



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**Perforación Horizontal
Direccional en obstáculos
urbanos**

TESIS

Que para obtener el título de

Ingeniero Civil

P R E S E N T A

Fernando Sánchez García

DIRECTORA DE TESIS

Silvia Raquel García Benítez



Ciudad Universitaria, Cd. Mx., 2019

INDICE DE CONTENIDO

INTRODUCCION	3
CAPITULO I. Generalidades	4
1.1. Avances de las TSZ hasta la concepción actual de la PHD	6
1.2. Descripción de la PHD	8
1.2.1. El procedimiento constructivo	8
1.2.2. Maquinaria y complementos de equipo	12
1.2.3. Metodologías de PHD.....	16
1.3. Normatividad.....	17
CAPITULO II. Estudios preliminares de la PHD	20
2.1. Investigación en superficie	20
2.1.1. Espacios de trabajo	20
2.1.2. Delimitación de Información útil del entorno.....	22
2.2. Estudios del subsuelo	23
2.2.1. Sondeos de exploración y muestreo en suelos	24
2.3. Resultados de laboratorio y consideraciones de sitio.....	40
2.3.1. Propiedades índice mecánicas a partir del análisis con el sistema de clasificación de suelos SUCS y pruebas de esfuerzo en laboratorio.....	40
2.3.2. Nivel freático	42
2.3.3. Riesgos de falla durante la instalación	43
2.4. Consideraciones especiales.....	46
CAPITULO III. Planeación de instalación y procedimiento constructivo PHD	48
3.1. Especificaciones de línea de conducción	48
3.1.1. Geometría	48
3.1.2. Precisión direccional y tolerancias	52
3.1.3. Modalidades de ensamble y material de línea de conducción	53
3.1.4. Protectores, revestimiento o estuches	54
3.2. Consideraciones técnicas básicas de la PHD	55
3.2.1. Perforación Piloto.....	55
<i>Especificaciones para comenzar operaciones de perforación</i>	56
3.2.2. Fluido de perforación	59
3.3. Colocación y revisión post-instalación	64
3.3.1. Cargas y esfuerzos de instalación.....	65

3.3.2. Cargas de operación.....	69
CAPITULO IV. Ejemplo Práctico	72
4.1. Descripción del proyecto de línea	72
4.2. Casos Particulares PHD.....	76
4.2.1. Exploración del subsuelo.....	77
4.2.2. Metodología de Cálculo	81
4.2.3. Cálculos geométricos	84
CONCLUSIONES	95
REFERENCIAS Y BIBLIOGRAFIA	98

INTRODUCCION

La instalación, renovación o rehabilitación de las líneas de conducción de servicios y canalización en el subsuelo suponen a menudo grandes retos en el ámbito constructivo de la ingeniería geotécnica. Los desafíos más significativos relacionan a sistemas naturales o artificiales y condiciones de suelo en los que los procesos constructivos basados en métodos tradicionales (apertura de zanjas) resultan insuficientes y/o inapropiados. Ante falta de alternativas las soluciones derivan, en el mejor de los casos, en proyectos complejos y costosos, y en el peor, en inasequibles o deficientes.

Siendo el objetivo superar barreras y obstáculos (impuestos por la naturaleza o por la estructuración urbana) localizados en el área donde se colocará una línea de conducción, y dada la complejidad del medio suelo y el nivel de afectaciones ocasionado con tecnologías con zanja, la Perforación Horizontal Direccional (PHD ó *HDD* por su acrónimo en inglés) se presenta como una atractiva alternativa de solución a instalaciones subterráneas. Por su alta competitividad en costos y el elevado grado de precisión que sugiere su técnica, la PHD es una solución ampliamente usada en metrópolis de todo el mundo, sin mencionar las ventajas al constructor en cuanto a plazos, rendimientos y seguridad. En la literatura hay estudios sólidos en los que se compara la duración de ejecución de obra entre el sistema con zanja y el sistema sin zanja y prácticamente todos concluyen que la PHD requiere cerca de la mitad del tiempo de ejecución con respecto al sistema de excavación a cielo abierto. El impacto en costos indirectos (tanto ambientales como sociales) es aún más positivo ya que la afectación a las industrias, áreas comerciales, accesos a hospitales, salidas de cuerpos de emergencia, pistas aéreas y, en general, a cualquier infraestructura urbana es muy menor (aspecto que es de gran consideración y valoración de cara al ordenamiento territorial). Sobre los costos directos de obra se observa que el sobrecosto de las actividades zanja se deben principalmente a los rellenos y la reparación del espacio público mientras que en la PHD se trabaja prácticamente sin afectaciones a vías, obras y elementos naturales por lo que es mínimo el uso del concepto de relleno (Chaves-Pabón et al., 2018).

En esta Tesis se presenta una descripción detallada de la PHD como tecnología de excavación sin zanja desde los geo-estudios preliminares, las particulares condiciones de ejecución, las limitantes/ventajas de construcción, el tipo de restricciones externas y las aristas del método que inciden en la optimización de recursos (económicos y humanos). Así mismo el presente trabajo pretende describir los aspectos generales de orígenes históricos, máquinas de perforación (asistida por fluidos o en seco), sistemas de navegación y guiado y mejoras tecnológicas al procedimiento constructivo, de tal forma que se ofrezca un panorama actualizado que auxilie en la toma de decisión y el diseño al ingeniero desarrollador. Se utilizan dos ejemplos (cruce con canal, cruce carretero) en suelos blandos del ex Lago de Texcoco para mostrar el método. En la presentación de los casos se hace hincapié en los atributos del trazo geométrico, la maquinaria y lo relacionado con el espacio de trabajo en superficie.

CAPITULO I. Generalidades

Atendiendo las necesidades de construcción total o parcial de sistemas de servicios enterrados, la presente tesis indaga sobre las ventajas que representa la tecnología sin zanja conocida como Perforación Horizontal Direccional (PHD) dentro de los desarrollos de instalaciones subterráneas.

La incesante y desordenada demanda de infraestructura de servicios, tanto en ciudades como en comunidades rurales, ha propiciado el surgimiento de alternativas de ejecución de proyectos subterráneos sobre todo de instalación de líneas de conducción. En este sentido, las tecnologías sin zanja (TSZ), entre las que se encuentra la Perforación Horizontal Direccional (PHD), se han ganado una posición en el mercado como una opción con potencial para cubrir todos los problemas adheridos a masivos sistemas de líneas enterradas.

Los procesos de zanja abierta son la solución inmediata para resolver la instalación subterránea. A través de excavaciones, trincheras o cepas empleadas durante las actividades de colocación y habilitado de las líneas, se genera siempre desequilibrio en la estabilidad del terreno por lo que es indispensable reconocer una serie de aspectos del geo y del entorno antrópico de tal forma que se controlen los riesgos a los que se enfrentan los desarrolladores en turno.

Para minimizar el impacto ambiental y social de los movimientos masivos de tierra y los costos indirectos implicados, las TSZ surgen como una solución sostenible, innovadora y económica que permite atravesar un medio continuo (suelo) o sortear obstáculos a lo largo de trayectorias predefinidas (Figura 1-1). Las TSZ se dividen en dos categorías esenciales (Figura 1-2): i) instalación de líneas de conducción nuevas, y ii) rehabilitación o renovación de conductos ya existentes (Felicidad, 2015).

Para el caso de instalación de líneas de conducción nuevas, el término Perforación Direccional, con origen en la ingeniería de Perforación de pozos y yacimientos, funge como el concepto fundamental para llamar a todas las actividades de diseño y de perforación para conductos subterráneos. La Perforación Direccional se convierte en PHD cuando se atraviesan distancias horizontales a una profundidad determinada por debajo del nivel (altitud) del punto más superficial donde inicia la perforación (Mitchell & Miska, 2011).



Figura 1-1 Esquema representativo de las TSZ (Imagen de la Northwest Pipe Company)

Entonces, la PHD posibilita la instalación subterránea de infraestructura de servicios sin la necesidad de realizar zanjas cuando, por requerimientos del proyecto geométrico del trazo de la línea de conducción, se deben salvar cruces con cuerpos u objetos naturales o artificiales.

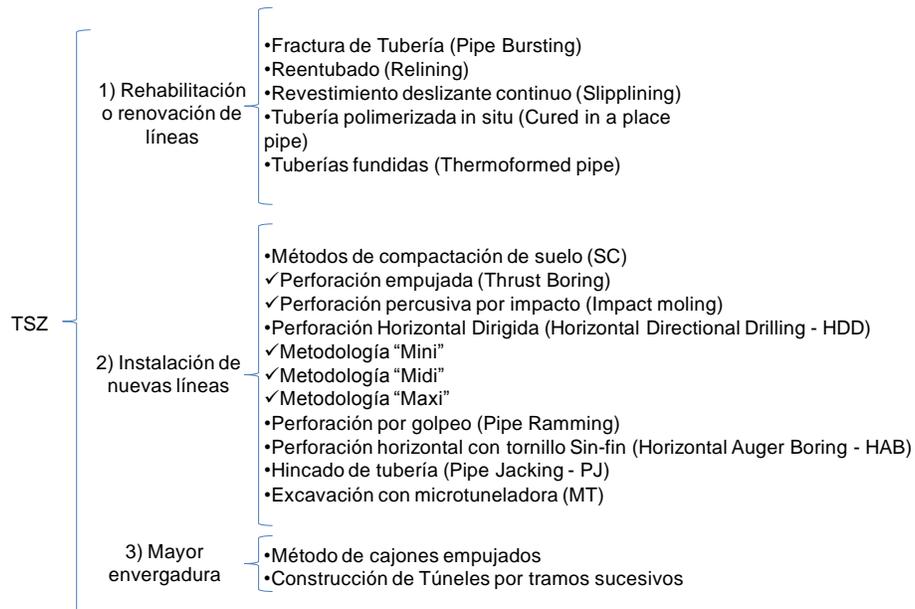


Figura 1-2 Clasificación de TSZ (tomado de Felicidad, 2015)

Las principales ventajas de la PHD respecto a los métodos tradicionales de apertura de zanjas son:

- Reducción significativa de tiempos de obra.
- Minimización de recursos empleados en la excavación y en la reposición del material extraído.
- No se destruyen superficies que pueden ser valiosas.
- Se evitan atascos de tráfico y/o desvíos.
- Bajas emisiones de CO₂, ruido y polvo.
- Aprobadas de acuerdo con los últimos estándares técnicos.
- Ahorro significativo en costos de operación.

Entre las aplicaciones exitosas documentadas de PHD se distinguen:

- Instalación de redes de suministro de gas, agua, energía y telecomunicaciones.
- Instalación de redes de saneamiento para alcantarillado y drenaje.
- Instalación de redes de fibra óptica en viviendas (FTTX, Smart Metering, etc.).
- Sustitución de canalizaciones y cableado bajo carreteras.
- Rehabilitación de canalizaciones de agua con filtraciones para evitar escapes.
- Renovación de tuberías de desagüe defectuosas.
- Reemplazo de tuberías de acero con corrosión por nuevas de plástico.
- Ampliación de la capacidad de las tuberías de abastecimiento o drenaje de agua.
- Instalación de redes de riego para espacios urbanos verdes.
- Sustitución de instalaciones.
- Instalación de redes de tráfico y de seguridad urbana.
- Reubicación de anteriores líneas que estaban sobre la superficie en el subsuelo.

La mayoría de aplicaciones de TSZ y en especial de la PHD, están bien establecidas en países desarrollados como Alemania, Estados Unidos y Japón; sin embargo, en nuestro país y en general en Latinoamérica aún se pone a los procesos tradicionales de zanja abierta en un primer plano de toma de decisiones.

El problema de elección de la PHD, fundamentalmente, es un problema de información. En este documento se abordan los aspectos clave de la PHD como etapas, metodologías de desarrollo, normatividad y riesgos.

1.1. Avances de las TSZ hasta la concepción actual de la PHD

La PHD para colocar nuevas tuberías, ductos y cables sin zanja es resultado de la fusión de tecnologías de construcción de pozos en yacimientos de hidrocarburos y agua. Durante la Europa del siglo XV se establece la minería de combustibles en Pechelbronn, Francia (1498) en donde

también se documenta la primera perforación de un pozo en yacimiento de petróleo (registrada en 1745 (Mitchell & Miska, 2011). Mientras que el primer diseño de máquina de perforación horizontal empleada en aplicaciones de carpintería para troncos y leños de madera, se debe al ingenio de Leonardo da Vinci (Figura 1-3).

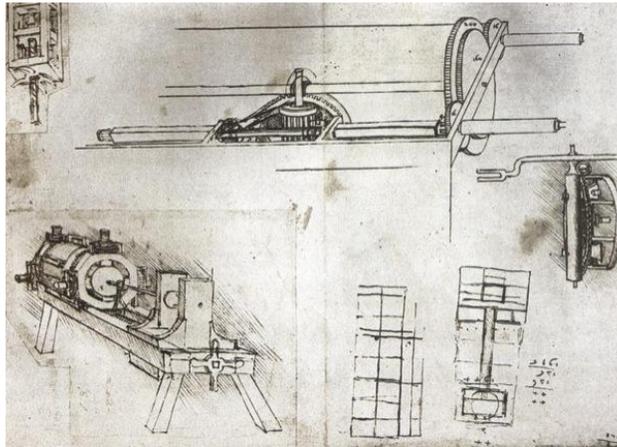


Figura 1-3 Máquina de perforación horizontal ideada por Leonardo da Vinci, durante el siglo XV.
(Dibujo extraído de Yepes, 2015)

Para mediados del siglo XIX, el aumento en la demanda de agua potable, energía y saneamiento propiciada por el crecimiento poblacional detonado en 1840, llevó a crear nuevas tecnologías el mejoramiento de redes de abastecimiento y calidad de servicios públicos en ciudades importantes de Europa. Durante este periodo se logran introducir equipos de perforación rotatoria y de empuje equipados con taladros percutores y gatos hidráulicos (Kramer, et al., 1992).

En 1850 se logran hacer perforaciones para la exploración del subsuelo (yacimientos petrolíferos) y en 1873 se patenta el primer motor de fondo para perforación de pozos verticales direccionales. En 1901 se consolida la perforación conocida como “Spindletop” que demuestra la viabilidad de usar taladros rotativos en formaciones blandas; este episodio es comúnmente conocido como el nacimiento de la industria petrolera moderna (Mitchell & Miska, 2011). Simultáneamente, entre los años 1896 y 1900, se comienza la instalación de redes de infraestructura subterránea hincando tubería con amplio margen de seguridad financiera y constructiva (Gutiérrez. 1997).

En el año de 1920 se consigue la perforación direccional controlada con estabilizadores en sartas rotatorias, motor de fondo, control de inclinación en modo rotatorio para direccionar la cabeza de perforación de manera más eficiente. Después de la segunda guerra mundial se mejoran estos métodos para la construcción de ductos de transporte de gas y petróleo pues existía la necesidad de salvar carreteras, ríos y ferrocarriles (Kramer et al., 1992).

Es en 1963 que el Ministerio de Construcción japonés adopta las primeras políticas con restricciones severas a las excavaciones de zanjas para instalación de servicios públicos. Estas políticas no permitían intervenir las estrechas calles densamente congestionadas del Japón. Quizá por esto es que crean las técnicas de micro-túnel y de *Pipe Jacking*, primeros sistemas a control remoto que necesitan únicamente de un pozo de apertura y otro de salida (Vidal, 2004).

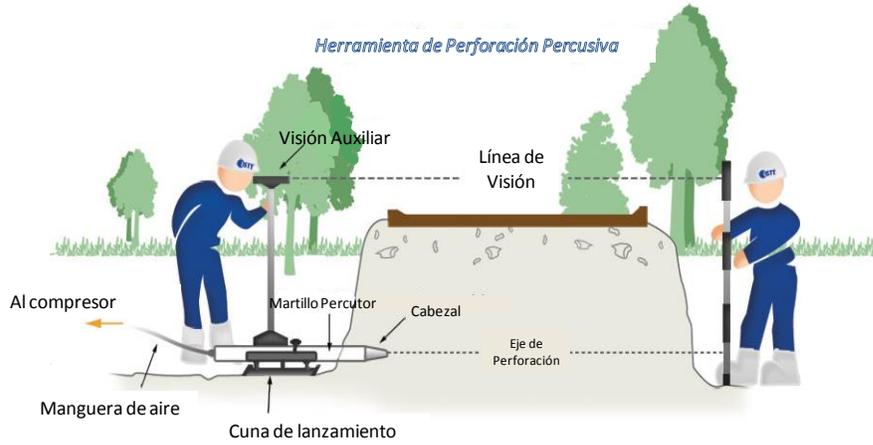
La primera instalación formal con PHD se realiza en 1971 con una tubería de acero de 180 mm de diámetro que cruzó el río Pájaro en Watsonville, California (Castro y Guadarrama, 2007). En 1985 se establece el primer instituto especializado en el desarrollo y aplicación de las tecnologías sin zanja (International Society for Trenchless Technology, ISTT), ente encargado de promover la educación, el entrenamiento, el estudio, la investigación y la práctica de los procedimientos de TSZ a nivel mundial (ISTT, 2011). En el 2000 el sistema rotatorio es un éxito y se elimina completamente la necesidad de deslizar, al controlar la inclinación y la dirección en modo rotatorio.

En los últimos años los esfuerzos científico-tecnológicos se dirigen a mejorar la perforación, el desempeño y la estabilidad de la propia perforación. Desde piezas robóticas hasta sofisticados sistemas de localización de obstáculos, la tecnología *inteligente*-digital es parte de los elementos más modernos.

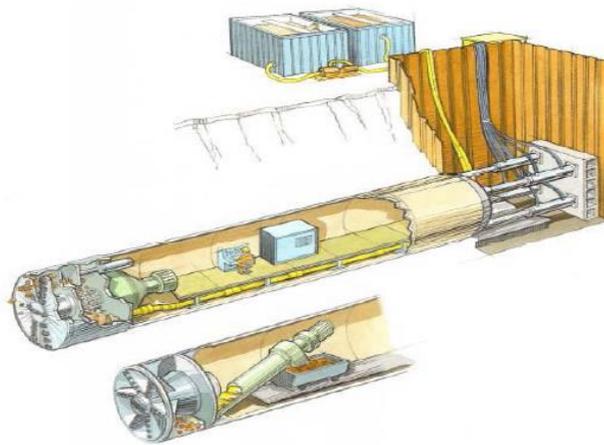
1.2. Descripción de la PHD

1.2.1. El procedimiento constructivo

Como se ha mencionado, la PHD es un procedimiento constructivo, cuya metodología fundamental se encuentra comprendida dentro de la clasificación de TSZ. Dicha clasificación sitúa a la PHD, como un procedimiento de características similares a la perforación vertical de pozos de agua e hidrocarburos, y a las metodologías de perforación de topo de percusión (*impact moling*) y perforación rotativa de microtuneleado (*microtunneling*), diferenciándose de estos dos últimos, por entrar de la superficie y salir a ella, es decir, sin mantenerse a profundidad constante (Pinzón, 2011 y Castro y Guadarrama, 2007). En la Figura 1-4 se ilustran algunos rasgos las metodologías mencionadas.



a) Perforación Percusiva



b) Perforación Rotativa



c) Perforación Horizontal Direccional

Figura 1-4, a) Perforación Percusiva (Tomada de ISTT); b) Microtuneleado (Modificada de Felicidad, 2015); c) PHD (Tomada de ISTT)

El proceso de instalación de una tubería o canalización mediante PHD comienza con un estudio previo con el objeto de elegir la mejor máquina y útiles para el caso concreto. Se incluyen además los estudios preliminares de la zona, los cuales determinan las condiciones del medio y espacio de trabajo y adicionalmente se incluyen aspectos fundamentales a considerar por la naturaleza intrínseca del proceso y el trazado de la trayectoria de perforación para la línea de conducción deseada (Yepes, 2015).

Para la parte ejecutiva del proyecto, se distinguen 3 fases para lograr completar el procedimiento (ASCE, 2014). La primera fase consiste en la perforación piloto de un pequeño diámetro a lo largo de la trayectoria de línea de conducción pre-establecida. La segunda fase consiste en incrementar el diámetro o ensanchar la sección excavada hasta las dimensiones propicias para instalación del conducto o línea de conducción. La tercera fase consiste en sincronizar el arrastre o jale de la línea de conducción a través de la perforación para su final colocación dentro de la cavidad acondicionada con la segunda etapa. Para dar una mayor comprensión de lo descrito hasta ahora, se da una revisión gráfica de las fases que componen al procedimiento PHD (Figura 1-5).

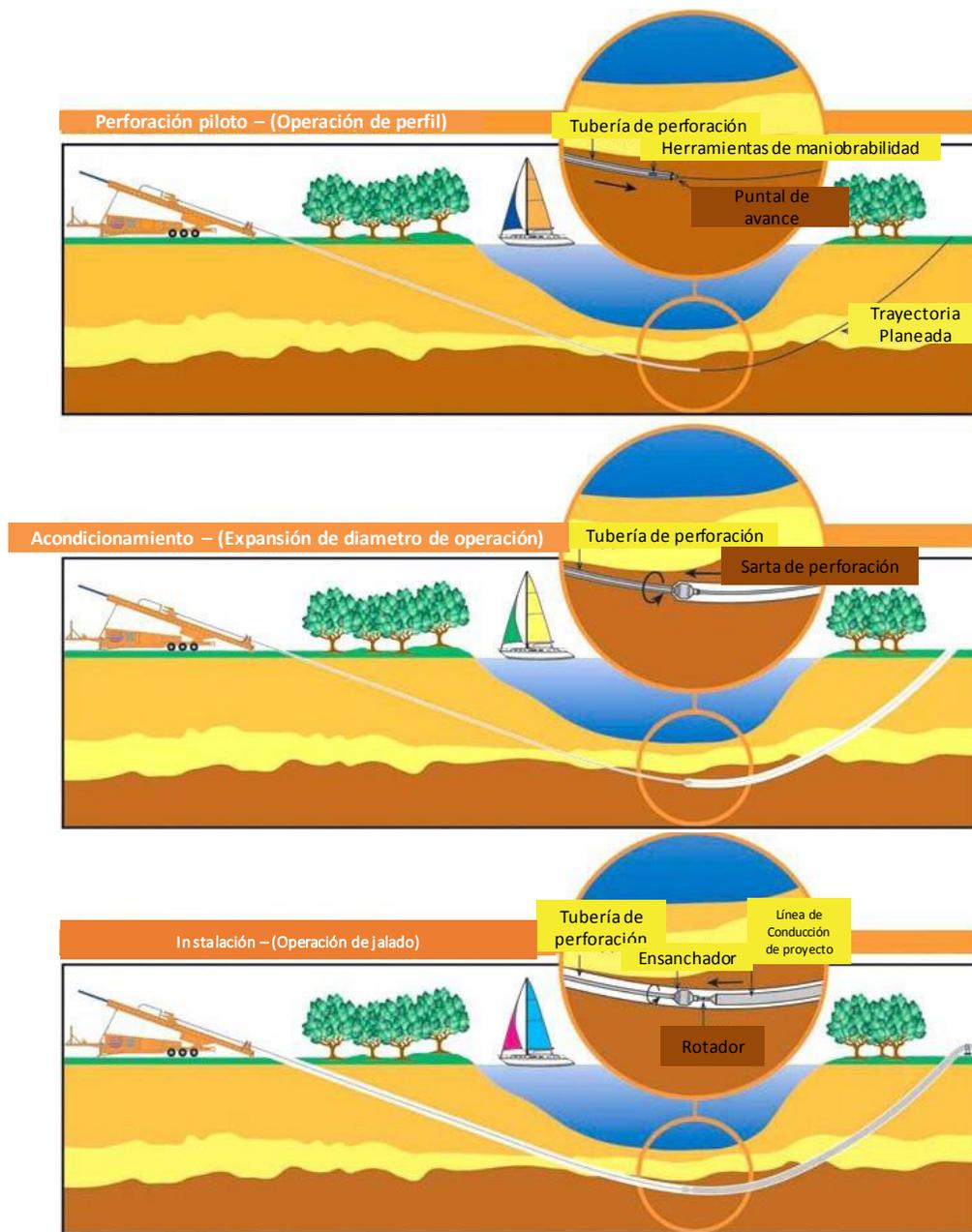


Figura 1-5 Esquemas descriptivos de las fases PHD (Modificada de Yepes, 2015)

El movimiento de perforación generalmente se realiza en un plano vertical que contiene longitudinalmente a la línea de perforación, constituida por la cabeza y la sarta de perforación (Castro y Guadarrama, 2007). Para la ejecución de esta técnica constructiva se hace necesario el empleo de equipo de construcción especializado del cual se hará mención más detalladamente en la sección posterior además de sistemas de navegación para guiar la perforación.

1.2.2. Maquinaria y complementos de equipo

La PHD se realiza utilizando principalmente una máquina perforadora (Figura 1-6) con brocas y/o taladros especializados de perforación horizontal, equipo y herramientas auxiliares.

La industria de la perforación horizontal dirigida se divide en tres grandes sectores, perforación de gran diámetro (maxi-HDD), perforación de mediano diámetro (midi-HDD) y perforación de pequeño diámetro (mini-HDD, también llamado perforación guiada) (Gierczak, 2014 y Felicidad, 2015).

De manera general, todas las máquinas perforadoras poseen tres funciones principales: rotación (torque), fuerza de empuje y fuerza de tracción. La clasificación estandarizada de estos equipos normalmente se basa en su capacidad de tracción expresada en libras-fuerza, aunque en algunas ocasiones se hace mayor énfasis en su capacidad de torque, expresada en libras-pie (Castro y Guadarrama, 2007).

Actualmente existe una gran variedad de máquinas. Mediante la siguiente clasificación, Yepes (2015), da un estimado de los rangos de parámetros de interés en los que trabajan comúnmente las máquinas perforadoras en los procedimientos PHD Tabla 1-1.

Tabla 1-1 Clasificación de máquinas por operatividad y tamaño				
Tipo	Fuerza máxima de tracción/empuje (lb)	Torque (lb-ft)	Peso (t)	Bombeo (gpm)
Mini	> 40,000	> 4,000	<10	<75
Midi	40,000 – 100,000	4,000 – 20,000	10 – 25	50 – 200
Maxi	>100,000	>20,000	25 – 60	> 200

Las máquinas PHD presentan dos características comunes, un soporte que empuja o jala la sarta o tubo de perforación y un motor que la hace girar junto con la cabeza de perforación o de ensanche. Aunque no existe una diferencia significativa en los mecanismos de funcionamiento entre estos sistemas, los diferentes rangos de aplicación a menudo requieren modificaciones en la configuración del sistema, el modo de eliminación del detritus, y los métodos de control de dirección para lograr una relación óptima costo-eficiencia. La Figura 1-6 muestra algunas de estas máquinas de acuerdo a diferentes tamaños.



Figura 1-6 Máquinas de PHD (Imagen cortesía de *Universal Horizontal Directional Drilling*)

Entonces, al estar la selección del equipo en función de la tracción necesaria para instalar la tubería en la perforación, las brocas de perforación pueden variar desde un cabezal de corte estrecho biselado para aplicaciones pequeñas y de pequeño calibre, a útiles de corte con diamantes montados sobre rodillos que se utilizan con fluidos de perforación en acometidas grandes (Yepes, 2015).

Las sartas son tuberías de perforación que son empujadas o jaladas debido a la operación de la máquina de perforación. Estas herramientas deben tener suficiente resistencia a la torsión para soportar el torque proporcionado por la máquina y ser además lo suficientemente flexibles para permitir los cambios de dirección de la perforación.

Los cabezales de sartas, herramientas y dispositivos que la acompañan durante la perforación deben ser distinguidas, por una parte, los ensanchadores de perforación (Figura 1-7), que bien deben estar designados por el tipo de terreno y dimensiones del conducto perforado.

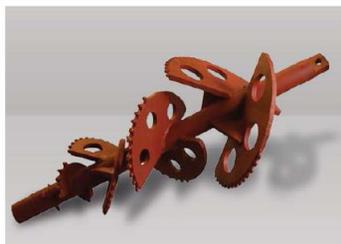
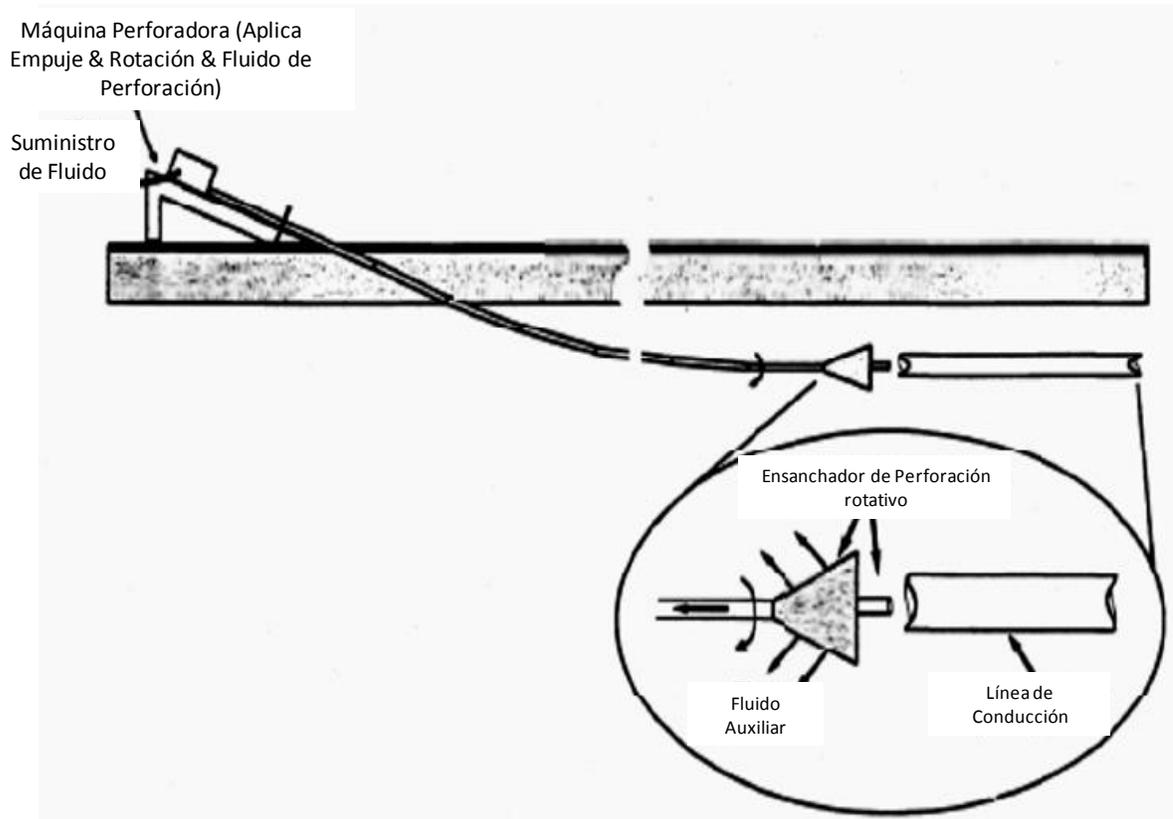


Figura 1-7 Ensanchadores de perforación

Por otro lado, cabezales de sarta pueden comprender diversas formas y mecanismos, algunos ejemplos se ilustran en la Figura 1-8.



Figura 1-8 Cabezas de perforación (Imagen de Terra Trenchless Technologies)

La capacidad de dirigir se consigue mediante la incorporación de chorros de desplazamiento y un sensor de dirección y dispositivos de dirección en el sistema. La fuerza de desvío se genera por el ángulo de inclinación de los chorros de fluido y se utiliza para elegir la trayectoria de perforación curvada.

Tanto la ubicación de la herramienta de ataque como la información necesaria para guiar a todo el sistema a lo largo de la ruta de perforación pre-establecida son proporcionadas por un sistema de navegación conocido como sistema de guía, el cual mediante el empleo de un equipo de detección adecuado (generalmente por ondas de radio) permite establecer su ubicación, posibilitando la verificación de la perforación efectuada. Este equipo de detección permite conocer en todo momento la posición y orientación del cabezal de perforación. Está compuesto por un emisor de señal y receptor situado en superficie que recoge la señal del emisor y permite su interpretación por parte del operador. El desarrollo de la tecnología PHD se ha basado fundamentalmente en las innovaciones realizadas en los sistemas de navegación y seguimiento de la perforación. (Figura 1-9).

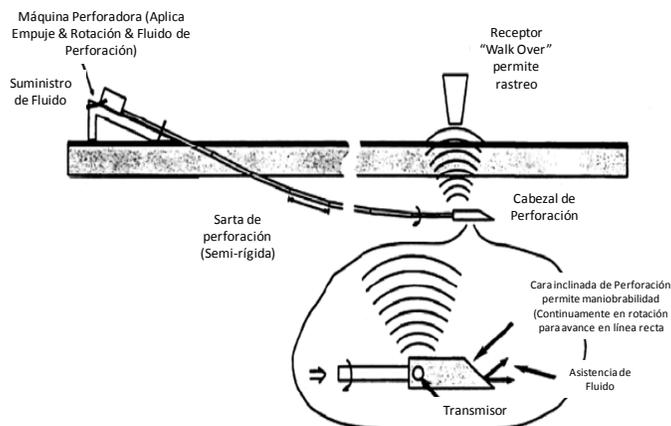


Figura 1-9 Equipo de detección (Imagen modificada Bayer, 2014)

A veces resulta complicado seguir en superficie al transmisor, como por ejemplo en un río; en estos casos se puede utilizar un cable conectado a la cabeza para el guiado, sería el sistema de cable “Wire-line”, utilizado también cuando se requiere una mayor precisión. Existe asimismo la posibilidad de anular el efecto de campos magnéticos y eléctricos cuando se atraviesan elementos que interfieren las señales. Otros sistemas, denominados “Gyro compass”, utilizan la magnetometría para la localización; estos giroscopios trabajan independientemente del campo magnético terrestre y por tanto determinan de forma precisa la dirección del eje de perforación (Yepes, 2015).

1.2.3. Metodologías de PHD

En la actualidad existen dos métodos de instalación para la técnica PHD (Yepes, 2015): i) Perforación en seco o con pequeñas cantidades de agua o lodos; ii) Perforación asistida con fluidos.

La perforación en seco por lo regular se selecciona cuando se tienen diámetros moderados para instalar y condiciones favorables de terreno.

Para el empleo de fluido es común designar el empleo de lodos, resultado de mezclas de bentonita y agua y/o ciertos polímeros. Es importante dividir las variantes en el uso de este método. Por un lado, se puede realizar una recirculación del fluido o bien realizarlo por suspensión.

El método de recirculación del fluido implica, en primer lugar, mover el suelo perforado desde el orificio, utilizando un gran volumen de fluido (lodo) de perforación para posteriormente limpiar el agujero y rellenarlo con el lodo. El método de suspensión de fluidos, utiliza solo una pequeña cantidad de fluido, pero mantiene el suelo excavado en suspensión, sin retirarlo del agujero. Teóricamente, la elección entre estas dos metodologías depende de las condiciones del suelo (ASTT, 2009).

El equipo adicional de apoyo para ejecutar estos métodos durante la PHD lo constituye el sistema de mezclado, almacenamiento y bombeo, todos ellos en íntima relación con el lodo de perforación.

Los tanques de mezclado y almacenamiento normalmente son tanques de polipropileno los cuales pueden ser de diferentes tamaños y formas. La selección de los tanques adecuados dependerá del tipo de perforación a realizar. El sistema de bombeo de los lodos de perforación requiere una bomba que trabaje a alta presión con un bajo volumen de lodos (Figura 1-10).



Figura 1-10 Tanque de mezclado y bomba de lodos

1.3. Normatividad

Desde un punto de vista tecnológico, una norma es una especificación que reglamenta procesos y productos para garantizar la operatividad. Las normas también representan seguridad; la ejecución de un proceso constructivo fuera de norma puede representar un elevado riesgo para la persona que ejecuta el proceso (contratista) durante la fase de producción, como para el usuario, en la fase de operación.

En México, lo que se refiere a la PHD y en general a las TSZ, aun no existe en nuestro país un conjunto normativo que regule su operación técnica de manera generalizada probablemente por ser esta técnica relativamente novedosa. La reglamentación que más puede acoplarse a cruces direccionales son reglamentos elaborados por diferentes entidades: la Secretaría de Energía, la Comisión Federal de Electricidad y Petróleos Mexicanos. Las siguientes Tablas 1-2 (a, b, y c), muestra a grandes rasgos la normativa vigente.

Tabla 1-2a Normas que atienden aspectos de la PHD en México

NORMA	NOMBRE	EMISOR	FECHA	TIPO	CAPITULO / SECCION DE LA NORMA
PROY-NOM-012-SECRE-2000	TRANSPORTE DE GAS LP POR DUCTOS DISEÑO, CONSTRUCCIÓN, OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO	SENER	OCTUBRE DE 2001	PROYECTO DE NORMA	<p>6.- DISEÑO</p> <p>6.5.- OBRAS ESPECIALES</p> <p>6.5.1.- PROTECCION CONTRA RIESGOS NATURALES</p> <p>6.5.1.5.- CUANDO EL CRUZAMIENTO BAJO UNA CORRIENTE FLUVIAL SE EFECTUE MEDIANTE PERFORACION HORIZONTAL DIRECCIONAL, ESTA DEBE REALIZARSE CON BASE EN LOS RESULTADOS DE MECANICA DE SUELOS COMO DE IMPACTO AMBIENTAL, ASIMISMO LA TUBERIA SE DEBERA PROTEGER CONTRA LA ABRASION AL DESPLAZARLA DENTRO DE LA PERFORACION</p>

Tabla 1-2b Normas que atienden aspectos de la PHD en México

NORMA	NOMBRE	EMISOR	FECHA	TIPO	CAPITULO / SECCION DE LA NORMA
CFE-IC	NORMAS DE DISTRIBUCION DE CONSTRUCCION LINEAS SUBTERRANEAS	CFE	-	NORMA VIGENTE	3.- CONSTRUCCION 3.3.- OBRA CIVIL 3.3.2 PERFORACION HORIZONTAL DIRIGIDA A)CONDICIONES DEL TERRENO B)FLUIDOS DE PERFORACION C)ADITIVOS PARA FLUIDOS D)PERFORACION E)AMPLIACION EN RETROCESO F)TAPON HIDRA LOCK G)RENDIMIENTOS H)DESCRIPCION I)PROCEDIMIENTO 1.-CONDICIONES DE TRABAJO 2.-CONDICIONES DEL SUELO Y SUBSUELO 3)EQUIPOS Y EJECUCION 4)CONDICIONES DE LA SUPERFICIE 5)SEGURIDAD

Tabla 1-2c Normas que atienden aspectos de la PHD en México

NORMA	NOMBRE	EMISOR	FECHA	TIPO	CAPITULO / SECCION DE LA NORMA
NFR-030-PEMEX-2006	DISEÑO CONSTRUCCION INSPECCIÓN Y MANTENIMIENTO DE DUCTOS TERRESTRES PARA TRANSPORTE Y RECOLECCION DE HIDROCARBUROS	PEMEX	FEBRERO 2007	NORMA VIGENTE	<p>8.-DESARROLLO</p> <p>8.1.-DISEÑO</p> <p>8.1.11.-REQUISITOS ADICIONALES PARA EL DISEÑO</p> <p>8.1.11.5.-CRUCES</p> <p>8.1.11.5.1.-CRUZAMIENTO CON RIOS O CUERPOS DE AGUA</p> <p>LOS CRUZAMIENTOS DE LOS DUCTOS CON RIOS O CUERPOS DE AGUA REQUIEREN UN ANALISIS Y DISEÑO PARA DISIMULAR EL RIESGO DE CONTAMINACION EN CASO DE FUGA DE HIDROCARBURO, ESTOS CRUZAMIENTOS PUEDEN REALIZARSE DE DOS FORMAS AEREOS Y SUBFLUVIALES DEBEN USARSE TUBOS LASTRADOS O ANCLAJES CON EL FIN DE GARANTIZAR LA ESTABILIDAD DEL DUCTO (VER SUBINCISO 8.1.8) EL DISEÑADOR DEBE EVALUAR LA NECESIDAD DE INSTALAR DERIVACIONES EN ESTE TIPO DE CRUCES (BY PASS)</p> <p>LOS PRINCIPALES FACTORES QUE SE DEBEN CONSIDERAR EN EL DISEÑO DE UN CRUCE BAJO EL AGUA SON</p> <ul style="list-style-type: none"> -VELOCIDAD DE CORRIENTE -TURBULENCIA -SOCAVACION Y AZOLVE -DESPLAZAMIENTO DE RIBERAS -CAMBIOS DE TEMPERATURA -CALADO DE EMBARCACIONES -CORROSION -DRAGADO -FLOTACION -ESTADISTICAS DE INCREMENTO DE NIVEL DEBIDO A VARIACIONES CLIMATOLOGICAS -HISTORIAL DEL CAUCE NATURAL <p>CUANDO SE UTILICE PERFORACION DIRECCIONAL, EL ESPESOR MINIMO DE CAPA DE TIERRA DEBE SER 6 m.</p> <p>ENTRE EL FONDO DEL LECHO DEL RIO Y EL LOMO DE LA TUBERIA CONDUCTORA, EL ESFUERZO ELASTICO GENERADO POR EL RADIO DE CURVATURA NO DEBE EXCEDER EL 54% DEL SYMS, ASIMISMO LA TUBERIA DEBE TENER DOBLE CAPA DE PROTECCION ANTICORROSIVA ESPECIFICA PARA ESTE SERVICIO Y CONDICIONES DE EXPOSICION CONFORME A 8.1.10</p>

CAPITULO II. Estudios preliminares de la PHD

Un proyecto exitoso de Perforación Horizontal Direccional requiere que la información, tanto del subsuelo como del entorno antrópico, sea incorporada en el diseño. Los métodos de instalación de TSZ requieren que el proyectista provea al contratista con información suficiente para controlar las operaciones de perforación y, razonablemente, anticipar los obstáculos que pudieran ser encontrados.

A continuación, se describe la mínima información del entorno y del subsuelo que se necesita para controlar la instalación – ejecución de la PHD.

2.1. Investigación en superficie

Una vez que la PHD es seleccionada como proceso constructivo o técnica de instalación, un estudio del medio superficial es comúnmente el primer acercamiento. El diseñador debe investigar el sitio para delimitar las fronteras del espacio de trabajo: los sitios de localización, el área de armado, la zona de almacenamiento de tubería, la extensión potencial de impacto de los trabajos, así como la geo-referencia de los cuerpos u objetos considerados obstáculos (artificiales o naturales).

2.1.1. Espacios de trabajo

El proceso PHD contempla a menudo 2 áreas o frentes principales de construcción: la entrada antes del cruzamiento y a la salida después del cruzamiento.

Por lo regular se requiere equipo pesado en cada lado del cruzamiento. El lado de entrada o acceso es donde el equipo de perforación es colocado y ensamblado. Esta área se elige con base, generalmente, en la elección del lado con mayor facilidad geométrica de perforación (espacio) y estabilidad en el terreno (ASCE, 2007).

En lo que respecta a la maquinaria y equipo del área de acceso, ésta se considera de tipo modular, es decir, puede ser puesta en variedad de configuraciones. De acuerdo al manual técnico publicado por la *American Society of Civil Engineers* (2014) para la instalación de tuberías, el área mínima requerida para un sistema de PHD de gran tamaño, por ejemplo, proviene de una configuración geométrica virtual en forma rectangular de 100 pies (30.48m) de ancho por 150 pies (45.72 m) de largo, correspondiendo el perímetro del rectángulo a las fronteras del área de trabajo. Para la correcta ejecución de la metodología de la PHD, esta área debe estar limpia, nivelada y compactada (Figura 2-1).

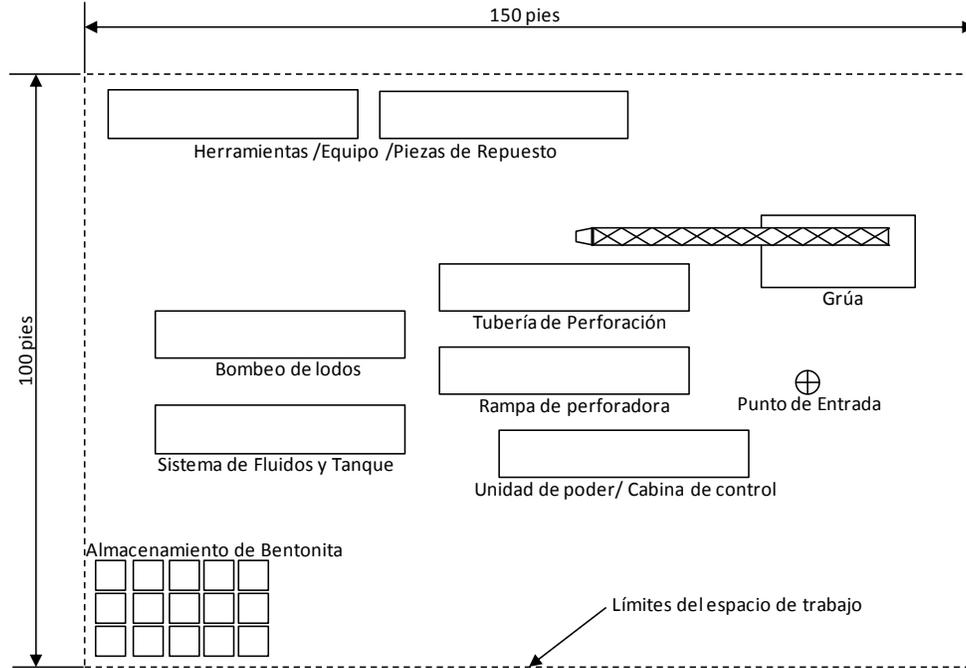


Figura 2-1 Área típica de perforación o entrada (Tomada de ASCE, 2014)

El área de salida es donde la línea de conducción es fabricada, instalada y/o ensamblada. Idealmente debe existir espacio en la línea que sigue la perforación para colocar tuberías o conductos de una sola pieza y/o con ensambladores. Los retrasos asociados con la conexión de segmentos de tubería durante el arrastre incrementarán los riesgos de instalación de la PHD. Para la zona de ensamblaje de tubería, el manual ASCE (2014) proporciona algunas medidas igualmente en una zona geométrica rectangular, con además un área adicional rectangular para el habilitado y preparado de tuberías estándar antes de su introducción, cuyo ancho mínimo, recomienda de 50 pies (15.24m).

De ser posible, es recomendable considerar espacio adicional de trabajo en las inmediaciones del punto de salida al igual que en el punto de entrada para facilitar las labores de operación de equipo, especialmente en proyectos grandes y con altos grados de dificultad en el cruzamiento. La distribución de un área típica de salida se muestra en la Figura 2-2.

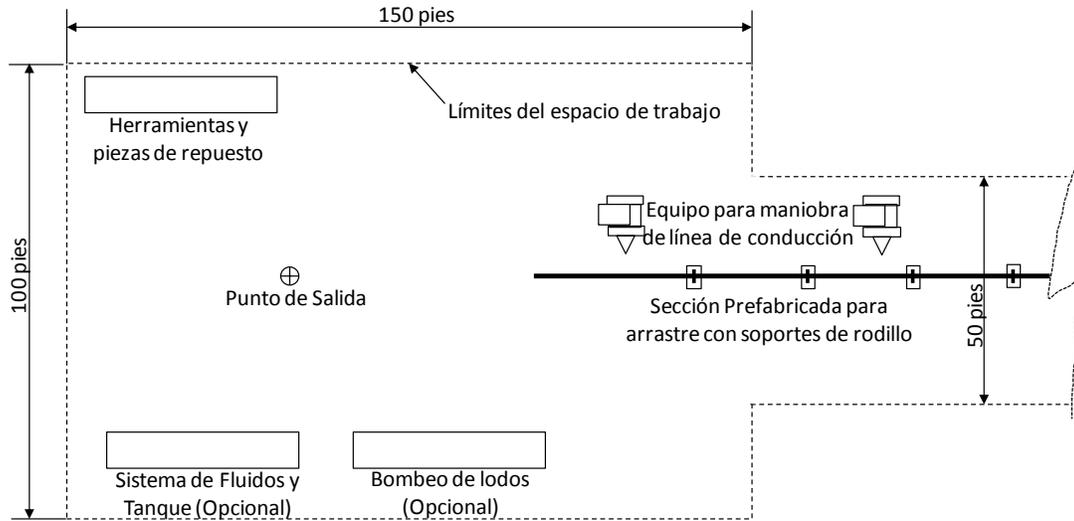


Figura 2-2 Área típica de línea de conducción o salida (ASCE, 2014)

2.1.2. Delimitación de Información útil del entorno

La información que debe ser reunida del entorno superficial debe incluir, como mínimo, lo siguiente (ejemplo, Figura 2-3):

- Datos de niveles existentes referidos a bancos públicos.
- Objetos/cuerpos superficiales artificiales.
- Lechos de roca o conjuntos rocosos.
- Localización de sondeos con muestreo.
- Caminos o cuerpos de agua.
- Bordes laterales semisecos.
- Alcantarillas.
- Señalizaciones de elementos no visibles de actividad humana.
- Estructuras como edificios, torres o puentes adyacentes a la trayectoria de perforación.

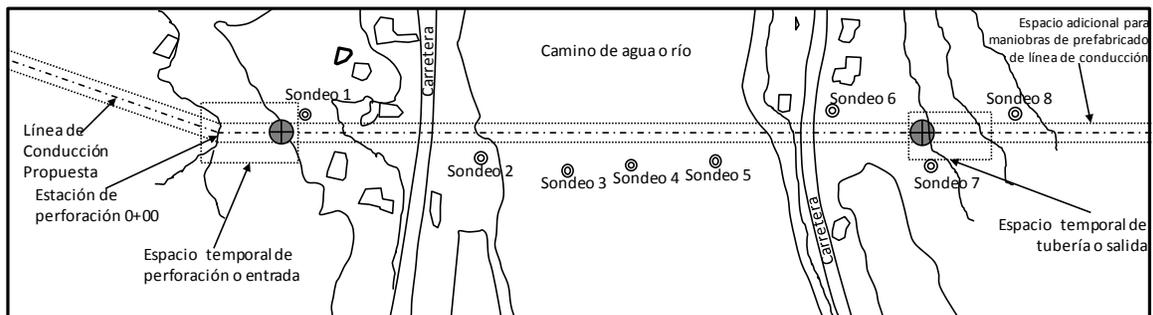


Figura 2-3 Ejemplo de proyecto PHD (extraída y modificada de Manual ASCE, 2014)

Los contornos topográficos detallados son útiles, pero no indispensables, debido a que las actividades PHD del entorno superficial están limitadas a las áreas de entrada y salida. Es importante hacer notar que los cruces PHD diseñados con diferencias de elevación entre la entrada y la salida presentan retos muy particulares. Durante este estudio es común realizar fotografías aéreas, las cuales facilitan en buena medida la localización de elementos y obstáculos de la vista en planta del proyecto de perforación (ASCE, 2014).

Los cruces con elementos de agua pueden también requerir estudios hidrográficos. Estos estudios deben incluir niveles de marea y bordes del cuerpo de agua en estudio. Las trayectorias cuando existen cuerpos de agua pasan en su mayoría por debajo del cuerpo de agua, teniendo pocas afectaciones con variaciones mínimas de elevación en el diseño.

Al igual que en los estudios de superficie del proyecto, la primera fase de este estudio consiste básicamente en encontrar y distinguir los elementos a lo largo de la línea de conducción. Una manera efectiva de lograrlo es recurrir a bases de datos o información que proporcionen la “radiografía” completa de los elementos detectados o construidos, y de ser posible recopilar todo antecedente que proporcione datos de elementos existentes y condiciones previas del medio (ASCE, 2002).

Algunos métodos para confirmar características y la ubicación de infraestructura subterránea u otros elementos incluyen:

- Localizadores de tuberías y otros conductos metálicos
- Radars de penetración de terreno
- Sondeos
- Perforaciones, pozos y excavaciones manuales

Una vez obtenida información, es pertinente condensarla en documentos de fácil comprensión al contratista encargado de realizar la instalación.

2.2. Estudios del subsuelo

Una vez obtenida la información en superficie se deben establecer las actividades en campo y en laboratorio que permitan conocer las propiedades del medio suelo. Todos aquellos aspectos de interés como la existencia de elementos subterráneos, estructuras de cimentación adyacentes u otras obstrucciones artificiales, así como las características geotécnicas del material y condiciones peligrosas del sitio a lo largo de la línea de conducción diseñada, deben ser completamente investigados para concretar los estudios preliminares (ASCE, 2002).

En el laboratorio de Mecánica de Suelos es donde el proyectista ha de obtener los datos definitivos para su trabajo; primero con las pruebas de clasificación ubicará en forma correcta la naturaleza del problema y podrá decidir, como segunda fase del trabajo, las pruebas más adecuadas para definir la deformabilidad y resistencia a los esfuerzos de los estratos de suelo a los que se enfrentará. El diseñador, debe también atender los requerimientos normativos de investigación. La diligencia con que se respeten estos análisis, determinara en gran medida el conocimiento oportuno de conflictos potenciales que dificultan las metodologías de instalación (Juárez&Rico, 1977).

Primero debe establecerse la complejidad de la PHD, es decir, la estratificación de los materiales en el trazo de conducción. Las características y la combinación de los materiales eventualmente pudieran afectar la construcción e incluso imposibilitarla.

Cabe señalar que un estudio geotécnico puede ser suficiente para instalaciones simples, sin embargo, una revisión general en otros campos con enfoque de ciencias de la tierra brinda mayor riqueza de información y permiten anticipar condiciones de sitio y espacios de influencia. Las condiciones del sitio, también pueden ser conocidas como condiciones pasivas. De acuerdo con Castro y Guadarrama (2007) estas son:

- Las condiciones geológicas.
- La topografía y la batimetría.
- Los aspectos geotécnicos.

2.2.1. Sondeos de exploración y muestreo en suelos

Para cubrir programas preliminares de exploración y muestreo, es común emplear sondeos que deben estar fuera de la línea de conducción para evitar filtraciones de agua o comportamientos inesperados. La elección del sitio es un problema complejo y se fundamenta principalmente en la experiencia del ingeniero ya que difícilmente se encuentran recomendaciones en normas fijas.

El número, tipo y profundidad de los sondeos que deban ejecutarse en un programa de exploración dependerá del tipo de subsuelo y de la importancia de la obra. Comúnmente se distinguen 3 tipos de metodologías de exploración y muestreo. A continuación, se describen de manera general.

Métodos de exploración de carácter preliminar

Pozos a cielo abierto con muestreo alterado o inalterado

Es el método más satisfactorio para conocer las condiciones del subsuelo, ya que consiste en excavar un pozo de dimensiones suficientes para que un técnico pueda directamente bajar y examinar los diferentes estratos de suelo en su estado natural, así como darse cuenta de las condiciones precisas referentes al agua contenida en el suelo. Desgraciadamente este tipo de excavación no puede llevarse a grandes profundidades a causa, de la dificultad de controlar el flujo de agua bajo el nivel freático y naturalmente el tipo de suelo de los diferentes estratos atravesados con que se esté trabajando. La excavación se encarece mucho cuando son necesarios ademes y haya excesivos traspaleos a causa de la profundidad (Juárez&Rico, 1977) (Figura 2-4).



Figura 2-4 Pozos a cielo abierto

Deben cuidarse especialmente los criterios para distinguir la naturaleza del suelo “in situ” y la misma, modificada por la excavación realizada. Si se requiere ademe en el pozo puede usarse madera o acero. En estos pozos pueden tomarse muestras alteradas e inalteradas (Figura 2-5) de los diferentes estratos que se hayan encontrado.

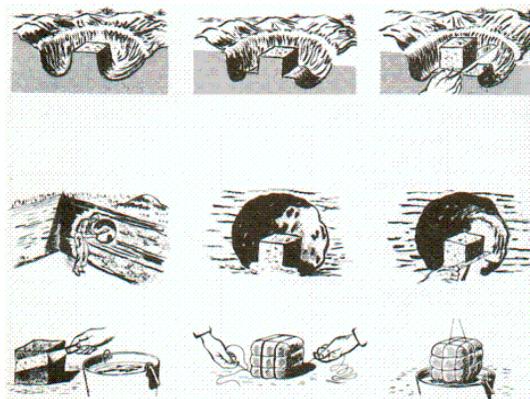


Figura 2-5 Toma de muestras inalteradas

Perforaciones con posteadora, barrenos helicoidales o métodos similares

En estos sondeos exploratorios la muestra de suelo obtenida es completamente alterada, pero suele ser representativa del suelo en lo referente a contenido de agua, por lo menos en suelos muy plásticos (Cambefort, 1962) (Figura 2-6).

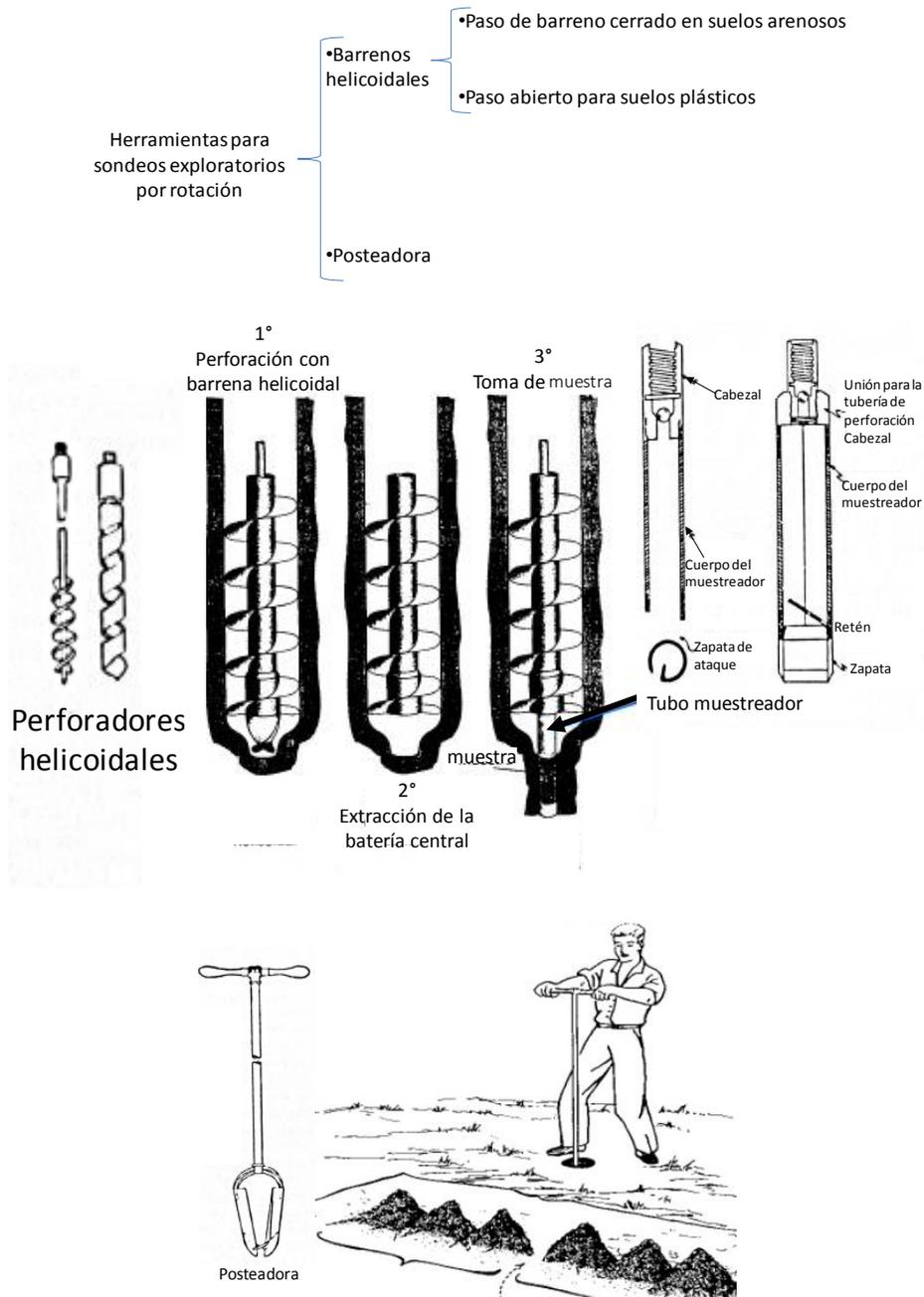


Figura 2-6 Descripción gráfica de sondeos por rotación

Las herramientas se conectan al extremo de una tubería de perforación, formada por secciones de igual longitud, que se van añadiendo según aumenta la profundidad del sondeo. Frecuentemente es necesario ademar el pozo de sondeo con una tubería de hierro. Un inconveniente serio de la perforación con barrenos se tiene cuando la secuencia estratigráfica del suelo es tal que a un estrato firme sigue un blando. En estos casos es muy frecuente que se pierda la frontera entre ambos o aun la misma presencia del blando.

Método de lavado

Este método constituye un procedimiento económico y rápido para conocer aproximadamente la estratigrafía del subsuelo, con errores de hasta 1m, al marcar fronteras entre los diferentes estratos. Puede ser usado como método de avance en otros sondeos.

El equipo necesario para realizar la perforación incluye un trípode con polea o martinete suspendido de 80 a 150 kg de peso cuya función es hincar a golpes el ademe. Dentro de este último va una tubería para la inyección de agua.

La operación consiste en inyectar agua en la perforación una vez hincado el ademe, la cual forma una suspensión con el suelo en el fondo del pozo y sale al exterior a través del espacio comprendido entre el ademe y la tubería de inyección; una vez fuera es recogida en un recipiente en el cual se puede analizar el sedimento. Para el muestreo se requiere de una cuchara colocada al extremo de la tubería en lugar del trépano; mientras las características del suelo no cambien será suficiente obtener una muestra cada 1.5 m aproximadamente, pero al notar cambio en el agua eyectada se deberá realizar un muestreo nuevamente. Los dispositivos para este sondeo se clasifican de acuerdo la Figura 2-7, además de mostrarse el equipo empleado para esta prueba.

Dispositivos para el sondeo por lavado

- Conjunto
- Barrenos

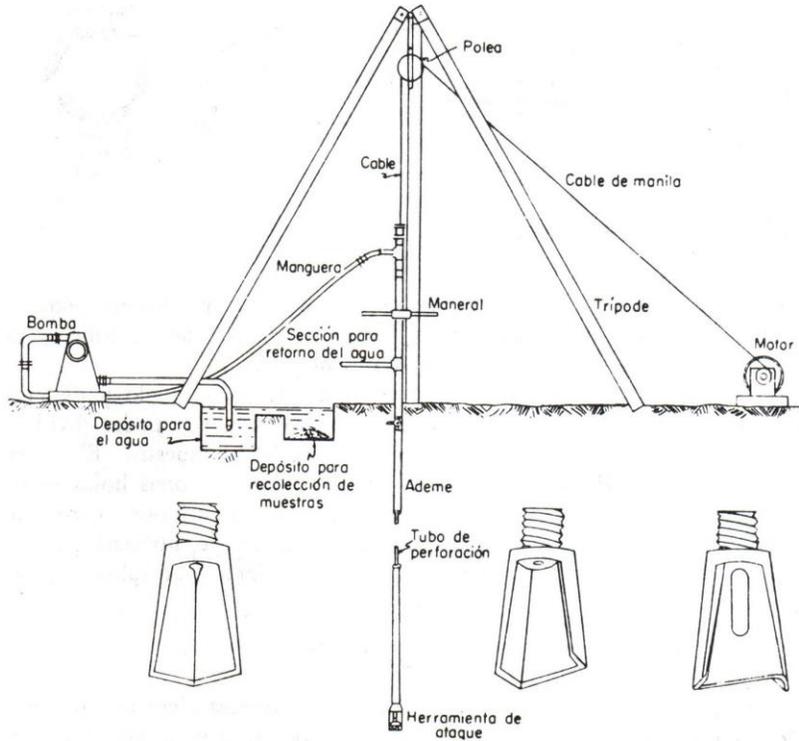


Figura 2-7 Equipo y dispositivos del Método de lavado

Método de Penetración Estándar

Este método es, entre todos los exploratorios preliminares, quizá el que rinde mejores resultados en la práctica y proporciona información más útil en torno al subsuelo y no solo en lo referente a descripción; probablemente es el más ampliamente usado para esos fines en México. Además, el método lleva implícito un muestreo, que proporciona muestras alteradas representativas del suelo en estudio. En la siguiente Figura 2-8 se muestra el esquema representativo de este sondeo.

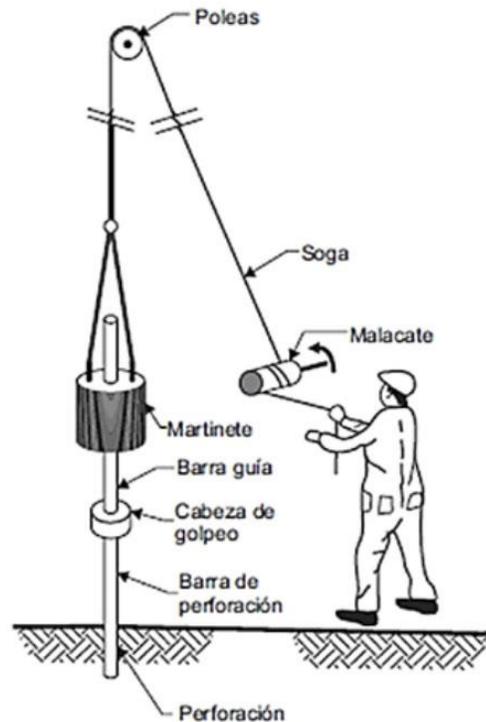


Figura 2-8 Prueba de Penetración Estándar tipo dinámica

El equipo necesario para aplicar el procedimiento consta de un muestreador espacial (muestreador o penetrómetro estándar) de dimensiones establecidas (Figura 2-9). El penetrómetro se enrosca al extremo de la tubería de perforación y la prueba consiste en hacerlo penetrar a golpes dados por un martinete de 63.5 kg (140 lb) que cae desde 76 cm (30 pulgadas), contando el número de golpes necesario para lograr una penetración de 30 cm (1 pie). El martinete hueco y guiado por la misma tubería de perforación, es elevado por un cable que pasa por la polea del trípode y dejando caer desde la altura requerida contra un ensanchamiento de la misma tubería de perforación hecho el efecto. En cada avance de 60 cm debe retirarse el penetrómetro, removiendo al suelo de su interior, el cual constituye la muestra (Juárez&Rico, 1977).

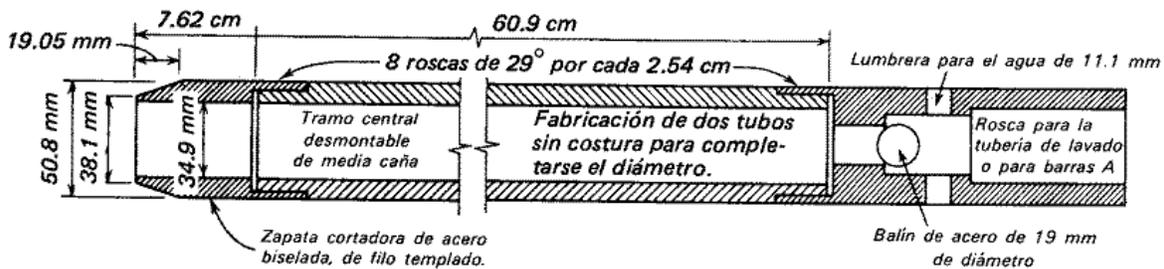
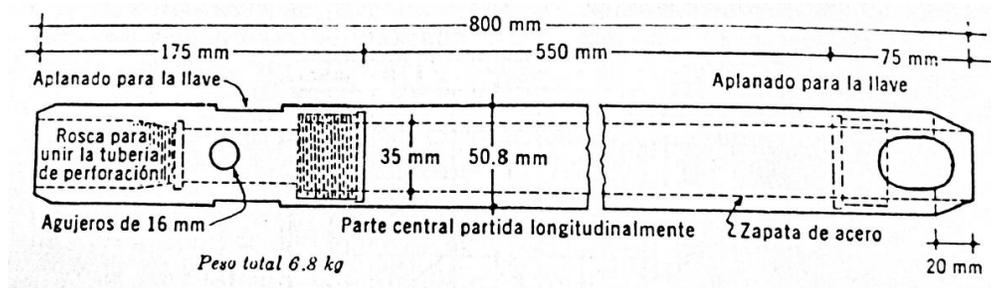


Figura 2-9 Penetrómetros Estándar

La utilidad e importancia mayores de la prueba de penetración estándar, radican en las correlaciones realizadas en el campo y en el laboratorio en diversos suelos, sobre todo arenas, que permiten relacionar aproximadamente la compacidad, el ángulo de fricción interna, ϕ , en arenas y el valor de la resistencia a la compresión simple, q_u , en arcillas, con el número de golpes necesarios en el suelo para que el penetrómetro estándar logre entrar los 30 cm especificados.

Método de Perforación Cónica

Estos métodos consisten en hacer penetrar una punta cónica en el suelo y medir la resistencia que el suelo ofrece. Actualmente se identifican diversos tipos de conos (Figura 2-10).

- Penetrómetros cónicos
- Tipo danés
 - Tipo holandés
 - Tipo para ensaye dinámico
 - Tipo de inyección

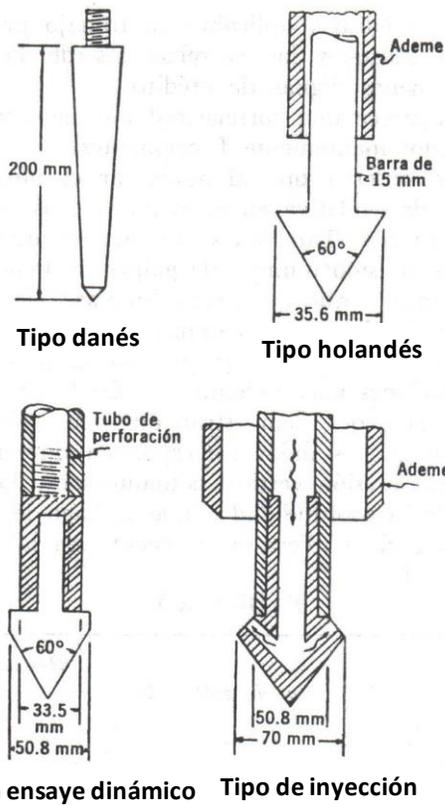


Figura 2-10 Penetrómetros Cónicos

Dependiendo del procedimiento para hincar los conos en el terreno, estos métodos se dividen en estáticos y dinámicos (Figura 2-11). En los primeros la herramienta se hince a presión medida en la superficie con un gato apropiado; en los segundos el hincado se logra a golpes dados con un peso que cae (Cambefort, 1962).

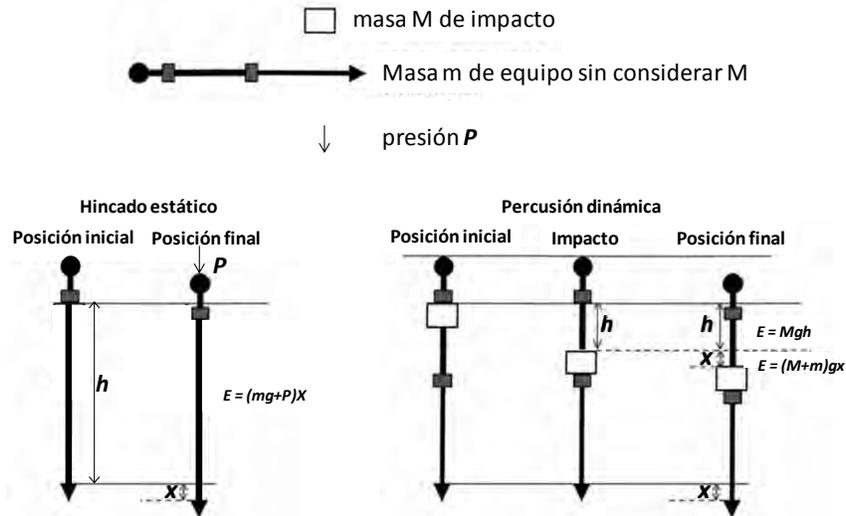


Figura 2-11 Esquema de mecanismos de perforación Cónica

En la prueba dinámica puede usarse un penetrómetro del tipo dinámico o atornillado al extremo de la tubería de perforación, que se golpea en su parte superior de un modo análogo al descrito para la prueba de penetración estándar (Figura 3-). El peso estándar es de 63.5 kg con 76 cm de altura de caída, o sea la misma energía para la penetración usada en la prueba estándar. También se cuentan los golpes para 30 cm de penetración de la herramienta. La velocidad de penetración suele ser constante y del orden de 1 cm/seg (Juárez&Rico, 1977).

Desgraciadamente para este tipo de prueba no existen las correlaciones mencionadas en el caso de la prueba estándar, por lo cual los resultados son de muy dudosa interpretación. Sin embargo, la prueba se ha usado frecuentemente por dos razones básicas: su economía y su rapidez. Tampoco se obtiene muestra de suelo con este procedimiento, siendo una limitación importante.

Las observaciones que hasta ahora se han realizado parecen indicar que, en arenas, la prueba dinámica de cono da toscamente un número de golpes del orden del doble en prueba estándar, desde luego, si la energía aplicada al cono es la correspondiente a la prueba estándar. En arcillas esta prueba no es confiable, al no existir correlaciones dignas.

Se podría decir que estas pruebas son útiles únicamente en zonas cuya estratigrafía sea ya ampliamente conocida a priori y cuando se desee simplemente obtener información de sus características en un lugar específico ya que son pruebas de muy problemática interpretación en lugares no explorados a fondo previamente.

Perforaciones con boleos y gravas

Consiste en perforaciones con herramental más pesado, del tipo barretones con taladros de acero duro, que se suspenden y dejan caer sobre el estrato en cuestión; manejándolos con cables. En

ocasiones se ha recurrido, inclusive al uso localizado de explosivos para romper la resistencia de un obstáculo que aparezca en el sondeo.

Métodos de sondeo definitivo

Se incluyen aquí los métodos de muestreo que tienen por objeto rendir muestras inalteradas en suelos, apropiadas para pruebas de compresibilidad y resistencia y muestreo de roca. Cuando la clasificación del suelo permita pensar en la posibilidad de la existencia de problemas referentes a asentamientos o a la falta de la adecuada resistencia al esfuerzo cortante en los suelos, se hará necesario recurrir a los métodos que ahora se exponen (Juárez&Rico, 1977).

Pozos a cielo abierto con muestreo inalterado

Este método es básicamente el mismo que el mencionado previamente. Sin embargo, cuando es factible debe considerarse el mejor de todos los métodos de exploración a disposición del ingeniero para obtener muestras inalteradas y datos adicionales que permitan un mejor proyecto y construcción de la obra.

Métodos con tubo de pared delgada

Se debe a M. J. Hvorslev un estudio exhaustivo que condujo a procedimientos de muestreo con tubos de pared delgada que, por lo menos en suelos cohesivos, se usan en forma única.

El procedimiento consiste en obtener una muestra con grado de alteración mínima por medio de hincar un tubo ejerciendo presión continua y nunca a golpes ni con algún otro método dinámico. El grado de alteración depende esencialmente de la llamada relación de áreas (Ar) (Hvorslev, 1949). Algunos muestreadores se clasifican en la Figura 2-12.

$$Ar(\%) = \frac{D_e^2 - D_i^2}{D_e^2}$$

Donde

Ar (%): Relación de áreas en porcentaje

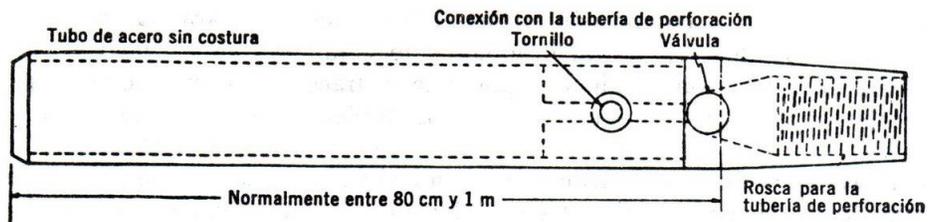
D_e : Diámetro exterior del tubo

D_i : Diámetro interior del tubo

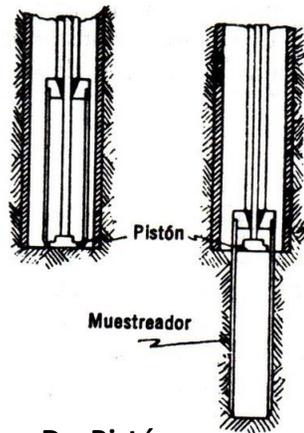
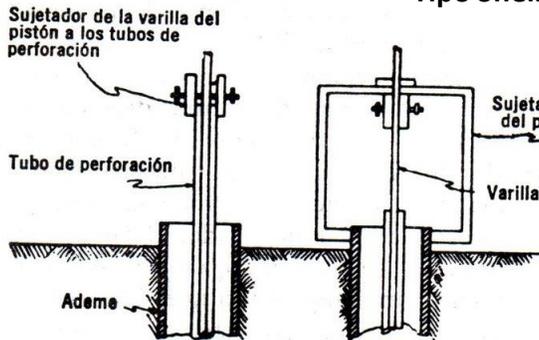
Esta expresión equivale a la relación entre el área de la corona sólida del tubo y el área exterior del mismo. Debe ser menor a 10 en muestreadores de 5 cm (2") de diámetro interior.

Tipos de muestreadores de tubo de pared delgada

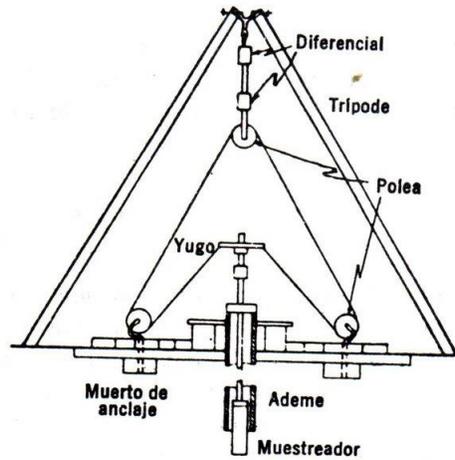
- Tipo shelby
- De pistón



Tipo Shelby



De Pistón



Dispositivo de hincado por presión de un diferencial

Figura 2-12 Muestreadores de tubo de pared delgada

En ocasiones y en suelos muy blandos y con alto contenido de agua, los muestreadores de pared delgada no logran extraer la muestra, saliendo sin ella a la superficie. En arenas especialmente situadas bajo el nivel freático, se tiene la misma dificultad conduciendo a procedimientos aún más especiales y costosos para darle al material una cohesión que le permita conservar su estructura y adherirse al muestreador.

Métodos rotatorios para roca

Se emplea cuando se alcanza una capa de roca más o menos firme o se llega a un bloque de esta naturaleza. En su empleo se utilizan máquinas perforadoras de rotación, con broca de diamantes o del tipo cáliz.

En las primeras, en el extremo de la tubería de perforación va colocado un muestreador especial, llamado de “corazón”, en cuyo extremo inferior se acopla una broca de acero duro con incrustaciones de diamante industrial, que facilitan la perforación. En las segundas, los muestreadores son de acero duro y la penetración se facilita por medio de municiones de acero que se echan a través de la tubería hueca hasta la perforación y que actúan como abrasivo. A grandes rasgos el equipo y maquinaria empleados para este sondeo se muestra a continuación en la Figura 2-13.

- Equipo para muestreo en roca
- Máquina perforadora
 - Muestreador para broca de diamante
 - Muestreador tipo cáliz
 - Algunos tipos de brocas

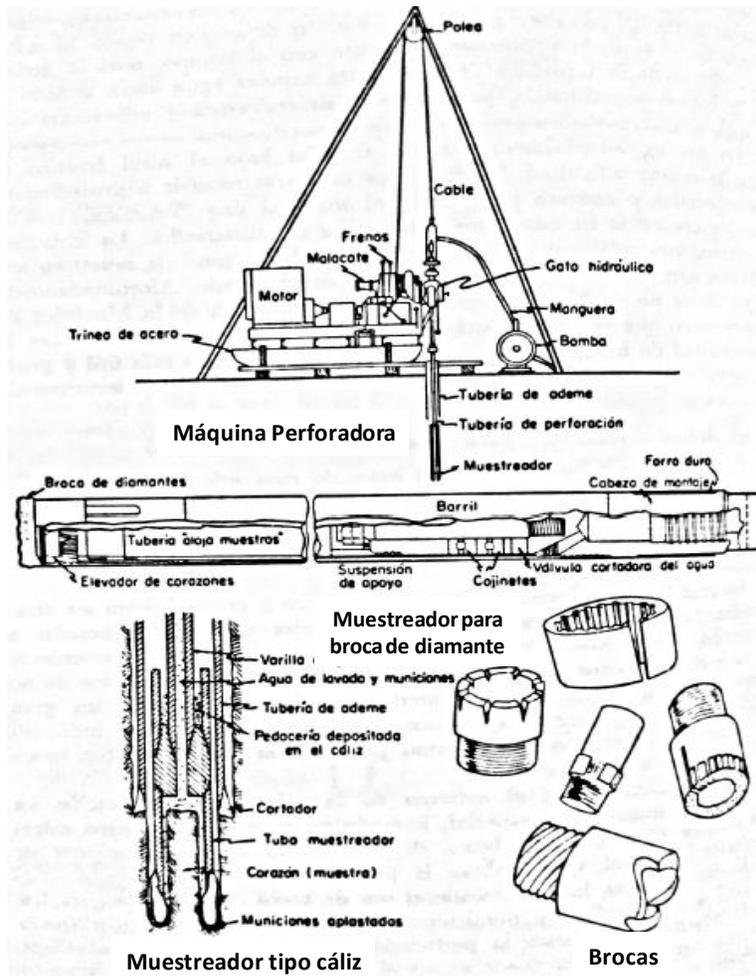


Figura 2-13 Equipo para muestreo en roca

El éxito de una maniobra rotatoria de perforación depende del balance de tres factores principales: velocidad de rotación, presión de agua y presión sobre la broca. Las velocidades de rotación son variables, de acuerdo con el tipo de roca a atacar. En todos los casos, a causa del calor desarrollado por las grandes fricciones producidas por la operación de muestreo, se hace indispensable inyectar agua fría. También se hace necesario ejercer presión vertical sobre la broca, a fin de facilitar su penetración.

El equipo de perforación rotatorio trabaja usualmente en cuatro diámetros mostrados en la Tabla 3-1 siguiente.

Tabla 3-1 Diámetros de equipo de perforación						
	D _e de ademe		D _e de broca		D _i de broca	
Ex	46 mm	1 13/16 "	37.5 mm	1 15/32 "	20.5 mm	27/32 "
Ax	57 mm	2 1/4 "	47.5 mm	1 7/8 "	20.5 mm	13/16 "
Bx	73 mm	2 7/8 "	51.5 mm	2 11/32 "	42 mm	1 21/32 "
Nx	89 mm	3 1/2 "	75.5 mm	2 61/64 "	55 mm	2 5/32 "

El avance de la perforadora puede ser de tipo mecánico o hidráulico, la velocidad del primero se mantiene uniforme y la del segundo, varía gracias a la máquina. Para esta prueba se manejan velocidades de rotación dentro del rango que va de 40 a 1000 rpm.

Métodos Geofísicos

Se emplean para determinar las variaciones en las características físicas de los diferentes estratos del subsuelo o los contornos de roca basal que subyace a depósitos sedimentarios. Los métodos son rápidos y expeditos y permiten tratar grandes áreas, pero no proporcionan suficiente información para fundar criterios definitivos de proyecto (Juárez&Rico, 1977; Calvo et al., 2013).

Método Sísmico

Este método se funda en la diferente velocidad de propagación de las ondas vibratorias de tipo sísmico a través de diferentes medios materiales.

Esencialmente el método consiste en provocar una explosión en un punto determinado del área a explorar usando una pequeña carga de explosivo, usualmente nitroamonio. Por la zona a explorar se sitúan registradores de ondas (geófonos), separados entre sí de 15 a 30 m. La función de los geófonos es captar la vibración, que se transmite amplificada a un oscilógrafo central que marca varias líneas, una para cada geófono. Suponiendo una masa de suelo homogénea que yaza sobre la roca basal, unas ondas llegan a los geófonos viajando a través del suelo a una velocidad v_1 ; otras ondas llegan después de cruzar oblicuamente dicho suelo. Hay un ángulo crítico de incidencia respecto a la frontera con la roca basal que hace que las ondas ni se reflejen ni se refracten hacia dentro de la roca, sino que hace viajar paralelamente a dicha frontera, dentro de la roca, con una velocidad v_2 , hasta ser recogidas por lo geófonos, después de sufrir nuevas refracciones, para transmitir las al oscilógrafo. El tiempo de recorrido de una onda refractada está determinado por su ángulo crítico, que depende de la naturaleza del suelo y de la roca (Sowers, 1972). La Figura 2-14 ilustra este sondeo.

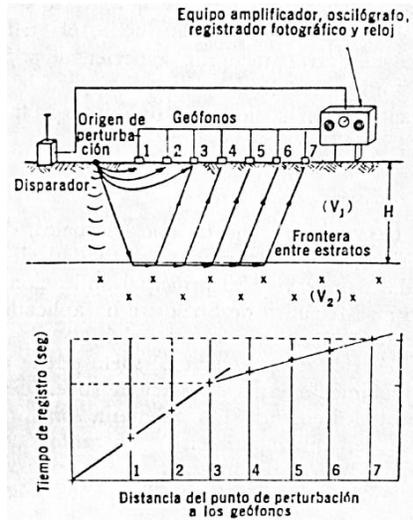


Figura 2-14 Método Sísmico

Método de resistividad eléctrica

El método se basa en el hecho de que los suelos, dependiendo de su naturaleza, presentan una mayor o menor resistividad eléctrica cuando una corriente es inducida a través de ellos. Su principal aplicación es determinar la presencia de estratos de roca en el subsuelo (Figura 2-15).

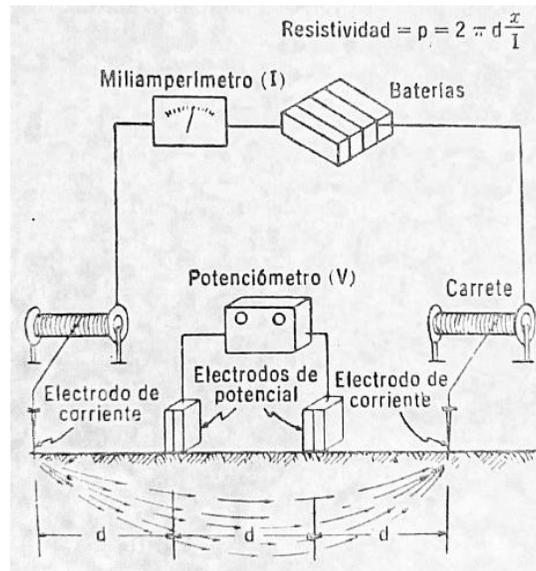


Figura 2-15 Método de resistividad eléctrica

La resistividad de una zona de suelo puede medirse colocando cuatro electrodos igualmente espaciados en la superficie y alineados; los dos exteriores conectados en serie a una batería son los electrodos de corriente (medida por un miliamperímetro), en tanto que los interiores se denominan de potencial y están conectados a un potenciómetro que mide la diferencia de potencial de corriente circulante. Las mayores resistividades corresponden a rocas duras, siguiendo rocas suaves, gravas compactas, etc., y teniendo los menores valores en suelos suaves saturados.

Métodos magnéticos y gravimétricos

El trabajo de campo correspondiente a estos métodos de exploración es similar, distinguiéndose en el aparato usado. En el método magnético se usa un magnetómetro, que mide la componente vertical del campo magnético terrestre en la zona considerada, en varias estaciones próximas entre sí. En los métodos gravimétricos se mide la aceleración del campo gravitacional en diversos puntos de la zona a explorar (Pérez, 2017). En general estos métodos (Figura 2-16) no son empleados en proyectos de construcción, debido a lo errático de su información y a la difícil interpretación de sus resultados.

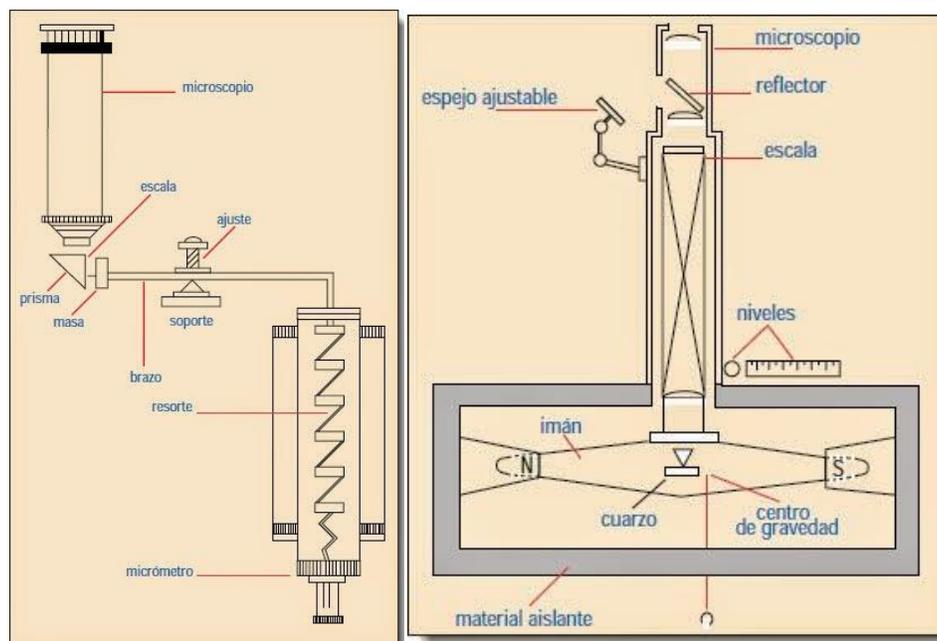


Figura 2-16 Componentes de medidores magnéticos y gravimétricos

2.3. Resultados de laboratorio y consideraciones de sitio

Antes de continuar es fundamental considerar que la perforación direccional puede ser empleada en una amplia variedad de circunstancias, sin embargo, no es el método óptimo en todas las condiciones. La formación subterránea de mayor dificultad para cualquier método empleado en la construcción de cruces son los suelos sueltos (por ejemplo, las gravas y boleos), debido a la carencia de cohesión entre sus partículas componentes, lo cual dificulta los procesos de perforación y limita enormemente el uso de lodos (Castro y Guadarrama, 2007).

Respecto a los parámetros del material, para poder establecer sus características de comportamiento, podemos considerar 3 grandes rubros, los cuales se describen en los siguientes subtemas:

2.3.1. Propiedades índice mecánicas a partir del análisis con el sistema de clasificación de suelos SUCS y pruebas de esfuerzo en laboratorio

Dada la complejidad y prácticamente la infinita variedad con que los suelos se presentan en la naturaleza, cualquier intento de sistematización científica, debe ir precedido por otro de clasificación completa (Juárez, 1977).

Es evidente que un sistema de clasificación debe estar basado en las propiedades mecánicas de los suelos, por ser estas lo fundamental para las aplicaciones ingenieriles. A la vez esta base debe ser preponderantemente cualitativa.

Para la construcción de proyectos de cruzamientos con la técnica PHD, los principales parámetros requeridos para efectos de clasificación cualitativa son obtenidos de las pruebas que permiten determinar las propiedades índice, peso volumétrico, contenido de agua y límites de consistencia, además de los parámetros de resistencia que exhiba el material en el sitio.

Identificar un suelo es, en rigor, encasillarlo dentro de un sistema de clasificación. En el caso concreto de este trabajo, es colocarlo en alguno de los grupos mencionados del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS). (Figura 2-17).

IDENTIFICACION EN EL CAMPO		SIMBOLO DEL GRUPO	NOMBRES TÍPICOS		CRITERIOS DE CLASIFICACION EN EL LABORATORIO		
SUELOS DE GRANO GRUESO - MAS DE LA MITAD DEL MATERIAL ES RETENIDO POR EL TAMIZ # 200	GRAVAS - MAS DE LA MITAD DE LA FRACCION GRUESA ES RETENIDA POR EL TAMIZ # 4	GRAVAS LIMPIAS (CON POCOS FINOS O SIN ELLOS)	AMPLIA GAMA DE TAMAÑOS Y CANTIDADES APRECIABLES DE TODOS LOS TAMAÑOS INTERMEDIOS	GW	GRAVA BIEN GRADUADA, MEZCLA DE GRAVA Y ARENA CON POCOS FINOS O SIN ELLOS	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$ MAYOR DE 4 ; $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ ENTRE 1 Y 3 NO SATISFACEN TODOS LOS REQUISITOS GRANULOMETRICOS DE LAS GW	
			PREDOMINIO DE UN TAMAÑO O UN TIPO DE TAMAÑO, CON AUSENCIA DE ALGUNOS TAMAÑOS INTERMEDIOS	GP	GRAVAS MAL GRADUADAS, MEZCLAS DE ARENA Y GRAVA CON POCOS FINOS O SIN ELLOS		
		GRAVAS CON FINOS (CANTIDAD APRECIABLE DE FINOS)	FRACCION FINA NO PLASTICA (PARA LA IDENTIFICACION VER EL GRUPO ML, MAS ABAJO)	GM	GRAVAS LIMOSAS, MEZCLAS MAL GRADUADAS DE GRAVA, ARENA Y LIMO	LIMITES DE ATTERBERG POR DEBAJO DE LA LINEA "A" O I_p MENOR QUE 4	POR ENCIMA DE LA LINEA "A", CON I_p ENTRE 4 Y 7; CASOS LIMITES QUE REQUIEREN EL USO DE SIMBOLOS DOBLES
			FINOS PLASTICOS (PARA IDENTIFICARLOS VER EL GRUPO CL MAS ABAJO)	GC	GRAVAS ARCILLOSAS, MEZCLAS MAL GRADUADAS DE GRAVA, ARENA Y ARCILLA	LIMITES DE ATTERBERG POR ENCIMA DE LA LINEA "A" O I_p MAYOR QUE 7	
		ARENAS LIMPIAS (CON POCOS FINOS O SIN ELLOS)	AMPLIA GAMA DE TAMAÑOS Y CANTIDADES APRECIABLES DE TODOS LOS TAMAÑOS INTERMEDIOS	SW	ARENAS BIEN GRADUADAS, ARENAS CON GRAVA, CON POCOS FINOS O SIN ELLOS	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$ MAYOR DE 6 ; $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ ENTRE 1 Y 3 NO SATISFACEN TODOS LOS REQUISITOS GRANULOMETRICOS DE LAS SW	
			PREDOMINIO DE UN TAMAÑO O UN TIPO DE TAMAÑO, CON AUSENCIA DE ALGUNOS TAMAÑOS INTERMEDIOS	SP	ARENAS MAL GRADUADAS, ARENAS CON GRAVA, CON POCOS FINOS O SIN ELLOS		
	ARENAS CON FINO (CANTIDAD APRECIABLE DE FINOS)	FINOS NO PLASTICOS (PARA IDENTIFICACION VER EL GRUPO ML MAS ABAJO)	SM	ARENAS LIMOSAS, MEZCLAS DE ARENA Y LIMO MAL GRADUADAS	LIMITES DE ATTERBERG POR DEBAJO DE LA LINEA "A" O I_p MENOR QUE 4	POR ENCIMA DE LA LINEA "A", CON I_p ENTRE 4 Y 7; CASOS LIMITES QUE REQUIEREN EL USO DE SIMBOLOS DOBLES	
		FINOS PLASTICOS (PARA IDENTIFICACION VER EL GRUPO CL MAS ABAJO)	SC	ARENAS ARCILLOSAS, MEZCLAS MAL GRADUADAS DE ARENAS O ARCILLAS	LIMITES DE ATTERBERG POR ENCIMA DE LA LINEA "A" O I_p MAYOR QUE 7		
	METODOS DE IDENTIFICACION PARA LA FRACCION QUE PASA POR EL TAMIZ # 40						
	SUELOS DE GRANO FINO - MAS DE LA MITAD DEL MATERIAL PASA POR EL TAMIZ # 200	LIMOS Y ARCILLAS CON LIMITE LIQUIDO MENOR DE 50	RESISTENCIA EN ESTADO SECO (A LA DISGREGACION)	DILATANCIA (REACCION A LA AGITACION)	TENACIDAD (CONSISTENCIA CERCA DEL LIMITE PLASTICO)		
			NULA A LIGERA	RAPIDA A LENTA	NULA	ML	LIMOS INORGANICOS Y ARENAS MUY FINAS, POLVO DE ROCA, ARENAS FINAS LIMOSAS O ARCILLAS CON LIGERA PLASTICIDAD
			MEDIA A ALTA	NULA A MUY LENTA	MEDIA	CL	ARCILLAS INORGANICAS DE PLASTICIDAD BAJA A MEDIA, ARCILLAS CON GRAVA, ARCILLAS ARENOSAS, ARCILLAS LIMOSAS, ARCILLAS MAGRAS
LIGERA A MEDIA			LENTA	LIGERA	OL	LIMOS ORGANICOS Y ARCILLAS LIMOSAS ORGANICAS DE BAJA PLASTICIDAD	
LIGERA A MEDIA			LENTA A NULA	LIGERA A MEDIA	MH	LIMOS INORGANICOS, SUELOS LIMOSOS O ARENOSOS FINOS MICACEOS O CON DIATOMEAS, LIMOS ELASTICOS	
LIMOS Y ARCILLAS CON LIMITE LIQUIDO MAYOR DE 50		ALTA A MUY ALTA	NULA	ALTA	CH	ARCILLAS INORGANICAS DE PLASTICIDAD ELEVADA, ARCILLAS GRASAS	
		MEDIA A ALTA	NULA A MUY LENTA	LIGERA A MEDIA	OH	ARCILLAS ORGANICAS DE PLASTICIDAD MEDIA A ALTA	
		FACILMENTE IDENTIFICABLES POR SU COLOR, OLOR, SENSACION ESPONJOSA Y FRECUENTEMENTE POR SU TEXTURA FIBROSA		Pt	TURBA Y OTROS SUELOS ALTAMENTE ORGANICOS		

DETERMINESE LOS PORCENTAJES DE GRAVA Y ARENA A PARTIR DE LA CURVA GRANULOMETRICA SEGUN EL PORCENTAJE DE FINOS (FRACCION QUE PASA POR EL TAMIZ # 200) LOS SUELOS GRUESOS SE CLASIFICAN COMO SIGUE:

GW, GP, SW, SP
GM, GC, SM, SC
CASOS LIMITES QUE REQUIEREN EL EMPLEO DE SIMBOLOS DOBLES

MEIOS DEL 5%
MAS DEL 12%
5% AL 12%

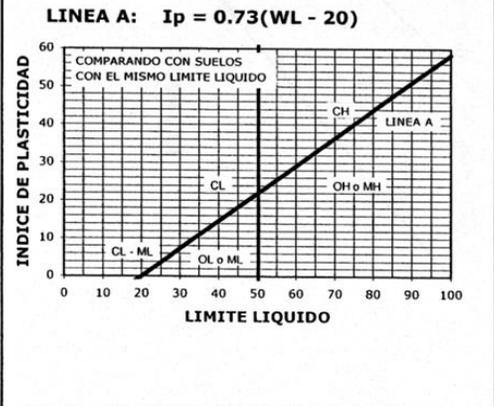


GRAFICO DE PLASTICIDAD PARA LA CLASIFICACION EN LABORATORIO DE SUELOS DE GRANO FINO

Figura 2-17 Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS)

En este hay criterios para clasificación de suelos en el laboratorio, estos criterios refieren el tipo de granulometría y características de plasticidad. Los criterios más simples y expeditos detallan la identificación de suelos gruesos y suelos finos.

Los materiales constituidos por partículas gruesas se identifican en el campo sobre una base prácticamente visual. En lo referente a la graduación del material, se requiere bastante experiencia para diferenciar a simple vista los suelos bien graduados de los mal graduados. Esta experiencia se obtiene comparando graduaciones estimadas, con las obtenidas en laboratorio cada que se tiene la oportunidad.

Las principales bases de criterio para identificar suelos finos en el campo son la investigación de las características de dilatancia, tenacidad y de resistencia en estado seco, color y olor.

Estos aspectos geotécnicos definen las condiciones en que se encuentra el material subyacente del sitio del cruce. Para facilidad de su estudio estos aspectos se dividen en dos clases: parámetros del material (resistencia, deformación y permeabilidad) e interacción de dichos materiales (estratificación).

La determinación de las propiedades mecánicas de resistencia, mediante ensayos de laboratorio, en muestras inalteradas de suelos (arcillas) y núcleos de rocas, permiten obtener la información adicional para la construcción de los cruzamientos con la técnica PHD, no así para determinar su factibilidad. En el caso de suelos arcillosos es de importancia analizar, también, la sensibilidad de los mismos. Esta última propiedad, describe la comparación entre resistencias al esfuerzo cortante del material en los estados natural y remodelado.

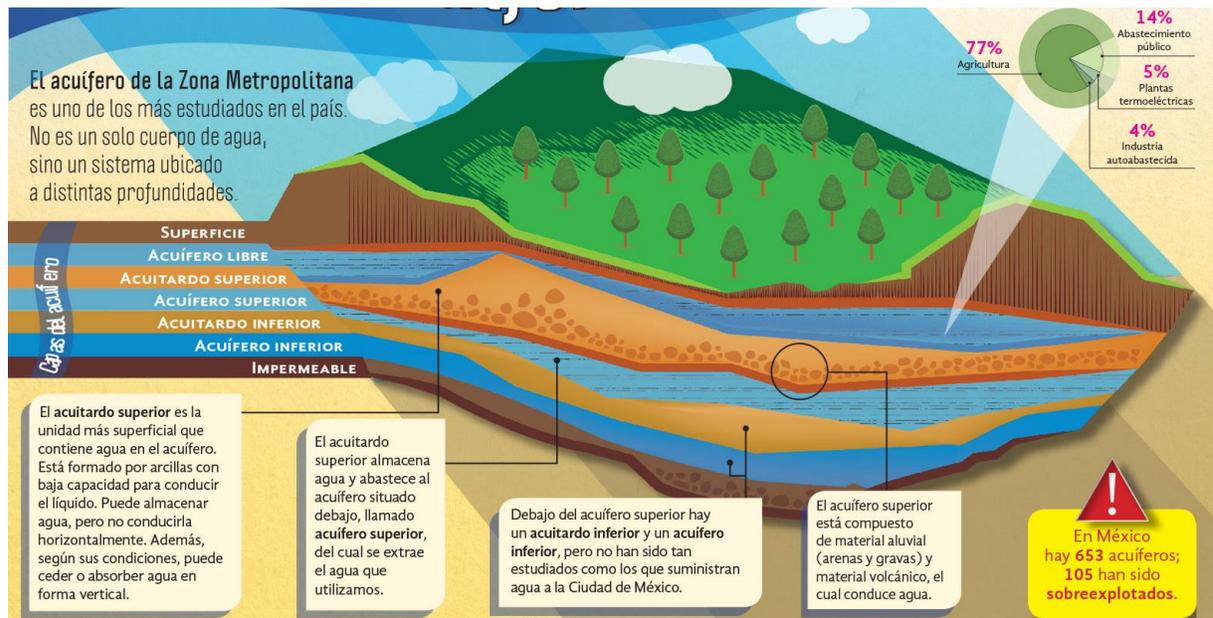
Una vez que hayan sido medidos y determinados directamente los parámetros de esfuerzo, pueden ser empleados para determinar otros datos útiles como, capacidades de carga, presiones, etc. Logrando así determinar no únicamente la habilidad del sitio para soportar la construcción del cruce sino muchos otros aspectos relativos al mismo.

Las deformaciones que eventualmente puedan presentarse, sean estas elásticas (inmediatas) o debidas a un proceso de consolidación (diferidas), pueden ser establecidas a través de varias técnicas numéricas, (v.g. el método del elemento finito). Evidentemente el análisis de las deformaciones esperadas deberá ser congruente con el tipo de material que se encuentre en la zona del cruce, además de estar en función de la presencia de aguas freáticas. Los parámetros correspondientes para la determinación de la magnitud de estas deformaciones se pueden obtener de diferentes ensayos prueba esfuerzo deformación, consolidación unidimensional, etc.

2.3.2. Nivel freático

La correcta ejecución de la técnica PHD está estrechamente ligada a la proximidad de agua libre. Consecuentemente, el potencial de fluctuación del nivel de aguas freáticas, debido a causas

naturales o humanas como precipitaciones, variación de cauces de ríos, zonas de descarga, deben ser determinadas previamente, de preferencia durante las etapas de investigación preliminar del sitio mediante los registros apropiados de la exploración subterránea, pozos de observación y barrenos de perforación profunda (Castro y Guadarrama, 2007) (Figura 2-18)



Figuras 2-18 Ejemplo esquemático de cuerpos de agua que afectan el nivel freático en el suelo (DGDC – “La sobreexplotación va en aumento”, UNAM 2018)

Deberá darse especial atención al efecto de flotación que eventualmente pudiera presentar la tubería durante el proceso de instalación, por lo que es imprescindible su consideración en los análisis numéricos en la etapa de proyecto.

2.3.3. Riesgos de falla durante la instalación

El daño físico por maniobras de colocación es solo una parte del total de efectos circunstanciales que son considerados como amenazas para la integridad de la línea cuando las operaciones de colocación de la PHD son llevadas a cabo. En algunos casos efectos, como accidentes o bien fenómenos de carácter aleatorio como los sísmicos inducidos serán insignificantes y en otros decisivos para el éxito de los trabajos de la PHD. Obviamente cuando se trata de resistir efectos extremos en tuberías instaladas, sigue existiendo incertidumbre para resolverlos en su totalidad.

Un sistema de conducto al estar inmerso bajo tierra está expuesto a fallas de suelo. Comúnmente la proyección de líneas de conducción no se basa en primera instancia en la necesidad de colocarlas en sitios convenientes por lo que los análisis de fallas por sobreesfuerzos en tuberías o cualquier fenómeno local del sitio deben ser considerados en estudios preliminares, sean estos para procedimientos PHD o cualquier otra técnica alterna.

En el aspecto que comprenden los estudios preliminares del medio, la manera en que el sitio puede ser analizado en este sentido se basa en el estudio de las posibles modalidades de falla del suelo, principalmente por efecto sísmico, es decir, los efectos asociados en el terreno (ASCE, 1984):

- Rompimientos
- Deslizamientos de tierra
- Licuefacción
- Densificación
- Agrietamientos

Rompimientos

Es la deformación asociada con el desplazamiento relativo entre dos partes de la corteza. Este desplazamiento puede ocurrir repentinamente durante las maniobras de perforación, por efectos locales de un sismo o por acumulación gradual después de un largo periodo de tiempo. Las dimensiones de agrietamientos dependen de la magnitud del fenómeno inducido y de la profundidad de ocurrencia.

Las fallas se pueden clasificar con base en la dirección de deslizamiento del movimiento (Bonilla and Buchanan, 1970; Slemmons, 1977) o por el ángulo de inmersión con respecto a la superficie y la altitud relativa con partes adyacentes (Billings, 1972; Hobbs et. al., 1976). En muchos casos las fallas exhiben una combinación de dos tipos de movimientos, deslizamientos normales e inclinados.

Deslizamientos de Tierra

Los deslizamientos de tierra son movimientos masivos de terreno que pueden ser provocados por exceso de vibraciones en el suelo. Existe una gran variedad de patrones. Varnes (1978) identifica cinco tipos de desplazamientos: caídas, vuelcos, deslices, expansiones y flujos.

Desplazamientos causados por licuefacción

La licuefacción es la transformación de un suelo saturado poco cohesivo de un estado sólido a un líquido como resultado del incremento de la presión de poro y pérdida de resistencia al esfuerzo cortante. Cuando la licuefacción es combinada con condiciones del suelo como pendientes, cargas superficiales, y eyección de agua y sedimentos, movimientos permanentes de estructuras

inmersas en el suelo pueden resultar severamente dañadas. Youd (1978) identifica tres tipos básicos de falla en el suelo: extensión lateral, fallas de flujo y pérdidas de capacidad de carga. Otro posible efecto de la licuefacción en las líneas de conducción es el levantamiento por abultamiento en las partículas de suelo.

Densificación

Perdida de volumen en arenas secas o parcialmente saturadas provocada por temblores es difícil de diferenciar de otras formas de falla similares.

Rompimientos

Aquí se incluyen las grietas, fisuras y separaciones asociadas al movimiento sísmico. Este tipo de fallas provocadas por fenómenos dinámicos de tensión difícilmente se distinguen en su manera más pura de aquellos relacionados con deslizamientos, extensiones o expansiones y densificación. Los rompimientos no son muy útiles para medir el máximo desplazamiento sino como índice de extensión y severidad de deformación en un área local.

Movimientos de terreno

El movimiento de terreno por propagación de ondas es generalmente mayor en la vecindad de la falla causante y se atenúa con la distancia de la falla (Housner, 1970). A pesar de que existen únicamente dos tipos de ondas de propagación sísmica, se vuelve muy compleja la caracterización de los movimientos de terreno debido principalmente a la gran variedad de parámetros geotécnicos y criterios. Por lo tanto, para esta tarea debe ser incorporado el conocimiento calificado de profesionales familiarizados con las condiciones sísmicas del área de estudiada.

Los parámetros e información que describen las características del movimiento del terreno por efecto sísmico y que son de interés para el diseño de líneas de conducción incluyen (ASCE, 1984): 1) aceleración y velocidad del movimiento, 2) duración del evento, 3) espectro de respuesta, y 4) acelerogramas reales o artificiales. Para obtener esta información, una evaluación debe ser hecha en el lugar, así como de la actividad de fuentes sísmicas en la región, además de la capacidad de atenuación de ondas sísmicas que provee el medio.

Análisis de daños sísmicos

Este análisis es a menudo usado para obtener los sismos de diseño y movimientos del terreno. Generalmente dos tipos de análisis son considerados (ASCE, 1984): 1) Probabilista y 2) Determinista. Para el primero la información de la geología, sismicidad, y atenuación de movimientos de terreno de una región se integran típicamente en un modelo probabilístico. En el análisis determinista, un sismo de diseño es postulado en términos de magnitud y distancia al sitio, usualmente se toma el que produce el mayor movimiento del sitio durante el evento.

2.4. Consideraciones especiales

Debido a que operaciones de perforación producen desperdicios de material y materia inservible que requiere manejo y disposición, muestras de suelo y agua deben ser tomadas durante las investigaciones de información útil y el estudio geotécnico. Durante estos últimos estudios la examinación del material debe ser visual y olfativa si se quiere detectar la existencia de material peligroso. También las muestras de laboratorio deben ser analizadas en busca de problemas de material contaminado (ASCE, 2014).

Un análisis típico incluye:

- Componentes orgánicos volátiles (COVs)
- Componentes orgánicos base/neutral extraíbles
- Total de hidrocarburos de petróleo
- Análisis metálico RCRA 8
- Pesticidas o plaguicidas
- Bifenilos policlorados (PCBs)

Los compuestos orgánicos volátiles (COVs), a veces llamados VOC (por sus siglas en inglés), son compuestos orgánicos constituidos fundamentalmente por carbono, que se convierten fácilmente en vapor o gas (WHO, 1989; Guenther et. al., 1995; Rudd, 1995). Los heteroátomos más habituales que forman parte de los COVs suelen ser oxígeno, flúor, cloro, bromo, azufre o nitrógeno. El término COV agrupa una gran cantidad de compuestos químicos, entre los que se incluyen los hidrocarburos alifáticos y aromáticos (clorados o no), y otros compuestos como aldehídos, cetonas, éteres, ácidos y alcoholes.

El estudio de los COVs resulta de especial relevancia debido a que dichos contaminantes juegan un papel importante en muchos de los problemas medio ambientales actuales, entre ellos, el agotamiento del ozono estratosférico, efectos tóxicos o carcinogénicos en la salud humana, la formación fotoquímica del ozono troposférico, potenciación del efecto invernadero global, acumulación y persistencia en el ambiente.

Una base por otro lado es una sustancia que produce iones hidróxido, OH⁻, cuando se disuelve en agua. Debido a que una base en agua produce iones, puede inferirse que las soluciones acuosas de las bases conducirán la electricidad.

El hidrocarburo es un compuesto orgánico que solo contiene los elementos hidrogeno y carbón. Los hidrocarburos se encuentran en forma natural en los combustibles fósiles como el gas natural y el petróleo y se utilizan principalmente como combustibles y materia prima para fabricar otros compuestos orgánicos. Bien la quema de hidrocarburos puede producir sustancias de difícil degradación en el ambiente, lo que implica daños a largo plazo igualmente (Philips et. al., 2000).

Con el propósito de categorizar a los materiales y desperdicios peligrosos (y regularlos como tal). Por ejemplo, estos materiales deben exhibir al menos una de las cuatro características de toxicidad, ignición, corrosividad, y/o reactividad de acuerdo a la ley de regulación de materiales peligrosos aplicable en E.E.U.U. (Actividad de Conservación y Recuperación de Recursos Naturales, con siglas en ingles RCRA). Cabe mencionar que esta clasificación puede variar por normativa particular de cada país o región donde se considere este análisis. Para la RCRA, dentro de la lista de desperdicios considerados peligrosos por su toxicidad se encuentran los metales pesados, principalmente arsénico, bario, cadmio, cromo, plomo, mercurio, selenio y plata. Es importante, declarar que dependiendo el grado de concentración es como se deberá caracterizar que tan peligrosos son estos materiales tóxicos.

Los pesticidas o plaguicidas son sustancias o mezcla de sustancias que se usan de manera intensiva para controlar plagas de insectos vectores de enfermedades en humanos y en los animales, así como, para el control de insectos y ácaros (FAO, 2003). Sin embargo, se reconoce que son sustancias químicamente complejas, que una vez aplicadas en el ambiente, están sujetas a una serie de transformaciones a nivel físico, químico y biológico (fenómenos de adsorción y absorción sobre los suelos y plantas, volatilización, fotólisis y degradación química o microbiana). Además de que también pueden ser arrastrados por corrientes de aire y agua que permiten su transporte a grandes distancias; hay que añadir que los residuos volátiles pasan a la atmósfera y regresan con la lluvia a otros lugares (López et. al., 1992). Estas transformaciones pueden conducir a la generación de fracciones o a la degradación total de los compuestos que en diversas formas pueden llegar a afectar en los diferentes niveles de un ecosistema (Garrido et. al., 1998)

Los Bifelinos policlorados, son una familia de más de 209 compuestos químicos estructuralmente relacionados, formados por cloro, carbono e hidrogeno. Físicamente los PCBs presentan un aspecto de fluidos aceitosos hasta resinas duras y transparentes o cristales blancos, dependiendo de la cloración de la molécula. Los PCBs son compuestos química y térmicamente estables, insolubles en agua y no son inflamables, no conducen la electricidad, tienen baja volatilidad a temperaturas normales, se degradan a altas temperaturas, no son biodegradables y son biocumulables (Miller, et. al. 2009).

Cuando existen materiales peligrosos o nocivos, consideraciones especiales deben ser dadas para seleccionar el material de tubería apropiado para estas condiciones.

CAPITULO III. Planeación de instalación y procedimiento constructivo PHD

3.1. Especificaciones de línea de conducción

Para el diseño de una línea de conducción deben considerarse la mayor cantidad de fuentes de información sobre el proyecto civil para, de ser posible, anticiparse a la evolución y el destino conclusivo de la obra.

Las condicionantes de diseño se pueden agrupar en cuatro rubros generales (Ramos y Guadarrama, 2007): i) Condiciones del fluido a transportar, ii) Condiciones naturales del entorno y del subsuelo, iii) Restricciones humanas (o artificiales) del medio y iv) Restricciones de construcción. En este trabajo de investigación no se tratan estos aspectos por considerar que cada caso debe ser abordado de manera rigurosa muy particular y las interpretaciones varían de acuerdo con el ingeniero a cargo. En cambio, se presentan los lineamientos obligatorios más generales aplicables a cualquier caso de proyecto, que sostienen un diseño, que garantiza una construcción aceptable mínima (técnicamente expresada para el contratista) en todo proceso PHD.

3.1.1. Geometría

Primero deben establecerse los obstáculos que deben ser cruzados, sus condiciones presentes y sus potenciales cambios o variaciones de posición, tamaño y uso (ASTM, 1999; CAPP, 2004; ASCE, 2014). Con base en la observación de ejemplos registrados en obstáculos que se salvan con PHD, se muestra la figura 3-1.



Figura 3-1 Posibles obstáculos que sortean proyectos PHD.

Es usual que cuando se pretende proyectar el trazado convencional de instalación de una línea de conducción, se recurra a lineamientos de diseño editados en manuales prácticos de tecnologías sin zanja, los cuales en su gran mayoría se limitan a considerar los parámetros geométricos siguientes para cualquier proceso PHD:

- Ángulos de penetración
- Radio de curvatura
- Puntos de curvatura y tangencia
- Profundidad vertical deseada

El criterio básico en diseño de trayectorias es la minimización de la longitud, lo que deriva en reducción de costos de instalación. Entre las restricciones para elegir rutas de diseño están el espacio de trabajo a la entrada y a la salida y las condiciones geológicas-geotécnicas identificadas a las profundidades previstas de proyecto. En la ejecución de los trazos se debe mantener la flexibilidad en la toma de decisiones ya que pueden presentarse cambios en la alineación que deben ser salvados por ajustes en las curvas horizontales y verticales (ASCE, 2014).

Ángulos de perforación o penetración

Los ángulos de perforación se miden respecto a un plano horizontal en superficie, justo en los puntos de inicio-termino o entrada- salida de la perforación (esquema en la figura 3-2). Estos ángulos están limitados por la capacidad del equipo de perforación.

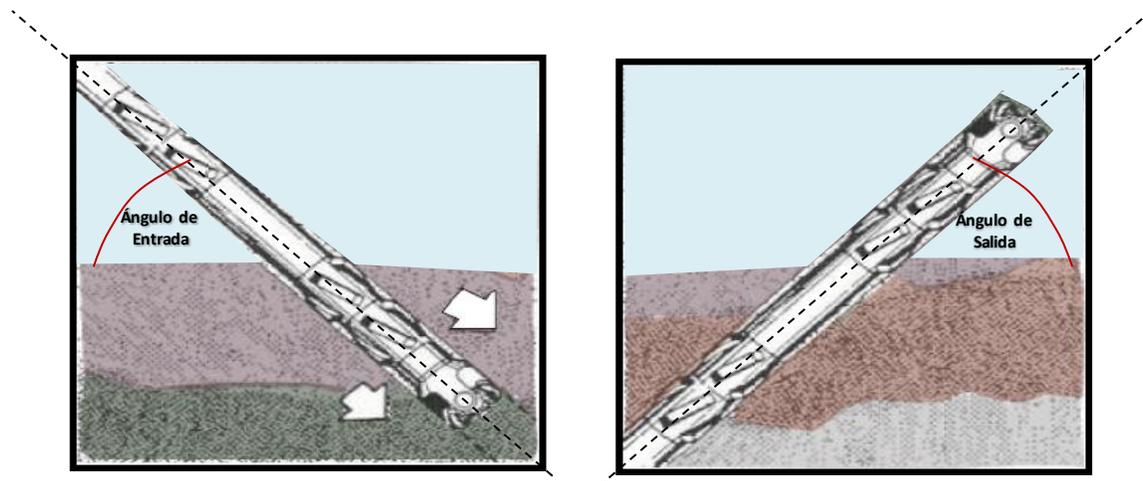


Figura 3-2 Ángulo de Perforación

Por lo regular la compatibilidad de los equipos actuales logra establecer rangos para los ángulos de entrada entre los 8° (0.14 rad) y 20° (0.35 rad). Atendiendo la mitigación de complicaciones en el equipo y operación, manuales técnicos recomiendan operar la perforación en ángulos con valores desde 10° (0.17 rad) a 15° (0.26 rad). Para los ángulos de salida el rango de manejo se reduce al rango de valores entre 5° a 12° (0.08 a 0.21 rad), considerando que debe existir preferencia a ángulos menores de 10° para facilitar las maniobras de introducción de la línea de conducción en la perforación y manteniendo los requerimientos de minimizar el radio de curvatura durante la etapa de regreso por colocación de línea (ASTM, 1999).

Como dato importante a considerar, la determinación de los ángulos de entrada y salida se relaciona directamente con la alineación de perforación, en el sentido de lograr la máxima reducción de la longitud del proyecto PHD y optimizar al máximo las distancias desde el cruce u obstáculo a los puntos de entrada y salida respectivamente. Cabe aclarar que el tanto ángulo de entrada y el de salida podrán cambiar dependiendo de los requerimientos de maniobras y las potenciales variaciones en la longitud (CAPP, 2004).

Profundidad de Perforación

Este parámetro está controlado principalmente por la definición de obstáculos, sin embargo, el diseñador debe también considerar las condiciones geotécnicas, hidrológicas e hidrogeológicas en el sentido de preservar la cavidad perforada ante la sobrecarga por asentamientos de diseño e identificar capas duras que brinden estabilidad a los procedimientos de la PHD (CAPP, 2004).

Los factores mencionados de condiciones del subsuelo, aunados a otros como el tipo de equipo de perforación, presión del fluido de perforación y la diferencia de elevaciones entre los puntos de entrada y salida, pueden hacer variar fuertemente las profundidades de perforación.

De acuerdo con consideraciones técnicas y registros encontrados en la literatura, las capacidades de los equipos de perforación mantienen límites máximos bajo los que operan los diferentes tamaños de estos sistemas, por ejemplo, para sistemas Maxi se tiene el registro de profundidad máxima de 200 pies (60 m); para sistemas Midi, 75 pies (23 m); y para sistemas Mini, el límite llega hasta 15 pies (4.5 m) (Sarireh & Tarawneh, 2014). Existen además recomendaciones como las de Hair & Hair (1988), para un mínimo de distancia de separación de 15 pies (4.57 m) entre la línea de instalación y el fondo del obstáculo del cruzamiento, los manuales técnicos de la ASCE (2014) también sugieren un valor para este último de 25 pies (7.62 m) como recomendación de separación estándar en las condiciones más desfavorables.

En la determinación de la profundidad, el diseñador debe tomar en cuenta además los riesgos inadvertidos del regreso de fluido de perforación. Cuando existan demasiadas interrogantes en los procesos y las propiedades del medio, es común recomendaciones para que la profundidad de penetración deba ser mayor, a menos que se encuentren condiciones más difíciles de terreno a mayores profundidades.

Radio de Curvatura

En la definición más coloquial de radio de curvatura se define a este como la magnitud que mide la curvatura de un cuerpo geométrico, en este caso la trayectoria propuesta. La figura 3-3 ilustra de manera general este concepto.

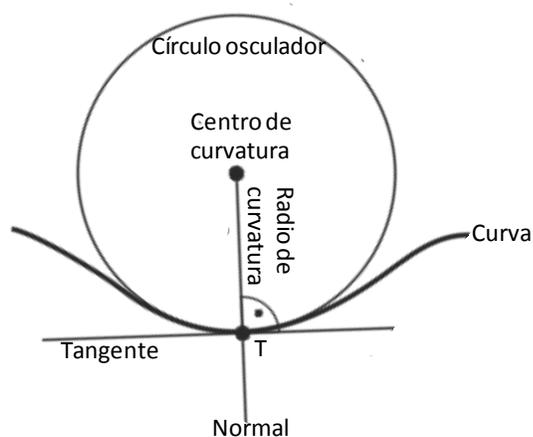


Figura 3-3 Concepto de radio de curvatura

El trazo de la trayectoria o línea de perforación debe prevenir dobleces o flexiones innecesarias cuando se quiere instalar tuberías, esto debido a que se conduce a mayores complicaciones por

sobreesfuerzo durante la instalación. Para estimar el radio de curvatura en cualquier punto de la trayectoria diseñada para este tipo de conductos se plantea el siguiente método (ASTM, 1999):

$$R = \frac{\Delta S}{\Delta \phi}$$

Donde:

R : Radio de Curvatura por conocer, pies,

ΔS : Distancia considerada de trayectoria, pies, y

$\Delta \phi$: Cambio angular de dirección, rad.

Por otro lado, cuando se quiere conocer el radio de curvatura mínimo de primera mano que propicie garantizar la instalación más óptima respecto a los mínimos dobleces en la línea, y que emplean una gran mayoría de aplicaciones de perforación con el material escogido para la línea, usualmente se recurre a la convención (ASCE, 2014):

$$R = C \cdot D$$

En la cual:

R : Radio de Curvatura, pies,

C : Valor que depende del material de la línea o tubería por instalar (1), y

D : Diámetro de tubería considerado, pies.

De acuerdo a algunos autores como Patel et al. (2014) se recomiendan valores por tipo de material, estos últimos en tuberías de acero sugieren el valor de 100 para este material. Entonces si se considera el ejemplo de una tubería de acero de 36 pulgadas de diámetro, esta requerirá 3600 pies de radio o 1200 pulgadas por cada pulgada de diámetro instalado para reducir esfuerzos por doblez. En el empleo de materiales como polietileno de alta densidad (High Density Polyethylene ó HDPE como acrónimo en inglés), polivinilo clorido, o hierro dúctil (Ductil Iron Pipe ó DIP) existe un margen de reducción de radios de curvatura aun mayor, ya que para materiales plásticos se sugiere un valor de 40, lo cual debe considerarse por incremento en los esfuerzos de flexión en el empuje o jalado.

3.1.2. Precisión direccional y tolerancias

Es importante que el ingeniero diseñador y constructor estén conscientes que la perforación en progreso puede no terminar exactamente como lo planeado. Diferencias entre la trayectoria especificada y las de campo son provocadas por: i) las herramientas del equipo de perforación, ii) la habilidad del operador perforador y/o iii) imprecisiones en la información de condiciones de subsuelo.

Desviaciones posibles de trayectoria deben ser provistas al constructor para que éste las tome en cuenta durante el desarrollo de la obra. Generalmente una mayor tolerancia sobre el desvío en la especificación de trayectoria conlleva una construcción PHD más económica porque el contratista minimiza la frecuencia de intentos de perforación piloto (con perforaciones de este tipo se prueban in situ las diferentes vertientes de trazo). Con lo visto hasta ahora a continuación se muestra un esquema que ejemplifica el trazo con medidas hasta ahora descritas (figura 3-4).

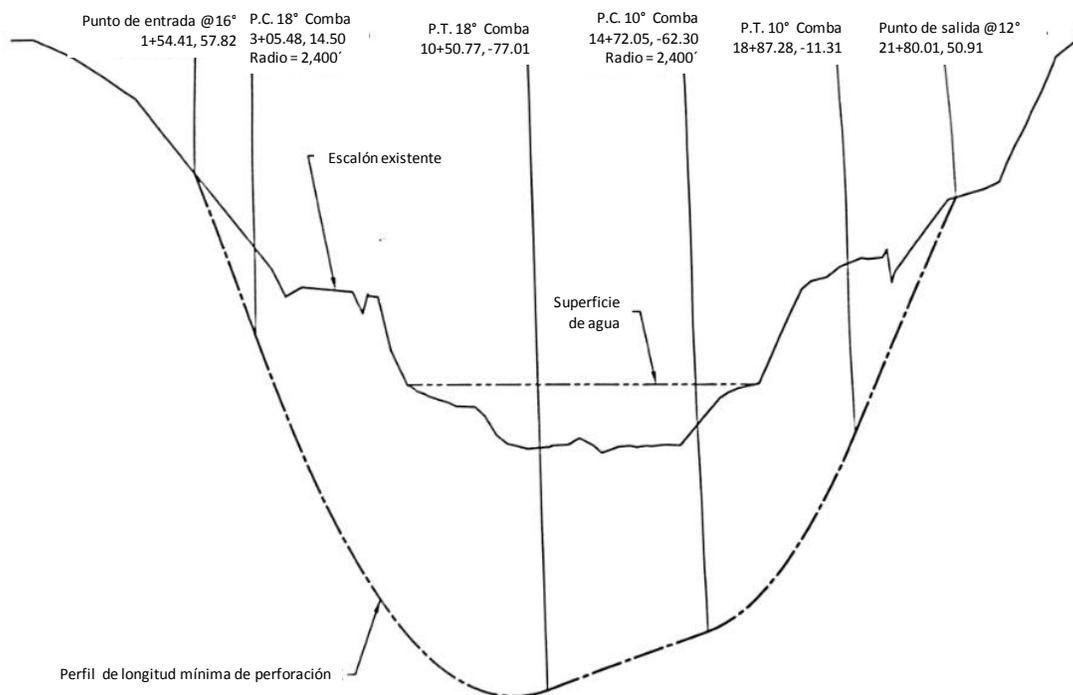


Figura 3-4. Trazo típico de PHD en cruce con río

3.1.3. Modalidades de ensamble y material de línea de conducción

La línea instalada con el proceso PHD debe ser flexible y suficientemente resistente además debe probarse un buen comportamiento ante posibles suelos contaminados. A este respecto el acero, el polietileno de alta densidad, el PVC son materiales que cumplen con diversas exigencias y son de los más utilizados. Las tuberías soldadas de acero, por su parte, pueden cubrir grandes distancias de instalación manteniendo capacidades altas de resistencia. Ejemplos de tubos de estos materiales se aprecian en la figura 3-5.

Para la inserción de ductos se conviene de colocación con el método de la línea ensamblada donde secciones individuales de tubería son prefabricadas en grandes longitudes para ser arrastradas

dentro de la cavidad; o bien, se usa el método cartridge, el cual va ensamblando la tubería a la vez de ser introducida en la cavidad (Ariaratnam & Carpenter, 2003).



Figura 3-5 Materiales de tubería

La elección del material impacta en los tiempos y costos de colocación. Por ejemplo, mientras el acero requiere de un amplio rango de maniobrabilidad por el doblez de ajuste durante la introducción de tubería, materiales como el PVC y el polietileno de alta densidad, pueden ser colocados con una mejor maniobrabilidad sin las limitantes por curvatura que tiene el acero.

3.1.4. Protectores, revestimiento o estuches

Estos elementos se conforman como objetos adicionales al proceso de construcción de una PHD. Cuando se emplean es común que se tenga como objetivo principal aumentar la resistencia de cargas de instalación. Un caso particular se observa en instalaciones de polietileno de alta densidad introducidas en estuches de acero, se considera que el polietileno será la protección anticorrosión y que el acero servirá para resistir los esfuerzos de tensión sobre y a lo largo del segmento instalado (Figura 3-6). Desde el punto de vista de diseño no se distinguen diferencias en instalación cuando se decide emplear los estuches protectores.

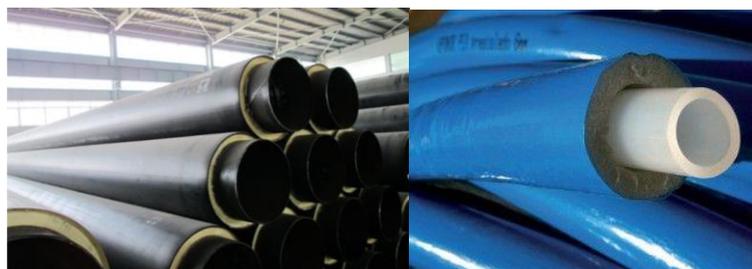


Figura 3-6. Ejemplos de Tuberías con protectores o estuches de revestimiento (Imagen tomada de la empresa *Tangshan Xingbang Pipeline Engineering Equipment Co., Ltd.*)

Los protectores de revestimiento que en este apartado se refieren no deben ser confundidos con aquellos estuches o ademes que son temporalmente colocados para estabilizar el suelo cercano a la superficie y posteriormente retirados al finalizar la instalación PHD.

3.2. Consideraciones técnicas básicas de la PHD

3.2.1. Perforación Piloto

La perforación piloto se refiere a la primera fase del procedimiento PHD, cuya metodología consiste en elaborar un pozo prueba o cavidad guía que determina la línea y trayectoria del posterior túnel definitivo (Figura 3-7). Se deben seguir lecturas periódicas de los dispositivos situados cerca del taladro o broca para determinar las coordenadas verticales y horizontales en relación al punto de entrada inicial. La trayectoria de la perforación piloto puede también ser rastreada usando un sistema de monitoreo superficial, como el electromagnético descrito por Felicidad (2015), el cual determina la posición relativa de la cabeza de perforación, temperatura y la localización del dispositivo de la parte inferior de la perforación.

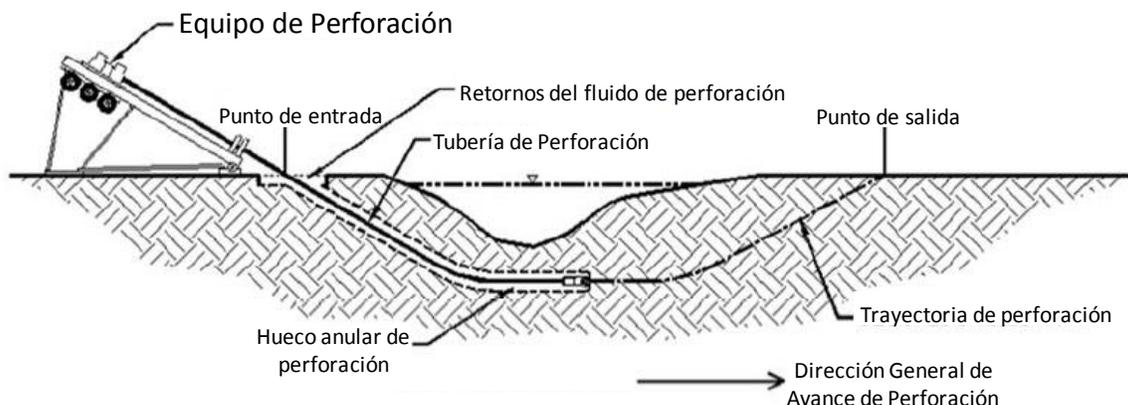


Figura 3-7. Esquema de prueba piloto (Imagen tomada de *Hair & Associates*, 2016)

Es importante tener en mente que la información necesaria para seguir y realizar esta perforación requiere de extrema precisión ya que su construcción se volverá crítica a medida que se congestionen sitios para la colocación de líneas.

Especificaciones para comenzar operaciones de perforación

Las mediciones para monitorear la perforación piloto durante su ejecución operativa incluyen:

- ⊕ La longitud de ensamblaje hasta el fondo de la perforación
- ⊕ La distancia de la punta de perforación a la sonda
- ⊕ La distancia de la entrada alcanzada al taladro de perforación
- ⊕ El azimut registrado con línea magnética
- ⊕ Información de la herramienta de manejo (del fabricante o proveedor con número serial, calibraciones recientes, etc.).

Algunos de los parámetros del equipo relevantes para la perforación se muestran en la Figura 3-8.

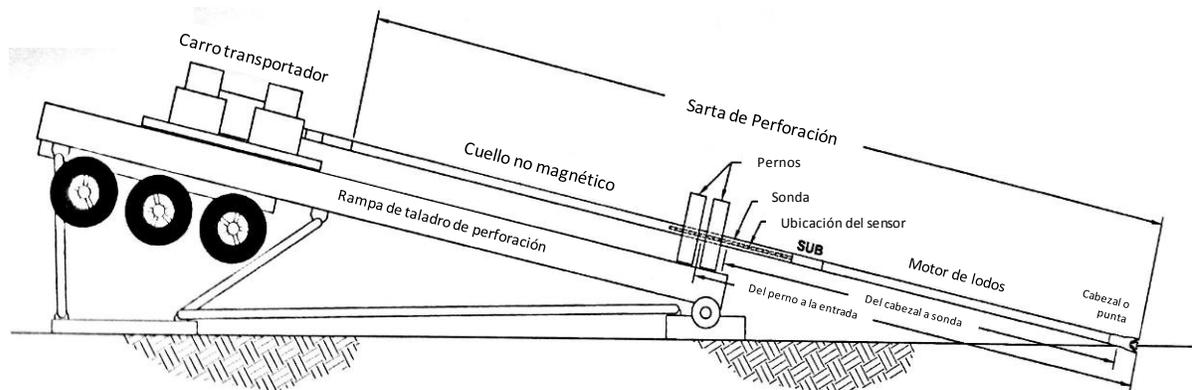


Figura 3-8. Parámetros de la plataforma de perforación (Tomada de ASCE, 2014)

Información de la cavidad de perforación

Esta información es recolectada por el contratista de perforación utilizando algún sistema comercialmente disponible. Para perforadoras de gran tamaño el sistema consiste usualmente de una combinación de una herramienta de maniobra magnética y un sistema de monitoreo superficial; sin embargo, algunos operadores de estos equipos pueden elegir una herramienta simple, tal es el caso de la giroscópica. Los mini o midi operadores comúnmente emplean el sistema “walkover”, consistiendo básicamente en un transmisor y un receptor de mano.

Sistemas de monitoreo superficial

Las herramientas magnéticas de movimiento o maniobra a menudo se utilizan en conjunto con un sistema de monitoreo para corregir y/o verificar la línea inicial de azimuth durante la perforación (este sistema arroja información de profundidad, aunque con ciertas limitaciones verticales). La interferencia magnética afecta la precisión de medición de la herramienta magnética de movimiento y usualmente puede variar los grados de lectura debido a la presencia de estructuras artificiales de acero o campos magnéticos producidos por líneas de conducción (externas o subterráneas) y/o bien por la resistencia natural del terreno por la presencia de minerales y herramientas de perforación magnetizadas.

En la Figura 3-9 se muestra esquemáticamente un sistema típico de monitoreo superficial. El sistema utiliza una bobina superficial de posición conocida para inducir un campo magnético. La sonda ubica su posición relativa al campo magnético enviando esta información a la superficie (American Gas Association, 1995).

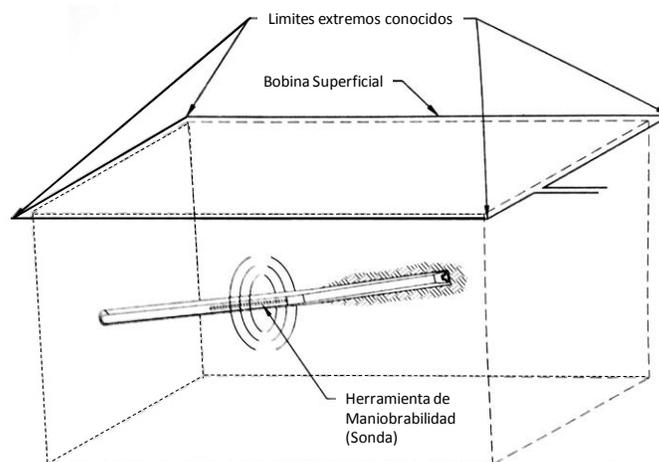


Figura 3-9. Sistema típico de monitoreo superficial (Tomada de ASCE, 2014)

Donde la bobina no puede ser posicionada directamente sobre el obstáculo del cruce, como ríos, cálculos aproximados de ajuste basados en medidas en la herramienta magnética de movimiento deben ser usados. Sin embargo, información de monitoreo superficial sobre cada banco de bobinas puede ser usado para corregir o verificar la línea magnética de azimuth. Estas herramientas de apoyo ayudan a generar gráficamente dibujos muy precisos de igual manera.

Sistema de mapeo giroscópico

Similar a las herramientas magnéticas, las herramientas giroscópicas proveen inclinación e información de azimut para calcular la posición de la herramienta. Estos dispositivos consisten en una masa giratoria que apunta hacia una dirección conocida. Los giroscopios utilizan sensores para hacer mediciones relativas al norte geográfico de la Tierra y, a diferencia de herramientas magnéticas, no son afectados por interferencia de esta naturaleza, proporcionando así una mayor precisión en las mediciones. Adicionalmente las herramientas giroscópicas son ideales para cruzamientos donde el posicionamiento de bobinas es difícil o imposible debido al hecho que la información es transmitida por cableado adherido a la sarta y tubería de perforación (figura 3-10).

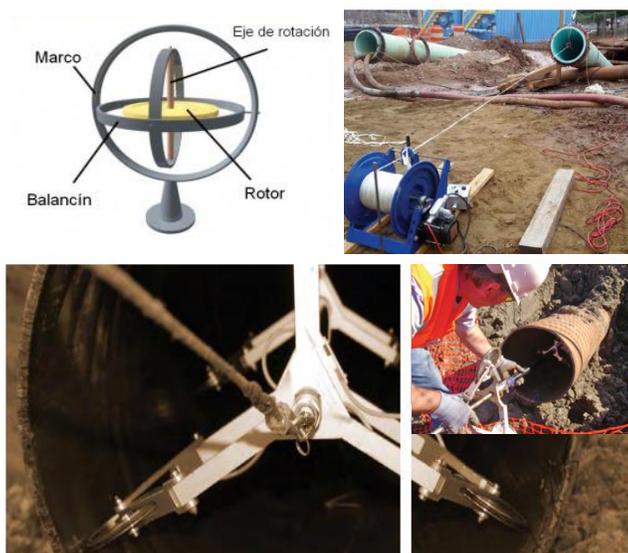


Figura 3-10. Herramienta de movimiento giroscópica

Sistema Walkover

Este sistema consiste en un transmisor que sigue la línea, referido a una sonda, y un receptor de mano. El transmisor emite una señal electro magnética que es recogida por el receptor indicando la posición y orientación de la herramienta. Estos sistemas también están sujetos a interferencias magnéticas. El alcance de su uso puede ser considerado preferentemente a profundidades de 50 pies (15.24m) y hasta 70 pies (21.37m) de profundidad máxima. (Direccional Crossing Contractors Association, 1998), esto debido a que conforme se incrementan las distancias, la señal del walkover se ensancha, creando un mayor margen de error. (Figura 3-11)



Figura 3-11. Receptor del sistema “Walkover” (Imagen tomada de Trenchless Technology)

Distribución del error durante la perforación piloto

Todos los instrumentos de perforación y monitoreo para dar seguimiento a la cavidad de perforación piloto, mantienen errores en sus mediciones. Comparando la salida actual, con aquella anticipada previamente se comprueba este error. Si el mapeo topográfico es preciso y los cálculos de perforación correctos, la diferencia observada en campo en ambos puntos puede resultar de imprecisiones en la herramienta. Este error debe ser distribuido por cada sección de la trayectoria para producir los perfiles ejecutivos de la prueba.

3.2.2. Fluido de perforación

El fluido de perforación es diseñado para lo siguiente (American Gas Association, 1994):

- ⊕ Corte hidráulico de suelos blandos por el uso de inyectores de alta velocidad en la punta de perforación.
- ⊕ Transmisión del poder rotativo al motor de lodos de perforación piloto.
- ⊕ Lubricación, enfriamiento y limpieza de cortadores.
- ⊕ Transporte de cortes y desperdicio por suspensión en el fluido al momento de fluir este a la superficie.
- ⊕ Estabilización de perforación contra derrumbes y/o colapsos y minimización de pérdidas de fluidos debidas a formaciones circundantes.

- ⊕ Reducción de la fricción entre la tubería y las paredes de perforación.
- ⊕ Modificación del suelo por reducción de la fuerza cortante del suelo a lo largo de la trayectoria de perforación.

Composición y características del fluido de perforación

El fluido es comúnmente una mezcla de agua potable, bentonita (montmorillonita sódica) y polímeros. La bentonita es barro natural muy hidrofílico, el cual provoca que las partículas aumenten de tamaño al combinarse con agua (aumento de viscosidad) y produce un recubrimiento en las paredes de perforación. Por lo regular sus aditivos no son dañinos al ambiente. Estos aditivos combinados con el agua son empleados para obtener características ingenieriles específicas durante la ejecución.

Las operaciones PHD comúnmente emplean cantidades significativas de agua. Los rangos que la ASCE (2014) indican aproximadamente, de 300 a los 1200 galones / minuto dependiendo de la fase en la que se encuentra el proceso (teniendo la menor necesidad durante la prueba piloto y mayor en la de acondicionamiento y ensanche de la cavidad e instalación).

Contención y reciclado

El fluido de perforación es bombeado de la máquina perforadora a través de la tubería y hasta los cortadores. Aquí es donde es liberado circulando de nuevo hacia la superficie por el espacio entre la tubería y las paredes de perforación. En la superficie es recolectado en pozos de retorno.

Para permitir que el fluido sea reutilizado durante la prueba piloto de perforación, acondicionamiento y operaciones preparativas, los cortes y desperdicios deben ser continuamente removidos del fluido al tiempo que llegan a la superficie. Esto gracias al sistema de control de sólidos. Este sistema separa el líquido de los sólidos en suspensión mecánicamente para su recirculación a las maniobras de perforación. Económicamente hablando la separación completa entre sólidos y líquido no es viable en absoluto por lo que se toleran rangos de fluido con partículas semisecas y de alta densidad.

La recirculación del fluido de perforación es complicada en la PHD debido al regreso de este por ambos frentes de la instalación. En muchos casos es importante implementar el sistema de control de sólidos en ambos puntos o bien por medio de su transporte por maquinaria a tuberías provisionales. Todos los desperdicios que regresan a la superficie son comúnmente captados y dispuestos al tiempo que son expulsados por el desplazamiento del fluido por inserción de la tubería (figura 3-12).

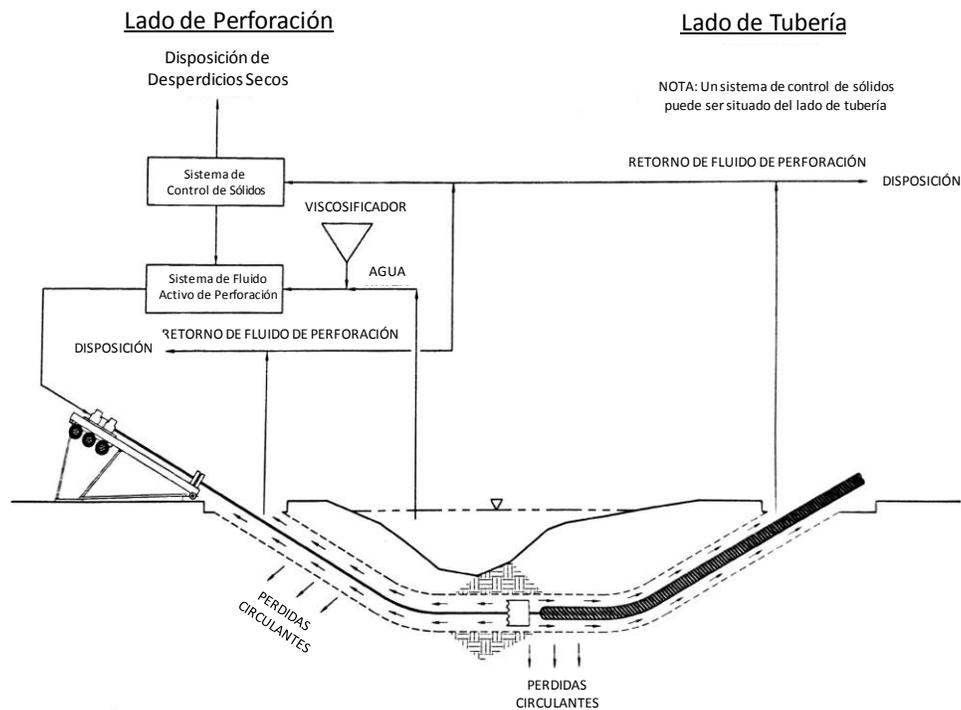


Figura 3-12. Esquema de flujo del fluido de perforación durante la instalación (ASCE, 2014)

Flujo de fluido de perforación durante la colocación de línea

El fluido de perforación no regresa en su totalidad para ser captado en contenedores específicos, sino que puede descargarse en otras áreas a lo largo de la alineación de la PHD. A continuación, se enlistan las causas que pueden incrementar el riesgo de retornos inadvertidos.

- ⊕ Suelos altamente permeables como gravas
- ⊕ Suelos sueltos como arenas o arcillas blandas
- ⊕ Suelos muy duros como rocas, pero con fracturas
- ⊕ Suelos arcillosos con tendencia de absorción en presencia de fluidos
- ⊕ Diferencias considerables de elevación entre los puntos de entrada y salida o elevaciones a lo largo de la alineación PHD.
- ⊕ Suelos alterados como rellenos o aquellos adyacentes a pilas u otras estructuras
- ⊕ Áreas a lo largo de la línea que sigue la instalación donde la profundidad de cubrimiento es menor que 40 pies

- ⊕ Coordenadas donde variaciones significativas de densidad y/o condiciones de composición del suelo son encontradas
- ⊕ El uso de herramientas o prácticas inapropiadas

Es importante notar que, aunque parámetros de fluido de perforación y bombeo pueden ser ajustados para reducir el riesgo de retornos inadvertidos, la posibilidad de tenerlos permanece latente (USACE, 1998).

El impacto de retornos inadvertidos es muy particular de cada sitio, pero en zonas urbanas congestionadas esto puede representar problemas más importantes. El impacto en cuerpos de agua puede estar ligado a efectos de sedimentación, acarreo y turbiedad por sólidos suspendidos.

Donde las instalaciones PHD enfrentan impactos importantes por el retorno de fluido de perforación, se deben tomar las siguientes consideraciones:

- ⊕ Dispositivos de medición de presión durante perforación (PWD): Esta herramienta provee en tiempo real información de la presión anular tras la punta de perforación. La herramienta puede indicar incrementos repentinos en presiones anulares, lo cual identifica taponeos u otros problemas.
- ⊕ Pruebas de fluido de perforación: Pruebas frecuentes al fluido de perforación cuando es bombeado y regresado a la superficie brinda información relevante para analizar por comparación con cálculos de la presión anular y las tendencias identificadas.
- ⊕ Prácticas de perforación: Los métodos de perforación para incrementar la preferencia de mantener el regreso de fluido de perforación durante la prueba piloto incluye la introducción y extracción y el uso de instalaciones de drenado que introduzcan el fluido de perforación a lo largo del perfil perforado.

La debida planeación contra las contingencias es crítica para la respuesta efectiva de retornos inadvertidos. Es importante no retrasar o afectar las operaciones de la PHD, particularmente durante el acondicionamiento, ampliación de la cavidad y del arrastre del conducto. La planeación debe incluir:

- ⊕ Métodos de rápida detección (acceso al alineamiento de perforación y áreas asociadas).
- ⊕ Contar con contención de materiales apropiados en el sitio para contener regresos al momento que ocurran (cortina de sedimento, bolsas de arena, herramientas de excavación, hojas de triplay, etc.).
- ⊕ Anticipar tiempos antes de la limpieza

- ⊕ Enlistar las agencias reguladoras que deben ser notificadas en caso de retornos inadvertidos.
- ⊕ Estableciendo análisis y métodos en áreas ambientales vulnerables para minimizar afectaciones del equipo y personal.
- ⊕ Determinando las solicitudes a corto y largo plazo, si es que hay, para áreas inaccesibles y donde medidas de mitigación no son prácticas o de poca viabilidad (por ejemplo, cuerpos de agua).

Falla estructural por Trasminación

Fallas de estructuras por retención de agua, como en las presas, se ocasionan por una aparente y repentina formación de un canal de descarga en forma de tubería localizado cerca de la base seca de la estructura, y a través de la cual circula el agua que incrementa su tamaño al grado de minar la estructura llevándola a la falla total. Este tipo de falla es conocido como trasminación. Las fallas por trasminación pueden ser provocadas por la erosión que desplaza el suelo hasta que un canal es formado entre los lados seco y húmedo de la estructura de contención o por un fuerte y repentino desplazamiento del suelo del lado seco de la estructura debido a la presión por la filtración del lado húmedo excediendo el peso efectivo del suelo del lado seco (Terzaghi & Peck, 1967).

Donde la trayectoria de perforación pasa más allá de una estructura que contiene un camino de agua como riachuelos formados durante inundaciones, consideraciones especiales deben ser tomadas en cuenta para prevenir el daño a la estructura por trasminación. La posibilidad de trasminación debe ser evaluada para condiciones a lo largo de la trayectoria de perforación durante y después de la instalación PHD. Por ejemplo, en el control de inundaciones, problemas de trasminación pueden ocurrir, ya que de existir diferenciales de presión entre el agua de superficie y las áreas de tierra adyacentes se propician dichas situaciones.

El recubrimiento o lechada al área o capa más cercana de las paredes de cavidad con el espacio anular de perforación puede mitigar el riesgo de trasminación en una instalación PHD. Una capa de material no retráctil y que imite las propiedades subsuelo en cuestión es recomendable.

La profundidad de este recubrimiento puede ser determinado, asegurando que se tendrá suficiente sobrecarga para un factor suficiente de seguridad contra la presión de levantamiento. A continuación, se presenta un modelo matemático que ayuda en el cálculo de esta profundidad:

$$FOS = \frac{h_s \gamma_s}{H_w \gamma_w}$$

Donde:

h_s : Profundidad de recubrimiento, pies;

γ_s : Peso total del suelo, libras/pies cúbicos;

h_w : Altura de excedente por encima del recubrimiento, pies; y

γ_w : Peso unitario del agua, libras/pies cúbicos;

Flujo de perforación y cortes

El uso agrícola es la última opción para la disposición del fluido de perforación después de un proyecto de PHD. El exceso de materiales es dispuesto en áreas libres y mezclado con materiales nativos del medio. El sitio puede estar situado a lo largo del camino que sigue la construcción o en otras áreas cercanas. En áreas no delimitadas como áreas húmedas, esto es aceptable si se tienen los permisos de autoridades correspondientes en esta materia. De manera alternativa los materiales pueden ser dispuestos en rellenos sanitarios cercanos, lo cual puede aumentar los costos si las entidades regulatorias restringen otros métodos de disposición. Los rellenos a menudo requieren del secado del material de desperdicio y de una operación limitada en tiempo, lo cual en conjunto con el pago de permisos puede incrementar significativamente el costo.

La debida documentación debe ser recabada y conservada en el volumen de material removido del sitio de perforación, acuerdos específicos con el propietario de las licencias de relleno y las correspondientes pruebas al fluido de perforación.

3.3. Colocación y revisión post-instalación

El éxito en la operación de un sistema de instalación en el largo plazo está directamente relacionado con la calidad de los trabajos de ingeniería previos y durante la instalación de la(s) línea(s) de conducción que lo integran (Kruse & Hergarden, 2010). El análisis de esfuerzos de una tubería, por ejemplo, es a menudo la parte más importante de la ingeniería de líneas de conducción, ya que se dirige a determinar las cargas y esfuerzos resistentes con el propósito de lograr una correcta selección de propiedades de material y especificaciones geométricas. Esto es, considerando la combinación de todas las cargas actuando en la línea o conducto instalado y comparando con los esfuerzos permisibles por solicitudes mecánicas de instalación y operación bajo los riesgos apropiados de falla.

A cualquier carga producida en la tubería y que es provocada por la interacción suelo-línea de conducción, se le llama carga de suelo o reacción del suelo. Con la introducción de las tecnologías sin zanja, las fuerzas de reacción del suelo que tienen que ser consideradas en los análisis de esfuerzos se vuelven mayormente complejas y diferentes entre cada tipo de tecnología

subterránea, debido a las tensiones, doblamiento, y presiones de fluido durante los procesos particulares de instalación.

Debido a la interacción del suelo con la tubería que produce deformaciones por efecto de reacciones, para el análisis del sistema de línea, se puede emplear un modelo basado en resortes que resulta útil (experimentalmente hablando) para comprender el comportamiento elástico por cargas de instalación del elemento una vez introducida la tubería en el suelo al ser jalada y arrastrada durante el regreso de colocación en la tercera etapa de la PHD. Antes de continuar la descripción de cada una de estas cargas, se muestra en la figura 3-13 el modelo de resortes mencionado.

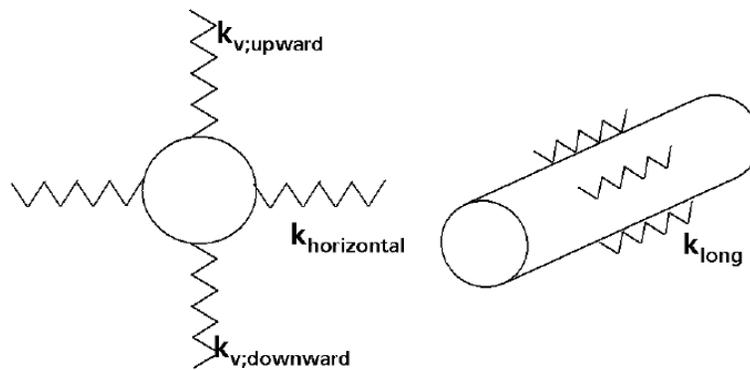


Figura 3-13. Modelo de resortes para comportamiento de tuberías durante su instalación (Imagen tomada de Kruse & Hergarden, 2010)

El problema de calcular cargas y esfuerzos que gobiernan la especificación de una línea de conducción puede ser fácilmente analizado si se comprenden los dos eventos que distinguen el interés del diseñador de la tubería o cable subterráneo: i) Instalación y, ii) Operación. En los siguientes apartados se describen ambas.

3.3.1. Cargas y esfuerzos de instalación

Durante la instalación PHD, la línea de conducción es continuamente sujeta a tensión, dobleces y presión de fluido externo al momento de ser jalada a través de la cavidad de perforación. En procesos convencionales de instalación el doblez no es considerado pues normalmente se puede articular la línea sin esforzar al tubo en este sentido o siendo este esfuerzo poco significativo (American Gas Association, 1995). Las cargas mencionadas que actúan sobre la línea de conducción durante la instalación por PHD se detallan a continuación:

Tensión

Considerando un diagrama de cuerpo libre la tensión se presenta cuando sobre el cuerpo, en este caso el segmento de línea analizado, actúan fuerzas longitudinales de igual magnitud, pero en sentido contrario que se alejan entre sí. (Figura 3-14)

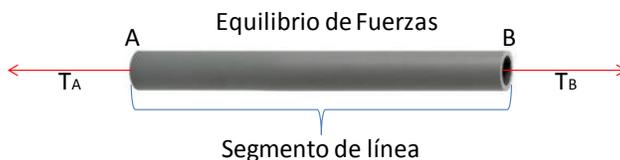


Figura 3-14. Diagrama de Cuerpo Libre para Tensión en segmento de línea

La tensión en la sección jalada resulta de tres fuentes principales: i) fricción de arrastre entre el conductor o línea de conducción y las paredes de la cavidad, ii) arrastre por viscosidad del fluido que rodea a la tubería y iii) el peso efectivo (sumergido) de la línea de conducción al momento de ser jalada dentro de la cavidad (ASCE, 2014). En adición a estas fuerzas está la fricción de arrastre de la porción de conducto en la superficie (comúnmente apoyada en patines deslizantes) que también contribuye a las cargas de tensión en dicho conducto.

Cargas adicionales que la plataforma de perforación horizontal debe vencer durante el retroceso en las maniobras de la tercera etapa se deben principalmente a la longitud de la sarta de perforación seleccionada y al escarificador montado que precede al conducto o línea en su arrastre. Estas fuerzas por lo regular son omitidas por métodos de análisis de cargas debido a que pueden ser mitigadas manualmente de manera controlada y porque sus magnitudes no alcanzan valores tan significativos respecto al resto de las cargas resistidas en la instalación dentro de la perforación (Puckett, 2003). Sin embargo, si se desea conocer una correlación directa con la fuerza general necesaria de perforación, se deben calcular las cargas resultantes del escarificador y de la sarta de perforación y sumarse a la fuerza de tensión actuante en la sección de tiro.

Independientemente del método usado para calcular una carga de tensión PHD, el ingeniero diseñador debe estar pendiente de las diversas variables que afectan estas cargas, muchas de las cuales dependen de las condiciones específicas del sitio y prácticas individuales del contratista. Entre las más relevantes se incluyen la ampliación del diámetro de cavidad, estabilidad de la cavidad de perforación, remoción de cortes, manejo de tubería en superficie, propiedades de suelo y roca, propiedades del fluido de perforación, geometría de la trayectoria, y la efectividad en las medidas de control de flotación. Tales variables no pueden ser contabilizadas con facilidad en un método de cálculo diseñado para una amplia variedad de aplicaciones. Por esta razón, cálculos

teóricos llegan a limitarse a menos que se combinen con criterios ingenieriles derivados de la experiencia en la instalación PHD (ASCE, 2014).

El primer paso en el cálculo de una carga de tensión es analizar la trayectoria de perforación. Este análisis puede estar basado en la trayectoria de perforación diseñada, un caso desfavorable de trayectoria, o datos durante la prueba piloto de perforación si es posible. Los métodos de cálculo para cargas existentes de tensión involucran el modelado de la trayectoria como una serie de segmentos rectos y/o curvos que definen su forma.

Las cargas individuales actuando en cada segmento son entonces resueltas para determinar una resultante de carga de tensión para cada segmento. La fuerza estimada requerida para instalar toda la sección jalada en la cavidad acondicionada es igual a la suma de las cargas de tensión actuando en todos los segmentos definidos (Castro y Guadarrama, 2007). Debe notarse que tanto la fricción de arrastre y la del fluido siempre incrementan la carga de tensión debido al hecho de que estas cargas retrasan el movimiento de la tubería. De cualquier manera, la componente de tensión resultante del peso efectivo de la tubería puede tanto ser positivo, negativo, o cero dependiendo del empuje de la tubería y si el segmento evaluado está siendo jalado verticalmente hacia arriba o hacia abajo, u horizontalmente.

Fricción por arrastre

La fricción de arrastre por contacto entre la tubería y el suelo es determinada al multiplicar la fuerza de resistencia que la sección de arrastre ejerce contra las paredes de la cavidad por un coeficiente de fricción. Un valor razonable como coeficiente de fricción es 0.3 para una tubería jalada dentro de la cavidad rellena de líquido de perforación (American Gas Association 1995). De cualquier manera, debe ser entendido que este valor puede variar con las condiciones del suelo. Un suelo muy lodoso y húmedo puede llegar a tener un coeficiente de fricción de 0.1, mientras que un suelo duro y seco llega a valores de 0.8. Para tuberías de polietileno de alta densidad deslizándose sobre la superficie, la ASTM F1962 (2011b) sugiere un valor de 0.5.

Para segmentos rectos la fuerza resistente puede ser determinada al multiplicar la longitud del segmento por el peso unitario efectivo de la tubería y el coseno del ángulo que forma el segmento respecto al eje horizontal de su posición. Para segmentos curvados, el cálculo de la fuerza de resistencia es más complicado debido a que se involucran variables geométricas adicionales con efecto en la rigidez del elemento de línea de conducción.

Resistencia al avance por fluido de perforación

Esta magnitud que depende de la reología del fluido de perforación existente entre la tubería y las paredes de la cavidad, se obtiene al multiplicar el área de superficie externa de la tubería por un coeficiente apropiado de resistencia por viscosidad del fluido. Un valor razonable para el

coeficiente de esta fuerza de oposición es 0.025 libra / pulgada cuadrada (Puckett 2003). El área externa del segmento definida en el modelo de trayectoria de perforación puede ser fácilmente determinada basándose en la longitud del elemento y el diámetro exterior de la sección jalada.

Peso efectivo de la tubería

El peso efectivo de la tubería es el peso unitario de la sección jalada menos el peso de unitario de cualquier fluido de perforación desplazado por la línea de conducción. Esto es típicamente expresado en unidades de libra / pie de tubería instalado. El peso unitario de la sección incluye no solamente la línea de conducción, sino también su contenido y ademes o camisas de recubrimiento si estas representan un peso significativo (por ejemplo, de concreto). Calculando el peso del fluido de perforación desplazado por la sección de tiro de la línea de conducción requiere que la densidad del fluido sea conocida y asumida. Para instalaciones PHD, la densidad del fluido oscila aproximadamente en valores de 8.9 lb/gal hasta 12.0 lb/gal. (Peso de agua de 8.34 lb/gal.; American Gas Association 1994, Bennett and Ariaratnam 2008). Para análisis conservadores es común que se determine un valor último más alto para la densidad del fluido.

Flexión por dobleces

La sección de tiro está sujeta a dobleces elásticos al tiempo que es introducida y controlada en la cavidad para seguir la línea de trayectoria de perforación. Para las tuberías con piezas de unión o soldadas se implica un esfuerzo de flexión en la línea de conducción que depende del radio de curvatura de la perforación. Para tuberías muy rígidas hechas de materiales como el acero la resistencia relativa de estos materiales rígidos al doblarse también induce una fuerza resistente normal contra las paredes de perforación. Estas fuerzas influyen la fuerza de tensión en la tubería como una componente de la fricción de arrastre.

Presión externa por fluido de perforación

Durante la instalación PHD, la sección jalada está sujeta a presión externa de cuatro diferentes fuentes principales: 1) Presión hidrostática por peso del fluido circundante de la línea de conducción en el espacio de la cavidad entre las paredes y la tubería 2) Presión Hidrocinética requerida para que el fluido de perforación fluya del espacio anular de la cavidad a la superficie, 3) Presión Hidrocinética producida por fuerzas de empuje involucradas en el jaloneo de la línea de conducción dentro de la cavidad de perforación, y 4) Presión resistente (efecto capstan) de la tubería contra las paredes de perforación producidas por la conformación de la tubería en la trayectoria de conducción.

3.3.2. Cargas de operación

Las cargas de operación impuestas a la línea por el procedimiento de la PHD no son significativamente diferentes de aquellas impuestas en una línea convencional al ser instalada. Como resultado, procedimientos existentes para calcular y limitar esfuerzos pueden ser aplicados. Una línea de conducción con uniones o soldada en una sola pieza instalada con el procedimiento PHD contiene dobleces elásticos. Los esfuerzos de flexión impuestos por el doblez elástico deben ser revisados en combinación con otros esfuerzos longitudinales y de flexión para evaluar si los límites aceptables no son excedidos. A continuación, se describen las cargas de operación impuestas en la línea de conducción durante su operación.

Presión Interna

Al igual que en métodos convencionales, una línea de conducción instalada por el procedimiento PHD está sujeta a presión interna debida al flujo de fluidos a través de ella. Para propósitos de diseño, esta presión es tomada con el valor máximo permisible. La presión hidrostática interna desde fondo de la instalación PHD debe ser considerada cuando se determina la presión máxima interna.

Flexión

Flexiones o dobleces que son introducidos durante ajustes de colocación y retrocesos pueden permanecer en la línea y debe ser considerados cuando se analizan esfuerzos de operación. Estas flexiones se aproximan comúnmente a curvas circulares de radio de curvatura obtenido de la información en la prueba piloto. Un método común de cálculo del radio en un plano simple (vertical u horizontal) lo presenta la American Gas Association (1995):

$$R_H R_V = \frac{180 L}{\pi A}$$

Donde:

R_H : Radio de curvatura horizontal en pies;

R_V : Radio de curvatura vertical en pies;

L : Longitud perforada (comúnmente considerada entre los valores de 75 y 100) pies; y

A: Cambio en el azimut (R_H) o inclinación (R_V) sobre L , en grados.

Para juzgar la idoneidad de un pozo o cavidad de perforación para la colocación del conductor o línea, es importante considerar el total, o la combinación de radios de curvatura lo cual es de importancia para deflexiones angulares tanto en la dirección horizontal y vertical. Cabe remarcar que la curvatura horizontal usualmente existe hasta cierto punto durante la perforación, incluso en cruces con diseño recto. Un método para calcular radios de curvatura combinados se muestra a continuación.

$$R_C = \sqrt{\frac{R_V^2 R_H^2}{R_V^2 + R_H^2}}$$

Donde:

R_C : Radio de curvatura combinado, pies

La selección de un valor para la longitud de perforación (L) se basa en criterios de ingeniería y se toma en cuenta para la curvatura de la línea de conducción colocada en la cavidad contrario a deflexiones individuales monitoreadas en la prueba piloto.

Expansión térmica

Una tubería instalada por PHD se considera restringida en su totalidad por el suelo circundante. No obstante, deben considerarse los esfuerzos que son inducidos por cambio de temperatura, es decir, tomando en cuenta la variación prospectada de temperatura cuando fue construida a aquella contemplada durante la operación (ASCE, 2014).

Debe ser notado que el modelo de restricción total no necesariamente obedece a todas las condiciones del subsuelo. Ya que es evidente que, durante la instalación, la línea no se restringe completamente, de otra manera, no podría ser colocada en la cavidad. El criterio del ingeniero debe ser usado en la consideración de esfuerzos por cambios de temperatura y sus particularidades involucradas en la instalación PHD.

Presión externa

Para evaluar el impacto de la presión externa durante la operación, la mínima presión interna de operación debe ser comparada con la máxima externa, la cual es resultado del agua en el medio y las cargas de tierra a la elevación del punto más profundo de la instalación PHD.

La sobrecarga de tierra es generalmente considerada como una carga de túnel, donde la resultante de la presión de suelo debe ser menor que el esfuerzo geostático. El ASTM F1962 (2011b) recomienda el siguiente método para calcular la sobrecarga de tierra en instalaciones PHD.

$$P_e = \frac{k\gamma H}{144}$$

Donde:

P_e : Presión externa de tierra, en libras / pulgada cuadrada;

k: Factor de arqueado;

γ : Peso del suelo, libras /pulgada cúbica; y

H: Profundidad, Pies

El factor de arqueado se calcula de la manera siguiente:

$$K = \left\{ \frac{1 - \exp \left[-2 \left(\frac{KH}{B} \right) \tan \left(\frac{\delta}{2} \right) \right]}{2 \left(\frac{KH}{B} \right) \tan \left(\frac{\delta}{2} \right)} \right\}$$

Donde:

K: Coeficiente de presión de tierra;

B: Espesor de cavidad (asumiendo que sea el diámetro ampliado), pies;

δ : Ángulo de incidencia de fricción de la pared (asumido igual a \emptyset); y

\emptyset : Ángulo de fricción interna del suelo

El coeficiente de presión de tierra se calcula como sigue:

$$K = \tan^2 \left(45 - \frac{\emptyset}{2} \right)$$

CAPITULO IV. Ejemplo Práctico

4.1. Descripción del proyecto de línea

El proyecto consiste en la instalación de una línea de conducción de sustancias peligrosas (hidrocarburos). El trazo tiene en su mayoría tramos en donde se prevé la utilización del método de excavación por zanja, sin embargo, existen obstáculos sobre los cuales no es posible realizar dicho procedimiento tales como canales con revestimiento de concreto y caminos o cuerpos de carretera. Para poder atravesarlos con tubería se propone el método de perforación direccional horizontal, dada la imposibilidad de interrumpir su funcionamiento.

El tubo diseñado (para soportar las cargas muertas y vivas, así como las accidentales) por la Compañía distribuidora de la sustancia, es de acero al carbón del tipo X-52 (Figura 4-1) con diámetro nominal de 24" y un espesor de pared de 0.52". Las resistencias y dimensiones del tubo son constantes en los tramos zanja y PHD (Tabla 4-1).



Figura 4-1. Tubería X-52 de acero al carbón

Tabla 4-1. Especificaciones de tubería para línea de conducción									
TAMAÑO DE TUBERÍA		PESO				VOLUMEN			
DIAM EXT	60	PESO POR PIE (LBS) 318				GAL / PIE 142.0			
ESPESOR	0.500	RELACION DE DIAM: 120		ESPESOR DE PARED = 0.5"		FACTOR DE DISEÑO		0.5	
SMYS	5200	PRESION PARED EXTERIOR = 36.88		TUBERÍA HDPE		RADIO MÍNIMO = 1671.98 Metros			
FACTORES DE PRESIÓN		DENSIDAD DE TUBERÍA ACERO		DIAM EX 0					
SMYS	867 PSI	LLENA		VACÍA		ESPESOR 0.000		PESO HDPE	
MAOP	433 PSI	-276		910		RD 11.0		LB/PIE 0.00	
DISEÑO	0 PSI	-96		EN FLUIDO 1090		PESO DE TUB HDPE CON AGUA			
	10 LB FLU					GAL/PIE.= 0		LB/PIE.= 0	
PESO DEL AGUA / PIE.		FUERZA PERMITIDA DE							
LB/GA		TRACCIÓN @ 85% SMYS				PESO DE HDPE CON AGUA			
AGUA = 8.35 L		4,131,037 LB				0 LB. PER FOOT			
LB/PIE 1186									

En la Figura 4-2 se presenta la planta del lugar en donde se desarrollarían trabajos de instalación.



Figura 4-2. Ubicación (área roja) para proyecto de línea de conducción

La solución efectiva para el trazo completo de la línea de conducción involucra salvar obstáculos naturales y artificiales. En la Figura 4-3 se muestra un primer trazo de línea proyectada.

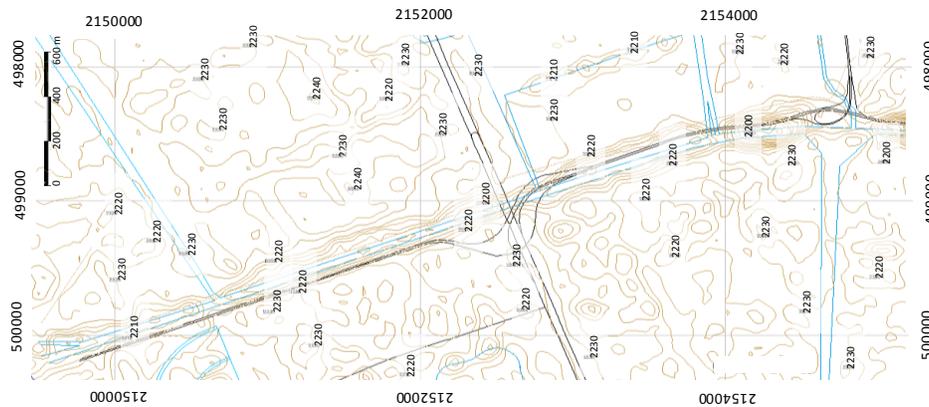


Figura 4-3. Ubicación (área roja) para proyecto de línea de conducción

Como puede observarse en el trazo de línea en planta, la instalación de tubería se enfrenta al desafío de atravesar espacios importantes (en escala). A continuación, se describe la morfología y elementos del terreno que identifican a los obstáculos y además son cruciales para la mitigación de la afectación por la instalación de la tubería. Un primer aspecto, la altimetría y la topografía, se revisa para definir las condiciones de entrada y salida de los tubos, así como el levantamiento de las casas de almacenamiento, las áreas blancas para trabajo y las posiciones estratégicas de los equipos. En la Figura 4-4 se muestra el corte y la planta analizados.



a. Altitud



b. Curvas de elevación (m.s.n.m.)

Figura 4-4. Altimetría y planta del proyecto

Reconocidos los niveles y las regiones potenciales para cada etapa del proyecto, se genera la especificación técnica del trazo óptimo evidenciando las obstrucciones (con las menores curvaturas posibles) que son los puntos de cruce PHD (Figura 4-5).

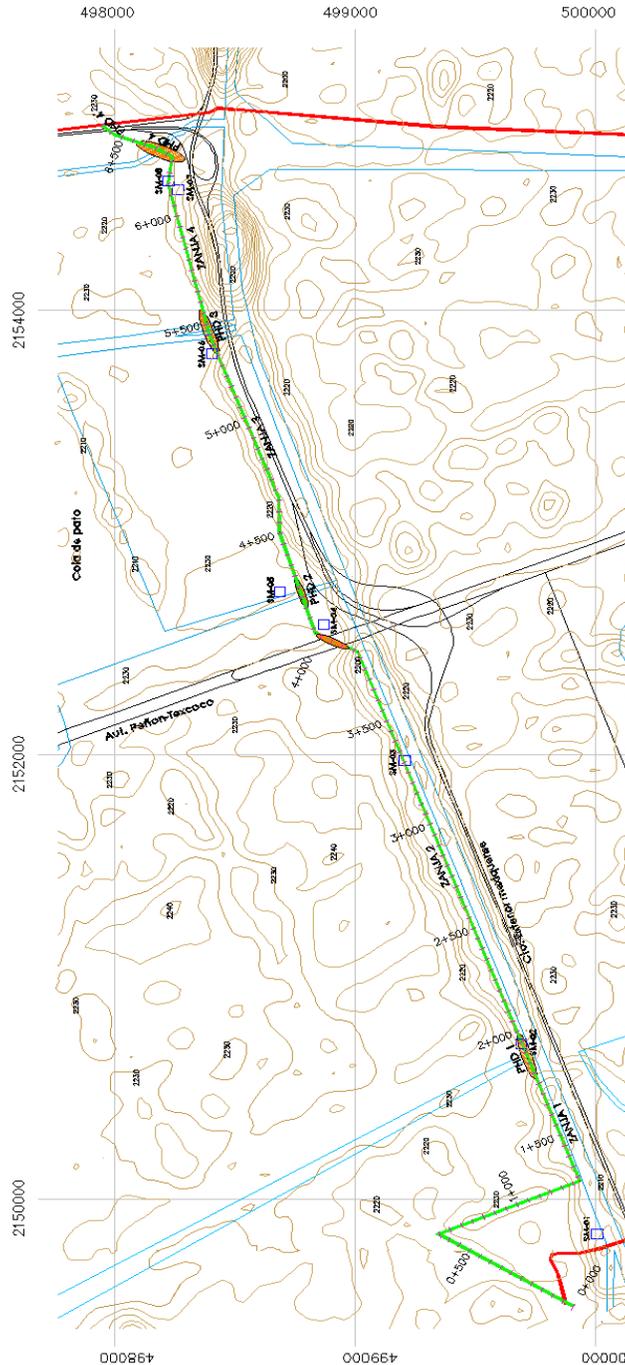


Figura 4-5. Bosquejo de línea proyectada, en verde instalación con zanja y en naranja los tramos a salvar con PHD.

4.2. Casos Particulares PHD

Para cumplir con los objetivos de este trabajo de Tesis se eligen dos obstáculos representativos del proyecto en PHD. Las dimensiones de dichos obstáculos, canal y carretera, son (Figura 4-6a y b):

- Ancho de canal=43.66 m
- Profundidad del canal = 4 m
- y
- Ancho de Carretera = 30 m

Con base en el corte analizado se sabe que las elevaciones del terreno natural en ambos lados y para los dos casos seleccionados son prácticamente iguales.

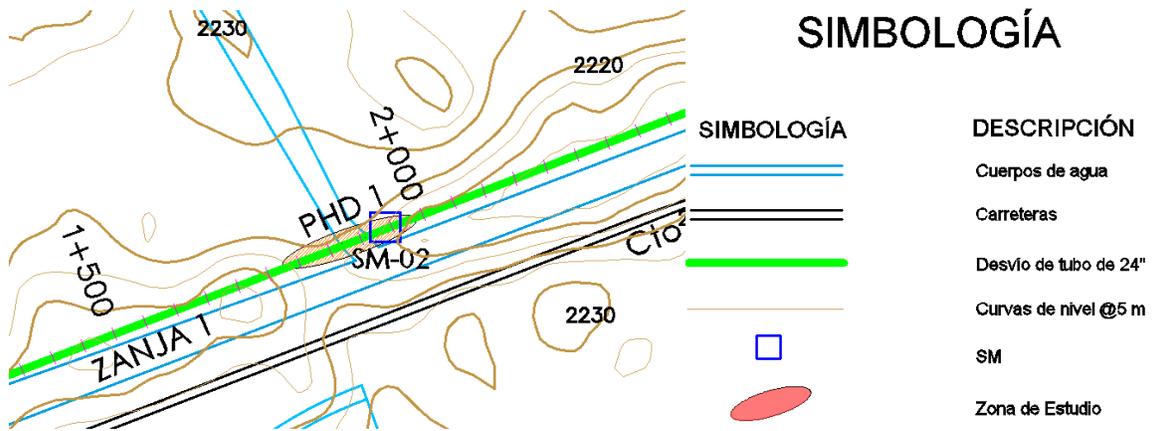


Figura 4-6a Planta de cruzamiento canal

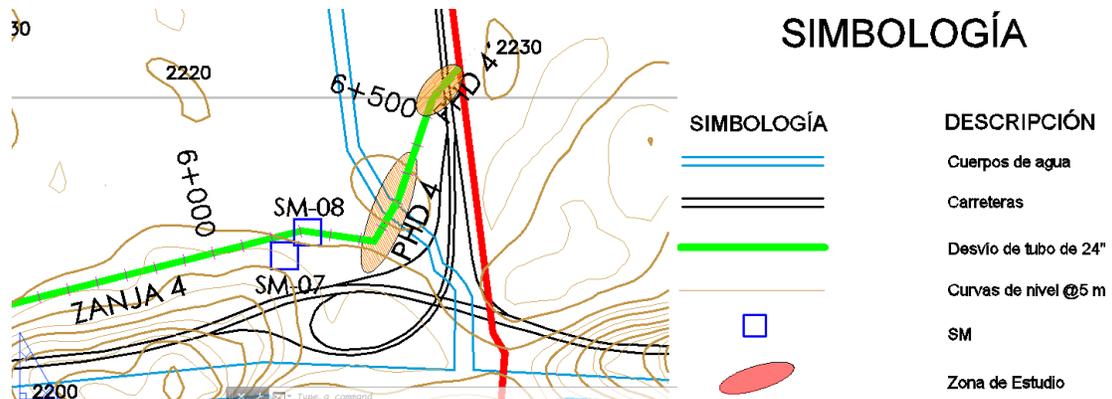


Figura 4-6b Planta de cruzamiento carretera

4.2.1. Exploración del subsuelo

Sintetizando las generalidades de los suelos de la zona Federal del exlago, se catalogan a éstos como casi únicos en el mundo en cuanto a características físico químicas, gran compresibilidad, alto contenido de agua, plasticidad con baja resistencia al esfuerzo cortante, impermeabilidad y una alta salinidad-sódica que se presenta en una gran extensión y a grandes profundidades (mayores a los 180 m), en donde el agua llega a mantener niveles de salinidad del doble que la del agua de mar (Carrillo, 1969; Cruickshank, 1998).

La lista de estudios ejecutados en sitio se presenta en la Figura 4-7. Se consideran los aspectos físicos intrínsecos en el más amplio sentido (macro) de sus características geológicas, geográficas e hidrológicas generales y, posteriormente, se estudia cada cruzamiento ejemplo en un nivel más específico (micro) haciendo énfasis en las condiciones particulares de cada obstáculo y sus características geotécnicas.

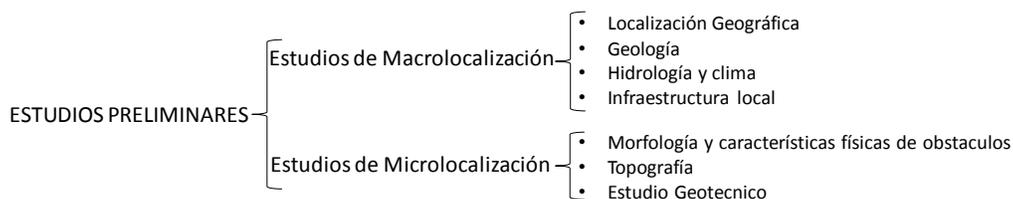


Figura 4-7. Estudios Preliminares

Sobre la escala macro (Figura 4-8), que es la misma en ambos casos, se considera a la Cuenca del Valle de México. Esta cuenca se extiende dentro de la región central del eje Neovolcánico y contiene a la zona conurbada del Estado de México; específicamente a la región del ExLago de Texcoco (interés de estos ejemplos). Como antecedentes geológicos importantes de la subcuenca del lago de Texcoco se tiene que, desde la formación de la cuenca del Valle de México en el Cenozoico Terciario y Cuaternario, las condiciones de grandes movimientos tectónicos, así como las erupciones de cuerpos volcánicos locales de la región y los depósitos de cenizas volcánicas y de lavas, así como formaciones forjadas a través del tiempo a distintas elevaciones por acarreo de material transportado por el aire o por corrientes de agua hacia las partes bajas, ha integrado lo que se percibe actualmente como una gran planicie que fue ocupada por lagos someros (Cruikshank, 1998).

Algunos de los aspectos que se verifican para operar de manera segura se muestran en las Figuras 4-8 a la 4-10

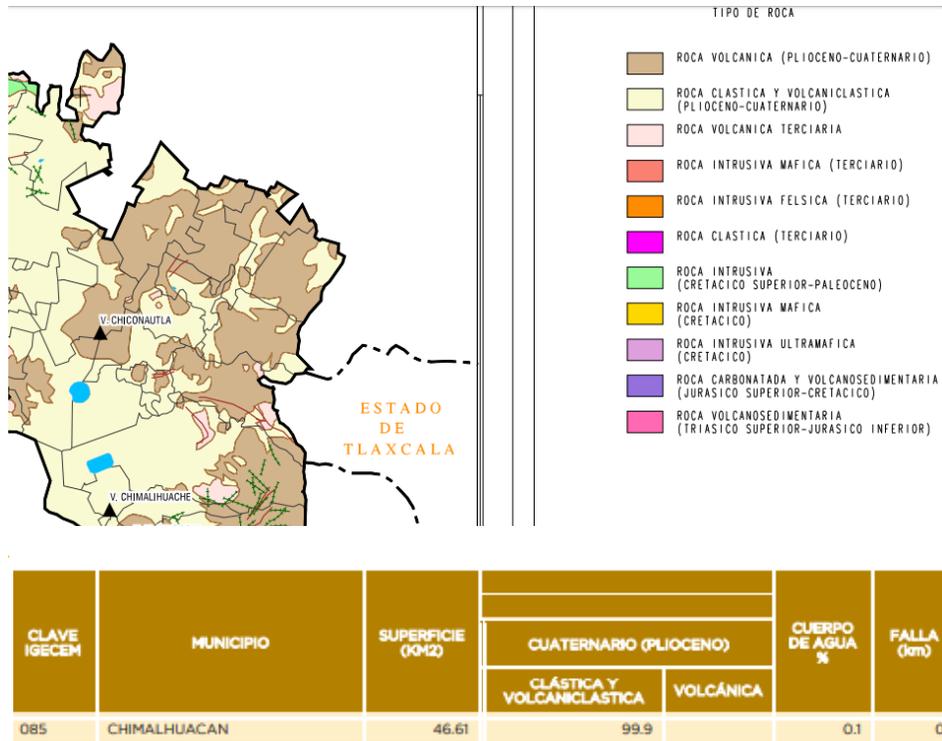


Figura 4-8. Porcentaje de Superficie terrestre por tipo de roca (Geología Texcoco-CENAPRED 2019)

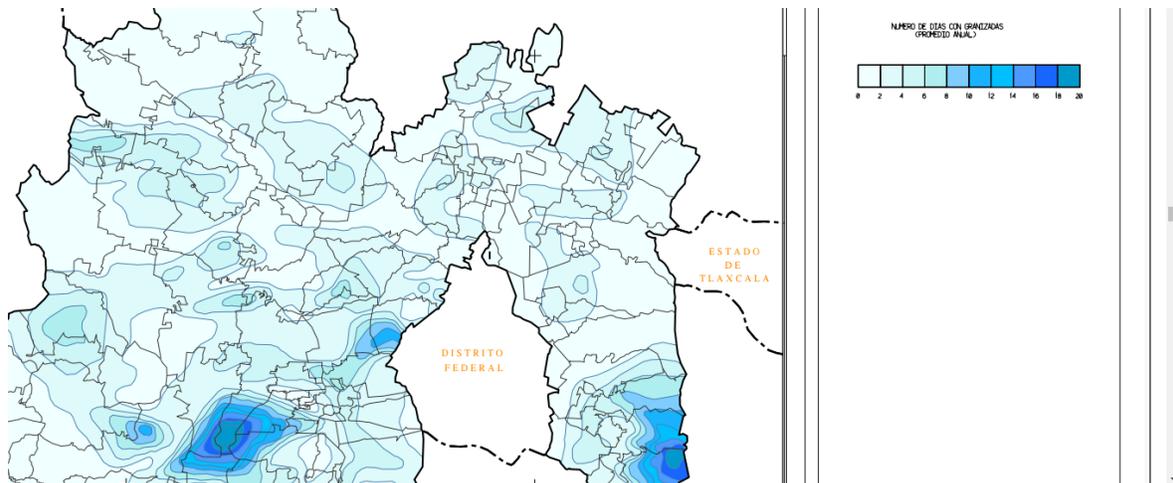


Figura 4-9. Frecuencia de Granizadas (CENAPRED 2019)

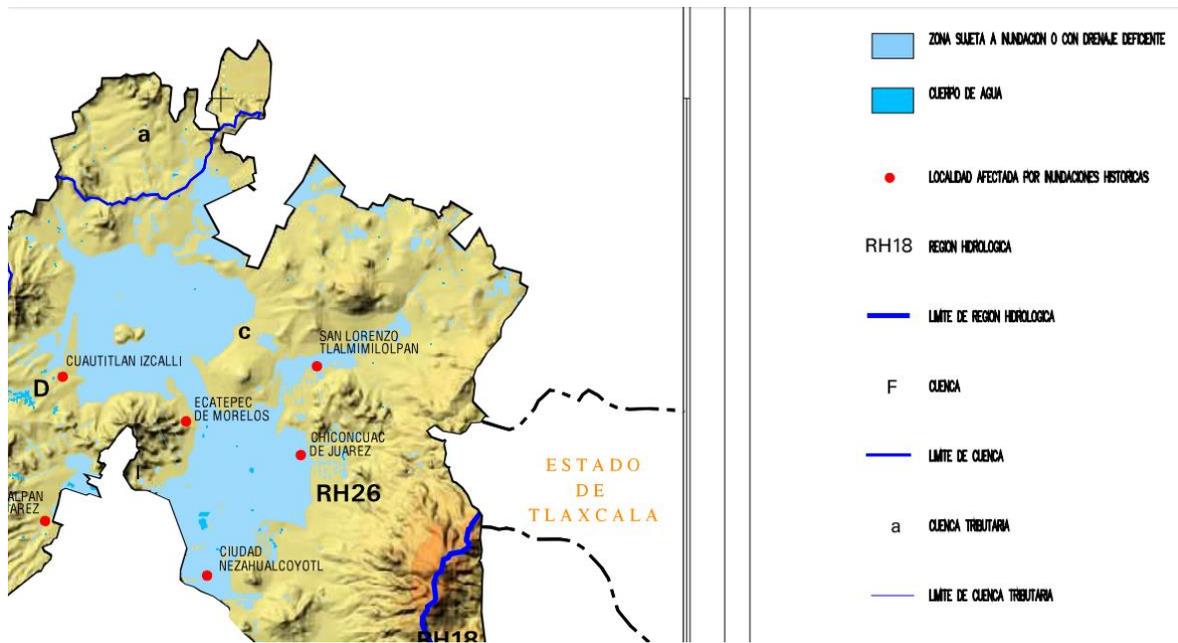


Figura 4-10. Zonas Susceptibles a inundaciones (CENAPRED 2019)

En cuanto a la caracterización de agrietamientos (Figura 4-8) observan fenómenos cercanos, pero no se reconocen fracturas, anomalías o proceso geológicos activos nocivos.



Figura 4-11. Agrietamientos en rojo para zona del ex Lago de Texcoco (extraída de SIG en el programa informático Google Earth v.6.0. (Mendez et al., 2008)

Por otro lado, en el aspecto de las condiciones meteorológicas locales, el clima de la región es semiárido templado, con verano cálido, y precipitación pluvial mínima de 460 mm y máxima de 600 mm por año. En concordancia con las condiciones mencionadas se tiene presencia de escurrimientos superficiales, que en los peores escenarios han producido grandes avenidas que deslavarón la capa de tierra vegetal, erosionaron y arrastraron grandes cantidades de sedimentos que llenaban de azolve los cauces de los ríos, los canales y demás cuerpos de agua hasta provocar inundaciones por desbordamientos sobre diques de tierra construidos.

Diversos autores han estudiado la evolución del hundimiento regional en el valle de México mediante nivelaciones de bancos de nivel distribuidos dentro de la CDMX y en la zona del ex-lago de Texcoco. Tomando de referencia el análisis de Méndez et. al. (2008) el cual midió hundimientos acumulados para un periodo de tiempo comprendido entre 1862 a 2005, se consideran tasas de entre 30 a 35 cm/año para la región.

Sobre los estudios geotécnicos, que son los más importantes para la metodología PHD, se realizaron perforaciones con máquina Long-Year 38 equipada atendiendo lo establecido en la norma ASTM D1586-84 para el método de penetración estándar. En el sitio para cada cruce se efectuaron perforaciones clasificadas como SM, abarcando los ejemplos de canal o cuerpos de agua y carretera correspondientes.

Siguiendo lo revelado en los estudios geotécnicos (resultados obtenidos en pruebas in situ y las correspondientes del laboratorio) se presenta una estratigrafía para todo el trazo (profundidad límite 20m) (Figura 4-9).

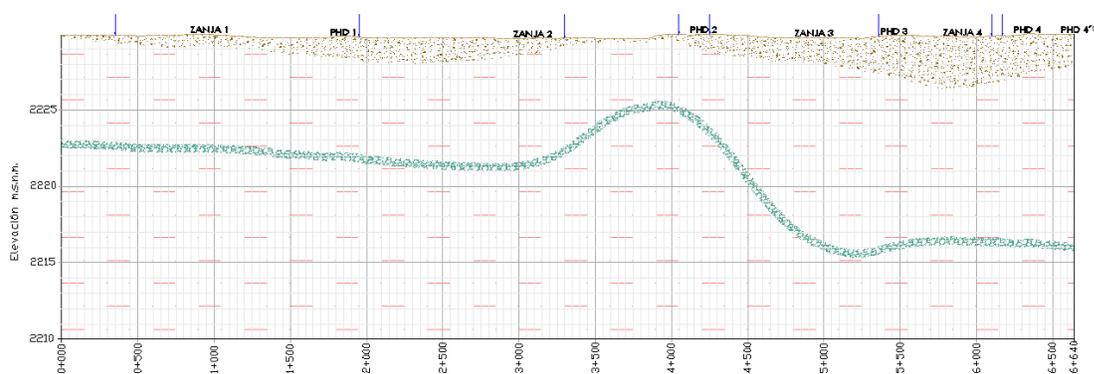


Figura 4-12. Perfil estratigráfico en los cruces

La estratigrafía del subsuelo definida a partir de los materiales recuperados por los barrenos mediante el tubo bipartido del penetrómetro consistió en (Figura 4-9):

- Relleno de tezontle espesor <1.00 m. El nivel freático se localiza entre los 0.50 y 0.90 m.
- Arcilla de color gris verdoso de consistencia muy blanda y alta plasticidad que llega a profundidades hasta 4 m. El contenido de agua es en promedio 150 %.
- A partir de los 4 m se pueden encontrar arcillas (CL) con coloraciones cafés y verdosos más resistentes de firmes a duras, algunas de ellas arenosas.
- Para el caso del tramo del canal se aprecia además una capa compuesta por arcilla de color gris verdoso de consistencia firme a muy firme, con poca arena (CL).
- Lente de arena basáltica fina de 30 cm de espesor, localizada a 7.6 m de la superficie para los primeros tramos, que es donde se encuentra el canal y a profundidades mayores a 14 m, en últimos tramos, donde se efectuaría el cruce carretero.
- Debajo del lente de arena se logran apreciar capas de arenas arcillosas de color gris verdoso, de compacidad media, con algunas gravas (SC).
- Finalmente, a profundidades mayores de los 12.00 m de profundidad, se alcanzan a apreciar compuestos de gravas arenosas de color café claro a oscuro, de compacidad densa, con arcillas (GC), así como predominancia de arcilla arenosa café claro verdoso, de consistencia dura (CL), similares a las encontradas en estratos superiores.

4.2.2. Metodología de Cálculo

Con los estudios de suelos y de algunas condiciones físicas particulares de las zonas de cruzamiento, a continuación, se determinan los criterios de diseño geométrico de perforación, para lo cual es importante partir de un trazo computable que permita el bosquejo de los planos de especificación de trayectoria a seguir por el contratista perforador.

El desarrollo de diseños PHD debe realizarse aplicando convenciones geométricas, por ejemplo, fórmulas trigonométricas, que aproximen elementos conocidos o predeterminados, hasta terminar con la definición de la longitud mínima del cruzamiento direccional.

Es prudente recordar que lo diseñado en el papel es afectado en la implementación en campo por elementos en la formación como rocas, cavernas, etc., que desvían a la broca de perforación del trazo de diseño originalmente planeado. Por lo tanto, para la perforación piloto, se diseña el perfil del cruzamiento, de acuerdo a las necesidades del proyecto. Con la finalidad de anticipar la exigencia del diseño geotécnico y estructural de la tubería en cada uno de los obstáculos ejemplos, y que no muestran mayores inconvenientes en estudios a la forma del trazo, se define la longitud de cruzamientos (diseño geométrico) de perforación, simplificando de la siguiente manera una configuración de la trayectoria a tramos descritos por segmentos de rectas inclinadas, horizontales y curvaturas bien definidas.

Específicamente para los cruzamientos de canal y carretera, para la línea direccional se proponen dos Partes Principales y un Ajuste horizontal con cinco segmentos a calcular. En la figura 4-10 se muestran los cinco segmentos que constituyen a cada cruzamiento direccional.

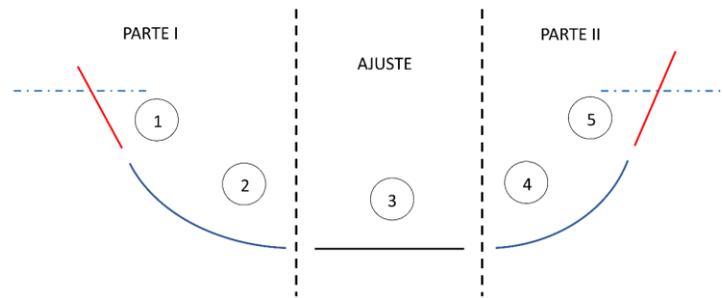


Figura 4-13. Partes del cruzamiento direccional

Como dato conocido, para el radio de curvatura de las porciones curvas de la Parte 1 y 2 del direccional, se deriva el parámetro del DN de la tubería a instalar, gracias una regla definida en la industria para el radio de curvatura en pies, la cual lo maneja como 100 pies por pulgada de DN. Aplicando al valor de diámetro del proyecto se tiene que:

$$100' \times DN'' = DN00'$$

$$100' \times 24'' = 2400'$$

La razón primordial de haber llegado a esta regla se relaciona con el esfuerzo ejercido, en lo que respecta a la flexibilidad del tubo a instalar. En este caso se conoce que es un tubo X-52, o de otra forma descrito, el SMYS es de 52,000 psi. La práctica en la industria indica que el tubo debe quedar instalado con un esfuerzo menor al 25% del SMYS. Por lo tanto, se desarrolla la siguiente ecuación para determinar el esfuerzo de flexibilidad del tubo:

$$Esfuerzo = \frac{(MY \times r)}{R}$$

Donde

$$MY = 29,000,000 \text{ psi}$$

$$r = \frac{DN}{2} = \frac{24''}{2}$$

$$R = (100' \times DN) \text{ en pies, } (100 \times 24) \text{ pies} \times 12 \text{ para convertir a Pulgadas}$$

En los ejemplos se traduce a

$$Esfuerzo = 29,000,000 \times (24 / 2) / ((100 \times 24) \times 12)$$

$$Esfuerzo = 12,083.33 \text{ psi}$$

Es decir

$$\text{Esfuerzo} / \text{SMYS} = 12083.33 / 52000 = 23.2 \% \text{ de SMYS}$$

Además, se procede a definir para los ejemplos de una manera casi-arbitraria, el ángulo de entrada de lo que se ha definido como el segmento recto inclinado de la Parte 1 de los cruzamientos (Lado Taladro) (Figura 4-11).

Los lineamientos de la industria vuelven a aparecer como guías para determinar este ángulo. Se recomienda que el ángulo de entrada sea entre 8° y 20°.

Este rango se relaciona tanto con las capacidades de inclinación de los equipos, las cuales varían dependiendo de la marca, modelo y tamaño del taladro de perforación, así como con las características de profundidad del proyecto.

En ambos casos prácticos se opta por especificar el mínimo ángulo de entrada de 8°.

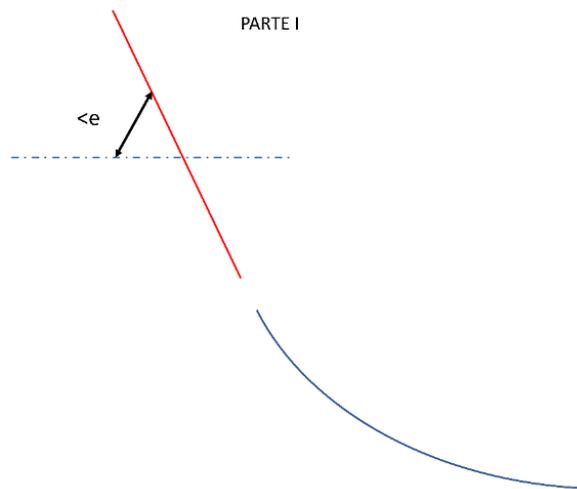


Figura 4-14. Ángulo de entrada (Lado Taladro)

Los lineamientos de la industria vuelven a aparecer como guías para determinar el ángulo de salida. Se recomienda que el ángulo de salida sea de entre 5° y 12°, para minimizar los riesgos de seguridad industrial al “embocar” la tubería a instalar en el túnel. A continuación (Figura 4-12) se presenta un esquema que contiene a los parámetros mencionados hasta el momento y las variables de las ecuaciones que utilizaremos para el cálculo de la perforación.

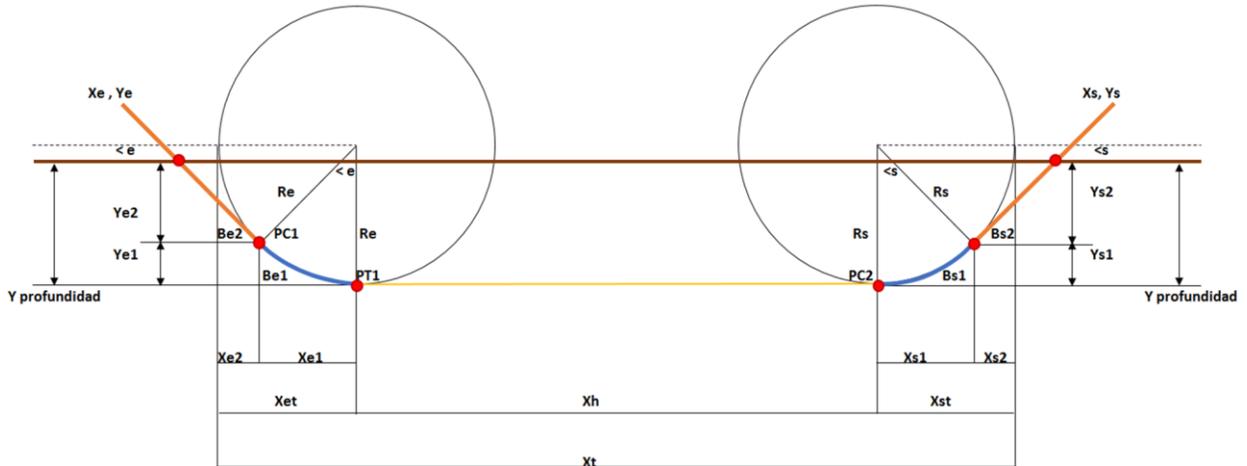


Figura 4-15. Variables que intervienen en el cálculo

4.2.3. Cálculos geométricos

Mediante la programación de un modelo de cálculo se aproximan las variables de largo y profundidad de los segmentos. A continuación, se muestran tres iteraciones de profundidad en el caso del canal y de la carretera para lograr salvar los obstáculos con las mínimas afectaciones. Para el caso del canal se insta por profundidades de 10 m, 8 m y 7.5 m en el cálculo de variables mostradas en el respectivo modelo (Figura 4-13).

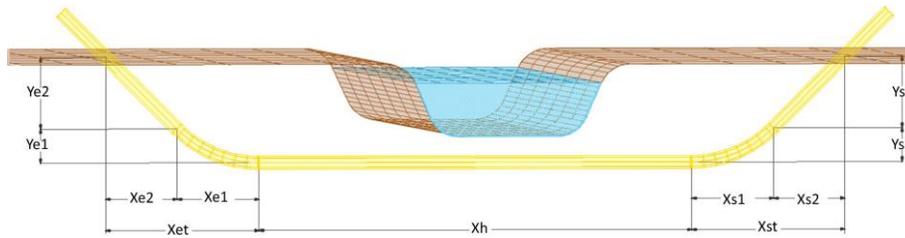


Figura 4-16. Modelo PHD para Canal

En el tema de la profundidad a la cual se instalará el ducto, se propone un valor de 10 m inicial, adecuado para cualquier caso de cruce de los ejemplos. Se realiza el cálculo para esta situación y después se presentan los resultados para otras alternativas de profundidad (7.5 y 8 metros), con el objetivo de determinar qué solución es la más viable en cuestión de costo, condiciones del terreno, facilidad de proceso constructivo y mantenimiento. Los Datos iniciales del cruce de canal se muestran en la Tabla 4-3.

Tabla 4-2. Datos para PHD canal		
Diámetro Nominal de tubería=	24	pulg
	609.60	mm
Espesor de tubería =	8.80	mm
Módulo Young =	29000000	psi
Radio de tubería =	12	pulg
Esfuerzo de cedencia (tubo) =	12083.33	psi
Esfuerzo de cedencia mínimo =	52000	psi
Y profundidad Entrada =	10.00 ;8.00 ;7.50	m
Y profundidad Salida =	10.00 ;8.00 ;7.50	m
Radio de curvatura del segmento curvo =	28800	pulg
	731.52	m
Grado de curvatura (<e) de entrada =	8	grados
	0.14	rad
Grado de curvatura (<e) de salida =	5	grados
	0.09	rad
TOTAL INSTALADO=	232.16	m
Xt=	231.46	m

Se aplican fórmulas trigonométricas a la Parte 1 de este cruzamiento direccional del canal y de la carretera, con cada profundidad propuesta (10 m, 8 m y 7.5m), las elevaciones del terreno natural a ambos lados son iguales y la tubería a instalar mantiene sus especificaciones constantes. De manera explícita se ejemplifica el caso del canal iterando la profundidad de 10 m para poder observar la secuencia de cálculo de las variables en cada cruzamiento:

$$Xe1 = Re * \text{sen } < e$$

$$Xe1 = 2400' * \text{sen } 8^\circ$$

$$Xe1 = 334.02'$$

$$Xe1 = 101.81 \text{ m}$$

$$Be1 = (Re) (< e * \text{Pi} / 180)$$

$$Be1 = 2400 * (8^\circ * 3.1416 / 180)$$

$$Be1 = 335.10'$$

$$Be1 = 102.14 \text{ m}$$

$$Ye1 = Re * (1 - \text{cos } < e)$$

$$Ye1 = 2400' * (1 - \text{cos } 8^\circ)$$

$$Ye1 = 23.36'$$

$$Ye1 = 7.12 \text{ m}$$

$$Ye2 = Y \text{ profundidad} - Ye1$$

$$Ye1 - Ye2 = 10 \text{ m} - 7.12 \text{ m}$$

$$Ye2 = 2.88 \text{ m}$$

$$Xe2 = Ye2 / \tan < e$$

$$Xe2 = 2.88 \text{ m} / \tan 8^\circ$$

$$Xe2 = 20.49 \text{ m}$$

$$Be2 = Xe2 / \cos < e$$

$$Be2 = 20.49 / \cos < 8^\circ$$

$$Be2 = 20.69 \text{ m}$$

$$Xet = Xe1 + Xe2$$

$$Xet = 101.81 \text{ m} + 20.49 \text{ m}$$

$$Xet = 122.3 \text{ m}$$

Para el análisis de la Parte 2 de del cruzamiento direccional, es decir del lado de la salida (Lado Lingada), se realiza de manera similar al de la Entrada.

Considerando que la tubería a instalar se debe de levantar para acoplarse al mismo ángulo con el que se efectuó el Pozo Piloto en el lado de la salida; específicamente, la tubería habrá de levantarse por medios mecánicos a la altura de "acople", y seguir la curvatura en superficie a lo largo de la lingada, lo cual implica que, entre mayor es el ángulo de salida, mayor es el riesgo en la maniobra del jalado para la instalación de la tubería.

Tomando en cuenta que la profundidad es la misma que en la entrada (10 m), queda definido el ángulo de salida en 5° , lo cual está dentro de los lineamientos de la industria.

La longitud de la Parte 2 arroja lo siguiente:

$$Xs1 = Rs * \text{sen} < s$$

$$Xs1 = 2400' * \text{sen } 5^\circ$$

$$Xs1 = 209.17'$$

$$Xs1 = 63.76 \text{ m}$$

$$Ys1 = Rs * (1 - \cos < s)$$

$$Ys1 = 2400' * (1 - \cos 5^\circ)$$

$$Ys1 = 9.13'$$

$$Ys1 = 2.78 \text{ m}$$

$$Ys2 = Y \text{ profundidad} - Ys1$$

$$Ys2 = 10 \text{ m} - 2.78 \text{ m}$$

$$Ys2 = 7.22 \text{ m}$$

$$Xs2 = Ys2 / \tan < s$$

$$Xs2 = 7.22 \text{ m} / \tan 5^\circ$$

$$Xs2 = 82.52 \text{ m}$$

$$Xst = Xs1 + Xs2$$

$$Xst = 67.76 \text{ m} + 82.52 \text{ m}$$

$$Xst = 150.28 \text{ m}$$

$$Bs1 = (Rs) (< s * \text{Pi} / 180)$$

$$Bs1 = 2400 * (5^\circ * 3.1416 / 180)$$

$$Bs1 = 209.44'$$

$$Bs1 = 63.84 \text{ m}$$

$$Bs2 = Xs2 / \cos < s$$

$$Bs2 = 82.52 / \cos < 5^\circ$$

$$Bs2 = 82.83 \text{ m}$$

De modo que considerando la Parte 1 y la Parte 2 da como resultado la suma de 269.5 m sin el ajuste horizontal. Práctica común en la industria es dejar como ajuste horizontal entre las Partes 1 y 2 del cruce analizado, al menos el equivalente a una barra y media de perforación. Esto es con el afán de evitar direccional en curva por una longitud larga, y para proveer de una longitud adecuada para correcciones al momento de estar direccionando.

A continuación, se muestran resultados para los casos del canal ensayados con profundidades de 8 y 7.5 m. Por otro lado, se expresa igualmente una iteración de profundidad media para el caso la carretera (8.00 m), de acuerdo a sus características de profundidad y estabilidad estructural (Figura 4-14; Tablas 4-3:4-11).

Tabla 4-3. Resultados de geometría para PHD a 8 m de profundidad		
Ajuste (Xh)		m
TOTAL INSTALADO=	232.16	m
Xt=	231.46	m

Tabla 4-4. ENTRADA (8.00 m)		
Xe1=	101.81	m
Ye1=	7.12	m
Be1=	102.14	m
Ye2=	0.88	m
Xe2=	6.27	m
Be2=	6.33	m
Xet=	108.08	m

Tabla 4-5. SALIDA (8.00 m)		
Xs1=	63.76	m
Ys1=	2.78	m
Bs1=	63.84	m
Ys2=	5.22	m
Xs2=	59.62	m
Bs2=	59.85	m
Xst=	123.38	m

Tabla 4-6. Resultados de geometría para PHD a 7.5 m de profundidad		
Ajuste (Xh)		m
TOTAL INSTALADO=	222.83	m
Xt=	222.18	m

Tabla 4-7. ENTRADA (7.5 m)		
Xe1=	101.81	m
Ye1=	7.12	m
Be1=	102.14	m
Ye2=	0.38	m
Xe2=	2.71	m
Be2=	2.74	m
Xet=	104.52	m

Tabla 4-8. SALIDA (7.5 m)		
Xs1=	63.76	m
Ys1=	2.78	m
Bs1=	63.84	m
Ys2=	4.72	m
Xs2=	53.91	m
Bs2=	54.11	m
Xst=	117.66	m

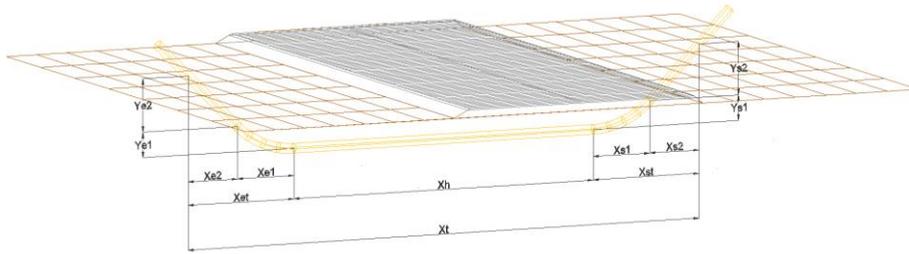


Figura 4-17. Modelo PHD para cruce de cuerpo de carretera

Tabla 4-9. Datos PHD carretera		
Diámetro Nominal de tubería=	24	pulg
	609.60	mm
Espesor de tubería =	8.80	mm
Módulo Young =	29000000	psi
Radio de tubería =	12	pulg
Esfuerzo de cedencia (tubo) =	12083.333	psi
Esfuerzo de cedencia mínimo =	52000	psi
Y profundidad Entrada =	8.00	m
Y profundidad Salida =	8.00	m
Radio de curvatura del segmento curvo =	28800	pulg
	731.52	m

Tabla 4-10. ENTRADA (8.00 m)		
Xe1=	101.81	m
Ye1=	7.12	m
Be1=	102.14	m
Ye2=	0.88	m
Xe2=	6.27	m
Be2=	6.33	m
Xet=	108.08	m

Tabla 4-11. SALIDA (8.00 m)		
Xs1=	63.76	m
Ys1=	2.78	m
Bs1=	63.84	m
Ys2=	5.22	m
Xs2=	59.62	m
Bs2=	59.85	m
Xst=	123.38	m

Con lo anterior, queda verificado el objetivo del proceso PHD en cuanto a la simplificación de la problemática de preparación de instalación de tuberías, a un análisis geométrico y de esfuerzos de modo que lo correspondiente al contratista sea la única labor de seleccionar el equipo y monitoreo del trabajo realizado.

En lo referente al equipo de instalación de tubería y dosificación de los lodos de perforación se hacen las siguientes recomendaciones de herramienta de acuerdo a los resultados (Tabla(s) 4-3:4-11). Conforme a los resultados se elige que la propuesta más apropiada para el ejemplo práctico se da utilizando una profundidad de 7.5 m para canal, y el ensayo de 8.00 m para la carretera, un ángulo de entrada de 8° y de salida de 5°, esto se determinó debido a que son ángulos pequeños y

no se presentaran daños en la tubería, la maquinaria debe ser fácil de conseguir ,ya que el espacio para la instalación de la tubería es adecuado (Figuras 4-15 y Figura 4-16).

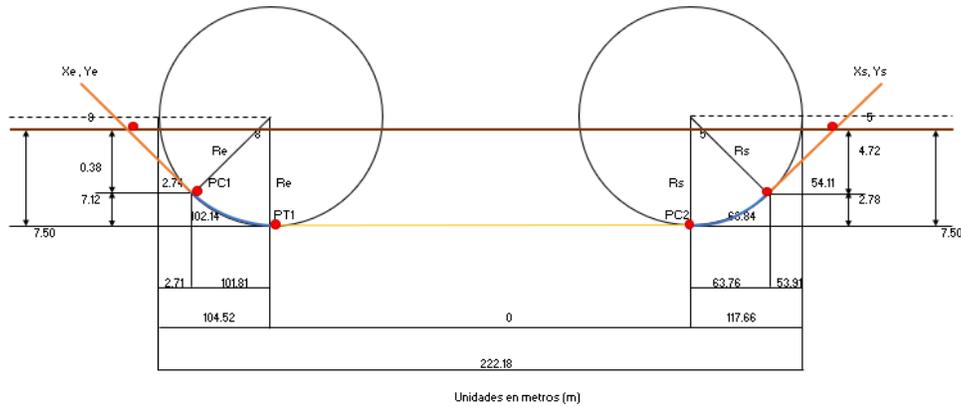


Figura 4-15. Perfil final elegido para cruce con canal

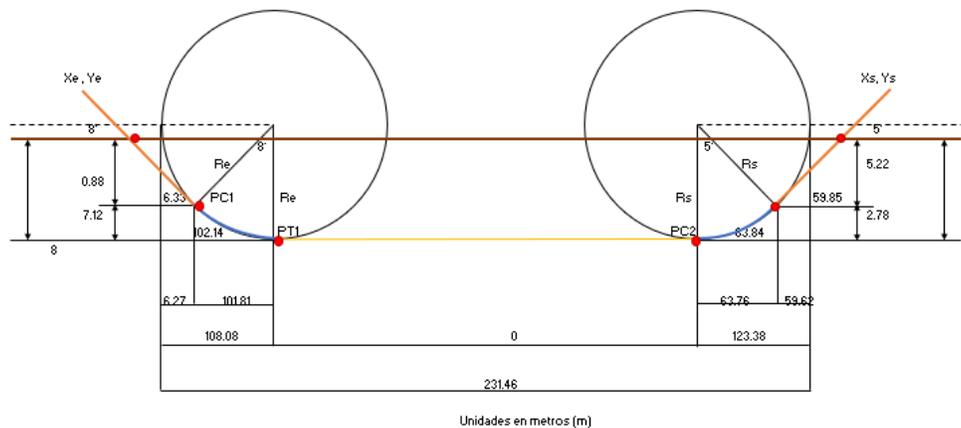


Figura 4-16. Perfil final elegido para cruce con carretera

Para la instalación de tubería se prevé vencer cargas de tensión mayores a las 100,000.00 lb (>400 kN) por lo que en cuanto a la máquina de perforación se recomienda una de tamaño grande o Maxi de 25 a 60 t (según la clasificación indicada en Tabla 1-1 del Capítulo 1) con una capacidad de tracción suficiente para vencer los esfuerzos mínimos de tensión de diseño. El tipo de material a perforar es predominantemente arcillo-arenoso, por lo que no habrá inconveniente en emplear una herramienta de ataque Standard (sin mayores grados de sofisticación en sus especificaciones técnicas), o superiores. Para la herramienta de ensanchamiento, deberá utilizarse del tipo Helicoidal o similar.

Tabla 4-12. Versatilidad del equipo de perforación Auger Boring							
Tipo de suelo		Suelos cohesivos (Arcillas)			Suelos menos cohesivos (Arenas/Limos)		
Terreno	Valor N (SPT, ASTM D 1452)	N<5 (Blando)	N=5 -15 (Firme)	N>15 (Rígido-duro)	N<10-30 (Flojo)	N<10-30 (Medio)	N>30 (Denso)
Clasificación perforación de tierras		A		B	C	C	D
PHD con tornillo sin fin (Auger Boring)		P	R	R	P	R	R
Maxi/Midi (PHD)		R	R	R	R	R	R
R: Recomendable P: Posible X: No aplicable	Para la PHD un nivel alto de aguas subterráneas no requiere la realización de un sistema de pozos a lo largo de su trayectoria sino únicamente al principio y al final para el drenaje para rebajar el nivel.						

Con estas características, se espera colocar sin retrasos el tubo con diámetro de diseño si se dan las circunstancias favorables. Las máquinas estándar y más versátiles del mercado suelen tener 500 kN de tracción, las características de la elegida (y que se presenta en la Tabla 4-12) la sitúa como apropiada para vencer los esfuerzos de diseño y que interactúa con una gran variedad de sistemas de guiado, cabezas de perforación, de ensanchamiento y otros accesorios (Figura 4-17).



Figura 4-17. Perforadora con Barreno Auger Boring, modelo DD-440T. (Imagen tomada de *American Augers*)

La perforación con este tipo de máquina es muy común y con mayores referencias históricas con aplicación en suelo (y algunas entradas a roca blanda) con registro de éxito muy alto. De acuerdo con especificaciones de fábrica descritas en la ficha técnica de la máquina (Tabla 4-13), la perforación de barrena se usa típicamente para instalar servicios públicos debajo de carreteras, ferrocarriles, pistas de aterrizaje de aeropuertos o cualquier área sobre la capa freática y como una opción económica. Otras marcas de PHD (HDD) como, Willco utilizan estos equipos American Auger y Barbco con una carcasa de acero de 12 "a 60". El cabezal de corte está dentro de una tubería de acero y el material remanente se retira de la tubería a medida que se empuja hacia adelante con el uso de un taladro de barrena. Este método eleva simultáneamente una carcasa

hacia adelante mientras elimina el desecho con la misma barrena. Una vez que se completa la instalación de tubería, se retira el taladro, se limpia la tubería de cualquier suciedad adicional, y luego se pasan los cables o tuberías de servicios públicos, rellenando el espacio adicional. La máquina perforadora de barrena se mueve a lo largo de una pista que le permite conducir la tubería de revestimiento al lugar designado.

Tabla 4-13. Especificaciones generales de Equipo de Perforación PHD	
Motor	Diesel
Potencia	600 HP (447 kW)
Capacidad de tanque	605 L
Capacidad Hidráulica	757 L
Batería	Deka 908DMF 12 V, 1450 CCA
Reducción acústica por ruido del motor	
Sistema de Contoneo o agitación para consistencia de diámetros de perforación en suelo	
Sistema de Acarreo	440,000 lb. (200 T)
Máximo del sistema de Empuje/Retroceso	440,000 lb. (200 T)
Velocidad Máxima de transporte	95 ft. (29 m/minute)
Motores para acarreo	Hidráulico 1017 cc de Desplazamiento Variable
Caja de cambios	Accionamientos - Planetary Drives
Sistema de Rotación	Piñón y accionamiento de cambios variable con tornillo sin fin
Torque de rotación máximo	60,000 ft-lbs. (81,350 Nm) @ 0 – 25 RPM
Velocidad Máxima de rotación	95 RPM
Motor para Rotación	160cc Hidráulico con Pistón Axial/Desplazamiento Variable
Frenos	Resorte aplicado/Liberación Hidráulica
Transporte de fluidos	3.5 in
Flujo de lodos de perforación	Superiores a los 825 Gallones /minuto
Presión máxima de fluido de perforación	1,500 psi (103 bar)
Escarificador	Bastidor de empuje con recorrido completo con soporte de manguera
Torque de rompimiento máximo	154,000 ft-lbs. (209,500 Nm)
Torque máximo de retoque	101,700 ft-lbs. (137,900 Nm)
Rango de Abrazadera/Agarre	2 3/4 in. – 10 3/4 in. (70 – 273 mm) OD
Motor de montaje del Escarificador	Hidráulico LSHT, 18.3 CIR
Freno de montaje del Escarificador	Resorte aplicado/Liberación Hidráulica
Caja de cambios de Escarificador	SGL
Cilindro hidráulico de Escarificador. Perforador. Frotación	8 in. Bore x 3 in. Stroke (203 - 76.2 mm)
Rango de ángulo de perforación	10° - 18°
Tubería de Perforación	Range II – 34 ft. (10.4 m)
Peso Total	98,060 lbs. (44,479 kg)
Peso Total con Escarificador	90,260 lbs. (40,941 kg)

De acuerdo al embate de los esfuerzos previstos, la opción elegida se considera viable gracias a que se tiene la menor cantidad de tubería por instalar, lo cual representa un ahorro en cuestión económica y técnica de esfuerzos. Al realizar trabajos de mantenimiento a la tubería, estos serán más fácil hacerlos a una profundidad menor.

El distribuidor además hace recomendación adicional al contratista respecto al equipo de lodos perforación, bomba de lodos (Figura 4-18) y sistema de control de sólidos (Figura 4-19) ideales.



Figura 4-17. Bomba de Lodos Mud Pump de American Augers, modelo P-600. (Imagen tomada de American Augers)



Figura 4-17. Sistema de Control de sólidos Cleaning System American Augers, modelo M-500PD. (Imagen tomada de American Augers)

Cabe mencionar que al elegir profundidades de 7.5 m y 8m, no se afectan las condiciones del canal ni de las capas del cuerpo de carretera y del tubo por el hecho de que el canal se encuentra revestido y no se presentan problemas de socavación ni azolve, lo cual asegura que no se tendrán problemas de contaminación del cauce y de la sustancia transportada.

CONCLUSIONES

- Es necesario tener presente que la aplicación de la PHD se encuentra afectado por las condiciones del suelo en el sitio y que a pesar de las ventajas mostradas ciertas estratificaciones impiden el uso de la técnica o disminuye el éxito de su empleo.
- Aquellos suelos que contengan materiales grandes como boleos o cantos rodados representan un elevado riesgo para la perforación horizontal dirigida, así como los suelos que contengan más del 50 % de gravas o partículas grandes, es muy recomendable evaluar otras alternativas porque la complejidad de transportar estas partículas hacia la superficie puede generar la hidrofractura del suelo circundante al incrementarse la presión de los lodos de perforación.
- En un suelo con alta compacidad o consistencia, la capacidad de re-orientar la herramienta de perforación será mejor que en un suelo de compacidad o consistencia bajas (suelos sueltos o blandos).
- El análisis que debe efectuarse para la instalación de una tubería con la técnica PHD es diferente del análisis correspondiente para la instalación de una tubería con el método tradicional de apertura de zanjas y relleno debido a que la magnitud de las fuerzas mencionadas es relativamente elevada. No puede emplearse sin distinción el resultado de las exploraciones hechas con fines distintos al diseño de una PHD.
- Las características de la tubería tales como su capacidad de esfuerzo o espesor de pared deben ser seleccionados de tal forma que, para dicha tubería, tanto la instalación como la operación se encuentran dentro de un rango de riesgos de falla permisibles. En el caso de contar ya con los parámetros de la tubería estos deberán ser revisados según los criterios señalados.
- Es posible la reducción del radio de curvatura de diseño, aunque esto significaría el aumento en los esfuerzos de flexión y en la fuerza de tracción sobre la tubería.
- La capacidad de los lodos de perforación y de la tubería a instalar debe analizarse al momento de ajustarse a una ruta curva. Mientras más curva sea la trayectoria de perforación, más difícil será para el constructor mantener a los lodos de perforación fluyendo a través de la perforación y más grande será la fuerza de tensión necesaria para instalar la tubería.
- Cuando se presenta el fenómeno de hidrofractura lo menos grave que puede presentarse es un incremento en los costos debido a la disminución de la efectividad de la mezcla, los costos derivados de los trabajos de limpieza y remediación, pero puede presentarse la potencialidad de ser un factor determinante para la suspensión total de los trabajos, especialmente en áreas ambientales sensibles o de protección.

- La tecnología de perforación horizontal dirigida está demostrando ser, en los países desarrollados donde más han sido aplicadas hasta la actualidad, una herramienta de gran valor económico y social, ya que los trabajos que implican la apertura del terreno y la rotura de carreteras e infraestructuras existentes ocasionan grandes molestias que son imposibles de cuantificar en términos económicos y que se consideran socialmente inaceptables.
- Se resalta la gran importancia que puede llegar a tener en nuestros proyectos sobre los requerimientos en rapidez, economía, seguridad y eficacia para crear o mejorar infraestructura.
- Como ventajas más destacables y comunes a la mayoría de las Tecnologías sin Zanja:
 - Son aplicables con una gran variedad de diámetros.
 - Reducen los efectos ambientales negativos.
 - Reducen la cantidad de material que necesita ser transportado.
 - No interrumpe el flujo de vehículos en autopistas o líneas ferroviarias.
 - Permite hacer trazados a través de ríos o montañas e infraestructuras existentes sin alterar su funcionamiento o integridad.
 - Incrementan la seguridad de los trabajadores involucrados en los proyectos.
 - Se pueden alcanzar grandes longitudes, hasta de varios kilómetros.
 - En general, se pueden atravesar con todos los materiales naturales posibles (excepto rocas masivas de elevada resistencia).
 - Al tomar medidas de control ambiental se cumple con las leyes y regulaciones ambientales establecidas por las entidades responsables.
- La técnica tiene gran importancia medioambiental ya que mejora y evita la generación de polvo, los problemas de ruidos por el exceso de maquinaria, la acumulación de grandes cantidades de tierra, etc.
- Para asegurar un proyecto exitoso es muy recomendable realizar la mayor cantidad de estudios geotécnicos posibles, se recomiendan sondeos eléctricos en el área de estudio para concatenar la información litológica real con las perforaciones de pozos realizados y disminuir el grado de incertidumbre en la interpretación. Se podría realizar sísmica de refracción para conocer cómo se encuentran dispuestas las capas más profundas del subsuelo en el sector y así determinar la disposición de las aguas subterráneas.

- Otro aspecto importante es la necesidad de documentar procesos, opinar sobre la utilización de los estándares de diseño y comentar sobre las maquinarias y herramientas de forma que se abone al crecimiento del estado del arte y de la práctica.

REFERENCIAS Y BIBLIOGRAFIA

- ❖ American Gas Association. (1995). "Installation of pipelines by horizontal directional drilling, an engineering design guide", Pipeline Research Committee at the American Gas Association, Washington, DC.
- ❖ American Gas Association. (1994). "Drilling fluids in pipeline installation by horizontal directional drilling, a practical applications manual", Washington D.C.
- ❖ Ariaratnam, S. T., & Carpenter, R. (2003). "Installation of municipal underground infrastructure systems using horizontal directional drilling and ductile iron pipe", Proceeding from UCT 2003, Houston, TX.
- ❖ ASCE. (2014). "Pipeline Design for Installation by Horizontal Directional Drilling", Second Edition.
- ❖ ASCE. (2007). "Geotechnical baseline reports for construction: Suggested guidelines", Reston, VA.
- ❖ ASCE. (2002). "Standard guidelines for the collection and depiction of existing subsurface utility data", CI/ASCE 38-02, Reston, VA.
- ❖ ASCE. (1984). "Guidelines for the Seismic Design of Oil and Gas Pipeline Systems", Committee on Gas and Liquid Fuel Lifelines
- ❖ ASME. (2010). "Pipeline transportation systems for liquid hydrocarbons and other liquids", B31.4-2009, New York, p.49.
- ❖ ASTM. (2011). "Standard test method for standard penetration test (SPT) and split-barrel sampling of soils", D1586-11 West Conshohocken, PA.
- ❖ ASTM. (2011). "Standard practice for classification of soils for engineering purposes (unified soil classification system)", D2487-10, West Conshocken, PA.
- ❖ ASTM. (2011b). "Standard guide for use of maxi-horizontal directional drilling for placement of polyethylene pipe or conduit under obstacles, including river crossings", F1962-11, West Conshohocken, PA.
- ❖ ASTM. (1999). "Standard Guide for Use of Maxi-Horizontal Directional Drilling for Placement of Polyethylene Pipe or Conduit Under Obstacles, Including River Crossings", A publication under the jurisdiction of ASTM Committee F-17 on Plastic Piping Systems, and direct responsibility of Subcommittee F17.67 on Trenchless Plastic Pipeline Technology.
- ❖ Australasian Society for Trenchless Technology., ASTT. (2009). "Guidelines for Horizontal Directional Drilling, Pipe Bursting, Microtunneling and Pipe Jacking", September 2009.

- ❖ Bayer, H. J. (2014). "HDD Practice Handbook"
- ❖ Bennett, D., and Ariaratnam, S.T. (2008). "Horizontal Directional Drilling, Good Practices Guidelines", HDD Consortium, 3rd Ed., 61.
- ❖ Billings, M. P. (1972). "Structural Geology", 3rd Edition, Prentice Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey.
- ❖ Bonilla, M. G., and J. M. Buchanan. (1970). "Interim Report on Worldwide Historic Surface Faulting", Open File Report, U.S. Geological Survey.
- ❖ Cambefort, H. (1962). "Perforaciones y Sondeos. Su empleo en los trabajos de Reconocimiento y en obras públicas", Ediciones omega, S. A., Barcelona, Esp.
- ❖ Campano-Calvo, J., L., Del Río, M., Farfán, A., Campano-Aguirre, J. L. (2013). "Los métodos geofísicos en los estudios previos del terreno para la rehabilitación de edificios. La iglesia del Monasterio de Santa María de Moreruela (Zamora)", Informes de la Construcción, enero-marzo.
- ❖ Canadian Association of Petroleum Producers. CAPP. (2004). "Planning Horizontal Directional Drilling for Pipeline Construction". Guideline, Alberta, Canadá.
- ❖ Carrillo, N. (1969). "El hundimiento de la Ciudad de México y Proyecto Texcoco", Secretaría de Hacienda y Crédito Público, Impresora y Litográfica "Reséndiz" Gorostiza 57.
- ❖ Castro, J.C., y Guadarrama, F. S-T. (2007). "Perforación Horizontal Direccional Ejemplo de aplicación: cruzamiento subfluvial", Tesis para obtener el título de ingeniero en construcción, 232 pp.
- ❖ Chaves-Pabón, S. B., D. Cárdenas-Moreno, C. Avilez-Romero y J. Barajas-Bernal, "Estudio comparativo técnico y económico del sistema de perforación horizontal ramming y el sistema convencional, estudio de caso", Revista Ingeniería Solidaria, vol. 14, no. 24, pp. 16, enero 2018. doi: <https://doi.org/10.16925/in.v14i24.2165>
- ❖ Committee on Gas and Liquid Fuel Lifelines, "Guidelines fot seismic Design of oil and gas pipeline systems, 1984, American Society of Civil Engineers.
- ❖ Cruickshank, G. (1998), "Proyecto lago de Texcoco: Rescate Hidroecológico".
- ❖ Directional Crossing Contractors Association. (1998). "Directional crossing survey standards", Dallas, TX.
- ❖ Dhruv, R Patel and Agarwal Sunny Kumar P/Asst. professor Upadhyaya Deep S and Patel Jignesh K. (2014). "Recent Scenario of Underground Utilities Installation", Government Engineering College Bharuch.

- ❖ FAO, 2003. Código Internacional de Conducta para la distribución y utilización de plaguicidas. Organización de las Naciones Unidas para la agricultura y la alimentación. Roma. 40 p.
- ❖ Felicidad, S. (2015). “Métodos de excavación sin zanjas”, Máster universitario en ingeniería de las estructuras, cimentaciones y materiales, 82 pp.
- ❖ Garrido, T.; Costa, C., Fraile, J., Orejudo, E., Niñerota, J., Ginebreda, A., Olivilla, L. y Figueras, M. (1998). “Análisis de la presencia de plaguicidas en diversos acuíferos de Cataluña. Jornadas sobre la contaminación de las aguas subterráneas: un problema pendiente.”, Valencia España, 7 p.
- ❖ Guenther, A., Hewitt, C. N.; Erickson, D., Fall, R., Geron, C., Graedel, T., Harley, P., Klinger, L., Lerdau, M., Mckay, W. A., Pierce, T., Scholes, B., Steinbrecher, R., Tallamraju, R., Taylor, J. & Zimmerman, P. (1995). “A global model of natural volatile organic compound emissions”, *Journal of Geophysical Research* 100: 8873-8892.
- ❖ Gutiérrez, J. (1997). “Tecnología sin zanjas una solución para la instalación de tuberías subterráneas, sin excavación; estado de conocimiento usos y aplicaciones en Colombia”, Trabajo de grado Bogotá, Universidad Javeriana, Carrera de Ingeniería Civil.
- ❖ Hair, J.D. & Associates. (2016). “HDD Design Report, Revision 2 Nexus Pipeline Project”, Prepared for Fluor Enterprises Inc. Sugarland Texas.
- ❖ Hair, J. D., and Hair, C. W., III. (1988). “Considerations in the design and installation of horizontally drilled pipeline river crossings”, *Pipeline Infrastructure, American Society of Civil Engineers*, New York, pp 10-22.
- ❖ Hiriart, F.; Marsal, R. J. (1969). “El hundimiento de la Ciudad de México”, Volúmen Carrillo.
- ❖ Hobbs, B. E., W. D. Means, and P. F. Williams. (1976). “An Outline of Structural Geology”, John Wiley and Sons, Inc., New York, New York.
- ❖ Housner, G. W. (1970). “Strong Ground Motion”, *Earthquake Engineering*, ed. R. L. Wiegel, Prentice Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey.
- ❖ Huey, D. P., Hair, J.D., & McLeod, K.B. (1996, March). “Installation Loading and Stress Analysis Involved with Pipelines Installed by Horizontal Directional Drilling”, *International Society for Trenchless Technology International NO-DIG '96 Conference in New Orleans, LA, March 31-April 3, 1996*.
- ❖ Hvorslev, M. J. (1949). “Subsurface Exploration and Sampling of Soils”, U.S. Corps of Engineers, Waterways Experimental Station, Vicksburg, Miss.
- ❖ Juárez, E. y Rico, A. (1977). “Mecánica de Suelos – Tomo I – Fundamentos de la Mecánica de Suelos”, Tercera edición Limusa, 642 pp.

- ❖ Kramer, S., McDonald, W., & Thomson, J. (1992). "An introduction to trenchless technology. Need for Trenchless Technology", New York, Chapman and Hall.
- ❖ Kruse, H.M.G. and Hergarden, H.J.A.M. (2010). "Soil loads on Pipelines, the Dutch approach". Proc, 5th Pipeline Technology Conference.
- ❖ López, J.A., Martínez, C., Moreno, L. y Navarrete, P. (1992). "Las aguas subterráneas y los plaguicidas", Instituto Geológico y Minero de España, 149 p.
- ❖ Marsal, R. J. (1969). "Desarrollo de un lago por consolidación de arcillas blandas, inducida con bombeo", Volúmen Carrillo
- ❖ Marsal, R. J.; Mazari, M. (1959). "El Subsuelo de la Ciudad de México", Instituto de Ingeniería, UNAM.
- ❖ Méndez E, Juárez M, Pérez D, Auvinet G. (2008). Evolución del hundimiento regional en el valle de México. In: XXIV Reunión Nacional de Mecánica de Suelos.
- ❖ Miller, C., Sánchez, E., Mucio, S., Mendoza, J. y León, M. (2009). "Los contaminantes ambientales bifenilos policlorinados (PCB) y sus efectos sobre el Sistema Nervioso y la salud", Departamento de Histología y Microscopia Electrónica, Dirección de Investigaciones en Neurociencias, Instituto Nacional de Psiquiatría Ramon de la Fuente Muñiz.
- ❖ Mitchell, R. F., & Miska S. Z. (2011). "Fundamentals of Drilling Engineering", SPE Textbook series vol. 12 Society of Petroleum Engineers, 696 pp.
- ❖ Mohr, H. A. (1943). "Exploration of Soil Conditions and Sampling Operations", Soil Mechanic Series Nº 21, Harvard U.
- ❖ Perez, C. E. (2017). "Modelamiento e interpretación de datos magnéticos y gravimétricos en la caracterización de un depósito tipo IOCG", Tesis para optar por el grado de magister en ciencias mención geofísica, Santiago de Chile.
- ❖ Philips, J. S., Stozak, V. S. & Wistrom, C. (2000). "Química Conceptos y Aplicaciones", McGraw-Hill, 857 p.
- ❖ Pinzón, J.A. (2011). "Evaluación y perspectivas de la utilización de tecnologías sin zanja en redes de alcantarillado de Bogotá", Trabajo de grado para la obtención de título de ingeniero civil, 159 pp.
- ❖ Puckett, J.S. (2003). "Analysis of theoretical versus actual HDD pulling loads", New pipeline technologies, security and safety, Vol. 2, M. Najafi, ed., ASCE, Reston, VA, 1346-1352.

- ❖ Rudd, H. J. (1995). Emissions of volatile organic compounds from stationary sources in the United Kingdom: speciation. AEA Technology Report, AEA/CS/REMA-029. AEA Technology. Oxfordshire, UK.
- ❖ Sarireh, M., and Tarawneh, S. (2014). "Modeling of Productivity for Horizontal Directional Drilling (HDD) Operation and Applications", European Journal of Business and Management.
- ❖ Slemmons, D. B., and I. M. Idriss, (1967), "Analysis of Soil Liquefaction". Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, vol. 93, no. SM3.
- ❖ Sowers, B., G. (1972). "Mecánica de Suelos y Cimentaciones", Macmillan Company, Tercera Edición México/Buenos Aires.
- ❖ Terzaghi, K, and Peck, R.B. (1967). "Soil mechanics in engineering practice", John Wiley & Sons, New York.
- ❖ Terzaghi, K. & Peck, R. B. (1955), "La Mecánica de Suelos en la Ingeniería Practica", Ed. El Ateneo.
- ❖ Terzaghi, K. & Peck, R. B. (1948) "Soil Mechanics in Engineering Practice", Art. 45 Capítulo 7VII, John Wiley and sons.
- ❖ U.S. Army Corps of Engineers (USACE) (1998). "Installation of pipelines beneath levees using horizontal directional drilling", Technical Report CPAR-GL-98-1, April 1998, USCE Waterways Experiment Station and O`Donnell Associates, Inc., Washington, DC.
- ❖ Varnes, D. J. (1978). "Slope Movement Types and Processes, Landslides Analysis and Control", Special Report 176, TRB, National Academy of Sciences.
- ❖ Vidal, F. (2004), "Técnicas de construcción fundamentadas en la tecnología sin zanjas", trabajo de grado Carrera de Ingeniería Civil, Universidad San Carlos Guatemala.
- ❖ Yepes, V. (2015). "Aspectos Generales de la Perforación Horizontal Dirigida", Curso de Postgrado Madrid 2015 especialista en tecnologías sin zanja, 10 pp.
- ❖ Youd, T. L., and D. M. Perkins. (1978). "Mapping Liquefaction-Iduced Ground Failure Potential", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol. 104. No. GT4.