ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL

Facultad de Ingeniería Mecánica y Ciencias de la Producción

"Análisis de desempeño de Tubería de Polietileno de alta densidad (HDPE) de Pared Estructurada usada como elevador de Pozo de Inspección (Manhole) de Aguas lluvias"

TESIS DE GRADO
Previa la obtención del Título de:

INGENIERO MECÁNICO

Presentada por:

JOSE LUIS CEVALLOS PALACIOS

GUAYAQUIL – ECUADOR

AÑO: 2006

AGRADECIMIENTO

Quisiera agradecer a Amanco-Plastigama S.A empresa en la que me he formado y relacionado con los polímeros y de donde nació mi inquietud por el tema expuesto. Agradezco además al Ing. Andrés Rigail por su invaluable ayuda en el desarrollo de esta tesis y a mi familia por el apoyo que me ha brindado.

DEDICATORIA

A MIS PADRES

A MI ESPOSA

A MI HIJA

TRIBUNAL DE GRADUACIÓN

Ing. Eduardo Rivadeneira P.
DECANO DE LA FIMCP.
PRESIDENTE

Ing. Andrés Rigail C.
DIRECTOR DE TESIS

Ing. Omar Serrano V.
VOCAL

Ing. Julián Peña E.
VOCAL

DECLARACIÓN EXPRESA

La responsabilidad del contenido de esta Tesis de Grado, me corresponde exclusivamente; y el patrimonio intelectual de la misma a la ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL

(Reglamento de graduación de la ESPOL)

José Luís Cevallos Palacios.

RESUMEN

Los cambios de dirección que se presentan en el trazado de redes de alcantarillado o drenaje, dificultan las tareas de limpieza e inspección por lo existe la necesidad de construir una estructura que este conectada a la red y que permita el ingreso de equipo y/o personal para realizar estas tareas. Estas estructuras se pueden clasificar de acuerdo a su uso y dimensiones, entre las cuales están las cámaras de inspección y los manholes.

Debido a que la elaboración e instalación de las cámaras de inspección y manholes tiene una incidencia importante y muy elevada en la construcción total del sistema de alcantarillado o drenaje, a través de los años se han ido probando con diferentes materiales y formas de elaboración que reduzcan sus costos y que hagan mas ágil la instalación de estos elementos.

Las tuberías plásticas de pared estructurada ofrecen todas las ventajas técnicas que se pueden encontrar en las tuberías plásticas de pared sólida, pero con un sustancial ahorro de peso combinado con facilidades de instalación, siendo elaboradas desde 0.25m hasta los 3m para aplicaciones de baja presión y flujos a gravedad en alcantarillado y drenaje.

Se propone evaluar tubería de pared estructurada de Polietileno de alta densidad que puede ser elaborada localmente para ser usada como elevador de pozo de inspección (Manhole) y comprobar su desempeño en usos sub-superficiales.

Se Usara como directriz la norma ASTM F 1759-97, estándar para el diseño de manholes de polietileno de alta densidad, además se usara criterios para la estimación de cargas vivas basados en normas AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials).

El análisis tiene como objetivo evaluar el desempeño del material a usar a largo-plazo, revisando los requisitos estructurales del cuerpo o elevador vertical. El procedimiento de desempeño evalúa la deflexión, el pandeo, esfuerzos permisibles, limites de deformación en compresión, limites de deformación de flexión, además se analiza la deformación combinada.

Se realiza una comparación del tiempo de instalación y costos entre cámaras de inspección de hormigón armado y cámaras de inspección elaboradas con tubería de pared estructurada de Polietileno de alta densidad.

ÍNDICE GENERAL

RESUMEN VII

ÍNDICE GENERAL IX

ABREVIATURAS XIII

SIMBOLOGÍA XIV

ÍNDICE DE GRÁFICOS XV

ÍNDICE DE TABLAS XVI

TÉRMINOS Y DEFINICIONES XVII

INTRODUCCIÓN 1

CAPITULO 1 3

1. GENERALIDADES 3

1.1. Tuberías plásticas de pared estructurada. 3

1.2. Antecedentes de pozos de inspección. 4

1.3. Información sobre cámaras de inspección. 6

1.4. Análisis tecnológico de otros materiales. 9

CAPITULO 2 15

2. PROPIEDADES MECÁNICAS DEL POLIETILENO. 15

2.1. Los materiales plásticos. 15

2.2. Propiedades a corto plazo. 17

2.3. Propiedades a largo plazo. 22

2.4. Comportamiento visco-elástico. 24

2.5. Prueba Creep en tensión. 26

2.5.1. Modulo aparente. 28

2.5.2. Relajación de esfuerzos. 30

2.5.3. Recuperación creep. 33

2.5.4. Ruptura creep. 35

2.6. Esfuerzo hidrostático a largo plazo. 36

CAPITULO 3 39

3. CARGAS TRANSMITIDAS A TUBERÍA USADA COMO ELEVADOR DE POZO DE INSPECCIÓN. 39

3.1. Interacción suelo – tubería. 40

3.1.1. Presión radial. 40

3.1.2. Cargas axiales de arrastre (downdrag). 42

3.2. Cargas vehiculares. 46

3.3. Cargas por aguas subterráneas. 49

CAPITULO 4 54

4. ANÁLISIS DE ESFUERZOS APLICADOS..... 54

4.1. Campo de aplicación 55

4.2. Consideraciones para el análisis y desempeño de Manholes. 55

4.3. Materiales usados y características de instalación. 57

4.3.1. Propiedades del material. 57

4.3.2. Característica de la instalación. 59

4.3.3. Característica del perfil. 61

4.4. Cálculos de cargas sobre el manhole..... 62

4.4.1. Presión radial del terreno. 63

4.4.2.Carga de downdrag. 65

4.5. Calculo de deformaciones. 67

4.5.1. Deformaciones por compresión. 68

4.5.3. Deformaciones por flexión. 71

4.5.4. Deformaciones combinadas..... 73

4.5.5. Pandeo anular..... 75

4.6. Calculo de resistencia a esfuerzos axiales. 80

4.6.1. Deformación axial. 80

4.6.2. Pandeo axial. 82

4.7. Calculo de resistencia de base plana. 85

CAPITULO 5 92

5. ANÁLISIS DE COSTOS. 92

CAPITULO 6 100

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES. 100

APENDICES.

BIBLIOGRAFIA.

ABREVIATURAS

ASTM	Sociedad Americana para pruebas de materiales.
AASHTO	Asociación Americana de oficiales de autopista estatal y transportación.
ft^3	Pie cúbico
HDB	Bases de diseño Hidrostático.
HDPE	Polietileno de alta densidad.
in	Pulgadas.
kPa	Kilo Pascales.
kN	Kilo Newton
lbs	Libras
LTHS	Esfuerzo hidrostático al largo plazo.
m^3	metro cúbico
PE	Polietileno.
PVC	Polivinil cloruro.
PP	Polipropileno.
Psf	Libras por pie cuadrado.
Ton	Toneladas

SIMBOLOGÍA

μ	Constante de Poisson.
E_c	Modulo creep.
E_s	Modulo de flexión.
ϕ	Angulo en grados.
η	Coeficiente de fricción.
γ_w	Peso especifico del agua.
ε	Deformación unitaria.
σ	Esfuerzo
γ_s	Peso especifico del suelo saturado.
γ_D	Peso especifico del suelo seco.
I	Inercia.

ÍNDICE DE GRÁFICOS

Figura 1.1 Perfil Cerrado para tubería plástica enrollada. 3
Figura 1.2 Esquema de la formación de un tubo enrollado espiralmente....4
Figura 1.3 Se estableció tamaños mínimos para limpieza de cámaras.....5
Figura 1.4 Partes de cámaras de inspección y manholes. 9
Figura 1.5 Manhole elaborado con hormigón prefabricado. 12
Figura 1.6 Manhole elaborado con tubería de polietileno de pared estructurada. 14
Figura 2.1 Los polímeros están compuestos por macromoléculas.....16
Figura 2.2 Curva esfuerzo-deformación....20
Figura 2.3 Una barra en tensión muestras los cambios dimensiónales....21
Figura 2.4 Respuesta del esfuerzo de tensión vs. deformación de un polímero. .22
Figura 2.5 Modelo de Maxwell para materiales visco elásticos 26
Figura 2.6 Esquematización de ruptura creep en tensión de termoplásticos 27
Figura 2.7 Deformación vs. Tiempo a esfuerzo constante 28
Figura 2.8 Módulos de tensión creep vs. Intensidad de esfuerzo para HDPE 30
Figura 2.9 Respuesta Creep a tensión de HDPE para tubería 33
Figura 2.10 Recuperación Creep en función del tiempo 34
Figura 2.11 Curvas típicas de ruptura creep para tuberías de HDPE 36
Figura 3.1 Distribución de Presión radial asumida para diseño....41
Figura 3.2 Fuerzas de downdrag actuando en el manhole....43
Figura 3.3 Distribución de Carga AASHTO H-25....48
Figura 3.4 Cargas por aguas subterráneas 49
Figura 4.1 Propiedades de HDPE (Marlex H516) 58
Figura 4.2 Curva de modulo de Relajación vs tiempo para HDPE 59
Figura 4.3 Profundidades de instalación....60
Figura 4.4 Dimensiones del Perfil 61
Figura 4.5 Cargas que actúan sobre la tubería. 62
Figura 4.6 Resumen de análisis de compresión y flexión anular.....74
Figura 4.7 Resumen de análisis de pandeo anular....79
Figura 4.8 Resumen de análisis de Compresión y Pandeo axial....85
Figura 5.1 Índices del crecimiento de la población Ecuatoriana....94

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Relaciones de modulo creep con modulo a corto plazo a 23ºC 32
Tabla 2 Categorías de Bases de Diseño Hidrostático..... 38
Tabla 3 Factor de impacto. 48
Tabla 4 Propiedades del material seleccionado HDPE..... 58
Tabla 5 Características de Instalación 60
Tabla 6 Características del perfil..... 61
Tabla 7 Resumen del análisis. 89

TÉRMINOS Y DEFINICIONES

Manhole.- Es una estructura enterrada que permite el ingreso para acceder a las tuberías, conductos o equipos sub-superficiales conectadas a esta para realizar trabajos principalmente de mantenimiento e inspección.

Elevador de manhole.- Es un componente vertical que permite la distancia entre la parte superior o cono y la base. Este puede permitir la conexión de otras tuberías.

Tubería de pared estructurada.- Es la tubería elaborada a partir de un perfil plástico hueco estructurado con nervaduras interiores distribuidas en forma de múltiples vigas I, el cual es enrollado espiralmente para formar el tubo.

Invert.- Es canal que permite el paso del fluido en la base del manhole.

INTRODUCCIÓN

Las tuberías termoplásticas empezaron a ser usadas hace 50 años atrás en Europa y Norte América para agua y aplicaciones de alcantarillado, sin embargo las tuberías de polietileno empezaron a ser usadas para aplicaciones de drenaje en Estados Unidos alrededor de 35 años atrás y para uso de drenaje vial solo hace 30 años.

En el Ecuador en 1950 se asientas las primeras empresas procesadoras de Plásticos en la ciudad de Guayaquil, sin embargo se dedican principalmente a elaborar fundas de PE para banano, las primeras empresas procesadoras de tubería empiezan sus actividades a inicio de los años 80 y sus productos cada vez mas se presentan como una alternativa real y viable frente a los materiales convencionales.

Como el uso y aplicaciones para estos materiales se expande así como se incrementan los diámetros de las tuberías, lo concerniente al diseño, vida de servicio y las propiedades de los materiales se transforman en aspectos esenciales.

El diseño con materiales termoplásticos requiere un entendimiento del comportamiento de los materiales visco-elásticos, la resistencia mecánica de estos materiales esta en estrecha relación con las fuerzas que actúan, el esfuerzo inducido, el tiempo de permanencia de la carga y la temperatura.

Una de las propiedades principales que caracterizan a estos materiales es el modulo de flexión (comúnmente usado en los códigos de diseño), el cual esta directamente relacionado y es proporcional a la densidad y en menor magnitud al peso molecular, por otro lado el análisis de desempeño de las tuberías termoplásticas ha sido gobernado y por mucho tiempo por la resistencia a la compresión y por el modulo de flexión.

Cualquier análisis de la vida de servicio de tubería plástica enterrada no debe ignorar las características y cualidades de la instalación. Toda tubería enterrada independiente del polímero del que este hecho, funciona como un sistema suelo-estructura, donde interactúan ambas partes para soportar las cargas transmitidas.

CAPITULO 1

1. GENERALIDADES

1.1. Tuberías plásticas de pared estructurada.

Las tuberías plásticas de pared estructurada ofrecen todas las ventajas técnicas que se pueden encontrar en las tuberías plásticas de pared sólida, pero con un sustancial ahorro de peso combinado con facilidades de instalación, siendo elaboradas desde 0.25m hasta los 3m para aplicaciones de baja presión y flujos a gravedad en alcantarillado y drenaje.

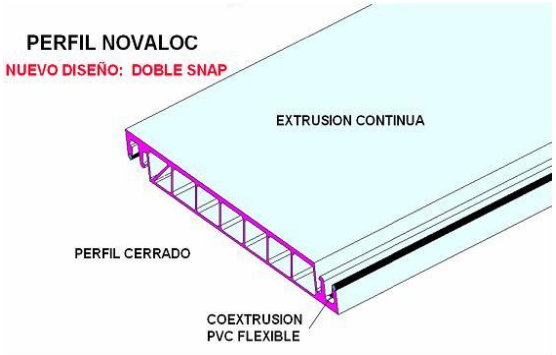


Figura 1.1 Perfil Cerrado para tubería plástica enrollada.

La tubería de pared estructurada es elaborada a partir de un perfil plástico hueco (ver Figura 1.1), el cual está estructurado con nervaduras interiores distribuidas en forma de múltiples vigas I, para proveer el mayor momento de inercia. Este perfil es enrollado espiralmente para formar el tubo, el perfil cuenta en sus extremos con juntas de engrape macho y hembra extendidas a lo largo de sus márgenes longitudinales, de manera que al enrollar las juntas puedan ser aseguradas y soldadas a sus extremos adyacentes para mantener su forma (ver Figura 1.2), finalmente la tubería es cortada a las longitudes deseadas, sellando las terminaciones de la misma.

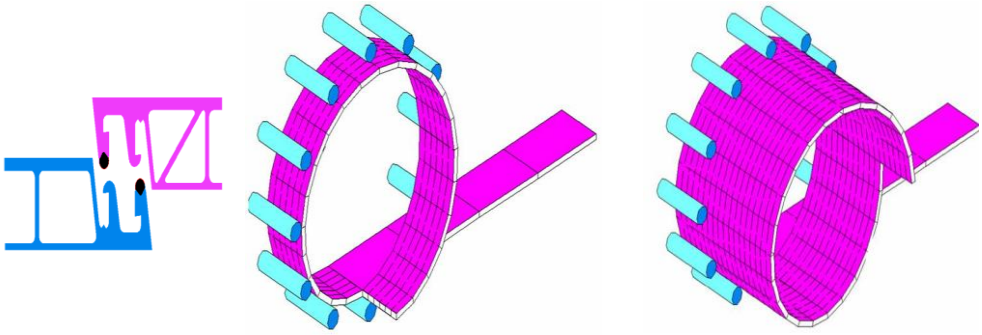


Figura 1.2 Esquema de la formación de un tubo enrollado espiralmente

1.2. Antecedentes de pozos de inspección.

La creación del sistema de alcantarillado se remonta a la época del imperio Romano, cuando se diseñaron alcantarillados para drenar las aguas lluvias. Las aguas residuales se disponían en letrinas.

Muchas de estas alcantarillas aun siguen en servicio debido a que fueron construidos con materiales muy resistentes como la roca, sin embargo estos sistemas no poseen una impermeabilidad adecuada, por lo que existe un grado de infiltración muy alto.

En el año de 1622 en Inglaterra el rey Henry VIII ordeno mediante un decreto, que cada habitante debía mantener en su límite de propiedad las zanjas limpias para evacuar los desechos hacia el río Thames, pues existían fuertes problemas de salubridad por la generación de gases, taponamientos e inundaciones de las calles con agua contaminada en época de invierno.

La necesidad de limpiar las alcantarillas promovió la creación de pozos de inspección que permitieran el ingreso de una persona (“Manhole”). Estableciéndose tamaños mínimos para estos pozos [5].

Figura 1.3 Se estableció tamaños mínimos para limpieza de cámaras.

Los problemas de salubridad en la población llevaron a la necesidad de crear un sistema de evacuación rápida y segura del agua residual, investigación que continua en nuestros tiempos, probándose con nuevas tecnologías y materiales.

1.3. Información sobre cámaras de inspección.

Los cambios de dirección que se presentan en el trazado de redes de alcantarillado o drenaje, dificultan las tareas de limpieza e inspección por lo que existe la necesidad de construir una estructura que este conectada a la red y que permita el ingreso de equipo y/o personal para realizar estas tareas. Estas estructuras se pueden clasificar de acuerdo a su uso y dimensiones, entre esta clasificación tenemos a las cámaras de inspección y los manholes. Según normativas europeas; ver referencia [1], Las cámaras de inspección y manholes se definen de la siguiente manera:

Una cámara de inspección es aquella estructura que desde el nivel del suelo (o calle) permite el acceso de equipos de prueba, inspección o limpieza al interior de un sistema de alcantarillado, sin embargo esta no esta provista para el acceso de personas. El cuerpo de la cámara o elevador tiene como diámetro mínimo 200mm y como

máximo 800mm. Es usada para conectar instalaciones de drenaje o alcantarillado y/o para el cambio de direcciones en el sistema.

Un Manhole es aquella estructura que desde el nivel del suelo (o calle) permite el acceso de equipo de prueba inspección o limpieza al interior de un sistema de alcantarillado, y que esta provista para el acceso de personas, el cuerpo del manhole o elevadores tienen un diámetro interior mínimo de 800mm. Es también usado para conectar instalaciones de drenaje o alcantarillado y/o para el cambio de direcciones en el sistema.

En ambos casos las cámaras de inspección y los manholes, pueden ser construidos monolíticamente o en diferentes partes, para el último caso las partes se han clasificado como sigue:

Base.- La base de la cámara de inspección o manhole es la parte que contiene a los perfiles de flujo o invert y conexiones de alcantarillado, esta conectada al elevador, cono o parte superior. En el caso de que estén construidos monolíticamente, la base termina a una distancia de 300mm medido desde la parte superior del canal principal.

La parte interna de la base puede contar con una bancada sobre el invert que usualmente provee un lugar para que se pueda parar el personal.

Elevador.- Es un componente vertical que permite la distancia entre la parte superior o cono y la base. Este puede permitir la conexión de otras tuberías. El elevador puede contar además con un anillo de anclaje al cual se puede sujetar un dispositivo antiflotación como un anillo de concreto.

Partes telescópicas.- Esta parte en el ensamble permite ajustar el alto de la cámara para la instalación o acomodarse a los asentamientos del terreno que ocurren después de la instalación.

Cono.- Es la parte superior de la cámara de inspección, a través del cual se permite el ingreso y donde el diámetro puede incrementarse desde la entrada al diámetro mayor del elevador.

Para detalles más específicos de este tema ver referencias [1, 2].

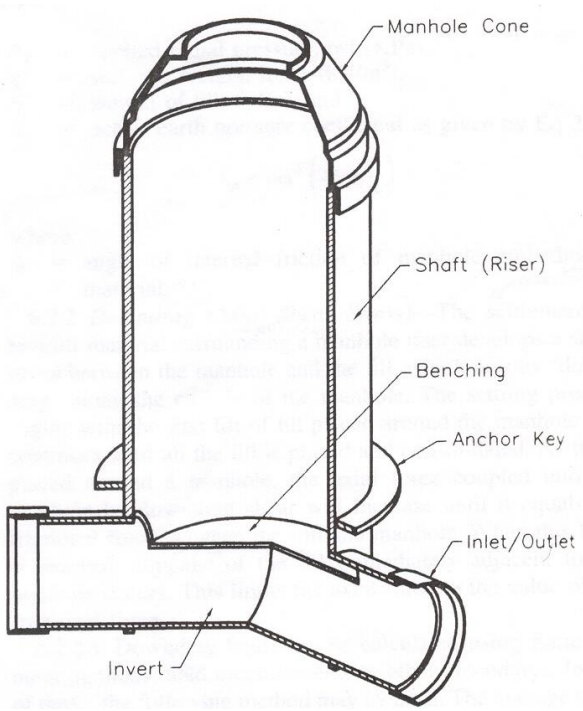


Figura 1.4 Partes de cámaras de inspección y manholes.

1.4. Análisis tecnológico de otros materiales.

Debido a que la elaboración e instalación de las cámaras de inspección y manholes tiene una incidencia importante y muy elevada en la construcción total del sistema de alcantarillado o drenaje, a través de los años se han probado diferentes materiales y formas de elaboración que reduzcan sus costos y que hagan más ágil la instalación de elementos.

Las cámaras de inspección y manholes pueden ser elaborados con:

- Mampostería de piedra o de ladrillo.
- Hormigón simple o armado.
- Materiales sintéticos (PVC, PE, PP, Fibra de Vidrio, etc.).

Cámaras de inspección y manholes de mampostería.- Los elementos fabricados de mampostería, sistema constructivo tradicional compuesto por piedras naturales sin labrar, ligeramente labradas o ladrillos trabados en una masa abundante de mortero (generalmente cemento), suelen conformar elementos verticales continuos, como muros y paredes, sin embargo proporcionan poca resistencia a la compresión, por lo que necesitan ser reforzados para soportar las cargas del terreno, recomendándose un espesor mínimo de 20 a 25cm, teniéndose que enlucir la superficie interna[3]. Aunque este sistema puede ser más económico comparado con otras alternativas, la infiltración y exfiltración son las principales desventajas.

Cámaras de inspección y manholes de hormigón.- Este sistema de construcción es ampliamente usado, pueden ser construidas en el

sitio de instalación o prefabricadas, entre sus principales desventajas tenemos:

- **Gran peso** que dificulta su instalación, teniendo que utilizar maquinaria pesada para acoplar los módulos en el caso de cámaras prefabricadas.

- **Demora** en la instalación, una cámara armada en el sitio de 1m de diámetro por 3 metros de profundidad necesitara 7 días en promedio para ser terminada, en el mejor de los casos se podría usar cámaras prefabricadas teniendo un tiempo promedio de instalación de 16 horas.

- **Problemas de hermeticidad** son muy comunes en cámaras de hormigón debido a la manera en que son elaboradas, además su superficie por lo general presenta alta porosidad y rugosidad, favoreciendo a la acumulación de hongos y microorganismos.

- **Los accidentes laborales** principalmente en las cámaras de hormigón prefabricado son de alto riesgo debido al

manejo de elementos pesados que pueden causar graves lesiones.

Figura 1.5 Manhole elaborado con hormigón prefabricado.

Cámaras de inspección y manhole de Plástico.- En la búsqueda de optimizar la construcción y la calidad de las cámaras de inspección se han presentado en el mercado diversas alternativas que intentan sustituir las construcciones tradicionales, así encontramos cámaras de fibra de vidrio, de PVC y otros materiales que han aparecido en los últimos años.

De estos materiales el polietileno de alta densidad a tenido un gran desarrollo en el uso de cámaras de inspección y manholes.

Entre las principales ventajas de este tipo de cámaras se puede citar las siguientes:

- **Bajo peso** por lo cual no es necesario maquinaria pesada para montar una macara de polietileno dentro de la zanja. Los costos de tales maquinarias son elevados y al cabo de la jornada tienen mucho tiempo ocioso, que sumados en el transcurso de una obra, tiene una real incidencia.

- **La rapidez** del armado de la cámara es un factor muy importante. Una cámara de 3 metros de profundidad con la zanja ya abierta se instala en un promedio de 8 horas, los rendimientos son muy grandes y se cubren grandes distancias en poco tiempo.

- **La Hermeticidad** del conjunto es asegura por sellos de caucho entre módulos.

- **La vida útil** de las cámaras de inspección de polietileno pueden alcanzar los 50 años.

- **El armado** de los módulos es muy intuitivo, no dependiendo de mano de obra especializada para las tareas.

- **Los trabajos** realizados no se ven perjudicados por sorpresivos cambios en las condiciones meteorológicas, algo muy frecuente en este tipo de obras.

- **Los accidentes** laborables disminuyen notoriamente.

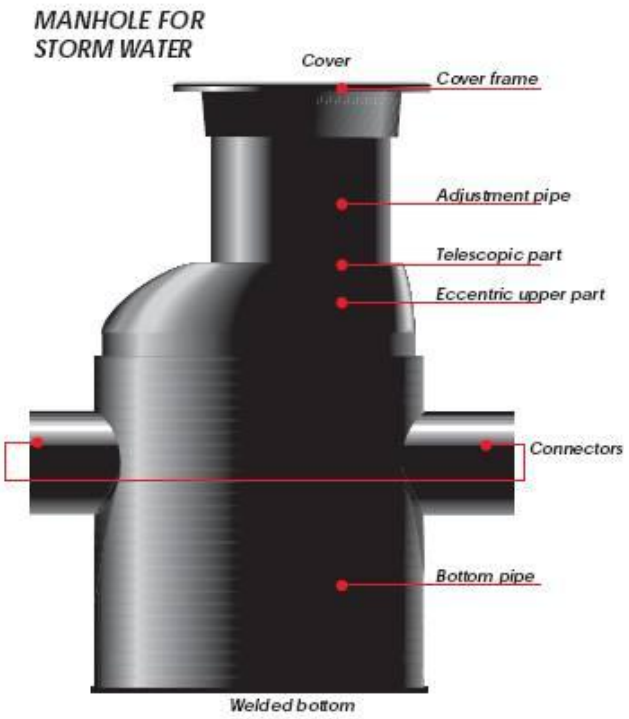


Figura 1.6 Manhole elaborado con tubería de polietileno de pared estructurada.

CAPITULO 2

2. PROPIEDADES MECÁNICAS DEL POLIETILENO.

2.1. Los materiales plásticos.

Los plásticos son materiales por lo general sólidos en su estado final y en algunas etapas de su manufactura capaces de fluir para ser moldeados. Están constituidos por una o mas sustancias poliméricas de las cuales existe una amplia variedad que incluye polímeros naturales y sintéticos. Los polímeros sintéticos son los más usados, se los obtiene por síntesis química de productos derivados del petróleo.

En la práctica comercial los polímeros son frecuentemente llamados resinas, por ejemplo una tubería plástica de polietileno esta compuesta de la resina de polietileno combinada con colorantes, estabilizantes, anti-oxidantes y otros ingredientes que se requieren

para proteger y reforzar las propiedades durante la fabricación y servicio.

Los polímeros son grandes moléculas formadas bajo la acción de calor, presión y catalizadores por la combinación de muchas unidades moleculares pequeñas llamadas monómeros (ver Figura 2.1).

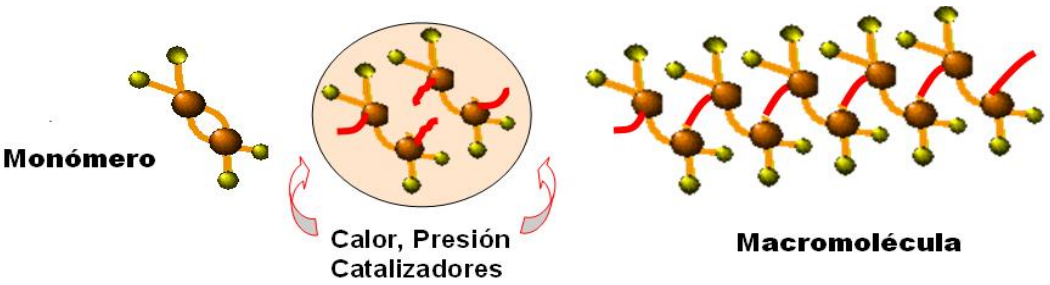


Figura 2.1 Los polímeros están compuestos por macromoléculas.

Los plásticos se caracterizan por una relación resistencia / densidad alta, unas propiedades excelentes para el aislamiento térmico y eléctrico y una buena resistencia a los ácidos, álcalis y disolventes. Las enormes moléculas de las que están compuestos pueden ser lineales, ramificadas o entrecruzadas, dependiendo del tipo de polímero usado.

Según el comportamiento bajo efectos del calor, derivado de su diferente estructura molecular, los polímeros se clasifican en:

- **Polímeros Termoplásticos:** Comportamiento plástico a elevadas temperaturas, la naturaleza de su enlace no se modifica radicalmente, pueden ser reprocesados, Tienen una estructura lineal (Ej.: Polietileno, Polipropileno, PVC, etc.)

- **Polímeros Termoestables:** Son polímeros de red, formados por una reacción de condensación. No pueden ser reprocesados después de que han sido conformados, debido a que parte de las moléculas (Producto secundario) ha salido del material.

- **Polímeros Elastómeros (Cauchos o hules):** Tienen un comportamiento intermedio, teniendo como característica importante la capacidad de deformarse elásticamente en alto grado sin cambiar permanentemente su forma.

2.2. Propiedades a corto plazo.

Pruebas a corto plazo son usadas para el control y especificaciones de los materiales plásticos.

Prueba de tensión.- Se la realiza para definir propiedades mecánicas tales como la resistencia a la tensión, el modulo de elasticidad, el porcentaje de elongación (norma de referencia ASTM D638), sin embargo estos valores son solo para condiciones particulares del ensayo y son comúnmente usados para definir y diferenciar materiales.

Los polímeros no tienen una verdadera constante elástica, tal como el modulo elástico o limite de proporcionalidad, ninguno de ellos tiene un punto de fluencia bien definido.

Las características de la relación esfuerzo – deformación de los plásticos son altamente dependientes de factores como la velocidad de aplicación del esfuerzo, la temperatura, el medio de prueba, etc. Sin embargo en medios controlados las curvas de esfuerzo-deformación para plásticos por lo general muestran una región lineal a bajos esfuerzos.

Dos diferencias importantes deben ser notadas de los resultados obtenidos en tensión de materiales plásticos al compararlas con materiales como el acero:

- Por lo general para materiales plásticos la curva de esfuerzo-deformación no es una línea recta en la región elástica (ver Figura2.2.a), por lo que es común construir una línea secante a una definida deformación, usualmente 2% para polietileno y entonces leer el nivel de esfuerzo en este punto.

Al dividir el esfuerzo encontrado para la deformación definida, se obtiene el modulo secante que usualmente es empleado en lugar del modulo de elasticidad.

- La velocidad de la prueba afecta el modulo elástico. A baja velocidad, las largas moléculas del polímero tienen tiempo de desenrollarse, necesitando un bajo esfuerzo para deformar el material y por consiguiente el modulo de elasticidad será bajo.

Sin embargo si la velocidad de la prueba es alta el enrollamiento de las largas moléculas de los polímeros requerirán un alto esfuerzo para deformarlas y por ende el valor del modulo de elasticidad será alto (ver Figura2.2.b). Esta es la razón por la que la velocidad de las pruebas es siempre especificado en todos los procedimientos.

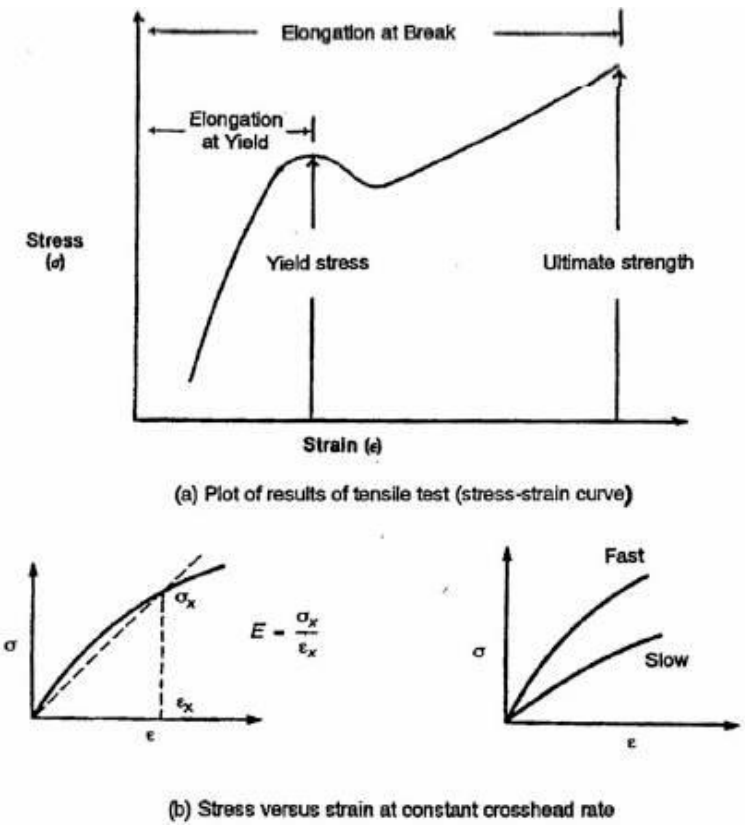
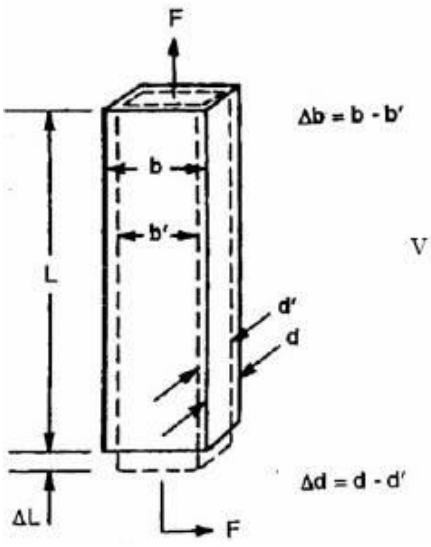


Figura 2.2 Curva esfuerzo-deformación

Pruebas para determinar la constante de Poisson.- Esta constante es la razón entre la deformación lateral y la deformación longitudinal (ver Figura2.3), son realizadas bajo normas como la ASTM E132. Cualquier estrechamiento o compresión de un espécimen en una dirección debido a una fuerza axial (por debajo del punto de fluencia), produce un ajuste en las dimensiones que son perpendiculares a la dirección de la aplicación de la fuerza.

L a constante de poisson para el polietileno esta entre 0.4 y 0.48.



$$v = \frac{\text{lateral strain}}{\text{longitudinal strain}} = \frac{-Dd/d}{DL/L}$$

Figura 2.3 Una barra en tensión muestras los cambios dimensiónales.

Otras propiedades analizadas a corto plazo son:

- Resistencia a la compresión y el modulo compresivo (referencia ASTM D695).

- Resistencia a la flexión y el modulo de flexión (referencia ASTM D790).

- Resistencia a esfuerzos cortantes.

2.3. Propiedades a largo plazo.

Componentes elaborados en materiales plásticos pueden estar sujetos a significativos esfuerzos de tensión y compresión en su vida útil, por lo que es importante comprobar la capacidad del material para sostener estos esfuerzos a largo plazo.

Los polímeros exhiben un comportamiento dependiente del tiempo. La relación entre el esfuerzo y la deformación esta enormemente influenciada por la duración de la aplicación de la carga, temperatura y el medioambiente.

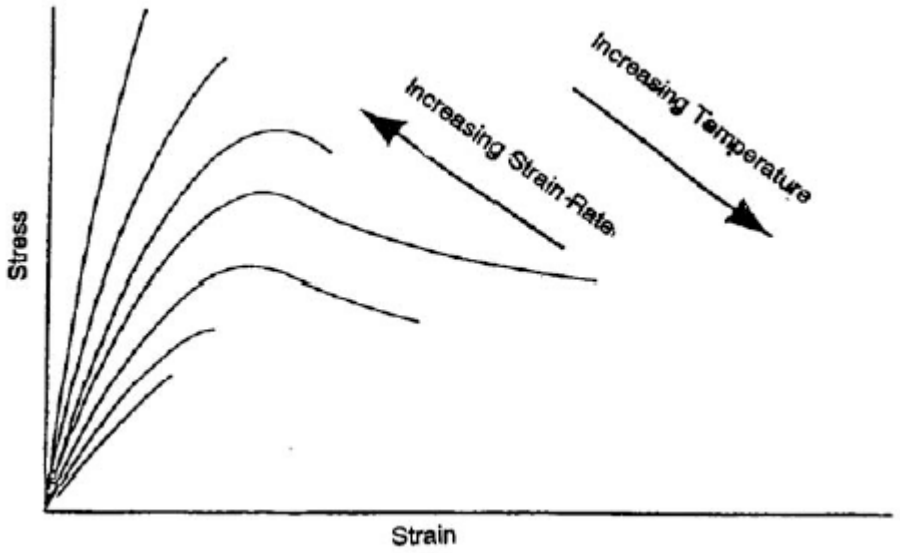


Figura 2.4 Respuesta del esfuerzo de tensión vs. deformación de un polímero.

En la figura 2.4. se aprecia que la respuesta de la deformación vs. el esfuerzo de tensión para polímeros como el polietileno son profundamente dependientes de las condiciones de la prueba. En adición a esto la respuesta del esfuerzo vs. la deformación es curvilínea. Ni siquiera cerca al origen parecería tener una respuesta lineal. Como se menciono anteriormente en realidad en algunos polímeros no existe una zona de verdadera proporcionalidad entre el esfuerzo y la deformación. Por lo tanto los polímeros no tienen una verdadera constante elástica, tal como el modulo elástico o limite de proporcionalidad, ninguno de ellos tiene un punto de fluencia bien definido. Los valores del modulo derivado de las pruebas de tensión son calculados ya sea de una pequeña porción lineal al inicio de la curva esfuerzo vs. deformación que se da en algunos polímeros o por medio del método de la secante si la proporcionalidad no es evidente, sin embargo estos valores son solo para condiciones particulares del ensayo y son comúnmente usados para definir y diferenciar materiales.

Estos valores que han sido determinados por principios de pruebas a corto plazo no son constantes apropiadas para uso en gran parte de ecuaciones de ingeniería que han sido derivadas de la asunción de un comportamiento elástico.

2.4. Comportamiento visco-elástico.

Dado que el polietileno esta compuesto por áreas cristalinas y amorfas, su comportamiento mecánico es complejo. La región cristalina es la que origina una respuesta elástica a las fuerzas aplicadas, mientras que las regiones amorfas responden similar a un fluido viscoso. La respuesta mecánica resultante a la fuerza aplicada es llamada visco elasticidad que se ubica entre estos dos tipos de comportamiento.

Varios modelos han sido desarrollados para entender, cuantificar y caracterizar el comportamiento visco elástico. Los resortes son usados para demostrar un comportamiento elástico ideal, la deformación del resorte es directamente proporcional a la fuerza necesaria para deformarlo. La relación entre la fuerza y la deformación es $F = Kx$, donde x representa la distancia en la cual ha sido deformado y K es la constante de rigidez del resorte. Esta relación es conocida como la ley de Hooke. Un material elástico retorna a su original longitud cuando la carga es removida. Esto es verdadero debido a que el resorte almacena la fuerza aplicada en forma de energía y esta es devuelta prácticamente en su totalidad.

Un amortiguador puede ser usado para representar un material viscoso ideal. Cuando una fuerza es aplicada para jalar el

amortiguador, la cantidad de deformación es independiente de la fuerza (F) pero proporcional a la velocidad (v) a la cual la fuerza es aplicada. El amortiguador no retornara a su posición original, una vez que la fuerza es quitada, esto es debido a que la energía no es almacenada pues es completamente usada en la deformación del material viscoso.

Dado que el polietileno se comporta a la vez como un material elástico y un material viscoso, su comportamiento puede ser modelado por la combinación de resortes y amortiguadores juntos en una simple configuración conocida como el modelo de Maxwell, mostrado en la figura 2.5. La relación esfuerzo-deformación para diferentes plásticos puede ser aproximada combinando varios números de resortes y amortiguadores.

Estos modelos pueden ser usados para caracterizar la relación esfuerzo-deformación de los plásticos como una función del tiempo de carga, temperatura y medio. Sin embargo, existen otros métodos para expresar el esfuerzo-deformación y resistencia a la fractura que son mas comúnmente usados para el diseño en ingeniería. Estos son basados en pruebas creep en tensión, relajación de esfuerzos y esfuerzo de ruptura, datos obtenidos de una muestra del material.

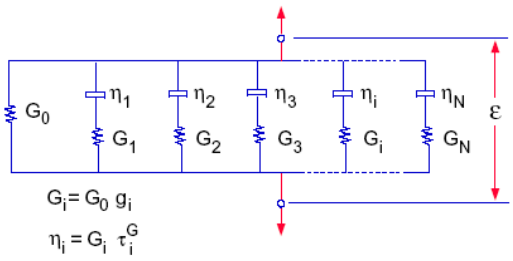


Figura 2.5 Modelo de Maxwell para materiales visco elásticos

2.5. Prueba Creep en tensión.

Cuando una carga constante es aplicada a un elemento elaborado con materiales plásticos (procedencia polimérica) como el polietileno, este se deforma rápidamente hasta alcanzar una deformación inicial, entonces continua deformándose lentamente por un lapso indefinido de tiempo hasta que la ruptura ocurre. Esta deformación secundaria es denominada creep. En plásticos dúctiles, la ruptura es usualmente precedida por un estado de creep acelerado o fluencia. En plásticos no dúctiles la ruptura ocurre durante el creep.

Esta respuesta típica es ilustrada en la figura 2.6, la cual es una grafica en coordenadas cartesianas. A medida que el nivel de esfuerzos se incrementa también lo hace la deformación, sin embargo no se presenta una relación lineal. Si se aumenta al doble el nivel de esfuerzos no se aumentara al doble la deformación

excepto a pequeñas deformaciones o corto tiempo. La temperatura afectara la deformación. Para un tiempo y nivel de esfuerzo dado, una alta temperatura incrementara la deformación.

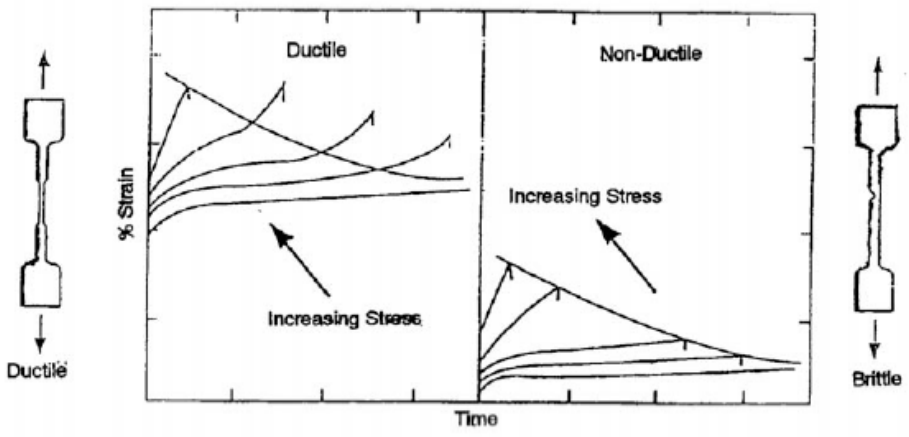


Figura 2.6 Esquematización de ruptura creep en tensión de termoplásticos

Una manera más practica de representar la información de interés ingenieril de creep en tensión y el creep en ruptura en largos periodos de tiempo, es graficando los datos en coordenadas log-log, este método facilita gráficamente la interpolación de los datos, tal como se ilustra en la figura 2.7. la cual fue desarrollada para una resina de polietileno de alta densidad.

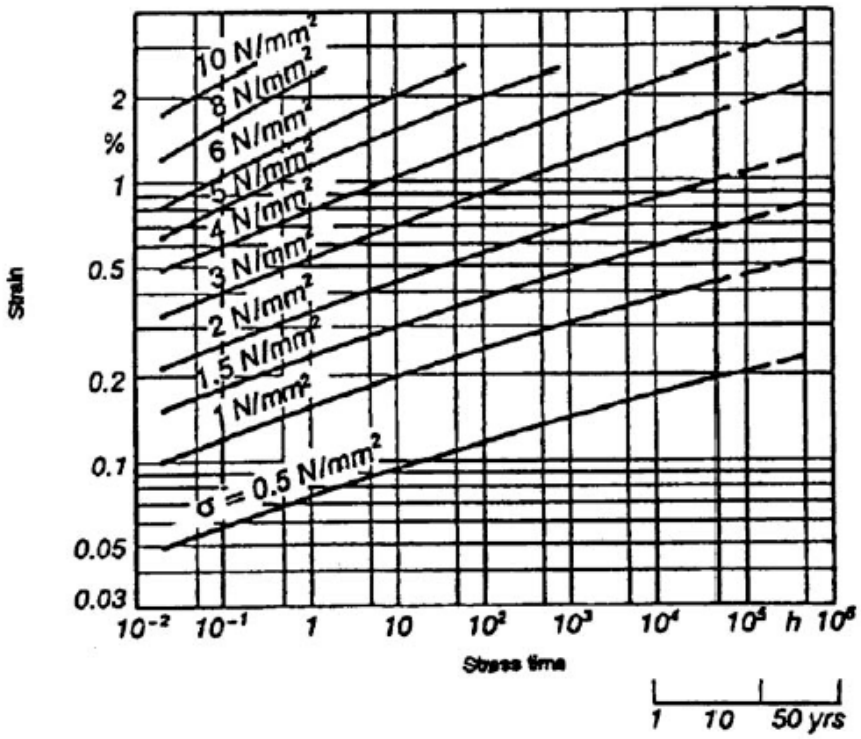


Figura 2.7 Deformación vs. Tiempo a esfuerzo constante

2.5.1. Modulo aparente.

Con un punto en una curva creep se puede obtener una razón (división) entre el esfuerzo y la deformación, el valor de esta razón $\mathbf{E}_c$ es denominado el modulo creep o modulo aparente. Este es específico para la condición donde el esfuerzo es preestablecido y la deformación puede variar libremente.

Este es usado en ecuaciones de diseño en lugar del modulo de tensión, el modulo creep o modulo aparente es definido por medio del esfuerzo inicial aplicado dividido para la deformación creep a una temperatura y tiempo dado, sus unidades generalmente son dadas en Lb. / in^2 (N / $mm^{2)}$. Este modulo decrece a medida que se incrementa la duración de la carga.

Cuando se diseña tubería para una vida útil de 50 años, el modulo creep de tensión a largo plazo debe ser usado. Para el polietileno este valor esta en un rango de 20.000 psi. a 30.000 psi., dependiendo del material usado en la tubería. Como una comparación, el modulo de tensión a corto plazo esta entre 100.000 a 130.000 psi. Es decir a largo plazo este modulo se ha reducido al 20% de su valor.

La figura 2.8 representa datos típicos de modulo creep a tensión para polietileno.

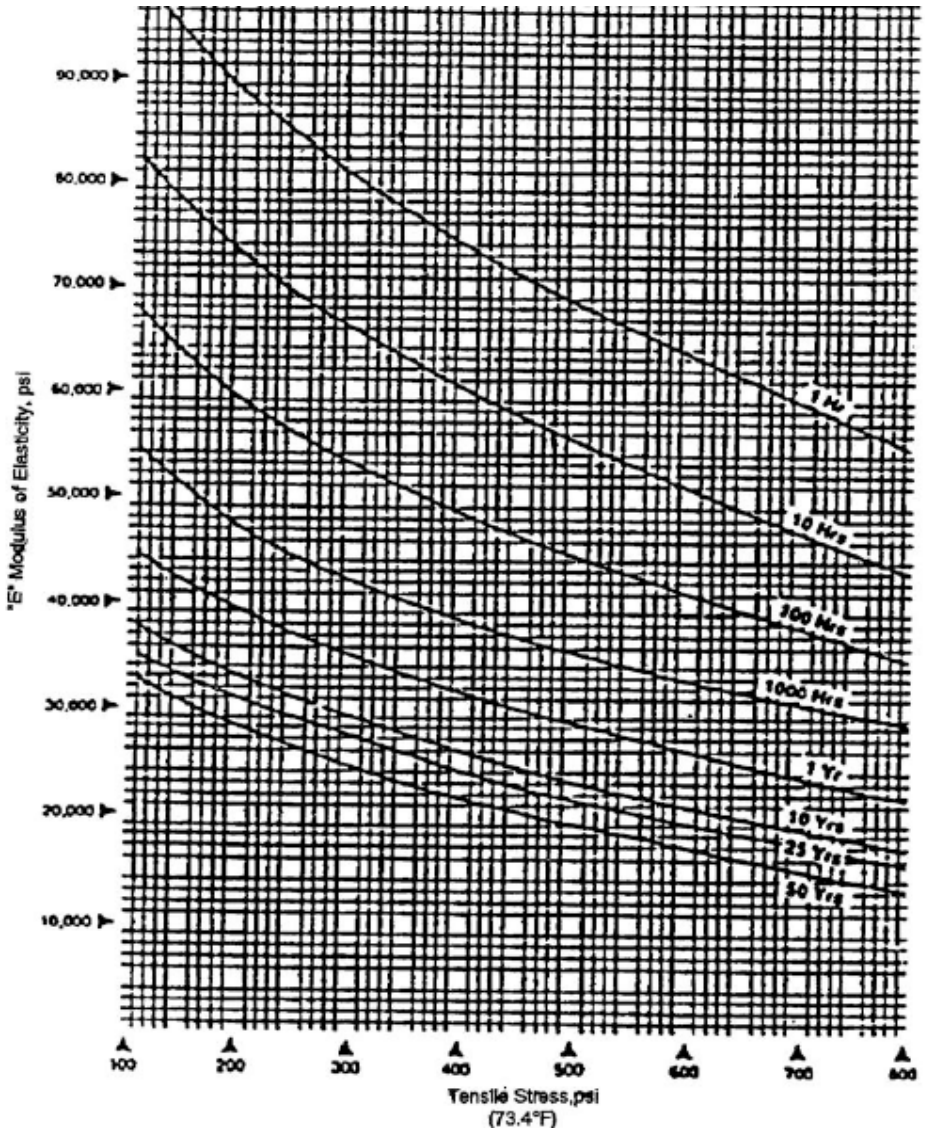


Figura 2.8 Módulos de tensión creep vs. Intensidad de esfuerzo para HDPE

2.5.2. Relajación de esfuerzos.

Cuando una parte plástica es deformada y mantenida en esta condición, el esfuerzo desarrollado en el material decae gradualmente con el tiempo. El decrecimiento del esfuerzo que ocurre bajo una deformación constante es llamado relajación de esfuerzos. Inicialmente, la relajación de esfuerzos ocurre con un rápido cambio y entonces decae constantemente. Después de un determinado tiempo el nivel de esfuerzo se acerca a un valor de equilibrio. Un incremento en la temperatura hace que sea menor el tiempo requerido para alcanzar una cantidad de relajación de esfuerzo.

Un ejemplo de relajación de esfuerzos es la reducción en el esfuerzo que ocurre cuando una tubería de polietileno se dobla alrededor de una curva o toma la forma de un contorno.

El modulo de relajación de esfuerzo aparente puede ser derivado de datos de relajación de esfuerzos. El modulo de relajación de esfuerzos es requerido para cálculos de diseño en el cual la deformación es prescrita y el esfuerzo es libre de variar. Sin embargo para propósitos de diseño en ingeniería, la diferencia numérica entre el modulo de relajación y el modulo creep es frecuentemente pequeña cuando la deformación y el

tiempo enlazado son semejantes. Los dos sin embargo pueden ser usados alternadamente para la mayoría de diseños en ingeniería.

Una simplificación para estimar el modulo creep y el modulo de relajación de esfuerzos para un determinado tiempo de duración de carga es multiplicar el modulo de elasticidad al corto plazo por una fracción (ver tabla 1).

La fracción es la división del modulo creep a largo plazo para el modulo a corto plazo (obtenido en una prueba de tensión), para tal representación simplificada se asume que el modulo es independiente de la intensidad de esfuerzo dentro de un rango en la cual esta aproximación es aplicada; ver referencia [4].

Tabla 1 Relaciones de modulo creep con modulo a corto plazo a 23ºC

Duración de aplicación de carga sin interrupciones (horas)	Relación aproximada del modulo creep con el modulo a corto plazo del material.
1	0.8
100	0.52
10000	0.28
438000 (50 años)	0.22

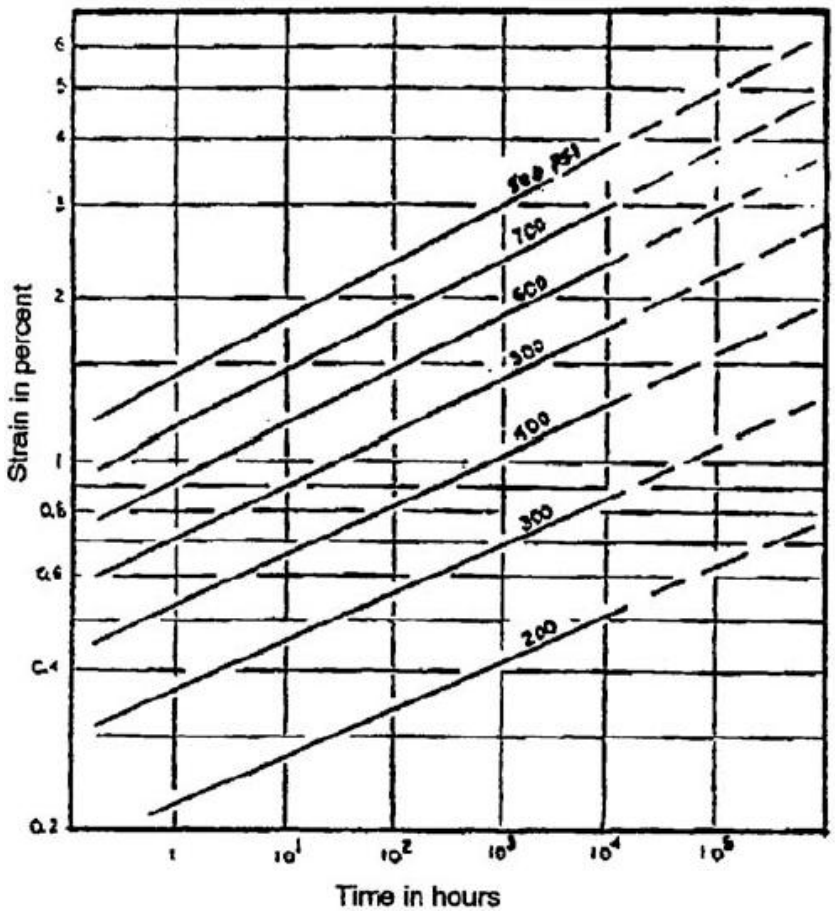


Figura 2.9 Respuesta Creep a tensión de HDPE para tubería

2.5.3. Recuperación creep.

Una vez que el esfuerzo es removido al final de una prueba de deformación, el plástico gradualmente retorna a sus dimensiones originales, pero algunas veces no completamente.

El recuperamiento incompleto puede ocurrir aun cuando el esfuerzo aplicado sea menor que el esfuerzo de fluencia

establecido en pruebas de tensión a corto plazo. La cantidad de recuperaminento dependerá a su vez de la magnitud del esfuerzo aplicado, la cantidad de tiempo en el cual se aplico el esfuerzo inicial y de las propiedades del material.

En condiciones Creep de corto plazo o bajo niveles de esfuerzo, el periodo de recuperamiento puede ser rápido, pero en condiciones creep de largo plazo o altos niveles de esfuerzos, la recuperación puede ser bastante lenta, la figura 2.10 muestra este fenómeno.

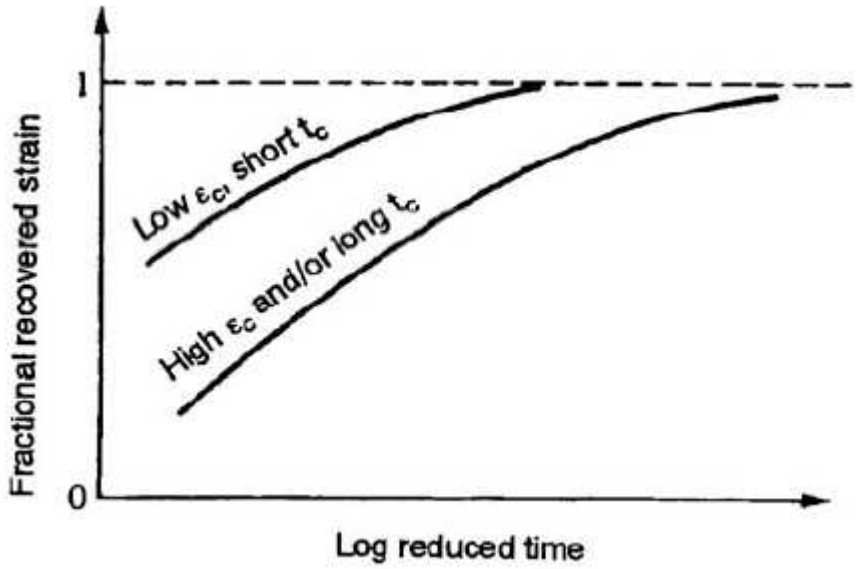


Figura 2.10 Recuperación Creep en función del tiempo

2.5.4. Ruptura creep.

La relación entre la carga de tensión y el tiempo de vida es descrita por la ruptura creep desarrollado a través de curvas de tensión creep.

El esfuerzo vs. el tiempo de vida característico de materiales termoplásticos deseados para tubería de presión son determinados por medio de pruebas de presión a largo plazo conducidos en especimenes de tubería. Tal caracterización es generalmente referida como pruebas a esfuerzos de ruptura.

Las tuberías de muestra son presurizadas, e inmersas en un baño de agua a una determinada temperatura. El tiempo requerido al cual cada tubería falla es registrado.

Para las pruebas de tuberías a barias temperaturas y esfuerzos circunferenciales, las curvas de creep a ruptura son generadas, como se muestra en la figura 2.11, notamos que se incrementa el tiempo al cual la tubería falla cuando se disminuye el esfuerzo aplicado. Esto es típico de todos los materiales que exhiben comportamiento creep, incluyendo metales y cerámicos a muy altas temperaturas.

Los esfuerzos se aplican por debajo del esfuerzo de fluencia del polietileno (medidos en pruebas de tensión a corto plazo).

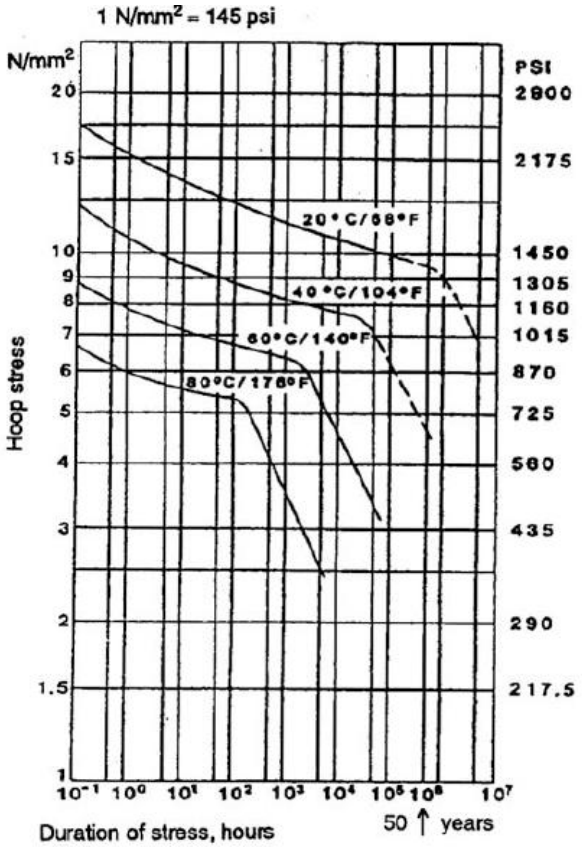


Figura 2.11 Curvas típicas de ruptura creep para tuberías de HDPE

2.6. Esfuerzo hidrostático a largo plazo.

Cuando una tubería es presurizada se desarrollan esfuerzos principales tanto en dirección axial como en dirección circunferencial. El esfuerzo axial en las fibras es la mitad del esfuerzo circunferencial promedio.

Para correlacionar el esfuerzo circunferencial con el tiempo de falla, la práctica general es calcular el esfuerzo circunferencial por medio de la relación conocida como la ecuación ISO (denotada así por la adopción de la organización de estándares internacionales):

$$S = p\,(OD - t) / 2t$$

Donde: S = Esfuerzo circunferencial, psi.

P = Presión interna, psi.

t = Mínimo espesor de pared en la tubería, pulgadas.

OD = Diámetro exterior de la tubería, pulgadas.

Esta ecuación ISO tiene la estructura similar a ecuaciones para cilindros de pared delgada, que asume que esfuerzos de las fibras es constante entre el diámetro interior y exterior. Esta Asunción ha sido encontrada satisfactoria para representar a todas las tuberías plásticas. La prueba de esfuerzo de ruptura es desarrollada en acorde con especificaciones ASTM D1598 “Tiempo de falla de tubería plástica bajo presión interna constante”. Los datos obtenidos de las pruebas ASTM son graficadas en un grafico log-log de esfuerzo vs. Tiempo de falla. Si estos datos caen a lo largo de una línea recta, entonces se aplica el método de los mínimos cuadrados para extrapolar a 100.000 horas la proyección del esfuerzo

hidrostático a largo plazo (LTHS). El procedimiento de extrapolación usado se encuentra en la norma ASTM D 2837, Obteniendo las Bases de Diseño Hidrostático para materiales termoplásticos usados en tuberías. Cada Base de Diseño hidrostático (HDB) incluye un rango de LTHS para materiales en categoría definida de esfuerzos. Estas categorías de esfuerzos y los rangos calculados de LTHS son listados en la siguiente tabla.

Tabla 2 Categorías de Bases de Diseño Hidrostático.

Range of Calculated LTHS Values		Hydrostatic Design Basis	
psi	Mpa	psi	MPa
190 to < 240	1.31 to < 1.65	200	1.36
240 to < 300	1.65 to < 2.07	250	1.72
300 to < 380	2.07 to < 2.62	315	2.17
380 to < 480	2.62 to < 3.31	400	2.76
480 to < 600	3.31 to < 4.14	500	3.45
600 to < 760	4.14 to < 5.24	630	4.34
760 to < 960	5.24 to < 6.62	800	5.52
960 to < 1200	6.62 to < 8.27	1000	6.89
1200 to < 1530	8.27 to < 10.55	1250	8.62
1530 to < 1920	10.55 to < 13.24	1600	11.03
1920 to < 2400	13.24 to < 16.55	2000	13.79
2400 to < 3020	16.55 to < 20.82	2500	17.24
3020 to < 3830	20.82 to < 26.41	3150	21.72
3830 to < 4800	26.41 to < 33.09	4000	27.58
4800 to < 6040	33.09 to < 41.62	5000	34.47

CAPITULO 3

3. CARGAS TRANSMITIDAS A TUBERÍA USADA COMO ELEVADOR DE POZO DE INSPECCIÓN.

El análisis de las cargas transmitidas a la tubería de pared estructurada usada como elevador de pozo de inspección es realizado en base a los lineamentos estipulados en la NORMA ASTM F 1759-97.

El relleno ha utilizar debe ser de material clasificado Clase I, Clase II o Clase III tal como se lo define en ASTM D 2321 (ver referencia 12), el cual debe ser compactado a un mínimo de 90% de densidad proctor, estas propiedades deberán conservarse para el terreno que se encuentre a un metro alrededor del perímetro de la tubería y a lo largo de toda la profundidad de la instalación.

El asentamiento del terreno donde se instalara la tubería deberá ser menor al 10%.

3.1. Interacción suelo – tubería.

Cuando el suelo es compactado y toma la forma de arco debido a la presencia de la tubería, se forma un conjunto estructural capaz de soportar las cargas transmitidas. La interacción entre el suelo y la tubería así como los materiales que los constituyen, son aspectos fundamentales para su desempeño.

Las principales cargas transmitidas a la tubería dependen de:

- El suelo adyacente que genera presión radial y arrastre.
- Las cargas vivas transmitidas al suelo.
- La presencia de aguas subterráneas.

3.1.1. Presión radial.

Las cargas radialmente dirigidas que actúan sobre la tubería causan deformación y esfuerzos de flexión anular. La carga radial asumida para diseño aumenta con la profundidad y es dependiente de la densidad del terreno adyacente (ver Figura3.1).

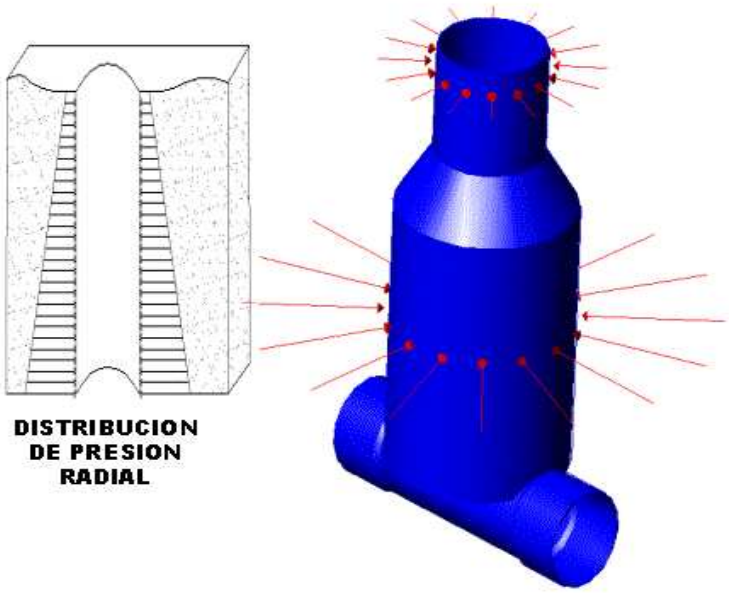


Figura 3.1 Distribución de Presión radial asumida para diseño

La presión radial a lo largo de la tubería puede ser determinada usando métodos de elementos finitos, medidas de campo u otro medio conveniente [ver referencia 6].

En lugar de lo anterior, cálculos de la presión activa de la tierra pueden ser usados. Los cálculos de la presión activa están basados en medidas tomadas por Gartung. [ver referencia 7] y en la capacidad del material colocado alrededor de la tubería para aceptar esfuerzos tangenciales.

Si la presión activa de la tierra es modificada considerando que existe una compactación desigual alrededor del perímetro del tubo como descrito por Steinfeld y Partner [ver referencia 9], la presión de diseño que actúa radialmente estará dada por EC.1.

$$\Pr d = 1.21 K_a \gamma H \qquad (1)$$

Donde:

P_R= Es la presión radial aplicada, psf (KPa)

γ = peso especifico del suelo, lbs / ft^3 (kN/m^3)

H= altura del relleno ft *(m)*

K_A = coeficiente de la presión activa de la tierra dada por la Ec.2.

$$K_A = \tan^2 (45 - \phi/2) \qquad (2)$$

Donde:

ϕ = ángulo de fricción entre la tubería y material de relleno.

3.1.2. Cargas axiales de arrastre (downdrag).

El asentamiento del terreno alrededor de la tubería desarrolla un esfuerzo cortante entre la tubería y el relleno, que actúa como "un arrastre descendente" a lo largo del exterior de la

tubería debido a la resistencia friccional de la tubería con el relleno (ver Figura3.2).

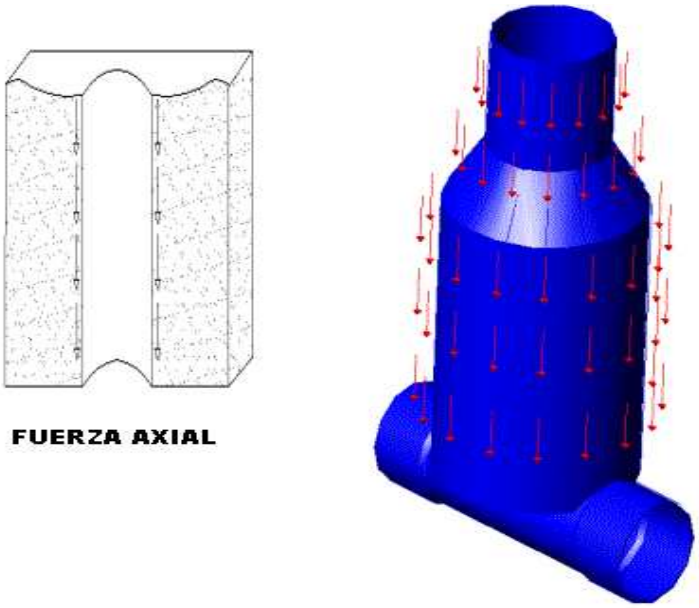


Figura 3.2 Fuerzas de downdrag actuando en el manhole

El proceso de asentamiento del relleno comienza con las primeras capas de relleno colocadas alrededor de la tubería y sigue hasta que todo el relleno es colocado y compactado. La fuerza axial inducida por downdrag cortante aumentará hasta que esta iguala a la fuerza de fricción entre el suelo y la tubería. Cuando este límite es alcanzado, ocurre el resbalamiento del relleno inmediatamente adyacente a la tubería. Esto limita la fuerza axial con el valor de la fuerza de fricción.

Las cargas Downdrag pueden ser calculadas usando métodos de elementos finitos, medidas de campo u otros procedimientos. En lugar de estos, el siguiente método puede ser usado, donde el promedio del esfuerzo cortante esta dado por la presión promedio, para una distribución de presión activa de la tierra como lo mostrado en Figura3.2

$$T_A = \eta \, [\, (P_{R1} + P_{R2}) / 2 \,] \qquad (3)$$

Donde:

T_A = Promedio del esfuerzo cortante (friccional) , psf (kPa),

P_{RI} = presión radial en la parte superior del manhole, psf (kPa),

P_{R2} =presión radial en la parte inferior del Manhole , psf (kPa),

η = coeficiente de fricción entre el Manhole y el suelo.

Para el análisis con cargas vivas se debe considerar que esta presión aplicada a la superficie se distribuyen y disipa con la profundidad afectando la presión promedio, la cual sera calculada en base a la media aritmética de las presiones.

El coeficiente de fricción entre la tubería de HDPE con una superficie esencialmente lisa externa y un suelo granular o granular cohesivo puede ser tomado como 0.4. [ver referencia 10 y 11].

En algunos usos el coeficiente de fricción puede ser reducido cubriendo el exterior de la tubería con bentonita o algún otro lubricante.

El empleo de refuerzos externos o perfiles abiertos para rígidizar la tubería aumenta la carga de downdrag debido a su oposición al asentamiento del suelo alrededor de la tubería. Esto tiene el efecto de aumentar el promedio de esfuerzo cortante en la Ec.3. Donde son usados perfiles abiertos, el coeficiente de fricción puede igualar o exceder 1.0.

Las cargas Downdrag crean cargas axiales-directas (cargas de arrastre descendentes) en la pared de la tubería que aumenta con la profundidad. La fuerza axial desarrollada sobre la tubería puede ser encontrada por integración del esfuerzo cortante (o el esfuerzo friccional) entre la tubería y el suelo a lo largo de la altura del relleno.

Esta integración es igual al producto del área de la superficie de la tubería con el promedio del esfuerzo cortante que actúa sobre la superficie. La máxima fuerza downdrag puede ser encontrada usando la Ec.4.

$$P_D = T_A \pi (D_o / 12) H \qquad (4)$$

Donde:

PD = carga downdrag , lb (kN),

Do = Diámetro exterior del manhole, in. (m),

TA =Promedio del esfuerzo cortante, psf (kPa),

H = altura del relleno, ft (m).

Cuando las unidades del SI son usadas, los 12 en el denominador de Ec.4 puede ser omitido.

Esta ecuación puede ser usada para tuberías de HDPE considerando su flexibilidad. La deflexión axial de la tubería de HDPE disminuirá la carga downdrag. La carga real dependerá de la rigidez relativa entre la tubería y el suelo y el efecto de las de la relajación de esfuerzos sobre la rigidez de la tubería.

3.2. Cargas vehiculares.

En la evaluación del desempeño de la tubería enterrada es necesario considerar el efecto de las cargas vivas, especialmente las de trafico pesado.

Si existe pavimento diseñado para trafico pesado, la carga del trafico es adecuadamente distribuida por el pavimento generando una carga despreciable sobre la tubería. Sin embargo para caminos sin pavimento o pavimentos diseñados para cargas ligeras sujetos a tráfico pesado, las cargas vivas transferidas a la tubería deben ser evaluadas.

La distribución de las cargas de las ruedas aplicadas a la superficie es distribuida y disipada con la profundidad, por lo tanto el efecto de las cargas vivas actúa hasta un límite de profundidad.

En el cálculo de la carga viva a nivel superficial se debe considerar una adicional fuerza dinámica debido al movimiento del vehículo, la cuantificación de esta adicional fuerza es por medio de multiplicar al peso del vehículo por un factor de impacto.

Para cargas en carreteras, AASHTO establece un rango de factores de impacto enlistados a continuación [ver referencia 13]:

:

Tabla 3 Factor de impacto.

Profundidad	Factor de Impacto
0 a 0,3 m. (0 a 1 Pie)	1.3
0,3 a 0.6 m (1 a 2 Pies)	1.2
0.6 a 0.9 m (2 a 3 Pies)	1.1
Mayor a 0.9 m	1.0

Cargas vehiculares son generalmente basadas en la configuración AASHTO H-25, la figura 3.3 representa un camión de 25 Ton (22.7 Ton métricas) con 40000 libras (18140 kg.) de carga en el eje trasero.

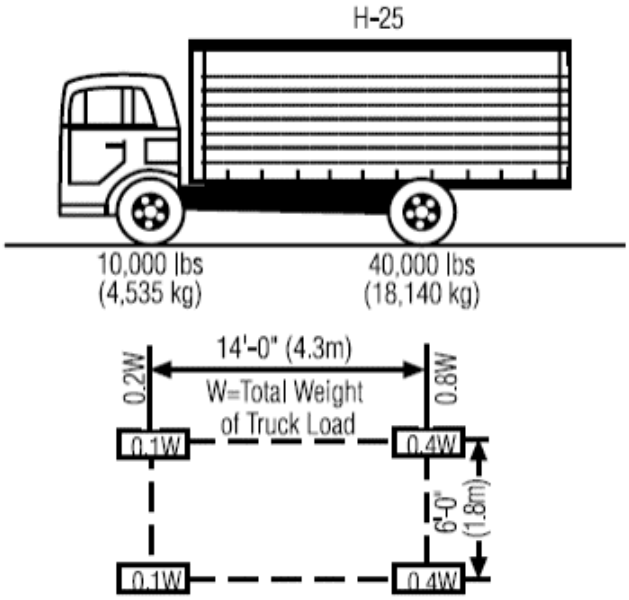


Figura 3.3 Distribución de Carga AASHTO H-25

3.3. Cargas por aguas subterráneas.

La presencia de aguas subterráneas alrededor de la tubería ejerce una presión externa hidrostática así como una fuerza sobre la parte inferior del Manhole. Cuando el suelo es sumergido bajo el nivel de aguas subterráneas, la presión radial de la tierra que actúa alrededor del diámetro exterior de la tubería es reducida porque la fuerza boyante del agua que reduce el peso eficaz del suelo. Para calcular la presión radial que actúa sobre la tubería, la presión de aguas subterráneas es añadida a la presión de suelo radial producida por el peso boyante del suelo.

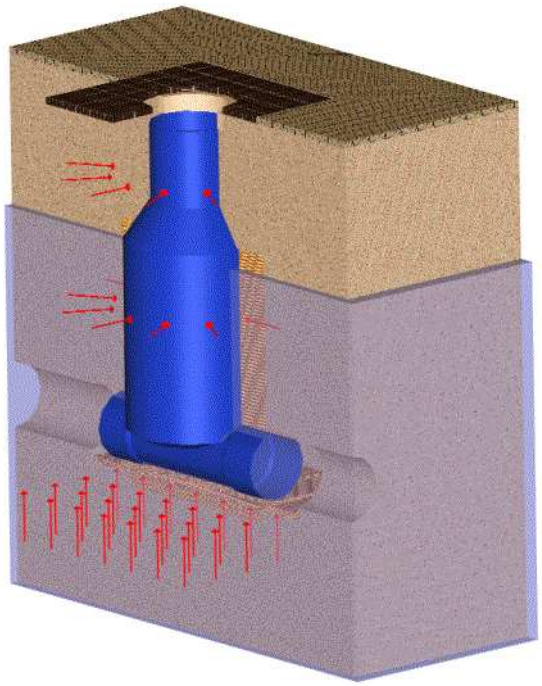


Figura 3.4 Cargas por aguas subterráneas

La presión radial resultante es usada para calcular los límites de funcionamiento del anillo. Para los límites de funcionamiento axiales que son controlados por fuerzas de downdrag, la presión radial debería ser calculada como si no hubiera agua subterránea, ya que fuerzas downdrag puede ocurrir durante la construcción o de otra manera antes del sumergimiento.

La presión radial que actúa en un suelo saturado puede ser calculada usando métodos de elemento finitos, medidas de campo u otros procedimientos. En lugar de estos, Ec.5 puede ser usada para encontrar la presión radial en un relleno totalmente saturado circundante a la tubería. (El medio totalmente saturado es cuando el nivel de aguas subterráneas está en la superficie de la tierra, pero no encima de ella.)

$$P_R' = \gamma_w H + 1.21\ K_A\ (\gamma_s - \gamma_w)H \qquad (5)$$

Donde:

PR' = Presión radial aplicada , psf (kPa),

KA = coeficiente de la presión activa de la tierra

H =alto del relleno bajo las aguas subterraneas, ft (m),

γ_w =Peso especifico del agua, pcf (kN/m^3), and

γ_s =Peso especifico del suelo saturado, pcf (kN/m^3).

Donde la saturación parcial del suelo existe, es donde el nivel de aguas subterráneas esta debajo de la superficie de tierra pero encima del invert del Manhole, la presión radial puede ser encontrada por la combinación de la presión debido al suelo encima del nivel de aguas subterráneas y la presión dada en Ec.5 debido a las aguas subterráneas y el suelo sumergido. En este caso, H ' como dado en Ec.6 debería ser substituida por la H en Ec.5.

$$H' = H - Z \qquad (6)$$

Donde:

H = altura de la Tubería, ft (m),

Z = Distancia desde el agua hacia la superficie , ft (m).

La presión radial obtenida con Ec.5 no debería ser usada para calcular la presión de downdrag debido a que las aguas subterráneas no llevan esfuerzos cortantes y así no contribuye a downdrag. Se debe calcular la fuerza downdrag asumiendo una instalación seca usando la Ec.1, para presiones radiales como descrito en Figura3.1 use cualquiera de los dos, el peso del suelo seco o el peso del suelo saturado . El peso saturado se aplica donde las aguas subterráneas podrían ser evacuadas rápidamente.

Como se analizo anteriormente, si la tubería es instalada en terrenos con aguas subterráneas la presión radial que actúa en la parte mas baja de la tubería tiene dos componentes; la presión debido al suelo seco sobre las aguas subterráneas y la presión debido al suelo embebido bajo las aguas subterráneas.

$$Pr_{total} = Prd + Prsat \quad (7)$$

Donde:

Pr_{total} = Presión radial en la parte mas baja de la tubería, psf (kPa),

Prd = Presión radial aplicada por el suelo seco, psf (kPa),

Pr sat = Presión por el suelo bajo aguas subterraneas, psf (kPa).

Si H<2.4 m y existen cargas vivas, se debe adicionara a la formula 7 el valor de cargas vivas que actúan a la profundidad H (Ver Apendice B.).

$$Pr_{total} = Prd + Prsat + 1.67(F_i)(P_v)(C_L.). \quad (8)$$

Donde:

F_i = Factor de impacto.

P_v = Carga viva transferida a la tubería, psi (kPa).

C_L= Coeficiente de distribución de carga, el menor entre (Lw/OD) o 1.

Valores de Lw están tabulados en Apendice B, OD es el diámetro exterior de la tubería.

Donde la tubería usada como elevador de manhole es localizada bajo el nivel de aguas subterráneas, además se debe considerar restringirla para prevenir la flotación. Las aguas subterráneas ejercen una fuerza sobre la tubería igual al peso del agua que esta desplaza. Fuerzas de resistencia a la flotación incluyen el peso de la tubería y la carga de downdrag Sin embargo, la carga máxima downdrag dada por Ec.4 no puede desarrollarse debido a la flotación del terreno. Por lo tanto, esto puede hacer necesario anclar la tubería a una base de concreto o anillo. Cuando un anillo es usado, el peso boyante de la columna de proyección de suelo encima del anillo puede ser añadido a la fuerza de resistencia y el downdrag es despreciado debido a que las cargas axiales en la tubería son reducidas al mínimo por el resguardo del (anillo) cerca de la base del Manhole.

CAPITULO 4

4. ANÁLISIS DE ESFUERZOS APLICADOS.

El análisis de desempeño de la tubería usada como elevador de Manhole consiste principalmente en asumir una sección de pared de prueba y comprobar si los esfuerzos inducidos por las cargas radiales y cargas de downdrag no sobrepasan los límites permisibles de funcionamiento a largo plazo.

Para instalaciones donde la carga viva y muerta están presentes (especialmente donde la profundidad de instalación es menor a 2.4 m) dos análisis de esfuerzos son requeridos. En el primer análisis se debe considerar las cargas vivas y muertas empleando las propiedades del material a corto plazo, En el segundo análisis se contempla solo las cargas muertas empleando las propiedades a largo plazo del material, el mayor limitante entre los dos será considerado para evaluar el desempeño de la estructura.

4.1. Campo de aplicación

El análisis de esfuerzo y desempeño de la tubería de pared estructurada usada como elevador de pozo de inspección es realizado en base a los lineamentos estipulados en la **NORMA ASTM F 1759-97.** Esta especificación cubre procedimientos básicos y generales para el diseño de manholes de polietileno de alta densidad (HDPE) usados en aplicaciones sub-superficiales y aplica a estructuras que permiten el ingreso de personal [ver referencia 2].

El manhole únicamente será usado para la transportación de fluidos sometidos a gravedad.

Se usa adicionalmente como referencia información publicada por "Plastic Pipe Institute" asociación dedicada a la investigación y desarrollo de las tuberías plásticas principalmente las de polietileno.

4.2. Consideraciones para el análisis y desempeño de Manholes.

El Manhole típico consiste en: la parte superior, el elevador vertical, una base y bocas de salida, cada uno de estos componentes tiene exigencias de diseño únicas. El elevador debe oponerse a la presión de aguas subterráneas, presión radial de la tierra, y fuerzas

transversales debido a downdrag inducido por el establecimiento del suelo circundante, este también tiene que llevar el peso de carga viva y muerta. La base principalmente tiene que oponerse a la presión de aguas subterráneas. La parte superior transmite la carga viva al elevador, para Manholes sujetos a carga vehicular consideraciones especiales deben ser dadas. Deben ser analizados los accesorios de salidas encima del invert del Manhole de modo que ellos no induzcan un excesivo momento flexor o esfuerzos cortantes en la pared de elevador. La carga sobre las salidas debido a asentamientos del relleno se incrementa con la distancia a las que están localizadas sobre la base de Manhole.

El elevador de Manhole, la base, y la parte superior puede ser diseñado usando el análisis de elemento finito, pruebas empíricas u otro medio. En lugar de estos métodos, se puede usar la metodología basada en la experiencia, práctica y observaciones de campo.

Por lo general, las cargas máximas ocurrirán cerca de la parte enterrada más profunda de la tubería usada como elevador de Manhole.

4.3. Materiales usados y características de instalación.

El material usado en la tubería estará sujeto a significativos esfuerzos de tensión y compresión. En base a las propiedades del material se han establecido los límites de esfuerzo y deformación a largo plazo.

El compuesto de HDPE usado tiene una clasificación de celda mayor a 334433C de acuerdo a la especificación ASTM D 3350, requerimiento establecido en la Norma ASTM F159-97.

La tubería usada como elevador de manhole será instalada en un terreno cuyo asentamiento no excede el 10%, requerimiento establecido en la Norma ASTM F159-97.

4.3.1. Propiedades del material.

El compuesto de HDPE usado tiene una clasificación de celda de 445574C de acuerdo a la especificación ASTM D 3350.

Tabla 4 Propiedades del material seleccionado HDPE

Modulo de relajación a largo plazo (50 años)	E = 19749 N/cm2 (28651 psi)
Constante de Poisoon	$\mu = 0.48$
HDB (23 C)	11 Mpa (1600 psi)
Esfuerzo permisible compresivo a largo plazo	C_S = 689 Mpa (1000 psi)
Deformación compresiva axial permisible	ε_{cal} = 3.5 %
Deformación de pandeo permisible	ε_{bal} = 5 %
Esfuerzo de tensión permisible	σ_{tal} = 550 N/cm2 (800 psi)

Nota: Para materiales que tienen un HDB de 1600 psi la deformación en compresión no debe exceder del 3.5 % para que el esfuerzo de compresión permisible a largo plazo no exceda 1000 psi, la deformación de pandeo anular no debe exceder del 5%, finalmente el esfuerzo de tensión permisible a largo plazo es de 800 psi.

Marlex® H516

HIGH DENSITY POLYETHYLENE COMPOUND

This high performance PE 100 HDPE compound is tailored for the demanding requirements of pressure pipe applications that require:

- Excellent long-term hoop strength
- Superb resistance to slow-crack growth
- Exceptional resistance to rapid-crack propagation
- Outstanding low-temperature toughness

Additional information:

- Meets ASTM D4976 - PE 235
- Yellow version also available

Typical pipe applications for H516 include:

- Gas distribution
- Potable water
- Industrial applications

This compound meets or exceeds:

- ASTM D3350, class 445574C and 445576C
- NSF Standards 14 and 61 for potable water
- PPI designations PE 4710 and PE 100

NOMINAL COMPOUND PROPERTIES[1], [2]	English	SI	Method
Density	---	0.961 g/cm^3	ASTM D1505
Flow Rate (HLMI, 190/21.6)	---	8.0 g/10 min	ASTM D1238
Tensile Strength at Yield, 2 in/min, Type IV bar	3,700 psi	25.5 MPa	ASTM D638
Elongation at Break, 2 in/min, Type IV bar	>700%	>700%	ASTM D638
Flexural Modulus, 2% Secant - 16:1 span:depth, 0.5 in/min	140,000 psi	965 MPa	ASTM D790
PENT Slow Crack Growth	>5,000 h	>5,000 h	ASTM F1473
NOMINAL PIPE PROPERTIES[3], [4]	**English**	**SI**	**Method**
Hydrostatic Design Basis, 73°F (23°C)	1,600 psi	11 MPa	ASTM D2837
Hydrostatic Design Basis, 140°F (60°C)	1,000 psi	6.9 MPa	ASTM D2837
Hydrostatic Strength, 12.4 MPa (1800 psi), 20°C (68°F)	>400 h	>400 h	ISO 1167
Hydrostatic Strength, 5.5 MPa (800 psi), 80°C (176°F)	>8,000 h	>8,000 h	ISO 1167
Hydrostatic Strength, 5.0 MPa (725 psi), 80°C (176°F)	>10,000 h	>10,000 h	ISO 1167
Minimum Required Strength	1,450 psi	10 MPa	ISO 9080
Rapid Crack Propagation, Full scale test, 0°C (32°F)	>435 psi	>30 bar	ISO 13478
Rapid Crack Propagation, S4 critical pressure, -15°C (5°F)	>145 psi	>10 bar	ISO 13477
Notched Pipe Test, 9.2 Bar (133 psi), 80°C (176°F)	>500 h	>500 h	ISO 13479

1. The nominal properties reported herein are typical of the product, but do not reflect normal testing variance and therefore should not be used for specification purposes. Values are rounded. The physical properties were determined on compression molded specimens that were prepared in accordance with Procedure C of ASTM D4703, Annex A1 and ASTM F1473.
2. The PENT value was determined on natural resin with a density value of 0.948 g/cm^3.
3. Determined on pipe extruded from H516.
4. The Rapid Crack Propagation (RCP) properties were determined on 12" SDR 11 pipe for full scale and 8" SDR 11 pipe for S-4.

Figura 4.1 Propiedades de HDPE (Marlex H516)

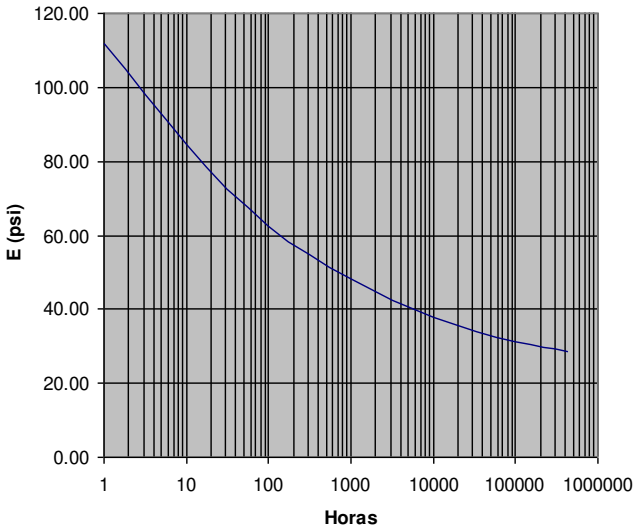


Figura 4.2 Curva de modulo de Relajación vs tiempo para HDPE

4.3.2. Característica de la instalación.

El relleno escogido para los cálculos es Clase III tal como se lo define en ASTM D 2321 ver referencia 12, el cual se asume compactado a un mínimo de 90% de densidad proctor, estas propiedades deberán conservarse para el terreno que se encuentre a 1 metro alrededor del perímetro de la tubería y a lo largo de toda la profundidad de la instalación.

La base del manhole es asume asentada sobre una capa de terreno Clase I tal como se lo define en ASTM D 2321 compactado al 95% de densidad con un espesor mínimo de 30,5 cm. o sobre una losa de concreto. Para los cálculos se

asume que la profundidad de la instalación es 5.00 m y que el nivel de aguas subterráneas se encuentra a 3.00 m medidos desde la carpeta asfáltica.]

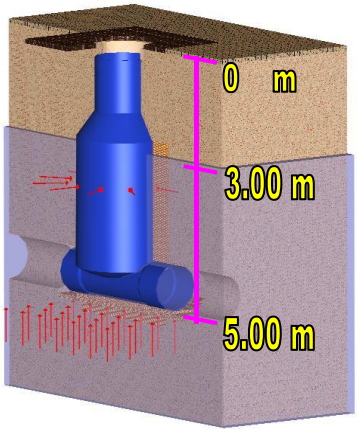


Figura 4.3 Profundidades de instalación

Tabla 5 Características de Instalación

Profundidad de instalación	H = 5.00 m
Profundidad de agua subterránea	H = 3.00 m
Peso del suelo saturado	$\gamma s = 21.21 kN/m^3$
Peso del suelo seco	$\gamma_D = 18.85 kN/m^3$
Angulo de fricción interna	$\phi = 30^o$
Modulo de relajación del suelo	$E = 1000 psi$ $(689 N/m^2)$
Temperatura de trabajo	$T = 23^oC$
Coeficiente de fricción	$\eta_f = 0.4$
Módulo de flexión	$E_s = 4826\ N/cm^2$
Factor geometría	$R_h = 1$

4.3.3. Característica del perfil.

La tubería de pared estructurada es elaborada a partir de un perfil plástico hueco (ver Figura 1.1), el cual está estructurado con nervaduras interiores distribuidas en forma de múltiples vigas I.

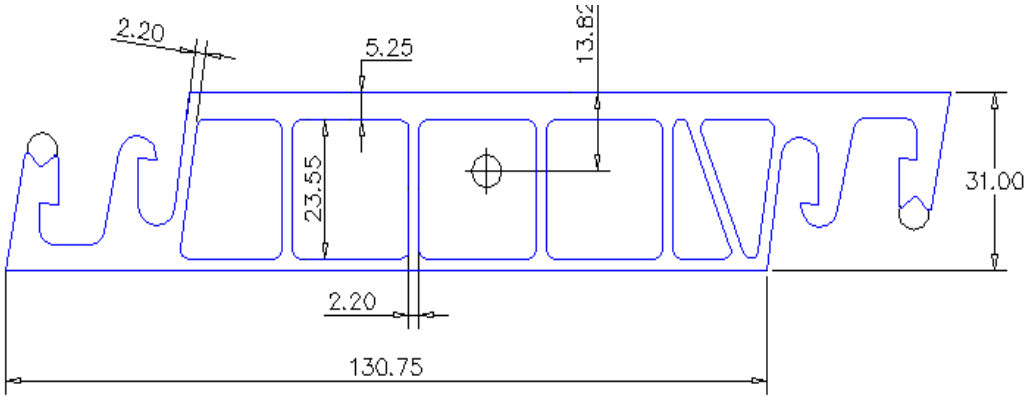


Figura 4.4 Dimensiones del Perfil

Tabla 6 Características del perfil

Alto de perfil	$h = 31.00\text{cm}.$
(Alto de perfil – Cavidad interna).	$t_n = 0.75\text{cm}$
Área transversal	$A = 18.60\text{cm}^2$
Inercia	$I = 21.65\text{cm}^4$
Paso	$p = 13.08\text{cm}$
Área por unidad de longitud	$A/p = 1.42\text{cm}^2/\text{cm}$
Inercia por unidad de longitud	$I/p = 1.66\text{cm}^4/\text{cm}$
Centroide	$Z_c = 1.38\text{cm}$

4.4. Cálculos de cargas sobre el manhole.

La tubería usada como elevador de Manhole está sometidas a 2 principales tipos de carga que son:

- Cargas muertas causadas por el relleno circundante.
- Cargas vivas causadas principalmente por el transito vial.

Las cargas muertas transmitidas por el terreno se clasifican en:

- Cargas por la presión radial
- Cargas de arrastre (Down-drag).

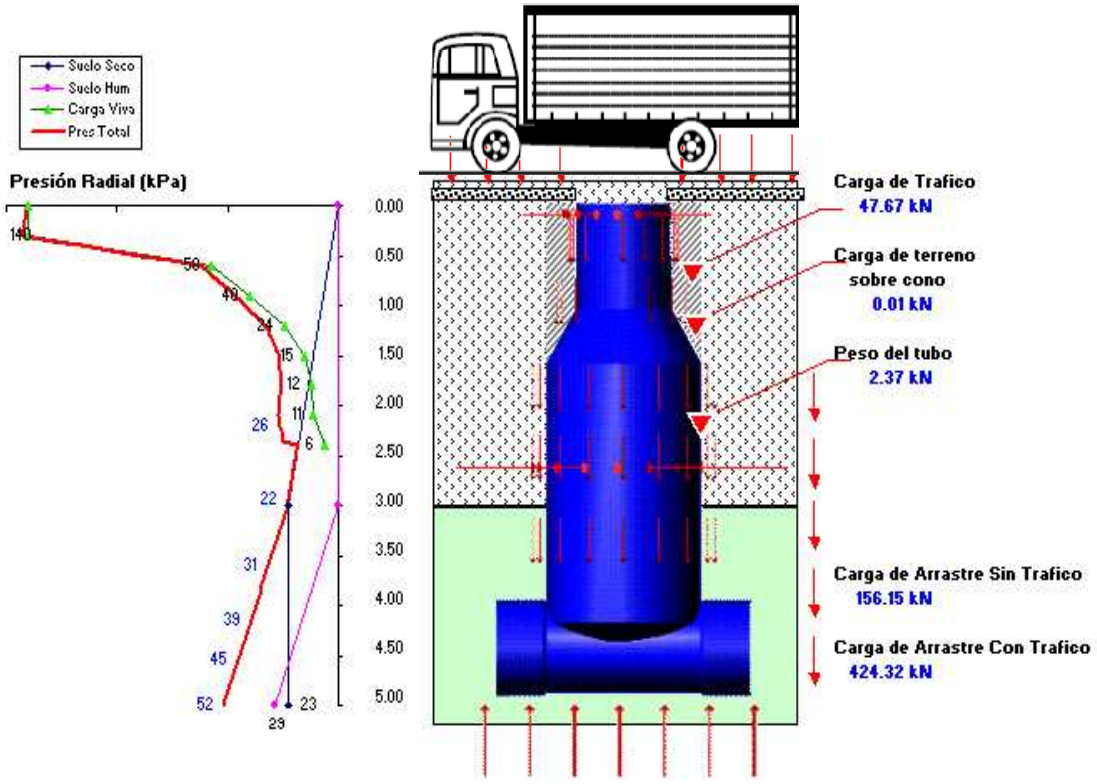


Figura 4.5 Cargas que actúan sobre la tubería.

Los cálculos de las cargas de presión radial debido a la presión activa del terreno esta dada en base a lo analizado por Gartung. [ver referencia 7].

Las cargas de arrastre debido a la fuerza de downdrag están dadas en base a la integración del esfuerzo cortante (o el esfuerzo friccional) entre la tubería y el suelo a lo largo de la altura del relleno.

4.4.1. Presión radial del terreno.

En 3.1.1 se presento la ecuación para la presión radial que actúa en la tubería debido al suelo seco circundante y que se incrementa con la profundidad, dadas las características de instalación la máxima presión por el suelo seco se encuentra hasta una profundidad de 3 m.

Presión radial del suelo seco (H = 3.00).

$$\Pr d = 1.21 K_a \gamma_D H = \textbf{22.81 kPa.} \qquad (4.1)$$

Donde el coeficiente de presión activa de la tierra es.

$$K_a = (\tan(45 - \phi/2))^2 = \textbf{0.333} \qquad (4.2)$$

Dadas las características de instalación las aguas subterráneas cubren a la tubería por debajo de la profundidad de 3 m, en 3.3 se modifica la ecuación 1 considerando la presión ejercida por las aguas subterráneas y el suelo sumergido.

Presión radial del suelo sumergido bajo las aguas subterráneas (Hsat = 5.00 – 3.00 = 2.00).

$$\Pr sat = \gamma_w H + 1.21 K_a (\gamma_s - \gamma_w) H = \textbf{28.80 kPa.} \quad (4.3)$$

Donde la presión ejercida por las aguas subterráneas y el empuje existente en el terreno sumergido es considerada por medio del peso especifico del agua.

$$\gamma_w = \rho g = \textbf{9.8 } \boldsymbol{kN/m^3} \quad (4.4)$$

La presión radial que actúa en la parte mas baja de la tubería (a 5 m) tiene dos componentes; la presión debido al suelo seco sobre las aguas subterráneas y la presión debido al suelo embebido bajo las aguas subterráneas.

Presión en la parte más baja del manhole (H=5.00 m).

$$\mathrm{Pr\,d} + \mathrm{Pr\,sat} = \mathbf{51.61}\ \boldsymbol{kN/m^2} \qquad (4.5)$$

Para el análisis con cargas vivas especialmente cuando H<2.40 m a la formula 4.5 se le deben añadir el valor de las cargas vivas que actúan a la profundidad H Ver Ec. 8 en 3.3.

4.4.2. Carga de downdrag.

Como lo descrito en 3.1.2, el asentamiento del terreno alrededor de la tubería desarrolla un esfuerzo cortante entre la tubería y el relleno, el promedio del esfuerzo cortante esta en función del promedio de la presión radial que actúa a lo largo de la tubería y del coeficiente de fricción entre la tubería y el terreno.

Para el calculo de la presión promedio se asume la condición mas critica que es cuando el terreno a todo lo largo de la tubería esta saturado (pero sin el efecto de flotación) aumentando su peso y por ende aumentando la presión sobre la tubería.

Presión en la parte más baja de la tubería (H=5 m) con suelo saturado (γ_s= 21.21 kN/m^3).

$$\Pr d = 1.21 K_a S_w H \text{ = } \mathbf{42.77\ kN/m^2} \quad (4.6)$$

Esfuerzo cortante promedio calculado con la presión en la parte superior (Pr1 = 0) y con la presión en la parte mas profunda (Pr2 = 42.77 kN/m^2)

$$T_a = \eta_f \left(\frac{\Pr 1 + \Pr 2}{2} \right) \text{ = } \mathbf{8.55\ kN/m^2} \quad (4.7)$$

La fuerza de arrastre desarrollada (down-drag) esta en función del esfuerzo cortante promedio (8.55 kN/m^2) por el área de la superficie de la tubería en que actúa (πD H).

$$P_d = T_a \pi D_{od} H \text{ = } \mathbf{156.15\ kN.} \quad (4.8)$$

Donde el diámetro promedio es calculado como:

$$D_{od} = D + 2h \quad (4.9)$$

$$D_{od} = 110 + 2(3.1) = 1.16 \text{m}. \quad (4.10)$$

Para el análisis con cargas vivas, la formula 4.7 debe ser calculada con la media aritmética de la presión que actúa a lo largo de la tubería, para este análisis esta presión media ha sido encontrada teniendo un valor de 58.12 KPa .

$$T_a = \mu_f * \Pr_\text{media} = \mathbf{23.25\ kN/m^2} \qquad (4.11)$$

Para el análisis con cargas vivas, la fuerza de arrastre desarrollada (down-drag) estará en función del esfuerzo cortante promedio (23.25 kN/m^2) por el área de la superficie de la tubería en que actúa (π D H).

$$P_d = T_a \pi D_{od} H = \mathbf{424.32\ kN.} \qquad (4.12)$$

4.5. Calculo de deformaciones.

Los límites de funcionamiento de la tubería bajo cargas radiales consisten en:

- Comprensión anular
- Flexión anular.
- Pandeo anular.

La compresión anular y la flexión anular crean una deformación combinada en la pared de la tubería la cual debe estar dentro de los límites permisibles del material.

Los límites de funcionamiento de la tubería bajo cargas axiales de arrastre consisten en:

- Comprensión axial.
- Pandeo axial.

4.5.1. Deformaciones por compresión.

Las cargas radiales actuando en la tubería crean una fuerza compresiva o empuje el cual debe ser calculado para encontrar la deformación resultante por compresión, el empuje máximo ocurre en la sección más profunda. (Debido a la presencia del piso del manhole, el empuje máximo en realidad ocurre ligeramente encima del piso.) la Ec. 9 da el empuje de anillo.

$$NT = PR*(RM) \qquad (9)$$

donde:

NT= empuje del anillo, lb/in. (N/cm),

PR= presión radial aplicada, psf (N/cm2) (1N/cm2 = 10 kPa),

RM = radio medio del manhole, in. (cm).

$$R_m = \left(\frac{d + 2Z_c}{2} \right) \qquad (10)$$

$$R_m = \left(\frac{110 + 2(1.38)}{2} \right) = \mathbf{56.38\ cm.} \qquad (4.13)$$

Para calcular el empuje use la presión radial aplicada Ec.7 en 3.3 si solo se consideran cargas muertas, Use la presión de Ec.8 en 3.3 si H<2.40m y se consideran cargas vivas.

$$N_t = P_r R_m = \mathbf{291\ N/cm\ .} \qquad (4.14)$$

Nota: La presión radial aplicada y por ende el empuje compresivo será el mismo a H=5m en el análisis con cargas vivas debido a que las cargas vivas se disipan y actúan hasta una profundidad máxima de 2.4 m.

La deformación anular por compresión esta dada por la Ec. 11.

$$\varepsilon_t = \frac{N_t}{EA_s} \qquad (11)$$

donde:

NT= empuje del anillo, lb/in. (N/cm),

E= Modulo de relajación de esfuerzos, psi (N/cm2)

As = Área seccional del perfil usado en la tubería dividida para el paso , in2/in. (cm2/cm).

La deformación anular por compresión debe ser menor que la deformación compresiva permisible para el material en este caso 0.035 cm/cm.

Para análisis solo con cargas muertas, la deformación por compresión debe ser calculada usando las propiedades a largo plazo, para análisis con cargas vivas se deben usar las propiedades a corto plazo.

$$\varepsilon_t = \frac{N_t}{EA_s} = 0.010 \text{ cm/cm (Largo Plazo)} \qquad (4.15)$$

Al corto Plazo con análisis de Cargas Vivas.

$$\varepsilon_t = \frac{N_t}{EA_s} = 0.002 \text{ cm/cm} \qquad (4.16)$$

$$\varepsilon_t < \varepsilon_{cal} = 0.035\,\text{cm/cm} \quad \text{Cumple} \qquad (4.17)$$

4.5.3. Deformaciones por flexión.

La presión radial aplicada alrededor de la tubería usada como elevador de manhole varia alrededor de la circunferencia debido a la no homogeneidad del material de relleno y su asentamiento, parte de esto es asumido con el factor de 1.21 en Ec.1. Esta excentricidad induce una deformación de flexión en la tubería.

La deformación de flexión puede ser encontrada considerando el momento de flexión inducido por la excentricidad de la carga de empuje **e** dado en Ec. 12.

$$e = C_o\left(\frac{D_m}{2}\right) \qquad (12)$$

donde:

e= excentricidad, in. (cm),

Co= 0.02 ovalamiento, asumiendo un factor de deflexión del 2% del diámetro de la tubería.

Dm= Diámetro medio de la tubería, in. (cm).

El momento de deflexión resultante debido al empuje anular actuando sobre la excentricidad estará dado por Ec. 13.

$$M_e = e(N_t)(0.5) \quad (13)$$

donde:

Me= Carga de flexión, in.-lb/in. (N-cm/cm),

e= excentricidad, in. (cm),

NT= empuje del anillo, lb/in. (N/cm),

Finalmente la deformación de flexión estará dada por Ec. 14.

$$\varepsilon_b = \frac{M_e}{ES_x} \quad (14)$$

donde:

E_b= Deformació de flexión, in/in. (cm/cm),

Sx= Modulo de sección, in3/in. = I/c (cm3/cm),

I= Momento de inercia del perfil de la tubería dividido para el paso, in4/in. (cm4/cm).

c= Distancia del centroide del perfil a la parte externa, in. (cm)

E= Modulo de relajación de esfuerzo, psi (N/cm2)

Para análisis solo con cargas muertas, la deformación por compresión debe ser calculada usando las propiedades a largo

plazo, para análisis con cargas vivas se deben usar las propiedades a corto plazo.

$$\varepsilon_b = \frac{M_e}{ES_x} = 0.007 \text{ cm/cm (Largo Plazo)} \qquad (4.18)$$

Al corto Plazo con análisis de Cargas Vivas.

$$\varepsilon_b = \frac{M_e}{ES_x} = 0.002 \text{ cm/cm} \qquad (4.19)$$

Nota: Si el modulo de relajación para flexión es diferente al modulo de relajación para compresión los respectivos valores deben ser usados en las Ec. 11 y Ec. 14.

4.5.4. Deformaciones combinadas.

El perfil de la tubería debe ser diseñado de tal manera que asegure que la deformación combinada (4.20) entre la deformación por compresión (4.16) con la deformación por flexión (4.17) debe ser menor que el limite de deformación por compresión permisible del material.

$$\varepsilon_c = \varepsilon_e + \varepsilon_t = 0.017 \text{ cm/cm (Largo Plazo)} \qquad (4.20)$$

Al corto Plazo con análisis de Cargas Vivas.

$$\varepsilon_c = \varepsilon_e + \varepsilon_t = 0.004 \text{ cm/cm} \quad (4.21)$$

$$\varepsilon_c < \varepsilon_{cal} = 0.050\,\text{cm/cm} \quad \text{Cumple} \quad (4.22)$$

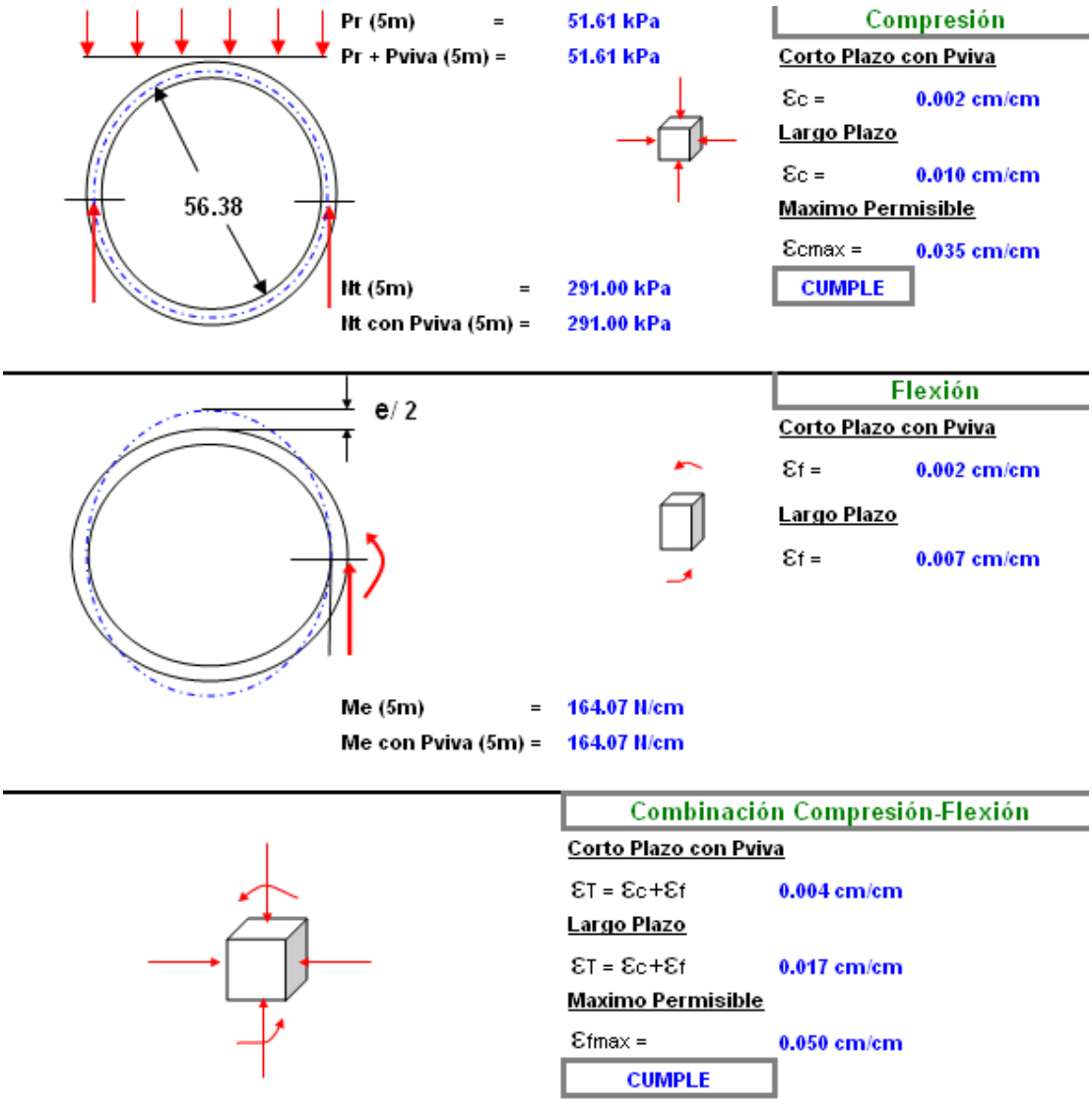


Figura 4.6 Resumen de análisis de compresión y flexión anular.

4.5.5. Pandeo anular.

Dos ecuaciones son utilizadas para chequear el pandeo anular la Ec. 15 es usada para aplicaciones en suelo seco es decir por encima del nivel freático, la Ec. 18 es para elevadores localizados bajo el nivel freático, ambas partes de la tubería enterrada por sobre y bajo el nivel freático son analizadas.

$$N_{rc} = 0.7 R_h (EI)^{1/3} (E_s)^{2/3} \quad (15)$$

donde:

Ncr= Empuje critico que causa pandeo sobre el nivel freático, lb/in. (N/cm),

Rh= Factor de geometría.

E= Modulo de relajación de esfuerzo, psi (N/cm2)

I= Momento de inercia del perfil de la tubería dividido para el paso, in4/in. (cm4/cm).

E_s= Modulo de Young del suelo, psi (N/cm2)

El factor de geometría es dependiente de la profundidad de empotramiento y de rigidez relativa entre el relleno utilizado y el suelo nativo, cuando el ancho de la zona circular del relleno es igual al radio de la tubería, el valor de Rh se aproxima a la unidad al mismo tiempo que la rigidez relativa entre la tubería y

el relleno se aproxima a 0.005, la rigidez relativa es definida como:

$$\text{Rigidez_Relativa} = \frac{2.6EI}{E_s r^3} \qquad (16)$$

donde:

r= Radio de la tubería usada como elevador, in. (cm)

E= Modulo de relajación de esfuerzo, psi (N/cm2)

I= Momento de inercia del perfil de la tubería dividido para el paso, in4/in. (cm4/cm).

E_s= Modulo de Young del suelo, psi (N/cm2)

Evaluando Ec. 15 el esfuerzo crítico de pandeo para elevadores sobre el nivel de agua subterránea al largo y corto plazo obtenemos:

$$R_h = 1$$

$$N_{rc} = 0.7R_h(EI)^{1/3}(E_s)^{2/3} = \textbf{6392 N/cm} \text{ (largo plazo)} \qquad (4.23)$$

Al corto Plazo para análisis de Cargas Vivas.

$$N_{rc} = 0.7R_h(EI)^{1/3}(E_s)^{2/3} = \textbf{10540 N/cm} \qquad (4.24)$$

El empuje radial aplicado por sobre el nivel freático H= 3 m es:

$$P_{rd} = 1.21 K_a D_w H_d = \textbf{22.81 Kpa.} \quad (4.25)$$

$$N_{td} = P_{rd} R_m = \textbf{129 N/cm.} \quad (4.26)$$

Como criterio de diseño se especifica que el esfuerzo compresivo dado en 4.26 debe ser como máximo la mitad del esfuerzo critico de pandeo en suelo seco.

$$S_f = \frac{N_{cr}}{N_{td}} \quad \textbf{> 2} \text{ Cumple}$$

Para Secciones bajo el nivel freático el empuje crítico de pandeó esta dado por Ec. 18.

$$N_{crw} = 2.825 \sqrt{\frac{RB`E`EI}{D_m}} \quad (18)$$

donde:

Ncr= Empuje critico que causa pandeo bajo el nivel freático, lb/in. (N/cm),

Dm= Diámetro medio, in. (cm).

R= Factor de reducción por flotación, = 1-0.33 H´/H.

H´= Altura del nivel freatico medido desde la base, ft. (m).

H= Profundidad total del relleno, ft. (m).

E´= Modulo de reacción del suelo, psi (N/cm2)

E= Modulo de relajación de esfuerzos, psi (N/cm2)

I= Momento de inercia del perfil de la tubería dividido para el paso, in4/in. (cm4/cm).

El parámetro B´ esta dado por:

$$B`= \frac{1}{1+4e^{-0.065H}} \qquad (19)$$

Evaluando Ec. 18 el esfuerzo crítico de pandeo para elevadores bajo el nivel de agua subterránea (H´= 2 m) al largo y corto plazo obtenemos:

$$R_w = \frac{(1-0.33H`)}{H} = \mathbf{0.87} \qquad (4.27)$$

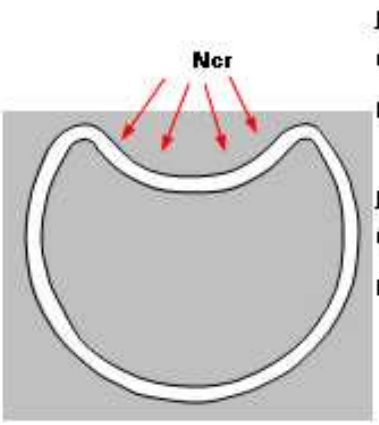
$$N_{crw} = 2.825\sqrt{\frac{RB`E`EI}{D_m}} = \mathbf{763\ N/cm}\ \text{(largo plazo)} \qquad (4.28)$$

Al corto Plazo para análisis de Cargas Vivas.

$$N_{crw} = 2.825\sqrt{\frac{RB`E`EI}{D_m}} = \mathbf{1615\ N/cm} \qquad (4.29)$$

El empuje radial aplicado (4.14) bajo el nivel freático H= 5 m es Nt= 291 N/cm, como criterio de diseño se especifica que el esfuerzo compresivo dado en 4.14 debe ser como máximo la mitad del esfuerzo critico de pandeo bajo nivel freático.

$$S_f = \frac{N_{cr}}{N_t} > 2 \text{ Cumple.} \qquad (4.30)$$



Ncritico Suelo Seco

Corto Plazo Ncr (3m) =	10539.88 N/cm
Largo Plazo Ncr (3m) =	6392.10 N/cm

Ncritico Suelo Humedo

Corto Plazo Ncr (5m) =	1614.85 N/cm
Largo Plazo Ncr (5m) =	762.68 N/cm

Ntd Suelo Seco		**Factor de Seguridad**
Corto Plazo Ntd (3m) =	128.60 N/cm	82.0
Largo Plazo Ntd (3m) =	128.60 N/cm	49.7
Ntd Suelo Hum		
Corto Plazo Ntd (5m) =	291.00 N/cm	5.5
Largo Plazo Ntd (5m) =	291.00 N/cm	2.6

CUMPLE

Figura 4.7 Resumen de análisis de pandeo anular.

4.6. Calculo de resistencia a esfuerzos axiales.

Se tiene que comprobar la resistencia de la tubería para soportar esfuerzos axiales compresivos y el pandeo axial debido a fuerzas de "downdrag".

Además de las fuerzas de "downdrag" otras cargas axiales son transmitidas a la tubería como el peso del terreno sobre el cono, el peso de la tubería y el cono, las cargas vivas trasmitidas debido a equipamiento o vehículos.

Estas cargas crean una deformación axial compresiva en la pared de la tubería la cual no debe exceder los límites de deformación por compresión del material y el límite de pandeo axial.

4.6.1. Deformación axial.

La máxima deformación axial inducida por la fuerza "downdrag" ocurre en la parte más profunda de la instalación, Asumiendo una distribución uniforme de fuerzas de arrastre, la deformación en la pared de la tubería será constante alrededor del perímetro de la tubería y puede ser encontrada por medio de Ec. 20.

$$\varepsilon_a = \frac{P_D + P_L + P_w}{E\pi D_m t_n} \quad (20)$$

donde:

*E*a= Deformación axial compresiva, in/in. (cm/cm),

P_D= Fuerzas de “downdrag”, Lb. (N).

P_L= Carga viva, Lb. (N).

P_w= Carga muerta, incluye el peso de tubería y terreno sobre el cono, Lb. (N).

E= Modulo de relajación de esfuerzos, psi (N/cm2).

Dm= Diámetro medio, in. (cm).

tn= Espesor neto del perfil de la tubería, in. (cm).

Evaluando Ec. 20 a largo plazo la deformación axial compresiva seria:

$P_D = 156150\ _N$ Carga de arrastre downdrag

$P_w = 2380\ _N$ Carga muerta (Peso del tubo y terreno sobre el cono).

$$\varepsilon_a = \frac{P_D + 1.67P_L + 1.21P_w}{E\pi D_m t_n} = \textbf{0.030 cm/cm} \text{ (largo plazo)} \quad (4.31)$$

Al corto Plazo para análisis con Cargas Vivas

$$P_L = Ac * Prc. \quad (21)$$

donde:

Ac= Área del cono que recibe la carga viva, in2. (cm2),

Prc= Carga viva trasmitida a la altura del cono (por lo general a 55 cm), psi. (N/cm2).

$P_L = 63278_N$ Carga viva trasmitida a la tubería (4.32)

$$\varepsilon_a = \frac{P_D + 1.67P_L + 1.21P_w}{E\pi D_m t_n} = \mathbf{0.022\ cm/cm} \quad (4.33)$$

$\varepsilon_a < 0.035\,cm/cm$ **Cumple.**

4.6.2. Pandeo axial.

Cuando la deformación axial se incrementa en un tubo cilíndrico soportado por el terreno, el tubo esta sujeto a pandeo local en lugar de pandeo como columna, en el modo menor de pandeo el tubo puede deflectarse ligeramente formándose hoyuelos en el tubo.

Para la tubería enterrada, la resistencia axial al pandeo en el modo menor es incrementada por el terreno de

empotramiento, el cual actúa como restricción a la deflexión hacia el exterior.

La ecuación que se usara para calcular la deformación crítica de pandeo es dada por Timoshenko y Gere.

$$\varepsilon_r = \frac{2S_e}{D_m\sqrt{3(1-\mu^2)}} \qquad (22)$$

donde:

*E*cr= Deformación axial critica, in/in. (cm/cm).

Dm= Diámetro medio, in. (cm).

μ= Constante de Poisson del HDPE.

S_E= Espesor de pared equivalente, in. (cm).

$S_e = \sqrt[3]{12I}$. (23)

I= Momento de inercia del perfil de la tubería dividido para el paso, in4/in. (cm4/cm).

Evaluando Ec. 22 la deformación axial critica es:

$$\varepsilon_r = \frac{2S_e}{D_m\sqrt{3(1-\mu^2)}} = \textbf{0.032 cm/cm} \qquad (24)$$

Para perfiles cerrados que cumplen con lo establecido en ASTM F894, la deformación promedio de la pared controla el pandeo axial antes que la deformación neta de la pared calculada en 4.31, la deformación promedio de la pared puede ser calculada sustituyendo en Ec.20 el espesor neto del perfil tn por el área de la sección transversal por unidad de paso del perfil.

$$\varepsilon_a = \frac{P_D + P_L + P_w}{E\pi D_m A} = \textbf{0.016 cm/cm} \text{ (largo plazo)} \qquad (4.34)$$

Al corto Plazo para análisis de Cargas Vivas

$$\varepsilon_a = \frac{P_D + P_L + P_w}{E\pi D_m A} = \textbf{0.011 cm/cm} \qquad (4.35)$$

$$S_f = \frac{E_{cr}}{E_a} > 1 \quad \text{Cumple} \qquad (4.36)$$

El factor de seguridad 1 es suficiente debido a que el soporte provisto por el suelo restringe el pandeo axial y esto no es considerado por la Ec. 20, Sin embargo cuando el suelo circundante no genera un soporte adecuado tal como el caso de un suelo sin compactación saturado o rellenos de grano fino saturado, un adecuado factor de seguridad debe ser aplicado.

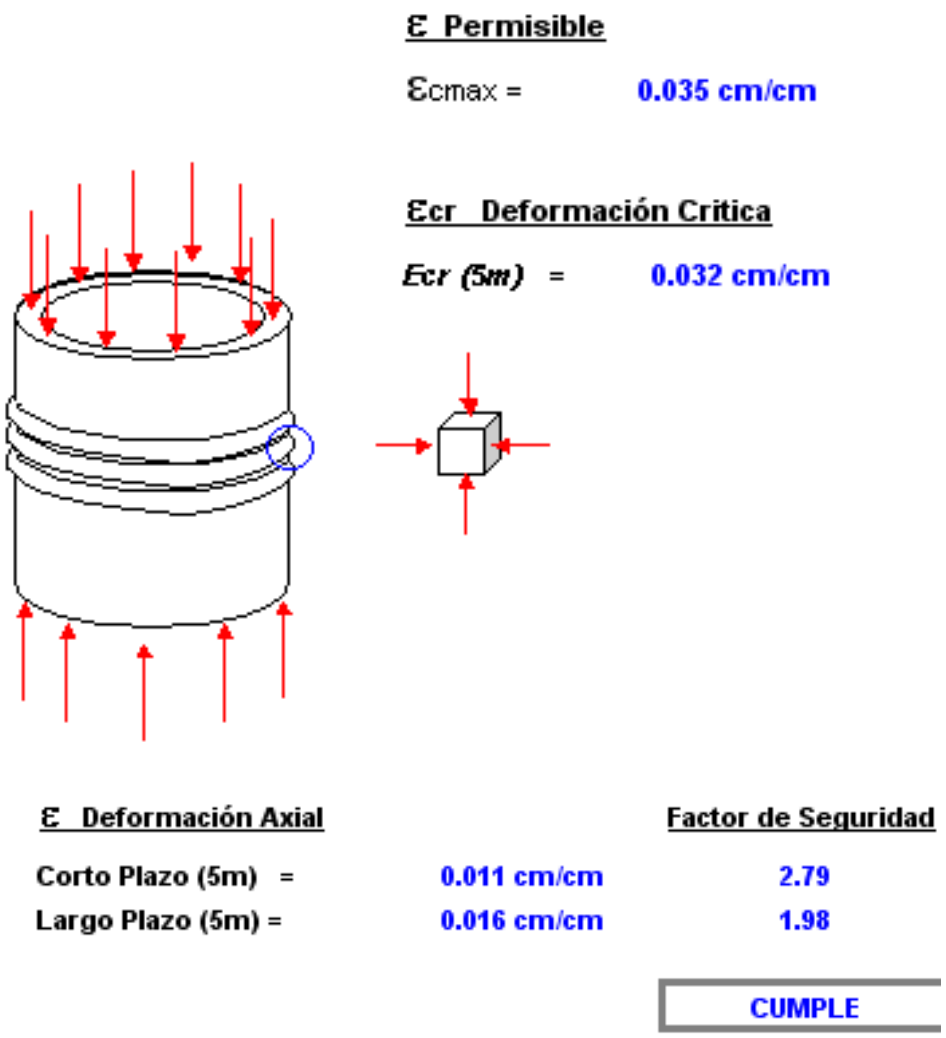


Figura 4.8 Resumen de análisis de Compresión y Pandeo axial.

4.7. Calculo de resistencia de base plana.

Para manholes instalados sobres bases de terreno que cumplen con los requisitos de 4.3.2 las cargas de arrastre "downdrag" soportadas por la tubería usada como elevador de manhole son directamente trasferidas a la base, sin embargo cuando el manhole se encuentra localizado bajo el nivel

freático, la carga critica que actúa sobre la base es debido a la presión hidrostática de las aguas subterráneas, la base puede ser diseñada de distintas maneras, para este análisis se verificara el desempeño de una base con fondo plano.

Los limites de desempeño de las bases de manhole son comúnmente establecidos por medio del esfuerzo de flexión y de la deflexión máxima permitida.

Es usualmente asumido que la fluencia ocurrirá alrededor del perímetro externo de la base y que el máximo esfuerzo esta en el centro de la base.

$$\sigma_{bp} = \frac{3P_{gw}r^2}{4t^2} \qquad (25)$$

donde:

σ= Esfuerzo máximo, (N/cm2).

P = Presión de aguas subterráneas, (N/cm2).

r = Radio de la base, (cm).

t = Espesor de la base, (cm).

Evaluando Ec.25 en una base con espesor de 50 mm, la carga de aguas subterráneas en la base genera un esfuerzo de:

$P_{gw} = \rho gh = (1000\ kg/m^3).(9.8\ m/s^2)(2\ m) = 19.6\ kPa$ (4.37).

$P_{gw} = 1.96\ N/cm^2$

$$\sigma_{bp} = \frac{3P_{gw}r^2}{4t^2} = 187\ N/cm2 \quad (4.38)$$

El esfuerzo desarrollado en la base debe ser menor al máximo permisible que es de 550 N/cm^2

$$\sigma_{bp} = 187N/cm^2 < \sigma_{cal} = 550N/cm^2 \quad \text{Cumple} \quad (4.39).$$

La deflexión máxima no debe exceder el 2% del diámetro, cuando el diámetro es 150 cm o menor, para mayores diámetros esta deflexión se limita al 1% del diámetro.

La aceptación de deflexiones mayores dependerá del uso que se le al manhole, pues generalmente la deflexión es critica si el manhole es usado como estación de bombeo, donde una deflexión mayor a los limites citados afectara el

funcionamiento del sistema de bombas u otros equipos asentados.

$$\delta_{bp} = \frac{3}{16}(1-\mu^2)\frac{P_{gw}r^4}{Et^3} \qquad (26)$$

donde:

δ= Deflexión máxima, (cm).

μ = Valor de Poisson,

P = Presión de aguas subterráneas, (N/cm2).

r = Radio de la base, (cm).

t = Espesor de la base, (cm).

E= Modulo de relajación de esfuerzos, psi (N/cm2).

Evaluando Ec. 26 la deformación máxima en el fondo plano seria:

$$\delta_{bp} = \frac{3}{16}(1-\mu^2)\frac{P_{gw}r^4}{Et^3} = \textbf{1.16 cm.} \qquad (4.40).$$

$$\nabla\% = \frac{1.16\text{cm}}{110\text{cm}}; \quad \nabla\% = 1.16 < 2\% \text{ Cumple} \qquad (4.41).$$

Tabla 7 Resumen del análisis.

Análisis de Pandeo anular		
Cálculos de cargas sobre la tubería.		
Presión radial del suelo seco (H = 3.00).	$\Pr d = 1.21 K_a \gamma_D H$	**22.81 kPa.**
Presión radial del suelo sumergido bajo las aguas subterráneas (Hsat = 5.00 – 3.00 = 2.00).	$\Pr sat = \gamma_w H + 1.21 K_a (\gamma_s - \gamma_w) H$	**28.80 kPa.**
Presión en la parte más baja (H=5.00 m).	$\Pr d + \Pr sat$	**51.61 *kN/m²***
Fuerza de arrastre (down-drag) Análisis con carga muerta	$P_d = T_a \pi D_{od} H$	**156.15 kN.**
Fuerza de arrastre (down-drag) Análisis con carga viva	$P_d = T_a \pi D_{od} H$	**424.32 kN.**
Calculo de deformaciones.		
Deformación anular por compresión Análisis con carga muerta	$\varepsilon_t = \frac{N_t}{EA_s}$	**0.010 cm/cm**
Deformación anular por compresión Análisis con carga viva	$\varepsilon_t = \frac{N_t}{EA_s}$	**0.002 cm/cm**
Criterio de diseño	$\varepsilon_t < \varepsilon_{cal} = 0.035 \, cm/cm$	**Cumple**
Deformación de flexión anular Análisis con carga muerta	$\varepsilon_b = \frac{M_e}{ES_x}$	**0.007 cm/cm**
Deformación de flexión anular Análisis con carga vivas	$\varepsilon_b = \frac{M_e}{ES_x}$	**0.002 cm/cm**
Deformación combinada Análisis con carga muerta	$\varepsilon_c = \varepsilon_e + \varepsilon_t$	**0.017 cm/cm**
Deformación combinada Análisis con carga vivas	$\varepsilon_c = \varepsilon_e + \varepsilon_t$	**0.004 cm/cm**
Criterio de diseño	$\varepsilon_c < \varepsilon_{cal} = 0.050 \, cm/cm$	**Cumple**

Empuje critico que causa pandeo sobre el nivel freático Análisis con carga muerta	$N_{rc} = 0.7R_h(EI)^{1/3}(E_s)^{2/3}$	**6392 N/cm**
Empuje critico que causa pandeo sobre el nivel freático Análisis con carga viva	$N_{rc} = 0.7R_h(EI)^{1/3}(E_s)^{2/3}$	**10540 N/cm**
El empuje radial aplicado por sobre el nivel freático H= 3 m	$N_{td} = P_{rd}R_m$	**129 N/cm.**
Criterio de diseño	$S_f = \frac{N_{cr}}{N_{td}}$	**>2 Cumple**
Empuje critico que causa pandeo bajo el nivel freático Análisis con carga muerta	$N_{crw} = 2.825\sqrt{\frac{RB`E`EI}{D_m}}$	**763 N/cm**
Empuje critico que causa pandeo bajo el nivel freático Análisis con carga viva	$N_{crw} = 2.825\sqrt{\frac{RB`E`EI}{D_m}}$	**1615 N/cm**
Criterio de diseño	$S_f = \frac{N_{cr}}{N_t}$	**>2 Cumple**
Análisis de resistencia a esfuerzos axiales.		
Deformación axial compresiva Análisis con carga muerta	$\varepsilon_a = \frac{P_D + P_L + P_w}{E\pi D_m t_n}$	**0.030 cm/cm**
Deformación axial compresiva Análisis con carga viva	$\varepsilon_a = \frac{P_D + 1.67P_L + 1.21P_w}{E\pi D_m t_n}$	**0.022 cm/cm**
Criterio de diseño	$\varepsilon_a < 0.035\,\mathrm{cm/cm}$	**Cumple**
Deformación axial critica	$\varepsilon_r = \frac{2S_e}{D_m\sqrt{3(1-\mu^2)}}$	**0.032 cm/cm**
Deformación promedio de la pared que controla pandeo axial Análisis con carga muerta	$\varepsilon_a = \frac{P_D + P_L + P_w}{E\pi D_m A}$	**0.016 cm/cm**
Deformación promedio de la pared que controla pandeo axial Análisis con carga viva	$\varepsilon_a = \frac{P_D + P_L + P_w}{E\pi D_m A}$	**0.011 cm/cm**
Criterio de diseño	$S_f = \frac{E_{cr}}{E_a}$	**>1 Cumple**

Resumen del análisis.

Resumen del análisis.

Análisis de resistencia de base plana.		
Esfuerzo máximo en el centro de base.	$\sigma_{bp} = \frac{3P_{gw}r^2}{4t^2}$	**187 N/cm2**
Criterio de diseño	$\sigma_{bp} = 187 N/cm^2 < \sigma_{cal} = 550 N/cm^2$	Cumple
Deflexión máxima	$\delta_{bp} = \frac{3}{16}(1-\mu^2)\frac{P_{gw}r^4}{Et^3}$	**1.16 cm**
Criterio de diseño	$\nabla\% = 1.16 < 2\%$	**Cumple**

CAPITULO 5

5. ANÁLISIS DE COSTOS.

En este capitulo se identificara las necesidades potenciales existentes en el área de alcantarillado, se realiza además un análisis del posicionamiento del mercado y finalmente se hará un comparativo de características y costos entre manholes con tubería de pared estructurada y manholes de concreto.

Razones que motivan la realización del proyecto

El Ecuador presenta un nivel de crecimiento poblacional importante. En los últimos 25 años, la población del Ecuador casi se duplicó, al pasar, entre 1979 y 2004, de 7’440.000 a 12’900.000 habitantes, aunque cada vez la velocidad de crecimiento ha sido menor para fines de esta década, el Ecuador tendrá unos 14’500.000 habitantes, si se calcula una tasa crecimiento de 2% anual.

El censo de 1974, registraba que de los 6,500.000 habitantes del país, el 59% vivía en la zona rural y 41% en las ciudades. En los años inmediatamente posteriores, las ciudades tuvieron un crecimiento tan

importante que, para 1982 la población urbana era casi la misma que la rural (49% vs. 51%).

Todo esto era el resultado de varias décadas de privilegiar el desarrollo urbano e industrial frente al rural y agrícola, lo que se reflejó claramente en la robusta tasa de crecimiento de la población urbana (5% anual entre 1974 y 1982), frente al escuálido crecimiento de la población rural (1% en el mismo período), resultado, a su vez, de una masiva migración campo ciudad.

El proceso de urbanización siguió avanzando aunque con un paso menos acelerado. Para 1990 un nuevo censo nacional revelaba que la población urbana era el 55% del total, mientras que para el censo más reciente (2001), la relación urbano / rural se había invertido el 61% de la población vivía en las ciudades.

LA POBLACION ECUATORIANA EN LOS ULTIMOS 25 AÑOS

CENSOS	1974	1982	1990	2001
Población total	6,503,517	8,060,712	9,648,189	12,156,608
tasa de crecimiento frente al censo anterior		2.7	2.3	2.1
% población urbana	41.5	49.2	55.4	61.1
% población rural	58.5	50.8	44.6	38.9
% población sierra	48.4	47.2	45.6	44.9
% población costa	49.0	49.0	49.8	50.0
% población mayor de 20 años qué superó la primaria	17.1	26.4	40.3	42.4

Figura 5.1 Índices del crecimiento de la población Ecuatoriana

Todo este proceso ha impactado profundamente el panorama de los sistemas de alcantarillado, De acuerdo a los datos del INEC, para 1995 solamente el 39% de las viviendas contaban con servicio de alcantarillado sanitario, registrándose una alarmante proporción de viviendas que carecen de algún sistema de disposición de aguas servidas (28%). El 33% restante de las viviendas elimina sus desechos ya sea utilizando pozo séptico (25%) o algún otro medio (8%).

En la región Costa, apenas el 33% de las viviendas del sector urbano y rural están conectadas a la red pública de alcantarillado sanitario, en contraste con el 38% que utilizan pozo séptico. El restante, o no utiliza ningún sistema o lo hace por otros medios. Diferenciando el medio urbano del rural, los sistemas de evacuación de carácter público son casi inexistentes en éste último, predominan los pozos sépticos y casi un 50% de las viviendas no disponen

de ningún sistema alternativo; ello contrasta con la situación en el medio urbano, donde el porcentaje de viviendas conectadas al servicio público asciende al 50% y cerca de un 38% de las viviendas utiliza pozos sépticos.

En el año de 1998 los servicios de alcantarillado sólo cubrían el 42% de la población, siendo la mayor cobertura en el medio urbano, en donde más del 61% de las viviendas cuentan con alcantarillado. En contraste, en el medio rural los déficits se acentúan, por lo que solamente un 10% cuentan con alcantarillado.

Estas cifras son evidenciada de la importancia que tiene la solución de los problemas de drenaje para la mayoría de las ciudades principalmente las ubicadas en la costa, ya que el colapso de los sistemas paraliza el normal funcionamiento de las actividades, a la vez que favorece las epidemias de enfermedades de origen hídrico, las afecciones respiratorias y de la piel.

Análisis de posicionamiento de mercado

En esta parte del análisis, se procederá a identificar los puntos que diferenciarían a los manholes con tuberías de pared estructurada de PE con la competencia.

Para la identificación de las premisas de beneficios o amenazas que puede tener el riesgo, se realiza a continuación el FODR (Análisis de Fortaleza, Oportunidades, Debilidades y Riesgos), teniendo:

Fortalezas:

- Alta Tecnología en Sistemas constructivos.
- Sistemas completos de tuberías y accesorios.
- Servicio técnico disponible.
- Productos y servicio de Calidad.

Oportunidades

- Demanda interesada por el producto.
- Apoyo económico de parte de los inversionistas

Debilidades

- Existen productos alternativos con años en el mercado.

Riesgos

- El precio de la resina esta ligado con la inestabilidad del precio del petróleo
- Desconfianza en política económica del país.
- Poca demanda por resistencia al cambio de un publico acostumbrado a trabajar con tuberías rígidas.

Comparación de costos de materiales y tiempos de instalación Manhole de tubería estructurada vs. Manhole elevador de concreto.

Los rubros presentan precios estimativos que incluyen mano de obra y están de acuerdo a los precios anunciados en la publicación técnica de la cámara de la construcción de Guayaquil de Abril 2006.

COSTOS Y TIEMPOS DE INSTALACION
MANHOLE DE CONCRETO

CONCEPTO	Cantidad	Unidad	Costo unitario US$			Costos totales US$				Tiempo (días)
			Material	Mano Obra	Equipo	Material	Mano Obra	Equipo	Valor Total US$	
Excavación y Relleno										3.0
Excavación manual R=1.6 m H=5.5 m	44.23	m3	0.00	4.98	0.25	0.00	220.28	11.06	231.34	
Relleno compactado con material del sitio	36.54	m3	0.00	2.88	0.4	0.00	105.23	14.61	119.84	
Cimentación										1.0
Relleno Compactado con piedra base (h=0.3 m)	3.07	m3	7.50	2.88	0.40	23.04	8.85	1.23	33.12	
Relleno Compactado con cascajo fino (h=0.2 m)	2.05	m3	4.66	2.88	0.40	9.54	5.90	0.82	16.26	
Construcción de camara										10.0
Losa de piso	0.73	m3	223.10	54.67	2.50	162.64	39.85	1.82	204.32	
Cuerpo de camara	2.36	m3	219.15	74.60	25.00	516.95	175.97	58.97	751.90	
Enlucido interior	18.4	m2	1.91	1.26	0.03	35.14	23.18	0.55	58.87	
Losa superior	0.25	m3	223.10	54.67	2.50	55.57	13.62	0.62	69.81	
Movimiento con equipo pesado	5	h	0.00	5.00	45.00	0.00	25.00	225.0	250.00	
Acabado										1.00
Pavimento Ext. e = 8 cm	9.7	m2	5.64	2.14	0.78	54.92	20.84	7.60	83.35	
tapa Hierro fund (D=24")	1	un	50.00	2.14	0.00	50.00	2.14	0.00	52.14	
Costo Total						**907.80**	**640.86**	**322.29**	**1870.94 US$**	**15.0 dias**

COSTOS Y TIEMPOS DE INSTALACION MANHOLE CON TUBERIA DE PARED ESTRUCTURADA										
CONCEPTO	Cantidad	Unidad	Costo unitario US$			Costos totales US$				Tiempo (días)
			Material	Mano Obra	Equipo	Material	Mano Obra	Equipo	Valor Total US$	
Excavación y Relleno										3.0
Excavación manual R=1.6 m H=5.5 m	44.23	m3	0.00	4.98	0.25	0.00	220.28	11.06	231.34	
Relleno compactado	38.58	m3	6.50	2.88	0.4	250.76	111.11	15.43	377.30	
Cimentación										0.5
Relleno Compactado con cascajo fino (h=0.3 m)	3.07	m3	4.66	2.88	0.40	14.32	8.85	1.23	24.39	
Inst. Tuberia y Accesorios										0.5
Tub. Estructurada PE	3.5	ml	193.06	3.22	0.00	675.72	11.27	0.00	686.99	
Cono de PE	1	un	76.54	3.22	0.00	76.54	3.22	0.00	79.76	
Base de PE	1	un	95.34	3.22	0.00	95.34	3.22	0.00	98.56	
Acabado										1.0
Pavimento Ext. e = 8 cm	9.7	m2	5.64	2.14	0.78	54.92	20.84	7.60	83.35	
tapa Hierro fund (D=24")	1	un	50.00	2.14	0.00	50.00	2.14	0.00	52.14	
Costo Total						1217.60	380.93	35.31	**1633.84 US$**	**5.0 dias**

RESUMEN DE COSTOS.

Manhole con tubería de pared estructurada.

- Costo de materiales y Equipos. US$ 1252.91
- Costo de mano de obra directa. US$ 380.93

Total US$ 1633.84

Tiempo de instalación: **5 días.**

Manhole de concreto .

- Costo de materiales y Equipos.	US$ 1230.09
- Costo de mano de obra directa.	US$ 640.86
Total	US$ 1870.95

Tiempo de instalación: **15 días.**

Al revisar los resultados del análisis de costos, podemos observar que la diferencia en los costos directos es 17% menor para los manholes con tubería de pared estructurada, adicionalmente el tiempo de instalación es 3 veces menor, este factor es muy importante en obra ya que permite cumplir con mayor facilidad los tiempos establecidos para la entrega de los proyectos, en lugares donde existe transito de vehículos o personas disminuye el tiempo de interrupción del transito implicando menores costos indirectos por un mejor tiempo de respuesta, en resumen esta información respaldaría la justificación del proyecto.

CAPITULO 6

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

La variedad de materiales plásticos utilizados en aplicaciones del sector de la construcción es muy amplia y cada vez más se presentan como una alternativa real y viable frente a los materiales convencionales.

En el capitulo 4, se comprobó un buen desempeño al largo-plazo del material y de la geometría de la tubería de pared estructurada que se usaría como elevador del manhole, revisando las propiedades mecánicas y los requisitos estructurales en base a lo establecido por la norma ASTM F1759-97 (estándar para el diseño e manholes de polietileno) y a otros criterios como las normas AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials).

El método de evaluación consta de dos partes, en la primera se evalúa las cargas transmitidas a la estructura en base a las propiedades del terreno circundante, en la segunda parte se evalúa el desempeño del material y de la

geometría de la estructura frente a las cargas transmitidas por el terreno, adicionalmente se evalúan las cargas vivas que demuestran ser significativas hasta una profundidad de 2.4 m debido a que son distribuidas en la superficie y disipadas con la profundidad.

El manejo y análisis de este método de evaluación ofrece resultados simples y de fácil interpretación, tales como la evaluación de la deflexión, pandeo, deformación en compresión, deformación de flexión, además de la deformación combinada, frente a los limites del material. Estos criterios evalúan de una manera conservadora el desempeño de las tuberías enterradas verificando la capacidad del elemento para aplicaciones estructurales.

Adicionalmente al cumplimiento de los requisitos en el capitulo 5 se hace un análisis de costos donde a pesar que la diferencia en los costos directos es pequeña, se observa que el tiempo de instalación es 3 veces menor para los manholes con tubería de pared estructurada, este factor es muy importante ya que permite cumplir con los tiempos establecidos para la entrega de la obra además de disminuir el tiempo de interrupción en lugares de transito lo que implica de manera global menores costos por un mejor tiempo de respuesta.

Se recomienda seguir en la investigación de nuevos métodos de evaluación de desempeño de estructuras plásticas enterradas. En los últimos años ASSTHO ha estado trabajando en convertir el método del diseño estructural convencional al método LRFD (Load Resistance Factor Design) donde se proveen factores de seguridad en el proceso de diseño de los componentes estructurales, estos a dado como resultado el NCHRP Proyecto 04-26 “Propuesta de diseño para tubería termoplástica de alcantarillado”, a pesar de que aun no ha sido publicada, este método esta siendo usado por diferentes compañías en los Estados Unidos para evaluar el desempeño de las tuberías termoplásticas.

APÉNDICES

APÉNDICE A

GEOMETRÍA DEL PERFIL

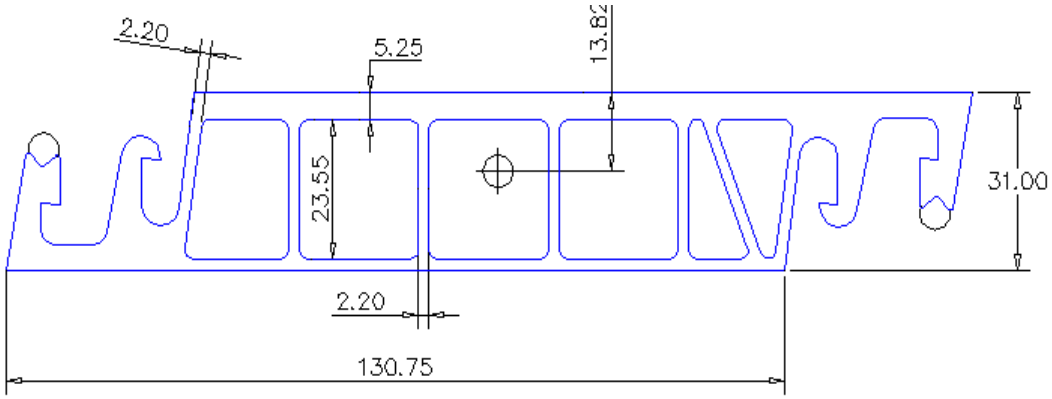


TABLA DE DIMENCIONES

Alto de perfil	$h = 31.00cm.$
(Alto de perfil – Cavidad interna).	$t_n = 0.75cm$
Área transversal	$A = 18.60cm^2$
Inercia	$I = 21.65cm^4$
Paso	$p = 13.08cm$
Área por unidad de longitud	$A/p = 1.42cm^2/cm$
Inercia por unidad de longitud	$I/p = 1.66cm^4/cm$
Centroide	$Z_c = 1.38cm$

APÉNDICE B

DATOS PARA DISTRIBUCIÓN DE CARGA

AASHTO H-25

Cover, ft. (m)	AASHTO H-25 or HS-25[1]		Cooper E-80[1]	Cover, ft. (m)	AASHTO H-25 or HS-25[1]		Cooper E-80[1]
	Live Load Transferred to Pipe, P_L, psi (N/mm²)	Live Load Distribution Width, L_W in (mm)	Live Load Transferred to Pipe, P_L, psi (N/mm²)		Live Load Transferred to Pipe, P_L, psi (N/mm²)	Live Load Distribution Width, L_W in (mm)	Live Load Transferred to Pipe, P_L, psi (N/mm²)
1 (0.3)	15.63 (0.108)	31 (787)	N/R	14 (4.3)	negligible	N/A	4.17 (0.0288)
2 (0.6)	6.95 (0.048)	52 (1321)	26.39 (0.1824)	16 (4.9)	negligible	N/A	3.47 (0.0240)
3 (0.9)	5.21 (0.036)	73 (1854)	23.61 (0.1632)	18 (5.5)	negligible	N/A	2.78 (0.0192)
4 (1.2)	3.48 (0.024)	94 (2388)	18.40 (0.1272)	20 (6.1)	negligible	N/A	2.08 (0.0144)
5 (1.5)	2.18 (0.015)	115 (2921)	16.67 (0.1152)	22 (6.7)	negligible	N/A	1.91 (0.0132)
6 (1.8)	1.74 (0.012)	136 (3454)	15.63 (0.1080)	24 (7.3)	negligible	N/A	1.74 (0.0120)
7 (2.1)	1.53 (0.011)	157 (3988)	12.15 (0.0840)	26 (7.9)	negligible	N/A	1.39 (0.0096)
8 (2.4)	0.86 (0.006)	178 (4521)	11.11 (0.0768)	28 (8.5)	negligible	N/A	1.04 (0.0072)
10 (3.0)	negligible	N/A	7.64 (0.0528)	30 (9.1)	negligible	N/A	0.69 (0.0048)
12 (3.7)	negligible	N/A	5.56 (0.0384)	35 (10.7)	negligible	N/A	negligible

Notes:
1) Includes impact where required.
2) N/R indicates that the cover height is not recommended.
3) N/A indicates that the information is not applicable.
4) Information has been modified from Buried Pipe Design, Moser, McGraw-Hill, 1990, p. 34.

BIBLIOGRAFIA.

1. CEN Comité Europeo de Normalización

   Norma Europea prEN 13598-2, Abril 2004.

   Plastic pipe systems for non-pressure underground drainage and sewerage – Unplasticized poly (vinyl chloride) (PVC-U), polypropylene (PP) and polyethylene (PE).

   Part 2: Specifications for manholes and inspection chambers in traffic areas and deep underground installations.

2. ASTM (American Standard testing material).

   Norma ASTM F 1759-97.

   Standard practice for design of high - density polyethylene (HDPE), manholes for subsurface applications.

3. ASTM Annual Book, Volume 03.01, Metals - Mechanical Testing; Elevated and Low-Temperature Tests; Metallography, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, PA

4. Manual de diseño de tuberias plasticas Cap 5.

   Polyethylene Pipe an Fittings Manufacturing

   Plastic Pipe Institute, Inc., 2000.

   http://www.plasticpipe.org

5. www.swopnet.com/engr/londonsewers/londontext1.html
Reprinted from Cleaner magazine
By Mary Gayman

6. Hossain, M. K. and Lytton, R. L, "Analysis of Large Diameter High-Density Polyethylene Plastic Pipes as Vertical Shafts in Landfills," Journal of Testing and Evaluation, ASTM, Vol 19, No. 6, Nov. 1991, pp. 475--484.

7. Gartung, E., Prühs, H., and Hoch, A., "Design of Vertical Shafts in Landfills," SecO/Id lnternational Landfill Symposium, Sardinia, 1989.

8. Hossain, M. K., "Finite Element Analysis and Design of Large Diameter Flexible Vertical Pipes Subjected to Incremental Compacted Backfill Loads and Creer Effects," Master Thesis, Texas A&M University, 1990.

9. Report to Bauku, Wiehl, Germany fram Grundbauingeniure Steinfeld und Partner, Erobaulaboratium Hamburg, 1991.

10. Swan Jr., R. H., Bonaparte, R., Bachus, R. C., Rivette, C. A., and Spikula, D. R., "Effect of Soil Compaction Conditions on Geomembrane-Soil Interface Strength," Geotextiles and Geomembranes, ID, 1991, pp. 523-529.

11. Martin, J. P., Koemer, R. M., and Whitty, J. E., "Experimental Friction Evaluation of Slippage Between Geomembranes, Geotextiles and Soils," International Conference on Geomembranes, Denver.

12. ASTM (American Standard testing material).

Norma ASTM D 2321-00

Standard practice for underground installation of thermoplastic pipe for sewer and other gravity-flow applications.

13. AASHTO, Interim Specifications-Bridges-1994, Section 18, AASHTO (American Association of State Highway Transportation Officials), pp.323-327, 1994.