"	14	14.80	1480	207.2	0.77	159.6
UBICACION: CHACO		A2	16	4	12.00	1200	48.0	1.58	75.8
N° DE OBRA ASTORI: XXXXX		A3	16	8	5.99	73	47.9	1.58	75.6
N° DE OBRA LARSSON: 2992		A4				24			
		A5	16	4	12.00	1200	48.0	1.58	75.8
		A6	16	4	2.00	50	8.0	1.58	12.6
		A8	8	4	12.00	1200	48.0	0.39	18.9
		A10	1/2"	4	3.06	R=10cm	11.4	0.77	8.8
		A11				32			
		A11a				32			
		A19	8	40	0.80	10	32.0	0.39	12.6
		A20	8	16	1.69	25	27.0	0.39	10.7
		A23	8	14	2.20	27	30.8	0.39	12.2
		A25				32			
		A26	8	28	2.18	10	61.0	0.39	24.1

DATOS DE PIEZA		RESUMEN DE COMPUTOS	
TIPO DE PIEZA:	V01	A* CORDONES [kg]	168.4
DIMENSIONES DE PIEZA:	14.80x0.80	A* CONFORMADO [kg]	318.3
CANTIDAD DE PIEZAS:	52	A* COMÚN LISO [kg]	0,0
VOLUMEN DE PIEZA: [m³]	3,510	A* MALLAS [kg]	217,6
PESO DE PIEZA: [Tn]	9.13	A* TRENZAS [kg]	0,0
CUANTIA: [kg/m³]	200.63	TOTAL [kg]:	704.2

MATERIALES	
ACERO PRET.: GR270/ASTM A416	
ACERO TRENZAS: C 1750	
ACERO LISO: AL 220	
ACERO CONFORMADO: ADN S 420	
ACERO MALLAS: AM 500	
HORMIGON: H-40 AL TESAR: 30MPA	
TENS. TESADO CORDONES: 1400MPA	
TENS. TESADO TRENZAS: 1350MPA	

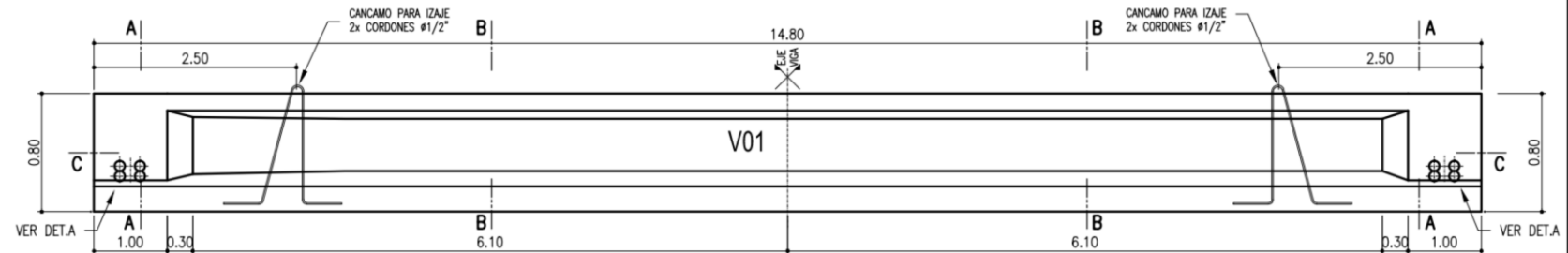
OBSERVACIONES	

RECUBRIMIENTO [MM]	

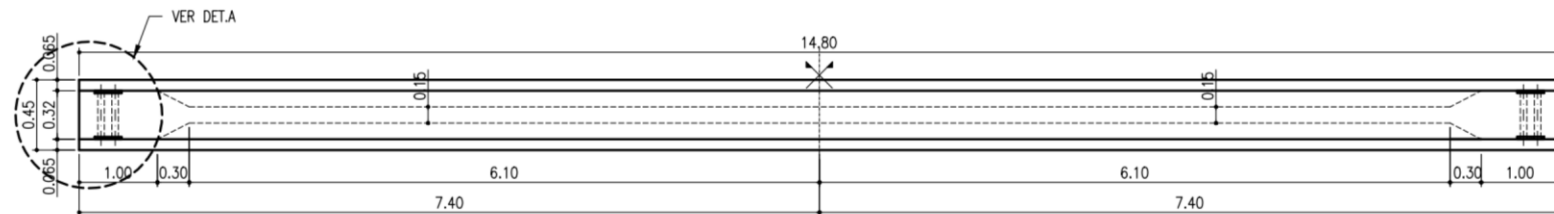
ESQUEMA DE ACOPIO Y TRANSPORTE	
VIGA PRETENSADA h= 80 cm	
DESMOLDE 2.50m	
PLAYA max:1.00m	
TRANSPORTE max:1.50m	

POS.	DIAM [mm]	CANT.	ANCH [m]	LARGO [m]	FORMA	AREA [m²]	PESO kg/m	PESO TOT. [kg]
A9	8	1	1.98	14,74	10	29.2	3.50	102.1
A12a					28			
A13	8	2	0.80	14,74	15	23.6	3.50	82.5
A14	8	1	0.77	12.20	5	9.4	3.50	32.9
A15					22			
A23					30			

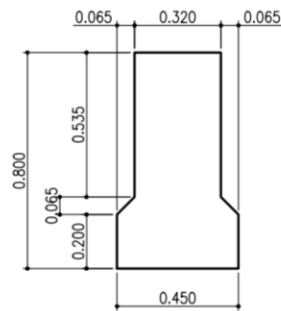
0	30/11/2020	REVISION INICIAL
TABLA DE REVISIONES		



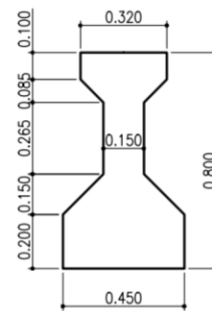
VIGA VISTA



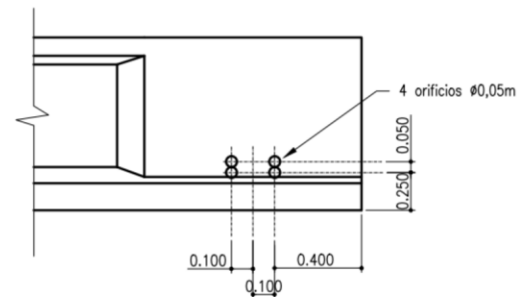
VIGA - PLANTA (CORTE C-C)



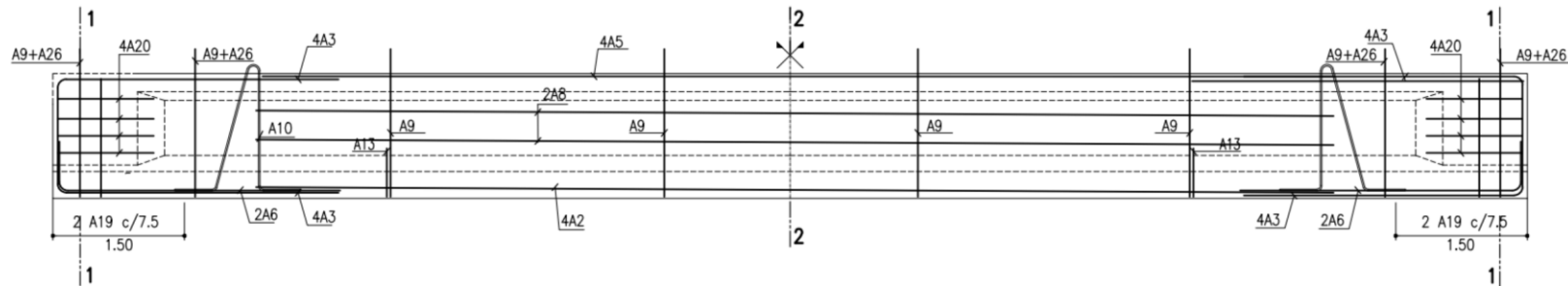
CORTE A-A



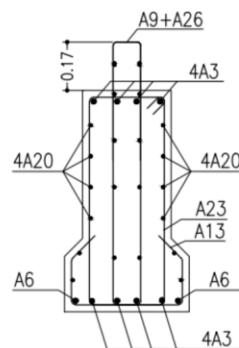
CORTE B-B



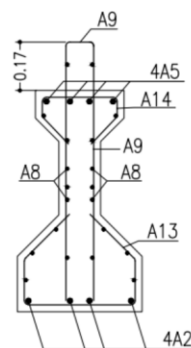
DETALLE A



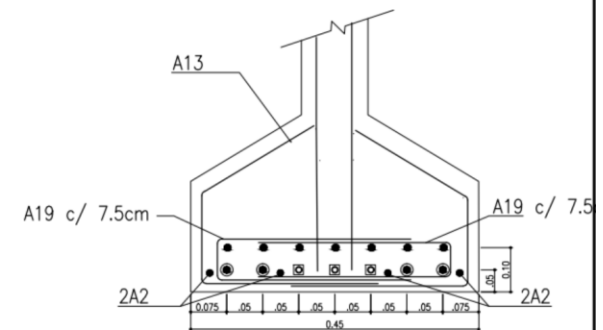
ESTRIBOS	A9 +A13 +A23 c/15cm +A26 c/15cm	A9 +A13 +A14 +A26 c/30cm	A9+A13+A14	A9+A13+A14	A9 +A13 +A14 +A26 c/30cm	A9 +A13 +A23 c/15cm +A26 c/15cm
LONGITUD	1.00	2.00	4.40	4.40	2.00	1.00



CORTE 1-1



CORTE 2-2



ARMADURA
PRETENSADO

G_{pi}: 14000 Kg/cm²
14 Cordones 1/2 Plg.
L=14.80 m

Se neutralizan: 3 Cordones a 1.80 m., en cada extremo
4 Cordones a 2.80 m., en cada extremo

ATENCIÓN: Recubrimiento: 3cm

ESTUDIO LARSSON

Proyecto y Cálculo Estructural

SOLICITACIONES EN LA VIGA

MOMENTOS DE SERVICIO

SECCION	Distancia	M P.Propio	M Perm. Losa	M Sob. Perm.	M Sob. Movil
Apoyo	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1	0.4	1.6	2.9	1.2	8.1
2	2.1	7.3	13.4	5.4	35.9
3	4.3	12.0	22.1	8.9	58.5
4	5.7	13.7	25.3	10.2	66.2
5	7.1	14.3	26.4	10.6	67.9

MOMENTOS ULTIMOS

SECCION	Distancia	M Total		Mu Comb	MuTOTAL
Apoyo	0.0	0.0		0.0	0.0
1	0.4	13.7		23.9	23.9
2	2.1	62.0		108.6	108.6
3	4.3	101.5		177.7	177.7
4	5.7	115.4		201.9	201.9
5	7.1	119.2		208.5	208.5

Factor asimetría de la sobrecarga movil (aplanadoras): **1.3** Ver Anexo I

CORTANTE DE SERVICIO

SECCION	Distancia	Q P.Propio	Q Perm. Losa	Q Sob. Perm.	Q Sob. Movil
Apoyo	0.0	4.0	7.4	3.0	17.5
1	0.4	3.8	7.0	2.8	19.1
2	2.1	2.8	5.2	2.1	14.8
3	4.3	1.6	3.0	1.2	10.1
4	5.7	0.8	1.5	0.6	7.0
5	7.1	0.0	0.0	0.0	3.9

CORTANTE ULTIMO

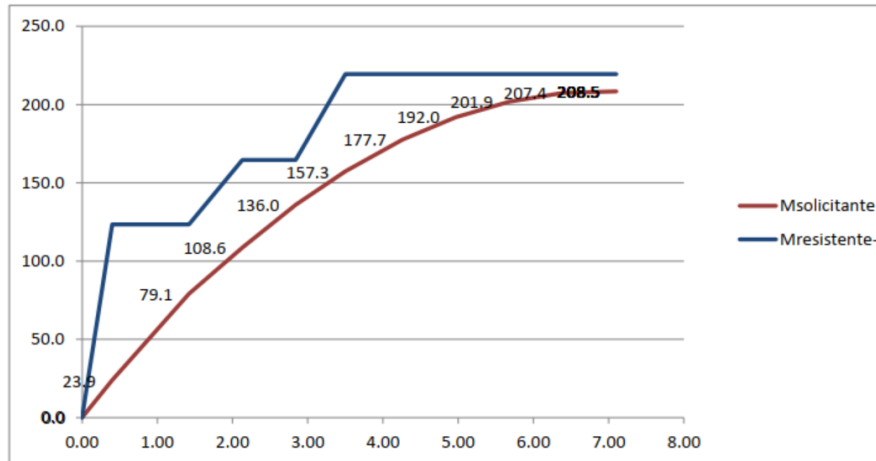
SECCION	Distancia	Q Total		Qu Comb 3	Qu TOTAL
Apoyo	0.0	31.9		55.9	55.9
1	0.4	32.7		57.3	57.3
2	2.1	24.9		43.5	43.5
3	4.3	15.9		27.8	27.8
4	5.7	9.9		17.3	17.3
5	7.1	3.9		6.8	6.8

Factor asimetría de la sobrecarga movil (aplanadoras): **1.3** Ver anexo I

ESTUDIO LARSSON

Proyecto y Cálculo Estructural

DIAGRAMA DE MOMENTOS RESISTENTES



*El diagrama resistente tiene una variación lineal debido a que se considera la longitud de desarrollo del anclaje de cada barra. Es decir que donde comienza la barra tiene 0% de su resistencia y al llegar a la longitud de anclaje necesaria tiene el 100% de la misma.

ESTUDIO LARSSON

Proyecto y Cálculo Estructural

DATOS DE LOS MATERIALES

MODULOS DE ELASTICIDAD

Módulo de elasticidad de la viga pretensada

$E_v [t/m^2] =$
 3700000

Módulo de elasticidad de la losa 2da. Etapa

$E_l [t/m^2] =$
 3000000

Relación de módulos

$E_v/E_l =$
 1.23

Módulo de elasticidad del acero de pretensado

$E_s [t/m^2] =$
 19500000

Relación de módulos

$E_s/E_v =$
 5.27

Módulo de elasticidad del acero ADN-420

$E_a [t/m^2] =$
 21000000

Relación de módulos

$E_a/E_v =$
 5.68

RESISTENCIA

Resistencia del H° de viga pretensada

$f'_c [kg/cm^2]$
 380 H-38

Resistencia del H° de losa 2da. Etapa

$f'_c [kg/cm^2]$
 210 H-21

Resist. a la compresión del H° al aplicar el tesado inicial

$f'_{ci} [kg/cm^2]$
 300 H-30

Resistencia del A° Pretensado

$\beta'z [kg/cm^2]$
 16800

Tension de tesado en banco $[kg/cm^2]$
 14000

Límite de fluencia del A° Pret.

$\beta's [kg/cm^2]$
 16800

Límite de fluencia del A° ADN-420

$f_y [kg/cm^2] =$
 4200

		t=0		t=∞	
		Secc. Max. Momento	Secc. Proxima al apoyo	Cargas larga duración	Cargas máximas
H-38	Resistencia a la compresión f_c	160	160	160	160
	Resistencia a la tracción f_t	-28	-28	-32	-40
H-21	Resistencia a la compresión f_c			100	100
	Resistencia a la tracción f_t			-25	-30

ESTUDIO LARSSON

Proyecto y Cálculo Estructural

Parámetros geométricos, condiciones de curado, tiempo de aplicación de las cargas

Resistencia esp. a la compresión del H° de viga, f'_c [MPa] =	38	
Resistencia recomendada del H° al finalizar el curado:	28.5	75% resist H-38 a 28 días
Resistencia adopt. del H° al introducir pretensado, f'_{ci} [MPa]	30	
Tipo de curado:	Vapor controlado en planta	
Tiempo de curado:	10	horas
Edad del hormigón al aplicar el pretensado:	10	horas
Edad efectiva del hormigón al aplicar el pretensado:	3	días
Edad efectiva del hormigón al hormigonar la losa:	60	días
Temperatura media del hormigón en servicio:	20	°C

Espesor ficticio de viga:
 $def = V/S$

donde:

$V =$ sección de hormigón
 $S =$ perímetro expuesto al aire

	Sección Simple	Sección compuesta
V [cm²]=	2401.6	5807.0
S [cm]=	256.5	629.5
V/S [cm]=	9.36	9.23
V/S adop [cm]=	9.36	

	Seccion Central [kg/cm²]	Seccion extrema [kg/cm²]	Tension Media [kg/cm²]
f_{cir}	134	68	101
$f_{cir-fcfs}$	57	52	55

f_{cir}	10.1
$f_{cir-fcfs}$	5.5

ESTUDIO LARSSON

Proyecto y Cálculo Estructural

VERIFICACIÓN A ROTURA

Se determina la armadura en la sección de máximo momento:

Sección 5[m]: 7.1

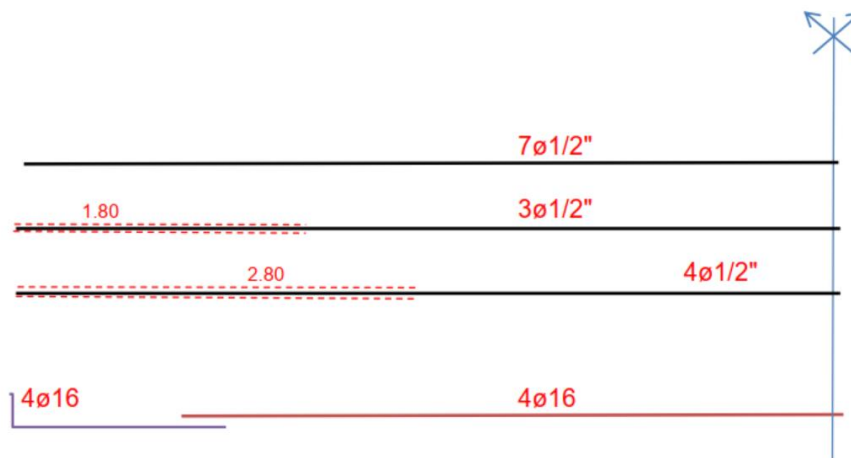
A [cm²]= 14.99

Se adoptan **14** cables 1/2"

Armadura Pasiva

Se necesitan **4.51** cm²

Esquema de armado



ESTUDIO LARSSON

Proyecto y Cálculo Estructural

PÉRDIDAS

Tipo: Pretensado

1. Por acortamiento elástico [ES]

$n = 5.74$

$\sigma_b, t_1 = 101.1$

$E_s \text{ [MPa]} = 195000$

$E_{ci} \text{ [MPa]} = 34000$

$ES \text{ [MPa]} = -58.0$

$ES \text{ [kg/cm}^2\text{]} = -580$

2. Por retracción [SH]

RH= 3-En general al aire libre

$\epsilon_{so} = -0.00032$

$K_{ef} = 1.5$

$def = 28.1$

$K_{s0} = 0.09$

$K_s = 0.86$

$K_{s,t1} = 0.25$

$\epsilon_s = -0.0002464$

$\epsilon_{s,t1} = -0.0000512$

$SH \text{ [MPa]} = -48$

$SH \text{ [kg/cm}^2\text{]} = -480$

Al momento de hormigonar la losa:

$SH, t_1 \text{ [MPa]} = -10.0$

$SH, t_1 \text{ [kg/cm}^2\text{]} = -100$

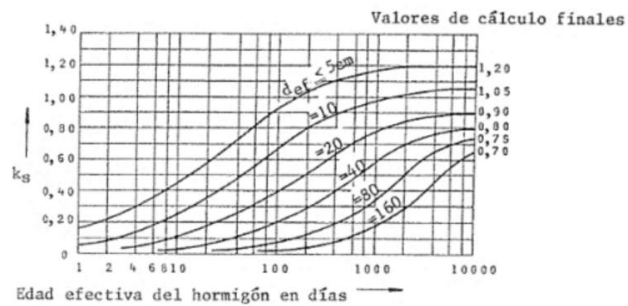


Figura 61. Coeficiente k_s .

ESTUDIO LARSSON

Proyecto y Cálculo Estructural

3. Por fluencia lenta [CR]

$\sigma_b, t_1 =$	101.1	77.9
$\sigma_b =$	54.7	
$\varphi_{fo} =$	2	
$E_c =$	370000	
$K_f, t_0 =$	0.48	
$K_f, t_1 =$	0.73	
$K_f, t_{inf} =$	1.50	
$\varphi_{t1} =$	0.72	
$\varphi_t =$	2.44	
$\varepsilon_k =$	0.000514	
$\varepsilon_k, t_1 =$	0.000198	
CR [MPa]=	-100.2	
CR [kg/cm ²]=	-1002	
Al momento de hormigonar la losa:		
CR, t1 [MPa]=	-38.6	
CR, t1 [kg/cm ²]=	-386	

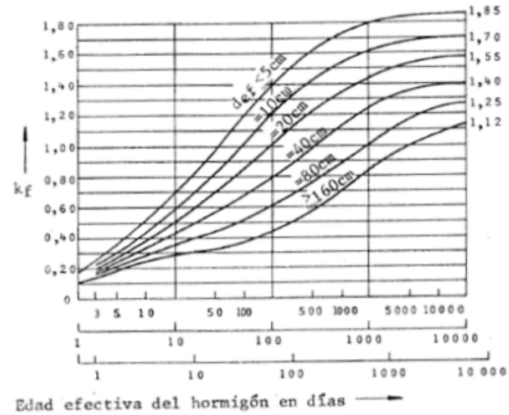


Figura 59. Coeficiente k_f



4. Por relajación del acero (RE)

f_{pi} [Mpa]=	1400	
f_{pi} [Mpa]=	1342	
f_{pu} [Mpa]=	1680	
Tension Rotura=	80%	
Relajacion t1=	2.50%	
Relajacion tinf=	6.00%	
RE [Mpa]=	-80.5	
RE [kg/cm ²]=	-805	
Al momento de hormigonar la losa:		
RE, t1 [MPa]=	-33.6	
RE, t1 [kg/cm ²]=	-336	

ESTUDIO LARSSON

Proyecto y Cálculo Estructural

PÉRDIDAS TOTALES

	ES	SH	CR	RE	SH+CR+RE)x0.9	T. Inicial - ES	%Pérdidas	
Pérdida [kg/cm²]	-580	-480	-1002	-805	-2059	13420	15.3	a t=inf
Pérdida [kg/cm²]	-580	-100	-386	-336	-739	13420	5.5	a t=60días

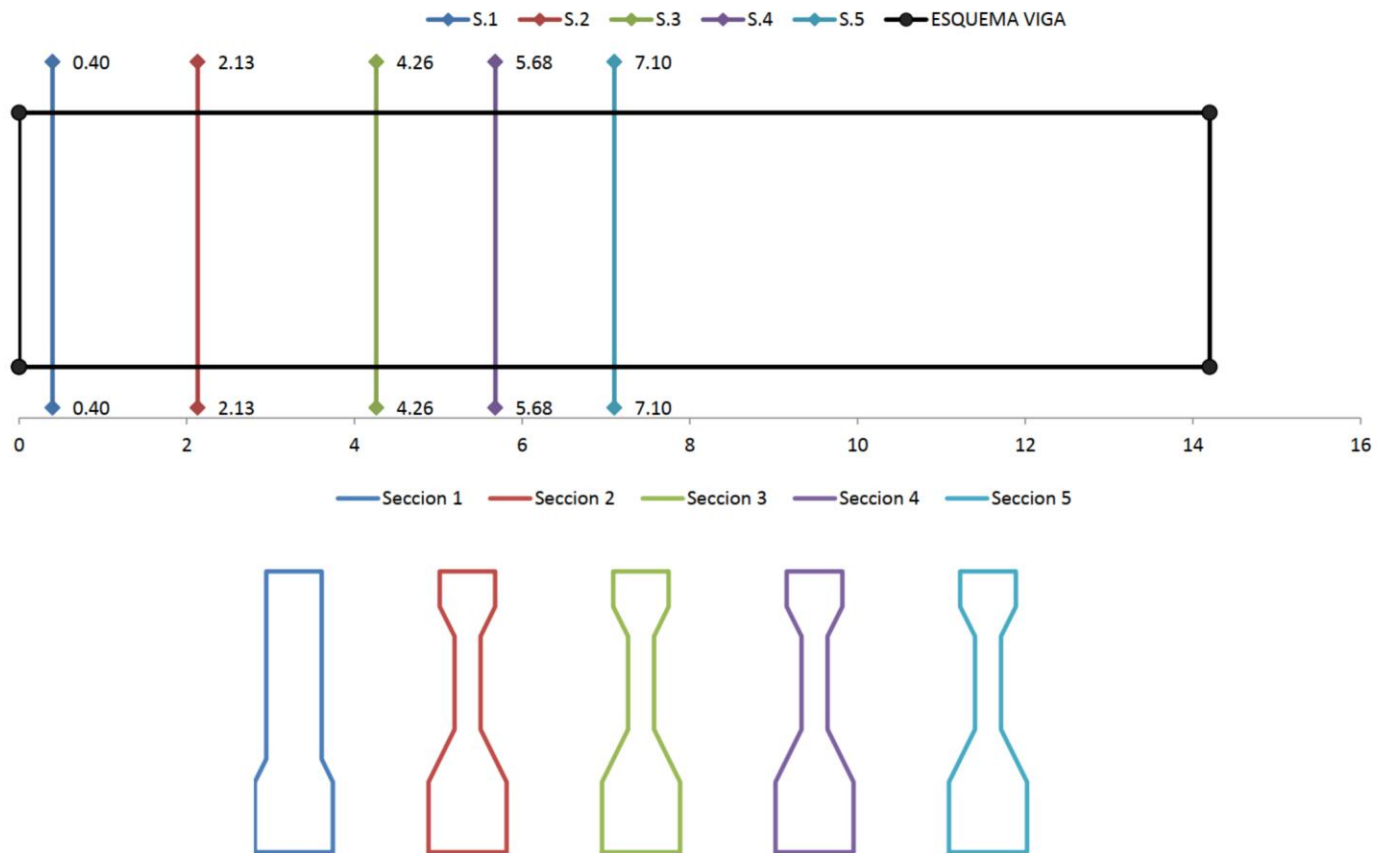
Pérdidas Adoptadas:

A t=inf :	16.0	%	11272.92
A t=60días :	6.0	%	12614.94

ESTUDIO LARSSON

Proyecto y Cálculo Estructural

DIAGRAMA DE SECCIONES EN UNA VIGA



ESTUDIO LARSSON

Proyecto y Cálculo Estructural

VERIFICACIÓN DE TENSIONES

Se realiza la verificación de tensiones en las secciones seleccionadas de acuerdo a los lineamientos del CIRSOC 201 1982.

Dicha verificación se debe hacer para las distintas etapas por las que pasa la viga.
A continuación se explica cuáles serán las etapas mencionadas.

ETAPA 1: Pretensado inicial + peso propio

Esta es la etapa inicial de la viga, en la que sólo está sometida a su peso propio y a los efectos del pretensado. Cabe destacar que en este momento el pretensado está actuando con su máxima fuerza sólo descontándole las pérdidas por acortamiento elástico.

ETAPA 2: Pretensado inicial + peso propio + pérdidas t_1 + losa

En esta etapa, la viga está en su ubicación definitiva y se le agregan a las solicitaciones de la etapa 1 las pérdidas por retracción, fluencia lenta y relajación a un tiempo $t_1=60$ días y el peso de la losa de tablero.

ETAPA 3: Pretensado inicial + peso propio + pérdidas t_1 + losa + Pretensado en 2° etapa

Se le agrega al estado de carga de la etapa 2 el pretensado en segunda etapa en caso que se tenga.

ETAPA 4: Pret. inicial + peso propio + pérd. t_1 + losa + Pret.2°e+ Sob. Perm. + pérdidas t inf.

Ésta es la primera etapa en la que se consideran la totalidad de las pérdidas. Se agrega también la sobrecarga permanente (carpeta de compresión, veredas, etc.).

ETAPA 5: Pret.in. + p. ppio+ pérd. t_1 + losa+ Pret.2°e+ S. Perm. + pérd. tinf. + 70% Sob. Mów.asir

Se tienen en cuenta todas las cargas permanentes actuantes en el puente y la totalidad de las pérdidas del pretensado. En cuanto a la sobrecarga útil, para esta etapa se considera sólo un 70% actuante y se multiplica por un factor de asimetría que tiene en cuenta un posible aumento en la sobrecarga de cálculo.

ETAPA 6: Pret.in. + p. ppio+ pérd. t_1 + losa+ Pret.2°e+ S. Perm. + pérd. tinf.+ 100% Sob. Mów.asir

Es el mismo estado de carga que la etapa 5 pero con el 100% de la sobrecarga.

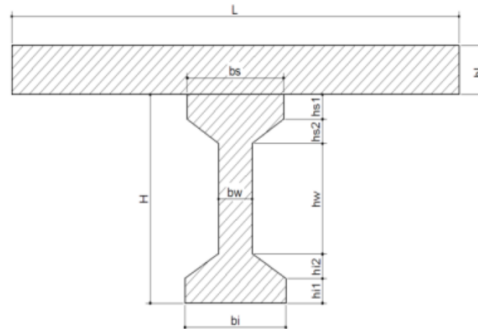
ESTUDIO LARSSON

Proyecto y Cálculo Estructural

CARACTERISTICAS GEOMETRICAS DE LA SECCION 1

x= 0.40 m

H [m]= 0.8
bw [m]= 0.32
hL [m]= 0.2
L [m]= 2.1
bi [m]= 0.45
bs [m]= 0.32
hi1 [m]= 0.2
hi2 [m]= 0.065
hs1 [m]= 0
hs2 [m]= 0
hw [m]= 0.535



DATOS ARMADURAS

Arm. de pretensado [cm²]: 6.93 r [cm]= 10.0
Arm. de postesado [cm²]: 0 r [cm]= 0.0
Arm. Pasiva Inferior [cm²]: 8.04 r [cm]= 5
Arm. Pasiva Superior [cm²]: 8.04 r [cm]= 4

	Seccion Simple	Seccion Simple Homogeneizada	Seccion Compuesta	Seccion Compuesta Homogeneizada
A [m²]=	0.2862	0.2967	0.6268	0.6372
Y CG [m]=	0.3701	0.3683	0.6580	0.6524
Ig [m⁴]=	0.0159597	0.0171314	0.0607598	0.0630903
y sup v [m]=	0.4299	0.4317	0.1420	0.1476
y sup l [m]=			0.3420	0.3476
y pret [m]=	0.2701	0.2683	0.5580	0.5524
y inf v [m]=	0.3701	0.3683	0.6580	0.6524
W sup v [m³]=	0.03713	0.03968	0.42794	0.42756
W sup l [m³]=			0.17767	0.18152
W pret [m³]=	0.05908	0.06385	0.10888	0.11420
W inf v [m³]=	0.04312	0.04651	0.09234	0.09670
z [m]=		0.590		0.800
S1 [m³]=		0.010062		0.08430373
S2 [m³]=	0.016900		0.0878	
S3 [m³]=				

Verificacion en rotura

Mresistente= 121.8 tnm

Multimo= 23.9 tnm

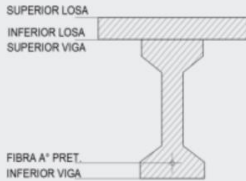
Seguridad por encima del valor ultimo: 5.09

ESTUDIO LARSSON

Proyecto y Cálculo Estructural

CÁLCULO Y VERIFICACIÓN DE TENSIONES- SECCIÓN 1

Fuerza Pret. 93 tn coef. Sob. Asim= 1 x= 0.40 m
Pérdidas a t1 6 %
Pérdidas a t ∞ 16 %

Tensiones	Estados de carga							
	Pret. Inicial	P. Propio Viga	C.Perm. Losa	Pret. 2° Etapa	C.Perm. Tablero	Pérdida a t Infinito	Sob. Móvil	
Superior Losa				0.0	0.5	1.1	3.6	
Inferior Losa				0.0	0.2	-0.2	1.5	
Superior Viga	-31.5	3.9	7.3	0.0	0.3	-0.3	1.9	
Fibra A* Pret.	70.4	-2.5	-4.5	0.0	-1.0	-6.0	-7.1	
Inferior Viga	85.0	-3.4	-6.2	0.0	-1.2	-6.8	-8.3	

ETAPA 1: Pretensado Inicial + Peso Propio

Superior Losa									
Inferior Losa									
Superior Viga	-31.5	3.9						-27.6	>-28
Fibra A* Pret.	70.4	-2.5						68.0	
Inferior Viga	85.0	-3.4						81.6	<160

ETAPA 2: Pret. Inicial + P. Propio + Pérdidas t1 + Losa

Superior Losa									
Inferior Losa									
Superior Viga	-29.6	3.9	7.3					-18.4	
Fibra A* Pret.	66.2	-2.5	-4.5					59.2	
Inferior Viga	79.9	-3.4	-6.2					70.3	

ETAPA 3: Pret. Inicial + P. Propio + Pérdidas t1 + Losa + Pret. 2

Superior Losa									
Inferior Losa									
Superior Viga	-29.6	3.9	7.3	0.0				-18.4	
Fibra A* Pret.	66.2	-2.5	-4.5	0.0				59.2	
Inferior Viga	79.9	-3.4	-6.2	0.0				70.3	

ETAPA 4: Pret. Inicial + P. Propio + Pérdidas t1 + Losa + Pret. 2+ Sob. Perm. + Pérdidas t ∞

Superior Losa					0.5	1.1		1.6	
Inferior Losa					0.2	-0.2		0.0	
Superior Viga	-29.6	3.9	7.3	0.0	0.3	-0.3		-18.4	>-32
Fibra A* Pret.	66.2	-2.5	-4.5	0.0	-1.0	-6.0		52.3	
Inferior Viga	79.9	-3.4	-6.2	0.0	-1.2	-6.8		62.3	<160

ETAPA 5: Pret. .I + P. Propio + Pérd. t1 + Losa + Pret 2+ Sob. Perm. + Pérd. t ∞ +70%S. Móv Asim

Superior Losa					0.5	1.1	2.5	4.2	
Inferior Losa					0.2	-0.2	1.1	1.1	
Superior Viga	-29.6	3.9	7.3	0.0	0.3	-0.3	1.3	-17.1	
Fibra A* Pret.	66.2	-2.5	-4.5	0.0	-1.0	-6.0	-4.9	47.3	
Inferior Viga	79.9	-3.4	-6.2	0.0	-1.2	-6.8	-5.8	56.5	<160

ETAPA6: Pret. .I + P. Propio + Pérd. t1 + Losa + Pret 2+ Sob. Perm. + Pérd. t ∞ + 100%S. Móvil Asim

Superior Losa					0.5	1.1	3.6	5.2	
Inferior Losa					0.2	-0.2	1.5	1.5	
Superior Viga	-29.6	3.9	7.3	0.0	0.3	-0.3	1.9	-16.5	>-32
Fibra A* Pret.	66.2	-2.5	-4.5	0.0	-1.0	-6.0	-7.1	45.2	
Inferior Viga	79.9	-3.4	-6.2	0.0	-1.2	-6.8	-8.3	54.0	<160

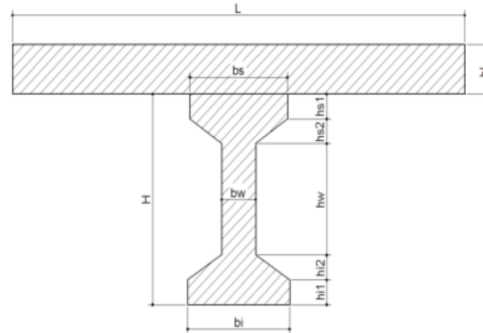
ESTUDIO LARSSON

Proyecto y Cálculo Estructural

CARACTERISTICAS GEOMETRICAS DE LA SECCION 2

$x = 2.13$ m

H [m]= 0.8
bw [m]= 0.15
hL [m]= 0.2
L [m]= 2.1
bi [m]= 0.45
bs [m]= 0.32
hi1 [m]= 0.2
hi2 [m]= 0.15
hs1 [m]= 0.1
hs2 [m]= 0.085
hw [m]= 0.265



DATOS ARMADURAS

Arm. de pretensado [cm²]: 9.9 r [cm]= 8.0
Arm. de postesado [cm²]: 0 r [cm]= 0.0
Arm. Pasiva Inferior [cm²]: 8.04 r [cm]= 5
Arm. Pasiva Superior [cm²]: 8.04 r [cm]= 4

	Seccion Simple	Seccion Simple Homogeneizada	Seccion Compuesta	Seccion Compuesta Homogeneizada
A [m ²]=	0.2267	0.2385	0.5673	0.5790
Y CG [m]=	0.3406	0.3380	0.6764	0.6685
Ig [m ⁴]=	0.0143678	0.0156321	0.0580913	0.0610606
y sup v [m]=	0.4594	0.4620	0.1236	0.1315
y sup l [m]=			0.3236	0.3315
y pret [m]=	0.2606	0.2580	0.5964	0.5885
y inf v [m]=	0.3406	0.3380	0.6764	0.6685
W sup v [m ³]=	0.03128	0.03384	0.47010	0.46451
W sup l [m ³]=			0.17953	0.18422
W pret [m ³]=	0.05513	0.06058	0.09740	0.10375
W inf v [m ³]=	0.04218	0.04624	0.08588	0.09133
z [m]=		0.622		0.820
S1 [m ³]=		0.019147		0.078818538
S2 [m ³]=	0.01964		0.0815	
S3 [m ³]=				

Verificacion en rotura

Mresistente= 165.1 tnm

Multimo= 108.6 tnm

Seguridad por encima del valor ultimo: 1.52

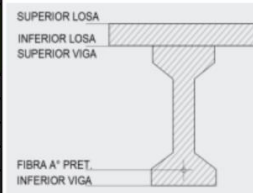
ESTUDIO LARSSON

Proyecto y Cálculo Estructural

CÁLCULO Y VERIFICACIÓN DE TENSIONES- SECCIÓN 2

Fuerza Pret. 133 tn coef. Sob. Asim= 1 x= 2.13 m
Pérdidas a t1 6 %
Pérdidas a t[∞] 16 %

Tensiones	Estados de carga						
	Pret. Inicial	P. Propio Viga	C.Perm. Losa	Pret. 2ª Etapa	C.Perm. Tablero	Pérdida a t Infinito	Sob. Móvil
Superior Losa				0.0	0.5	1.6	15.8
Inferior Losa				0.0	0.2	-0.5	6.3
Superior Viga	-45.6	21.5	39.7	0.0	1.2	-0.6	7.7
Fibra A° Pret.	112.3	-12.0	-22.2	0.0	-5.2	-9.8	-34.6
Inferior Viga	129.8	-15.8	-29.1	0.0	-5.9	-10.9	-64.0



ETAPA 1: Pretensado Inicial + Peso Propio

Superior Losa								
Inferior Losa								
Superior Viga	-45.6	21.5						-24.1
Fibra A° Pret.	112.3	-12.0						100.3
Inferior Viga	129.8	-15.8						114.1

>-28

<160

ETAPA 2: Pret. Inicial + P. Propio + Pérdidas t1 + Losa

Superior Losa								
Inferior Losa								
Superior Viga	-42.9	21.5	39.7					18.4
Fibra A° Pret.	105.6	-12.0	-22.2					71.3
Inferior Viga	122.1	-15.8	-29.1					77.2

ETAPA 3: Pret. Inicial + P. Propio + Pérdidas t1 + Losa + Pret. 2

Superior Losa								
Inferior Losa								
Superior Viga	-42.9	21.5	39.7	0.0				18.4
Fibra A° Pret.	105.6	-12.0	-22.2	0.0				71.3
Inferior Viga	122.1	-15.8	-29.1	0.0				77.2

ETAPA 4: Pret. Inicial + P. Propio + Pérdidas t1 + Losa + Pret. 2+ Sob. Perm. + Pérdidas t[∞]

Superior Losa					0.5	1.6		2.1
Inferior Losa					0.2	-0.5		-0.3
Superior Viga	-42.9	21.5	39.7	0.0	1.2	-0.6		19.0
Fibra A° Pret.	105.6	-12.0	-22.2	0.0	-5.2	-9.8		56.3
Inferior Viga	122.1	-15.8	-29.1	0.0	-5.9	-10.9		60.4

<160

<160

ETAPA 5: Pret. .I + P. Propio + Pérd. t1 + Losa + Pret 2+ Sob. Perm. + Pérd. t[∞] + 70% S. Móv Asim.

Superior Losa					0.5	1.6	11.1	13.2
Inferior Losa					0.2	-0.5	4.4	4.1
Superior Viga	-42.9	21.5	39.7	0.0	1.2	-0.6	5.4	24.4
Fibra A° Pret.	105.6	-12.0	-22.2	0.0	-5.2	-9.8	-24.2	32.1
Inferior Viga	122.1	-15.8	-29.1	0.0	-5.9	-10.9	-44.8	15.6

<160

ETAPA6: Pret. .I + P. Propio + Pérd. t1 + Losa + Pret 2+ Sob. Perm. + Pérd. t[∞] + 100% S. Móvil Asim

Superior Losa					0.5	1.6	15.8	17.9
Inferior Losa					0.2	-0.5	6.3	6.0
Superior Viga	-42.9	21.5	39.7	0.0	1.2	-0.6	7.7	26.7
Fibra A° Pret.	105.6	-12.0	-22.2	0.0	-5.2	-9.8	-34.6	21.7
Inferior Viga	122.1	-15.8	-29.1	0.0	-5.9	-10.9	-64.0	-3.6

<160

>-32

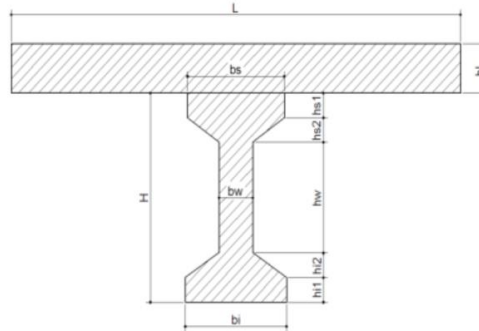
ESTUDIO LARSSON

Proyecto y Cálculo Estructural

CARACTERISTICAS GEOMETRICAS DE LA SECCION 3

$x = 4.26$ m

H [m]= 0.8
bw [m]= 0.15
hL [m]= 0.2
L [m]= 2.1
bi [m]= 0.45
bs [m]= 0.32
hi1 [m]= 0.2
hi2 [m]= 0.15
hs1 [m]= 0.1
hs2 [m]= 0.085
hw [m]= 0.265



DATOS ARMADURAS

Arm. de pretensado [cm²]: 13.86 r [cm]= 7.5
Arm. de postesado [cm²]: 0 r [cm]= 0.0
Arm. Pasiva Inferior [cm²]: 8.04 r [cm]= 5
Arm. Pasiva Superior [cm²]: 8.04 r [cm]= 4

	Seccion Simple	Seccion Simple Homogeneizada	Seccion Compuesta	Seccion Compuesta Homogeneizada
A [m ²]=	0.2267	0.2402	0.5673	0.5807
Y CG [m]=	0.3406	0.3361	0.6764	0.6668
Ig [m ⁴]=	0.0143678	0.0157592	0.0580913	0.0616796
y sup v [m]=	0.4594	0.4639	0.1236	0.1332
y sup l [m]=			0.3236	0.3332
y pret [m]=	0.2656	0.2611	0.6014	0.5918
y inf v [m]=	0.3406	0.3361	0.6764	0.6668
W sup v [m ³]=	0.03128	0.03397	0.47010	0.46300
W sup l [m ³]=			0.17953	0.18510
W pret [m ³]=	0.05409	0.06036	0.09659	0.10423
W inf v [m ³]=	0.04218	0.04689	0.08588	0.09250
z [m]=		0.622		0.825
S1 [m ³]=		0.019278		0.079419536
S2 [m ³]=	0.01982		0.0822	
S3 [m ³]=				

Verificacion en rotura

Mresistente= 220.8 tnm

Multimo= 177.7 tnm

Seguridad por encima del valor ultimo: 1.24

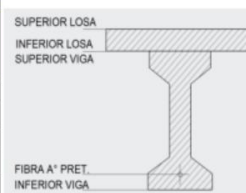
ESTUDIO LARSSON

Proyecto y Cálculo Estructural

CÁLCULO Y VERIFICACIÓN DE TENSIONES- SECCIÓN 3

Fuerza Pret. 186 tn coef. Sob. Asim= 1 x= 4.26 m
Pérdidas a t1 6 %
Pérdidas a t ∞ 16 %

Tensiones	Estados de carga						
	Pret. Inicial	P. Propio Viga	C.Perm. Losa	Pret. 2 ^a Etapa	C.Perm. Tablero	Pérdida a t Infinito	Sob. Móvil
Superior Losa				0.0	3.9	2.2	25.6
Inferior Losa				0.0	1.6	-0.7	10.2
Superior Viga	-65.5	35.3	65.2	0.0	1.9	-0.8	12.6
Fibra A ^a Pret.	157.9	-19.9	-36.7	0.0	-8.5	-13.8	-56.1
Inferior Viga	181.0	-25.6	-47.2	0.0	-9.6	-15.1	-63.2



ETAPA 1: Pretensado Inicial + Peso Propio

Superior Losa								
Inferior Losa								
Superior Viga	-65.5	35.3					-30.2	>-28
Fibra A ^a Pret.	157.9	-19.9					138.0	
Inferior Viga	181.0	-25.6					155.4	<160

ETAPA 2: Pret. Inicial + P. Propio + Pérdidas t1 + Losa

Superior Losa								
Inferior Losa								
Superior Viga	-61.6	35.3	65.2				39.0	
Fibra A ^a Pret.	148.4	-19.9	-36.7				91.8	
Inferior Viga	170.2	-25.6	-47.2				97.3	

ETAPA 3: Pret. Inicial + P. Propio + Pérdidas t1 + Losa + Pret. 2

Superior Losa								
Inferior Losa								
Superior Viga	-61.6	35.3	65.2	0.0			39.0	
Fibra A ^a Pret.	148.4	-19.9	-36.7	0.0			91.8	
Inferior Viga	170.2	-25.6	-47.2	0.0			97.3	

ETAPA 4: Pret. Inicial + P. Propio + Pérdidas t1 + Losa + Pret. 2+ Sob. Perm. + Pérdidas t ∞

Superior Losa					3.9	2.2		6.1
Inferior Losa					1.6	-0.7		0.9
Superior Viga	-61.6	35.3	65.2	0.0	1.9	-0.8		40.1
Fibra A ^a Pret.	148.4	-19.9	-36.7	0.0	-8.5	-13.8		69.6
Inferior Viga	170.2	-25.6	-47.2	0.0	-9.6	-15.1		72.6

ETAPA 5: Pret. .I + P. Propio + Pérd. t1 + Losa + Pret 2+ Sob. Perm. + Pérd. t ∞ + 70%S. Móv Asim.

Superior Losa					3.9	2.2	17.9	24.1
Inferior Losa					1.6	-0.7	7.2	8.1
Superior Viga	-61.6	35.3	65.2	0.0	1.9	-0.8	8.8	48.9
Fibra A ^a Pret.	148.4	-19.9	-36.7	0.0	-8.5	-13.8	-39.3	30.3
Inferior Viga	170.2	-25.6	-47.2	0.0	-9.6	-15.1	-44.3	28.3

ETAPA6: Pret. .I + P. Propio + Pérd. t1 + Losa + Pret 2+ Sob. Perm. + Pérd. t ∞ + 100%S. Móvil Asim

Superior Losa					3.9	2.2	25.6	31.7
Inferior Losa					1.6	-0.7	10.2	11.1
Superior Viga	-61.6	35.3	65.2	0.0	1.9	-0.8	12.6	52.7
Fibra A ^a Pret.	148.4	-19.9	-36.7	0.0	-8.5	-13.8	-56.1	13.4
Inferior Viga	170.2	-25.6	-47.2	0.0	-9.6	-15.1	-63.2	9.4

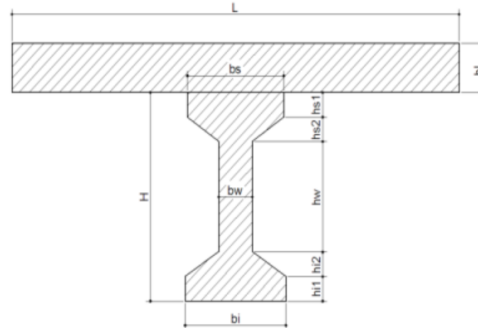
ESTUDIO LARSSON

Proyecto y Cálculo Estructural

CARACTERISTICAS GEOMETRICAS DE LA SECCION 4

$x = 5.68$ m

H [m]= 0.8
 bw [m]= 0.15
 hL [m]= 0.2
 L [m]= 2.1
 bi [m]= 0.45
 bs [m]= 0.32
 $hi1$ [m]= 0.2
 $hi2$ [m]= 0.15
 $hs1$ [m]= 0.1
 $hs2$ [m]= 0.085
 hw [m]= 0.265



DATOS ARMADURAS

Arm. de pretensado [cm²]: 13.86 r [cm]= 7.5
 Arm. de postesado [cm²]: 0 r [cm]= 0.0
 Arm. Pasiva Inferior [cm²]: 8.04 r [cm]= 5
 Arm. Pasiva Superior [cm²]: 8.04 r [cm]= 4

	Seccion Simple	Seccion Simple Homogeneizada	Seccion Compuesta	Seccion Compuesta Homogeneizada
A [m ²]=	0.2267	0.2402	0.5673	0.5807
Y CG [m]=	0.3406	0.3361	0.6764	0.6668
I_g [m ⁴]=	0.0143678	0.0157592	0.0580913	0.0616796
y sup v [m]=	0.4594	0.4639	0.1236	0.1332
y sup l [m]=			0.3236	0.3332
y pret [m]=	0.2656	0.2611	0.6014	0.5918
y inf v [m]=	0.3406	0.3361	0.6764	0.6668
W sup v [m ³]=	0.03128	0.03397	0.47010	0.46300
W sup l [m ³]=			0.17953	0.18510
W pret [m ³]=	0.05409	0.06036	0.09659	0.10423
W inf v [m ³]=	0.04218	0.04689	0.08588	0.09250
z [m]=		0.622		0.825
$S1$ [m ³]=		0.019278		0.079419536
$S2$ [m ³]=	0.01982		0.0822	
$S3$ [m ³]=				

Verificacion en rotura

Mresistente= 220.8 tnm

Multimo= 201.9 tnm

Seguridad por encima del valor ultimo: 1.09

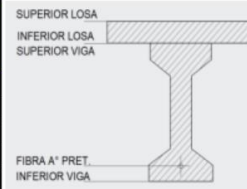
ESTUDIO LARSSON

Proyecto y Cálculo Estructural

CÁLCULO Y VERIFICACIÓN DE TENSIONES- SECCIÓN 4

Fuerza Pret. 186 tn coef. Sob. Asim= 1 x= 5.68 m
Pérdidas a t1 6 %
Pérdidas a t ∞ 16 %

Tensiones	Estados de carga						
	Pret. Inicial	P. Propio Viga	C.Perm. Losa	Pret. 2ª Etapa	C.Perm. Tablero	Pérdida a t Infinito	Sob. Móvil
Superior Losa				0.0	4.5	2.2	29.0
Inferior Losa				0.0	1.8	-0.7	11.6
Superior Viga	-65.5	40.4	74.5	0.0	2.2	-0.8	14.3
Fibra A°Pret.	157.9	-22.7	-41.9	0.0	-9.8	-13.1	-63.5
Inferior Viga	181.0	-29.3	-54.0	0.0	-11.0	-16.3	-71.5



ETAPA 1: Pretensado Inicial + Peso Propio

Superior Losa								
Inferior Losa								
Superior Viga	-65.5	40.4					-25.1	>-28
Fibra A°Pret.	157.9	-22.7					135.2	
Inferior Viga	181.0	-29.3					151.8	<160

ETAPA 2: Pret. Inicial + P. Propio + Pérdidas t1 + Losa

Superior Losa								
Inferior Losa								
Superior Viga	-61.6	40.4	74.5				53.3	
Fibra A°Pret.	148.4	-22.7	-41.9				83.8	
Inferior Viga	170.2	-29.3	-54.0				86.9	

ETAPA 3: Pret. Inicial + P. Propio + Pérdidas t1 + Losa + Pret. 2

Superior Losa								
Inferior Losa								
Superior Viga	-61.6	40.4	74.5	0.0			53.3	
Fibra A°Pret.	148.4	-22.7	-41.9	0.0			83.8	
Inferior Viga	170.2	-29.3	-54.0	0.0			86.9	

ETAPA 4: Pret. Inicial + P. Propio + Pérdidas t1 + Losa + Pret. 2+ Sob. Perm. + Pérdidas t ∞

Superior Losa					4.5	2.2		6.7
Inferior Losa					1.8	-0.7		1.1
Superior Viga	-61.6	40.4	74.5	0.0	2.2	-0.8		54.7
Fibra A°Pret.	148.4	-22.7	-41.9	0.0	-9.8	-13.1		61.0
Inferior Viga	170.2	-29.3	-54.0	0.0	-11.0	-16.3		59.6

ETAPA 5: Pret. .I + P. Propio + Pérd. t1 + Losa + Pret 2+ Sob. Perm. + Pérd. t ∞ + 70%S. Móv Asim.

Superior Losa					4.5	2.2	20.3	27.0
Inferior Losa					1.8	-0.7	8.1	9.2
Superior Viga	-61.6	40.4	74.5	0.0	2.2	-0.8	10.0	64.7
Fibra A°Pret.	148.4	-22.7	-41.9	0.0	-9.8	-13.1	-44.4	16.5
Inferior Viga	170.2	-29.3	-54.0	0.0	-11.0	-16.3	-50.1	9.6

ETAPA6: Pret. .I + P. Propio + Pérd. t1 + Losa + Pret 2+ Sob. Perm. + Pérd. t ∞ + 100%S. Móvil Asim

Superior Losa					4.5	2.2	29.0	35.7
Inferior Losa					1.8	-0.7	11.6	12.7
Superior Viga	-61.6	40.4	74.5	0.0	2.2	-0.8	14.3	69.0
Fibra A°Pret.	148.4	-22.7	-41.9	0.0	-9.8	-13.1	-63.5	-2.5
Inferior Viga	170.2	-29.3	-54.0	0.0	-11.0	-16.3	-71.5	-11.9

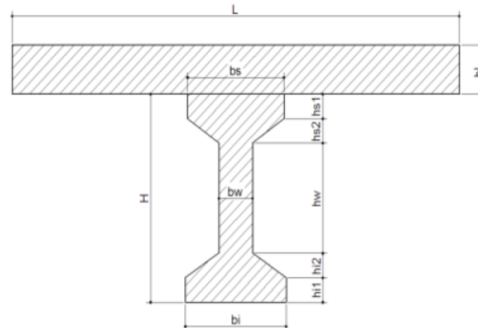
ESTUDIO LARSSON

Proyecto y Cálculo Estructural

CARACTERISTICAS GEOMETRICAS DE LA SECCION 5

x= 7.10 m

H [m]= 0.8
bw [m]= 0.15
hL [m]= 0.2
L [m]= 2.1
bi [m]= 0.45
bs [m]= 0.32
hi1 [m]= 0.2
hi2 [m]= 0.15
hs1 [m]= 0.1
hs2 [m]= 0.085
hw [m]= 0.265



DATOS ARMADURAS

Arm. de pretensado [cm²]: 13.86 r [cm]= 7.5
Arm. de postesado [cm²]: 0 r [cm]= 0.0
Arm. Pasiva Inferior [cm²]: 8.04 r [cm]= 5
Arm. Pasiva Superior [cm²]: 8.04 r [cm]= 4

	Seccion Simple	Seccion Simple Homogeneizada	Seccion Compuesta	Seccion Compuesta Homogeneizada
A [m ²]=	0.2267	0.2402	0.5673	0.5807
Y CG [m]=	0.3406	0.3361	0.6764	0.6668
Ig [m ⁴]=	0.0143678	0.0157592	0.0580913	0.0616796
y sup v [m]=	0.4594	0.4639	0.1236	0.1332
y sup l [m]=			0.3236	0.3332
y pret [m]=	0.2656	0.2611	0.6014	0.5918
y inf v [m]=	0.3406	0.3361	0.6764	0.6668
W sup v [m ³]=	0.03128	0.03397	0.47010	0.46300
W sup l [m ³]=			0.17953	0.18510
W pret [m ³]=	0.05409	0.06036	0.09659	0.10423
W inf v [m ³]=	0.04218	0.04689	0.08588	0.09250
z [m]=		0.622		0.825
S1 [m ³]=		0.019278		0.079419536
S2 [m ³]=	0.01982		0.0822	
S3 [m ³]=				
Per [m]	2.56	2.56	6.29	6.29

Verificacion en rotura

Mresistente= 220.8 tnm
Multimo= 208.5 tnm
Seguridad por encima del valor ultimo 1.06

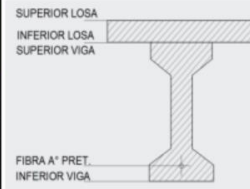
ESTUDIO LARSSON

Proyecto y Cálculo Estructural

CÁLCULO Y VERIFICACIÓN DE TENSIONES- SECCIÓN 5

Fuerza Pret. 186 tn coef. Sob. Asim= 1 x= 7.10 m
Pérdidas a t1 6 %
Pérdidas a t ∞ 16 %

Tensiones	Estados de carga						
	Pret. Inicial	P. Propio Viga	C.Perm. Losa	Pret. 2° Etapa	C.Perm. Tablero	Pérdida a t Infinito	Sob. Móvil
Superior Losa				0.0	4.6	2.2	29.7
Inferior Losa				0.0	1.9	-0.7	11.9
Superior Viga	-65.5	42.1	77.6	0.0	2.3	-0.8	14.7
Fibra A° Pret.	157.9	-23.7	-43.7	0.0	-10.2	-13.8	-65.2
Inferior Viga	181.0	-30.5	-56.2	0.0	-11.4	-15.1	-73.4



ETAPA 1: Pretensado Inicial + Peso Propio

Superior Losa								
Inferior Losa								
Superior Viga	-65.5	42.1					-23.4	>-28
Fibra A° Pret.	157.9	-23.7					134.2	
Inferior Viga	181.0	-30.5					150.5	<160

ETAPA 2: Pret. Inicial + P. Propio + Pérdidas t1 + Losa

Superior Losa								
Inferior Losa								
Superior Viga	-61.6	42.1	77.6				58.1	
Fibra A° Pret.	148.4	-23.7	-43.7				81.1	
Inferior Viga	170.2	-30.5	-56.2				83.4	

ETAPA 3: Pret. Inicial + P. Propio + Pérdidas t1 + Losa + Pret. 2

Superior Losa								
Inferior Losa								
Superior Viga	-61.6	42.1	77.6	0.0			58.1	
Fibra A° Pret.	148.4	-23.7	-43.7	0.0			81.1	
Inferior Viga	170.2	-30.5	-56.2	0.0			83.4	

ETAPA 4: Pret. Inicial + P. Propio + Pérdidas t1 + Losa + Pret. 2+ Sob. Perm. + Pérdidas t ∞

Superior Losa					4.6	2.2		6.9
Inferior Losa					1.9	-0.7		1.2
Superior Viga	-61.6	42.1	77.6	0.0	2.3	-0.8		59.6
Fibra A° Pret.	148.4	-23.7	-43.7	0.0	-10.2	-13.8		57.1
Inferior Viga	170.2	-30.5	-56.2	0.0	-11.4	-15.1		56.9

ETAPA 5: Pret. .I + P. Propio + Pérd. t1 + Losa + Pret 2+ Sob. Perm. + Pérd. t ∞ + 70%S. Móv Asim.

Superior Losa					4.6	2.2	20.8	27.7
Inferior Losa					1.9	-0.7	8.3	9.5
Superior Viga	-61.6	42.1	77.6	0.0	2.3	-0.8	10.3	69.8
Fibra A° Pret.	148.4	-23.7	-43.7	0.0	-10.2	-13.8	-45.6	11.5
Inferior Viga	170.2	-30.5	-56.2	0.0	-11.4	-15.1	-51.4	5.5

ETAPA6: Pret. .I + P. Propio + Pérd. t1 + Losa + Pret 2+ Sob. Perm. + Pérd. t ∞ + 100%S. Móvil Asim

Superior Losa					4.6	2.2	29.7	36.6
Inferior Losa					1.9	-0.7	11.9	13.1
Superior Viga	-61.6	42.1	77.6	0.0	2.3	-0.8	14.7	74.2
Fibra A° Pret.	148.4	-23.7	-43.7	0.0	-10.2	-13.8	-65.2	-8.0
Inferior Viga	170.2	-30.5	-56.2	0.0	-11.4	-15.1	-73.4	-16.5

ESTUDIO LARSSON

Proyecto y Cálculo Estructural

VERIFICACIÓN DEL CORTE EN SERVICIO

SECCION 1

Npret=	78121	kg	Qe1=	10808	kg
As=	2862.25	cm ²	Qe2=	21920	kg
Jxs=	1595974.96	cm ⁴	Jxs=	1595974.96	cm ⁴
y'=	28.8	cm	Jxc=	6075977	cm ⁴
e=	27.0	cm	b=	32	cm
Mcy=	445230.5	kgcm	Ss=	16900	cm ³
			Sc=	87787	cm ³
σ_x =	-2.7	kg/cm ²	τ_{xy} =	13.5	kg/cm ²

$$\sigma_l = -14.9 \text{ kg/cm}^2 > -26$$

SECCION 2

Npret=	111602	kg	Qe1=	8017	kg
As=	2267.25	cm ²	Qe2=	16867	kg
Jxs=	1436782.37	cm ⁴	Jxs=	1436782.37	cm ⁴
y'=	33.6	cm	Jxc=	5809130	cm ⁴
e=	26.1	cm	b=	15	cm
Mcy=	2073636.7	kgcm	Ss=	19637	cm ³
			Sc=	81544	cm ³
σ_x =	29.7	kg/cm ²	τ_{xy} =	23.1	kg/cm ²

$$\sigma_l = -12.6 \text{ kg/cm}^2 > -26$$

ESTUDIO LARSSON

Proyecto y Cálculo Estructural

SECCION 3

Npret=	156243	kg	Qe1=	4581	kg
As=	2267.25	cm ²	Qe2=	11313	kg
Jxs=	1436782.37	cm ⁴	Jxs=	1436782.37	cm ⁴
y'=	33.6	cm	Jxc=	5809130	cm ⁴
e=	26.6	cm	b=	15	cm
Mcy=	3415401.6	kgcm	Ss=	19824	cm ³
			Sc=	82236	cm ³
σ_x =	51.7	kg/cm ²	τ_{xy} =	14.9	kg/cm ²

$$\sigma_l = -4.0 \text{ kg/cm}^2 > -26$$

SECCION 4

Npret=	156243	kg	Qe1=	2291	kg
As=	2267.25	cm ²	Qe2=	7611	kg
Jxs=	1436782.37	cm ⁴	Jxs=	1436782.37	cm ⁴
y'=	33.6	cm	Jxc=	5809130	cm ⁴
e=	26.6	cm	b=	15	cm
Mcy=	3903316.1	kgcm	Ss=	19824	cm ³
			Sc=	82236	cm ³
σ_x =	63.1	kg/cm ²	τ_{xy} =	9.3	kg/cm ²

$$\sigma_l = -1.3 \text{ kg/cm}^2 > -26$$

ESTUDIO LARSSON

Proyecto y Cálculo Estructural

SECCION 5					
Npret=	156243	kg	Qe1=	0	kg
As=	2267.25	cm ²	Qe2=	3908	kg
Jxs=	1436782.37	cm ⁴	Jxs=	1436782.37	cm ⁴
y'=	33.6	cm	Jxc=	5809130	cm ⁴
e=	26.6	cm	b=	15	cm
Mcy=	4065954.3	kgcm	Ss=	19824	cm ³
			Sc=	82236	cm ³
σ_x =	66.9	kg/cm ²	τ_{xy} =	3.7	kg/cm ²

σ_l = -0.2 kg/cm² >-26

ESTUDIO LARSSON

Proyecto y Cálculo Estructural

VERIFICACIÓN DEL CORTE A ROTURA

SECCION 1

Qu=	57274.4	kg	β_s =	4200	kg/cm ²
b=	32	cm			
z=	91.1	cm			
τ =	23.1	kg/cm ²		<80	
tg δ =	0.48			>0.40	
Ae=	8.463	cm ² /m	Amin=	5.76	cm ² /m

Se adopta

Malla:

ϕ	sep.[cm]
8	15
8	30

As [cm²/m]= 11.27

SECCION 2

Qu=	43547.3	kg	β_s =	4200	kg/cm ²
b=	15	cm			
z=	92.5	cm			
τ =	36.9	kg/cm ²		<80	
tg δ =	0.67			>0.40	
Ae=	8.901	cm ² /m	Amin=	2.7	cm ² /m

Se adopta

Malla:

ϕ	sep.[cm]
8	15
8	30

As [cm²/m]= 11.27

ESTUDIO LARSSON

Proyecto y Cálculo Estructural

SECCION 3

Qu=	27815.2	kg	β_s =	4200	kg/cm ²
b=	15	cm			
z=	92.8	cm			
τ =	23.5	kg/cm ²		<80	
tg δ =	0.49			>0.40	
Ae=	4.109	cm ² /m	Amin=	2.7	cm ² /m

Se adopta
Malla:

$\emptyset$	sep.[cm]
8	15

As [cm²/m]= 7.94

SECCION 4

Qu=	17327.2	kg	β_s =	4200	kg/cm ²
b=	15	cm			
z=	92.8	cm			
τ =	14.6	kg/cm ²		<80	
tg δ =	0.40			>0.40	
Ae=	2.092	cm ² /m	Amin=	2.7	cm ² /m

Se adopta
Malla:

$\emptyset$	sep.[cm]
8	15

As [cm²/m]= 7.94

ESTUDIO LARSSON

Proyecto y Cálculo Estructural

SECCION 5					
Qu=	6839.1	kg	β_s =	4200	kg/cm ²
b=	15	cm			
z=	92.8	cm			
τ =	5.8	kg/cm ²		<80	
tg δ =	0.40			>0.40	
Ae=	0.826	cm ² /m	Amin=	2.7	cm ² /m

Se adopta
Malla:

$\emptyset$	sep.[cm]
8	15

As [cm²/m]= 7.94

ESTUDIO LARSSON

Proyecto y Cálculo Estructural

CÁLCULO DE ARMADURA DE VINCULACIÓN

Datos

d=	0.91	m	f'c=	21	Mpa
bv=	0.32	m	f'c=	38	Mpa
			fs=	420	Mpa

Cálculo

x=	[m]	0.40	2.13	4.26	5.68	7.10
S=	[m4]	0.08430	0.07882	0.07942	0.07942	0.07942
J=	[m3]	0.06309	0.06106	0.06168	0.06168	0.06168
bv=	[m]	0.32	0.32	0.32	0.32	0.32
Vu=	[tn]	38.4	29.5	19.8	13.3	6.8
τ_u =	[tn/m²]	160.2	119.1	79.7	53.6	27.5

Aconector=	[cm²/m]	12.2	9.1	6.1	4.1	2.1
------------	---------	------	-----	-----	-----	-----

A° Adoptada de corte:

$\phi 8c/15+$ $\phi 8c/30$	$\phi 8c/15+$ $\phi 8c/30$	$\phi 8c/15$	$\phi 8c/15$	$\phi 8c/15$
-------------------------------	-------------------------------	--------------	--------------	--------------

¿Armadura de corte suficiente?

NO	SI	SI	SI	SI
----	----	----	----	----

A° Adoptada final:

$\phi 8c/15+$ $\phi 8c/15+$ $\phi 8c/15$	$\phi 8c/15+$ $\phi 8c/30$	$\phi 8c/15$	$\phi 8c/15$	$\phi 8c/15$
--	-------------------------------	--------------	--------------	--------------

ESTUDIO LARSSON

Proyecto Cálculo Estructural

VERIFICACIÓN APOYO COMPLETO

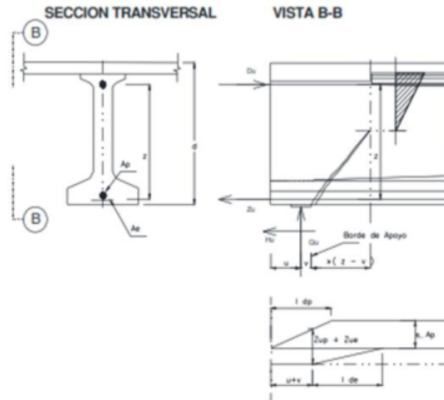
DATOS

Solicitaciones:

$Q_u = 55.89$ [tn]

Geometría:

$h = 2.10$ [m]
 $\text{ancho } b = 0.48$ [m]
 $u+v = 0.60$ [m]
 $f_{py} = 16.8$ tn/cm²
 $f_y = 4.2$ tn/cm²
 $A_p = 6.93$ cm²
 $L_{dp} = 1.50$ m



CÁLCULO

A_p : Armadura de pretensado en el apoyo

A_c : Armadura pasiva a colocar en el apoyo

L_{dp} Longitud de transferencia del esfuerzo de pretensado al hormigon se adopta un valor de 1.50m, calculado s/CIRSOC art. 12.9

L_{de} : Longitud de armadura pasiva

Z_u : Fuerza ultima de traccion necesaria en al appoyo para el cordon traccionado

$$Z_u = 0.9 \cdot f_{py} \cdot A_p \cdot (u+v) / L_{dp} + 0.9 \cdot f_y \cdot A_c$$

$$A_c = (Q_u - 0.9 \cdot f_{py} \cdot A_p \cdot (u+v) / L_{dp}) / (f_y \cdot 0.9)$$

$$A_c = 5.32 \text{ cm}^2$$

Se adoptan : $4\phi 16 + 2\phi 16$

ARMADURA DE INTRODUCCION

Según lo aconsejado por Leonhardt se debe colocar en una longitud igual a la altura de la viga una armadura que resista las tracciones producidas por el desvio de la fuerza de pretensado cuyo valor es igual a:

(Leonhardt Tomo II pag. 62)

$$Z = 0.2V$$

V : fuerza de pretensado en el extremo

d : altura de la viga

$$V = 7 \cdot 0.99 \cdot 13.5$$

$$V = 93.56 \text{ tn}$$

$$Z_{\max} = 0.2 \cdot 93.56$$

$$Z_{\max} = 18.71 \text{ tn}$$

Armadura necesaria por metro

$$A_{\text{int}} = 1.4 \cdot 18.71 / 0.9 \cdot 4.2 \cdot 2.1$$

$$A_{\text{int}} = 3.3 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{\text{vert}}/\text{m} : 1\phi 8 \text{ c}/15$$

$$A_{\text{hort}}/\text{m} : 1\phi 8 \text{ c}/15$$

ARMADURA DE HENDIMIENTO

Se calcula para el 0.25 del esfuerzo de los cordones externos

$$Z = 0.25 \cdot 1 \cdot 0.99 \cdot 13.6$$

$$Z = 3.37 \text{ tn}$$

$$A_{\text{hend}} = 3.37 \cdot 1.4 / 0.9 \cdot 4.2$$

$$A_{\text{hend}} = 1.25 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{hen}} : 1\phi 8 \text{ c}/7.5 \text{ 2 ramas}$$

Anexo 4: Resolución del cómputo y presupuesto para la construcción del nuevo puente de hormigón sobre el río Negro

TRABAJO FINAL								
DIMENSIONADO DE PUENTE DE HORMIGON SOBRE EL RIO NEGRO								
ALEGRE - PEICHOTO								
Diciembre 2023								
ANALISIS DE MANO DE OBRA								
Categoria	Salario basico \$/h	Asistencia \$/h 20% de 2	Jornal Directo \$/h 2+3	Mejoras sociales \$/h 20% de 4	Seguro obrero 2% de 4	Jornal Total \$/h 4+5+6	Otros \$/h 50,43% de 7	Costo Unidad \$/h 7+8
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Oficial Especializado	\$ 1,881.00	\$ 376.20	\$ 2,257.20	\$ 451.44	\$ 45.14	\$ 2,753.78	\$ 1,388.73	\$ 4,142.52
Oficial	\$ 1,602.00	\$ 320.40	\$ 1,922.40	\$ 384.48	\$ 38.45	\$ 2,345.33	\$ 1,182.75	\$ 3,528.08
Medio Oficial	\$ 1,477.00	\$ 295.40	\$ 1,772.40	\$ 354.48	\$ 35.45	\$ 2,162.33	\$ 1,090.46	\$ 3,252.79
Ayudante	\$ 1,356.00	\$ 271.20	\$ 1,627.20	\$ 325.44	\$ 32.54	\$ 1,985.18	\$ 1,001.13	\$ 2,986.31
Asistencia20.00%				Cont. Seguro Social23.00%				
Mejoras salariales20.00%				Cont. Obra social6.00%				
Seguros2.00%				Ley de Riesgo de Trabajo5.43%				
Otros50.43%				Fondo de desempleo12.00%				
				IERIC2.00%				
				FICS2.00%				
				Otros50.43%				

TRABAJO FINAL
DIMENSIONADO DE PUENTE DE HORMIGON SOBRE EL RIO NEGRO
ALEGRE - PEICHOTO

Diciembre 2023

PLANILLA DE MATERIALES															
N° Orden	Material	Fuente			Distancia de transporte	Costo de transporte (\$/tn.km)	Factor U	Costo de transporte	Incidencia de transporte	Manipuleo	Valor por hora	Incidencia por manipuleo	Costo total	Perdidas %	Costo final
		Origen	Costo en origen (1)	Un											
1	Hormigón H-30	Resistencia	\$ 61,978.68	m3								\$ -	\$ 61,978.68		\$ 61,978.68
2	Hormigón H-35	Resistencia	\$ 65,044.56	m3								\$ -	\$ 65,044.56		\$ 65,044.56
3	Acero Ø 6mm	Resistencia	\$ 1,466.17	kg	6.0 km	\$ 18.69	0.001 tn/kg	\$ 0.02	\$ 0.11	1.5	\$ 2,986.31	\$ 4,479.47	\$ 5,945.75	0	\$ 5,945.75
4	Acero Ø 8mm	Resistencia	\$ 1,358.65	kg	6.0 km	\$ 18.69	0.001 tn/kg	\$ 0.02	\$ 0.11	1.5	\$ 2,986.31	\$ 4,479.47	\$ 5,838.23	0	\$ 5,838.23
5	Acero Ø 10mm	Resistencia	\$ 1,370.27	kg	6.0 km	\$ 18.69	0.001 tn/kg	\$ 0.02	\$ 0.11	1.5	\$ 2,986.31	\$ 4,479.47	\$ 5,849.85	0	\$ 5,849.85
6	Acero Ø 12mm	Resistencia	\$ 1,355.14	kg	6.0 km	\$ 18.69	0.001 tn/kg	\$ 0.02	\$ 0.11	1.5	\$ 2,986.31	\$ 4,479.47	\$ 5,834.72	0	\$ 5,834.72
7	Acero Ø 20mm	Resistencia	\$ 1,357.26	kg	6.0 km	\$ 18.69	0.001 tn/kg	\$ 0.02	\$ 0.11	1.5	\$ 2,986.31	\$ 4,479.47	\$ 5,836.84	0	\$ 5,836.84
8	Acero Ø 25mm	Resistencia	\$ 1,363.64	kg	6.0 km	\$ 18.69	0.001 tn/kg	\$ 0.02	\$ 0.11	1.5	\$ 2,986.31	\$ 4,479.47	\$ 5,843.22	0	\$ 5,843.22
9	Acero Ø 32mm	Resistencia	\$ 1,379.52	kg	6.0 km	\$ 18.69	0.001 tn/kg	\$ 0.02	\$ 0.11	1.5	\$ 2,986.31	\$ 4,479.47	\$ 5,859.11	0	\$ 5,859.11
10	Alambre N°14	Local	\$ 4,450.00	kg	0.0 km		0.001 tn/kg			0.005	\$ 2,986.31	\$ 14.93	\$ 4,464.93	0	\$ 4,464.93
11	Clavo punta paris 1 (30kg)	Local	\$ 2,033.33	kg	0.0 km		0.001 tn/kg			0.05	\$ 2,986.31	\$ 149.32	\$ 2,182.65	2	\$ 2,226.30
12	Madera pino 1"x5"	Local	\$ 1,328.00	m2	4.3 km	\$ 18.69	0.015 tn/m2	\$ 0.28	\$ 1.21	0.05	\$ 2,986.31	\$ 149.32	\$ 1,478.52	0	\$ 1,478.52
13	Madera pino 3"x3"	Local	\$ 1,557.00	m2	4.3 km	\$ 18.69	0.015 tn/m2	\$ 0.28	\$ 1.21	0.05	\$ 2,986.31	\$ 149.32	\$ 1,707.52	0	\$ 1,707.52
14	Fenolico	Local	\$ 4,266.32	m2	4.3 km	\$ 18.69	0.015 tn/m2	\$ 0.28	\$ 1.21	1.5	\$ 2,986.31	\$ 4,479.47	\$ 8,746.99	0	\$ 8,746.99
15	Bentonita sodica natural molida	Buenos aires	\$ 49,142.47	tn	942.0 km	\$ 18.69	1.0 tn/tn	\$ 18.69	\$ 17,605.98	0.75	\$ 2,986.31	\$ 2,239.73	\$ 68,988.18	0	\$ 68,988.18
16	Camisa metalicas	Esperanza	\$ 16,944.78	tn	536.0 km	\$ 18.69	1.0 tn/tn	\$ 18.69	\$ 10,017.84	0.05	\$ 2,986.31	\$ 149.32	\$ 27,111.94	0	\$ 27,111.94
17	Mezcla asfaltica	Resistencia	\$ 17,374.56	m3	23.0 km	\$ 18.69	2.55 tn/m3	\$ 47.66	\$ 1,096.17		\$ 2,986.31	\$ -	\$ 18,470.73	0	\$ 18,470.73
18	Vigas pretensadas	Cordoba	\$ 1,948,282.33	Un								\$ -	\$ 1,948,282.33		\$ 1,948,282.33
19	Neopreno armado	Buenos aires	\$ 7,500.00	Un	942.0 km	\$ 18.69	0.0003 tn/un	\$ 0.01	\$ 5.28	1.5	\$ 2,986.31	\$ 4,479.47	\$ 11,984.75	0	\$ 11,984.75
20	Defensa New Jersey	In situ	\$ 14,719.77	m								\$ -	\$ 14,719.77		\$ 14,719.77
21	Barandas peatonal	Buenos aires	\$ 84,272.00	m	942.0 km					1.5	\$ 2,986.31	\$ 4,479.47	\$ 88,751.47		\$ 88,751.47

TRABAJO FINAL
DIMENSIONADO DE PUENTE DE HORMIGON SOBRE EL RIO NEGRO
ALEGRE - PEICHOTO

Diciembre 2023

PLANILLA DE EQUIPOS															
Nº Orden	Designacion	Potencia hp	Costo Actual \$	Valor Residual \$ 20% de 4	Vida Util h	Uso Anual h	Costo de Amortizacion e Intereses \$/h	Reparaciones y Repuestos \$/h 30% de 8	Equipo \$/h	Combustibles					Costo total \$/h
										Tipo	Precio Unitario \$/lts	Consumo de Combustible	Consumo de Lubricante	Consumo Total x Unidad	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
1	Retroexcavadora	99	\$ 36,210,786.52	\$ 7,242,157.30	10000	2000	\$ 6,517.94	\$ 1,955.38	\$ 8,473.32	Gas-Oil	\$ 556.00	19	2.09	21.09	\$ 20,199.36
2	Motoniveladora	220	\$ 89,632,209.44	\$ 17,926,441.89	10000	2000	\$ 16,133.80	\$ 4,840.14	\$ 20,973.94	Gas-Oil	\$ 556.00	16	1.76	17.76	\$ 30,848.50
3	Regla Vibradora	5	\$ 1,026,813.26	\$ 205,362.65	10000	1000	\$ 184.83	\$ 55.45	\$ 240.27	Nafta	\$ 467.00	3	0.33	3.33	\$ 1,795.38
4	Camion con Hidrogrua	150	\$ 48,912,141.70	\$ 9,782,428.34	10000	2000	\$ 8,804.19	\$ 2,641.26	\$ 11,445.44	Gas-Oil	\$ 556.00	15	1.65	16.65	\$ 20,702.84
5	Aserradora de Junta	4	\$ 735,896.63	\$ 147,179.33	10000	500	\$ 132.46	\$ 39.74	\$ 172.20	Nafta	\$ 467.00	2	0.22	2.22	\$ 1,208.94
6	Vibrocompactador	145	\$ 26,836,351.21	\$ 5,367,270.24	10000	800	\$ 4,830.54	\$ 1,449.16	\$ 6,279.71	Gas-Oil	\$ 556.00	20	2.2	22.2	\$ 18,622.91
7	Grupo Electrogeno 30 Kva	55	\$ 3,957,666.30	\$ 791,533.26	10000	1000	\$ 712.38	\$ 213.71	\$ 926.09	Nafta	\$ 467.00	12	1.32	13.32	\$ 7,146.53
8	Camion con Batea	210	\$ 30,930,480.46	\$ 6,186,096.09	10000	2000	\$ 5,567.49	\$ 1,670.25	\$ 7,237.73	Gas-Oil	\$ 556.00	15	1.65	16.65	\$ 16,495.13
9	Pilotea rotativa	400	\$ 234,095,155.69	\$ 46,819,031.14	10000	500	\$ 42,137.13	\$ 12,641.14	\$ 54,778.27	Gas-Oil	\$ 556.00	30	3.3	33.3	\$ 73,293.07
10	Soldadora electrica	0	\$ 7,124,781.84	\$ 1,424,956.37	10000	2000	\$ 1,282.46	\$ 384.74	\$ 1,667.20					0	\$ 1,667.20
11	Motobomba con manguera	10	\$ 1,167,535.82	\$ 233,507.16	10000	2000	\$ 210.16	\$ 63.05	\$ 273.20	Gas-Oil	\$ 556.00	15	1.65	16.65	\$ 9,530.60
12	Rastra de 24 discos de 26"	0	\$ 3,619,541.53	\$ 723,908.31	10000	2000	\$ 651.52	\$ 195.46	\$ 846.97					0	\$ 846.97
13	Rodillo pata de cabra autopropulsado	120	\$ 33,047,945.39	\$ 6,609,589.08	10000	2000	\$ 5,948.63	\$ 1,784.59	\$ 7,733.22	Gas-Oil	\$ 556.00	25	2.75	27.75	\$ 23,162.22
14	Tractor neumatico	109	\$ 18,569,797.89	\$ 3,713,959.58	10000	2000	\$ 3,342.56	\$ 1,002.77	\$ 4,345.33	Gas-Oil	\$ 556.00	20	2.2	22.2	\$ 16,688.53
15	Camion regador de agua	140	\$ 36,195,368.76	\$ 7,239,073.75	10000	2000	\$ 6,515.17	\$ 1,954.55	\$ 8,469.72	Gas-Oil	\$ 556.00	15	1.65	16.65	\$ 17,727.12
16	Terminadora asfaltica	170	\$ 69,681,068.16	\$ 13,936,213.63	10000	2000	\$ 12,542.59	\$ 3,762.78	\$ 16,305.37					0	\$ 16,305.37
17	Rodillo neumatico autopropulsado	94	\$ 39,342,792.13	\$ 7,868,558.43	10000	2000	\$ 7,081.70	\$ 2,124.51	\$ 9,206.21	Gas-Oil	\$ 556.00	20	2.2	22.2	\$ 21,549.41
18	Cargadora frontal	130	\$ 46,636,847.78	\$ 9,327,369.56	10000	2000	\$ 8,394.63	\$ 2,518.39	\$ 10,913.02	Gas-Oil	\$ 556.00	12	1.32	13.32	\$ 18,318.94

TRABAJO FINAL

DIMENSIONADO DE PUENTE DE HORMIGON SOBRE EL RIO NEGRO

ALEGRE - PEICHOTO

Diciembre 2023

COEFICIENTE RESUMEN			
Descripcion	Porcentaje %		Totales
Costo - Costo		I	1
Gastos Generales	20%	II	0.2
Beneficios	15%	III	0.15
Sub total		IV	1.35
Costo Financiero		V	0
Total		VI	1.35
I.V.A.	21%	VII	0.28
Otros impuestos	2.9%	VIII	0.04
Coeficiente resumen			1.67

TRABAJO FINAL
DIMENSIONADO DE PUENTE DE HORMIGON SOBRE EL RIO NEGRO
ALEGRE - PEICHOTO

Diciembre 2023

ANALISIS DE PRECIOS				
RUBRO	Movimiento de suelo	ITEM	1.1	
Descripcion	Excavacion de pilotes			
Designacion	Unidad	Rendimiento	Costo unitario	Costo parcial

Mano de obra				
Oficial especializado	h	1,5	\$ 4.142,52	\$ 6.213,78
Ayudante	h	3	\$ 2.986,31	\$ 8.958,94
SUB-TOTAL MANO DE OBRA				\$ 15.172,71

Materiales				
Camisa metalicas	tn	0,041	\$ 27.111,94	\$ 1.111,59
SUB-TOTAL MATERIALES				\$ 1.111,59

Equipos				
Pilotea rotativa	h	0,9	\$ 73.293,07	\$ 65.963,76
Retroexcavadora	h	0,9	\$ 20.199,36	\$ 18.179,43
Camion con Batea	h	0,9	\$ 16.495,13	\$ 14.845,62
SUB-TOTAL EQUIPOS				\$ 98.988,81

COSTO DIRECTO \$ **115.273,11**

Coefficiente 1,67

PRECIO UNITARIO	\$ 192.811,57
------------------------	----------------------

TRABAJO FINAL
DIMENSIONADO DE PUENTE DE HORMIGON SOBRE EL RIO NEGRO
ALEGRE - PEICHOTO

Diciembre 2023

ANALISIS DE PRECIOS				
RUBRO	Movimiento de suelo	ITEM	1.2	
Descripcion	Relleno			
Designacion	Unidad	Rendimiento	Costo unitario	Costo parcial

Mano de obra				
Oficial especializado	h	1	\$ 4.142,52	\$ 4.142,52
Oficial	h	2	\$ 3.528,08	\$ 7.056,15
Ayudante	h	4	\$ 2.986,31	\$ 11.945,25
SUB-TOTAL MANO DE OBRA				\$ 23.143,92

Materiales				
	tn		\$ -	\$ -
SUB-TOTAL MATERIALES				\$ -

Equipos				
Motoniveladora	h	0,02	\$ 30.848,50	\$ 616,97
Retroexcavadora	h	0,02	\$ 20.199,36	\$ 403,99
Rastra de 24 discos de 26"	h	0,02	\$ 846,97	\$ 16,94
Rodillo pata de cabra autopropulsado	h	0,02	\$ 23.162,22	\$ 463,24
Tractor neumatico	h	0,02	\$ 16.688,53	\$ 333,77
Camion regador de agua	h	0,01	\$ 17.727,12	\$ 177,27
SUB-TOTAL EQUIPOS				\$ 2.012,18

COSTO DIRECTO \$ **25.156,10**

Coefficiente 1,67

PRECIO UNITARIO	\$ 42.077,36
------------------------	---------------------

TRABAJO FINAL
DIMENSIONADO DE PUENTE DE HORMIGON SOBRE EL RIO NEGRO
ALEGRE - PEICHOTO

Diciembre 2023

ANALISIS DE PRECIOS				
RUBRO	Hormigón H-30 in situ	ITEM	2.1	
Descripcion	Losa de tablero			
Designacion	Unidad	Rendimiento	Costo unitario	Costo parcial

Mano de obra				
Oficial especializado	h	2	\$ 4.142,52	\$ 8.285,03
Oficial	h	2	\$ 3.528,08	\$ 7.056,15
Ayudante	h	4	\$ 2.986,31	\$ 11.945,25
SUB-TOTAL MANO DE OBRA				\$ 27.286,44

Materiales				
Hormigón H-30	m3	1	\$ 61.978,68	\$ 61.978,68
Acero Ø 10mm	kg	8,6	\$ 5.849,85	\$ 50.308,72
Acero Ø 12mm	kg	12,4	\$ 5.834,72	\$ 72.350,54
Alambre N°14	kg	0,6	\$ 4.464,93	\$ 2.678,96
Clavo punta paris 1 (30kg)	kg	1	\$ 2.226,30	\$ 2.226,30
Madera pino 3"x3"	m2	3,7	\$ 1.707,52	\$ 6.317,83
Fenolico	m2	1	\$ 8.746,99	\$ 8.746,99
SUB-TOTAL MATERIALES				\$ 204.608,01

Equipos				
Regla Vibradora	h	0,6	\$ 1.795,38	\$ 1.077,23
Vibrocompactador	h	1,2	\$ 18.622,91	\$ 22.347,49
Aserradora de Junta	h	0,6	\$ 1.208,94	\$ 725,36
Grupo Electrogeno 30 Kva	h	0,8	\$ 7.146,53	\$ 5.717,23
Soldadora electrica	h	0,8	\$ 1.667,20	\$ 1.333,76
Motobomba con manguera	h	0,8	\$ 9.530,60	\$ 7.624,48
SUB-TOTAL EQUIPOS				\$ 38.825,55

COSTO DIRECTO **\$ 270.720,00**

Coeficiente 1,67

PRECIO UNITARIO	\$ 452.819,81
------------------------	----------------------

TRABAJO FINAL
DIMENSIONADO DE PUENTE DE HORMIGON SOBRE EL RIO NEGRO
ALEGRE - PEICHOTO

Diciembre 2023

ANALISIS DE PRECIOS				
RUBRO	Hormigón H-30 in situ	ITEM	2.2	
Descripcion	Pantalla superior			
Designacion	Unidad	Rendimiento	Costo unitario	Costo parcial

Mano de obra

Oficial especializado	h	2	\$ 4.142,52	\$ 8.285,03
Oficial	h	2	\$ 3.528,08	\$ 7.056,15
Ayudante	h	4	\$ 2.986,31	\$ 11.945,25
SUB-TOTAL MANO DE OBRA				\$ 27.286,44

Materiales

Hormigón H-30	m3	1	\$ 61.978,68	\$ 61.978,68
Acero Ø 10mm	kg	4,6	\$ 5.849,85	\$ 26.909,31
Acero Ø 12mm	kg	22	\$ 5.834,72	\$ 128.363,86
Alambre N°14	kg	0,6	\$ 4.464,93	\$ 2.678,96
Clavo punta paris 1 (30kg)	kg	1	\$ 2.226,30	\$ 2.226,30
Madera pino 3"x3"	m2	3,7	\$ 1.707,52	\$ 6.317,83
Fenolico	m2	2	\$ 8.746,99	\$ 17.493,99
SUB-TOTAL MATERIALES				\$ 245.968,92

Equipos

Vibrocompactador	h	1,2	\$ 18.622,91	\$ 22.347,49
Aserradora de Junta	h	0,6	\$ 1.208,94	\$ 725,36
Grupo Electrogeno 30 Kva	h	0,8	\$ 7.146,53	\$ 5.717,23
Soldadora electrica	h	0,8	\$ 1.667,20	\$ 1.333,76
Motobomba con manguera	h	0,8	\$ 9.530,60	\$ 7.624,48
SUB-TOTAL EQUIPOS				\$ 37.748,32

COSTO DIRECTO **\$ 311.003,68**

Coeficiente 1,67

PRECIO UNITARIO	\$ 520.200,31
------------------------	----------------------

TRABAJO FINAL
DIMENSIONADO DE PUENTE DE HORMIGON SOBRE EL RIO NEGRO
ALEGRE - PEICHOTO

Diciembre 2023

ANALISIS DE PRECIOS				
RUBRO	Hormigón H-30 in situ	ITEM	2.3	
Descripcion	Pantalla inferior			
Designacion	Unidad	Rendimiento	Costo unitario	Costo parcial

Mano de obra

Oficial especializado	h	2	\$ 4.142,52	\$ 8.285,03
Oficial	h	2	\$ 3.528,08	\$ 7.056,15
Ayudante	h	4	\$ 2.986,31	\$ 11.945,25
SUB-TOTAL MANO DE OBRA				\$ 27.286,44

Materiales

Hormigón H-30	m3	1	\$ 61.978,68	\$ 61.978,68
Acero Ø 10mm	kg	17,2	\$ 5.849,85	\$ 100.617,43
Alambre N°14	kg	0,6	\$ 4.464,93	\$ 2.678,96
Clavo punta paris 1 (30kg)	kg	1	\$ 2.226,30	\$ 2.226,30
Madera pino 3"x3"	m2	3,7	\$ 1.707,52	\$ 6.317,83
Fenolico	m2	2	\$ 8.746,99	\$ 17.493,99
SUB-TOTAL MATERIALES				\$ 191.313,19

Equipos

Vibrocompactador	h	1,2	\$ 18.622,91	\$ 22.347,49
Aserradora de Junta	h	0,6	\$ 1.208,94	\$ 725,36
Grupo Electrogeno 30 Kva	h	0,8	\$ 7.146,53	\$ 5.717,23
Soldadora electrica	h	0,8	\$ 1.667,20	\$ 1.333,76
Motobomba con manguera	h	0,8	\$ 9.530,60	\$ 7.624,48
SUB-TOTAL EQUIPOS				\$ 37.748,32

COSTO DIRECTO \$ 256.347,95

Coeficiente 1,67

PRECIO UNITARIO	\$ 428.780,39
------------------------	----------------------

TRABAJO FINAL
DIMENSIONADO DE PUENTE DE HORMIGON SOBRE EL RIO NEGRO
ALEGRE - PEICHOTO

Diciembre 2023

ANALISIS DE PRECIOS				
RUBRO	Hormigón H-30 in situ	ITEM	2.4	
Descripcion	Contrafuerte			
Designacion	Unidad	Rendimiento	Costo unitario	Costo parcial

Mano de obra				
Oficial especializado	h	2	\$ 4.142,52	\$ 8.285,03
Oficial	h	2	\$ 3.528,08	\$ 7.056,15
Ayudante	h	4	\$ 2.986,31	\$ 11.945,25
SUB-TOTAL MANO DE OBRA				\$ 27.286,44

Materiales				
Hormigón H-30	m3	1	\$ 61.978,68	\$ 61.978,68
Acero Ø 10mm	kg	11,6	\$ 5.849,85	\$ 67.858,27
Acero Ø 25mm	kg	30,8	\$ 5.843,22	\$ 179.971,08
Alambre N°14	kg	0,6	\$ 4.464,93	\$ 2.678,96
Clavo punta paris 1 (30kg)	kg	1	\$ 2.226,30	\$ 2.226,30
Madera pino 3"x3"	m2	3,7	\$ 1.707,52	\$ 6.317,83
Fenolico	m2	2	\$ 8.746,99	\$ 17.493,99
SUB-TOTAL MATERIALES				\$ 338.525,11

Equipos				
Vibrocompactador	h	1,2	\$ 18.622,91	\$ 22.347,49
Aserradora de Junta	h	0,6	\$ 1.208,94	\$ 725,36
Grupo Electrogeno 30 Kva	h	0,8	\$ 7.146,53	\$ 5.717,23
Soldadora electrica	h	0,8	\$ 1.667,20	\$ 1.333,76
Motobomba con manguera	h	0,8	\$ 9.530,60	\$ 7.624,48
SUB-TOTAL EQUIPOS				\$ 37.748,32

COSTO DIRECTO **\$ 403.559,86**

Coeficiente 1,67

PRECIO UNITARIO	\$ 675.014,40
------------------------	----------------------

TRABAJO FINAL
DIMENSIONADO DE PUENTE DE HORMIGON SOBRE EL RIO NEGRO
ALEGRE - PEICHOTO

Diciembre 2023

ANALISIS DE PRECIOS				
RUBRO	Hormigón H-30 in situ	ITEM	2.5	
Descripcion	Muro de ala			
Designacion	Unidad	Rendimiento	Costo unitario	Costo parcial

Mano de obra				
Oficial especializado	h	2	\$ 4.142,52	\$ 8.285,03
Oficial	h	2	\$ 3.528,08	\$ 7.056,15
Ayudante	h	4	\$ 2.986,31	\$ 11.945,25
SUB-TOTAL MANO DE OBRA				\$ 27.286,44

Materiales				
Hormigón H-30	m3	1	\$ 61.978,68	\$ 61.978,68
Acero Ø 10mm	kg	8,5	\$ 5.849,85	\$ 49.723,73
Acero Ø 12mm	kg	14,2	\$ 5.834,72	\$ 82.853,03
Alambre N°14	kg	0,6	\$ 4.464,93	\$ 2.678,96
Clavo punta paris 1 (30kg)	kg	1	\$ 2.226,30	\$ 2.226,30
Madera pino 3"x3"	m2	3,7	\$ 1.707,52	\$ 6.317,83
Fenolico	m2	2	\$ 8.746,99	\$ 17.493,99
SUB-TOTAL MATERIALES				\$ 223.272,52

Equipos				
Vibrocompactador	h	1,2	\$ 18.622,91	\$ 22.347,49
Aserradora de Junta	h	0,6	\$ 1.208,94	\$ 725,36
Grupo Electrogeno 30 Kva	h	0,8	\$ 7.146,53	\$ 5.717,23
Soldadora electrica	h	0,8	\$ 1.667,20	\$ 1.333,76
Motobomba con manguera	h	0,8	\$ 9.530,60	\$ 7.624,48
SUB-TOTAL EQUIPOS				\$ 37.748,32

COSTO DIRECTO **\$ 288.307,28**

Coeficiente 1,67

PRECIO UNITARIO	\$ 482.237,17
------------------------	----------------------

TRABAJO FINAL
DIMENSIONADO DE PUENTE DE HORMIGON SOBRE EL RIO NEGRO
ALEGRE - PEICHOTO

Diciembre 2023

ANALISIS DE PRECIOS				
RUBRO	Hormigón H-30 in situ	ITEM	2.6	
Descripcion	Contrafuerte posterior			
Designacion	Unidad	Rendimiento	Costo unitario	Costo parcial

Mano de obra				
Oficial especializado	h	2	\$ 4.142,52	\$ 8.285,03
Oficial	h	2	\$ 3.528,08	\$ 7.056,15
Ayudante	h	4	\$ 2.986,31	\$ 11.945,25
SUB-TOTAL MANO DE OBRA				\$ 27.286,44

Materiales				
Hormigón H-30	m3	1	\$ 61.978,68	\$ 61.978,68
Acero Ø 20mm	kg	24,7	\$ 5.836,84	\$ 144.170,05
Acero Ø 12mm	kg	12,4	\$ 5.834,72	\$ 72.350,54
Alambre N°14	kg	0,6	\$ 4.464,93	\$ 2.678,96
Clavo punta paris 1 (30kg)	kg	1	\$ 2.226,30	\$ 2.226,30
Madera pino 3"x3"	m2	3,7	\$ 1.707,52	\$ 6.317,83
Fenolico	m2	2	\$ 8.746,99	\$ 17.493,99
SUB-TOTAL MATERIALES				\$ 307.216,34

Equipos				
Vibrocompactador	h	1,2	\$ 18.622,91	\$ 22.347,49
Aserradora de Junta	h	0,6	\$ 1.208,94	\$ 725,36
Grupo Electrogeno 30 Kva	h	0,8	\$ 7.146,53	\$ 5.717,23
Soldadora electrica	h	0,8	\$ 1.667,20	\$ 1.333,76
Motobomba con manguera	h	0,8	\$ 9.530,60	\$ 7.624,48
SUB-TOTAL EQUIPOS				\$ 37.748,32

COSTO DIRECTO **\$ 372.251,10**

Coeficiente 1,67

PRECIO UNITARIO	\$ 622.645,80
------------------------	----------------------

TRABAJO FINAL
DIMENSIONADO DE PUENTE DE HORMIGON SOBRE EL RIO NEGRO
ALEGRE - PEICHOTO

Diciembre 2023

ANALISIS DE PRECIOS				
RUBRO	Hormigón H-30 in situ	ITEM	2.7	
Descripcion	Cabezal de pilotes			
Designacion	Unidad	Rendimiento	Costo unitario	Costo parcial

Mano de obra

Oficial especializado	h	2	\$ 4.142,52	\$ 8.285,03
Oficial	h	2	\$ 3.528,08	\$ 7.056,15
Ayudante	h	4	\$ 2.986,31	\$ 11.945,25
SUB-TOTAL MANO DE OBRA				\$ 27.286,44

Materiales

Hormigón H-30	m3	1	\$ 61.978,68	\$ 61.978,68
Acero Ø 20mm	kg	49,4	\$ 5.836,84	\$ 288.340,10
Alambre N°14	kg	0,6	\$ 4.464,93	\$ 2.678,96
Clavo punta paris 1 (30kg)	kg	1	\$ 2.226,30	\$ 2.226,30
Madera pino 3"x3"	m2	3,7	\$ 1.707,52	\$ 6.317,83
Fenolico	m2	2	\$ 8.746,99	\$ 17.493,99
SUB-TOTAL MATERIALES				\$ 379.035,85

Equipos

Vibrocompactador	h	1,2	\$ 18.622,91	\$ 22.347,49
Aserradora de Junta	h	0,6	\$ 1.208,94	\$ 725,36
Grupo Electrogeno 30 Kva	h	0,8	\$ 7.146,53	\$ 5.717,23
Soldadora electrica	h	0,8	\$ 1.667,20	\$ 1.333,76
Motobomba con manguera	h	0,8	\$ 9.530,60	\$ 7.624,48
SUB-TOTAL EQUIPOS				\$ 37.748,32

COSTO DIRECTO \$ **444.070,61**

Coeficiente 1,67

PRECIO UNITARIO	\$ 742.774,70
------------------------	----------------------

TRABAJO FINAL
DIMENSIONADO DE PUENTE DE HORMIGON SOBRE EL RIO NEGRO
ALEGRE - PEICHOTO

Diciembre 2023

ANALISIS DE PRECIOS				
RUBRO	Hormigón H-30 in situ	ITEM	2.8	
Descripcion	Pilotes			
Designacion	Unidad	Rendimiento	Costo unitario	Costo parcial

Mano de obra

Oficial especializado	h	2	\$ 4.142,52	\$ 8.285,03
Oficial	h	2	\$ 3.528,08	\$ 7.056,15
Ayudante	h	4	\$ 2.986,31	\$ 11.945,25
SUB-TOTAL MANO DE OBRA				\$ 27.286,44

Materiales

Hormigón H-30	m3	1	\$ 61.978,68	\$ 61.978,68
Acero Ø 25mm	kg	107,9	\$ 5.843,22	\$ 630.483,11
Acero Ø 10mm	kg	77,5	\$ 5.849,85	\$ 453.363,44
Alambre N°14	kg	0,6	\$ 4.464,93	\$ 2.678,96
SUB-TOTAL MATERIALES				\$ 1.148.504,19

Equipos

Vibrocompactador	h	1,2	\$ 18.622,91	\$ 22.347,49
Aserradora de Junta	h	0,6	\$ 1.208,94	\$ 725,36
Grupo Electrogeno 30 Kva	h	0,8	\$ 7.146,53	\$ 5.717,23
Soldadora electrica	h	0,8	\$ 1.667,20	\$ 1.333,76
Motobomba con manguera	h	0,8	\$ 9.530,60	\$ 7.624,48
SUB-TOTAL EQUIPOS				\$ 37.748,32

COSTO DIRECTO **\$ 1.213.538,95**

Coefficiente 1,67

PRECIO UNITARIO	\$ 2.029.825,92
------------------------	------------------------

TRABAJO FINAL
DIMENSIONADO DE PUENTE DE HORMIGON SOBRE EL RIO NEGRO
ALEGRE - PEICHOTO

Diciembre 2023

ANALISIS DE PRECIOS				
RUBRO	Hormigón H-30 in situ	ITEM	2.9	
Descripcion	Pila intermedia			
Designacion	Unidad	Rendimiento	Costo unitario	Costo parcial

Mano de obra				
Oficial especializado	h	2	\$ 4.142,52	\$ 8.285,03
Oficial	h	2	\$ 3.528,08	\$ 7.056,15
Ayudante	h	4	\$ 2.986,31	\$ 11.945,25
SUB-TOTAL MANO DE OBRA				\$ 27.286,44

Materiales				
Hormigón H-30	m3	1	\$ 61.978,68	\$ 61.978,68
Acero Ø 25mm	kg	38,5	\$ 5.843,22	\$ 224.963,85
Acero Ø 12mm	kg	6,2	\$ 5.834,72	\$ 36.175,27
Acero Ø 20mm	kg	12,3	\$ 5.836,84	\$ 71.793,18
Alambre N°14	kg	0,6	\$ 4.464,93	\$ 2.678,96
Clavo punta paris 1 (30kg)	kg	1	\$ 2.226,30	\$ 2.226,30
Madera pino 3"x3"	m2	3,7	\$ 1.707,52	\$ 6.317,83
Fenolico	m2	2	\$ 8.746,99	\$ 17.493,99
SUB-TOTAL MATERIALES				\$ 423.628,06

Equipos				
Vibrocompactador	h	1,2	\$ 18.622,91	\$ 22.347,49
Aserradora de Junta	h	0,6	\$ 1.208,94	\$ 725,36
Grupo Electrogeno 30 Kva	h	0,8	\$ 7.146,53	\$ 5.717,23
Soldadora electrica	h	0,8	\$ 1.667,20	\$ 1.333,76
Motobomba con manguera	h	0,8	\$ 9.530,60	\$ 7.624,48
SUB-TOTAL EQUIPOS				\$ 37.748,32

COSTO DIRECTO **\$ 488.662,81**

Coefficiente 1,67

PRECIO UNITARIO	\$ 817.361,86
------------------------	----------------------

TRABAJO FINAL
DIMENSIONADO DE PUENTE DE HORMIGON SOBRE EL RIO NEGRO
ALEGRE - PEICHOTO

Diciembre 2023

ANALISIS DE PRECIOS				
RUBRO	Hormigón H-35 in situ	ITEM	3.1	
Descripcion	Losa de aproximacion			
Designacion	Unidad	Rendimiento	Costo unitario	Costo parcial

Mano de obra				
Oficial especializado	h	2	\$ 4.142,52	\$ 8.285,03
Oficial	h	2	\$ 3.528,08	\$ 7.056,15
Ayudante	h	4	\$ 2.986,31	\$ 11.945,25
SUB-TOTAL MANO DE OBRA				\$ 27.286,44

Materiales				
Hormigón H-30	m3	1	\$ 61.978,68	\$ 61.978,68
Acero Ø 12mm	kg	6,2	\$ 5.834,72	\$ 36.175,27
Acero Ø 20mm	kg	12,3	\$ 5.836,84	\$ 71.793,18
Alambre N°14	kg	0,6	\$ 4.464,93	\$ 2.678,96
Clavo punta paris 1 (30kg)	kg	1	\$ 2.226,30	\$ 2.226,30
Madera pino 3"x3"	m2	3,7	\$ 1.707,52	\$ 6.317,83
Fenolico	m2	2	\$ 8.746,99	\$ 17.493,99
SUB-TOTAL MATERIALES				\$ 198.664,20

Equipos				
Regla Vibradora	h	0,6	\$ 1.795,38	\$ 1.077,23
Vibrocompactador	h	1,2	\$ 18.622,91	\$ 22.347,49
Aserradora de Junta	h	0,6	\$ 1.208,94	\$ 725,36
Grupo Electrogeno 30 Kva	h	0,8	\$ 7.146,53	\$ 5.717,23
Soldadora electrica	h	0,8	\$ 1.667,20	\$ 1.333,76
Motobomba con manguera	h	0,8	9530,603382	\$ 7.624,48
SUB-TOTAL EQUIPOS				\$ 38.825,55

COSTO DIRECTO **\$ 264.776,19**

Coefficiente 1,67

PRECIO UNITARIO	\$ 442.877,90
------------------------	----------------------

TRABAJO FINAL
DIMENSIONADO DE PUENTE DE HORMIGON SOBRE EL RIO NEGRO
ALEGRE - PEICHOTO

Diciembre 2023

ANALISIS DE PRECIOS				
RUBRO	Dispositivo de apoyo	ITEM	5.1	
Descripcion	Apoyo de neopreno			
Designacion	Unidad	Rendimiento	Costo unitario	Costo parcial

Mano de obra				
Oficial	h	0,1	\$ 3.528,08	\$ 352,81
SUB-TOTAL MANO DE OBRA				\$ 352,81

Materiales				
Neopreno armado	Un	1	\$ 11.984,75	\$ 11.984,75
SUB-TOTAL MATERIALES				\$ 11.984,75

Equipos				
-	h		\$ -	\$ -
SUB-TOTAL EQUIPOS				\$ -

COSTO DIRECTO \$ 12.337,56

Coefficiente 1,67

PRECIO UNITARIO	\$ 20.636,42
------------------------	---------------------

TRABAJO FINAL
DIMENSIONADO DE PUENTE DE HORMIGON SOBRE EL RIO NEGRO
ALEGRE - PEICHOTO

Diciembre 2023

ANALISIS DE PRECIOS				
RUBRO	Elementos prefabricados	ITEM	4.1	
Descripcion	Vigas principales			
Designacion	Unidad	Rendimiento	Costo unitario	Costo parcial

Mano de obra				
-	h		\$ -	\$ -
SUB-TOTAL MANO DE OBRA				\$ -

Materiales				
Vigas pretensadas	Un	1	\$ 1.948.282,33	\$ 1.948.282,33
SUB-TOTAL MATERIALES				\$ 1.948.282,33

Equipos				
-	h		\$ -	\$ -
SUB-TOTAL EQUIPOS				\$ -

COSTO DIRECTO **\$ 1.948.282,33**

Coeficiente 1,67

PRECIO UNITARIO	\$ 3.258.794,44
------------------------	------------------------

TRABAJO FINAL
DIMENSIONADO DE PUENTE DE HORMIGON SOBRE EL RIO NEGRO
ALEGRE - PEICHOTO

Diciembre 2023

ANALISIS DE PRECIOS				
RUBRO	Carpeta de rodamiento	ITEM	6.1	
Descripcion	Carpeta de asfalto			
Designacion	Unidad	Rendimiento	Costo unitario	Costo parcial

Mano de obra				
Oficial especializado	h	0,1	\$ 4.142,52	\$ 414,25
Oficial	h	0,15	\$ 3.528,08	\$ 529,21
Ayudante	h	0,15	\$ 2.986,31	\$ 447,95
SUB-TOTAL MANO DE OBRA				\$ 1.391,41

Materiales				
Mezcla asfaltica	m3	0,86	\$ 18.470,73	\$ 15.884,83
SUB-TOTAL MATERIALES				\$ 15.884,83

Equipos				
Aserradora de Junta	h	0,1	\$ 1.208,94	\$ 120,89
Camion con Batea	h	0,01	\$ 16.495,13	\$ 164,95
Camion regador de agua	h	0,01	\$ 17.727,12	\$ 177,27
Terminadora asfaltica	h	0,01	\$ 16.305,37	\$ 163,05
Rodillo neomatico autopropulsado	h	0,01	\$ 21.549,41	\$ 215,49
SUB-TOTAL EQUIPOS				\$ 841,66

COSTO DIRECTO \$ **18.117,90**

Coefficiente 1,67

PRECIO UNITARIO	\$ 30.304,91
------------------------	---------------------

TRABAJO FINAL
DIMENSIONADO DE PUENTE DE HORMIGON SOBRE EL RIO NEGRO
ALEGRE - PEICHOTO

Diciembre 2023

ANALISIS DE PRECIOS				
RUBRO	Auxiliares	ITEM	7.2	
Descripcion	Defensa New Jersey			
Designacion	Unidad	Rendimiento	Costo unitario	Costo parcial

Mano de obra				
Oficial especializado	h	0,2	\$ 4.142,52	\$ 828,50
Oficial	h	0,3	\$ 3.528,08	\$ 1.058,42
Ayudante	h	0,3	\$ 2.986,31	\$ 895,89
SUB-TOTAL MANO DE OBRA				\$ 2.782,82

Materiales				
Defensa New Jersey	m	1	\$ 14.719,77	\$ 14.719,77
Fenolico	m2	0,8	\$ 8.746,99	\$ 6.997,60
Clavo punta paris 1 (30kg)	kg	0,5	\$ 2.226,30	\$ 1.113,15
SUB-TOTAL MATERIALES				\$ 22.830,51

Equipos				
Vibrocompactador	h	0,05	\$ 18.622,91	\$ 931,15
SUB-TOTAL EQUIPOS				\$ 931,15

COSTO DIRECTO \$ **26.544,48**

Coeficiente 1,67

PRECIO UNITARIO	\$ 44.399,62
------------------------	---------------------

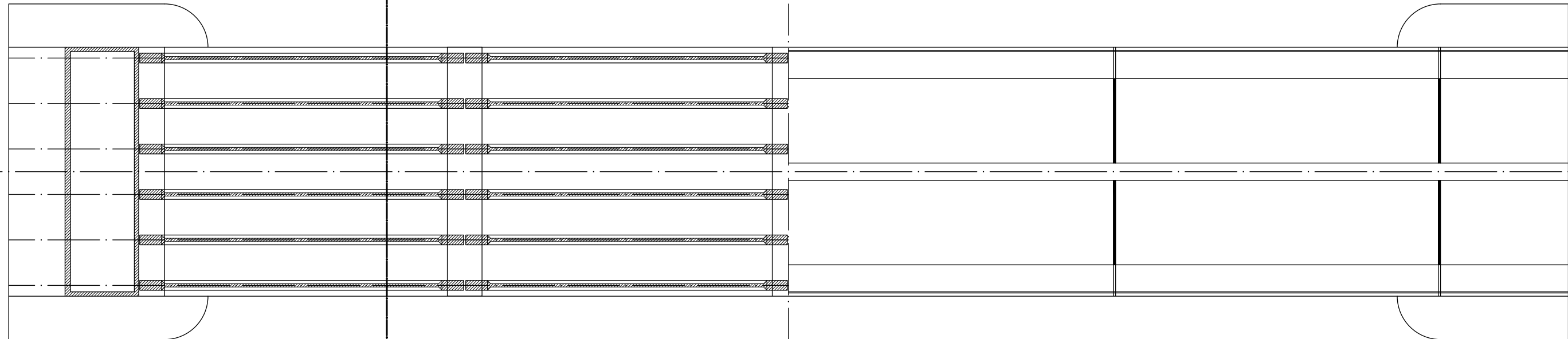
ANEXOS. PLANOS

ÍNDICE

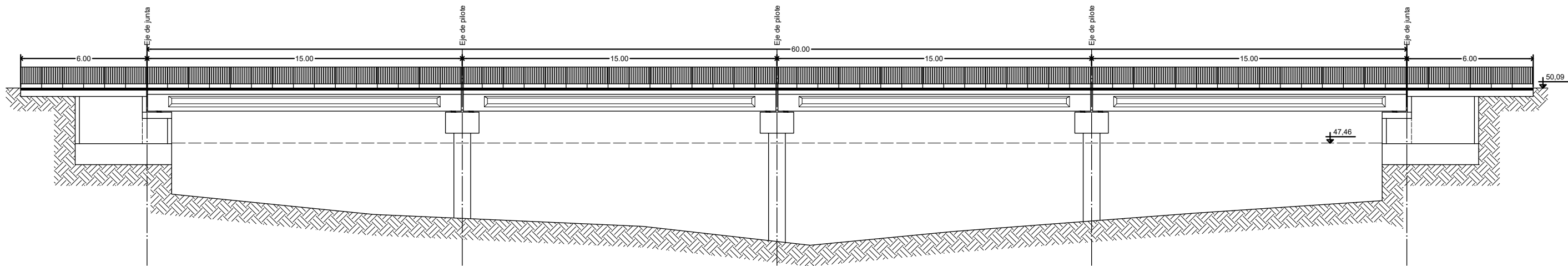
PLANO N°1: Ubicación de zona de estudio	325
PLANO N°2: Cuenca y subcuencas.....	326
PLANO N°3: Cuenca baja del río Negro	327
PLANO N°4: Puente tipo.....	328
PLANO N°5: Corte A-A.....	329

A

A

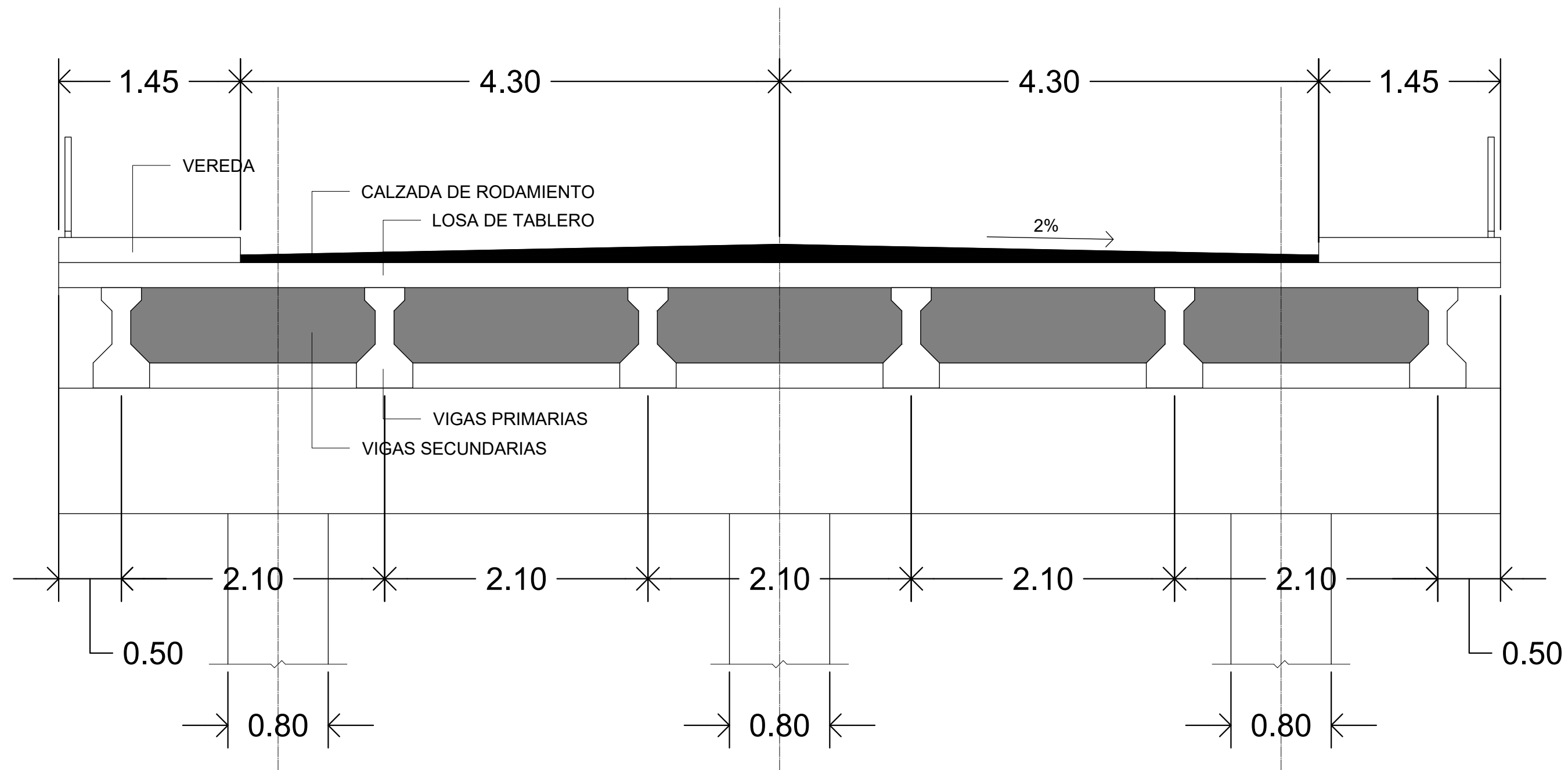


VISTA EN PLANTA



CORTE LATERAL

 UNNE Facultad de Ingenieria	PLANIFICACION HIDROVIAL DEL CORREDOR PUERTO TIROL - AMGR		
TRABAJO FINAL	ETAPA II: PUENTE SOBRE RIO NEGRO EN FONTANA		
ALEGRE PEICHOTO	PUENTE TIPO	Escala: 1:200	
		Fecha: diciembre 2023	
		PLANO N°04	



CORTE A-A



UNNE
Facultad de
Ingenieria

TRABAJO FINAL

ALEGRE
PEICHOTO

PLANIFICACION HIDROVIAL DEL
CORREDOR PUERTO TIROL - AMGR

ETAPA II: PUENTE SOBRE RIO NEGRO EN FONTANA

CORTE A-A

Escala: 1:25

Fecha: diciembre 2023

PLANO N°05