



**UNCUYO**  
UNIVERSIDAD  
NACIONAL DE CUYO



**FACULTAD DE INGENIERIA**  
en acción continua...

## **PRÁCTICA PROFESIONAL SUPERVISADA**

ALUMNO: Mauricio Kuri

LEGAJO: 10167

CARRERA: Ing. Civil

PROYECTO: Expte. N°1307 – PEAS – 00 Renovación Colector Cloacal Sur Oeste. Tramo: E. González - Estrada / Depto.: Guaymallén.

EMPRESA O INSTITUCIÓN: Agua y Saneamiento Mendoza S.A.(AySAM)

TUTOR DE LA EMPRESA O INSTITUCIÓN: Juan Barroso

PERIODO DE PRÁCTICA: 20 de abril al 20 de julio del 2023

AÑO: 2023

## ÍNDICE

1	INTRODUCCIÓN.....	1
1.1	Organigrama.....	1
1.2	Funciones propias del puesto en que se realizaron las Prácticas Profesionales Supervisadas.....	2
2	OBJETIVOS GENERALES DE LA PRÁCTICA .....	2
3	DESARROLLO DE LAS ACTIVIDADES.....	2
3.1	Descripción General .....	3
3.2	Resumen Ejecutivo.....	4
3.3	Acarreo y colocación de cañería PRFV DN 700 mm con liner anti-abrasivo.....	5
3.3.1	Preparación de la cama de asiento de arena de 10 cm de espesor.....	6
3.3.2	Ubicación en zanja de la cañería y proceso de enchufado .....	7
3.3.3	Prueba de estanqueidad de la unión.....	11
3.3.4	Pasaje del tapón o mandrilado (prueba de inalterabilidad de la sección) .....	12
3.3.5	Prueba neumática de la cañería .....	13
3.3.6	Conexión a boca de registro y/o estructuras de H <sup>o</sup> A <sup>o</sup> .....	15
3.4	Instalación de redes terciarias cloacales en PVC cloacal JE DN 160 mm 17	
3.5	Sondeos y excavación .....	19
3.6	Entibamiento.....	21
3.6.1	Entibado con soportes inferiores.....	22
3.6.2	Entibado suspendido con tubos estructurales.....	23
3.6.3	Entibado de amplitud variable (creciente) en altura .....	24
3.7	Relleno de primera etapa.....	26
3.8	Relleno de segunda etapa.....	28
3.8.1	Compactación .....	32
3.8.2	Control de densidad .....	38
3.9	Bocas de registro .....	40
3.10	Deterioro estructural de colectores existentes.....	43
3.11	Empalmes provisorios a la nueva red cloacal.....	45
3.12	Cegado.....	52
3.13	Ejecución de redes de agua en PVC K10 JE DN 110 mm a 200 mm 54	
4	RESULTADOS OBTENIDOS .....	56
5	CONCLUSIÓN Y RECOMENDACIONES.....	56
6	BIBLIOGRAFÍA.....	57

# 1 INTRODUCCIÓN

Agua y Saneamiento Mendoza S.A. es la empresa prestadora de servicios de agua potable y saneamiento más grande e importante de la provincia. Abastece de agua potable a más de 400.000 clientes en todo el territorio mendocino.

Su misión es promover el bienestar de la población prestando un servicio de agua potable y saneamiento de calidad, confiable y eficiente, preservando el medio ambiente y contribuyendo al desarrollo de la economía.

Mientras que su visión es universalizar el servicio de agua potable y saneamiento, en el área de concesión, siendo la referente de sustentabilidad ambiental de la región.

## 1.1 Organigrama

A continuación se presenta el organigrama de la Empresa, para comprender cómo está conformada la misma y el sector en el cual se desarrolló la práctica profesional supervisada. En la **Figura 1** se observa un detalle del organigrama general, mientras que en la **Figura 2** se pone énfasis en la Gerencia de Ingeniería, área específica dentro de la cual se realizaron las prácticas.

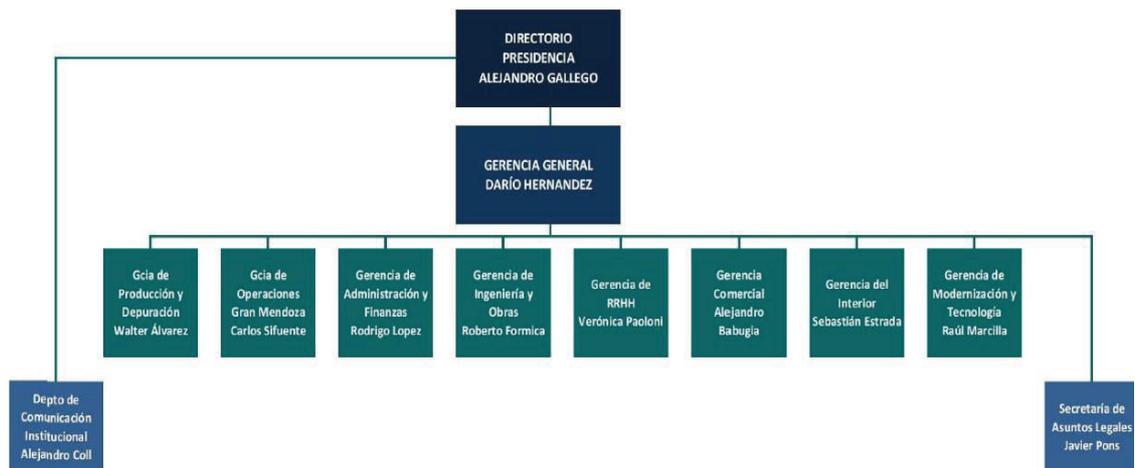


Figura 1: Organigrama de la Gerencia General de AYSAM vigente a partir del 12/01/23

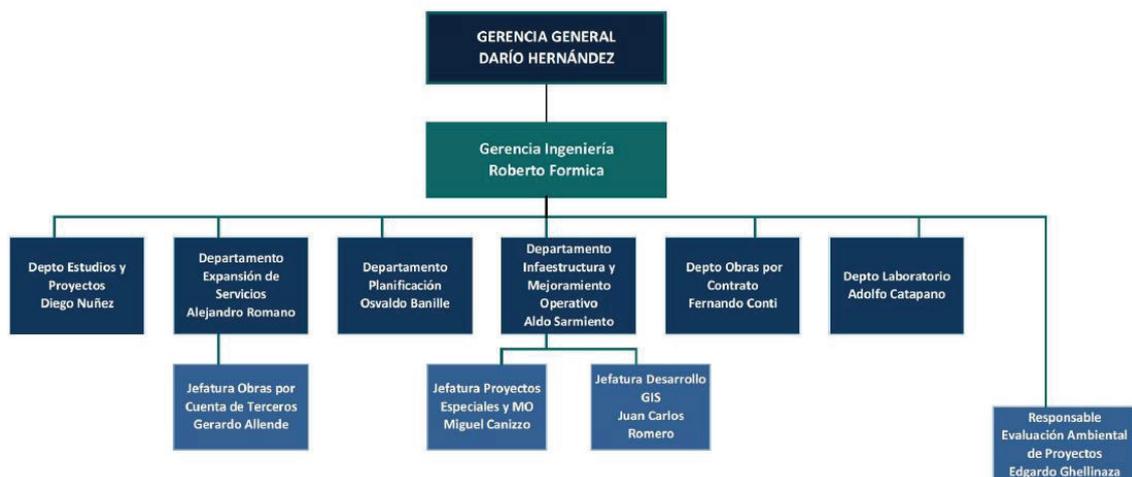


Figura 2: Organigrama específico de la Gerencia de Ingeniería de AYSAM vigente a partir del 12/01/23

El proyecto que se describe en el presente informe se enmarca dentro del departamento de obras por contrato, cuyo jefe de sector es el Ing. Fernando Conti. Allí el alumno se desarrolló en el rol de inspector de obra, junto con el Sr. Juan Barroso, tutor de las prácticas.

## 1.2 Funciones propias del puesto en que se realizaron las Prácticas Profesionales Supervisadas

Entre las tareas pertinentes al puesto, se pueden mencionar: controles de estanqueidad y nivelación de cañerías y bocas de registro; control de calidad de compactación y de estructuras de hormigón armado; realización de actas, notas, informes, etc.; revisión y corrección de planos conforme a obras y documentación final de obra; ayuda en la verificación de la implementación y cumplimiento del programa de higiene y seguridad. Revisión de planos de replanteo, control de sondeos, supervisión de plazos de obra, avances previstos y reales; control de documentación de contratistas y subcontratistas; control de extensión física de obra, cortes y desvíos de tránsito previstos y control de tramitación de permisos en diferentes entes involucrados; cómputo de avances y elaboración de certificados; comunicaciones formales mediante libros de obra; elaboración de cuadros de adiciones y supresiones.

## 2 OBJETIVOS GENERALES DE LA PRÁCTICA

El objetivo principal de la práctica profesional fue realizar las tareas correspondientes a la inspección de las obras realizadas en el marco del proyecto al cual se fue asignado, para lograr que los trabajos se ejecuten en tiempo y forma estipulados según documentos licitatorios.

Dentro de los objetivos personales se pueden mencionar:

- Aplicar los conocimientos y habilidades adquiridos durante el cursado de la carrera.
- Comenzar a introducirse en el ámbito laboral y en el ejercicio profesional de la ingeniería.
- Participar en la toma de decisiones con el equipo de trabajo.
- Demostrar capacidad para el análisis ingenieril de problemas, formulación criteriosa de alternativas para su resolución y coordinación de personas para llevarlas a cabo.
- Aprender y conocer técnicas constructivas, maquinarias y materiales específicos de la obra.
- Instruirse de la experiencia de los profesionales y compañeros de trabajo.

## 3 DESARROLLO DE LAS ACTIVIDADES

A continuación, se ofrece una descripción general del proyecto, un resumen de los principales ítems integrantes y tareas específicas llevadas a cabo en el período acotado que compone las prácticas profesionales supervisadas en sí, así como consideraciones a tener en cuenta para algunas de ellas y conclusiones personales sobre lo aprendido.

### 3.1 Descripción General

Las obras ejecutadas forman parte del Proyecto denominado “RENOVACION COLECTOR CLOACAL SUROESTE - TRAMO ELPIDIO GONZALEZ-ESTRADA - GUAYMALLÉN”, enmarcado en el plan director cloacal de AYSAM, el cual define las obras necesarias para la ampliación y el mejoramiento del servicio de recolección de efluentes cloacales del Gran Mendoza.

Una red colectora cloacal es un sistema de recolección destinado a transportar y evacuar eficiente y rápidamente los efluentes líquidos provenientes de diversas actividades humanas, desde el lugar donde se generan hasta la planta de tratamiento y su posterior disposición final.

El requisito de una rápida conducción se fundamenta en las características del líquido, con un elevado contenido de sustancias tóxicas y contaminantes, con un riesgo importante para la salud humana y el medio ambiente. Además, por contener materia orgánica y bacterias que la degradan, se generan gases nocivos que deben ser rápida y eficientemente evacuados. Por ello, la conducción es a gravedad con sección parcialmente libre para evacuar los gases generados, los cuales circulan en sentido contrario al escurrimiento, ventilando a través de las bocas de registro y de las conexiones domiciliarias por las ventilaciones de las cámaras de inspección internas de las viviendas.

El Colector Cloacal Suroeste transporta los efluentes de más de 110.000 habitantes, provenientes de una cuenca de aproximadamente 1200 hectáreas, constituida por el sector sur del departamento de Godoy Cruz y el sector oeste Guaymallén (ver **Figura 3**).

Como consecuencia del deterioro estructural de dicho colector, producto de la acción de los gases liberados por los líquidos que transporta sobre el hormigón que lo constituye, sumado a la obturación progresiva por la acumulación de materiales desprendidos por las redes afluentes, presentando además problemas de erosión en sectores con pendientes considerables y altas velocidades, se hace necesario reemplazar la cañería.

Con esta obra se da continuidad a las tareas de renovación de un colector deteriorado con más de 30 años en uso y que ha superado holgadamente su vida útil. La obra mejora la capacidad de conducción y garantiza la continuidad y crecimiento del servicio en las cuencas beneficiadas.

Las obras deben ejecutarse en paralelo a las instalaciones existentes y en servicio. Los espacios disponibles en la vía pública están limitados, por lo que el proyecto prevé la renovación de las redes distribuidoras y colectoras que se vean afectadas al momento de ejecutar las excavaciones del Colector a renovar.

Como consecuencia de esto, se previó adicionalmente la ejecución de aproximadamente 2750 m de redes de agua en diámetros entre 110 mm y 250 mm, la prolongación de 250 m de colector DN 315 mm, la instalación de redes terciarias de cloaca en una extensión de 800 m en DN 160 mm y aproximadamente la renovación de 107 conexiones de agua y 16 conexiones de cloaca.

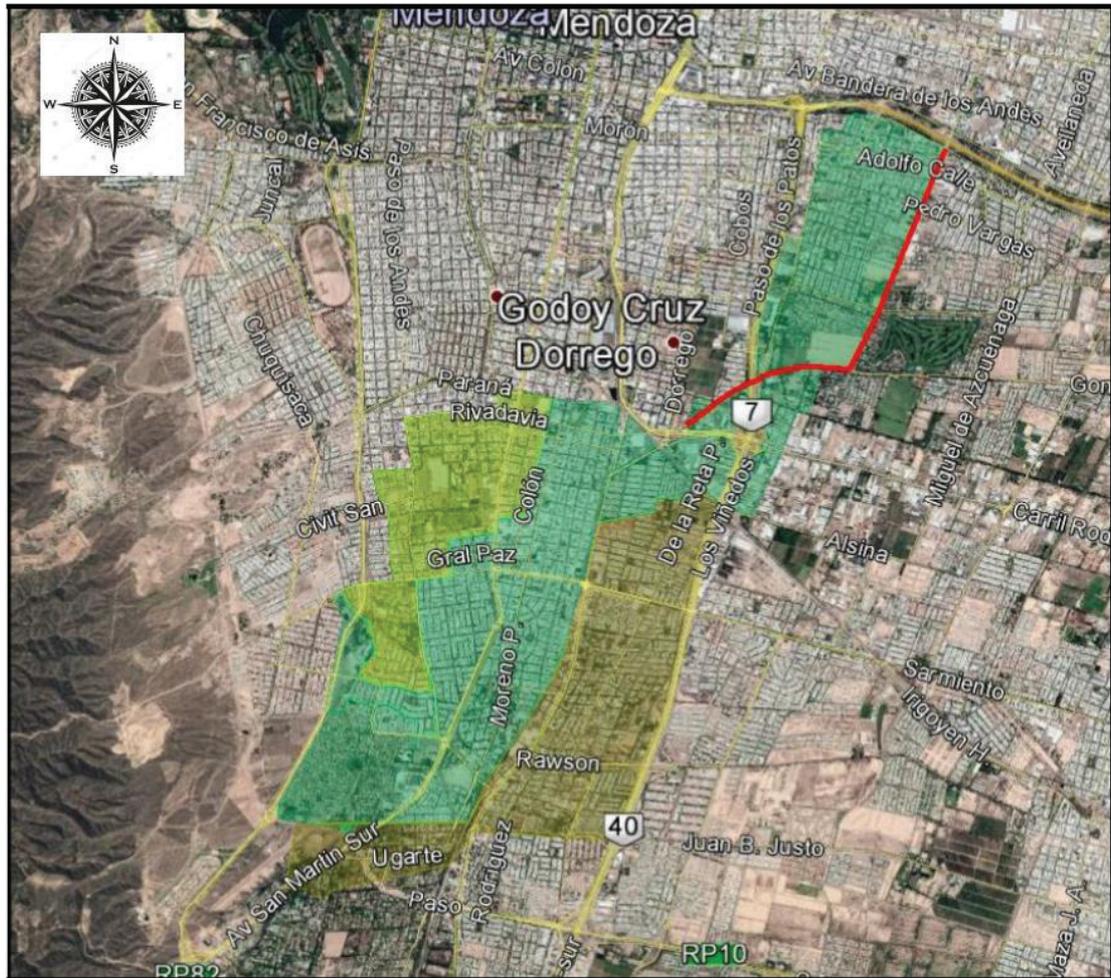


Figura 3: Croquis General Cuenca Beneficiada y Planimetría Colector

### 3.2 Resumen Ejecutivo

La traza del colector a renovar inicia en la intersección de las calles Alem y Elpidio González, desarrollándose por la misma hacia el Noreste, hasta el espacio verde lateral a la Av. De Acceso Sur (RN N°40) donde cruza a la misma, y luego continúa hasta la calle Las Cañas y Elpidio González.

Continúa la traza del colector por Elpidio González hacia el Este, hasta calle Estrada, en donde gira hacia el Norte, desarrollándose por calle Estrada en esa dirección hasta la Calle 25 de Mayo, girando nuevamente hacia el Este. Continúa luego por Calle 25 de Mayo en una longitud aproximada de 160 m, en donde gira nuevamente hacia el Norte para introducirse en el espacio verde lateral a la Av. de Acceso Este (RN N°7), llegando finalmente a la boca de registro ubicada previo al cruce de la misma.

Las obras objeto del presente proyecto comprenden los siguientes trabajos:

- Provisión, acarreo y colocación de cañería PRFV DN 700 mm con liner anti-abrasivo en una longitud de 3952 m, para renovación del colector existente, instalando el nuevo colector en paralelo al mismo.
- Provisión, acarreo y colocación de cañería PRFV DN 800 mm con liner estándar en una longitud de 295 m, para renovación del colector existente sobre calle 25 de Mayo, ubicándose la cañería por el centro de calzada.



- Provisión, acarreo y colocación de nuevo colector PVC cloacal JE DN 315 mm sobre calle 25 de Mayo, en una longitud de 252 m.
- Provisión, acarreo y colocación de redes terciarias cloacales en PVC cloacal JE DN 160 mm en tramos actualmente sin servicio, en una longitud de 804 m.
- Construcción de 18 Bocas de Registro para conducciones mayores a 600 mm, con salto interno.
- Construcción de 19 Bocas de Registro para conducciones mayores a 600 mm, sin salto interno.
- Construcción de 14 Bocas de Registro para conducciones menores a 600 mm.
- Construcción de 1 Boca de Registro especial para empalmes y desviación de caudales.
- Retiro o cegado del colector existente, según el caso.
- Doble cruce en túnel de la Av. De Acceso Sur (RN N°40), con longitud total aproximada de 150 m.
- Ejecución de empalmes de redes menores al nuevo colector.
- Ejecución de redes de agua en PVC K10 JE DN 110 mm a 250 mm, sumando una longitud total de 2743 m.
- Ejecución de conexiones y reconexiones domiciliarias de cloaca. Cantidad total: 16.
- Ejecución de conexiones y reconexiones domiciliarias de agua. Cantidad total: 107.

### 3.3 Acarreo y colocación de cañería PRFV DN 700 mm con liner anti-abrasivo

Esta tarea comprende uno de los ítems más importantes y representativos de la obra en cuestión, por lo que se hará un análisis más detallado de cada etapa que la integra.

Las aguas residuales domésticas están constituidas por un elevado porcentaje en peso de agua de cerca del 99,9 %; y apenas el 0,1 % de sólidos suspendidos, coloidales y disueltos. Sin embargo, esta pequeña fracción de sólidos es la que presenta los mayores problemas en el transporte de los efluentes, así como tratamiento y disposición final. Según los manuales técnicos aportados por los mismos fabricantes el liner sanitario estándar de PRFV, se recomienda hasta velocidades de 3,5 m/s para fluidos limpios y hasta 2,0 m/s para fluidos con carga de sólidos en suspensión, como es el caso de la conducción de cloacas.

Dado que los tramos de obra en los que se proyectó emplear cañería de PRFV DN 700 mm presentan considerables pendientes, del orden de 1% a 1,5%, con velocidades mayores a las recomendadas, se hace necesario usar liners anti – abrasivos (ver **Figura 4**) con cargas que aumentan la dureza del compuesto resina/fibra, de modo de igualar ó superar la dureza y abrasividad del contenido transportado. Estos agregados de carga anti – abrasiva consisten en una mezcla

de óxidos de aluminio y carburo de silicio, con una graduación granulométrica definida que aumente su eficiencia a la abrasión, agregando este filler hasta un 30% en peso con la resina total del liner. En tramos donde la pendiente era menor se empleó cañería de PRFV DN 800 mm con liner estándar, por ser menos influyente el factor anterior.



*Figura 4: Cañería de PRFV DN 700 mm con liner interior anti-abrasivo que se observa de color negruzco (superior) y de DN 800 mm con liner estándar (inferior)*

El acarreo, colocación y prueba hidráulica de cañería incluye todos los pasos que se detallan a continuación.

### **3.3.1 Preparación de la cama de asiento de arena de 10 cm de espesor**

Para los efectos de este proyecto la cama de asiento y el relleno hasta los 30 cm por encima del extradós del caño (relleno de primera etapa según **Figura 5**), son ejecutados ambos con el mismo material, tipo SM según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), con tamaño máximo 9,52 mm.

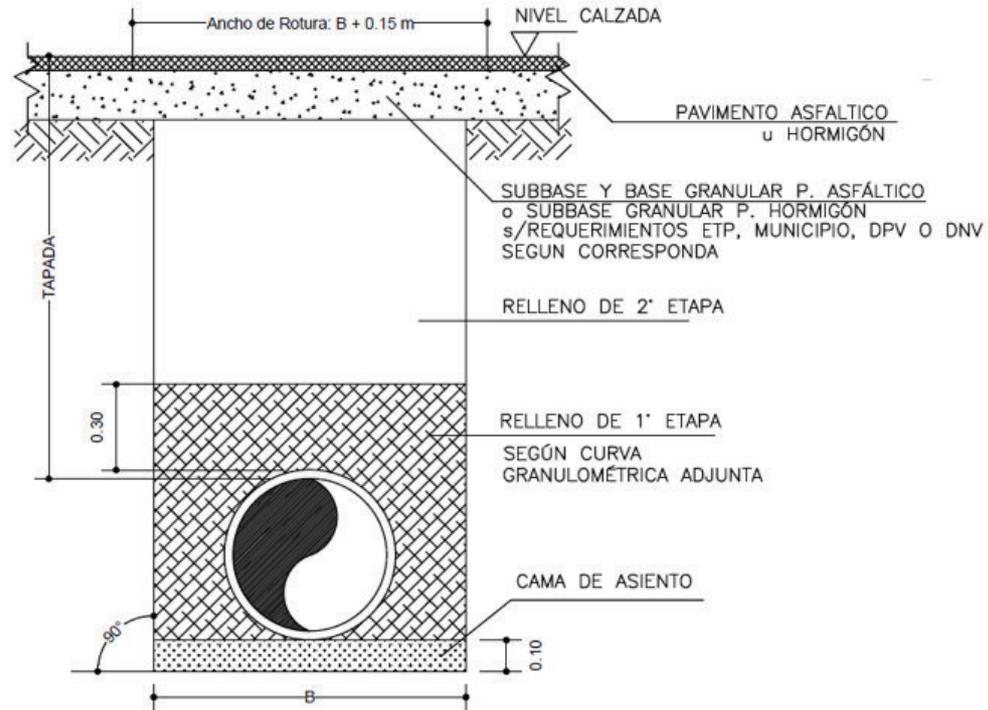


Figura 5: Plano tipo de sección de excavación y relleno de zanjas dado por pliegos licitatorios

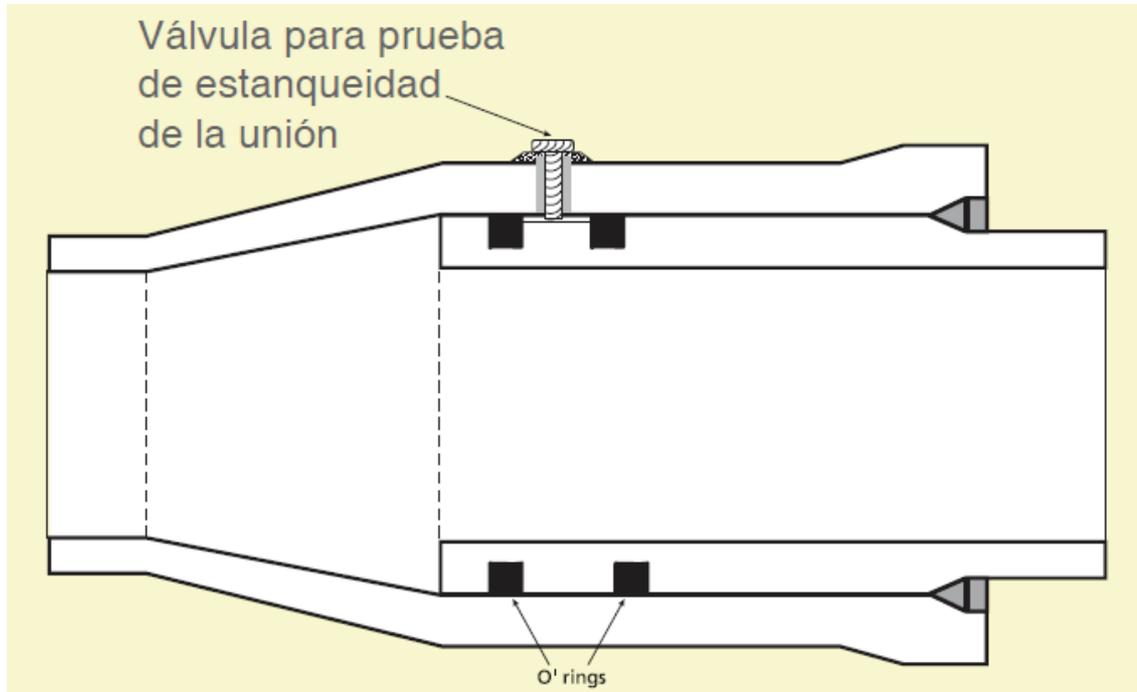
### 3.3.2 Ubicación en zanja de la cañería y proceso de enchufado

Para el izado de la cañería y ubicación en zanja se emplean los baldes de los mismos equipos de excavación, de los cuales prenden eslingas de nylon (ver **Figura 6**) de un ancho no menor a 10 cm, no debiendo utilizar como sujeción, cables metálicos o cadenas.



Figura 6: Izamiento de cañerías y ubicación en zanja mediante el empleo de eslingas de nylon que prenden del balde de los mismos equipos de excavación

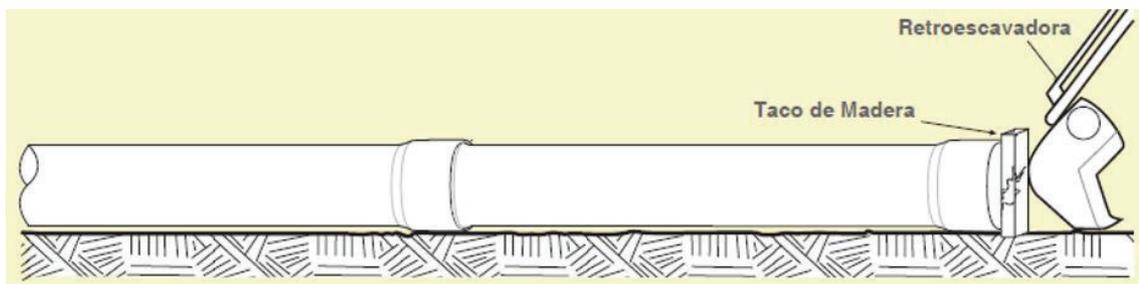
Se contaba con uniones espiga y enchufe, las cuales son monolíticas con el tubo. La estanqueidad se obtiene por medio de anillos elastómeros, colocados en hendiduras circunferenciales, mecanizadas en un sobreespesor de la espiga (macho) (**Figura 7**).



*Figura 7: Unión espiga enchufe con dos O'rings y prueba de estanqueidad de la unión. Se observa evidente un sobreespesor existente en los extremos de espiga y enchufe*

En cuanto al proceso de enchufado, hay diversas técnicas admitidas según manuales de instalación. En el desarrollo de las prácticas se observó:

- a. Unión mediante empuje con balde de equipos de excavación: para evitar dañar al tubo, se debe interponer entre el extremo libre de éste y el balde de la excavadora un tablero de madera que lo proteja de golpes que el mismo le pudiera causar (**Figura 8 y 9**).



*Figura 8: Esquema del proceso de enchufado mediante empuje con balde de equipos de excavación interponiendo un tablero de madera para protección mecánica de la cañería*



Figura 9: Proceso de enchufado mediante empuje con balde de equipos de excavación interponiendo un tablero de madera para protección mecánica de la cañería

- b. Unión utilizando equipos de izado de tubos: se utiliza el mismo equipo que coloca el tubo en zanja. Usando la misma faja para izar el tubo de su posición en el desfile, se realiza la limpieza, la lubricación y se presenta el tubo para realizar la unión. Manteniendo el tubo con el extremo libre en el aire el equipo de izado ejerce fuerza hacia el tubo que está en espera en forma lenta (**Figura 10 y 11**).

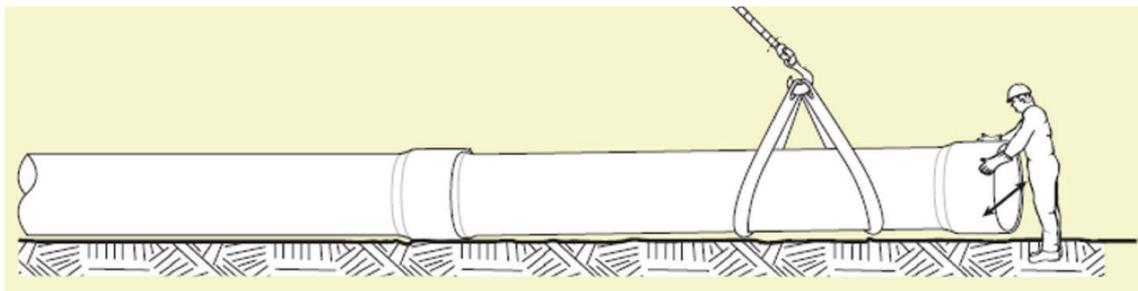
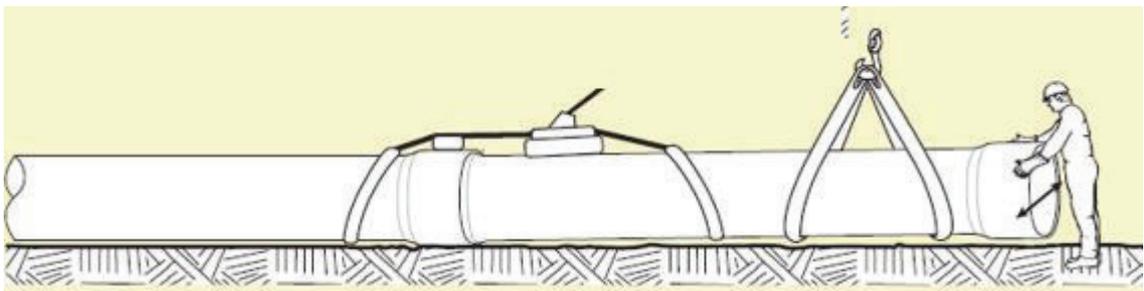


Figura 10: Esquema del proceso de enchufado mediante equipos y elementos de izado de tubos



*Figura 11: Proceso de enchufado mediante equipos y elementos de izado de tubos*

- c. Unión mediante tensores mecánicos: se colocan fajas de nylon de 10 cm de ancho alrededor de los tubos que se acoplarán (**Figura 12 y 13**). Es conveniente mantener el extremo opuesto al de la unión una altura menor a los 20 cm y realizar pequeños movimientos laterales de amplitud menor a los 40 cm. No es conveniente superar estas medidas porque el tubo podría ingresar inclinado pudiéndose morder los O'rings.



*Figura 12: Esquema del proceso de enchufado mediante tensores mecánicos (malacate)*



*Figura 13: Proceso de enchufado mediante tensores mecánicos (malacate)*

### 3.3.3 Prueba de estanqueidad de la unión

Las tuberías empleadas tienen la gran ventaja de poseer para cada unión dos O'rings que permiten verificar la estanqueidad de la unión (ver **Figura 7**), corroborando la correcta colocación de los O'rings, antes de realizar la prueba hidráulica. Se une el cuadro de maniobras al niple dispuesto en el enchufe del tubo, se abre la válvula de entrada de agua desde la bomba y la del manómetro y se accionan una primera vez la bomba hasta obtener una presión aproximada a los 2 kg/cm<sup>2</sup>. A continuación, se abre la válvula de purga de modo de extraer el aire alojado en el interior de la unión y se aplica nuevamente la presión de 2 kg/cm<sup>2</sup> y cierra la válvula que comunica con la bomba. Si la presión se conserva durante 2 a 3 minutos, la prueba se considera satisfactoria (**Figura 14 y 15**).



Figura 14: Prueba hidráulica para verificación de estanqueidad de la unión de dos cañerías

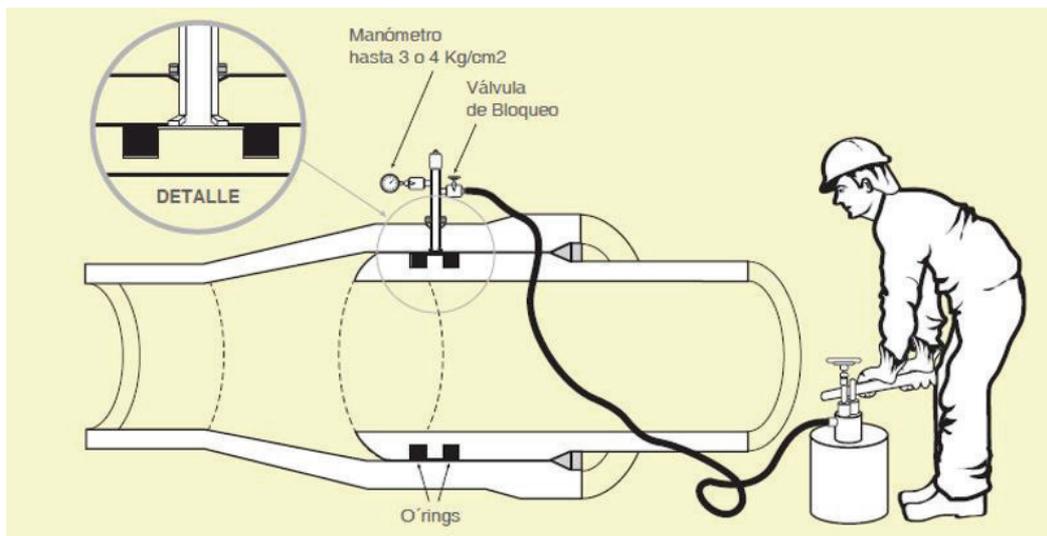


Figura 15: Esquema de la prueba de estanqueidad de la unión estipulada según manuales de instalación

### 3.3.4 Pasaje del tapón o mandrilado (prueba de inalterabilidad de la sección)

Terminada la colocación de cada tramo de cañería colectora, entendiéndose por ello la distancia entre dos bocas de registro, y

terminado el relleno de primera se pasa un mandril cilíndrico rígido en toda la longitud del tramo (**Figura 16**) y se rechazan las cañerías que no permitan su pasaje. El tapón presenta un diámetro menor en un 5% al diámetro interior de la cañería a probar y su largo es como mínimo igual al diámetro de la misma.



*Figura 16: Prueba de inalterabilidad de la sección en un tramo de cañería. El diámetro del tapón es 5% menor al diámetro interior de la cañería probada*

### 3.3.5 Prueba neumática de la cañería

Una vez terminada la colocación de la cañería entre dos bocas de registro o cámaras, con todas las juntas ejecutadas de acuerdo con las especificaciones respectivas y después de efectuada la prueba del pasaje del tapón, se procedió a efectuar las pruebas neumáticas del tramo (**Figura 18**). Si bien en un principio se había estipulado que las pruebas fueran del tipo hidráulicas, teniendo en cuenta los enormes volúmenes de agua que serían necesarios para ejecutar las pruebas en los diámetros de cañería y longitudes de tramos que se manejaban en esta obra, se decidió reemplazar esta prueba por su equivalente neumática.

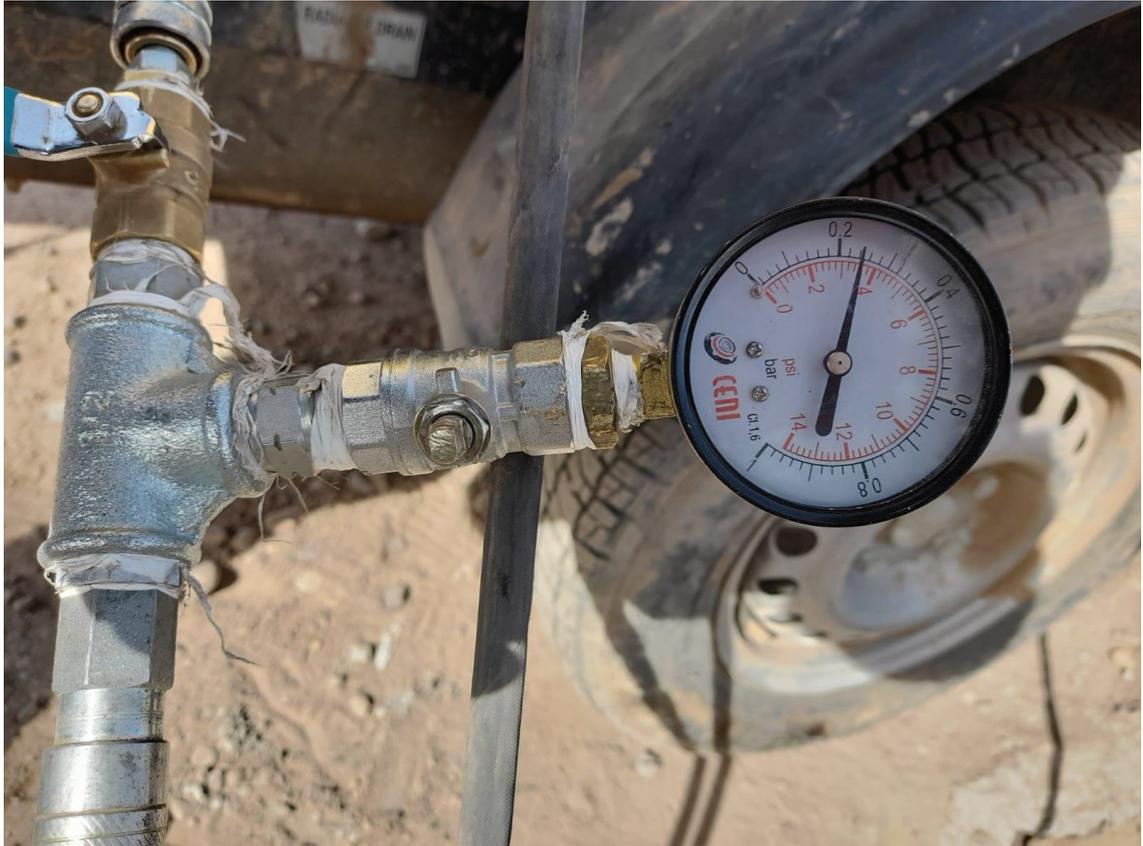


*Figura 17: Tapones empleados para las pruebas neumáticas de cañería*



*Figura 18: Apuntalamiento de tapones en extremos del tramo de cañería a ensayar*

Para ello se emplearon los lineamientos dados por la norma IRAM 13460-1: 2015 “Instalación de tubos enterrados en zanja”, según la cual se debe introducir aire lentamente hasta alcanzar los 0,03 MPa (0,3 bar o aproximadamente 300 g/cm<sup>2</sup>). Luego se mantiene dicha presión durante 2 minutos para lograr la estabilización del aire con las paredes. Una vez estabilizada la tubería, se apaga el compresor y se baja la presión hasta los 0,024 MPa (0,24 bar o aproximadamente 240 g/cm<sup>2</sup>). Alcanzado dicho valor se da por iniciado el ensayo (**Figura 19**), controlando la evolución de la presión en el tiempo, la cual no puede descender por debajo de los 0,017 MPa (0,17 bar o aproximadamente 170 g/cm<sup>2</sup>) en el lapso de un tiempo mínimo permisible en función del diámetro nominal y largo de la tubería, que para para las variables de nuestro caso es de aproximadamente 3 horas.



*Figura 19: Punto de inicio de la prueba de estanqueidad neumática en tuberías sin presión según IRAM 13460-1: 2015. Se debe registrar el tiempo que esta presión inicial de 0,24 bar demora en bajar hasta los 0,17 bar, tiempo que debe ser mayor al mínimo permisible en función del diámetro nominal y longitud del tramo*

### **3.3.6 Conexión a boca de registro y/o estructuras de HºAº**

La misma se efectuará mediante un mango de empotramiento de diámetro adecuado con aro de goma para tomar el caño. Éste garantiza la estanqueidad de la unión y provee una articulación entre la tubería y la estructura de hormigón que absorba los posibles asentamientos diferenciales. Consta de una pieza enchufe (hembra) con un aro laminado en su exterior, que quedará empotrado en la pared de la cámara (**Figura 20 y 21**).



*Figura 20: Manguito de empotramiento para cañería de PRFV DN 700 mm. Exteriormente se observa el aro laminado que queda empotrado en el hormigón, mientras que interiormente se dispone un aro de goma que garantiza estanqueidad*



*Figura 21: Vista de los extremos de cañería de entrada y salida a una boca de registro en proceso de armado. Se observa cómo el empotramiento de las mismas a la estructura de hormigón queda materializado mediante el empleo de manguitos de empotramiento*

### 3.4 Instalación de redes terciarias cloacales en PVC cloacal JE DN 160 mm

También llamadas cañerías subsidiarias, son cañerías de diámetro y tapada mínimos para recibir las descargas domiciliarias provenientes de los distintos frentistas de la traza, que se instalan paralelas a las colectoras y descargan a ellas en las bocas de registro.

Las mismas se emplean cuando los diámetros de las redes colectoras son mayores o iguales a 300 mm y/o cuando la tapada excede los 3 m. Esto tiene diferentes motivos, pero entre los más importantes se pueden mencionar:

- Elevado costo y mayores dificultades de realizar conexiones domiciliarias directamente sobre cañerías de diámetros elevados, teniendo en cuenta el mayor valor de las piezas de tamaños superiores necesarias para ejecutarlas (**Figura 22**), o con elevadas profundidades;



*Figura 22: Ramal a 45° de PVC cloacal con junta elástica empleado para realizar la conexión domiciliaria a la red. Se emplaza dicho ramal en coincidencia con el punto donde se prevé que desemboque una red domiciliaria. El de la imagen corresponde a un ramal a 45° de PVC cloacal 315 x 110 mm, ramal que es necesario utilizar para conectarse directamente sobre una cañería de PVC cloacal DN 315 mm, con el elevado costo que ello implica*

- Como se mencionó anteriormente, los gases generados en las colectoras ventilan, además de por las bocas de registro, a través de las conexiones domiciliarias por las ventilaciones de las cámaras de inspección internas de las viviendas. Conectarse directamente a redes colectoras mayores con grandes caudales en circulación implica también la necesidad de ventilar por el domicilio particular grandes cantidades de gases, que pueden resultar insoportables y ofensivos para el olfato;
- En caso de obstrucciones sobre el colector, se pueden llegar a producir desbordes de cloacas por las conexiones que a él llegan, con el evidente

mayor riesgo que supone por lo tanto estar conectado a un colector con grandes caudales;

- Incrementar el número de piezas y, por lo tanto, de uniones dentro de un tramo de colector, incrementa la posibilidad de aparición de filtraciones a través de dichas juntas, puntos que suelen ser los más débiles dentro de una red.

Las redes terciarias se instalan con una tapada mínima y en diámetros nominales de 160 mm (**Figura 23**). La tapada mínima de las conducciones está asociada a la resistencia estructural de la cañería para soportar cargas dinámicas y estáticas. Esta tapada mínima en calzada es de 1,20 m, pero se adopta una tapada mínima de 1,40 m para no interferir con la red de agua y sus conexiones. En vereda la tapada mínima es de 0,80 m.

En redes colectoras, las pendientes mínimas son las que garantizan las condiciones de autolimpieza, o sea las velocidades mínimas que aseguren el arrastre adecuado de los sólidos sedimentables como materia orgánica y arenas. Sin embargo, y únicamente para el caso del diámetro mínimo de 160 mm, se establece una pendiente mínima del 0,3%. Las velocidades máximas recomendadas están asociadas a la incorporación excesiva de aire por la turbulencia generada, lo que provoca un esponjamiento del líquido y una elevación aparente del tirante líquido que disminuye la capacidad de conducción con el riesgo de que la conducción entre en carga, aumentando la relación h/D. Por lo expuesto, la velocidad máxima recomendada es de 3 a 4 m/s.



*Figura 23: Instalación de cañería subsidiaria de PVC cloacal DN 160 mm sobre calzada con una tapada mínima de 1,40 m y control de nivelación para dar una pendiente que garantice la capacidad de conducción y asegure la autolimpieza de la cañería*

### 3.5 Sondeos y excavación

En toda la extensión de la obra la Contratista debió realizar sondeos (**Figura 24**) para verificar y comprobar las ubicaciones reales y el tamaño de todas las instalaciones y demás interferencias existentes y las condiciones subterráneas de la obra a construirse, previo a practicar la excavación para realizar cualquiera de las tareas previamente mencionadas.



*Figura 24: Sondeo de instalaciones existentes con el uso de herramientas menores*

Estos sondeos necesariamente se deben realizar manualmente, con la ayuda de herramientas menores como pico y pala, teniendo la cautela de no dañar ninguna de las instalaciones existentes, por lo que son tareas que revisten una gran carga horaria y de mano de obra. A esto se suma que muchas de las interferencias presentes no están correctamente demarcadas en los planos provistos por los entes correspondientes, por lo que su ejecución se torna mucho más laboriosa aún.

La excavación de zanjas para la instalación de cañerías comprende la ejecución del replanteo y la nivelación geométrica del terreno a lo largo de las trazas de los conductos, excavación del suelo y entibaciones que requiera la zanja para mantenerla estable.

Observando el plano tipo dado por **Figura 5** podemos observar que el fondo de las excavaciones tiene una profundidad igual a la tapada, más el diámetro exterior de la cañería, más la cama de asiento.

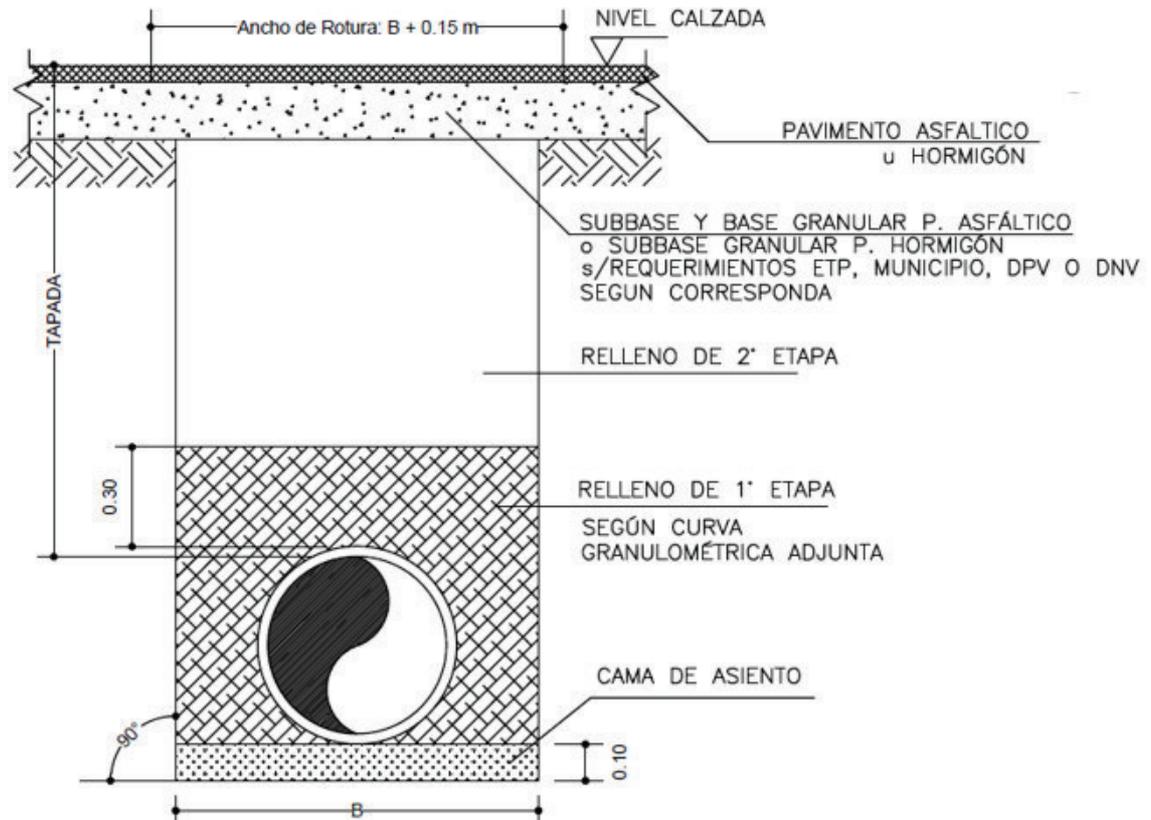


Figura 5 (repetición): Plano tipo de sección de excavación y relleno de zanjas dado por pliegos licitatorios

Antes de instalar los conductos, se procede a la nivelación final de la zanja, trabajo que se ejecuta a mano y que se controlará mediante la nivelación geométrica del fondo. Una vez instalado el caño y alineado, se realiza la nivelación final del mismo para ajustar, de ser necesario, cualquier asentamiento que pudiera haberse presentado sobre la cama de asiento de arena durante los procesos previos (**Figura 25**). Recién allí y por entender que no es necesario realizar nuevos movimientos de la cañería posteriormente, se lleva a cabo la prueba de la unión que se mencionó anteriormente (ver **Figura 14 y 15**).



Figura 25: Control de nivelación final de cañería

### 3.6 Entibamiento

Hay que tener presente que para estas tareas se debió trabajar en muchos casos en profundidades de zanja mayores a 1,20 m por lo cual, conforme a lo establecido por normativas de la Superintendencia de Riesgos del Trabajo (ver Anexo de Resolución N°503/2014 de ese organismo), se debió disponer en todo momento de entibados de protección contra desmoronamientos para el desenvolvimiento seguro de los operarios. Si bien en principio parece ser una tarea sencilla y sin mayores contemplaciones, es fundamental el correcto diseño de los entibados, garantizando la seguridad del personal, por un lado, pero sin por ello entorpecer los trabajos de instalación de cañería, circulación de los operarios, relleno y correcta compactación de zanjas.

Para la ejecución del relleno de segunda etapa, como se verá más adelante, se emplean por lo general equipos que evitan que el operario deba estar presente dentro de la zanja en profundidades mayores a los 1,20 m, por lo que en la mayoría de los casos se puede prescindir del uso de entibado. Sin embargo, el relleno de primera etapa, como también se analizará en los apartados siguientes, se realiza hasta los 30 cm por encima del extradós del caño (ver **Figura 5**), representando en la gran mayoría de los casos una profundidad mayor a 1,20 m, y necesariamente se efectúa su compactación de forma manual para no dañar la conducción. Por lo tanto, son trabajos que se ejecutan con el respaldo de entibados de protección.

A continuación se exponen algunos estilos de sustento del entibado recomendados, conclusiones a la que se pudo arribar a partir del desarrollo de las prácticas. Si bien no hay una alternativa que prevalece en todos los casos,

sino que hay que analizar las interferencias, características del terreno y demás variables de cada zona de obra particular, en todos ellos se verá que se tiene como uno de los requisitos fundamentales el evitar que el entibado ingrese por debajo del nivel de relleno de primera etapa, debido a que en el momento de su extracción se generan vacíos entre material de relleno y terreno natural generando falta de apoyo a la tubería, como el caso de **Figura 26**.



*Figura 26: Entibado con sección continua en toda la profundidad de la zanja (no recomendado). Éste se debe mantener hasta completar la compactación manual mediante pisones del relleno de primera etapa hasta 30 cm por encima del extradós del caño. Al retirar el molde luego, se altera la compactación, quitando apoyo a la tubería*

### 3.6.1 Entibado con soportes inferiores

En la parte inferior del entibado se dispone de 4 “patas” soldadas de 1,10 m de altura, que se observan de color rojo en la **Figura 27**. Esto garantiza, por un lado, la estabilidad del entibado, estando asegurado su asiento sobre el fondo de la zanja; y por otro, contar con el espacio libre desde el fondo hasta los 30 cm por encima del caño, nivel hasta el cual debe colocarse el relleno de primera etapa. Al retirar el molde lo único que se ve alterado son las cuatro zonas puntuales donde se emplazaban los soportes.

Como contraparte, se puede mencionar la dificultad que genera la manipulación del molde en zonas urbanas donde se presenta muchas veces tendido de cables que atraviesan la calzada por aire. Para transportar los moldes por debajo de los mismos, no sólo hay que suspenderlos a la altura del entibado en sí, sino que hay que sumarle la altura adicional que genera la presencia de estos soportes (**Figura 27**). Esto hace que en ciertas zonas de la obra este método se torne impracticable.



*Figura 27: Entibado con soportes inferiores. Representan una buena alternativa siempre que no se cuente con interferencias aéreas que dificulten su traslado y manipulación*

### **3.6.2 Entibado suspendido con tubos estructurales**

En este caso se dispone en ambos extremos y sobre cada cara del entibado, de enganches que materializan orificios sobre los cuales atravesar tubos estructurales de longitud suficiente para apoyar transversalmente al eje de la zanja sobre el nivel de terreno, quedando suspendidos los moldes de estos puntos.

La desventaja de este sistema es que lo que mantienen constante es una determinada altura superior del entibado por encima del nivel de terreno, variando no obstante la altura libre que garantiza desde el fondo de zanja hasta el nivel inferior del entibado, en función del nivel de terreno y profundidad de la zanja en esa progresiva (**Figura 28**). Esta dificultad se puede salvar en parte disponiendo de puntos de amarre a diferentes niveles de altura para poder optar por uno u otro en función de la profundidad de zanja a cubrir.



*Figura 28: Entibado suspendido con tubos estructurales. Como se observa, este método garantiza una altura superior por encima del nivel de terreno, no así una profundidad libre suficiente en todos los casos para ejecutar el relleno de primera etapa (varía en función de la profundidad de la zanja respecto de la altura del molde). Esta dificultad se puede salvar en parte disponiendo de puntos de amarre a diferentes niveles, como se observa en esta figura*

### **3.6.3 Entibado de amplitud variable (creciente) en altura**

En este caso, se genera intencionalmente una diferencia de amplitud de aproximadamente 15 cm entre el extremo superior e inferior del entibado. Se excava un ancho de zanja apenas superior a la amplitud inferior del molde, se posiciona el entibado dejando que penetre con su propio peso hasta hacer contacto lateralmente con el terreno y luego se ejerce una presión adicional hacia abajo con el balde de la excavadora terminando de hincar el entibado contra las paredes del suelo circundante, generando un empuje activo sobre el mismo y garantizando así un correcto confinamiento y estabilidad del apuntalamiento (**Figura 29**). El molde queda suspendido sobre el mismo material que confina, dejando una altura libre en su parte inferior que permite la fácil circulación de los operarios y una correcta ejecución del relleno de primera etapa, sin alterarlo al retirar el molde.



*Figura 29: Entibado de amplitud variable (creciente) en altura. Se excava un ancho de zanja apenas superior a la apertura inferior del molde y luego se hinca el molde de contención sobre el terreno con ayuda del balde de la excavadora, quedando suspendido a una cierta altura y garantizando un espacio libre en la parte inferior donde se ejecuta el relleno de primera etapa*

Como desventaja a este método se puede mencionar que depende mucho de la correcta demarcación del ancho de zanja y de la buena habilidad del operario que manobre la excavadora para realizar el zanjeo en el ancho indicado, quedando de otra forma el entibado sin sustento lateral, obteniéndose finalmente una metodología de trabajo como la que se observó en **Figura 26**, con el entibado introducido por debajo del nivel de relleno de primera etapa, que era uno de los puntos de partida que se debía intentar evitar al contemplar cualquier alternativa de entibamiento. Pero respetando una buena demarcación y con el personal idóneo, es una alternativa muy eficiente que demostró un excelente comportamiento como medio de protección frente a desmoronamientos sin afectar el normal desarrollo de las tareas.

Otra desventaja, que escapa a las cualidades del personal y al replanteo minucioso del ancho de zanja, es que depende de las características del terreno el poder emplear este método o no, generándose en ciertas zonas de la obra desmoronamientos del terreno durante la excavación, previo a introducir el entibado, obteniendo anchos de zanja excesivos que nos llevan nuevamente a una situación indeseada como la expuesta en **Figura 26**.

### 3.7 Relleno de primera etapa

Es de fundamental importancia en tuberías flexibles el relleno de la zanja en la zona de los laterales de la tubería. La interacción entre tubería, material de relleno y suelo natural permite transferir a las paredes laterales los esfuerzos que genera el suelo y demás cargas que actúan sobre el tubo.

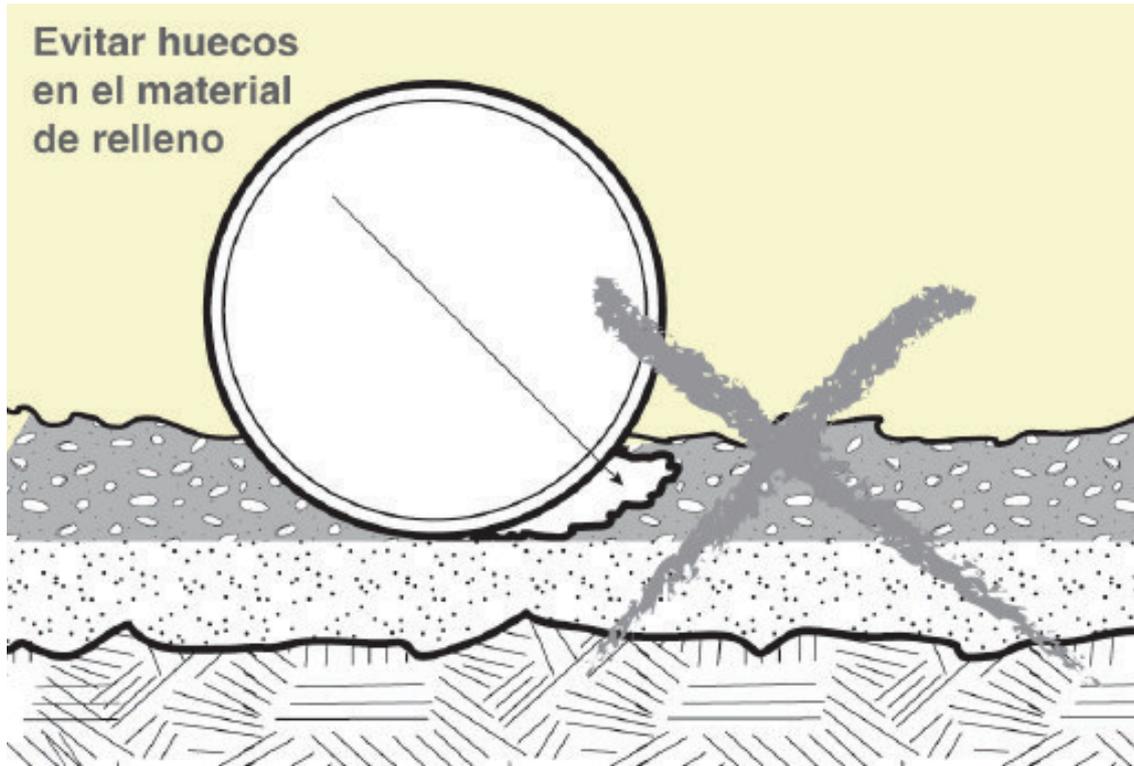
Luego de realizado el montaje de la tubería, se aconseja rellenar la zanja inmediatamente. De este modo evitamos peligros debidos a posibles golpes al permanecer la misma expuesta a la caída de objetos que pudieran dañarla. El material de relleno por sobre la cama de asiento y hasta una altura de 0,30 m por encima de la generatriz superior de la cañería, del mismo material que la cama de apoyo, constituye el relleno de primera propiamente dicho.

El relleno se ejecuta a mano de manera que las cargas de tierra a uno y otro lado estén siempre equilibradas y en capas sucesivas bien apisonadas para asegurar el perfecto asiento de la cañería, de manera de obtener una densidad correspondiente al 90 % del ensayo Proctor Standard (A.A.S.H.O. T - 99), como se muestra en la **Figura 30**.



*Figura 30: Apisonado manual de riñones de relleno de primera etapa*

Se denomina zona de riñones al sector del relleno que se encuentra en la cercanía a la generatriz de apoyo de la tubería. Se debe tener especial cuidado en la colocación de material en esta zona, debido a que se pueden producir bolsones vacíos o sin compactar, que generen concentración de tensiones en el sector de apoyo del tubo o que se deslice material de relleno a esta zona disminuyendo la contención lateral (**Figura 31**).



*Figura 31: Relleno en zona de riñones. Se deben evitar huecos en el material de relleno*

Por otro lado, es importante controlar que se cumpla con el empleo del material adecuado hasta los 30 cm por encima del lomo del caño (**Figura 32**), para garantizar que sea únicamente este material el que se encuentre en contacto directo con la cañería, evitando posibles daños por la aplicación de esfuerzos de punzonamiento que pudieran transmitir granos de mayor tamaño. Teniendo en cuenta que, como se verá luego, en el relleno de segunda etapa se admiten partículas de hasta 4 pulgadas (aproximadamente 10 cm) y que al realizar la compactación de la primera capa por encima del relleno de primera etapa parte de estas piedras pueden penetrar hacia las capas inferiores, no resulta excesivo solicitar un mínimo de 30 cm de relleno de primera etapa, guardando cierto margen de seguridad para protección de la cañería.



*Figura 32: Punzón casero con marca de profundidad de 30 cm para control expeditivo del espesor de capa del relleno de primera etapa. Se introduce suavemente hasta hacer contacto con el lomo del caño; si el punzón penetra hasta la marca o más, significa que el relleno de primera tiene por lo menos un espesor de 30 cm*

### 3.8 Relleno de segunda etapa

Luego de colocado el relleno de primera, de acuerdo a lo expresado en el apartado anterior, se prosigue con el relleno de la zanja (puede realizarse con máquina) en capas no mayores de 30 cm. Para ello se puede emplear suelo seleccionado del lugar, debiendo estar libre de escombros y de piedras retenidas en tamiz de 4" (10 cm). En pos de ello, se emplearon dos formas de cribado igualmente válidos, teniendo presente además que debía incorporarse agua hasta obtener un contenido de humedad uniforme que redujera los esfuerzos de compactación y brindara resultados favorables:

- *Cribado in situ sobre la superficie de la zanja (Figura 33):* en este caso la zaranda se dispone de forma tal que el material cernido ingrese directamente al interior de la zanja y el rechazo cae hacia los laterales para luego ser retirado. En simultáneo se introduce humedad al material de forma continua, garantizando un contenido uniforme en toda su profundidad, terminando de homogeneizarse la misma al distribuir con el balde de la excavadora para definir la superficie de la capa a compactar.



*Figura 33: Cribado in situ sobre la superficie de la zanja. Se humedece en simultáneo de forma continua*

Como ventaja, se puede mencionar la reducción de costos que conlleva no tener que realizar el traslado del material hacia la zona de acopio y cernido, y desde ella hacia su destino final como relleno de zanja. Como contraparte, se debe contar con espacio para deposición del material de forma provisoria hasta su reuso, en las márgenes del sector de excavación de las zanjas. Además, debe irse desplazando la zaranda a medida que se avanza con el cribado para evitar la acumulación de todo el material en un punto de la zanja.

- *Cribado en playas de clasificación de áridos (Figura 34):* en este caso el material producto de la excavación se traslada para su deposición en playas de acopio, llevando a cabo allí la clasificación de áridos.



*Figura 34: Cribado en playas de clasificación de áridos*

Para llevar la humedad del material a su punto óptimo, se conforma con el suelo pasante del proceso de cribado pilas de material, se efectúa en el centro de la pila una depresión y se inunda la misma (**Figura 35**). Posteriormente se mezcla el material con el empleo de equipos de movimiento de suelo para uniformar el contenido de humedad en todo su volumen.



*Figura 35: Humectación de pilas de material en playas de acopio. Luego se mezcla el material con el empleo de equipos para uniformar el contenido de humedad en todo su volumen*

Al realizar luego controles de densidad sobre el relleno de zanja, se determina también el porcentaje de humedad y se compara con la óptima obtenida mediante ensayo Proctor. Al realizar estos ensayos en conjunto con el laboratorista de suelos, se fueron obteniendo conclusiones propias

para realizar en campo un control práctico y cualitativo aproximado de la mayor o menor proximidad a dicha humedad óptima durante la preparación del material. Para ello se observó que se puede amasar con las manos una porción de la fracción fina del material, presionándola entre los dedos y:

- Si al abrir la palma de la mano el material se desmenuza fácilmente, se debe incorporar aún más humedad;
- Si al abrir la palma de la mano el material conserva la forma y a su vez no moja prácticamente la superficie de la piel (**Figura 36**), se encuentra próximo a la humedad óptima de compactación;
- Si al abrir la palma de la mano el material conserva su forma pero moja evidentemente la superficie de la mano, se encuentra por encima de la humedad óptima de compactación, pudiendo incorporar mayor cantidad de relleno seco y remezclar para disminuir el porcentaje de humedad del conjunto. Además, se observa un característico brillo superficial que denota un exceso de agua presente entre los granos del material.



*Figura 36: Prueba cualitativa realizada en campo para control de humedad del material. Se observa una humedad cercana a la óptima dada por ensayo Proctor, manteniendo la muestra su forma al liberar la presión de la mano y no advirtiendo que la misma haya mojado la superficie de la piel. Además, no se observa el brillo característico superficial que indica un exceso de humedad presente entre los poros de los granos*

### 3.8.1 Compactación

La compactación es la densificación por remoción de aire, lo que requiere energía mecánica, y esto representa costos. El resultado se mide por el peso específico seco. Principalmente la compactación está influenciada por:

- El contenido de agua;
- El tipo de suelo;
- El mecanismo de compactación;
- La energía de compactación.

Respecto al **contenido de agua**, en la práctica, y más evidente aún al realizar ensayos Proctor sobre el material de relleno, como se observa por ejemplo en la **Figura 37**, se advierte que al ir incrementando la humedad en un suelo y aplicar un mismo procedimiento de compactación vamos obteniendo primero incrementos en los pesos específicos secos para luego tener disminuciones.

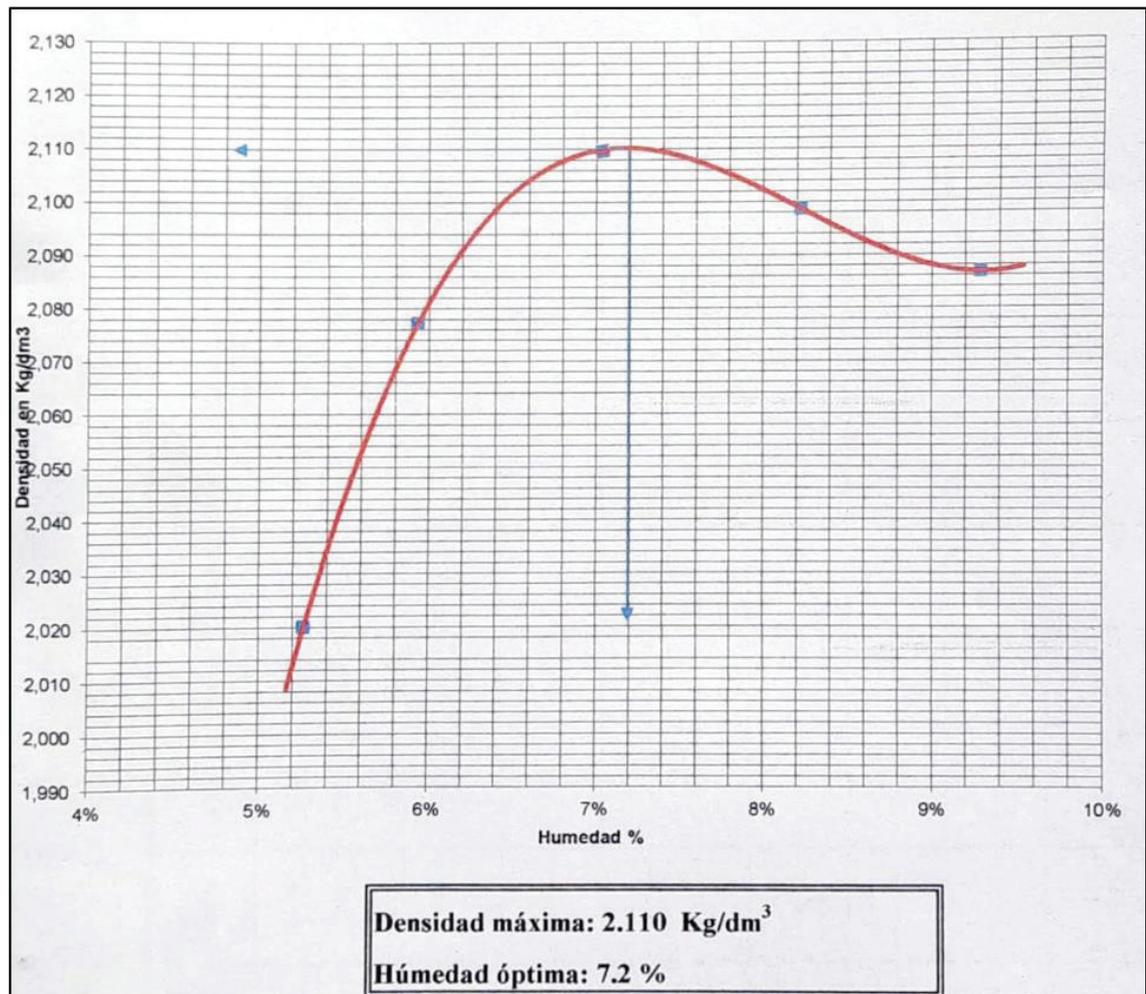


Figura 37: Ejemplo de resultado de Ensayo Proctor obtenido para material de relleno de segunda. El procedimiento se repite con humedades crecientes hasta obtener al menos 3 puntos en la rama ascendente y 2 en la descendente, y se ajusta una curva continua a los 5 (o eventualmente más) puntos

Las causas de este comportamiento se pueden resumir de la siguiente manera:

- Inicialmente el agua lubrica las partículas entre sí y facilita su movimiento.
- Luego las fuerzas capilares aumentan la fricción, mientras la lubricación sigue facilitando el movimiento, alcanzando un punto óptimo.
- Finalmente, la fuerte reducción de vacíos impide la expulsión del aire y dificulta la densificación, el agua comienza a ocupar espacios que estaban ocupados anteriormente por sólidos, parte de la energía de compactación pasa a ser absorbida por la presión de poros intergranos e incluso esta misma presión genera la separación de los granos que se intentan densificar.

La eficacia de la energía de compactación gastada también depende del **tipo de partículas que componen el suelo** y de la manera como se aplica el esfuerzo de compactación. En un suelo no cohesivo o en una roca partida, la compactación del suelo se logra principalmente por la reorientación de los granos, resistida por el rozamiento entre las partículas. A medida que aumenta la cohesión, disminuye rápidamente la eficacia de las vibraciones como medio de compactación, pues por pequeña que sea la adherencia entre partículas, esta interfiere con su tendencia a desplazarse a posiciones más estables. De esta consideración se desprende el uso recomendado de diferentes métodos de compactación en función del tipo de suelo.

Los **métodos de compactación** se han clasificado en:

- *Estático o a Presión*: la compactación se logra utilizando una máquina pesada, cuyo peso comprime las partículas del suelo, sin necesidad de movimiento vibratorio;
- *Amasado*: la compactación se logra aplicando al suelo altas presiones distribuidas en áreas más pequeñas que los rodillos lisos;
- *Impacto*: la compactación es producida por una placa apisonadora con golpes y se separa del suelo a alta velocidad;
- *Vibratorio*: la compactación se logra aplicando al suelo vibraciones de alta frecuencia.

Los diferentes métodos de compactación mencionados se han asociado en la literatura técnica a diferentes equipos de compactación. Así, en forma generalizada se asume que el compactador “pata de cabra” simula esencialmente una compactación por amasado y el de rodillo liso corresponde a una compactación estática. Pero en la realidad esta asociación es más compleja ya que, por ejemplo, dependiendo del tipo de pata de cabra y la velocidad a la cual opera el equipo, realmente puede haber una combinación de amasado e impacto más la contribución estática del peso del rodillo. Hoy en día incluso existen equipos pata de cabra que pueden vibrar, por lo cual en la realidad es difícil individualizar el método de compactación de un determinado equipo. Algunos de estos equipos empleados en la obra de referencia se pueden observar en las **Figuras 38 a 42**.



*Figura 38: Rodillo pata de cabra vibratorio a radio control. Son tambores con gran número de protuberancias, que compactan de abajo hacia arriba. Tienen su mayor efectividad en la compactación de suelos arcillosos, aunque demuestran buenos resultados también en suelos granulares por su capacidad vibratoria. Por poder comandarse a distancia brindan una buena solución para la compactación de zanjas profundas sin el empleo de entibado, que muchas veces dificulta la misma compactación*



*Figura 39: Pequeño compactador manual (“canguro”). Son eficientes para pequeños rellenos cohesivos, como ser las zanjas angostas por encima de las cañerías de agua o redes cloacales subsidiarias. Ha sido demostrado que los métodos de impacto son inefectivos para el caso de suelos granulares. Además por requerir la presencia de un operador no resultan útiles para la compactación de zanjas profundas*



*Figura 40: Rodillo vibratorio liso de 8 ton. La capacidad vibratoria lo vuelve apto para suelos granulares, especialmente gravas. También es apropiado para terminación superficial, arenas y parcialmente en arcillas*



*Figura 41: Rodillo vibratorio liso de 2,5 ton. La capacidad vibratoria lo vuelve apto para suelos granulares, especialmente gravas. También es apropiado para terminación superficial, arenas y parcialmente en arcillas, aunque es menos efectivo que el anterior por poseer un ancho de rodillo menor que muchas veces no abarca la sección completa a compactar, debiendo solapar pasadas para cubrir toda la cancha*



*Figura 42: Rodillo mixto: delantero liso, trasero neumático. Mejor en muchos aspectos que los rodillos lisos, ya que combina diversos mecanismos de compactación: amasado, presión y vibración. Es aplicable para el caso de limos y arenas limosas y arcillosas, adaptándose también a suelos granulares por ser vibratorio*

Podemos concluir que, si bien las recomendaciones de la literatura técnica pueden servir de guía general, es evidente que no existe un tipo alguno que sea suficientemente eficiente en todos los tipos de suelos, ni un mismo patrón de compactación puede ser aplicado en todos los casos. En este sentido siempre es conveniente realizar un terraplén de prueba (**Figura 43**) para determinar la mejor combinación entre el tipo de suelo, espesor de capa, tipo de equipo y número de pasadas, intentando manejarse con contenidos de humedad cercanos a la óptima.



*Figura 43: Terraplén de prueba practicado con material seleccionado del lugar empleado como relleno de segunda con un contenido de humedad cercano a la óptima. En este caso se dio a toda la superficie el mismo número de pasadas y se extrajo muestras de distintos espesores de capa, para determinar el grosor máximo con el que se podía obtener la densidad de compactación mínima requerida*

Además, la selección del equipo depende de muchos factores, entre los cuales no solamente se deben tomar en cuenta los de carácter geotécnico, sino también los de carácter económico asociados al rendimiento de dichos equipos. En muchos casos también hay que adaptarse a los equipos disponibles y para ello es preciso conocer los fundamentos de la teoría de la compactación.

Otro factor que, como se anticipó, afecta el grado de compactación obtenido, se refiere a la **energía de compactación**. En este sentido hay que tener presente que si el esfuerzo de compactación por volumen unitario de suelo aumenta, la curva de agua-peso específico aumentará también. Esto se demuestra con ayuda de la **Figura 44**. Por ello, puede que el equipo de compactación disponible no sea el más eficiente para el tipo de suelo, por lo que deba compensarse con una mayor energía de compactación. Ello se logra incrementando el número de pasadas o disminuyendo el espesor de la capa.

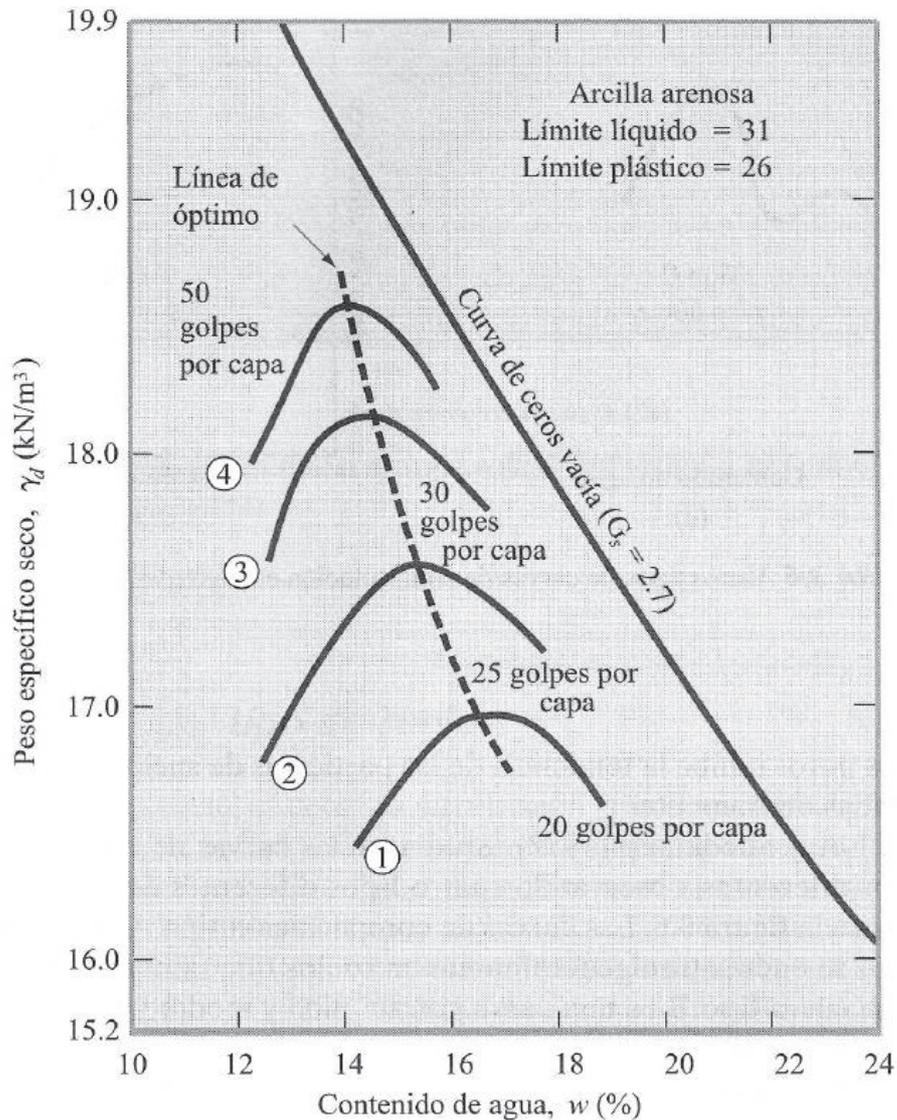


Figura 44: Efectos de la energía de compactación sobre la compactación de una arcilla arenosa. Se observa que, para un mismo porcentaje de humedad y empleando el mismo equipo de compactación, se incrementa el peso específico seco obtenido al incrementarse el número de golpes (energía de compactación) por capa

### 3.8.2 Control de densidad

Para los rellenos sobre los cuales debió construirse o reacondicionarse pavimentos, el Contratista tuvo que dar estricto cumplimiento a las disposiciones de los organismos competentes, ya sea Municipalidad, Vialidad Nacional o Provincial, etc.; los cuales en general coinciden en los siguientes requerimientos:

- Densidad seca mínima del 95% de la densidad seca máxima obtenida por ensayo Proctor para las capas inferiores;
- Densidad seca mínima del 98 a 100% de la densidad seca máxima obtenida por ensayo Proctor para los 50 cm superiores de relleno.

No obstante, en sectores donde no estaba contemplada la ejecución de pavimentos, se exigió únicamente obtener una compactación mínima del 100% de la densidad natural del terreno circundante (que puede ser menor a la máxima dada por ensayo Proctor).

Para realizar su inspección se realizó el control de compactación por el método de la arena (**Figura 45**) dado por la norma de ensayo VN - E8 – 66 de la Dirección Nacional de Vialidad, la cual detalla el procedimiento a seguir para determinar en el terreno el peso unitario de un suelo compactado, corrientemente denominado densidad, y establecer si el grado de compactación logrado cumple las condiciones previstas. Para mayor información, se puede consultar la norma de referencia.



*Figura 45: Control de compactación mediante método del cono de arena. En ocasiones, cuando se tiene dudas respecto del espesor de la capa de relleno efectuada o de la eficiencia del método de compactación en profundidad, se exige descartar la capa superficial (donde apoya directamente el equipo de compactación) y efectuar el ensayo por debajo de dicho estrato*

Ahora bien, el procedimiento estipula que para la determinación final de la densidad seca se debe colocar la muestra en estufa a 105-100°C hasta peso constante. Esta temperatura tiene una razón de ser, fundada en la superestimación de la humedad que puede ocurrir por la pérdida de sustancias volátiles o por reacciones de descomposición, factores que se acentúan aún más si se trabaja con temperaturas mayores a la estipulada. Sin embargo, teniendo en cuenta que la densidad seca  $\rho_s$  se obtiene a partir de la densidad húmeda  $\rho_h$  y el porcentaje de humedad  $\omega$  como:

$$\rho_s = \frac{\rho_h}{1 + \omega}$$

Vemos que sobrestimar la humedad  $\omega$ , significaría subestimar la densidad seca  $\rho_s$  real obtenida en obra, por lo que se estaría del lado de la seguridad en cuanto a control de densidad se refiere. Y teniendo en cuenta que:

- el procedimiento normalizado, secando a estufa a 105-100°C, puede representar una demora de horas;

- el ensayo se debe realizar en todas las capas de relleno de segunda de como máximo 30 cm y no se puede autorizar a iniciar una nueva capa hasta no tener aprobada la compactación de la capa previa.

Podemos concluir que se puede permitir el secado a temperaturas mayores a la normada, acompañando los tiempos habituales de obra, sin incurrir en errores que pongan en riesgo la funcionalidad y seguridad de la obra, ni la integridad futura del pavimento a reponer por encima del relleno de zanja ejecutado.

### 3.9 Bocas de registro

Las bocas de registro son estructuras de hormigón u otros materiales (cuando son prefabricadas), que se instalan en todas las singularidades de la red colectora y cumplen una función fundamental en la red, permitiendo ventilación de gases de la cañería, acceso para desobstrucción o inspección y redirección del flujo a través del cojinete de la boca.

Las bocas de registro se ubican en todas las singularidades como: extremos de las cañerías, cambios de dirección, cambios de pendiente, saltos de cañería, cambios de diámetro, encuentro de cañerías, aporte de caudales, tramos rectos superiores a los 250 m, y en general en todos los puntos singulares de la red (**Figura 46**). Las redes están conformadas siempre por tramos de cañerías rectas entre bocas de registro, no aceptándose la presencia de curvas entre ellas, por ser un punto potencial de acumulación de sedimentos.



*Figura 46: Ejemplo de armado de boca de registro para salvar cambio de dirección y salto de nivel de cañerías de entrada y salida a la misma*

La cota de intradós del caño de entrada, nunca debe ser menor que la cota de intradós del caño de salida, de lo contrario se produce una conducción en contrapendiente del líquido originando problemas de estancamiento del líquido. En caso de aumento del diámetro de la cañería deben hacerse coincidir las cotas de intradós, quedando el caño de mayor diámetro con una cota de asiento inferior al de entrada.

Desde el punto de vista hidráulico se recomienda emplear modelos con geometrías suaves que favorezcan un flujo continuo y poco perturbado al ingresar a la estructura de unión. En este sentido, es indispensable que las paredes de los cojinetes en forma de U sean más altas que los diámetros de las tuberías de entrada y salida a fin de mantener un flujo continuo, con baja aireación y turbulencia que puedan llegar a aumentar el nivel del flujo dentro de la cámara y eventualmente sobrecargar la tubería. Por ello, si bien en las especificaciones del pliego licitatorio no estaba bien detallado, se solicitó mediante orden de servicio unificar para todos los casos el criterio para el nivel de construcción de los cojinetes de bocas de registro, debiendo alcanzar como mínimo el nivel de intradós en la sección de conducción, y respetando además a partir de allí y hasta llegar al contacto con muros laterales una pendiente mínima que garantice la correcta autolimpieza.



*Figura 47: Vista interior de boca de registro. Se observa que la construcción del cojinete respeta una altura mínima de hasta por lo menos el nivel del intradós de la cañería y desde allí mantiene hasta hacer contacto con los muros laterales una pendiente mínima que garantiza su autolimpieza*

Durante la construcción de las bocas de registro y según especificaciones dadas por los documentos licitatorios, no sólo se exige un requisito de resistencia mínima acorde a un hormigón H30, sino que también se exige un asentamiento máximo de 5-8 cm obtenido con cono de Abrams previo a la incorporación de aditivo, y de hasta 10-12 cm con aditivo ya incorporado, rechazando aquellos casos en los que el asentamiento fue mayor a la estipulado (**Figura 48**).



*Figura 48: Ensayo de asentamiento mediante método de cono de Abrams. En este caso se obtuvo un asentamiento de 13,5 cm previo a la incorporación de aditivos, por lo que se repitió el ensayo y, tras obtener un resultado semejante, se rechazó el camión hormigonero por la presunción de un contenido de agua mayor a lo deseado, con las afectaciones negativas que esto trae sobre el hormigón*

Por pliego, además de esta medición indirecta del mayor o menor contenido de humedad, que por lo general se vinculan a razones de resistencia, también se pedía una relación agua/cemento máxima de 0,45, cercana al límite práctico inferior con el que se puede trabajar un hormigón sin pérdida excesiva de su poder de trabajabilidad. De acuerdo al reglamento CIRSOC 201, Tabla 2.5, para ambientes con agresividad química (como el caso de hormigón expuesto a líquidos y gases cloacales) y por razones de DURABILIDAD, y NO DE RESISTENCIA, en coincidencia con los requisitos del pliego, se exige no sólo una resistencia mínima de 30 MPa, sino también una razón a/c máxima de entre 0,40 a 0,50 según el grado de ataque sea moderado, fuerte o muy fuerte.

Hay que recordar que, del agua de mezclado, sólo un 23% en peso respecto del peso del cemento es agua de combinación, siendo el porcentaje restante agua necesaria de lubricación que garantiza la trabajabilidad del conjunto, presentándose como normales relaciones a/c de 0,45 a 0,65. Sin embargo, este agua no combinada luego se evapora, dejando vacíos en el espacio que ocupaba, lo que vuelve más permeable al hormigón y, por tanto, menos durable.

De aquí se pueden comprender las limitaciones impuestas al contenido de agua para el caso de ambientes con agresividad química.

En este sentido, también fue indispensable exigir que se respete en todas las estructuras de hormigón armado un recubrimiento mínimo de armaduras de 5 cm, para garantizar su protección química brindada por el mismo hormigón que las recubre.

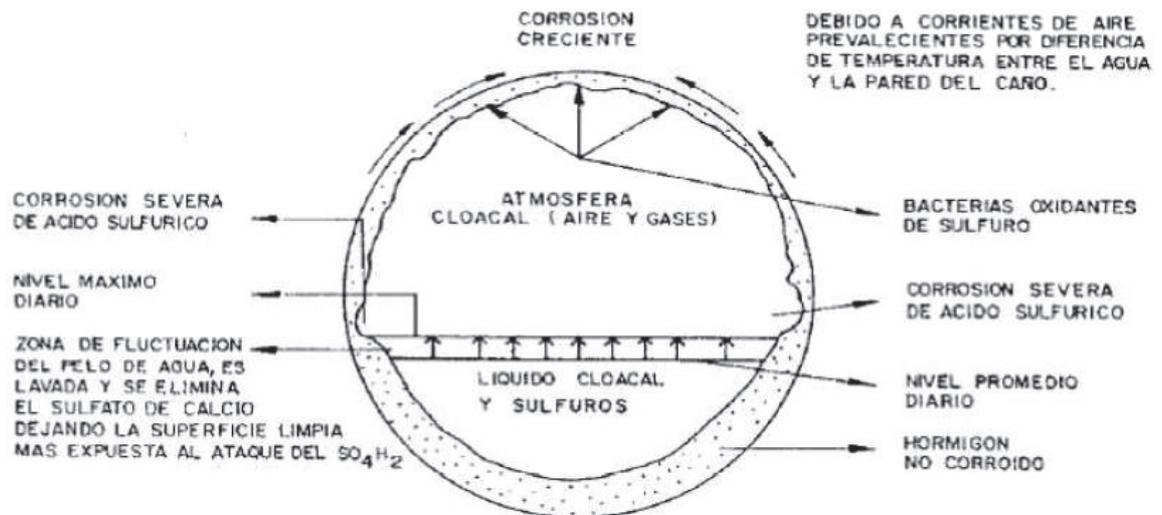
Para ofrecer una barrera química adicional, tanto para el hormigón como para las armaduras, se estipula realizar la terminación interior de las bocas de registro con dos manos de pintura epoxi bituminosa (**Figura 49**).



*Figura 49: Terminación interior de bocas de registro. Para brindar una barrera adicional de protección química tanto de hormigón como de armaduras, se aplican dos manos de pintura epoxi bituminosa apta para estar en contacto con líquidos cloacales*

### 3.10 Deterioro estructural de colectores existentes

En general, no es recomendable el uso en conducciones cloacales de cañerías construidas con materiales cementicios o que estén revestidas interiormente con cemento (cañerías de hormigón o asbestocemento), porque corren el riesgo de ser corroídas por los gases generados por la degradación de la materia orgánica por parte de las bacterias contenidas en los líquidos cloacales (**Figura 50**).



*Figura 50: Deterioro de cañerías cementicias producto de los gases generados de la degradación de la materia orgánica. Se observa que los problemas de corrosión no se presentan en la zona de flujo (inferior) sino allí donde hay presencia de gases (superior)*

El sulfuro de hidrógeno ( $SH_2$ ) generado por la degradación de la materia orgánica se combina con el vapor de agua ( $H_2O$ ) presente en la atmósfera del interior de la conducción produciendo ácido sulfúrico ( $SO_4H_2$ ). El ácido sulfúrico corroe el cemento, provocando su destrucción. Este problema se incrementa en los colectores cloacales que presentan las siguientes características: excesiva carga orgánica, pendientes escasas, ventilación deficiente y temperaturas elevadas del efluente.

La obra en cuestión prevé justamente la renovación de las redes colectoras existentes de hormigón armado o asbestocemento, por presentar un elevado deterioro estructural consecuencia del proceso explicado precedentemente, como se observa claramente en la **Figura 51**.



*Figura 51: Grado de deterioro muy avanzado observado sobre el colector existente producto de la acción de los gases generados por la descomposición de la materia orgánica*

### 3.11 Empalmes provisionarios a la nueva red cloacal

En el transcurso de la obra se produjo el colapso de la colectora cloacal existente aledaña a la nueva instalada en dos oportunidades y en zonas diferentes de la obra: primeramente en calle Estrada, entre Charcas y Gualberto Godoy (ver **Figura 52**), y en una segunda instancia al norte de Adolfo Calle.



*Figura 52: Desborde de líquidos cloacales por colapso de colector existente en Estrada, entre Gualberto Godoy y Charcas*

En vistas de esto y previendo sacar progresivamente de servicio la colectora existente, se planteó la realización de dos empalmes provisorios desde la red existente hacia la nueva colectora ya instalada hacia aguas abajo, adicionalmente a los previstos según proyecto. Uno de los empalmes se ejecutó en calle Estrada y Adolfo Calle (ver **Figura 55**), y el otro en esquina de Estrada y Pedro Vargas (ver **Figura 63**).

Para ejecutar este operativo en Adolfo Calle se construyó, anexa a una boca de registro construida según proyecto, media boca de registro por encima del colector existente (ver Figura 53), de modo de contener los líquidos al incrementarse su nivel y se dejó, perpendicular al colector existente, una cañería que atravesaba el muro de la nueva cámara ya construida. Luego se demolió la parte superior del caño existente e introdujo un tapón provisorio, subiendo el nivel del líquido afluyente y desviándose a través de la cañería pasante dejada prevista hacia la nueva colectora (ver **Figura 54 y 55**). Finalmente, por detrás del tapón provisorio introducido, se rellenó en forma de tapón la sección completa de caño con hormigón obstruyendo de forma definitiva el escurrimiento desde allí hacia el norte por el colector existente y dejando en este tramo en servicio la nueva colectora.



Figura 53: Encofrado para la construcción de una fracción de boca de registro por encima del colector existente y adherida a la cámara de la nueva colectora construida previamente al norte de Adolfo Calle

**Desvío provisorio de líquidos hacia cañería de PRFV DN 700 mm ya instalada aguas abajo:**

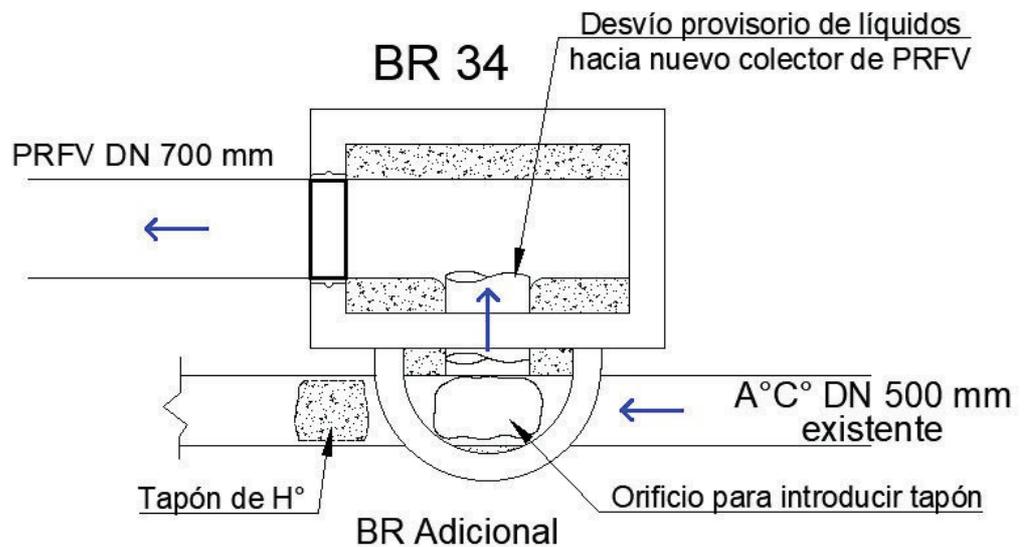


Figura 54: Esquema de la metodología de empalme provisorio ejecutado en Estrada y Adolfo Calle



Figura 55: Desvío provisorio de líquidos cloacales al norte de Adolfo Calle y Estrada hacia la nueva colectora de PRFV colocada aguas abajo de dicho punto

Al realizar el empalme aguas arriba en Estrada y Pedro Vargas y cegar la cañería y bocas de registro sacadas de servicio, en lugar de los líquidos arribar desde la cañería de A°C° DN 500 mm existente, lo hacen por cañería de PRFV DN 700 mm nueva instalada:

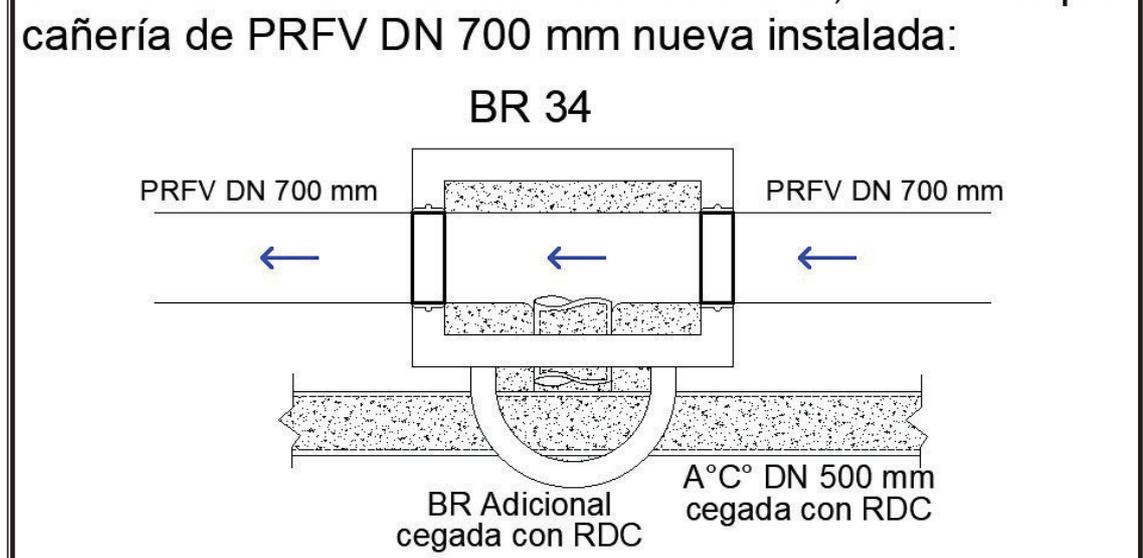


Figura 56: Esquema de cegado y funcionamiento definitivo de dicho sector de obra

El empalme en Pedro Vargas revistió una complejidad superior, dado que aquí la traza del colector nuevo a instalar pasaba de estar en la margen este de la calzada a emplazarse sobre la margen oeste. Para realizar este traslado se debía atravesar la calle en forma diagonal con la cañería de PRFV DN 700 mm, por debajo del colector existente, cuyo estado estructural se había evidenciado ser muy delicado a partir de los colapsos previos.

En las **Figuras 57 a 63** se muestran esquemas de la metodología de empalme empleada en este caso y su materialización en obra.

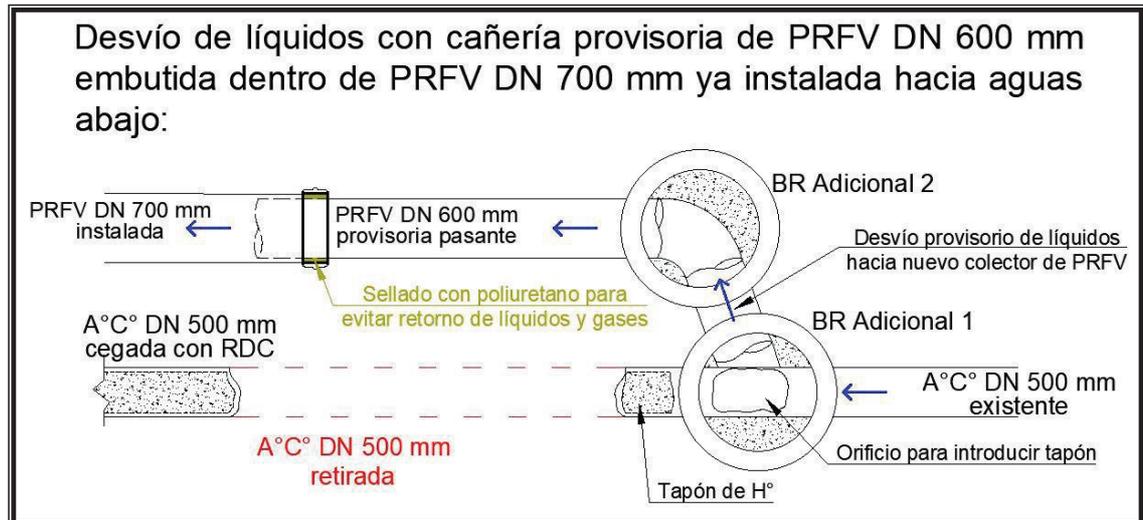


Figura 57: Esquema del desvío provisional de líquidos con cañería de PRFV DN 600 mm pasante para poder ejecutar el cruce por debajo de la cañería de A°C° existente sin la presencia de líquidos



Figura 58: Bocas de registro auxiliares para empalme construidas una sobre colectora existente (izquierda de la imagen) y la otra para reorientar los líquidos en dirección de la nueva colectora (centro de la imagen)

Construcción de BR 31 sobre cañería provisoria pasante de PRFV DN 600 mm y cruce en diagonal con cañería de PRFV DN 700 mm por debajo de cañería de A°C° DN 500 mm retirada:

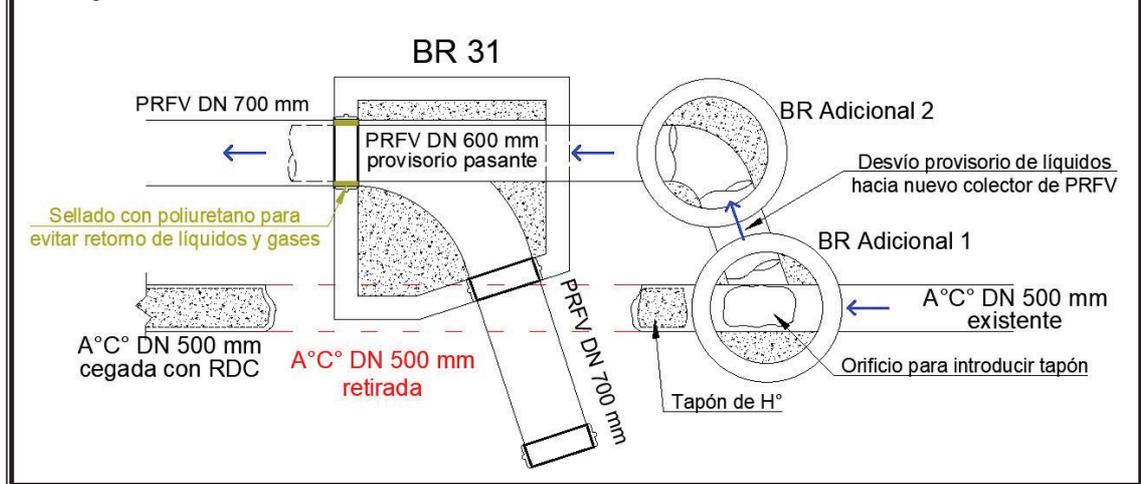


Figura 59: Esquema BR 31 construida in situ sobre la cañería de PRFV DN 600 mm provisoria pasante y cruce diagonal con cañería de PRFV DN 700 mm debajo del colector existente retirado



Figura 60: Vista global de dicha materialización

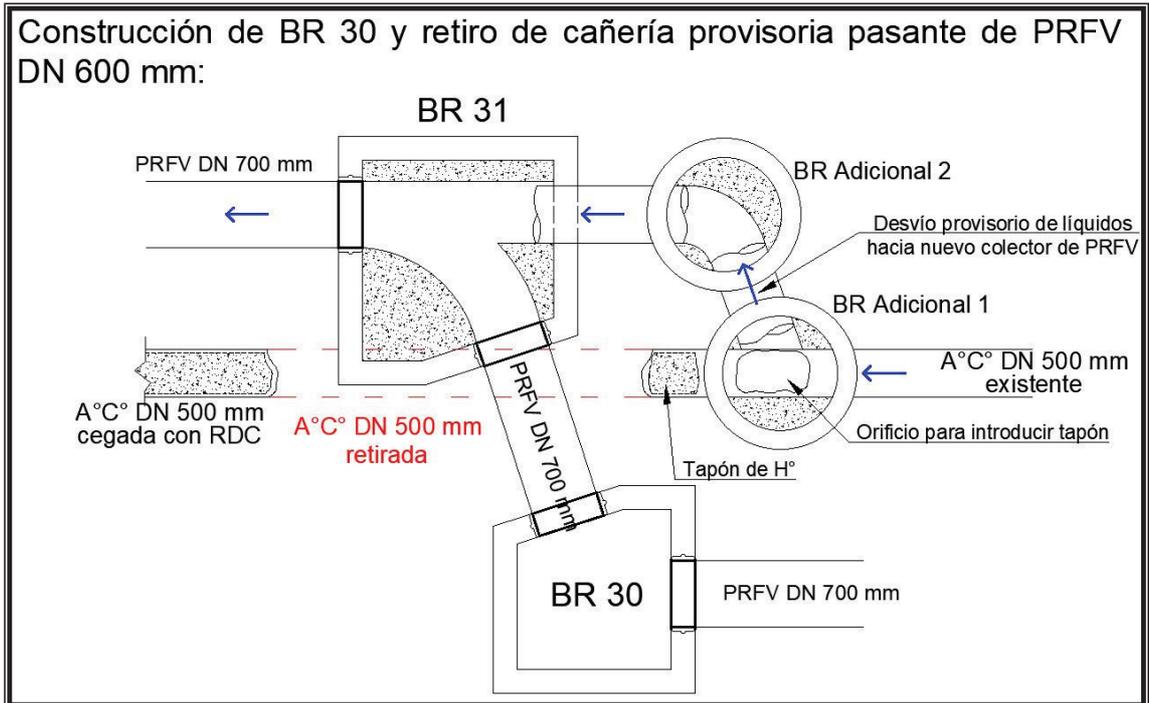


Figura 61: Esquema del retiro de cañería de PRFV DN 600 mm pasante y construcción de la BR 30



Figura 62: Cañería de PRFV DN 600 mm a retirar (izquierda) y retirada (derecha) en BR 31 (inmediaciones de Estrada y P. Vargas)

Finalmente, se debe realizar otro empalme aguas arriba y cegar la cañería y bocas de registro sacadas de servicio, a partir de lo cual en lugar de los líquidos arribar desde la cañería de A°C° DN 500 mm existente, lo harán a la BR 30 por cañería de PRFV DN 700 mm:

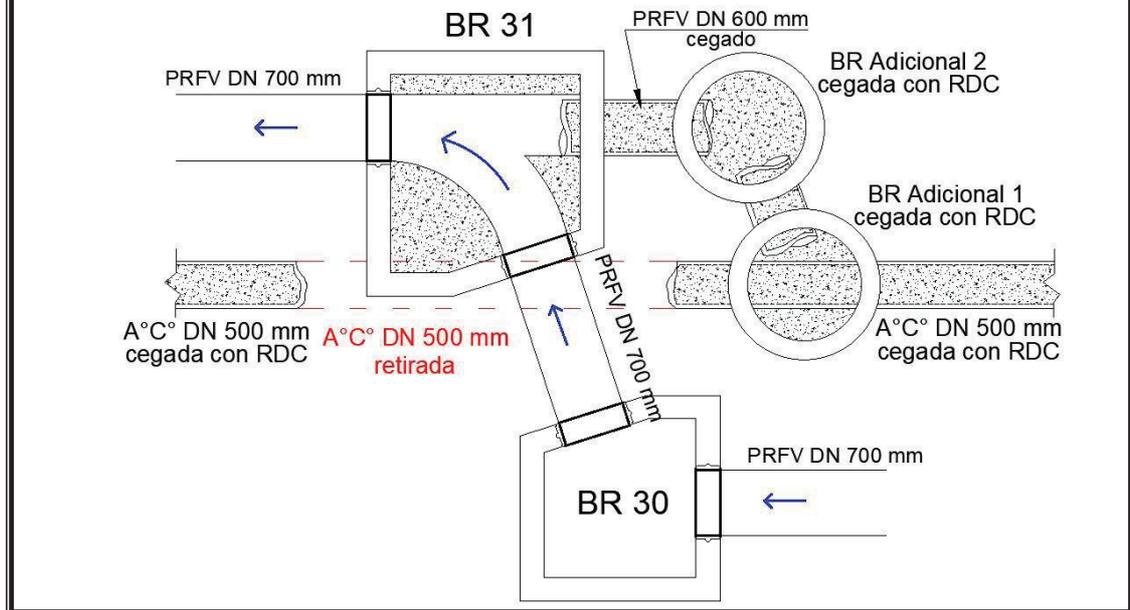


Figura 63: Esquema de cegado y funcionamiento definitivo de dicho sector de obra una vez que se ejecute un empalme aguas arriba de dicho punto y se cegue la colectora fuera de servicio

Actualmente está previsto realizar otros empalmes provisionales similares a los descritos en intersección de Estrada y Ernesto Sábat, sobre Estrada en el tramo intermedio entre Gutiérrez y Aramburu, y en inmediaciones de Elpidio González y Las Cañas. Estos empalmes provisionales a su vez brindan la posibilidad de desafectar la colectora existente desde el punto de empalme hacia aguas abajo, permitiendo cegar dicha traza, pavimentar y proceder a la liberación del tramo.

### 3.12 Cegado

Finalmente, en una instancia anterior a la pavimentación, se debía cegar el colector existente, teniendo en cuenta que el mismo presenta un considerable deterioro estructural y que de permanecer fuera de servicio en el estado actual se dejaba expuesto a nuevos hundimientos de la calzada a futuro, con los evidentes riesgos que esto reviste.

En total se han cegado 656 m de colector fuera de servicio, desde calle Pedro Vargas hasta 25 de Mayo, rellenándolo interiormente con un relleno de densidad controlada (RDC) (Figura 64).



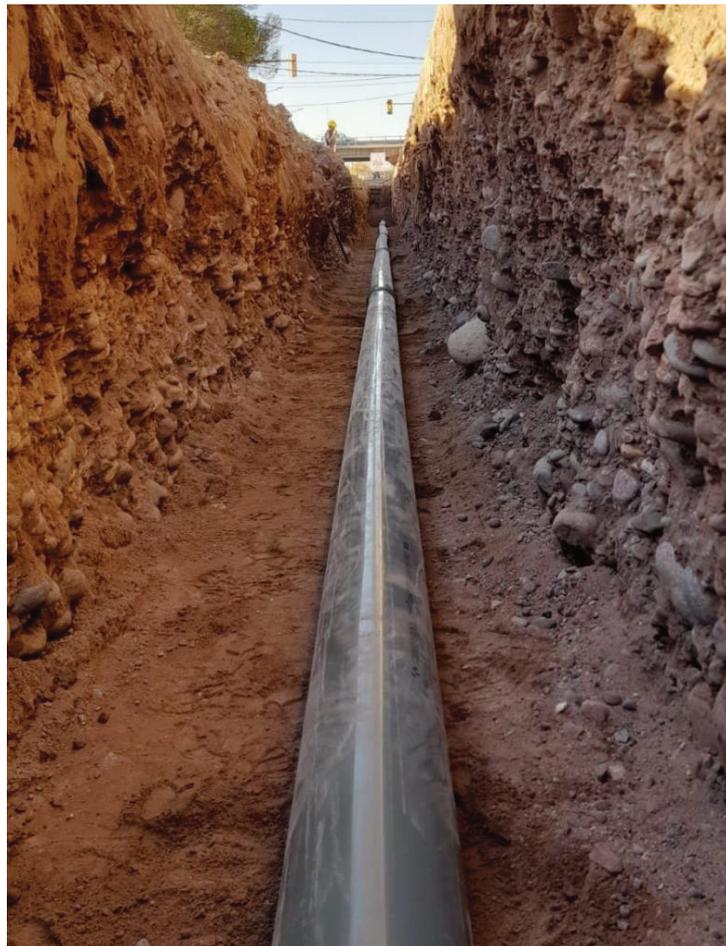
*Figura 64: Llenado interior con RDC de colectora existente sacada de servicio para su cegado*



*Figura 65: Tramo de cañería extraído para evaluar el resultado final de la metodología de cegado. Se aprecia una sección completamente rellena con RDC, por lo que el método es satisfactorio*

### 3.13 Ejecución de redes de agua en PVC K10 JE DN 110 mm a 200 mm

En paralelo, se renovaron redes de agua en PVC con diámetros variables entre 110 y 200 mm (ver **Figura 66**). Su instalación es muy similar a la instalación de redes cloacales terciarias en cuanto a las dimensiones de la zanja y disposiciones para el relleno de primera y de segunda etapa. La gran diferencia con estas otras radica en que el suministro de agua potable se realiza a presión, por lo que su pendiente puede acompañar a la del terreno, independientemente de si es ascendente o descendente. En cuanto al control de niveles, en este caso se realiza pero únicamente para garantizar una tapada mínima exigida de 1,20 m en calle y 0,80 m en vereda, para protección mecánica de la conducción.



*Figura 66: Instalación de redes de agua de PVC DN 160 mm*

Por otro lado, se presenta una gran diferencia en cuanto a la presión. La cañería debe verificar las siguientes presiones:

- Presión máxima admisible (PMA): Máxima presión que puede soportar la cañería en servicio, en régimen permanente. En este caso será de 10 MPa ó 10 kg/cm<sup>2</sup>.
- Presión máxima de prueba (PMP): Máxima presión que puede soportar la cañería durante la prueba hidráulica en la obra, antes de poner la conducción en servicio. Será 1,5 veces la PMA. Por lo tanto, para la cañería en nuestro caso de 10 kg/cm<sup>2</sup> se debió realizar la prueba hidráulica de la cañería a 15 kg/cm<sup>2</sup> (**Figura 67**).



*Figura 67: Prueba hidráulica de cañería de agua de PVC JE K10. A la izquierda se observa el tapón de PVC de junta elástica, dispuesto en el extremo de la cañería instalada, para introducir la presión de prueba con agua. A la derecha, manómetro con lectura en ascenso durante el proceso de carga de la cañería*

## 4 RESULTADOS OBTENIDOS

Dentro de los resultados obtenidos de la realización de las actividades se pueden mencionar:

- Aplicación de los conocimientos y habilidades adquiridos durante el cursado de la carrera;
- Desarrollo de un criterio ingenieril en obra para el análisis de problemas y formulación de alternativas de resolución;
- Aprendizaje de técnicas de construcción, principalmente de obras de saneamiento y de movimiento de suelos;
- Ejercicio de modos de comunicación asertivos dentro de la obra, sabiendo indicar los aspectos a mejorar, sin perder de vista el elogio por lo bien ejecutado;
- Conocimiento de cómo funciona una obra por dentro, la importancia de cada una de las partes (inspección, dirección de obra, contratista, etc.) y el trato que se da entre ellas;
- Conocimiento de máquinas, equipos, materiales, sus características y funciones;
- Interiorización en implicancias legales del desarrollo de la profesión;
- Puesta en práctica del control de ensayos aprendidos de forma teórica durante los últimos años, compatibilizando con los ritmos habituales de obra.

## 5 CONCLUSIÓN Y RECOMENDACIONES

Como conclusión se puede resaltar lo fundamental que resulta esta materia para tener una correcta transición entre lo académico y lo profesional. Es evidente cómo con el transcurso del tiempo y la consecución de desafíos que presentan las obras en sí, se interiorizan y terminan de asimilar conceptos que uno parece haber visto alguna vez de forma menos tangible durante el transcurso de la carrera. En este aspecto se presenta como beneficioso incorporar mayores instancias de contacto del alumnado con el ejercicio profesional real, mediante pasantías rotativas de menor duración por diferentes sectores, visitas de obra con mayor periodicidad, etc.

Sin embargo, la carrera de grado, con todo el equipo profesional docente detrás, brinda lo mejor que puede ofrecer un estudio: herramientas y criterio bien formado para analizar y hacer frente a los distintos problemas que se puedan presentar; aunque debe estar claro que lejos está uno de egresar con todos los conocimientos ya adquiridos. Como recomendación, se debe tomar lo vivido como un punto de partida para nuevas formaciones y especializaciones, para poder estar a la altura de los nuevos desafíos que presenta un mundo en constante cambio y evolución como el de hoy en día.

Por último, se desea hacer un agradecimiento especial para el Sr. Juan Daniel Barroso, Inspector de obra de AYSAM, Tutor de las PPS y compañero paciente en estos, mis primeros pasos. Y a mi familia, por haber sido el soporte incondicional durante todo el camino recorrido.

## 6 BIBLIOGRAFÍA

- AGUA Y SANEAMIENTO MENDOZA S.A. (2021) *Pliegos Generales y Particulares EXPTE. N° 1307 – PEAS – 00 RENOVACION COLECTOR CLOACAL SUR OESTE TRAMO: ELPIDIO GONZALEZ – ESTRADA. CUENCA CLOACAL EL PARAMILLO, GUAYMALLÉN – PROVINCIA DE MENDOZA.* <https://www.aysam.com.ar/pliegosdigitales/licitaciones> [Consulta: 20 de julio de 2023]
- DAS BRAJA M. (1999) *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica.* Thomson Learning
- DIRECCIÓN NACIONAL DE VIALIDAD 1° DISTRITO BS. AS. *Normas de Ensayos*
- INTI-CIRSOC (2005) *Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón Armado CIRSOC 201*
- PETROPLAST (2018) *Manual de Tuberías de PRFV (Plástico reforzado con fibra de vidrio)*
- SALCEDO D. - ORTAS J. (2019). *Fundamentos de la teoría de compactación de suelos cohesivos, esenciales para la buena práctica de la ingeniería.* [https://www.civiles.org/boletin\\_copicis/2019/pdf/ARTICULO\\_CONGEO\\_COSTARICA.pdf](https://www.civiles.org/boletin_copicis/2019/pdf/ARTICULO_CONGEO_COSTARICA.pdf) [Consulta: 04 de agosto de 2023]
- SOWERS G.B. - SOWERS G.F. (1983) *Introducción a la Mecánica de Suelos y Cementaciones.* Limusa
- TRUJILLO GÓMEZ, M. X. (2013) *Modelación física de cámaras de unión bajo flujo supercrítico.* Asesorado por SALDARRIAGA, J. G. Tesis de Maestría en Ingeniería Civil. Universidad de los Andes, Colombia