

Universidad Latina de Costa Rica

Facultad de Ingenierías y TICs

Escuela de Ingeniería Civil

Grado de Licenciatura

Proyecto de graduación

Diseño preliminar de tanque elevado de acero para abastecimiento de agua en el proyecto de interés social Flor del Roble, en la comunidad de El Parque en Los Chiles, Alajuela

Autor: Jeffry Wallace Salgado

Tutor: Ing. Alberto González Solera

Lector: Ing. Leonardo Moya González

Heredia, Costa Rica, 2022



**UNIVERSIDAD LATINA
DE COSTA RICA**

POWERED BY **Arizona State University**

Resumen

La creciente demanda de construcción habitacional y, por consecuente, de recurso hídrico, de parte de familias de escasos recursos a lo largo del país ha obligado a diferentes entidades estatales a buscar soluciones y estrategias que garanticen el acceso a la población al agua potable para su desarrollo.

El presente proyecto muestra el diseño preliminar y presupuesto para un tanque elevado de acero para abastecimiento de agua en el proyecto de interés social Flor del Roble, en la comunidad de El Parque en Los Chiles, Alajuela.

Para lograrlo, se recaba información de la población beneficiada, así como de los datos de la capacidad soportante del suelo y el caudal del pozo que se utiliza para abastecer de agua potable a los habitantes del proyecto Flor del Roble. Luego, se procede a realizar el diseño de la tubería de aducción y su sistema de bombeo de acuerdo con la demanda del sistema y los requisitos de la normativa técnica para diseño y construcción de sistemas de abastecimiento de agua potable, de saneamiento y pluvial del Instituto Costarricense de Acueductos y Alcantarillados.

Al mismo tiempo de esto, se realiza el diseño preliminar del tanque de acuerdo con la norma AWWAD-100-11 del *American Welding Society*, la estructura de soporte en acero siguiendo los lineamientos de la norma AISC 360-16 del *American Institute of Steel Construction* y las cimentaciones de acuerdo con los requisitos del Código Sísmico de Costa Rica 2010 en su revisión del 2014 y el Código de Cimentaciones de Costa Rica 2010. Dichos elementos son sometidos a un análisis en el software de modelación SAP2000 para determinar que la propuesta cumple desde el punto de vista estructural y finalmente, se elabora un presupuesto de los materiales, de los costos constructivos, de operación y mantenimiento.

Gracias a este proyecto, se obtiene una propuesta que satisface las necesidades de abastecimiento de agua de manera responsable con un presupuesto que cumple con las expectativas de los entes encargados.

Abstract

The growing demand for housing construction and, consequently, for water resources, on the part of low-income families throughout the country has forced different state entities to seek solutions and strategies that guarantee the population's access to drinking water for their developing.

This project shows the preliminary design and budget for an elevated steel tank for water supply in the Flor del Roble project of social interest, in the community of El Parque in Los Chiles, Alajuela.

To achieve this, information is collected on the beneficiary population, as well as data on the bearing capacity of the soil and the flow of the well that is used to supply drinking water to the inhabitants of the Flor del Roble project. Then, the design of the adduction pipeline and its pumping are carried out according to the demand of the system and the requirements of the technical regulations for the design and construction of drinking water supply, sanitation and rainwater supply systems of the Costa Rican Institute of Aqueducts and Sewers.

In addition to this, the preliminary design of the tank is carried out according to the AWWAD-100-11 standard of the American Welding Society. The steel support structure following the guidelines of the AISC 360-16 standard of the American Institute of Steel Construction and the foundations according to the requirements of the 2010 Costa Rican Seismic Code in its 2014 revision and the 2010 Costa Rican Foundations Code. These elements are subjected to an analysis in the SAP2000 software to determine that the proposal complies from the point of view structural and finally, a budget of materials, construction costs, operation and maintenance is prepared.

Thanks to this project, a proposal is obtained that satisfies the water supply needs in a responsible manner with a budget that meets the expectations of the entities in charge.

Índice

| | |
|--|----|
| 1. Antecedentes..... | 8 |
| 2. Planteamiento del problema..... | 9 |
| 3. Objetivo general..... | 10 |
| 3.1. Objetivos específicos..... | 10 |
| 4. Justificación | 11 |
| 5. Alcances..... | 12 |
| 6. Limitaciones..... | 12 |
| 7. Impacto | 13 |
| 8. Hipótesis | 14 |
| 9. Capítulo #1 Fundamentación teórica | 14 |
| 9.1. Generalidades de diseño del sistema de agua potable..... | 14 |
| 9.1.1. Población de diseño | 17 |
| 9.1.2. Periodos de diseño | 17 |
| 9.1.3. Dotación y factores de demanda máxima..... | 17 |
| 9.2. Diseño general de la tubería de aducción..... | 18 |
| 9.2.1. Generalidades básicas..... | 18 |
| 9.2.2. Tubería de PVC | 18 |
| 9.2.3. Presiones y velocidades | 19 |
| 9.2.4. Sistema por bombeo | 19 |
| 9.2.5. Información básica para la selección de la bomba | 20 |
| 9.2.6. Cálculo de la potencia de la bomba | 21 |
| 9.3. Diseño del tanque elevado de distribución..... | 21 |
| 9.3.1. Generalidades básicas..... | 21 |
| 9.3.2. Normativas de construcción | 23 |
| 9.3.3. Volumen del tanque..... | 23 |
| 9.3.4. Partes de un tanque elevado..... | 25 |
| 9.4. Diseño de la torre de soporte..... | 25 |
| 9.4.1. Hipótesis de carga de las armaduras de soporte vertical | 27 |
| 9.4.2. Diseño de los elementos en tensión..... | 28 |
| 9.4.3. Diseño de los elementos en compresión..... | 30 |
| 9.4.4. Diseño de los elementos en flexión | 32 |

| | |
|--|----|
| 9.4.5. Diseño de conexiones soldadas | 34 |
| 9.5. Diseño de las cimentaciones | 38 |
| 9.5.1. Generalidades básicas..... | 38 |
| 9.5.2. Capacidad de carga última..... | 39 |
| 9.5.3. Dimensiones de placas aisladas de fundación | 40 |
| 9.5.4. Revisión de cortante unidireccional y bidireccional..... | 40 |
| 10. Capítulo #2 Marco Metodológico..... | 41 |
| 10.1. Paradigma de la investigación, enfoque metodológico y métodos de investigación | 41 |
| 10.2. Población y muestra | 41 |
| 10.3. Categoría de análisis de la investigación..... | 42 |
| 10.4. Técnicas e instrumentos para recolectar datos | 43 |
| 10.4.1. Normativas nacionales..... | 44 |
| 10.4.2. Normativas internacionales | 46 |
| 10.5. Instrumentos para el procesamiento y análisis de datos..... | 47 |
| 11. Capítulo #3 Análisis de resultados..... | 48 |
| 11.1 Población de diseño..... | 48 |
| 11.2 Periodos de diseño..... | 48 |
| 11.3 Dotación y factores de demanda máxima | 48 |
| 11.4 Cálculo del volumen del tanque de almacenamiento | 49 |
| 11.4.1 Volumen de regulación de consumo | 49 |
| 11.4.2 Volumen de reserva para incendios..... | 50 |
| 11.4.3 Volumen de reserva para interrupciones | 50 |
| 11.4.4 Volumen total de almacenamiento | 50 |
| 11.5 Cálculo para la selección del sistema de bombeo | 50 |
| 11.6 Balance hídrico del sistema de abastecimiento de agua..... | 52 |
| 11.7 Diseño hidráulico de la línea de aducción..... | 53 |
| 11.7.1 Cálculo de velocidad y pérdidas en la tubería | 53 |
| 11.8 Diseño hidráulico de la línea de interconexión | 55 |
| 11.9 Diseño preliminar del tanque elevado de almacenamiento..... | 58 |
| 11.9.1 Dimensionamiento del tanque | 58 |
| 11.9.2 Peso de los componentes del tanque..... | 59 |
| 11.9.3 Peso de la torre de soporte..... | 59 |

| | | |
|---------|---|----|
| 11.9.4 | Peso del agua almacenada en el tanque | 60 |
| 11.9.5 | Peso total de los elementos | 61 |
| 11.9.6 | Centro de gravedad del tanque | 61 |
| 11.9.7 | Parámetros del modelo de masa de resorte..... | 61 |
| 11.9.8 | Rigidez lateral de la estructura de soporte..... | 64 |
| 11.9.9 | Periodos | 65 |
| 11.9.10 | Coefficiente sísmico horizontal | 66 |
| 11.9.11 | Fuerza cortante en la base de la estructura de soporte..... | 67 |
| 11.9.12 | Momento de vuelco | 67 |
| 11.9.13 | Presión hidrodinámica | 68 |
| 11.9.14 | Presión debido a la inercia de la pared | 70 |
| 11.9.15 | Presión debido a la excitación vertical | 70 |
| 11.9.16 | Presión hidrodinámica máxima | 71 |
| 11.9.17 | Altura de la ola de chapoteo | 72 |
| 11.9.18 | Elementos a tensión de la torre de soporte | 72 |
| 11.9.19 | Elementos a compresión de la torre de soporte | 73 |
| 11.10 | Diseño de las cimentaciones | 75 |
| 11.10.1 | Excentricidad y presiones en el terreno | 75 |
| 11.10.2 | Diseño a flexión..... | 77 |
| 11.10.3 | Revisión a cortante en dos direcciones..... | 79 |
| 11.10.4 | Revisión a cortante en una dirección..... | 81 |
| 11.10.5 | Diseño del pedestal..... | 81 |
| 11.11 | Indicadores generales | 83 |
| 12. | Conclusiones..... | 85 |
| 13. | Recomendaciones | 86 |
| 14. | Referencias bibliográficas..... | 87 |
| 15. | Anexos | 89 |
| 16. | Glosario..... | 96 |

Índice de figuras

| | |
|---|----|
| Figura 1. Dirección de las fuerzas en los elementos de una armadura..... | 28 |
| Figura 2. Curva de la relación altura-caudal de la bomba..... | 51 |
| Figura 3. Masa impulsiva y convectiva..... | 63 |
| Figura 4. Altura de la masa impulsiva y convectiva..... | 63 |
| Figura 5. Coeficiente impulsivo y convectivo del periodo para tanques circulares..... | 65 |

Índice de tablas

| | |
|---|----|
| Tabla 1. Tipos de tanque para distintas sustancias..... | 22 |
| Tabla 2. Relación de variables independientes y dependientes..... | 43 |
| Tabla 3. Balance hídrico del sistema de abastecimiento..... | 52 |
| Tabla 4. Tamaño de los componentes del tanque..... | 58 |
| Tabla 5. Peso de los componentes de toda la estructura..... | 61 |
| Tabla 6. Indicadores generales del proyecto..... | 84 |

1. Antecedentes

Para diseñar de manera preliminar un tanque elevado de acero para el abastecimiento de agua potable, es conveniente referir la consulta documental de trabajos realizados que guardan relación con los objetivos propuestos en este proyecto.

Inicialmente, se hace referencia al proyecto elaborado por Jiménez (2018) donde realiza una revisión estructural del sistema de soporte y diseño del proceso constructivo estándar de dos tanques metálicos elevados en Jerusalén de Sarapiquí, en la provincia de Heredia, Costa Rica. Elabora una propuesta de mejora de la estructura de soporte, análisis estructural y desarrollo de un proceso constructivo para tanques metálicos elevados de agua potable, tomando como base el proyecto de dos depósitos de 150 m³ cada uno, donde por medio de un análisis en el programa SAP2000 logra determinar que la propuesta presentada cumplía con los requerimientos estructurales según la legislación vigente de Costa Rica y los códigos internacionales utilizados.

Lo antes señalado, tiene estrecha vinculación con los objetivos de este proyecto, en cuanto a la aplicación de normativas como el Código Sísmico de Costa Rica y el AISC 360-16 y software para el diseño de la estructura de soporte del tanque.

De igual manera, Suárez, Vásquez y Villegas (2010) realizaron el diseño preliminar de un tanque elevado ubicado en la provincia de Heredia, Costa Rica, en un tipo de suelo S3, con una capacidad de 100 m³, dos propuestas de estructura de soporte de acero de 15 metros de altura y el diseño de las cimentaciones. Cabe indicar que el diseño del tanque no fue propiamente realizado, sino que se estimaron las cargas e interacción del tanque para el diseño de la estructura de soporte. La selección final de la propuesta de la estructura se dio por medio de los resultados de su modelación en el programa SAP2000 y el costo de los materiales.

La referencia anterior se relaciona, al igual que, la referencia anterior, en el uso de normativas y software para la modelación de la estructura de soporte, pero también añade cálculos para las cimentaciones de costos de materiales.

Por otra parte, Chajón (2004) elaboró el diseño del sistema de abastecimiento de agua potable para la comunidad San José Él Tesoro, municipio de Chisec, Alta Verapaz, Guatemala, donde un tanque elevado de acero formaba parte de su red de distribución de agua. Al mismo tiempo de realizar los cálculos para el sistema de abastecimiento, donde contemplaba un sistema

de bombeo para la captación de agua proveniente de pozos, también realizó los cálculos para el diseño del tanque elevado de acero, la estructura de soporte, las cimentaciones y un presupuesto con el costo de los materiales, así como de los costos de mantenimiento y operación.

También, el proyecto mencionado se relaciona con todos los objetos de este proyecto, sobre todo con el diseño de la tubería de aducción y el sistema de bombeo. A pesar de las diferencias en ciertos parámetros entre las normativas guatemaltecas y costarricenses, la metodología de elaboración de los cálculos y las consideraciones de diseño son una guía de utilidad.

Finalmente, Gómez (2007) realiza el cálculo de estanques para el almacenamiento de agua, análisis comparativo de las normas API 650, la cual, establece los procedimientos para diseñar tanques de almacenamiento de combustible y agua en empresas donde requieren una gran cantidad de estanques, y la norma AWWA D-100-11 que permite calcular tanques de acero soldado para el almacenamiento de agua potable o de procesos a presión atmosférica que no necesiten refrigeración.

Este trabajo señala las diferencias en los procedimientos, las ventajas de cada norma en cuanto a facilidad de uso y costos. Esta investigación se relaciona directamente con el objetivo de diseñar el tanque de almacenamiento en acero de acuerdo con la norma AWWA D-100-11, pues, la información brindada es de ayuda para los pasos a seguir y las diferentes consideraciones a tomar en cuenta durante el diseño.

2. Planteamiento del problema

El proyecto urbanístico de interés social Flor del Roble, se encuentra ubicado en el cantón de Los Chiles en Alajuela y está conformado por 120 casas, con un promedio de habitantes de 4,05 habitantes por vivienda, siendo esta la única actividad contemplada en el proyecto. Este cuenta con un pozo profundo de agua con una capacidad de 0,004 m³/s, este requiere el diseño de un tanque de almacenamiento que la recolecte, al mismo tiempo, abastezca a las viviendas que lo conforman, tomando en cuenta combatir incendios y la capacidad de reserva en casos de interrupción del proceso de captación.

Para el proceso de captación del agua, es conveniente diseñar la tubería de aducción con una bomba capaz de alcanzar la altura dinámica requerida para el llenado del tanque. También, es

necesario considerar el tiempo de operación diario del sistema bombeo en el que se cumpla con una velocidad máxima de 5 m/s y un caudal que permita captar la cantidad de agua necesaria.

El tanque debe ser diseñado en acero, por lo que las técnicas de construcción se deben escoger de acuerdo con las especificaciones establecidas en la normativa AWWA D-100-11.

Debido a la topografía plana del terreno y la necesidad de un sistema de abastecimiento por gravedad, el tanque debe ser colocado sobre una estructura de acero a una altura mínima de 15 metros, lo que permita obtener una presión mínima de 15 mca en el punto de suministro de cada vivienda, tal y como lo exige la normativa técnica para diseño y construcción de sistemas de abastecimiento de agua potable, de saneamiento y pluvial del Instituto Costarricense de Acueductos y Alcantarillados. Dicha estructura es imperativo se cumpla con parámetros de resistencia a las cargas propias y cargas sísmicas señaladas en el Código Sísmico de Costa Rica y la norma AISC 360-16.

En caso de que el estudio de suelos demuestre que la capacidad soportante del suelo lo permite, se deben diseñar cimentaciones superficiales aisladas, principalmente por su funcionalidad y porque se adaptan a las necesidades del proyecto, asimismo de su fácil construcción. Se necesita cumplir con los requerimientos del Código de Cimentaciones y la revisión de cortante en una y dos direcciones para asegurar su correcto funcionamiento.

3. Objetivo general

Diseñar de manera preliminar un tanque elevado de acero para el abastecimiento de agua potable en el proyecto de interés social Flor del Roble, en la comunidad de El Parque en Los Chiles, Alajuela.

3.1. Objetivos específicos

- Generar los cálculos para la selección de la tubería para la línea de aducción e interconexión, al igual que, la bomba para el proceso de succión de agua del pozo.
- Definir el tamaño y el diseño del tanque según los parámetros de demanda descritos en la normativa técnica para diseño y construcción de sistemas de abastecimiento de agua potable, de saneamiento y pluvial del AyA y el AWWA D100-11.

- Determinar el diseño de la estructura de acero que soportará al tanque utilizando el programa SAP2000 V.21 y de acuerdo con lo establecido CSCR-10 revisión 2014 y el AISC 360-16.
- Efectuar el diseño de las cimentaciones aisladas utilizando el programa SAP2000 V.21 de acuerdo con el CCCR-10 y el CSCR-10 revisión 2014.

4. Justificación

Mediante la ley No 9849, la Asamblea Legislativa de la República de Costa Rica se adiciona al artículo 50 de la Constitución Política un párrafo donde establece que el acceso al agua potable es un derecho básico para todo ser humano ya que es fundamental para la sobrevivencia y la salud de las personas, por lo que, se convierte en un aspecto trascendente para el asentamiento de una población.

Al ser Flor del Roble un proyecto urbanístico de interés social, los límites económicos establecidos son acatados a cabalidad, así que las propuestas de diseño es obligatorio ajustar a estos límites de manera que satisfagan a las autoridades encargadas, cumpliendo con las necesidades básicas y generales de las familias que se benefician por el bono familiar de vivienda, de esta manera se garantiza la calidad de la obra y su funcionalidad óptima durante su vida útil. Es por eso por lo que, a pesar de las condiciones económicas ya mencionadas, se necesita proponer un diseño que tome en cuenta la funcionalidad de la mano de la estética, para alcanzar la satisfacción de todas las partes interesadas.

Asimismo, la relación entre el agua y la salud es muy estrecha. Se explica que aproximadamente, cada año mueren 842.000 personas en el mundo, como consecuencia de la calidad insalubre del agua de consumo, de un saneamiento inadecuado y/o una higiene deficiente. Tener acceso a agua potable y a un saneamiento adecuado, ya sea, mediante tuberías destinadas para ello o mediante prácticas eficaces de purificación local y disposición de excretas, es determinante para hacer una diferencia en la salud de las personas. Debido a esto es que se afirma que la salud de una población está directamente relacionada con el acceso a agua potable de calidad, que admita desarrollarse diariamente con la seguridad de saberse abastecida de agua que le permita velar por las necesidades básicas de higiene y consumo.

El presente proyecto nace ante la urgencia de abastecer de agua potable a los habitantes de esta urbanización debido a que, a pesar de que el país cuenta con una capacidad hídrica sustancial, aún se evidencia una baja planificación de crecimiento demográfico en ciertas zonas del país. Es por eso por lo que la población de Flor del Roble requiere de la construcción de un tanque de almacenamiento de agua potable, que consienta explotar el pozo de agua con el que cuenta la propiedad de manera responsable, acorde a las características del terreno y del funcionamiento requerido.

5. Alcances

- Se define el tamaño y el diseño del tanque según el artículo 4.9.2 de la normativa técnica para diseño y construcción de sistemas de abastecimiento de agua potable, de saneamiento y pluvial del AyA y la normativa AWWA D-100-11.
- Se genera el cálculo de las cimentaciones y su análisis en el programa SAP2000 V.21 de acuerdo con lo establecido en el CCCR-10 y el CSCR-10 revisión 2014.
- Se desarrolla el diseño de la estructura en acero en el programa SAP2000 V.21 de acuerdo con lo establecido en el AISC 360-16 y el CSCR-10 revisión 2014.
- Mediante el cálculo de la potencia y la curva de eficiencia se selecciona la bomba para el sistema de succión de agua del pozo.
- No se incluye un presupuesto detallado, no obstante, se cumple el cálculo de los indicadores generales de materiales para los elementos que se van a diseñar en este proyecto.

6. Limitaciones

- La empresa constructora es la encargada de entregar los resultados del estudio de suelos.
- El diseño de la estructura se basa en las normas AISC360-16, el CSCR-10 revisión 2014 y la normativa AWWA D-100-11.
- Se requiere el cumplimiento del CSCR-10 para el diseño de las cimentaciones aisladas.
- El diseño de conexiones en la estructura de soporte no forma parte del diseño preliminar realizado.

- Debido a la localización del proyecto, el número de visitas es limitado.

7. Impacto

En Costa Rica gracias a su riqueza hídrica se cuenta con una variedad importante de fuentes de agua de tipo superficial y subterránea que alimentan los sistemas de abastecimiento de agua potable. Los métodos para su captación, tratamiento, acumulación y distribuirla varían de acuerdo del tipo de fuente que alimente al sistema. Por ejemplo, en un sistema cuando la captación de agua se hace en un río, la toma y se realiza aguas arriba con la suficiente diferencia de altura respecto al reservorio y la red de distribución, para que por medio de la gravedad se almacena el agua en los tanques y del mismo modo pueda ser suministrada a la población con los niveles de velocidad y presión establecidos por la norma vigente.

Por otro lado, cuando en un sistema la captación se hace en un pozo profundo se requiere de bombas para extraer el líquido a la superficie. Si dicho pozo está a una altura mayor que la red de distribución se cumple un proceso de captación similar a un río, caso contrario si el pozo está a igual o inferior a la altura de la red, ya que hace falta elevar el agua a un tanque de almacenamiento para brindar las velocidades y presiones requeridas en la red, además, de un bombeo mayor para llevar el agua hasta la altura del reservorio.

Este proyecto busca dar una solución para el abastecimiento de agua por medio de un sistema de captación por bombeo y distribución por gravedad, tomando en cuenta las condiciones económicas que rigen a los proyectos de interés social y entendiendo que la finalidad de estos es brindar una casa digna a personas de escasos recursos. Además, se busca que el diseño sea de la satisfacción de los habitantes en términos de operación y estética.

De manera que, en toma en cuenta la relevancia del impacto ambiental, desde la optimización del proceso de captación, hasta el diseño de los demás elementos que abarca este proyecto, con el fin de que las metodologías usadas promuevan un desarrollo armonioso entre el entorno natural, el diseño y la construcción del tanque.

8. Hipótesis

Este proyecto no cuenta con una hipótesis, ya que se hace uso de métodos y normativas existentes para obtener los resultados deseados y resolver la problemática descrita.

9. Capítulo #1 Fundamentación teórica

9.1. Generalidades de diseño del sistema de agua potable

Este proyecto requiere del diseño de una línea de aducción que deposite el agua en un tanque de almacenamiento elevado, por lo que se necesita de bombeo para elevar el agua a la altura requerida. Estos sistemas se describen de la siguiente manera:

En los sistemas de agua potable por bombeo, la fuente de agua se encuentra localizada en elevaciones inferiores a las poblaciones de consumo, siendo necesario transportar el agua mediante sistemas de bombeo a reservorios de almacenamiento y regulación ubicados en cotas superiores al centro poblado.

Generalmente, los sistemas bombeados son diseñados para que el agua sea distribuida por la fuerza de la gravedad, saliendo de un punto determinado. Estos sistemas ayudan a que se pueda distribuir una gran cantidad de agua para cada una de las personas, por un precio que puede ser pagado por toda la comunidad. (Lossio, 2012, p. 19)

Para la selección del sistema de almacenamiento de agua, es conveniente, tener ciertas consideraciones:

Los factores que generalmente inciden en la selección apropiada de una solución tecnológica para el abastecimiento de agua son de tipo técnico, económico, social y cultural. La secuencia de su aplicación debe ser analizada de forma tal que permita establecer la opción tecnológica y el nivel de servicio más convenientes y que mejor se ajusten a las condiciones de las comunidades rurales a ser atendidas.

Se define como opción tecnológica a la solución de ingeniería que se aplica en función de las condiciones físicas, económicas y sociales de la comunidad. Son ejemplos de opción tecnológica los sistemas de abastecimiento de agua con o sin tratamiento y por bombeo o gravedad.

De esta forma, el nivel de servicio se define como el grado de satisfacción cuando se hace uso de las opciones tecnológicas, puede ser familiar o multifamiliar. Son ejemplos de nivel de servicio: el abastecimiento a escala individual o multifamiliar, a partir de pequeñas fuentes de agua de uso exclusivo; de alcance comunitario, por medio de piletas públicas; y a nivel individual, por conexiones domiciliarias enlazadas al servicio público de abastecimiento de agua.

Hay que tomar en cuenta determinados factores que constituyen una herramienta indispensable para la toma de decisiones en la implementación de servicios de abastecimiento de agua en el medio rural. Estos factores se refieren básicamente a aspectos técnicos, económicos, sociales y culturales que al interrelacionarse permiten la selección de la opción tecnológica y el nivel de servicio que mejor se ajusten a las necesidades y expectativas de las comunidades evaluadas.

Consideraciones técnicas:

- Dotación: Para el diseño del sistema de abastecimiento se deben aplicar las dotaciones brutas presentes en la norma técnica para diseño y construcción de sistemas de abastecimiento de agua potable, de saneamiento y pluvial del AyA.
- Fuente: Es indispensable identificar el tipo y procedencia de las fuentes existentes para analizar cuál de todas es la más conveniente.
- Rendimiento de la fuente: Determina la cantidad y disponibilidad de agua que es posible destinar al abastecimiento de agua, y permite definir el nivel de servicio al que se accede la comunidad y va a hacer beneficiada.
- Ubicación de la fuente: La fuente de agua puede estar ubicada por encima o por debajo de la localidad y permite definir si el abastecimiento es por gravedad o por bombeo.

Consideraciones sociales:

- Categoría de la población: Se considera como comunidad rural a las localidades cuya población normalmente no es mayor a 2.000 habitantes.

Sin embargo, el algoritmo se aplica a localidades con mayor número de habitantes, si su patrón corresponde a la de una localidad rural.

- Características de la población: La característica está vinculada con la distribución espacial de la población y son:
 - Concentrada: Corresponde a las localidades con viviendas agrupadas formando calles y vías que determinan un crecimiento con tendencia a un núcleo urbano.
 - Dispersa: Son localidades con viviendas distanciadas unas de otras y sin un orden de desarrollo preestablecido.
- Tipo de servicio: Está representado por el resultado o la definición de la opción tecnológica y nivel de servicio que mejor se adecúan a las necesidades de la comunidad y que responden a las características físicas, económicas y sociales de la misma. Al efecto, se han considerado tres niveles básicos: familiar, multifamiliar y comunal.
 - Familiar: Permite la atención de una a cinco familias.
 - Multifamiliar: Facilita la atención a grupos que van de cinco a 25 familias.
 - Comunal: Permite la atención de grandes grupos de familia.

Consideraciones económicas:

La condición económica es un factor muy importante porque permite circunscribir la opción tecnológica y el nivel de servicio, al afectar directamente el monto de inversión para la construcción del sistema o los gastos de operación y mantenimiento. De modo que si se tiene en cuenta los niveles de ingresos económicos de las poblaciones a ser atendidas, en ocasiones es bajo, medio o alto.

- Bajo: Cuando los ingresos familiares corresponden a la mitad del valor de la canasta familiar básica.
- Medio: Corresponde a ingresos familiares equivalentes al valor de la canasta familiar básica.
- Alto: Cuando los ingresos familiares equivalen a dos o más veces el valor de la canasta familiar básica. (Lossio, 2012, p. 21)

9.1.1. Población de diseño

De acuerdo con, la norma técnica para diseño y construcción de sistemas de abastecimiento de agua potable, de saneamiento y pluvial del AyA en el capítulo 4.1, la población mínima de diseño se calcula a partir del número de unidades habitacionales que contempla el proyecto multiplicado por el factor de hacinamiento, este último corresponde al valor que se obtiene del último censo de población del distrito.

9.1.2. Periodos de diseño

Según lo establecido en la normativa técnica para diseño y construcción de sistemas de abastecimiento de agua potable, de saneamiento y pluvial del AyA en el capítulo 4.2, para el caudal de una captación de naciente: de 25 a 50 años; el valor seleccionado depende del caudal del cuerpo de agua versus el caudal de diseño al plazo mayor posible según la capacidad del cuerpo de agua en la época de estiaje y las regulaciones que en esta materia estén determinadas en la legislación vigente. En el caso de la tubería de aducción, el periodo de diseño debe ser igual al utilizado en la toma o captación. De esta manera, se establece que para los tanques de almacenamiento el período es de 25 años, para las bombas y motores el período es de 10 a 15 años.

9.1.3. Dotación y factores de demanda máxima

La normativa técnica para diseño y construcción de sistemas de abastecimiento de agua potable, de saneamiento y pluvial del AyA en el capítulo 4.3 y 4.4 establece las especificaciones de las dotaciones y los factores de demanda máxima respectivamente.

Cuando no existan datos reales de los patrones de consumos y demandas de la localidad en estudio, se utiliza una dotación de 200 l/p/d exclusivamente, para consumo poblacional de agua potable, se excluyen procesos industriales, agroindustriales u otros.

Para el diseño del sistema de abastecimiento se aplican los siguientes factores:

- El caudal máximo diario es igual a 1,2 veces el caudal promedio diario, es decir el factor máximo diario (FMD) es 1,2.
- El caudal máximo horario es igual a 1,80 veces el caudal máximo diario, es decir el factor máximo horario (FMH) es 1,80.

En dónde:

$$QMD = QPD \times FMD$$

QMD: caudal máximo diario

QPD: caudal promedio diario

FMD: factor máximo diario

9.2. Diseño general de la tubería de aducción

9.2.1. Generalidades básicas

La dimensión de la tubería se obtiene aplicando las fórmulas de Hazen y Williams para tuberías y conductos a sección llena.

$$hf = 10,675 \frac{Q^{1,851} L}{C^{1,851} D^{4,87}}$$

Donde:

Hf = Pérdida de carga en metros columna de agua (mca)

Q = Caudal en litros por segundo (l/s)

L = Longitud de la tubería en metros (m)

D = Diámetro de la tubería en metros (m)

El coeficiente máximo por utilizar para la fórmula de Hazen y Williams (C) para tuberías PVC es de 130, según lo detallado en el capítulo 4.12 de la norma técnica para diseño y construcción de sistemas de abastecimiento de agua potable, de saneamiento y pluvial del AyA.

9.2.2. Tubería de PVC

Las siglas PVC se refieren a las tuberías de cloruro de polivinilo que, dentro de sus usos principales se encuentra el suministro de agua bajo presión, con un amplio rango de diámetros y presiones nominales, utilizadas en redes de agua potable, instalaciones sanitarias y sistemas de riego. Debido a su bajo costo, alta durabilidad y fácil uso se decide usar este material para el diseño de la tubería de aducción.

9.2.3. Presiones y velocidades

Es necesario calcular las presiones del líquido, dentro de las tuberías, para ver si se encuentra entre los límites recomendados. La presión en un punto es la diferencia entre la cota piezométrica del punto y la cota del terreno. De acuerdo con la normativa vigente del AyA, las tuberías deben tener la capacidad de soportar la presión estática interna más sobrepresiones por golpe de ariete, sin embargo, en ningún caso dicha capacidad es menor a 100 mca, excepto en las líneas de aducción

Respecto a la velocidad, dicha norma establece que la velocidad máxima en líneas de conducción y de aducción es de 5,0 m/s y la mínima de 0,60 m/s. En los casos en los que se obtengan valores de velocidad inferiores al mínimo establecido, prevalece el criterio de diámetro mínimo de la tubería.

9.2.4. Sistema por bombeo

Es aquel sistema que cuenta con diversas partes que hacen posible el recorrido mediante tuberías, así como también el acopio eventual de líquidos, permitiendo que las especificaciones de caudal y presión sean cumplidas en los procesos. El equilibrio hidráulico se da gracias al balance de energía donde se contabiliza o se tiene en cuenta a la energía potencial, cinética y pérdidas en energía. Un equipo de bombeo está formado principalmente por dos partes, la bomba y su accionador (puede ser motor eléctrico o de combustión interna, entre otros). El procedimiento de acción es el siguiente: El accionador se encarga de derivar la energía mecánica y, cuando esto sucede, la bomba la transforma en energía cinética, el fluido lo obtiene en forma de presión, velocidad y posición.

Para este proyecto se utiliza una bomba de succión, las cuales, se definen como aquellas que transmiten la energía al fluido mediante el movimiento de un elemento rotatorio llamado impelente y que obliga al fluido a moverse de forma acelerada por su interior.

La tubería de succión, que se ubica antes de la bomba, se diseña bajo dos criterios fundamentales mínimos:

- Capacidad de transportar el caudal (Q) a ser bombeado.

- Evitar cavitación en la tubería y en la bomba: La cavitación surge porque es usual tener presiones (P/γ) de succión negativas y menores a la presión de vapor del fluido.

Para evitar la cavitación en el sistema se toma en consideración la recomendación de elegir un diámetro en la tubería de succión que sea mayor al diámetro de la tubería de impulsión.

9.2.5. Información básica para la selección de la bomba

Un aspecto importante a la hora de seleccionar una bomba es el cálculo de la carga de succión neta disponible ($NPSH_D$) que se refiere a una reserva o intervalo de presión que se debe vigilar y representa la carga disponible para succión con la que cuenta el sistema de bombeo. La siguiente es la fórmula para el cálculo del $NPSH_D$:

$$NPSH_D = \frac{P_{atm}}{\gamma} - \frac{P_{vap}}{\gamma} - Z_s - h_{TS} - \frac{v^2}{2g} - \frac{P_{vol}}{\gamma}$$

Donde:

P_{atm} : presión atmosférica

P_{vap} : presión de vapor

P_{vol} : presión volátil

Z_s : altura de la tubería de impulsión respecto a la toma de succión

h_{TS} : pérdidas totales del sistema

γ : peso específico del agua

v : velocidad

g : aceleración de la gravedad

Este valor disponible se compara con el valor requerido por la bomba ($NPSH_R$) dado en el manual o catálogo del fabricante y es imprescindible cumpla lo siguiente:

$NPSH_D > 0$: Esto evita que ocurra cavitación en la tubería

$NPSH_D > NPSH_R$: Esto evita que ocurra cavitación en la bomba

$$FS = \frac{NPSH_D}{NPSH_R} : \text{se recomienda entre 1.2 y 1.4}$$

9.2.6. Cálculo de la potencia de la bomba

La potencia requerida de la bomba que va a ser la encargada de transportar el agua desde el pozo hasta el tanque de almacenamiento se calcula con la siguiente fórmula:

$$P_B: \frac{g * H_{dt} * Q_B}{\eta_B}$$

Donde

g = aceleración de la gravedad

H_{dt} = altura dinámica total

9.3. Diseño del tanque elevado de distribución

9.3.1. Generalidades básicas

De acuerdo con Gómez (2007) Los tanques “*son recipientes que permiten almacenar en su interior principalmente fluidos individuales o mezclas (pueden ser líquidos y/o gases), que deben ser acumulados para su posterior uso*” (p. 6).

La selección del tipo de tanque depende del servicio que se requiere para cada caso. Estos equipos mecánicos se clasifican de la siguiente manera:

- El equipo debe ser seleccionado según la función que se requiere en él. Pueden ser clasificados en: producción, proceso y reserva.
- Respecto a la geometría, se indica un detalle de todos los modelos y clases según su forma, pero en general, se clasifican según las más significativas: horizontales y verticales.
- Entre los materiales de construcción de los tanques se pueden encontrar: concreto simple o reforzado, fibra de vidrio, polietileno y acero vitrificado.
- De acuerdo con las propiedades físicas de las sustancias, como la temperatura y la presión, se define si un tanque debe ser abierto o cerrado.

- También se contempla la clasificación de acuerdo con las posiciones del tanque, que se encuentra en altura o con torre de elevación, semienterrados, enterrados, y los que están a nivel de suelo.

Acerca del material a almacenar, se toma en cuenta lo siguiente:

Los estanques son estructuras especialmente construidas para almacenar algún material o sustancia. Primordialmente, son utilizados para acumular líquidos tales como agua, combustibles, químicos, al mismo tiempo, de almacenar vapor, entre otros. Asimismo, son utilizados para almacenar desperdicios, tanto sólidos como líquidos, como pueden formar parte de operaciones o procesos como almacenamiento de granos, pulpa, concentrados para minería y a veces son utilizados como reactores. En este sentido, es esencial en el diseño del estanque, que el equipo sea capaz de soportar los agentes corrosivos, volátiles, explosivos, entre otros, que posee la sustancia. De ahí deriva toda la investigación que se realiza para determinar el tipo de material a utilizar en la construcción del tanque, y las precauciones medioambientales por las cuales se rigen el estudio. (Gómez, 2007, p. 13)

Tabla 1.

Tipos de tanque para distintas sustancias.

| ESTANQUE SUSTANCIA | Agua | Petróleo y derivados | Material de minería | Gases y químicos | Alimentos |
|-----------------------|------|----------------------|---------------------|------------------|-----------|
| ACERO | C | C | C | C | C |
| ALUMINIO | E | E | --- | E | E |
| PLASTICO | C | --- | E | --- | C |
| CONCRETO | C | E | --- | --- | E |

Nota. Se establecen diferentes materiales y su frecuencia de uso para distintas sustancias, donde “C” significa que son de uso común y “E” de uso especial.

De: *Cálculo de estanques para el almacenamiento de agua, análisis comparativo de las normas API 650 y AWWA D-100.* Gómez, 2007, https://sistemamid.com/panel/uploads/biblioteca/2014-07-15_11-26-20107080.pdf

El tanque de almacenamiento de agua es una estructura con dos funciones: almacenar la cantidad suficiente de agua para satisfacer la demanda de una población y regular la presión

adecuada en el sistema de distribución dando así un servicio eficiente. Su diseño y construcción son variados y van a depender de las condiciones del terreno, del material disponible en el área, de la mano de obra existente, entre otros. Están localizados antes o después de la planta de tratamiento, no obstante, independientemente de la fuente de agua utilizada, se recomienda aplicar una desinfección directa.

Los tanques de almacenamiento se utilizan en la mayoría de los sistemas de distribución de agua por bombeo en diversos tamaños, existiendo también pequeños tanques que forman parte de sistemas de suministro por gravedad. El tamaño de la reserva necesaria depende de la población que se va a atender, la confiabilidad de la fuente y el nivel de experiencia y financiamiento disponible para el mantenimiento del suministro de agua.

9.3.2. Normativas de construcción

Los lineamientos para el diseño de tanques de acero son otorgados por el *American Water Works Association* a través de la norma AWWA D100-11 *Welded Carbon Steel Tanks for Water Storage*. El propósito de esta norma es establecer los requisitos mínimos para el diseño, construcción, inspección y pruebas de nuevos tanques de acero al carbono para el almacenamiento de agua a presión atmosférica. También, establece que los materiales deben ser nuevos y cumplir con todos los requisitos de esta norma.

9.3.3. Volumen del tanque

El volumen determina principalmente la geometría que tiene el tanque, debido al volumen de sustancia a almacenar. Para volúmenes pequeños se utilizan casi todos los tipos de estanques, sin embargo, para capacidades mayores a 159 m³, usualmente se utilizan los estanques verticales cilíndricos.

También se establece que:

La capacidad del estanque posee principalmente tres tipos de volúmenes: volumen muerto, volumen de trabajo o “vivo” y volumen máximo de diseño.

- Volumen muerto: corresponde al volumen mínimo de sustancia que contiene el estanque. Para el caso de fluidos industriales, se utiliza como una forma de asegurar que los sólidos que existen en el líquido precipiten al fondo, también para el caso

de sustancias que generan espuma, se utiliza como volumen reductor de este efecto. Para líquidos puros o sustancias sin mezclas, lo ideal es que no exista este tipo de volumen, o bien, es una forma de asegurar el nivel mínimo de almacenamiento.

- Volumen de trabajo o volumen vivo: es la capacidad normal de trabajo con la que opera el estanque. Por ejemplo, si se requiere almacenar 20 m³ de agua, ese es el volumen de trabajo, y en el diseño se debe sumar, además, el volumen muerto y el volumen máximo de diseño.
- Volumen máximo de diseño: se refiere a la capacidad máxima que permite el estanque. El contenido se asocia al nivel de volumen en relación con la altura del estanque, que por lo general es de un 80 % a 90 %. El factor volumen de una sustancia es muy variable, a veces depende de la norma por la cual se rige el diseño. (Gómez, 2007, p. 14)

La normativa técnica para diseño y construcción de sistemas de abastecimiento de agua potable, de saneamiento y pluvial del AyA establece que el volumen de los tanques de almacenamiento debe de considerar los siguientes volúmenes en su cálculo de capacidad:

- **Volumen de regulación de consumo.** Es el volumen requerido para compensar las fluctuaciones horarias del consumo. Debe ser determinado para cada caso en particular, utilizando curvas de consumo reales, en caso de no disponer la información anterior y si el caudal que alimenta el tanque es constante e igual al caudal promedio requerido por la zona abastecida por el depósito, se aplica un volumen equivalente al 14 % del volumen promedio diario.
- **Volumen de reserva para incendios.** Este volumen corresponde a la cantidad de agua necesaria para suministrar el caudal de incendio, de conformidad con lo establecido en la sección 4.5.
- **Volumen de reserva por interrupciones.** Es el volumen de reserva por interrupciones en la prestación del servicio, que debe ser como mínimo el volumen correspondiente a un período de cuatro horas del caudal promedio diario.

Asimismo, en el capítulo 4.9.2.4 determina que el volumen total de almacenamiento es igual a la suma de los volúmenes de regulación del consumo, de reserva para incendios, de reserva por interrupciones. De igual manera, en el capítulo 4.5 indica que el volumen de reserva contra

incendio, así como el caudal y presión de operación de los hidrantes, debe ser definido en cumplimiento con los requerimientos técnicos que establece el Benemérito Cuerpo de Bomberos en las leyes 8641 y 8228, las cuales, indican que para sistemas de abastecimiento para poblaciones menores a 5.000 personas estos no deben ser tomados en cuenta y la operación del sistema contra incendios opera según el caudal y presión nominal del sistema. De manera conservadora, para este proyecto se decide calcular el volumen de incendio aun cuando la población es de 483 personas.

9.3.4. Partes de un tanque elevado

Para definir las partes de un tanque elevado cilíndrico, primero se toma en cuenta que:

Los tanques elevados son por lo regular de forma cilíndrica por trabajar de mejor forma en el aspecto hidráulico, resistiendo de mejor manera las fuerzas de presión ejercidas por el agua, además de preservarse mejor a la corrosión. Estos tanques se apoyan al terreno por medio de una torre de soporte de altura previamente establecida, la cual descansará a la vez en su cimentación. (Chajón, 2004, pág. 59)

A partir de esta consideración, se define las partes de este tipo de tanque como techo, que puede diseñarse de forma plana o cónica, el manto que es el cuerpo del tanque y el fondo que también puede ser plano o en forma de cono invertido.

9.4. Diseño de la torre de soporte

La estructura de soporte está normalizada por las orientaciones del AISC (*American Institute of Steel Construction*), específicamente, por la norma AISC 360-16 y el Código Sísmico de Costa Rica del Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos en su versión 2010, revisión 2014.

El AISC define que el diseño en acero está influenciado por dos filosofías aceptables de concepción estructural, las cuales, aportan su enfoque particular al diseño, se trata de los métodos de diseño por esfuerzo permisible o ASD (*Allowable Strength Design*) y por carga última o LRFD (*Load and Resistance Factor Design*). Ambos sustentan sus análisis y principios en los estados límite de diseño, cuya condición corresponde al intervalo donde un elemento o estructura deja de realizar la labor encomendada. Dichos estados extremos son de resistencia, de servicio y están asociados a la capacidad de tolerar carga y deformación respectivamente, sin embargo, es necesario evitarlos.

La metodología de diseño LRFD amplifica la estimación de cargas involucradas en el diseño, al mismo tiempo que reduce la capacidad nominal de los elementos. Por su parte, la filosofía de diseño ASD no amplifica las cargas estimadas (cargas de servicio), sino que factoriza los esfuerzos mediante un factor de seguridad.

En el caso del diseño por carga última, se forman grupos de cargas compatibles y similares, se multiplican por un factor de carga mayor que uno (en virtud de la incertidumbre asumida sobre el tipo de fuerzas actuantes y el efecto que causan esas cargas sobre las estructuras) y cada grupo resultante de esa multiplicación se llama carga factorizada; el mayor de ellos se toma para el cálculo de las solicitaciones de carga axial, cortante, momento, entre otros, y los valores obtenidos afectados por los factores no son mayores a la resistencia última del elemento. Dicha relación se resume en la siguiente ecuación:

$$\phi R_n \geq R_u$$

Donde:

ϕ : factor de reducción

R_n : resistencia nominal del elemento.

R_u : fuerza última en el miembro.

Para Costa Rica, las combinaciones mencionadas con anterioridad corresponden a las definidas en el *Código Sísmico de Costa Rica 2010* incluidas en el apartado 6.2 *Participación de las diferentes acciones del Capítulo 6. Cargas y factores de participación*, las cuales, se presentan a continuación:

$$CU = 1,4CP$$

$$CU = 1,2CP + 1,6f_R CT + 1,6CE$$

$$CU = 1,05CP + f_1 f_R CT \pm CS + CE$$

$$CU = 0,95CP \pm CS + CE$$

Donde:

CU: carga última de diseño.

CP: carga permanente.

f_R : factor de reducción de carga temporal (art 6.3).

CT: carga temporal.

CE: carga por empuje.

f_1 : 0,5 para baja probabilidad de ocupación y 1,0 para alta probabilidad de máxima CT en el sismo.

CS: carga sísmica.

La totalidad de los cálculos contemplados para la estructura de soporte se realizan mediante la metodología de diseño LRDF, tal y como se define en el Código Sísmico de Costa Rica 2010.

9.4.1. Hipótesis de carga de las armaduras de soporte vertical

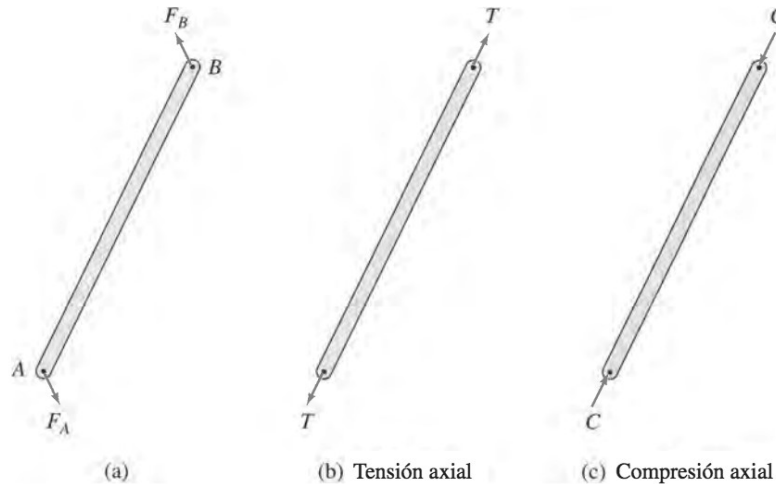
El análisis de las armaduras se basa en las siguientes hipótesis:

- Todos los elementos están conectados en sus extremos por articulaciones sin fricción en armaduras planas y rótulas sin fricción en armaduras espaciales en tres dimensiones.
- Todas las cargas y las reacciones de los apoyos están aplicadas en los nodos.
- El eje de cada elemento coincide con la línea que conecta los centroides de los nodos adyacentes.

La razón de realizar estas hipótesis es para obtener la armadura ideal, cuyos elementos están sujetos solo a carga axial. Dado que cada elemento de la armadura ideal está conectado en sus extremos por articulaciones sin fricción y sin cargas aplicadas entre sus extremos, los elementos están sujetos solo a dos fuerzas en sus extremos.

Figura 1

Dirección de las fuerzas en los elementos de una armadura.



De *Análisis Estructural (5ª Ed.)*. Kassimali, 2015, Cengage Learning.

También, ya que, los elementos están en equilibrio, la fuerza y el par resultantes de las dos fuerzas F_A y F_B deben ser cero; por lo tanto, las fuerzas satisfacen a las tres ecuaciones de equilibrio. En la Figura anterior(a) se observa que para que la fuerza resultante de las dos fuerzas sea cero ($\Sigma F_x = 0$ y $\Sigma F_y = 0$), las dos fuerzas son iguales en magnitud, pero de sentido opuesto. Para que el par resultante sea cero ($\Sigma M = 0$), las dos fuerzas deben ser colineales, por lo tanto, las fuerzas deben tener la misma línea de acción. (Kassimali, 2015, p. 99)

9.4.2. Diseño de los elementos en tensión

Respecto a las consideraciones del diseño de la estructura que están sometidos a cargas en tensión se explica que:

Es común encontrar miembros sujetos a tensión en armaduras de puentes y techos, torres, sistemas de arrojamiento y en situaciones donde se usan como tirantes. La selección de un perfil para usarse como miembro a tensión es uno de los problemas más sencillos que se encuentran en el diseño de estructuras. Como no hay peligro de que el miembro se pandee, el proyectista solo necesita determinar la carga que va a sustentarse. Luego se calcula el área requerida para sustentar esa carga, y finalmente se selecciona una sección de acero que proporcione el área requerida.

Un miembro dúctil de acero, sin agujeros y sometido a una carga de tensión puede resistir, sin fracturarse, una carga mayor que la correspondiente al producto del área de su sección transversal por el esfuerzo de fluencia del acero, gracias al endurecimiento por deformación. Sin embargo, un miembro a tensión cargado hasta el endurecimiento se alarga considerablemente antes de la fractura; un hecho que muy probablemente le restará utilidad, pudiendo además causar la falla del sistema estructural del que forma parte el miembro. (McCormac, 2012, p. 62)

Debido a la información anterior, la especificación AISC 360-16 establece la resistencia nominal de un miembro a tensión para el estado límite de falla por fluencia del área gruesa:

$$\phi P_n: \phi F_y * A_g$$

Donde:

P_n : Capacidad de carga

ϕ : Factor de seguridad neto, (0,9)

F_y : Esfuerzo de fluencia

A_g : Área total transversal

De igual manera, establece la resistencia nominal de un miembro a tensión para el estado límite de falla por fractura en el área efectiva:

$$\phi P_n: \phi F_u * A_e$$

Donde:

P_n : Capacidad de carga

ϕ : Factor de seguridad neto, (0,75)

F_u : Esfuerzo último

A_e : Área efectiva

Para el cálculo del área efectiva se usa de la tabla D3.1 del AISC 360-16, la cual se encuentra en el anexo 1 de este documento.

Luego se establece la resistencia nominal de un miembro a tensión para el estado límite de falla por bloque de cortante:

$$\phi P_n: \phi(0,6 * F_y * A_{gv} + U_{bs} * F_u * A_{nt}) \geq \phi(0,6 * F_u * A_{nv} + U_{bs} * F_u * A_{nt})$$

Donde:

A_{gv} : área total sujeta a esfuerzo cortante

A_{nv} : área neta sujeta a esfuerzo cortante

ϕ : Factor de seguridad neto (0,75)

U_{bs} : factor de reducción de los miembros en tensión (1)

F_u : Esfuerzo último

F_y : Esfuerzo de fluencia

9.4.3. Diseño de los elementos en compresión

Para explicar las consideraciones para el diseño de los elementos a compresión de una estructura se explica la siguiente definición:

El fenómeno de la compresión está directamente relacionado al pandeo, ya que a la hora de cargar un elemento axialmente mediante compresión, este disminuye su longitud y cuando se alcanza la carga última de pandeo, se genera una deformación lateral que merma la capacidad del miembro, es decir, la resistencia a la compresión y el modo de falla asociado a esta, para una sección específica, dependen directamente de su longitud. Así entonces, a mayor longitud del elemento, existe una menor resistencia al pandeo. (Jiménez, 2018, p.13)

Asimismo, es importante tomar en cuenta algunos métodos propios del diseño de columnas en armaduras:

El diseño de columnas por medio de fórmulas es un proceso de ensayo y error. El esfuerzo de diseño del LRFD no se conoce hasta que se ha seleccionado un perfil y viceversa. Una vez que se escoge una sección de prueba, se obtiene del Manual del AISC o se calculan los valores r para esa sección, y se determina el esfuerzo de

diseño por sustitución en la fórmula para columnas que sea apropiada. Entonces es necesario probar con una sección más larga o pequeña.

El proyectista puede suponer un esfuerzo de diseño LRFD y dividir la carga apropiada de la columna entre ese esfuerzo para obtener un área estimada de la columna, seleccionar una sección de columna con esa área aproximada, determinar su esfuerzo de diseño, y multiplicar ese esfuerzo por el área de la sección transversal de la sección para obtener la resistencia de diseño del miembro. De esta manera, el proyectista puede ver si la sección seleccionada está sobredimensionada o subdimensionada, y si es así, escoger otra. (McCormac, 2012, p. 163)

Para la revisión del pandeo local de los elementos sometidos a cargas de compresión se busca el valor límite de la proporción ancho-grosor en la tabla B4.1a del AISC 360-16 que se encuentra en el anexo dos de este documento.

Para la revisión de pandeo flexionante se determina la razón de esbeltez de la siguiente manera

$$\text{Razón de esbeltez} = \frac{k * l}{R}$$

Donde:

l: Longitud del elemento en centímetros

K: Factor de longitud efectiva (1)

R: Radio de giro del elemento en centímetros

Luego, se comprueba la fórmula para el esfuerzo crítico (F_{cr}) de acuerdo con las siguientes condiciones:

$$\frac{Lc}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

$$\frac{Lc}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{Fy}}$$

Si la primera condición se cumple, se utiliza la siguiente fórmula para el esfuerzo crítico

$$\phi F_{cr} = \phi (0.658^{\frac{F_y}{F_e}}) F_y$$

Donde:

ϕ : Factor de seguridad neto, (0,9)

F_e : Esfuerzo de Euler

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\frac{k * l^2}{r}}$$

Si la segunda condición se cumple, se emplea la siguiente fórmula

$$\phi F_{cr} = 0,877 F_e$$

Finalmente se calcula la capacidad:

$$\phi P_n = \phi F_{cr} * A_g$$

Otro método para el cálculo del ϕF_{cr} es por medio de la tabla 4-14 del AISC, que se muestra en el anexo tres de este documento.

9.4.4. Diseño de los elementos en flexión

Un elemento sometido a la influencia de la flexión se analiza con base en lo siguiente:

- La distribución de la deformación es lineal en todo momento.
- La magnitud de dicha deformación es proporcional a la distancia que la separa del eje neutro.
- La distribución de los esfuerzos depende de la magnitud de la carga involucrada.

El comportamiento de una viga ante diferentes estados de carga es el primer paso para seguir para comprobar su resistencia nominal. Así entonces para cargas bajas los esfuerzos en la viga varían de manera lineal desde el eje neutro –donde su valor es cero– hasta un valor máximo en sus extremos, siempre por debajo del límite de

fluencia. Conforme la carga incrementa su magnitud, se alcanzan los esfuerzos máximos en los extremos, hasta llegar al esfuerzo de fluencia.

Ya en este punto, los esfuerzos no son lineales e invierten su avance, es decir, se trasladan de los extremos hacia el eje neutro, hasta que toda la sección entra en fluencia. Este fenómeno es lo que se conoce como rótula plástica, misma que representa un estado o mecanismo inestable que debe ser estudiado mediante el análisis plástico. (Jiménez, 2018, p. 14)

Para efectos de este proyecto, los elementos sometidos a flexión son aquellos donde se posa el tanque y que soportan sus cargas gravitacionales. Los efectos de estas cargas se comprenden mejor con la siguiente explicación:

Con frecuencia se colocan largueros para armaduras de techo entre los nudos de las armaduras, haciendo que se flexionen las cuerdas superiores. De modo semejante, las cuerdas inferiores pueden flexionarse por el peso de las instalaciones de alumbrado, ductos y otros elementos colocados entre los nudos de las armaduras. Todos los miembros horizontales e inclinados de las armaduras están sometidos a un momento ocasionado por su propio peso, en tanto que todos los miembros de las armaduras sean o no verticales, quedan sujetos a esfuerzos de flexión secundaria. Los esfuerzos secundarios se ocasionan porque los miembros no se conectan mediante pasadores sin fricción, como se supone por el análisis acostumbrado, porque los ejes de gravedad de los miembros o los de sus elementos de conexión no coinciden exactamente en los nudos, entre otros.

Los momentos en los miembros sujetos a tensión no son tan peligrosos como en los miembros sujetos a compresión, porque la tensión tiende a reducir las deflexiones laterales, en tanto que la compresión las incrementa. A su vez, el incremento de deflexión lateral se traduce en incremento de momento, con el resultado de mayores deflexiones laterales, entre otros. Es de esperarse que los miembros en tal situación sean suficientemente rígidos como para impedir que las deflexiones laterales lleguen a ser excesivas. (McCormac, 2012, p. 346)

Los momentos resistente y último de una sección, se calculan mediante las siguientes expresiones:

$$\phi M_n = \phi F_y * Z$$

$$\phi M_n = \phi F_y * z_x$$

Donde:

Mu: momento último

Mn: momento nominal

ϕ : factor de reducción de resistencia (0,90)

Fy: esfuerzo de fluencia

Z: modo de sección plástica.

Se utiliza la siguiente fórmula para el cálculo de la deflexión máxima

$$\Delta = \frac{ML^2}{C_1 I_x}$$

Donde

M = Momento máximo de servicio

L = Longitud total de la viga

C1 = Constante de carga

Ix = Momento de Inercia

Todos en unidades del sistema métrico inglés.

9.4.5. Diseño de conexiones soldadas

De acuerdo con McCormac (2012) la soldadura “*es un proceso en el que se unen partes metálicas mediante el calentamiento de sus superficies a un estado plástico o fluido, permitiendo que las partes fluyan y se unan (con o sin la adición de otro metal fundido)*”. (p. 469)

Las ventajas del uso de soldadura en conexiones son las siguientes:

1. Para la mayoría de los proyectistas, la primera ventaja es la economía, porque el uso de la soldadura permite grandes ahorros en el peso del acero utilizado. Las estructuras soldadas admiten eliminar un gran porcentaje de las placas de unión y de empalme, tan necesarias en las estructuras remachadas o atornilladas, así como la eliminación de las cabezas de remaches o tornillos. En algunas estructuras de puentes es posible ahorrar hasta un 15 % o más del peso de acero con el uso de la soldadura.
2. La soldadura tiene un área de aplicación mucho mayor que los remaches o los tornillos. Considere una columna de tubo de acero y las dificultades para conectarla a los otros miembros de acero, con remaches o tornillos. Una conexión remachada o atornillada resulta virtualmente imposible, pero una conexión soldada presenta pocas dificultades. El lector aprecia muchas otras situaciones similares, donde la soldadura tiene decidida ventaja.
3. Las estructuras soldadas son más rígidas, porque los miembros por lo general están soldados directamente uno a otro. Frecuentemente, las conexiones con remaches o tornillos se efectúan a menudo mediante ángulos de conexión o placas que se deforman debido a la transferencia de carga, haciendo más flexible la estructura completa. Por otra parte, la mayor rigidez es una desventaja donde se tienen conexiones de extremo simples con baja resistencia a los momentos. En tal caso, el calculista tiene cuidado de especificar el tipo de junta.
4. El proceso de fusionar las partes por unir hace a las estructuras realmente continuas. Esto se traduce en la construcción de una sola pieza, y puesto que las juntas soldadas son tan fuertes o más que el metal base, no debe haber limitaciones a las uniones. Esta ventaja de la continuidad ha permitido el montaje de un sinfín de estructuras de acero estáticamente indeterminadas, esbeltas y agraciadas en todo el mundo. Algunos de los más prominentes defensores de la soldadura se han referido a las estructuras remachadas y atornilladas, con sus pesadas placas y gran número de remaches o tornillos, como semejantes a tanques o carros blindados, al compararlas con las limpias y suaves líneas de las estructuras soldadas.
5. Resulta más fácil realizar cambios en el diseño y corregir errores durante el montaje (y a menor costo) si se usa soldadura. En relación con esta ventaja se tiene el caso de las

reparaciones elaboradas con soldadura en equipo militar en condiciones de batalla durante las décadas pasadas.

6. Otro detalle que a menudo es importante es lo silencioso que resulta soldar. Imagínese la importancia de este hecho cuando se trabaja cerca de hospitales o escuelas, o cuando se realizan adiciones a edificios existentes. Cualquiera que tenga un oído cercano a lo normal, que haya intentado trabajar en una oficina a unos cuantos metros de un trabajo de remachado, da testimonio de esta ventaja.
7. Se usan menos piezas y, como resultado, se ahorra tiempo en detalle, fabricación y montaje de la obra (McCormac, 2012, p. 471).

Existen dos tipos principales de soldadura: las soldaduras de filete y de ranura. La primera es utilizada para las conexiones de la estructura de soporte y se define de la siguiente manera:

Las pruebas han mostrado que las soldaduras de filete son más resistentes a la tensión y a la compresión que al corte, de manera que los esfuerzos determinantes en soldaduras de filete que se estipulan en las especificaciones para soldadura son esfuerzos de corte. Cuando sea práctico usar soldadura de filete, es conveniente arreglar las conexiones de modo que estén sujetas únicamente a esfuerzos de corte, y no a la combinación de corte y tensión, o corte y compresión.

Cuando las soldaduras de filete se prueban a la ruptura con cargas paralelas a los ejes de la soldadura, parecen fallar por corte en ángulos de aproximadamente 45 grados a través de la garganta. Por consiguiente, su resistencia se supone igual al esfuerzo de corte de diseño o permisible por el área teórica de la garganta de la soldadura. El área de la garganta es igual al grueso teórico de esta por la longitud de la soldadura. En esta figura, la raíz de la soldadura es el punto donde las superficies de las caras de las piezas de metal original se intersecan, y la garganta teórica de la soldadura es la distancia más corta de la raíz de la soldadura a su cara esquemática.

Para el filete de 45 grados o de lados iguales, el grueso de la garganta es 0,707 veces el tamaño de la soldadura, pero tiene diferentes valores para soldaduras de filete de lados desiguales. De preferencia la soldadura de filete tiene una superficie plana o ligeramente convexa, aunque la convexidad de la soldadura no se suma a su resistencia calculada. A primera vista, la superficie cóncava parece la forma ideal para la soldadura de filetes,

porque aparentemente los esfuerzos fluyen suave y uniformemente alrededor de la esquina, con poca concentración de esfuerzos. La experiencia de años ha demostrado que los cordones de paso simple de forma cóncava tienen gran tendencia a agrietarse por efecto del enfriamiento, y este factor es de mayor importancia que el resultado alisador de esfuerzos debido a la forma convexa.

De modo que, cuando una soldadura cóncava se contrae, en su superficie tiene lugar una tensión que la tiende a agrietar. Por otra parte, cuando la superficie de una soldadura convexa se contrae, eso no causa tensión en la superficie exterior; sino al contrario, como la cara se acorta, se produce compresión. (McCormac, 2014, p. 484)

Una de las razones del uso de soldaduras de filete es su resistencia, de la cual, se consideran algunos aspectos importantes:

El esfuerzo en un filete de soldadura se considera igual a la carga dividida entre el área efectiva de la garganta de la soldadura sin tomar en cuenta la dirección de la carga. Sin embargo, las pruebas han mostrado que las soldaduras de filete cargadas transversalmente son apreciablemente más fuertes que las cargadas paralelamente al eje de la soldadura.

Las soldaduras de filete transversales son más fuertes por dos razones: primero, ellas quedan sometidas a esfuerzos más uniformes sobre toda su longitud, mientras que las soldaduras de filete longitudinales quedan sometidas a esfuerzos no uniformes debido a deformaciones que varían a lo largo de su longitud; segundo, las pruebas muestran que la falla ocurre según ángulos diferentes a 45 grados, por lo que las soldaduras tienen entonces áreas efectivas más grandes en la garganta. (McCormac, 2014, p. 485)

El Código de soldadura estructural en Acero de *la American Welding Society* (AWS D.1.1-00) es la norma utilizada para los métodos e inspección de soldadura y es también aplicable bajo la especificación AISC.

9.5. Diseño de las cimentaciones

9.5.1. Generalidades básicas

Se define de cimentación de la siguiente manera:

Se entiende por cimentación a la parte más baja de la estructura que transmite las cargas al suelo sobre el que está descansando. Cada edificación demanda la necesidad de resolver un problema de cimentación. En la práctica se usan cimentaciones superficiales o cimentaciones profundas, las cuales presentan importantes diferencias en cuanto a su geometría, al comportamiento del suelo, a su funcionalidad estructural y a sus sistemas constructivos. (Vásquez 2000, p. 12)

También, una cimentación diseñada adecuadamente es una que transfiere la carga a lo largo del suelo sin sobrecargarlo. Sobre esforzar el suelo resulta en asentamiento excesivo o falla de corte de este, ambos causando daño a la estructura. Por lo tanto, los ingenieros geotécnicos y estructurales que diseñan cimentaciones deben evaluar la capacidad de carga o soportante de los suelos. (Das 2015, pág. 478)

Las cimentaciones se clasifican en dos grandes grupos como superficiales y profundas, las cuales, se definen brevemente de esta forma:

Una cimentación superficial es un elemento estructural cuya sección transversal es de dimensiones grandes con respecto a la altura y cuya función es trasladar las cargas de una edificación a profundidades relativamente cortas, menores de 4 m aproximadamente con respecto al nivel de la superficie natural de un terreno o de un sótano. (Vásquez 2000, p. 12)

En una cimentación superficial la reacción del suelo equilibra la fuerza transmitida por la estructura. Esta reacción de fuerzas, que no tiene un patrón determinado de distribución, se realiza en la interfaz entre el suelo y la sección transversal de la cimentación que está en contacto con él. En este caso, el estado de esfuerzos laterales no reviste mayor importancia. En consecuencia, el comportamiento estructural, de una cimentación superficial tiene las características de una viga o de una placa.

Una cimentación profunda es una estructura cuya sección transversal es pequeña con respecto a la altura y cuya función es trasladar las cargas de una edificación a profundidades comprendidas aproximadamente entre 4 m y 40 m.

A diferencia de las cimentaciones superficiales, en una cimentación profunda, no solamente se presentan reacciones de compresión en el extremo inferior del elemento sino también laterales. En efecto, la cimentación profunda es sometida a momentos y fuerzas horizontales, en cuyo caso, no solo se desarrolla una distribución de esfuerzos en el extremo inferior del elemento, sino también lateralmente, de modo que se equilibren las fuerzas aplicadas. En consecuencia, el comportamiento estructural de una cimentación profunda se asimila al de una columna. (Vásquez 2000, p. 12)

Para efectos de este proyecto, el mayor énfasis en las cimentaciones superficiales. Este tipo de cimentación se catalogan en subtipos de acuerdo con su función, como zapatas aisladas, zapata corrida o losa de cimentación y zapata combinada.

Algunos aspectos de diseño a considerar son los siguientes:

Para que las cimentaciones superficiales tengan un desempeño satisfactorio cuenta con dos características principales:

- Tienen que ser seguras contra la falla general por corte del suelo que las soporta.
- No pueden experimentar un desplazamiento, o un asentamiento excesivo. (El término *excesivo* es relativo, debido a que el grado de asentamiento permitido para una estructura depende de varias consideraciones).

La carga por área unitaria de la cimentación a la que ocurre la falla por corte en un suelo se denomina *capacidad de carga última*. (Das, 2012, p. 133)

9.5.2. Capacidad de carga última

De acuerdo con la estimación de capacidad de soporte se establece que:

La capacidad de carga de una cimentación se define a partir de formulaciones teóricas o mediante pruebas in situ. Entre las pruebas in situ más importantes que podrían usarse para esa finalidad figuran las pruebas de carga con placas rígidas o la utilización de presiómetros, CTP y otros. (Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos, 2012, p. 54).

9.5.3. Dimensiones de placas aisladas de fundación

Las dimensiones en planta de un cimiento (aislado o corrido) se estiman con buena precisión si se conocen dos parámetros: las cargas axiales de servicio que “bajan” por ese punto y la capacidad de soporte del suelo

$$A_{placa} \approx \frac{P_{CP} + P_{CT}}{Q_{adm}}$$

Donde

A_{placa} : Área de la placa

P_{CP}, P_{CT} : Cargas axiales permanente y temporal que actúan sobre el terreno

Q_{adm} : Capacidad admisible del terreno.

La capacidad admisible del terreno es un valor que se obtiene del estudio de suelos y se calcula de la siguiente manera:

$$Q_{adm} = \frac{q_u}{F.S}$$

Donde

q_u : Capacidad última a compresión que posee el suelo

F.S: Factor de seguridad (FS = 3,0 para carga estática y FS = 2,0 para carga estática + dinámica, según el Código de Cimentaciones de Costa Rica, p.46)

9.5.4. Revisión de cortante unidireccional y bidireccional

Estas revisiones son necesarias para el aseguramiento del cumplimiento de la cimentación ante cargas verticales y se definen de la siguiente manera:

Revisar punzonamiento o cortante bidireccional. Se refiere al efecto en que la zapata trata de fallar por una superficie piramidal, como respuesta a la carga vertical que le transfiere la columna o pedestal.

En la práctica, para simplificar el problema, se trabaja con una superficie de falla o sección crítica perpendicular al plano de la zapata y localizada a $d/2$ de la cara de la columna,

pedestal o muro si son de concreto, o a partir de la distancia media de la cara de la columna y el borde de la placa de acero si este es el caso, con una traza en la planta igual al perímetro mínimo.

Revisar cortante unidireccional. Se refiere al efecto en el comportamiento de la zapata como elemento viga, con una sección crítica que se extiende en un plano a través del ancho total y está localizada a una distancia d de la cara de la columna, pedestal o muro si son de concreto o a partir de la distancia media de la cara de la columna y el borde de la placa de acero si este es el caso. (Vásquez 2000, p. 28)

10. Capítulo #2 Marco Metodológico

10.1. Paradigma de la investigación, enfoque metodológico y métodos de investigación

Al respecto de este concepto, Gómez (2007) explica que *“los tanques permiten almacenar en su interior principalmente fluidos individuales o mezclas (pueden ser líquidos y/o gases), que deben ser acumulados para su posterior uso. La selección del tipo de tanque depende del servicio que se requiere para cada caso. Estos equipos mecánicos se clasifican según su función, materiales de construcción, geometría, y propiedades físicas de la sustancia”* (p. 6).

Dado que el objetivo del proyecto es diseñar de manera preliminar un tanque elevado de acero para el abastecimiento de agua potable en el proyecto de interés social Flor del Roble, en la comunidad de El Parque en Los Chiles, Alajuela, se recurre a un método de investigación de enfoque cuantitativo, puesto que es el que mejor se adapta a las características y a la necesidad de medir y estimar magnitudes de los problemas a resolver en el proyecto. Este enfoque utiliza la recolección y análisis de datos por medio de técnicas para contestar preguntas de la investigación.

10.2. Población y muestra

Para Lepkowski (2008), la población se define como “el conjunto de todos los casos que concuerdan con una serie de especificaciones” (Como se cita en Hernández, 2014, p. 174). Para efectos del proyecto, la población está conformada por el tanque de almacenamiento con la estructura de soporte.

En el caso de la muestra, Hernández (2014) la define como “un subgrupo de la población de interés sobre el cual se recolectan datos, y que tiene que definirse y delimitarse de antemano

con precisión, además de que debe ser representativo de la población” (p. 173). Para efectos de este proyecto, la muestra es igual a la población.

10.3. Categoría de análisis de la investigación

A partir de la escogencia del enfoque, se establece que se utiliza el diseño de investigación experimental que se aplica de por medio de cuasiexperimentos, considerando que el proyecto requiere de manipulación de variables independientes para observar su efecto y relación con una o más variables dependientes y así cumplir con los parámetros de diseño deseados.

Se explica que “los diseños experimentales se utilizan cuando el investigador pretende establecer el posible efecto de una causa que se manipula.” (Hernández, 2014, p. 130). Dichas causas se definen como variables independientes, las cuales son manipuladas intencionalmente por el investigador en busca de un resultado o un efecto, este se define como variable independiente.

Tabla 2*Relación de variables independientes y dependientes.*

| Objetivos Específicos | VARIABLES INDEPENDIENTES | HERRAMIENTAS POR UTILIZAR | VARIABLES DEPENDIENTES |
|--|---|--|--|
| Generar los cálculos para la selección de la tubería de succión e impulsión, al igual que la bomba para el proceso de captación de agua del tanque. | Afectación del caudal, la velocidad y el diámetro de la tubería de acuerdo con la selección de la bomba | 1. Norma técnica para diseño y construcción de sistemas de abastecimientos de agua potable, de saneamiento y pluvial. AyA (2017). 2. Manual del fabricante de la bomba. | Velocidad máxima de 5 m/s en las líneas de aducción |
| Definir el tamaño y el diseño del tanque según los parámetros de demanda descritos en la normativa técnica para diseño y construcción de sistemas de abastecimiento de agua potable, de saneamiento y pluvial del AyA y el AWWA D100-11. | Afectación de la demanda en el diseño | 1. Norma técnica para diseño y construcción de sistemas de abastecimientos de agua potable, de saneamiento y pluvial. AyA (2017) 2. AWWA D100-11 Welded Carbon Steel Tanks for Water Storage (2011) 3. Leyes No 8641 y 8228. | Cumplir con los parámetros estructurales y de volumen |
| Determinar el diseño de la estructura de acero que soportará al tanque utilizando el programa SAP2000 V.21 y de acuerdo con lo establecido CSCR-10 y el AISC 360-16. | Revisión de la combinación e interacción de cargas. | 1. Código Sísmico de Costa Rica, revisión 2014. 2. AISC 360-16 Specification for Structural Steel Buildings | Resistencias iguales o superiores a la demanda calculada con establecido en los códigos nacionales y la especificación AISC. |
| Efectuar el diseño de las cimentaciones aisladas utilizando el programa SAP2000 V.21 de acuerdo con el CSCR-10 y el CCCR-10. | Revisión de interacción de cargas estructural-cimentación y capacidad de soporte del suelo | 1. Código Sísmico de Costa Rica, revisión 2014. 2. Código de Cimentaciones de Costa Rica (2012). | Verificación de cortante bidireccional y cortante unidireccional |

Nota. Para este proyecto, se ha generado una tabla que crea una relación entre las distintas variables de acuerdo con los objetivos específicos y las herramientas que aseguran su correcta manipulación. De *Elaboración propia*.

10.4. Técnicas e instrumentos para recolectar datos

La recolección de datos para investigaciones de enfoque cuantitativo se da por medio de instrumentos de medición los cuales, según Grinnell, Williams y Unrau (2009), se definen como

“aquellos que registran datos observables que representan verdaderamente los conceptos o las variables que el investigador tiene en mente” (Como se cita en Hernández, 2014, p. 199). Para este proyecto se utilizan instrumentos como la legislación vigente de Costa Rica, así como normativas y códigos nacionales e internacionales. Además, la técnica de recolección de datos es por medio de datos secundarios.

10.4.1. Normativas nacionales

10.4.1.1. Código Sísmico de Costa Rica. Este se introduce de la siguiente manera:

Los códigos sísmicos recogen, sintetizan y ordenan conjuntos de normas y prácticas del diseño sismorresistente, producto del conocimiento científico, la praxis tecnológica, la experiencia de terremotos pasados y el sentido común. Orientan y guían al profesional responsable en procura de que las edificaciones y otras obras civiles que se diseñen y construyan de acuerdo con sus lineamientos, garanticen la vida de sus ocupantes, mantengan su integridad estructural y protejan los bienes que en ellas se alberguen, conforme a objetivos de desempeño previamente definidos.

Este código representa una actualización del CSCR 2002, recoge los resultados de la revisión de su aplicación en la práctica del diseño sismorresistente e incorpora algunos cambios debidos a las actualizaciones de otras normas extranjeras que se utilizan como referencia.

Las investigaciones que se realizan internacionalmente sobre el comportamiento de los materiales, sobre los detalles y las técnicas constructivas, se unen a las investigaciones analíticas y experimentales que se realizan en nuestro país, muchas veces con limitación de recursos, pero que arrojan resultados muy relacionados con nuestra práctica de construcción, nuestros suelos y nuestra sismicidad. (Colegio Federado de Ingenieros y de Arquitectos de Costa Rica, 2010).

El uso del código sísmico de Costa Rica es de suma importancia para el cálculo del coeficiente sísmico asociado a la estructura de soporte y su entorno de desarrollo. Por ejemplo, en el capítulo 2 del código se establece la zonificación sísmica y el sitio de cimentación para obtener el valor de la aceleración pico efectiva de diseño, como parámetro indicador de la sacudida sísmica. La tabla 4.1 clasifica las edificaciones según su importancia y el artículo 4.2 define el sistema

estructural a diseñar, con estos datos obtiene el factor de importancia, el cual, define la sacudida sísmica para que se diseña, según el artículo 2.3. Además, la tabla 4.3 establece el valor de ductilidad global y define si es de ductilidad local moderada u óptima, en dependencia del tipo de sistema estructural y su importancia. Por último, en el capítulo 5 se define el factor espectral dinámico (FED) y el factor de sobrerresistencia (SR), variables que son necesarias para el cálculo del coeficiente sísmico.

El capítulo 10 establece los requisitos para acero estructural, haciendo referencia a especificaciones internacionales del AISC y el AWS. En el capítulo 13 se presentan los requisitos mínimos para el diseño de cimientos de concreto reforzado.

10.4.1.2. Código de Cimentaciones de Costa Rica. En su segunda edición se sintetiza de acuerdo con lo siguiente:

El contenido de esta segunda edición continua con una primera parte sobre normativas y filosofías del diseño, que incluye generalidades de nuestros suelos, requisitos mínimos para la investigación geotécnica, aspectos de seguridad y acciones de diseño. Una segunda parte de metodologías de diseño para cimentaciones superficiales, profundas, obras de retención, excavaciones y análisis de deformaciones y asentamientos. Finalmente, una tercera parte que complementa el capítulo sobre temas geotécnicos especiales, que trata sobre aspectos asociados al fenómeno de licuación, mejoramiento del terreno y temas de instrumentación e inspección de obras geotécnicas. (Asociación Costarricense de Geotecnia, 2012, p. 23).

Algunos de los capítulos del Código de Cimentaciones son de relevancia para este proyecto y deben ser de acatamiento obligatorio, como el capítulo 2 que establece los requisitos mínimos para la ejecución de estudios de suelos y capítulo 4 que enlista las consideraciones de carga y configuración de las cimentaciones superficiales.

10.4.1.3. Norma Técnica para Diseño y Construcción de Sistemas de Abastecimiento de Agua Potable, de Saneamiento y Pluvial. El Instituto Costarricense de Acueductos y Alcantarillados (AyA) establece el objetivo y campo de aplicación de esta norma de la siguiente manera:

La presente Norma Técnica establece requisitos técnicos generales aplicables a los sistemas de abastecimiento de agua potable, de recolección, tratamiento y disposición de aguas

residuales de tipo ordinario, considerando además los aportes por aguas de infiltración y aguas residuales tratadas de tipo especial, que cumplan con los límites máximos permisibles establecidos en el Reglamento de Vertido y Reúso de Aguas Residuales vigente y, los sistemas de recolección y disposición de aguas pluviales.

Estos requisitos brindan el marco técnico-normativo conceptual y metodológico, orientador del diseño y construcción de proyectos de iniciativa pública o privada y son la base para la revisión y aprobación de estos proyectos por AyA. (Instituto Costarricense de Acueductos y Alcantarillados, 2017, p. 3).

Al ser este un proyecto que es sometido a revisión por parte del AyA se torna indispensable su uso para las consideraciones de diseño del sistema de bombeo y la tubería de aducción del sistema, al igual que cálculo del volumen del tanque. El capítulo 4 establece las variables a tomar en cuenta, sus valores mínimos y máximos para sistemas de abastecimiento de agua potable, como la velocidad de la línea de aducción, caudal de incendio, volumen de tanques de almacenamiento, valores de presión y dimensionamiento de tuberías.

10.4.2. Normativas internacionales

10.4.2.1. Especificación para edificios de acero estructural (AISC 360-16). El Instituto Americano de Construcción en Acero define a esta especificación de la siguiente manera:

La especificación para edificios de acero estructural proporciona un tratamiento integrado de diseño de resistencia (ASD) y diseño de factor de carga y resistencia (LRFD), y reemplaza a las anteriores especificaciones. Como se indica en el Capítulo B de la especificación, los diseños se realizan de acuerdo con las disposiciones de ASD o LRFD.

Esta especificación es el resultado de las deliberaciones de consenso de un comité de ingenieros estructurales de amplia experiencia y alto nivel profesional, representando una amplia distribución geográfica en todo Estados Unidos.

El Código Sísmico de Costa Rica hace referencia a esta especificación para el análisis y diseño de acero estructural. Los capítulos B, D y J del AISC 360-16 son de importancia para el diseño de elementos sometidos a tensión y conexiones, capítulo E para el diseño de elementos

sometidos a compresión, capítulo F para elementos sometidos a flexión y el capítulo G para elementos en cortante.

10.4.2.2. AWWA D100-11. Los alcances de este estándar se pueden describir como:

El estándar AWWA D-100 está limitado al almacenamiento de agua, ya sea de procesos o potable. Por norma, todos los estanques que almacenan agua potable están provistos de techo, para el caso de otro tipo de agua, los estanques pueden no tener techo. Están diseñados para operar a presión de operación atmosférica, una temperatura no mayor de 93 °C y no menor a -15 °C. Este estándar es una guía para facilitar el diseño, manufactura y adquisición del estanque. Al igual que la norma API, se dan algunas pautas de los materiales para su construcción, se sugiere secuencias en la erección del estanque, recomendación de procedimientos de soldaduras, pruebas e inspecciones. (Gómez, 2007, p. 52).

10.5. Instrumentos para el procesamiento y análisis de datos

Uno de los instrumentos para el proceso y análisis de datos de este proyecto es el software de modelación SAP2000 v.21, el cual “tiene la capacidad de realizar cambios de acuerdo con la necesidad del proyectista, ya sea por consideraciones arquitectónicas o por procesos de optimización y generación de resultados más rápidos; que permiten la toma de decisiones en el menor tiempo posible (Quirós, 2012, p. 2). Además, se utilizan hojas de cálculo en Microsoft Excel 2016 para la generación de las hojas de cálculo requeridas para el diseño de los diferentes elementos del proyecto.

11. Capítulo #3 Análisis de resultados

11.1 Población de diseño

De acuerdo con el capítulo 9.1.1 de este documento, la norma técnica para diseño y construcción de sistemas de abastecimiento de agua potable, de saneamiento y pluvial del AyA en el capítulo 4.1 establece que la población mínima de diseño se calcula a partir del número de unidades habitacionales que contempla el proyecto multiplicado por el factor de hacinamiento, este último corresponde al valor que se obtiene del último censo de población del distrito. Dado que el proyecto urbanístico cuenta con 120 unidades habitacionales y un factor de hacinamiento de 4,05 habitantes por casa, se tiene que

$$\text{Población de diseño} = 120 * 4,05 = 486 \text{ habitantes}$$

11.2 Periodos de diseño

Según lo citado en el capítulo 9.1.2 de este documento, la normativa técnica para diseño y construcción de sistemas de abastecimiento de agua potable, de saneamiento y pluvial del AyA en el capítulo 4.2 establece que periodo de diseño para el caudal de una captación de naciente: de 25 a 50 años; el valor seleccionado depende del caudal del cuerpo de agua versus el caudal de diseño al plazo mayor posible según la capacidad del cuerpo de agua en la época de estiaje y las regulaciones que en esta materia estén determinadas en la legislación vigente. En el caso de la tubería de aducción, el periodo de diseño debe ser igual al utilizado en la toma o captación. Asimismo, establece que para los tanques de almacenamiento el período es de 25 años y para las bombas y motores el período es de 10 a 15 años.

11.3 Dotación y factores de demanda máxima

El capítulo 9.1.3 de este documento expone que la normativa técnica para diseño y construcción de sistemas de abastecimiento de agua potable, de saneamiento y pluvial del AyA en el capítulo 4.3 y 4.4 establece las especificaciones de las dotaciones y los factores de demanda máxima respectivamente, donde determina que cuando no existan datos reales de los patrones de consumos y demandas de la localidad en estudio, es necesario, utilizar una dotación de 200 l/p/d exclusivamente para consumo poblacional de agua potable, excluyendo procesos industriales, agroindustriales u otros.

Para el cálculo del caudal promedio diario (QPD) se usa esta fórmula

$$QPD = \frac{\text{Habitantes} * \text{Dotación}}{86.400}$$

Se recuerda que la población de diseño es de 486 habitantes y la dotación es de 200 l/p/d se puede calcular el QPD

$$QPD = \frac{486 * 200}{86.400} = 0,001125 \text{ m}^3/\text{s}$$

Con este paso resuelto, se procede a calcular el caudal máximo diario (QMD), el cual se obtiene de multiplicar el factor máximo diario (FMD) de 1,2 por el caudal promedio diario

$$QMD = FMD * QPD = 1,2 * 0,001125 \text{ m}^3/\text{s} = 0,00135 \text{ m}^3/\text{s}$$

Por último, se procede a calcular el caudal máximo horario (QMH), el cual se obtiene de multiplicar el factor máximo horario (FMH) de 1,8 por el caudal máximo diario

$$QMH = FMH * QMD = 1,8 * 0,00135 \text{ m}^3/\text{s} = 0,00243 \text{ m}^3/\text{s}$$

11.4 Cálculo del volumen del tanque de almacenamiento

El capítulo 9.3.3 de este documento describe los volúmenes que se calculan por separado para luego proceder a la sumatoria de los mismos y de esa manera obtener el volumen total para el cual se debe llevar a cabo el diseño del tanque de almacenamiento.

11.4.1 Volumen de regulación de consumo

Para el cálculo de este volumen se utilizan curvas de consumo reales, en caso de no disponer la información anterior y si el caudal que alimenta el tanque es constante e igual al caudal promedio requerido por la zona abastecida por el depósito, se aplica un volumen equivalente al 14 % del volumen promedio diario (VPD). En el caso de este trabajo, al ser un proyecto urbanístico que aún no se ha construido, se procede a calcular el 14 % del volumen promedio diario, donde

$$VPD = (QPD * 86.400) * 0,14 = 0,001125 \text{ m}^3/\text{s} * 86.400 \text{ s} * 0,14 = 13,608 \text{ m}^3$$

11.4.2 Volumen de reserva para incendios

El Benemérito Cuerpo de Bomberos en las leyes 8641 y 8228 establece un mínimo de 57 metros cúbicos para incendio, que corresponde a un caudal de incendio (Q_I) de 500 galones por minuto (500 gpm), equivalente a $0,03155 \text{ m}^3/\text{s}$ y un tiempo para apagarlo de 30 minutos. Es significativo señalar que, aunque dichas leyes indican que para sistemas de abastecimiento para poblaciones menores a 5.000 personas este volumen no debe ser tomados en cuenta y la operación del sistema contra incendios opera según el caudal y presión nominal del sistema, de manera conservadora para este proyecto se decide calcular el volumen de incendio aun cuando la población es de 483 personas.

11.4.3 Volumen de reserva para interrupciones

La normativa técnica para diseño y construcción de sistemas de abastecimiento de agua potable, de saneamiento y pluvial del AyA, estipula que debe ser como mínimo el volumen correspondiente a un período de cuatro horas (equivalentes a 14.400 segundos) del caudal promedio diario

$$V_R = QPD * 14.400 = 0,001125 \text{ m}^3/\text{s} * 14.400 \text{ s} = 16,2 \text{ m}^3$$

El volumen de reserva para interrupciones es de 16,2 metros cúbicos.

11.4.4 Volumen total de almacenamiento

Se efectúa la sumatoria de los volúmenes anteriormente calculados de la siguiente manera

$$V_T = V_C + V_I + V_R = 13,6 \text{ m}^3 + 57 \text{ m}^3 + 16,2 \text{ m}^3 = 86,8 \text{ m}^3$$

Elaborada la sumatoria, se decide utilizar un volumen de 87 metros cúbicos para el tanque de almacenamiento.

11.5 Cálculo para la selección del sistema de bombeo

Lo primero que se obtiene es el caudal de bombeo (Q_B) que se requiere en el sistema, se calcula de la siguiente manera:

$$Q_B: \frac{Q_{MD} * 24\text{horas}}{t_B}$$

Donde

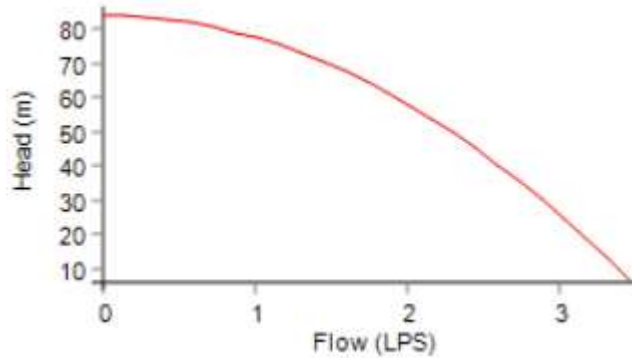
t_B = tiempo de bombeo continuo. Para este proyecto el t_B propuesto es igual a 18 horas por día.

$$Q_B: \frac{0,00135 * 24}{18} = 0,00180 \text{ m}^3/\text{s}$$

Se necesita que el agua bombeada alcance una altura dinámica total de 63,5 m, de los cuales 40 m son de la profundidad del pozo, 22 m de altura hasta la parte superior del tanque de almacenamiento y 1,5 m por pérdidas de carga en la tubería, cuyos cálculos se muestran más adelante. Con la altura requerida más el caudal de bombeo se genera la curva de la bomba de la figura 2.

Figura 2

Curva de la relación altura-caudal de la bomba



Nota. Curva de relación altura-caudal de la bomba requerida para el sistema de abastecimiento de agua potable. De *elaboración propia con datos suministrados por EPANET 2.0.*

Esta curva se compara con las curvas de rendimiento que los fabricantes facilitan con las bombas para la selección del equipo que mejor se adecue a las necesidades del proyecto.

Se efectúa el cálculo de la potencia de la bomba (P_B) de la siguiente manera:

$$P_B: \frac{g * H_{dt} * Q_B}{\eta_B}$$

Donde

g = aceleración de la gravedad

H_{dt} = altura dinámica total

η_B = eficiencia bomba/motor, la cual se propone de un 60 %

$$P_B: \frac{9,8 * 63 * 0,00180}{0,6} = 1,85 \text{ kwh}$$

11.6 Balance hídrico del sistema de abastecimiento de agua

Después de los cálculos de caudales se realiza la comprobación del cumplimiento de estos, donde, en primer lugar, se cumple que la capacidad de producción del pozo (Q_{pro}) debe ser mayor o igual al caudal concesionado por el MINAET (Q_{MINAET})

$$Q_{pro} \geq Q_{MINAET}$$

La segunda condición por efectuar es que el Q_{MINAET} debe ser mayor o igual que el Q_{MD}

$$Q_{MINAET} \geq Q_{MD}$$

La tercera condición por cumplir es que el caudal de bombeo (Q_B) es mayor o igual que el Q_{MD}

$$Q_B \geq Q_{MD}$$

Dadas las anteriores condiciones, se afirma que para la viabilidad del uso del pozo para el abastecimiento de agua potable se debe cumplir con lo siguiente

$$Q_{pro} \geq Q_{MINAET} \geq Q_B \geq Q_{MD}$$

Tabla 3

| <i>Balance hídrico del sistema de abastecimiento</i> | |
|--|----------------------------|
| Variable | Caudal (m ³ /s) |
| Caudal concesionado por el MINAET | 0,00420 |
| Caudal de producción del pozo | 0,004 |
| Caudal máximo diario | 0,00135 |
| Caudal máximo horario | 0,00243 |
| Caudal de bombeo | 0,00180 |

Nota. Valores obtenidos en los caudales necesarios para la confirmación de la viabilidad del uso del pozo para el abastecimiento de agua potable en el proyecto urbanístico. De *elaboración propia*.

11.7 Diseño hidráulico de la línea de aducción

Para el diseño de la línea de aducción se propone una tubería tipo PVC de 0,0050 m de diámetro con 51 metros de longitud (L) desde el punto de salida del pozo a una altura de 48 m.s.n.m. hasta la entrada del tanque de abastecimiento a 65 m.s.n.m.

11.7.1 Cálculo de velocidad y pérdidas en la tubería

Según la norma técnica para diseño y construcción de sistemas de abastecimiento de agua potable, de saneamiento y pluvial del AyA, la velocidad del agua dentro de la tubería debe cumplir la siguiente condición

$$0,6 \text{ m/s} < V_t < 5 \text{ m/s}$$

En caso de obtenerse valores de velocidad inferiores a la velocidad mínima, es necesario prevalezca el criterio del diámetro mínimo de la tubería.

Para el cálculo de la velocidad en la tubería (V_t) está que

$$V_t = 4 * \frac{Q_B}{\pi * D^2}$$

Donde

D= diámetro de la tubería

$$V_t = 4 * \frac{0,00181}{\pi * 0,05^2} = 0,92 \text{ m/s}$$

Dado que se cumple la desigualdad, la elección del diámetro de la tubería es adecuado para un valor de velocidad de acuerdo con los requerimientos de la normativa.

Las pérdidas de carga primarias se calculan de la siguiente manera:

$$S = \left(\frac{Q_B}{0,2785 * C * D^{2,63}} \right)^{1,85}$$

Donde

C= coeficiente de Hazen-Williams para tubería PVC

$$S = \left(\frac{0,00181}{0,2785 * 130 * 0,05^{2,63}} \right)^{1,85} = 0,0236$$

Para la pérdida de carga (H_f) se tiene que:

$$H_f = S * L = 0,0236 * 51 = 1,20 \text{ m}$$

Luego, para las pérdidas de carga secundaria:

$$H_s = \Sigma K * \frac{V_t^2}{2 * g}$$

Donde

ΣK = sumatoria de pérdidas por accesorios de la tubería. Dichas pérdidas se calculan con la siguiente fórmula

$$H_L = \frac{K * V_t^2}{2 * g}$$

Donde

K= coeficiente de pérdida, el cual varía dependiendo el accesorio y su diámetro.

Las pérdidas locales para la válvula compuerta:

$$H_L = \frac{K * V_t^2}{2 * g} = \frac{0,15 * 0,92^2}{2 * 9,8} = 0,006 \text{ m}$$

Las pérdidas locales para los 2 codos de 45 grados:

$$H_L = \frac{K * V_t^2}{2 * g} * 2 = \frac{0,3 * 0,92^2}{2 * 9,8} * 2 = 0,025 \text{ m}$$

Las pérdidas locales para los 2 codos de 90 grados:

$$H_L = \frac{K * V_t^2}{2 * g} * 2 = \frac{0,57 * 0,92^2}{2 * 9,8} * 2 = 0,049 \text{ m}$$

Las pérdidas locales para la válvula check:

$$H_L = \frac{K * V_t^2}{2 * g} = \frac{1,9 * 0,92^2}{2 * 9,8} = 0,082\text{m}$$

La sumatoria de pérdidas por accesorios sería la siguiente:

$$\Sigma K = 0,006 + 0,025 + 0,049 + 0,082 = 0,162 \text{ m}$$

Además, una vez que ya se cuenta con la sumatoria realizada, se hace el cálculo de pérdidas de carga secundaria

$$H_s = 0,162 * \frac{0,92^2}{2 * 9,8} = 0,007 \text{ m}$$

La sumatoria de las pérdidas primarias y secundarias es la siguiente:

$$H_T = H_f + H_s = 1,20 + 0,007 = 1,207 \text{ m}$$

Esta distancia se suma a la altura dinámica total a la que la bomba enviar el agua para compensar la pérdida de energía en la tubería, como se indica anteriormente el cálculo para la selección de la bomba.

11.8 Diseño hidráulico de la línea de interconexión

Para el diseño de la línea de conexión entre el tanque de almacenamiento y la red de distribución se propone una tubería de 0,0015 m de diámetro tipo PVC con 25 metros de longitud (L) desde el punto de salida del tanque a una altura de 65 m.s.n.m. hasta el inicio de la red de distribución a 48 m.s.n.m.

Como esta línea es el inicio de la red de distribución, la norma técnica para diseño y construcción de sistemas de abastecimiento de agua potable, de saneamiento y pluvial del AyA establece que esta se diseña para el caudal que sea mayor entre el caudal máximo horario y el caudal coincidente (Q_C), este último se calcula de la siguiente manera

$$Q_C = Q_I + Q_{MD} = 0,03155 + 0,00135 = 0,0329 \text{ m}^3/\text{s}$$

Anteriormente, se indica que el caudal máximo horario es de 0,00243 m³/s. Por lo tanto, el caudal de diseño debe ser el caudal coincidente de 0,0329 m³/s, el cual corresponde al caudal necesario para atender un incendio y proveer de agua al resto de la red de distribución al mismo tiempo.

Según la norma técnica para diseño y construcción de sistemas de abastecimiento de agua potable, de saneamiento y pluvial del AyA, la velocidad del agua dentro de la tubería debe cumplir la siguiente condición

$$0,6 \text{ m/s} < V_t < 3 \text{ m/s}$$

Para el cálculo de la velocidad en la tubería (V_t) Se tiene que

$$V_t = \frac{Q_c}{A}$$

Donde

A= área de la tubería

$$V_t = \frac{0,0329}{0,017} = 1,93 \text{ m/s}$$

Dado que se cumple la desigualdad, la elección del diámetro de la tubería es adecuado para un valor de velocidad de acuerdo con los requerimientos de la normativa y cumple con la velocidad mínima de 1,5 m/s para atender incendios. Las pérdidas locales y por fricción se omiten en el diseño de esta tubería, ya que, la longitud y los accesorios son mínimos.

Ahora, para el cálculo de las pérdidas locales para la válvula compuerta:

$$H_L = \frac{K * V_t^2}{2 * g} = \frac{0,15 * 1,93^2}{2 * 9,8} = 0,028 \text{ m}$$

Las pérdidas locales para el codo de 90 grados:

$$H_L = \frac{K * V_t^2}{2 * g} = \frac{0,57 * 1,93^2}{2 * 9,8} = 0,108 \text{ m}$$

La sumatoria de pérdidas por accesorios es la siguiente:

$$\Sigma K = 0,028 + 0,108 = 0,136 \text{ m}$$

De forma que una vez, que se tiene la sumatoria realizada, se hace el cálculo de pérdidas de carga secundaria

$$H_s = 0,136 * \frac{1,93^2}{2 * 9,8} = 0,026 \text{ m}$$

Para el cálculo de las pérdidas por fricción (H_f) se tiene la siguiente fórmula:

$$H_f = f * \frac{L}{D} * \frac{v^2}{2 * g}$$

Donde

L = longitud de la tubería

D = diámetro de la tubería

v = velocidad del flujo

g = aceleración de la gravedad

f = factor de fricción en función del número de Reynolds, se obtiene de la siguiente fórmula para flujo turbulento:

$$f = \frac{0,25}{\log\left(\frac{\epsilon}{3,4 * D} + \frac{5,74}{Re^{0,9}}\right)^2}$$

Donde

ϵ = rugosidad absoluta del PVC

Re = número de Reynolds, calculado de la siguiente manera:

$$Re = \frac{v * D}{U}$$

Donde

U = viscosidad cinemática del agua a 20 °C con un valor de $1,02 * 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$

$$Re = \frac{1,93 * 0,150}{1,02 * 10^{-6}} = 283.823$$

Dado que $Re \geq 3.000$ se define como flujo turbulento. Ahora, para el factor de fricción se tiene que

$$f = \frac{0,25}{\log\left(\frac{1,5 * 10^{-4}}{3,4 * 0,150} + \frac{5,74}{283,823^{0,9}}\right)^2} = 0,021$$

Finalmente, para las pérdidas por fricción (H_f) se tiene que

$$H_f = 0,021 * \frac{25}{0,150} * \frac{1,93^2}{2 * 9,8} = 0,67 \text{ m}$$

El cálculo de pérdidas totales en la tubería se realiza de la siguiente manera

$$H_t = H_s + H_f = 0,026 + 0,67 = 0,69 \text{ m}$$

11.9 Diseño preliminar del tanque elevado de almacenamiento

11.9.1 Dimensionamiento del tanque

En el proceso de diseño, el primer paso es definir las dimensiones del tanque, así como los tamaños y espesores de los materiales que lo conforman. En este caso se parte de una relación de altura y el diámetro de la base de 3,5/2, donde se obtiene una altura de siete metros y diámetro en la base de cuatro metros.

Lo siguiente es suministrar una medida para la altura libre de agua, se conserva de este modo en caso de oleaje o chapoteo del agua por movimientos horizontales causado por fuerzas externas como los sismos. Es muy importante esta medida con el fin de evitar derramamiento de agua fuera del tanque y presión hidrodinámica en el techo de la estructura. En este diseño se proponen 60 centímetros de altura libre de agua de manera preliminar y estos son comprobados en cálculos más adelante.

Los grosores de las placas de la pared, la base y el techo se detallan a continuación:

Tabla 4

| <i>Tamaño de los componentes del tanque</i> | |
|---|-------------------|
| Componente | Tamaño (m) |
| Plancha de techo | 0,005 m de grosor |
| Plancha de piso | 0,01 m de grosor |
| Pared | 0,005 m de grosor |

Nota. Valores propuestos para el grosor de los componentes del tanque de almacenamiento de acero. De *elaboración propia*.

11.9.2 Peso de los componentes del tanque

Para la plancha de acero del techo su volumen se calcula de la siguiente manera

$$V = \pi * r^2 * t = \pi * 4,01^2 * 0,005 = 0,063 \text{ m}^3$$

La densidad del acero es de 7.850 kg/m^3 , por lo que el peso se logra así

$$P = V * \rho = 7.850 * 0,063 = 496 \text{ kg}$$

En el caso de la plancha de acero de la base su volumen se calcula de la siguiente manera

$$V = \pi * r^2 * t = \pi * 4,01^2 * 0,01 = 0,126 \text{ m}^3$$

La densidad del acero es de 7.850 kg/m^3 , por lo que el peso lo consigue así

$$P = V * \rho = 7.850 * 0,126 = 991 \text{ kg}$$

Por último, el volumen del acero de la pared se calcula de la siguiente manera

$$V = \pi * d * t * h = \pi * 4,01 * 0,005 * 8 = 0,504 \text{ m}^3$$

La densidad del acero es de 7.850 kg/m^3 , por lo que el peso se consigue así

$$P = V * \rho = 7.850 * 0,504 = 3.956 \text{ kg}$$

11.9.3 Peso de la torre de soporte

Para la estructura de soporte del tanque se tienen dos elementos con diferentes dimensiones: las columnas y los arriostres. Las columnas en este diseño son tipo Pipe 5 SCH40 de 0,1413 m de diámetro y un grosor de 0,007 m en acero A53 grado B, mientras que, los arriostres son de tipo Pipe 3 SCH40 de 0,089 m de diámetro y un grosor de 0,006 m en acero A53 grado B.

El cálculo de longitud de las columnas se realiza mediante la normativa técnica para diseño y construcción de sistemas de abastecimiento de agua potable, de saneamiento y pluvial del AyA en el capítulo 4.11 se establece que la presión dinámica de servicio no es menor de 15 mca en la interconexión con la red de distribución, en el punto crítico de la red. Dado que el punto crítico de la red está localizado en la salida de agua por gravedad en la base del tanque, la altura mínima de

la torre de soporte debe ser de 15 m. Debido a que en este diseño las columnas están posicionadas de manera horizontal en un ángulo de 90 grados con el suelo, su longitud es de 15 m.

El diseño de la estructura cuenta arriostres horizontales y transversales. La longitud de los arriostres horizontales se define por los puntos de apoyo del tanque sobre la estructura, están a una distancia de 90 grados y 2,83 m formando un cuadrado donde se posa el tanque.

Luego de definir la longitud de los elementos de la torre de soporte se procede a contar la cantidad de columnas y arriostres para obtener la longitud total de cada elemento. Se obtiene cuatro columnas de 15 m, 16 arriostres horizontales de 2,83 m y 32 arriostres verticales de 4,12 m, por lo que el cálculo se realiza de la siguiente manera

$$L = 4 * 15 = 60 \text{ m para las columnas}$$

$$L = (16 * 2,83) + (32 * 4,12) = 177,12 \text{ m para los arriostres}$$

Con los datos anteriores y la densidad del acero de 7.850 kg/m^3 , el peso de ambos elementos se calcula así

$$P = \pi * 0,1413 * 0,007 * 60 * 7.850 = 1.460 \text{ kg para las columnas}$$

$$P = \pi * 0,089 * 0,006 * 177,12 * 7.850 = 2.330 \text{ kg para los arriostres}$$

11.9.4 Peso del agua almacenada en el tanque

Habiendo definido el tamaño del tanque se calcula el volumen de almacenamiento, es de $87,96 \text{ m}^3$, ligeramente mayor que el volumen de almacenamiento calculado de acuerdo con las especificaciones de la normativa técnica para diseño y construcción de sistemas de abastecimiento de agua potable, de saneamiento y pluvial del AyA que es de $86,8 \text{ m}^3$, por lo que es correcto asegurar que el dimensionamiento cumple con la normativa vigente.

Con el volumen definido y una densidad del agua de 1.000 kg/m^3 se calcula el peso del agua de la siguiente forma

$$P = V * \rho = 87,96 * 1.000 = 87.960 \text{ kg}$$

11.9.5 Peso total de los elementos

Con los cálculos realizados hasta ahora, se define el peso total de la torre de soporte, el peso del tanque vacío y el peso del tanque lleno.

Tabla 5

| <i>Peso de los componentes de la estructura</i> | |
|---|------------------|
| <u>Componente</u> | <u>Peso (kg)</u> |
| Peso de la torre | 3.793 |
| Peso del contenedor vacío | 5.440 |
| Peso del contenedor lleno | 93.410 |

Nota. Resultado de los pesos de los diferentes componentes de la estructura. De elaboración propia.

Todos estos datos son necesarios para cálculos posteriores.

11.9.6 Centro de gravedad del tanque

Los componentes que se toman en cuenta para el cálculo del centro de gravedad (CG) son la plancha de techo, plancha de piso y la pared del tanque. El CG del tanque desde la cara superior de la plancha del piso se calcula de la siguiente manera

$$CG = \frac{(0,496 * 8,005) + (3,956 * 4) - (0,991 * 0,005)}{5,443} = 3,64 \text{ m}$$

11.9.7 Parámetros del modelo de masa de resorte

Según, *National Information Center of Earthquake Engineering* (2007)

El análisis dinámico del tanque que contiene líquido es un problema complejo que involucra interacción fluido-estructura. Sobre la base de numerosos análisis, estudios numéricos y experimentales, simples modelos de masa de resorte (*spring mass models*) del sistema tanque-líquido han sido desarrollados para evaluar las fuerzas hidrodinámicas (p. 12).

Este centro, en su documento titulado *Guidelines for Seismic Design of Liquid Storage Tanks*. Establece que los parámetros de este modelo dependen de la geometría del tanque y son originalmente derivados por George W. Housner en 1963 en su documento *Dynamic analysis of fluids in containers subjected to acceleration*. Los gráficos utilizados para el cálculo de los parámetros de este diseño provienen originalmente del ACI 350.3 titulado “*Seismic design of liquid containing concrete structures*” y cabe mencionar que estos parámetros son para tanques con paredes rígidas.

Generalmente, los tanques de concreto son considerados de paredes rígidas y los tanques de acero son estimados de paredes flexibles. Aunque hay literatura disponible para tanques de paredes flexibles, se le considera un poco más incómoda de usar. Sin embargo, las diferencias entre ambos no son sustanciales y por lo tanto el *National Information Center of Earthquake Engineering* (2007) establece que “los parámetros correspondientes a tanques con paredes rígidas son recomendados para todos los tipos de tanques” (p. 14).

Los parámetros que se desean obtener son los siguientes:

m_c = masa convectiva del líquido

m_i = masa impulsiva del líquido

h_i = altura de la masa impulsiva arriba del fondo de la pared del tanque (sin considerar la presión en la base)

h_i^* = altura de la masa impulsiva arriba del fondo de la pared del tanque (considerando la presión en la base)

h_c = altura de la masa convectiva arriba del fondo de la pared del tanque (sin considerar la presión en la base)

h_c^* = altura de la masa convectiva arriba del fondo de la pared del tanque (considerando la presión en la base)

Primero, se definen los siguientes valores:

Peso del agua (m) = 87.960 kg

Profundidad del agua (h) = 7 m

Diametro interno del tanque (D) = 4 m

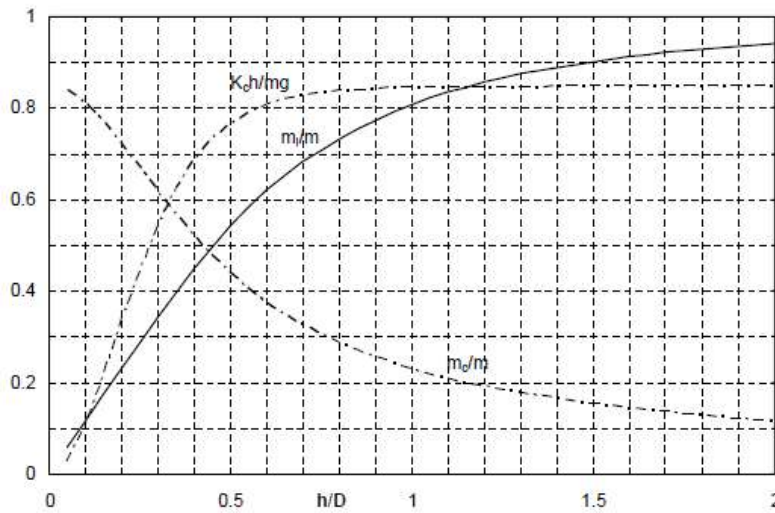
$$\frac{h}{D} = \frac{7}{4} = 1,750$$

masa del contenedor más un tercio del peso del andamiaje (m_s) = 94.670 kg

Luego, se utilizan las figuras tres y cuatro para obtener los valores de los parámetros.

Figura 3

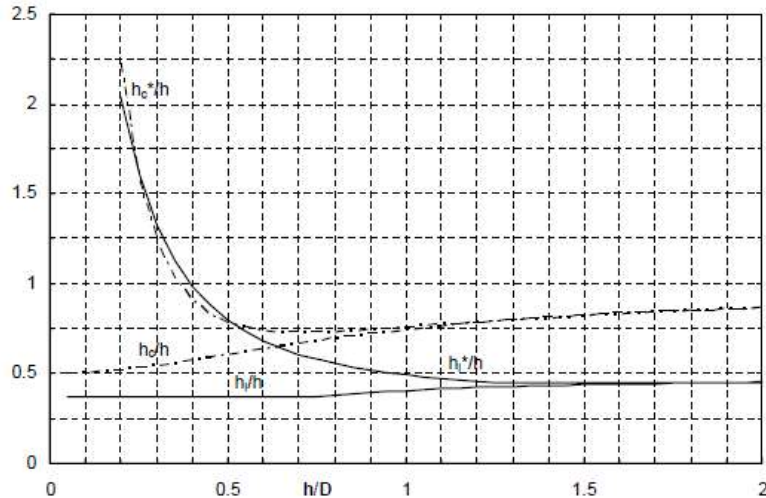
Masa impulsiva y convectiva



De IITK-GSDMA Guidelines for Seismic Design of Liquid Storage Tanks National Information Center of Earthquake Engineering. (2007).

Figura 4

Altura de la masa impulsiva y convectiva



De *IITK-GSDMA Guidelines for Seismic Design of Liquid Storage Tanks* National Information Center of Earthquake Engineering. (2007).

Finalmente, se realiza el cálculo de los parámetros respecto a los valores definidos al inicio del procedimiento

$$\frac{m_i}{m} = 0,92 ; m_i = 0,92 * 87,96 = 81.370 \text{ kg}$$

$$\frac{m_c}{m} = 0,12; m_c = 0,12 * 87,96 = 11.000 \text{ kg}$$

$$\frac{h_i}{h} = 0,48; h_i = 0,48 * 7 = 3,36 \text{ m}$$

$$\frac{h_i^*}{h} = 0,48; h_i^* = 0,48 * 7 = 3,36 \text{ m}$$

$$\frac{h_c}{h} = 0,88; h_c = 0,88 * 7 = 6,16 \text{ m}$$

$$\frac{h_c^*}{h} = 0,88; h_c^* = 0,88 * 7 = 6,16 \text{ m}$$

La sumatoria de las masas impulsivas y convectivas es de 92.370 kg, que se compara bien con la m_s con una diferencia del 2,23 %.

11.9.8 Rigidez lateral de la estructura de soporte

Según *National Information Center of Earthquake Engineering* (2007) “La rigidez lateral de la estructura de soporte se define como la fuerza requerida para ser aplicada en el CG del tanque para obtener una deflexión unitaria correspondiente” (p. 59).

De la deflexión del centro de gravedad del tanque debido a una fuerza lateral arbitraria se obtiene la rigidez de la estructura de soporte. El procedimiento consiste en modelar la torre de soporte en un software de análisis estructural, en este caso se utiliza el programa SAP2000 V.22. Luego, ya que, la porción del tanque posee una rigidez importante, se modela una estructura muy rígida unida al centro de gravedad, se encuentra a 3,44 m de la parte superior de la torre de soporte.

Del análisis de la deflexión en el centro de gravedad del tanque debido a una fuerza arbitraria de 1 tonelada se alcanza un valor de 0,0055 m. Ahora, el valor de la rigidez lateral de la torre de soporte (K_s) se calcula de la siguiente manera

$$K_s = \frac{1}{0,0055} = 181.828 \text{ kg/m}$$

11.9.9 Periodos

El periodo del modo impulsivo se calcula así

$$T_i = 2\pi \sqrt{\frac{m_i + m_s}{K_s}} = 2\pi \sqrt{\frac{81,37 + 94,47}{181818,182}} = 0,2 \text{ s}$$

El periodo del modo convectivo se calcula con la siguiente fórmula

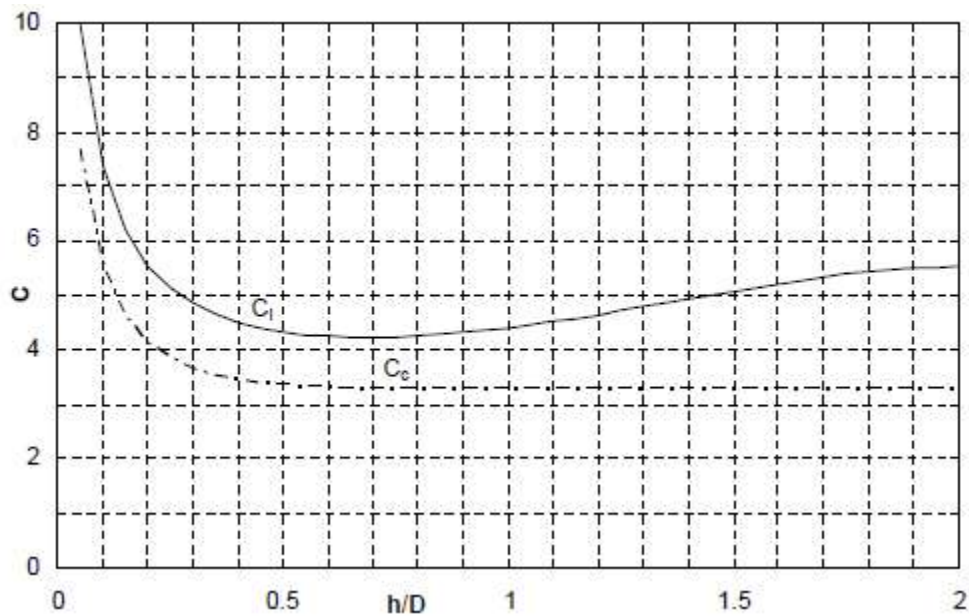
$$T_c = C_c \sqrt{\frac{D}{g}}$$

El coeficiente del periodo de tiempo para el modo convectivo (C_c) se obtiene de la figura

5.

Figura 5

Coficiente impulsivo y convectivo del periodo para tanques circulares



De *IITK-GSDMA Guidelines for Seismic Design of Liquid Storage Tanks* National Information Center of Earthquake Engineering. (2007).

Si el $C_c = 3,3$, entonces el periodo del modo convectivo es

$$T_c = 3,3 \sqrt{\frac{4}{9,81}} = 2,11 \text{ s}$$

11.9.10 Coeficiente sísmico horizontal

El coeficiente sísmico horizontal impulsivo se calcula con la siguiente fórmula

$$(A_h)_i = \text{FED} * a_{ef}$$

Dado que el sitio de cimentación es de tipo S_2 , se considera una ductilidad global de 1 y un $T_i = 0,2$ s, el factor espectral dinámico (FED) es igual a 2,5 en la figura 5.1 del código sísmico de Costa Rica. Respecto a la aceleración pico efectiva (a_{ef}), se tiene que es igual a 0,24 para una zona sísmica II, según la tabla 2.3 del código sísmico de Costa Rica. Con estos valores de FED y a_{ef} se realiza el cálculo del coeficiente sísmico horizontal impulsivo

$$(A_h)_i = 2,5 * 0,24 = 0,60$$

De igual manera, el coeficiente sísmico horizontal convectivo se calcula con la siguiente fórmula

$$(A_h)_c = \text{FED} * a_{ef}$$

Dado que el sitio de cimentación es de tipo S_2 , se considera una ductilidad global de 1 y un $T_c = 2,11$ s, el factor espectral dinámico (FED) es igual a 0,65 en la figura 5.1 del código sísmico de Costa Rica. Respecto a la aceleración pico efectiva (a_{ef}), se tiene que es igual a 0,24 para una zona sísmica II, según la tabla 2.3 del código sísmico de Costa Rica. Con estos valores de FED y a_{ef} se alcanza realizar el cálculo del coeficiente sísmico horizontal convectivo

$$(A_h)_c = 0,65 * 0,24 = 0,16$$

11.9.11 Fuerza cortante en la base de la estructura de soporte

La fuerza cortante en la base de la estructura de soporte, en modo impulsivo, se calcula con la siguiente fórmula

$$V_i = (A_h)_i * (m_i + m_s) = 0,60 * (81,37 + 94,47) = 105.620 \text{ kg}$$

De manera similar, la fuerza cortante en la base de la estructura de soporte, en modo convectivo, se calcula con la siguiente fórmula

$$V_c = (A_h)_c * m_c = 0,16 * 11 = 1.720 \text{ kg}$$

El total de la fuerza cortante en la base de la estructura de soporte es igual a

$$V = \sqrt{V_i^2 + V_c^2} = \sqrt{105,50^2 + 1,72^2} = 105.640 \text{ kg}$$

11.9.12 Momento de vuelco

El momento de vuelco, en modo impulsivo, se calcula con la siguiente fórmula

$$M_i = (A_h)_i * (m_i * (h_i^* + h_s) + m_s * h_{cg})$$

Donde

h_s =altura de la estructura de soporte

h_{cg} =altura del centro de gravedad

$$M_i = 0,60 * (81,37 * (3,36 + 15) + 94,47 * 18,44) = 1.955.150 \text{ kg * m}$$

De manera similar, El momento de vuelco, en modo convectivo, se calcula con la siguiente fórmula

$$M_c = (A_h)_c * m_c * (h_c^* + h_s) = 0,16 * 11 * (6,16 + 15) = 36.300 \text{ kg * m}$$

El total del momento de vuelco en la base de la estructura de soporte es igual a

$$V = \sqrt{M_i^2 + M_c^2} = \sqrt{1.374,65^2 + 22,34^2} = 1.955.490 \text{ kg * m}$$

11.9.13 Presión hidrodinámica

La presión hidrodinámica en modo impulsivo ejercida por el líquido en la pared del tanque se calcula con la siguiente fórmula

$$p_{iw} = Q_{iw}(y) * (A_h)_i * p * h * \cos\phi$$

Donde

p = densidad del líquido,

ϕ = Angulo circunferencial,

y = distancia vertical de un punto de la pared del tanque hacia el fondo de la pared del tanque y

$Q_{iw}(y)$ = coeficiente de la presión hidrodinámica impulsiva en la pared, se puede obtener mediante la siguiente fórmula

$$Q_{iw}(y) = 0,866 * \left[1 - \left(\frac{y}{h} \right)^2 \right] * \tanh * \left(0,866 * \frac{D}{h} \right)$$

Si se cuenta que la presión máxima va a ocurrir a $\phi = 0$ y que se desea obtener dicho valor en la base de la pared ($y=0$);

$$Q_{iw}(y) = 0,866 * \left[1 - \left(\frac{0}{7} \right)^2 \right] * \tanh * \left(0,866 * \frac{4}{7} \right) = 0,40$$

$$p_{iw} = 0,40 * 0,60 * 1.000 * 7 * \cos(0) = 1.670 \text{ kg/m}^2$$

Luego, se calcula la presión hidrodinámica impulsiva en el piso del tanque en una tira de longitud l'

$$p_{ib} = 0,866 * (A_h)_i * p * h * \frac{\sinh \left(1,732 \frac{x}{h} \right)}{\cosh \left(0,866 \frac{l'}{h} \right)}$$

Donde

x = distancia horizontal de un punto en la base del tanque en la dirección de la fuerza sísmica desde el centro del tanque.

$$p_{ib} = 0,866 * 0,60 * 1.000 * 7 * \frac{\sinh\left(1,732 \frac{4}{14}\right)}{\cosh\left(0,866 \frac{4}{14}\right)} = 880 \text{ kg/m}^2$$

En el caso de la presión hidrodinámica en modo convectivo, esta es ejercida por la oscilación del líquido en la pared del tanque y se calcula con la siguiente fórmula

$$p_{cw} = Q_{cw}(y) * (A_h)_c * p * D * \left[1 - \frac{1}{3} \cos^2\varphi\right] * \cos\varphi$$

Donde

$Q_{cw}(y)$ = coeficiente de la presión hidrodinámica convectiva en la pared, se obtiene mediante la siguiente fórmula

$$Q_{cw}(y) = 0,5625 * \frac{\cosh\left(3,674 \frac{y}{D}\right)}{\cosh\left(3,674 \frac{h}{D}\right)}$$

Si se tiene que la presión máxima va a ocurrir a $\phi=0$ y que se desea obtener dicho valor en la base de la pared ($y=0$);

$$Q_{cw}(y) = 0,5625 * \frac{\cosh\left(3,674 \frac{0}{4}\right)}{\cosh\left(3,674 \frac{7}{4}\right)} = 0,002$$

$$p_{cw} = 0,002 * 0,16 * 1.000 * 4 * \left[1 - \frac{1}{3} \cos^2(0)\right] * \cos(0) = 0,8 \text{ kg/m}^2$$

Luego, se calcula la presión hidrodinámica convectiva en el piso del tanque en una tira de longitud l

$$p_{cb} = Q_{cb}(x) * (A_h)_c * p * D$$

Donde

$Q_{cb}(x)$ = coeficiente de la presión hidrodinámica convectiva en la base, se puede obtener mediante la siguiente fórmula

$$Q_{cb}(x) = 1,125 * \left(\frac{x}{D} - \frac{4}{3} * \left(\frac{x}{D} \right)^3 \right) * sech \left(3,674 \frac{h}{D} \right)$$

$$Q_{cb}(x) = 1,125 * \left(\frac{4}{8} - \frac{4}{3} * \left(\frac{4}{8} \right)^3 \right) * sech \left(3,674 \frac{7}{4} \right) = 0,001$$

$$p_{cb} = 0,001 * 0,16 * 1.000 * 4 = 0,8 \text{ kg/m}^2$$

11.9.14 Presión debido a la inercia de la pared

La presión en la pared del tanque debido a su inercia se calcula de la siguiente manera

$$p_{ww} = (A_h)_i * t * p_m$$

Donde

t= grosor de la pared del tanque,

p_m= densidad del material de la pared del tanque

Si se tiene que t = 0,005 m y p_m = 7.850 kg/m³, entonces

$$p_{ww} = 0,60 * 0,005 * 7.850 = 24 \text{ kg/m}^2$$

Esta presión es uniformemente distribuida a lo largo de la altura de la pared del tanque.

11.9.15 Presión debido a la excitación vertical

La presión hidrodinámica en el tanque debido a la aceleración vertical del terreno se calcula con la siguiente fórmula

$$P_v = (A_v) * \left[p * h \left(1 - \frac{y}{h} \right) \right]$$

Donde

A_v= aceleración vertical del terreno y se calcula de la siguiente manera

$$A_v = \frac{2}{3} * FED * a_{ef}$$

En el caso del cálculo del período de vibración vertical (T_v), *el National Information Center of Earthquake Engineering* (2007) establece que “en ausencia de un análisis más refinado, el

período de la vibración vertical para todos los tipos de tanques debe ser de 0,3 segundos” (p. 49). De modo que, si se en cuenta lo anterior y dado que el sitio de cimentación es de tipo S_2 , se considera una ductilidad global de 1,5 y un $T_v = 0,3$ s, el factor espectral dinámico (FED) es igual a 1,77 según la figura 5.1 del código sísmico de Costa Rica. Respecto a la aceleración pico efectiva (a_{ef}), se tiene que es igual a 0,24 para una zona sísmica II, según la tabla 2.3 del código sísmico de Costa Rica. Con estos valores de FED y a_{ef} se realiza el cálculo de la aceleración vertical del terreno

$$A_v = \frac{2}{3} * 1,77 * 0,24 = 0,28$$

Ahora se realiza el cálculo de la presión hidrodinámica en el tanque debido a la aceleración vertical del terreno

$$P_v = 0,28 * \left[1 * 7 \left(1 - \frac{0}{7} \right) \right] = 1.980 \text{ kg/m}^2$$

11.9.16 Presión hidrodinámica máxima

La presión hidrodinámica máxima en la base de la pared del tanque se calcula con la siguiente fórmula

$$p = \sqrt{(P_{iw} + P_{ww})^2 + P_{cw}^2 + P_v^2}$$

$$p = \sqrt{(1.670 + 24)^2 + 0,8^2 + 1.980^2} = 2.600 \text{ kg/m}^2$$

La presión hidrodinámica máxima en la base de la pared del tanque es del 37,21 % de la presión hidrostática en la base (P_h), se consigue de la siguiente manera

$$P_h = p * h = 1.000 * 7 = 7.000 \text{ kg/m}^2$$

Según, el *National Information Center of Earthquake Engineering* (2007) “En la práctica, los tanques son diseñados por métodos en tensión. Cuando las fuerzas sísmicas son consideradas, la tensión permisible es aumentada en un 33 %” (p. 49). Por lo tanto, la presión hidrodinámica en este caso debe ser considerada el diseño final del tanque.

11.9.17 Altura de la ola de chapoteo

La altura máxima de la ola de chapoteo se logra de la siguiente manera

$$D_{\max} = (A_h)_c * R * \frac{D}{2}$$

Donde

R=factor de modificación de respuesta. De acuerdo con la tabla 28 del AWWA-D100, el valor de R es igual a 3.

$$D_{\max} = 0,16 * 3 * \frac{4}{2} = 0,94 \text{ m}$$

La altura de la ola de chapoteo es menor que el borde libre de 1 m, por lo que se afirma que el diseño cumple.

11.9.18 Elementos a tensión de la torre de soporte

Para los elementos sometidos a tensión, se toma como ejemplo uno de los elementos que conforman los arriostres. Su escogencia se debe a que posee la carga axial máxima en tensión y es ideal para comprobar los parámetros de demanda y capacidad de este y los demás elementos sometidos a cargas en tensión. El elemento seleccionado es un tubo tipo Pipe 3 SCH40 de acero A53 grado B y posee una carga axial ultima de 7.500 kg. Con estos datos se procede a revisar el estado límite de Falla por fluencia en el área gruesa del elemento con la siguiente fórmula:

$$\phi P_n: \phi F_y * A_g$$

Donde:

P_n = Capacidad de carga axial en tensión

ϕ = Factor de seguridad neto igual a 0,9

F_y = Esfuerzo de fluencia del acero A53 grado B

A_g = Área total transversal del perfil de acero

Se calcula la capacidad de carga axial en tensión:

$$\phi P_n = 0,9 * 2.460 * 13,36 = 29.580 \text{ kg}$$

Se compara la capacidad con la demanda del elemento

$$\phi P_n \geq P_u: 29.580 \text{ kg} \geq 7.500 \text{ kg}$$

Debido a que la igualdad se cumple, se afirma que los arriostres poseen la capacidad de soportar las cargas axiales en tensión.

11.9.19 Elementos a compresión de la torre de soporte

Para los elementos sometidos a compresión, se toma como ejemplo uno de los elementos que conforman las columnas. Su escogencia se debe a que posee la carga axial máxima en compresión y es ideal para comprobar los parámetros de demanda y capacidad de este y los demás elementos sometidos a cargas en compresión. Primero, se realizan los cálculos para determinar el área gruesa de acero mínima de diseño y a su vez el perfil de tubo tipo Pipe sugerido.

$$P_u: 24.150 \text{ kg}$$

Se logra el Área gruesa mínimo ($A_g \text{ min}$) de la siguiente manera

$$A_g \text{ min} = \frac{P_u}{\phi F_y} = \frac{24.150}{0,9 * 2.460} = 0,00109 \text{ m}^2$$

De acuerdo con el $A_g \text{ min}$ obtenido, se escoge el tubo tipo Pipe 5 SCH40 de acero A53 grado B para las barras que componen las columnas y se procede a utilizar el área gruesa de acero del perfil propuesto

$$A_g = 0,00259 \text{ m}^2$$

Se procede a calcular el cumplimiento del pandeo local. Primero, se buscan los valores límites de acuerdo con lo establecido a la tabla B4.1a del AISC 360-16. De acuerdo con el caso nueve de dicha tabla, se asume que

$$\lambda \text{ paredes} = 0,11 \frac{E}{F_y} \geq \frac{D}{t}$$

$$\lambda \text{ paredes} = 0,11 * \frac{2,1 \times 10^6}{2.460} = 93,90 \geq \frac{14,13}{0,65} = 21,73$$

Se determina que las paredes del tubo Pipe 5 propuesto no son esbeltas.

Lo siguiente es calcular el cumplimiento del pandeo flexionante. Primero, se determina la razón de esbeltez del elemento de la siguiente manera

$$\text{Razón de esbeltez} = \frac{k * l}{R}$$

Donde:

l: Longitud del elemento

K: Factor de longitud efectiva con un valor de 1 para elementos con rotación libre y traslación empotrada en ambas conexiones

R: Radio de giro del elemento

Resolviendo se tiene que:

$$\text{Razón de esbeltez} = \frac{1 * 400}{4,8} = 83,33$$

Luego, se determina la fórmula para el esfuerzo crítico (F_{cr}) de acuerdo con las siguientes condiciones:

$$\text{si } \frac{L_c}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}, \text{ entonces, } 83,33 \leq 137,61$$

Como la condición se cumple, se debe utilizar la siguiente fórmula para el esfuerzo crítico

$$\phi F_{cr} = \phi (0,658 \frac{F_y}{F_e}) F_y$$

Donde:

ϕ : Factor de seguridad neto de 0,9

Fe: Esfuerzo de Euler, se calcula con la siguiente fórmula:

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\frac{k * l^2}{r}} = \frac{\pi^2 * (2,1 * 10^6)}{83,33^2} = 248.723,98 \text{ kg/cm}^2$$

Luego se calcula el esfuerzo crítico:

$$\phi F_{cr} = 0,9 * (0,658^{\frac{2.460}{248.724}}) * 2.460 = 2.204,85 \text{ kg/cm}^2$$

Finalmente se calcula la capacidad:

$$\phi P_n = \phi F_{cr} * A_g = 2.204,85 * 25,87 = 57.030 \text{ kg}$$

Se compara la capacidad con las cargas últimas del elemento seleccionado

$$\phi P_n \geq P_u: 57.030 \text{ kg} \geq 24.150 \text{ kg}$$

11.10 Diseño de las cimentaciones

A continuación, se muestran los resultados de los cálculos correspondientes al diseño de las cimentaciones de tipo placa aislada. Cabe mencionar que los requerimientos mencionados en el standard AWWA-D100-11 han sido tomados en cuenta en este diseño. A pesar de que el diseño contempla las cuatro combinaciones de carga del Código Sísmico de Costa Rica, para la descripción de los siguientes procedimientos se toma una carga última (P_u) de 35.400 kg y un momento último (M_u) de 12 kg-m, los cuales, se obtienen de una de las columnas del modelo realizado en el programa SAP2000 y pertenecen a la combinación de cargas #2 del código sísmico de Costa Rica.

11.10.1 Excentricidad y presiones en el terreno

Debido a que las cimentaciones pueden estar sometidas a carga excéntrica, la distribución de presiones en el suelo se modifica y es necesario dimensionar la placa de manera que la carga esté dentro del tercio central para evitar esfuerzos de tracción del suelo. La excentricidad se define de la siguiente manera

$$e: \frac{P_u}{M_u} = \frac{35.400}{12} = 0,0003 \text{ m}$$

Dado que las medidas del largo (L) y la base (B) para las cimentaciones diseñadas son de 1,5 m, se realiza la comprobación de la condición en que los esfuerzos en el suelo se distribuyen en la cimentación mediante los siguientes cálculos

$$e < \frac{B}{6}, e = \frac{B}{6}, \frac{B}{6} < e < \frac{B}{2}$$

Cómo se cumple que $e = 0,0012 \text{ m} < B/6 = 0,17 \text{ m}$, es correcto afirmar que esta condición genera una distribución trapezoidal de esfuerzos en el suelo y el cálculo de la presión máxima ($q_{\text{máx}}$) y la presión mínima ($q_{\text{mín}}$) es preciso realizar con la siguiente fórmula

$$q_{\text{máx,mín}} = \frac{P}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right) \leq \phi_{\text{suelo}} * q_n$$

Donde

A= área de la cimentación

q_n = capacidad de soporte nominal del suelo según los parámetros en el sitio

Φ_{suelo} = factor de reducción para la capacidad soportante del suelo, el cual, se obtiene de la tabla 13.1 del código sísmico de Costa Rica.

Primero, se procede a realizar el cálculo del $q_{\text{máx}}$

$$q_{\text{máx}} = \frac{P}{A} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) = \frac{35.400}{1} \left(1 + \frac{6 * 0,0003}{1} \right) = 17.030 \text{ kg/m}^2$$

Luego, se establece el cálculo del $q_{\text{mín}}$

$$q_{\text{mín}} = \frac{P}{A} \left(1 - \frac{6e}{B} \right) = \frac{35.400}{1} \left(1 - \frac{6 * 0,0003}{1} \right) = 16.990 \text{ kg/m}^2$$

Con los valores de $q_{\text{máx}}$ y $q_{\text{mín}}$ obtenidos, se expresa que

$$\frac{q_{\text{mín}}}{q_{\text{máx}}} = \frac{16.990}{17.030} = 0,99$$

Con el resultado de esta relación de presiones, se busca en la tabla 13.1 del código sísmico de Costa Rica el factor de reducción para la capacidad soportante del suelo para la combinación #2. Como $q_{\text{mín}}/q_{\text{máx}} \geq 0,25$, el valor del Φ_{suelo} es igual a 0,45.

Para el cálculo de la q_n , como esta es equivalente a la carga última (q_u) utilizada en el código de Cimentaciones de Costa Rica, se afirma que

$$q_n = q_u = F.S * q_{\text{adm}}$$

Donde

F.S= factor de seguridad para capacidad de soporte del Código de Cimentaciones de Costa Rica

q_{adm} = capacidad de soporte máximo de trabajo o admisible

Se tiene un F.S igual a tres para una condición de carga estática y de acuerdo con el estudio de suelos elaborado en el sitio se tiene una q_{adm} de 19.000 kg/m², con lo que se calcula la q_n

$$q_n = 3 * 19.000 = 57.000 \text{ kg/m}^2$$

Por lo tanto, para soportar la carga última resultante de la combinación #2 se satisface la siguiente desigualdad

$$q_{\text{máx}} \leq \phi_{\text{suelo}} * q_n = 17.030 \frac{\text{kg}^2}{\text{m}} \leq 0,45 * 57.000 \frac{\text{kg}^2}{\text{m}} = 17.030 \frac{\text{kg}^2}{\text{m}} \leq 25.600 \text{ kg/m}^2$$

11.10.2 Diseño a flexión

Para el diseño a flexión se efectúa un análisis donde la carga P_u aplicada sobre la placa genera una presión uniforme del suelo sobre la cara inferior de la cimentación, la cual, tiende a levantar las porciones adyacentes a la columna.

Dado que los esfuerzos en el suelo se distribuyen de manera trapezoidal en el terreno desde la sección crítica, se procede a descomponer dichos esfuerzos aplicados en dos cargas distribuidas, una de ellas en forma rectangular y la otra en forma triangular.

Para obtener el valor de la presión del suelo sobre la placa en la sección crítica (q_1) se debe aplicar la siguiente fórmula

$$q_1 = \left(\frac{B - l}{l} \right) * (q_{\text{máx}} - q_{\text{mín}}) + q_{\text{mín}}$$

Donde

l = distancia desde la cara externa de la columna hasta la cara externa de la placa de cimentación.

$$q_1 = \left(\frac{1 - 0,60}{0,60} \right) * (17.030 - 16.990) + 17.030 = 17.020 \text{ kg/m}^2$$

Las cargas puntuales R_1 y R_2 se obtienen de la siguiente manera

$$R_1 = q_1 * l = 17.020 * 0,60 = 10.200 \text{ kg/m}^2$$

$$R_2 = 0,5 * l * (q_{\text{máx}} - q_1) = 0,5 * 0,60 * (17.030 - 17.020) = 5 \text{ kg/m}^2$$

La posición de las cargas puntuales respecto al eje X, X_1 y X_2 , se consiguen de la siguiente manera

$$X_1 = \frac{l}{2} = \frac{0,60}{2} = 0,30 \text{ m}$$

$$X_2 = \frac{2}{3} * l = \frac{2}{3} * 0,60 = 0,40 \text{ m}$$

El momento último para el diseño a flexión de la placa de cimentación se calcula así

$$M_{pl} = R_1 * X_1 + R_2 * X_2 = 10.200 * 0,30 + 5 * 0,40 = 3.070 \text{ kg * m}$$

El espesor propuesto (t_p) es de 0,3 m y un recubrimiento en la cara inferior de la placa de 0,075 m, por lo que el peralte efectivo (d) es igual a 0,225 m. Ahora, el área de acero requerido se calcula de la siguiente manera

$$A_{S_{\text{req}}} = \frac{M_{pl}}{(0,9)^2 * F_y * d} = \frac{3,07 * 10^5}{(0,9)^2 * 2.800 * 22,5} = 6,01 \text{ cm}^2/\text{m}$$

A su vez, el código ACI 318-19 del *American Concrete Institute* establece la siguiente condición para el área de acero mínimo requerido si el esfuerzo de fluencia (F_y) es de 2.800 kg/cm^2

$$A_{s_{\text{mín}}} = 0,20 * t_p = 0,2 * 30 = 6 \text{ cm}^2$$

Debido a que $A_{s_{\text{req}}} > A_{s_{\text{mín}}}$, se deben utilizar un mínimo de $6,01 \text{ cm}^2$ para el cálculo del acero de refuerzo de la cimentación. Por lo tanto, se propone una malla de varilla #4 cada $0,15 \text{ m}$ como acero de refuerzo, con un $A_{s_{\text{mín}}}$ igual a $8,60 \text{ cm}^2$.

11.10.3 Revisión a cortante en dos direcciones

Esta revisión consiste en determinar si el peralte efectivo de la placa es capaz de resistir el esfuerzo cortante por punzonamiento generado por la carga última aplicada en la columna, tanto en las caras paralelas a la base y el largo de la placa, a una distancia equivalente al valor del peralte efectivo.

Las medidas de m y n están dadas por las siguientes fórmulas

$$m = c_B + d$$

$$n = c_L + d$$

Donde

c_B = medida de la cara de la columna adyacente a la base de la placa

c_L = medida de la cara de la columna adyacente al largo de la placa

La relación que se debe cumplir es la siguiente

$$\phi V_c \geq V_u$$

Donde

Φ = factor de reducción de $0,75$

V_c =capacidad de esfuerzo cortante en el perímetro de los planos de falla

V_u = esfuerzo cortante último por punzonamiento

Para el cálculo del esfuerzo cortante último por punzonamiento se utiliza la siguiente fórmula

$$V_u = P_u - q_u * (c_B + d) * (c_L + d)$$

El valor de q_u proviene de la interpolación de los valores de las presiones últimas a los lados de la columna una distancia $d/2$ entre la cara de la columna y la presión. Si los valores de q_1 y q_2 son de 17.000 kg y 17.020 kg respectivamente, el valor de la interpolación entre ambos da como resultado un valor de $q_u=17.010$ kg. Ahora se procede a calcular el valor de V_u

$$V_u = 35.400 - 17.010 * (0,53) * (0,53) = 33.590 \text{ kg}$$

El valor de φV_c debe ser el menor resultado de las siguientes fórmulas

$$\varphi V_c = \varphi * 1,1 \sqrt{f'_c} * b_o * d$$

$$\varphi V_c = \varphi * 0,53 \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) * \sqrt{f'_c} * b_o * d$$

$$\varphi V_c = \varphi * 0,27 \left(2 + \frac{a_s * d}{b_o}\right) * \sqrt{f'_c} * b_o * d$$

Donde

Φ = factor de reducción de 0,75

a_s = parámetro de posición de la columna en la placa, para un cimiento con la columna en el centro de la placa el $a_s=40$

β_c = relación del lado largo al lado corto de la columna

b_o = perímetro de los planos de falla

Realizando los cálculos se tiene que

$$\varphi V_c = 0,75 * 1,1 \sqrt{210} * 210 * 22,5 = 56.490 \text{ kg}$$

$$\varphi V_c = 0,75 * 0,53 \left(1 + \frac{2}{1}\right) * \sqrt{210} * 210 * 22,5 = 81.650 \text{ kg}$$

$$\varphi V_c = 0,75 * 0,27 \left(2 + \frac{40 * 22,5}{290}\right) * \sqrt{210} * 210 * 22,5 = 87.150 \text{ kg}$$

Se realizan los cálculos de las tres fórmulas, siendo la primera de ellas la de menor valor con 56.490 kg. Por último, se efectúa la desigualdad para verificar el cumplimiento de la capacidad a cortante en dos direcciones de la placa

$$\phi V_c \geq V_u = 56.490 \text{ kg} \geq 33.590 \text{ kg}$$

Dado que la capacidad de esfuerzo cortante en el perímetro de los planos de falla es mayor al esfuerzo cortante último por punzonamiento, se afirma que la placa cumple en la revisión a cortante en dos direcciones.

11.10.4 Revisión a cortante en una dirección

Esta revisión consiste en la verificación del estado límite de falla por cortante unidireccional a lo largo de un plano en la placa a una distancia equivalente al valor del peralte efectivo entre la cara de la columna y el valor de la presión del terreno en ese punto.

Al igual que en la revisión a cortante de dos direcciones, la relación que se debe cumplir es la siguiente

$$\phi V_c \geq V_u$$

Donde el valor de ϕV_c se obtiene de la siguiente manera

$$\phi V_c = \phi * 0,53 \sqrt{f'_c} * (L * d)$$

$$\phi V_c = (0,75 * 0,53 \sqrt{210} * (150 * 22,5)) = 19.440 \text{ kg}$$

Para el valor de V_u se tiene que

$$V_u = q_u * L * (l - d) = 17,02 * 150 * (60 - 22,5) = 9.570 \text{ kg}$$

Se realiza la desigualdad para verificar el cumplimiento de la capacidad a cortante en una dirección de la placa

$$\phi V_c \geq V_u = 19.440 \text{ kg} \geq 9.570 \text{ kg}$$

Dado que la capacidad de esfuerzo cortante en el plano de falla es mayor al esfuerzo cortante último, se afirma que la placa cumple en la revisión a cortante en una dirección.

11.10.5 Diseño del pedestal

Para el diseño del pedestal se utiliza la carga última (P_u) de 35.400 kg para aproximar el área bruta de la columna (A_g) con la siguiente fórmula:

$$A_g: \frac{P_u}{0,40 * (f'_c + f_y * \rho_g)}$$

Donde

ρ_g = porcentaje de acero longitudinal de 0,016

$$A_g: \frac{35.400}{0,40 * (210 + 2.800 * 0,016)} = 347,3 \text{ cm}^2$$

Con el A_g obtenido, se propone un pedestal de 0,3 m de base (b) y 0,3 m de altura (h) con un A_g real de 900 cm^2 y un peralte efectivo de 0,24 m. La diferencia entre el área bruta calculada y el real se da para tomar en consideración el espacio que necesitan los anclajes de las conexiones entre el pedestal y la columna de acero de la torre de soporte. El área de acero mínimo requerido se averigua de la siguiente manera

$$A_{S_{\text{mín}}} = \rho_g * A_g = 0,016 * 900 = 14,4 \text{ cm}^2$$

Para cumplir el requerimiento de área de acero mínimo se proponen cuatro varillas #4 y cuatro varillas #6, con un área de acero longitudinal igual a 16,52 cm^2 .

Para el diseño a cortante del pedestal se proponen aros dobles de varilla #3, las cuales suponen un área de acero (A_v) de 2,84 cm^2 y una separación (s) de 7,5 cm. Dicha propuesta se comprueba con la siguiente igualdad

$$\phi V_n \geq V_u$$

Donde

Φ = factor de reducción de 0,75

V_n =capacidad de esfuerzo cortante

V_u = esfuerzo cortante último

El valor de ϕV_n se obtiene de la siguiente manera:

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s$$

Donde

ϕV_c = resistencia al cortante que aporta el concreto

ϕV_s = resistencia al cortante que aportan los aros

La resistencia al cortante que aporta el concreto se calcula así:

$$\phi V_c = \phi * 0,53 \sqrt{f'_c} * b * d = 0,75 * 0,53 * \sqrt{210} * 30 * 24 = 4.150 \text{ kg}$$

Ahora, se calcula la resistencia al cortante que aportan los aros:

$$\phi V_s = \frac{\phi * A_v * \sqrt{f_y} * d}{s} = \frac{0,75 * 2,84 * \sqrt{2.800} * 24}{7,5} = 19.080 \text{ kg}$$

El valor de la capacidad de esfuerzo cortante es:

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s = 4.150 + 19.080 = 23.230 \text{ kg}$$

De acuerdo con el análisis en SAP2000, el esfuerzo cortante último del elemento en estudio es de 1.200 kg. Después de calcular el cortante último de diseño de 21.200 kg se comprueba que es necesario utilizar este para la revisión de la desigualdad debido a que es el mayor de ambos. Por lo tanto, se tiene que:

$$\phi V_n \geq V_u = 23.230 \text{ kg} \geq 21.200 \text{ kg}$$

Dado que la desigualdad se cumple, la propuesta de diseño a cortante del pedestal es adecuado para los requerimientos de demanda de la estructura.

11.11 Indicadores generales

Para este proyecto se generan indicadores generales de materiales con el fin de dar visibilidad de las cantidades totales y agilizar la creación de un presupuesto detallado cuando el diseño final de la estructura de acero esté finalizado.

Tabla 6*Indicadores generales del proyecto*

| Componente | Metros cúbicos de concreto f'c 210 | Peso del acero de refuerzo (kg) | metros cuadrados de construcción | kilogramos totales | kg/m ² | metros lineales |
|---------------------|------------------------------------|---------------------------------|----------------------------------|--------------------|-------------------|-------------------|
| Cimientos | 2,88 | 169,16 | 9,00 | 6.840 | 760 | |
| Tubería PVC 50 mm | | | | | | 51 |
| Tubería PVC 150 mm | | | | | | 25 |
| Estructura de acero | | | 8,00 | 3.790 | 470 | |
| Tanque de acero | | | 12,57 | 5.250 | 420 | |
| | | | | Total, proyecto | 550 | kg/m ² |

Nota. Resultado de los indicadores para los diferentes componentes del proyecto.

Fuente de *elaboración propia.*

12. Conclusiones

- De acuerdo con los resultados de cálculo hidráulico, se propone una tubería de PVC de 0,050 m con 51 metros de longitud para la línea de aducción y una tubería de 0,15 m de PVC con 25 metros de longitud para la línea de interconexión. Para la selección de la bomba de succión se genera la curva de la bomba necesaria para elegir el equipo adecuado, según los datos del fabricante, con una potencia mínima de 1,85 kwh.
- Se realiza el prediseño de un tanque cilíndrico de 4 m de diámetro interno, 8 m de altura, un volumen de almacenamiento de $87,96 \text{ m}^3$ y un volumen total de $100,53 \text{ m}^3$, ligeramente mayor que el volumen de almacenamiento mínimo calculado de acuerdo con las especificaciones de la normativa técnica para diseño y construcción de sistemas de abastecimiento de agua potable, de saneamiento y pluvial del AyA que es de $86,8 \text{ m}^3$.
- Se produce un prediseño tipo cercha de 15 m de altura con arriostres de sección transversal Pipe 3 SCH40 de acero A53 grado B y columnas con tubo Pipe 5 SCH40 de acero A53 grado B.
- El diseño de las cimentaciones propuesto es de tipo zapata aislada de concreto $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ de 1,5 m de base, 1,5 m de longitud y 0,3 m de espesor con una profundidad de desplante de 0,5 m. El acero de refuerzo se compone de una malla con varillas #4 grado 40 con una separación de 0,15 m. Para el pedestal se propone una sección transversal de 0,3 m de base y 0,3 m de altura y una altura libre de 0,5 m. El acero de refuerzo se compone de cuatro varillas longitudinales #4 más cuatro varillas #6 grado 40, además, de acero transversal con aros de varilla #3 grado 40 con una separación de 0,075 m.

13. Recomendaciones

- De ser necesario un nuevo cálculo de potencia de la bomba se recomienda mantener la eficiencia de la bomba en un 60 % para asegurar una vida útil extendida del equipo.
- La relación de altura-base del tanque es posible modificar en el diseño final para analizar si una configuración distinta puede disminuir los valores de la presión hidrodinámica ejercida sobre su base.
- Se deben realizar los diseños de las conexiones de acuerdo con el AWWA D100-11 de los arriostres con las columnas, la torre de soporte con la base del tanque, la soldadura de los elementos del tanque y las columnas con los pedestales de las cimentaciones. Luego es necesario volver a revisar la capacidad final del diseño y los estados límites correspondientes.
- En el proceso de modelado de las conexiones en la estructura por medio de un software de análisis estructural es pertinente revisar la eficiencia de la estructura, con el fin de asegurar el tamaño correcto de los elementos seleccionados y optimizar el costo de los materiales.
- El administrador del sistema de abastecimiento de agua debe definir el sistema de potabilización deseado dentro del diseño final de la tubería de aducción para generar un cálculo preciso de los componentes necesarios y su correspondiente presupuesto.

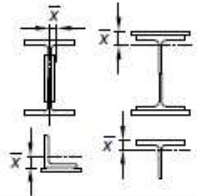
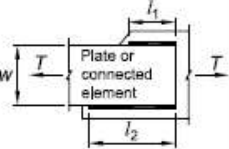
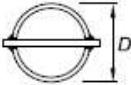
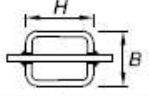
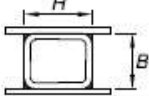
14. Referencias bibliográficas

- Adición de un párrafo al artículo 50 y de un transitorio al título XVIII, capítulo único, disposiciones transitorias, de la constitución política, para reconocer y garantizar el derecho humano de acceso al agua.* Ley N° 9849 (Última reforma a la Constitución Política). (2020). Costa Rica. Sistema Costarricense de Información Jurídica. http://www.pgrweb.go.cr/scij/Busqueda/Normativa/Normas/nrm_texto_completo.aspx?nValor1=1&nValor2=91812&nValor3=121262
- Amanco Wavin. *Ficha técnica tubería agua potable.* <https://amanco.cr/index.php/component/content/article/125-descargas/sistema-predial/365-tuberia-agua-potable?Itemid=101>
- American Institute of Steel Construction. (2016). *Specification for Structural Steel Buildings, AISC/ANSI 360-16.*
- American Water Works Association. (2011). *Welded Carbon Steel Tanks for Water Storage, AWWA D-100.*
- American Welding Society. (2016). *Structural Welding Code-Steel, AWS D.1.1-00.*
- Asociación Costarricense de Geotecnia. (2012). *Código de Cimentaciones de Costa Rica.* Editorial tecnológica de Costa Rica.
- Colegio Federado de Ingenieros y de Arquitectos de Costa Rica. (2010). *Código sísmico de Costa Rica (4ª Ed.).* Editorial tecnológica de Costa Rica.
- Castellanos Chajón, D. F. (2004). *Diseño del sistema de abastecimiento de agua potable para la comunidad San José Él Tesoro, municipio de Chisec, Alta Verapaz.* (Publicación n°172140818) [Tesis de licenciatura, Universidad de San Carlos de Guatemala]. <https://idoc.pub/documents/idocpub-mw11k567524j>
- Das B. M., (2012). *Fundamentos de ingeniería de cimentaciones (7ª Ed.).* Cengage Learning.
- Das B. M., (2015). *Fundamentos de ingeniería geotécnica (4ª Ed.).* Cengage Learning.
- Declaratoria del servicio de hidrantes como servicio público y reforma de leyes conexas.* Ley N° 8641. (2008). Costa Rica. Sistema Costarricense de Información Jurídica. http://www.pgrweb.go.cr/scij/Busqueda/Normativa/Normas/nrm_texto_completo.aspx?nValor1=1&nValor2=65477&nValor3=76521
- Gómez Cáceres I. A., (2007) *Calculo de estanques para el almacenamiento de agua, análisis comparativo de las normas API 650 y AWWA D-100.* [Tesis de licenciatura, Universidad de Talca]. https://sistemamid.com/panel/uploads/biblioteca/2014-07-15_11-26-20107080.pdf
- Hanson W, E., Peck R, B., Thornburn T, H. *Ingeniería de cimentaciones.* Limusa.
- Hernández Sampieri R., (2014). *Metodología de la investigación (6ª Ed.).* McGraw-Hill.
- Instituto Costarricense de Acueductos y Alcantarillados. (2017). *Norma técnica para diseño y construcción de sistemas de abastecimiento de agua potable, de saneamiento y pluvial.*

- Jiménez Delgado S. (2018). *Optimización, revisión estructural del sistema de soporte y diseño del proceso constructivo estándar de dos tanques metálicos elevados en Jerusalén de Sarapiquí*. [Tesis de licenciatura, Instituto Tecnológico de Costa Rica]. <https://hdl.handle.net/2238/10493>.
- Kassimali A., (2015). *Análisis Estructural (5ª Ed.)*. Cengage Learning.
- Ley del benemérito cuerpo de bomberos*. Ley n° 8228. (2008). Costa Rica. Sistema Costarricense de Información Jurídica. http://www.pgrweb.go.cr/scij/Busqueda/Normativa/Normas/nrm_texto_completo.aspx?nValor1=1&nValor2=48308&nValor3=86218
- Lossio Aricoché M. M., (2012). *Sistema de abastecimiento de agua potable para cuatro poblados rurales del distrito de Lancones*. Universidad de Piura. https://pirhua.udep.edu.pe/bitstream/handle/11042/2053/ICI_192.pdf?sequence=1
- McCormac J. C., Csernak S. F. (2012). *Diseño de Estructuras de Acero (5ª Ed.)*. Alfaomega.
- National Information Center of Earthquake Engineering. (2007). *IITK-GSDMA Guidelines for Seismic Design of Liquid Storage Tanks*.
- Quirós L., (2012). *Análisis y diseño de estructuras con SAP 2000 (1ª Ed.)*. Editorial Macro
- Suárez Vargas P., Vásquez Leiva C., Villegas Rojas P. (2010). *Diseño de un tanque elevado en acero para el abastecimiento de agua potable*. <https://vdocument.in/trabajo-final-diseno-tanque-elevado.html>
- Vásquez L. C., (2000). *Diseño y construcción de cimentaciones*. Universidad Nacional de Colombia. <https://www.medellin.unal.edu.co/~lgarza/cimentaciones/NDEC.pdf>

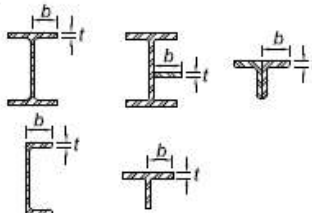
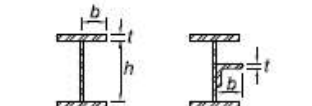
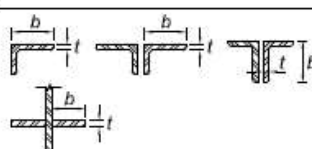
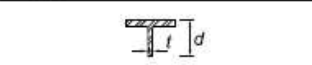
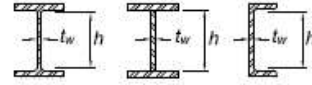
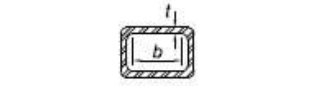
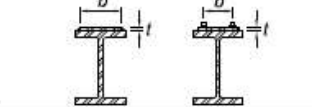
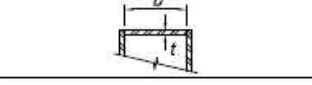
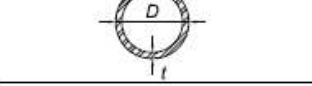
15. Anexos

Anexo 1: Factores de retraso de cortante para los conectores de los miembros a tensión.

| TABLE D3.1 Shear Lag Factors for Connections to Tension Members | | | |
|---|--|--|---|
| Case | Description of Element | Shear Lag Factor, U | Example |
| 1 | All tension members where the tension load is transmitted directly to each of the cross-sectional elements by fasteners or welds (except as in Cases 4, 5 and 6). | $U = 1.0$ | - |
| 2 | All tension members, except HSS, where the tension load is transmitted to some but not all of the cross-sectional elements by fasteners or by longitudinal welds in combination with transverse welds. Alternatively, Case 7 is permitted for W, M, S and HP shapes. (For angles, Case 8 is permitted to be used.) | $U = 1 - \frac{\bar{x}}{l}$ |  |
| 3 | All tension members where the tension load is transmitted only by transverse welds to some but not all of the cross-sectional elements. | $U = 1.0$ and $A_n =$ area of the directly connected elements | - |
| 4 ^[a] | Plates, angles, channels with welds at heels, tees, and W-shapes with connected elements, where the tension load is transmitted by longitudinal welds only. See Case 2 for definition of \bar{x} . | $U = \frac{3l^2}{3l^2 + w^2} \left(1 - \frac{\bar{x}}{l}\right)$ |  |
| 5 | Round HSS with a single concentric gusset plate through slots in the HSS. | $l \geq 1.3D, U = 1.0$ $D \leq l < 1.3D, U = 1 - \frac{\bar{x}}{l}$ $\bar{x} = \frac{D}{\pi}$ |  |
| 6 | Rectangular HSS. | | |
| | with a single concentric gusset plate | $l \geq H, U = 1 - \frac{\bar{x}}{l}$ $\bar{x} = \frac{B^2 + 2BH}{4(B+H)}$ |  |
| | with two side gusset plates | $l \geq H, U = 1 - \frac{\bar{x}}{l}$ $\bar{x} = \frac{B^2}{4(B+H)}$ |  |
| 7 | W-, M-, S- or HP-shapes, or tees cut from these shapes. (If U is calculated per Case 2, the larger value is permitted to be used.) | with flange connected with three or more fasteners per line in the direction of loading | $b_f \geq \frac{2}{3}d, U = 0.90$ $b_f < \frac{2}{3}d, U = 0.85$ |
| | | with web connected with four or more fasteners per line in the direction of loading | $U = 0.70$ |
| 8 | Single and double angles. (If U is calculated per Case 2, the larger value is permitted to be used.) | with four or more fasteners per line in the direction of loading | $U = 0.80$ |
| | | with three fasteners per line in the direction of loading (with fewer than three fasteners per line in the direction of loading, use Case 2) | $U = 0.60$ |
| <p>B = overall width of rectangular HSS member, measured 90° to the plane of the connection, in. (mm); D = outside diameter of round HSS, in. (mm); H = overall height of rectangular HSS member, measured in the plane of the connection, in. (mm); d = depth of section, in. (mm); for tees, d = depth of the section from which the tee was cut, in. (mm); l = length of connection, in. (mm); w = width of plate, in. (mm); \bar{x} = eccentricity of connection, in. (mm).</p> <p>^[a] $l = \frac{l_1 + l_2}{2}$, where l_1 and l_2 shall not be less than 4 times the weld size.</p> | | | |

De Specification for Structural Steel Buildings, AISC/ANSI 360-16. American Institute of Steel Construction, 2016.

Anexo 2: Tabla de Proporciones ancho-grosor para elementos en compresión sujetos a carga axial de compresión.

| TABLE B4.1a Width-to-Thickness Ratios: Compression Elements Members Subject to Axial Compression | | | | |
|---|---|--------------------------|--|--|
| Case | Description of Element | Width-to-Thickness Ratio | Limiting Width-to-Thickness Ratio λ_c (nonslender/slender) | Examples |
| Unstiffened Elements | 1 Flanges of rolled I-shaped sections, plates projecting from rolled I-shaped sections, outstanding legs of pairs of angles connected with continuous contact, flanges of channels, and flanges of tees | b/t | $0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ |  |
| | 2 Flanges of built-up I-shaped sections and plates or angle legs projecting from built-up I-shaped sections | b/t | $0.64 \sqrt{\frac{k_c E}{F_y}}$ [a] |  |
| | 3 Legs of single angles, legs of double angles with separators, and all other unstiffened elements | b/t | $0.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ |  |
| | 4 Stems of tees | d/t | $0.75 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ |  |
| Stiffened Elements | 5 Webs of doubly symmetric rolled and built-up I-shaped sections and channels | h/t_w | $1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ |  |
| | 6 Walls of rectangular HSS | b/t | $1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ |  |
| | 7 Flange cover plates and diaphragm plates between lines of fasteners or welds | b/t | $1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ |  |
| | 8 All other stiffened elements | b/t | $1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ |  |
| | 9 Round HSS | D/t | $0.11 \frac{E}{F_y}$ |  |

[a] $k_c = 4\sqrt{h/t_w}$, but shall not be taken less than 0.35 nor greater than 0.76 for calculation purposes.

De Specification for Structural Steel Buildings, AISC/ANSI 360-16. American Institute of Steel Construction, 2016.

Anexo 3: Valores de tensión críticos para miembros en compresión.

**Table 4-14
Available Critical Stress for
Compression Members**

| $\frac{L_c}{r}$ | $F_y = 35 \text{ ksi}$ | | $F_y = 36 \text{ ksi}$ | | $F_y = 46 \text{ ksi}$ | | $F_y = 50 \text{ ksi}$ | | $F_y = 65 \text{ ksi}$ | | $F_y = 70 \text{ ksi}$ | |
|-----------------|------------------------|-----------------|------------------------|-----------------|------------------------|-----------------|------------------------|-----------------|------------------------|-----------------|------------------------|-----------------|
| | F_{cr}/Ω_c | $\phi_c F_{cr}$ | F_{cr}/Ω_c | $\phi_c F_{cr}$ | F_{cr}/Ω_c | $\phi_c F_{cr}$ | F_{cr}/Ω_c | $\phi_c F_{cr}$ | F_{cr}/Ω_c | $\phi_c F_{cr}$ | F_{cr}/Ω_c | $\phi_c F_{cr}$ |
| | ksi | ksi | ksi | ksi | ksi | ksi | ksi | ksi | ksi | ksi | ksi | ksi |
| | ASD | LRFD | ASD | LRFD | ASD | LRFD | ASD | LRFD | ASD | LRFD | ASD | LRFD |
| 1 | 21.0 | 31.5 | 21.6 | 32.4 | 27.5 | 41.4 | 29.9 | 45.0 | 38.9 | 58.5 | 41.9 | 63.0 |
| 2 | 21.0 | 31.5 | 21.6 | 32.4 | 27.5 | 41.4 | 29.9 | 45.0 | 38.9 | 58.5 | 41.9 | 63.0 |
| 3 | 20.9 | 31.5 | 21.5 | 32.4 | 27.5 | 41.4 | 29.9 | 45.0 | 38.9 | 58.4 | 41.9 | 62.9 |
| 4 | 20.9 | 31.5 | 21.5 | 32.4 | 27.5 | 41.4 | 29.9 | 44.9 | 38.9 | 58.4 | 41.8 | 62.9 |
| 5 | 20.9 | 31.5 | 21.5 | 32.4 | 27.5 | 41.3 | 29.9 | 44.9 | 38.8 | 58.4 | 41.8 | 62.8 |
| 6 | 20.9 | 31.4 | 21.5 | 32.3 | 27.5 | 41.3 | 29.9 | 44.9 | 38.8 | 58.3 | 41.8 | 62.8 |
| 7 | 20.9 | 31.4 | 21.5 | 32.3 | 27.5 | 41.3 | 29.8 | 44.8 | 38.7 | 58.2 | 41.7 | 62.7 |
| 8 | 20.9 | 31.4 | 21.5 | 32.3 | 27.4 | 41.2 | 29.8 | 44.8 | 38.7 | 58.1 | 41.6 | 62.6 |
| 9 | 20.9 | 31.4 | 21.5 | 32.3 | 27.4 | 41.2 | 29.8 | 44.7 | 38.6 | 58.1 | 41.6 | 62.5 |
| 10 | 20.9 | 31.3 | 21.4 | 32.2 | 27.4 | 41.1 | 29.7 | 44.7 | 38.6 | 57.9 | 41.5 | 62.4 |
| 11 | 20.8 | 31.3 | 21.4 | 32.2 | 27.3 | 41.1 | 29.7 | 44.6 | 38.5 | 57.8 | 41.4 | 62.2 |
| 12 | 20.8 | 31.3 | 21.4 | 32.2 | 27.3 | 41.0 | 29.6 | 44.5 | 38.4 | 57.7 | 41.3 | 62.1 |
| 13 | 20.8 | 31.2 | 21.4 | 32.1 | 27.2 | 40.9 | 29.6 | 44.4 | 38.3 | 57.6 | 41.2 | 61.9 |
| 14 | 20.7 | 31.2 | 21.3 | 32.1 | 27.2 | 40.9 | 29.5 | 44.4 | 38.2 | 57.4 | 41.1 | 61.7 |
| 15 | 20.7 | 31.1 | 21.3 | 32.0 | 27.1 | 40.8 | 29.5 | 44.3 | 38.1 | 57.3 | 41.0 | 61.6 |
| 16 | 20.7 | 31.1 | 21.3 | 32.0 | 27.1 | 40.7 | 29.4 | 44.2 | 38.0 | 57.1 | 40.8 | 61.4 |
| 17 | 20.7 | 31.0 | 21.2 | 31.9 | 27.0 | 40.6 | 29.3 | 44.1 | 37.9 | 56.9 | 40.7 | 61.2 |
| 18 | 20.6 | 31.0 | 21.2 | 31.9 | 27.0 | 40.5 | 29.2 | 43.9 | 37.7 | 56.7 | 40.5 | 60.9 |
| 19 | 20.6 | 30.9 | 21.2 | 31.8 | 26.9 | 40.4 | 29.2 | 43.8 | 37.6 | 56.5 | 40.4 | 60.7 |
| 20 | 20.5 | 30.9 | 21.1 | 31.7 | 26.8 | 40.3 | 29.1 | 43.7 | 37.5 | 56.3 | 40.2 | 60.5 |
| 21 | 20.5 | 30.8 | 21.1 | 31.7 | 26.7 | 40.2 | 29.0 | 43.6 | 37.3 | 56.1 | 40.1 | 60.2 |
| 22 | 20.4 | 30.7 | 21.0 | 31.6 | 26.7 | 40.1 | 28.9 | 43.4 | 37.2 | 55.9 | 39.9 | 60.0 |
| 23 | 20.4 | 30.7 | 21.0 | 31.5 | 26.6 | 40.0 | 28.8 | 43.3 | 37.0 | 55.6 | 39.7 | 59.7 |
| 24 | 20.3 | 30.6 | 20.9 | 31.4 | 26.5 | 39.8 | 28.7 | 43.1 | 36.8 | 55.4 | 39.5 | 59.4 |
| 25 | 20.3 | 30.5 | 20.9 | 31.4 | 26.4 | 39.7 | 28.6 | 43.0 | 36.7 | 55.1 | 39.3 | 59.1 |
| 26 | 20.2 | 30.4 | 20.8 | 31.3 | 26.3 | 39.6 | 28.5 | 42.8 | 36.5 | 54.9 | 39.1 | 58.8 |
| 27 | 20.2 | 30.3 | 20.7 | 31.2 | 26.2 | 39.4 | 28.4 | 42.7 | 36.3 | 54.6 | 38.9 | 58.5 |
| 28 | 20.1 | 30.3 | 20.7 | 31.1 | 26.1 | 39.3 | 28.3 | 42.5 | 36.1 | 54.3 | 38.7 | 58.1 |
| 29 | 20.1 | 30.2 | 20.6 | 31.0 | 26.0 | 39.1 | 28.2 | 42.3 | 35.9 | 54.0 | 38.5 | 57.8 |
| 30 | 20.0 | 30.1 | 20.6 | 30.9 | 25.9 | 39.0 | 28.0 | 42.1 | 35.7 | 53.7 | 38.2 | 57.5 |
| 31 | 20.0 | 30.0 | 20.5 | 30.8 | 25.8 | 38.8 | 27.9 | 41.9 | 35.5 | 53.4 | 38.0 | 57.1 |
| 32 | 19.9 | 29.9 | 20.4 | 30.7 | 25.7 | 38.6 | 27.8 | 41.8 | 35.3 | 53.1 | 37.7 | 56.7 |
| 33 | 19.8 | 29.8 | 20.4 | 30.6 | 25.6 | 38.5 | 27.7 | 41.6 | 35.1 | 52.7 | 37.5 | 56.4 |
| 34 | 19.8 | 29.7 | 20.3 | 30.5 | 25.5 | 38.3 | 27.5 | 41.4 | 34.9 | 52.4 | 37.2 | 56.0 |
| 35 | 19.7 | 29.6 | 20.2 | 30.4 | 25.4 | 38.1 | 27.4 | 41.2 | 34.6 | 52.1 | 37.0 | 55.6 |
| 36 | 19.6 | 29.5 | 20.1 | 30.3 | 25.2 | 37.9 | 27.2 | 40.9 | 34.4 | 51.7 | 36.7 | 55.2 |
| 37 | 19.5 | 29.4 | 20.1 | 30.1 | 25.1 | 37.8 | 27.1 | 40.7 | 34.2 | 51.4 | 36.4 | 54.8 |
| 38 | 19.5 | 29.3 | 20.0 | 30.0 | 25.0 | 37.6 | 26.9 | 40.5 | 33.9 | 51.0 | 36.2 | 54.3 |
| 39 | 19.4 | 29.1 | 19.9 | 29.9 | 24.9 | 37.4 | 26.8 | 40.3 | 33.7 | 50.6 | 35.9 | 53.9 |
| 40 | 19.3 | 29.0 | 19.8 | 29.8 | 24.7 | 37.2 | 26.6 | 40.0 | 33.4 | 50.2 | 35.6 | 53.5 |
| | ASD | LRFD | | | | | | | | | | |
| | $\Omega_c = 1.67$ | $\phi_c = 0.90$ | | | | | | | | | | |

Table 4-14 (continued)
Available Critical Stress for
Compression Members

| $\frac{L_e}{r}$ | $F_y = 35$ ksi | | $F_y = 36$ ksi | | $F_y = 46$ ksi | | $F_y = 50$ ksi | | $F_y = 65$ ksi | | $F_y = 70$ ksi | |
|-----------------|-------------------|-----------------|-------------------|-----------------|-------------------|-----------------|-------------------|-----------------|-------------------|-----------------|-------------------|-----------------|
| | F_{cr}/Ω_c | $\phi_c F_{cr}$ | F_{cr}/Ω_c | $\phi_c F_{cr}$ | F_{cr}/Ω_c | $\phi_c F_{cr}$ | F_{cr}/Ω_c | $\phi_c F_{cr}$ | F_{cr}/Ω_c | $\phi_c F_{cr}$ | F_{cr}/Ω_c | $\phi_c F_{cr}$ |
| | ksi | ksi | ksi | ksi | ksi | ksi | ksi | ksi | ksi | ksi | ksi | ksi |
| | ASD | LRFD | ASD | LRFD | ASD | LRFD | ASD | LRFD | ASD | LRFD | ASD | LRFD |
| 41 | 19.2 | 28.9 | 19.7 | 29.7 | 24.6 | 37.0 | 26.5 | 39.8 | 33.2 | 49.9 | 35.3 | 53.0 |
| 42 | 19.2 | 28.8 | 19.6 | 29.5 | 24.5 | 36.8 | 26.3 | 39.5 | 32.9 | 49.5 | 35.0 | 52.6 |
| 43 | 19.1 | 28.7 | 19.6 | 29.4 | 24.3 | 36.6 | 26.2 | 39.3 | 32.6 | 49.1 | 34.7 | 52.1 |
| 44 | 19.0 | 28.5 | 19.5 | 29.3 | 24.2 | 36.3 | 26.0 | 39.1 | 32.4 | 48.7 | 34.4 | 51.7 |
| 45 | 18.9 | 28.4 | 19.4 | 29.1 | 24.0 | 36.1 | 25.8 | 38.8 | 32.1 | 48.3 | 34.1 | 51.2 |
| 46 | 18.8 | 28.3 | 19.3 | 29.0 | 23.9 | 35.9 | 25.6 | 38.5 | 31.8 | 47.8 | 33.8 | 50.7 |
| 47 | 18.7 | 28.1 | 19.2 | 28.9 | 23.8 | 35.7 | 25.5 | 38.3 | 31.6 | 47.4 | 33.4 | 50.3 |
| 48 | 18.6 | 28.0 | 19.1 | 28.7 | 23.6 | 35.4 | 25.3 | 38.0 | 31.3 | 47.0 | 33.1 | 49.8 |
| 49 | 18.5 | 27.9 | 19.0 | 28.5 | 23.4 | 35.2 | 25.1 | 37.7 | 31.0 | 46.6 | 32.8 | 49.3 |
| 50 | 18.4 | 27.7 | 18.9 | 28.4 | 23.3 | 35.0 | 24.9 | 37.5 | 30.7 | 46.1 | 32.5 | 48.8 |
| 51 | 18.3 | 27.6 | 18.8 | 28.3 | 23.1 | 34.8 | 24.8 | 37.2 | 30.4 | 45.7 | 32.1 | 48.3 |
| 52 | 18.3 | 27.4 | 18.7 | 28.1 | 23.0 | 34.5 | 24.6 | 36.9 | 30.1 | 45.2 | 31.8 | 47.8 |
| 53 | 18.2 | 27.3 | 18.6 | 28.0 | 22.8 | 34.3 | 24.4 | 36.7 | 29.8 | 44.8 | 31.4 | 47.3 |
| 54 | 18.1 | 27.1 | 18.5 | 27.8 | 22.6 | 34.0 | 24.2 | 36.4 | 29.5 | 44.3 | 31.1 | 46.7 |
| 55 | 18.0 | 27.0 | 18.4 | 27.6 | 22.5 | 33.8 | 24.0 | 36.1 | 29.2 | 43.9 | 30.8 | 46.2 |
| 56 | 17.9 | 26.8 | 18.3 | 27.5 | 22.3 | 33.5 | 23.8 | 35.8 | 28.9 | 43.4 | 30.4 | 45.7 |
| 57 | 17.7 | 26.7 | 18.2 | 27.3 | 22.1 | 33.3 | 23.6 | 35.5 | 28.6 | 43.0 | 30.1 | 45.2 |
| 58 | 17.6 | 26.5 | 18.1 | 27.1 | 22.0 | 33.0 | 23.4 | 35.2 | 28.3 | 42.5 | 29.7 | 44.6 |
| 59 | 17.5 | 26.4 | 17.9 | 27.0 | 21.8 | 32.8 | 23.2 | 34.9 | 28.0 | 42.0 | 29.4 | 44.1 |
| 60 | 17.4 | 26.2 | 17.8 | 26.8 | 21.6 | 32.5 | 23.0 | 34.6 | 27.6 | 41.5 | 29.0 | 43.6 |
| 61 | 17.3 | 26.0 | 17.7 | 26.6 | 21.4 | 32.2 | 22.8 | 34.3 | 27.3 | 41.1 | 28.6 | 43.0 |
| 62 | 17.2 | 25.9 | 17.6 | 26.5 | 21.3 | 32.0 | 22.6 | 34.0 | 27.0 | 40.6 | 28.3 | 42.5 |
| 63 | 17.1 | 25.7 | 17.5 | 26.3 | 21.1 | 31.7 | 22.4 | 33.7 | 26.7 | 40.1 | 27.9 | 42.0 |
| 64 | 17.0 | 25.5 | 17.4 | 26.1 | 20.9 | 31.4 | 22.2 | 33.4 | 26.4 | 39.6 | 27.6 | 41.4 |
| 65 | 16.9 | 25.4 | 17.3 | 25.9 | 20.7 | 31.2 | 22.0 | 33.0 | 26.0 | 39.2 | 27.2 | 40.9 |
| 66 | 16.8 | 25.2 | 17.1 | 25.8 | 20.5 | 30.9 | 21.8 | 32.7 | 25.7 | 38.7 | 26.8 | 40.3 |
| 67 | 16.7 | 25.0 | 17.0 | 25.6 | 20.4 | 30.6 | 21.6 | 32.4 | 25.4 | 38.2 | 26.5 | 39.8 |
| 68 | 16.5 | 24.9 | 16.9 | 25.4 | 20.2 | 30.3 | 21.4 | 32.1 | 25.1 | 37.7 | 26.1 | 39.2 |
| 69 | 16.4 | 24.7 | 16.8 | 25.2 | 20.0 | 30.1 | 21.1 | 31.8 | 24.8 | 37.2 | 25.7 | 38.7 |
| 70 | 16.3 | 24.5 | 16.7 | 25.0 | 19.8 | 29.8 | 20.9 | 31.4 | 24.4 | 36.7 | 25.4 | 38.2 |
| 71 | 16.2 | 24.3 | 16.5 | 24.8 | 19.6 | 29.5 | 20.7 | 31.1 | 24.1 | 36.2 | 25.0 | 37.6 |
| 72 | 16.1 | 24.2 | 16.4 | 24.7 | 19.4 | 29.2 | 20.5 | 30.8 | 23.8 | 35.7 | 24.7 | 37.1 |
| 73 | 16.0 | 24.0 | 16.3 | 24.5 | 19.2 | 28.9 | 20.3 | 30.5 | 23.5 | 35.3 | 24.3 | 36.5 |
| 74 | 15.8 | 23.8 | 16.2 | 24.3 | 19.1 | 28.6 | 20.1 | 30.2 | 23.1 | 34.8 | 23.9 | 36.0 |
| 75 | 15.7 | 23.6 | 16.0 | 24.1 | 18.9 | 28.4 | 19.8 | 29.8 | 22.8 | 34.3 | 23.6 | 35.4 |
| 76 | 15.6 | 23.4 | 15.9 | 23.9 | 18.7 | 28.1 | 19.6 | 29.5 | 22.5 | 33.8 | 23.2 | 34.9 |
| 77 | 15.5 | 23.3 | 15.8 | 23.7 | 18.5 | 27.8 | 19.4 | 29.2 | 22.2 | 33.3 | 22.8 | 34.3 |
| 78 | 15.4 | 23.1 | 15.6 | 23.5 | 18.3 | 27.5 | 19.2 | 28.8 | 21.8 | 32.8 | 22.5 | 33.8 |
| 79 | 15.2 | 22.9 | 15.5 | 23.3 | 18.1 | 27.2 | 19.0 | 28.5 | 21.5 | 32.3 | 22.1 | 33.3 |
| 80 | 15.1 | 22.7 | 15.4 | 23.1 | 17.9 | 26.9 | 18.8 | 28.2 | 21.2 | 31.8 | 21.8 | 32.7 |
| | ASD | LRFD | | | | | | | | | | |
| | $\Omega_c = 1.67$ | $\phi_c = 0.90$ | | | | | | | | | | |

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION

De Specification for Structural Steel Buildings, AISC/ANSI 360-16. American Institute of Steel Construction, 2016.

**Table 4-14 (continued)
Available Critical Stress for
Compression Members**

| $\frac{L_c}{r}$ | $F_y = 35$ ksi | | $F_y = 36$ ksi | | $F_y = 46$ ksi | | $F_y = 50$ ksi | | $F_y = 65$ ksi | | $F_y = 70$ ksi | |
|-----------------|-------------------|-----------------|-------------------|-----------------|-------------------|-----------------|-------------------|-----------------|-------------------|-----------------|-------------------|-----------------|
| | F_{cr}/Ω_c | $\phi_c F_{cr}$ | F_{cr}/Ω_c | $\phi_c F_{cr}$ | F_{cr}/Ω_c | $\phi_c F_{cr}$ | F_{cr}/Ω_c | $\phi_c F_{cr}$ | F_{cr}/Ω_c | $\phi_c F_{cr}$ | F_{cr}/Ω_c | $\phi_c F_{cr}$ |
| | ksi | ksi | ksi | ksi | ksi | ksi | ksi | ksi | ksi | ksi | ksi | ksi |
| | ASD | LRFD | ASD | LRFD | ASD | LRFD | ASD | LRFD | ASD | LRFD | ASD | LRFD |
| 41 | 19.2 | 28.9 | 19.7 | 29.7 | 24.6 | 37.0 | 26.5 | 39.8 | 33.2 | 49.9 | 35.3 | 53.0 |
| 42 | 19.2 | 28.8 | 19.6 | 29.5 | 24.5 | 36.8 | 26.3 | 39.5 | 32.9 | 49.5 | 35.0 | 52.6 |
| 43 | 19.1 | 28.7 | 19.6 | 29.4 | 24.3 | 36.6 | 26.2 | 39.3 | 32.6 | 49.1 | 34.7 | 52.1 |
| 44 | 19.0 | 28.5 | 19.5 | 29.3 | 24.2 | 36.3 | 26.0 | 39.1 | 32.4 | 48.7 | 34.4 | 51.7 |
| 45 | 18.9 | 28.4 | 19.4 | 29.1 | 24.0 | 36.1 | 25.8 | 38.8 | 32.1 | 48.3 | 34.1 | 51.2 |
| 46 | 18.8 | 28.3 | 19.3 | 29.0 | 23.9 | 35.9 | 25.6 | 38.5 | 31.8 | 47.8 | 33.8 | 50.7 |
| 47 | 18.7 | 28.1 | 19.2 | 28.9 | 23.8 | 35.7 | 25.5 | 38.3 | 31.6 | 47.4 | 33.4 | 50.3 |
| 48 | 18.6 | 28.0 | 19.1 | 28.7 | 23.6 | 35.4 | 25.3 | 38.0 | 31.3 | 47.0 | 33.1 | 49.8 |
| 49 | 18.5 | 27.9 | 19.0 | 28.5 | 23.4 | 35.2 | 25.1 | 37.7 | 31.0 | 46.6 | 32.8 | 49.3 |
| 50 | 18.4 | 27.7 | 18.9 | 28.4 | 23.3 | 35.0 | 24.9 | 37.5 | 30.7 | 46.1 | 32.5 | 48.8 |
| 51 | 18.3 | 27.6 | 18.8 | 28.3 | 23.1 | 34.8 | 24.8 | 37.2 | 30.4 | 45.7 | 32.1 | 48.3 |
| 52 | 18.3 | 27.4 | 18.7 | 28.1 | 23.0 | 34.5 | 24.6 | 36.9 | 30.1 | 45.2 | 31.8 | 47.8 |
| 53 | 18.2 | 27.3 | 18.6 | 28.0 | 22.8 | 34.3 | 24.4 | 36.7 | 29.8 | 44.8 | 31.4 | 47.3 |
| 54 | 18.1 | 27.1 | 18.5 | 27.8 | 22.6 | 34.0 | 24.2 | 36.4 | 29.5 | 44.3 | 31.1 | 46.7 |
| 55 | 18.0 | 27.0 | 18.4 | 27.6 | 22.5 | 33.8 | 24.0 | 36.1 | 29.2 | 43.9 | 30.8 | 46.2 |
| 56 | 17.9 | 26.8 | 18.3 | 27.5 | 22.3 | 33.5 | 23.8 | 35.8 | 28.9 | 43.4 | 30.4 | 45.7 |
| 57 | 17.7 | 26.7 | 18.2 | 27.3 | 22.1 | 33.3 | 23.6 | 35.5 | 28.6 | 43.0 | 30.1 | 45.2 |
| 58 | 17.6 | 26.5 | 18.1 | 27.1 | 22.0 | 33.0 | 23.4 | 35.2 | 28.3 | 42.5 | 29.7 | 44.6 |
| 59 | 17.5 | 26.4 | 17.9 | 27.0 | 21.8 | 32.8 | 23.2 | 34.9 | 28.0 | 42.0 | 29.4 | 44.1 |
| 60 | 17.4 | 26.2 | 17.8 | 26.8 | 21.6 | 32.5 | 23.0 | 34.6 | 27.6 | 41.5 | 29.0 | 43.6 |
| 61 | 17.3 | 26.0 | 17.7 | 26.6 | 21.4 | 32.2 | 22.8 | 34.3 | 27.3 | 41.1 | 28.6 | 43.0 |
| 62 | 17.2 | 25.9 | 17.6 | 26.5 | 21.3 | 32.0 | 22.6 | 34.0 | 27.0 | 40.6 | 28.3 | 42.5 |
| 63 | 17.1 | 25.7 | 17.5 | 26.3 | 21.1 | 31.7 | 22.4 | 33.7 | 26.7 | 40.1 | 27.9 | 42.0 |
| 64 | 17.0 | 25.5 | 17.4 | 26.1 | 20.9 | 31.4 | 22.2 | 33.4 | 26.4 | 39.6 | 27.6 | 41.4 |
| 65 | 16.9 | 25.4 | 17.3 | 25.9 | 20.7 | 31.2 | 22.0 | 33.0 | 26.0 | 39.2 | 27.2 | 40.9 |
| 66 | 16.8 | 25.2 | 17.1 | 25.8 | 20.5 | 30.9 | 21.8 | 32.7 | 25.7 | 38.7 | 26.8 | 40.3 |
| 67 | 16.7 | 25.0 | 17.0 | 25.6 | 20.4 | 30.6 | 21.6 | 32.4 | 25.4 | 38.2 | 26.5 | 39.8 |
| 68 | 16.5 | 24.9 | 16.9 | 25.4 | 20.2 | 30.3 | 21.4 | 32.1 | 25.1 | 37.7 | 26.1 | 39.2 |
| 69 | 16.4 | 24.7 | 16.8 | 25.2 | 20.0 | 30.1 | 21.1 | 31.8 | 24.8 | 37.2 | 25.7 | 38.7 |
| 70 | 16.3 | 24.5 | 16.7 | 25.0 | 19.8 | 29.8 | 20.9 | 31.4 | 24.4 | 36.7 | 25.4 | 38.2 |
| 71 | 16.2 | 24.3 | 16.5 | 24.8 | 19.6 | 29.5 | 20.7 | 31.1 | 24.1 | 36.2 | 25.0 | 37.6 |
| 72 | 16.1 | 24.2 | 16.4 | 24.7 | 19.4 | 29.2 | 20.5 | 30.8 | 23.8 | 35.7 | 24.7 | 37.1 |
| 73 | 16.0 | 24.0 | 16.3 | 24.5 | 19.2 | 28.9 | 20.3 | 30.5 | 23.5 | 35.3 | 24.3 | 36.5 |
| 74 | 15.8 | 23.8 | 16.2 | 24.3 | 19.1 | 28.6 | 20.1 | 30.2 | 23.1 | 34.8 | 23.9 | 36.0 |
| 75 | 15.7 | 23.6 | 16.0 | 24.1 | 18.9 | 28.4 | 19.8 | 29.8 | 22.8 | 34.3 | 23.6 | 35.4 |
| 76 | 15.6 | 23.4 | 15.9 | 23.9 | 18.7 | 28.1 | 19.6 | 29.5 | 22.5 | 33.8 | 23.2 | 34.9 |
| 77 | 15.5 | 23.3 | 15.8 | 23.7 | 18.5 | 27.8 | 19.4 | 29.2 | 22.2 | 33.3 | 22.8 | 34.3 |
| 78 | 15.4 | 23.1 | 15.6 | 23.5 | 18.3 | 27.5 | 19.2 | 28.8 | 21.8 | 32.8 | 22.5 | 33.8 |
| 79 | 15.2 | 22.9 | 15.5 | 23.3 | 18.1 | 27.2 | 19.0 | 28.5 | 21.5 | 32.3 | 22.1 | 33.3 |
| 80 | 15.1 | 22.7 | 15.4 | 23.1 | 17.9 | 26.9 | 18.8 | 28.2 | 21.2 | 31.8 | 21.8 | 32.7 |
| | ASD | LRFD | | | | | | | | | | |
| | $\Omega_c = 1.67$ | $\phi_c = 0.90$ | | | | | | | | | | |

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION

De Specification for Structural Steel Buildings, AISC/ANSI 360-16. American Institute of Steel Construction, 2016.

Table 4-14 (continued)
Available Critical Stress for
Compression Members

| | | $F_y = 35$ ksi | | $F_y = 36$ ksi | | $F_y = 46$ ksi | | $F_y = 50$ ksi | | $F_y = 65$ ksi | | $F_y = 70$ ksi | |
|-------------------|-------------------|-----------------|-------------------|-----------------|-------------------|-----------------|-------------------|-----------------|-------------------|-----------------|-------------------|-----------------|--|
| $\frac{L_c}{r}$ | F_{cr}/Ω_c | $\phi_c F_{cr}$ | F_{cr}/Ω_c | $\phi_c F_{cr}$ | F_{cr}/Ω_c | $\phi_c F_{cr}$ | F_{cr}/Ω_c | $\phi_c F_{cr}$ | F_{cr}/Ω_c | $\phi_c F_{cr}$ | F_{cr}/Ω_c | $\phi_c F_{cr}$ | |
| | ksi | ksi | ksi | ksi | ksi | ksi | ksi | ksi | ksi | ksi | ksi | ksi | |
| | ASD | LRFD | ASD | LRFD | ASD | LRFD | ASD | LRFD | ASD | LRFD | ASD | LRFD | |
| 121 | 9.91 | 14.9 | 10.0 | 15.0 | 10.3 | 15.4 | 10.3 | 15.4 | 10.3 | 15.4 | 10.3 | 15.4 | |
| 122 | 9.79 | 14.7 | 9.85 | 14.8 | 10.1 | 15.2 | 10.1 | 15.2 | 10.1 | 15.2 | 10.1 | 15.2 | |
| 123 | 9.67 | 14.5 | 9.72 | 14.6 | 9.94 | 14.9 | 9.94 | 14.9 | 9.94 | 14.9 | 9.94 | 14.9 | |
| 124 | 9.55 | 14.3 | 9.59 | 14.4 | 9.78 | 14.7 | 9.78 | 14.7 | 9.78 | 14.7 | 9.78 | 14.7 | |
| 125 | 9.43 | 14.2 | 9.47 | 14.2 | 9.62 | 14.5 | 9.62 | 14.5 | 9.62 | 14.5 | 9.62 | 14.5 | |
| 126 | 9.31 | 14.0 | 9.35 | 14.0 | 9.47 | 14.2 | 9.47 | 14.2 | 9.47 | 14.2 | 9.47 | 14.2 | |
| 127 | 9.19 | 13.8 | 9.22 | 13.9 | 9.32 | 14.0 | 9.32 | 14.0 | 9.32 | 14.0 | 9.32 | 14.0 | |
| 128 | 9.07 | 13.6 | 9.10 | 13.7 | 9.17 | 13.8 | 9.17 | 13.8 | 9.17 | 13.8 | 9.17 | 13.8 | |
| 129 | 8.95 | 13.4 | 8.98 | 13.5 | 9.03 | 13.6 | 9.03 | 13.6 | 9.03 | 13.6 | 9.03 | 13.6 | |
| 130 | 8.83 | 13.3 | 8.86 | 13.3 | 8.89 | 13.4 | 8.89 | 13.4 | 8.89 | 13.4 | 8.89 | 13.4 | |
| 131 | 8.71 | 13.1 | 8.73 | 13.1 | 8.76 | 13.2 | 8.76 | 13.2 | 8.76 | 13.2 | 8.76 | 13.2 | |
| 132 | 8.60 | 12.9 | 8.61 | 12.9 | 8.63 | 13.0 | 8.63 | 13.0 | 8.63 | 13.0 | 8.63 | 13.0 | |
| 133 | 8.48 | 12.7 | 8.49 | 12.8 | 8.50 | 12.8 | 8.50 | 12.8 | 8.50 | 12.8 | 8.50 | 12.8 | |
| 134 | 8.37 | 12.6 | 8.37 | 12.6 | 8.37 | 12.6 | 8.37 | 12.6 | 8.37 | 12.6 | 8.37 | 12.6 | |
| 135 | 8.25 | 12.4 | 8.25 | 12.4 | 8.25 | 12.4 | 8.25 | 12.4 | 8.25 | 12.4 | 8.25 | 12.4 | |
| 136 | 8.13 | 12.2 | 8.13 | 12.2 | 8.13 | 12.2 | 8.13 | 12.2 | 8.13 | 12.2 | 8.13 | 12.2 | |
| 137 | 8.01 | 12.0 | 8.01 | 12.0 | 8.01 | 12.0 | 8.01 | 12.0 | 8.01 | 12.0 | 8.01 | 12.0 | |
| 138 | 7.89 | 11.9 | 7.89 | 11.9 | 7.89 | 11.9 | 7.89 | 11.9 | 7.89 | 11.9 | 7.89 | 11.9 | |
| 139 | 7.78 | 11.7 | 7.78 | 11.7 | 7.78 | 11.7 | 7.78 | 11.7 | 7.78 | 11.7 | 7.78 | 11.7 | |
| 140 | 7.67 | 11.5 | 7.67 | 11.5 | 7.67 | 11.5 | 7.67 | 11.5 | 7.67 | 11.5 | 7.67 | 11.5 | |
| 141 | 7.56 | 11.4 | 7.56 | 11.4 | 7.56 | 11.4 | 7.56 | 11.4 | 7.56 | 11.4 | 7.56 | 11.4 | |
| 142 | 7.45 | 11.2 | 7.45 | 11.2 | 7.45 | 11.2 | 7.45 | 11.2 | 7.45 | 11.2 | 7.45 | 11.2 | |
| 143 | 7.35 | 11.0 | 7.35 | 11.0 | 7.35 | 11.0 | 7.35 | 11.0 | 7.35 | 11.0 | 7.35 | 11.0 | |
| 144 | 7.25 | 10.9 | 7.25 | 10.9 | 7.25 | 10.9 | 7.25 | 10.9 | 7.25 | 10.9 | 7.25 | 10.9 | |
| 145 | 7.15 | 10.7 | 7.15 | 10.7 | 7.15 | 10.7 | 7.15 | 10.7 | 7.15 | 10.7 | 7.15 | 10.7 | |
| 146 | 7.05 | 10.6 | 7.05 | 10.6 | 7.05 | 10.6 | 7.05 | 10.6 | 7.05 | 10.6 | 7.05 | 10.6 | |
| 147 | 6.96 | 10.5 | 6.96 | 10.5 | 6.96 | 10.5 | 6.96 | 10.5 | 6.96 | 10.5 | 6.96 | 10.5 | |
| 148 | 6.86 | 10.3 | 6.86 | 10.3 | 6.86 | 10.3 | 6.86 | 10.3 | 6.86 | 10.3 | 6.86 | 10.3 | |
| 149 | 6.77 | 10.2 | 6.77 | 10.2 | 6.77 | 10.2 | 6.77 | 10.2 | 6.77 | 10.2 | 6.77 | 10.2 | |
| 150 | 6.68 | 10.0 | 6.68 | 10.0 | 6.68 | 10.0 | 6.68 | 10.0 | 6.68 | 10.0 | 6.68 | 10.0 | |
| 151 | 6.59 | 9.91 | 6.59 | 9.91 | 6.59 | 9.91 | 6.59 | 9.91 | 6.59 | 9.91 | 6.59 | 9.91 | |
| 152 | 6.51 | 9.78 | 6.51 | 9.78 | 6.51 | 9.78 | 6.51 | 9.78 | 6.51 | 9.78 | 6.51 | 9.78 | |
| 153 | 6.42 | 9.65 | 6.42 | 9.65 | 6.42 | 9.65 | 6.42 | 9.65 | 6.42 | 9.65 | 6.42 | 9.65 | |
| 154 | 6.34 | 9.53 | 6.34 | 9.53 | 6.34 | 9.53 | 6.34 | 9.53 | 6.34 | 9.53 | 6.34 | 9.53 | |
| 155 | 6.26 | 9.40 | 6.26 | 9.40 | 6.26 | 9.40 | 6.26 | 9.40 | 6.26 | 9.40 | 6.26 | 9.40 | |
| 156 | 6.18 | 9.28 | 6.18 | 9.28 | 6.18 | 9.28 | 6.18 | 9.28 | 6.18 | 9.28 | 6.18 | 9.28 | |
| 157 | 6.10 | 9.17 | 6.10 | 9.17 | 6.10 | 9.17 | 6.10 | 9.17 | 6.10 | 9.17 | 6.10 | 9.17 | |
| 158 | 6.02 | 9.05 | 6.02 | 9.05 | 6.02 | 9.05 | 6.02 | 9.05 | 6.02 | 9.05 | 6.02 | 9.05 | |
| 159 | 5.95 | 8.94 | 5.95 | 8.94 | 5.95 | 8.94 | 5.95 | 8.94 | 5.95 | 8.94 | 5.95 | 8.94 | |
| 160 | 5.87 | 8.82 | 5.87 | 8.82 | 5.87 | 8.82 | 5.87 | 8.82 | 5.87 | 8.82 | 5.87 | 8.82 | |
| ASD | | LRFD | | | | | | | | | | | |
| $\Omega_c = 1.67$ | | $\phi_c = 0.90$ | | | | | | | | | | | |

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION

De Specification for Structural Steel Buildings, AISC/ANSI 360-16. American Institute of Steel Construction, 2016.

Table 4-14 (continued)
Available Critical Stress for
Compression Members

| $\frac{L_c}{r}$ | $F_y = 35$ ksi | | $F_y = 36$ ksi | | $F_y = 46$ ksi | | $F_y = 50$ ksi | | $F_y = 65$ ksi | | $F_y = 70$ ksi | |
|-------------------|-------------------|-----------------|-------------------|-----------------|-------------------|-----------------|-------------------|-----------------|-------------------|-----------------|-------------------|-----------------|
| | F_{cr}/Ω_c | $\phi_c F_{cr}$ | F_{cr}/Ω_c | $\phi_c F_{cr}$ | F_{cr}/Ω_c | $\phi_c F_{cr}$ | F_{cr}/Ω_c | $\phi_c F_{cr}$ | F_{cr}/Ω_c | $\phi_c F_{cr}$ | F_{cr}/Ω_c | $\phi_c F_{cr}$ |
| | ksi | ksi | ksi | ksi | ksi | ksi | ksi | ksi | ksi | ksi | ksi | ksi |
| | ASD | LRFD | ASD | LRFD | ASD | LRFD | ASD | LRFD | ASD | LRFD | ASD | LRFD |
| 161 | 5.80 | 8.72 | 5.80 | 8.72 | 5.80 | 8.72 | 5.80 | 8.72 | 5.80 | 8.72 | 5.80 | 8.72 |
| 162 | 5.73 | 8.61 | 5.73 | 8.61 | 5.73 | 8.61 | 5.73 | 8.61 | 5.73 | 8.61 | 5.73 | 8.61 |
| 163 | 5.66 | 8.50 | 5.66 | 8.50 | 5.66 | 8.50 | 5.66 | 8.50 | 5.66 | 8.50 | 5.66 | 8.50 |
| 164 | 5.59 | 8.40 | 5.59 | 8.40 | 5.59 | 8.40 | 5.59 | 8.40 | 5.59 | 8.40 | 5.59 | 8.40 |
| 165 | 5.52 | 8.30 | 5.52 | 8.30 | 5.52 | 8.30 | 5.52 | 8.30 | 5.52 | 8.30 | 5.52 | 8.30 |
| 166 | 5.45 | 8.20 | 5.45 | 8.20 | 5.45 | 8.20 | 5.45 | 8.20 | 5.45 | 8.20 | 5.45 | 8.20 |
| 167 | 5.39 | 8.10 | 5.39 | 8.10 | 5.39 | 8.10 | 5.39 | 8.10 | 5.39 | 8.10 | 5.39 | 8.10 |
| 168 | 5.33 | 8.00 | 5.33 | 8.00 | 5.33 | 8.00 | 5.33 | 8.00 | 5.33 | 8.00 | 5.33 | 8.00 |
| 169 | 5.25 | 7.89 | 5.25 | 7.89 | 5.25 | 7.89 | 5.25 | 7.89 | 5.25 | 7.89 | 5.25 | 7.89 |
| 170 | 5.20 | 7.82 | 5.20 | 7.82 | 5.20 | 7.82 | 5.20 | 7.82 | 5.20 | 7.82 | 5.20 | 7.82 |
| 171 | 5.14 | 7.73 | 5.14 | 7.73 | 5.14 | 7.73 | 5.14 | 7.73 | 5.14 | 7.73 | 5.14 | 7.73 |
| 172 | 5.08 | 7.64 | 5.08 | 7.64 | 5.08 | 7.64 | 5.08 | 7.64 | 5.08 | 7.64 | 5.08 | 7.64 |
| 173 | 5.02 | 7.55 | 5.02 | 7.55 | 5.02 | 7.55 | 5.02 | 7.55 | 5.02 | 7.55 | 5.02 | 7.55 |
| 174 | 4.96 | 7.46 | 4.96 | 7.46 | 4.96 | 7.46 | 4.96 | 7.46 | 4.96 | 7.46 | 4.96 | 7.46 |
| 175 | 4.91 | 7.38 | 4.91 | 7.38 | 4.91 | 7.38 | 4.91 | 7.38 | 4.91 | 7.38 | 4.91 | 7.38 |
| 176 | 4.85 | 7.29 | 4.85 | 7.29 | 4.85 | 7.29 | 4.85 | 7.29 | 4.85 | 7.29 | 4.85 | 7.29 |
| 177 | 4.80 | 7.21 | 4.80 | 7.21 | 4.80 | 7.21 | 4.80 | 7.21 | 4.80 | 7.21 | 4.80 | 7.21 |
| 178 | 4.74 | 7.13 | 4.74 | 7.13 | 4.74 | 7.13 | 4.74 | 7.13 | 4.74 | 7.13 | 4.74 | 7.13 |
| 179 | 4.69 | 7.05 | 4.69 | 7.05 | 4.69 | 7.05 | 4.69 | 7.05 | 4.69 | 7.05 | 4.69 | 7.05 |
| 180 | 4.64 | 6.97 | 4.64 | 6.97 | 4.64 | 6.97 | 4.64 | 6.97 | 4.64 | 6.97 | 4.64 | 6.97 |
| 181 | 4.59 | 6.90 | 4.59 | 6.90 | 4.59 | 6.90 | 4.59 | 6.90 | 4.59 | 6.90 | 4.59 | 6.90 |
| 182 | 4.54 | 6.82 | 4.54 | 6.82 | 4.54 | 6.82 | 4.54 | 6.82 | 4.54 | 6.82 | 4.54 | 6.82 |
| 183 | 4.49 | 6.75 | 4.49 | 6.75 | 4.49 | 6.75 | 4.49 | 6.75 | 4.49 | 6.75 | 4.49 | 6.75 |
| 184 | 4.44 | 6.67 | 4.44 | 6.67 | 4.44 | 6.67 | 4.44 | 6.67 | 4.44 | 6.67 | 4.44 | 6.67 |
| 185 | 4.39 | 6.60 | 4.39 | 6.60 | 4.39 | 6.60 | 4.39 | 6.60 | 4.39 | 6.60 | 4.39 | 6.60 |
| 186 | 4.34 | 6.53 | 4.34 | 6.53 | 4.34 | 6.53 | 4.34 | 6.53 | 4.34 | 6.53 | 4.34 | 6.53 |
| 187 | 4.30 | 6.46 | 4.30 | 6.46 | 4.30 | 6.46 | 4.30 | 6.46 | 4.30 | 6.46 | 4.30 | 6.46 |
| 188 | 4.25 | 6.39 | 4.25 | 6.39 | 4.25 | 6.39 | 4.25 | 6.39 | 4.25 | 6.39 | 4.25 | 6.39 |
| 189 | 4.21 | 6.32 | 4.21 | 6.32 | 4.21 | 6.32 | 4.21 | 6.32 | 4.21 | 6.32 | 4.21 | 6.32 |
| 190 | 4.16 | 6.26 | 4.16 | 6.26 | 4.16 | 6.26 | 4.16 | 6.26 | 4.16 | 6.26 | 4.16 | 6.26 |
| 191 | 4.12 | 6.19 | 4.12 | 6.19 | 4.12 | 6.19 | 4.12 | 6.19 | 4.12 | 6.19 | 4.12 | 6.19 |
| 192 | 4.08 | 6.13 | 4.08 | 6.13 | 4.08 | 6.13 | 4.08 | 6.13 | 4.08 | 6.13 | 4.08 | 6.13 |
| 193 | 4.04 | 6.06 | 4.04 | 6.06 | 4.04 | 6.06 | 4.04 | 6.06 | 4.04 | 6.06 | 4.04 | 6.06 |
| 194 | 3.99 | 6.00 | 3.99 | 6.00 | 3.99 | 6.00 | 3.99 | 6.00 | 3.99 | 6.00 | 3.99 | 6.00 |
| 195 | 3.95 | 5.94 | 3.95 | 5.94 | 3.95 | 5.94 | 3.95 | 5.94 | 3.95 | 5.94 | 3.95 | 5.94 |
| 196 | 3.91 | 5.88 | 3.91 | 5.88 | 3.91 | 5.88 | 3.91 | 5.88 | 3.91 | 5.88 | 3.91 | 5.88 |
| 197 | 3.87 | 5.82 | 3.87 | 5.82 | 3.87 | 5.82 | 3.87 | 5.82 | 3.87 | 5.82 | 3.87 | 5.82 |
| 198 | 3.83 | 5.76 | 3.83 | 5.76 | 3.83 | 5.76 | 3.83 | 5.76 | 3.83 | 5.76 | 3.83 | 5.76 |
| 199 | 3.80 | 5.70 | 3.80 | 5.70 | 3.80 | 5.70 | 3.80 | 5.70 | 3.80 | 5.70 | 3.80 | 5.70 |
| 200 | 3.76 | 5.65 | 3.76 | 5.65 | 3.76 | 5.65 | 3.76 | 5.65 | 3.76 | 5.65 | 3.76 | 5.65 |
| ASD | LRFD | | | | | | | | | | | |
| $\Omega_c = 1.67$ | $\phi_c = 0.90$ | | | | | | | | | | | |

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION

De Specification for Structural Steel Buildings, AISC/ANSI 360-16. American Institute of Steel Construction, 2016.

16. Glosario

Abastecimiento: Acción o actividad consistente en suministrar a alguien o a algo bienes necesarios. Cuando el abastecimiento lo lleva a cabo la Administración pública, está configurado como un servicio público, como sucede en el abastecimiento de agua a la población. En ese caso, el abastecimiento se define como el conjunto de instalaciones para la captación, conducción, tratamiento de potabilización, almacenamiento, transporte y distribución del agua de consumo humano hasta las acometidas de los consumidores, con la dotación y calidad previstas en esta disposición

Acero: El acero es un metal que se deriva de la aleación entre el hierro y el carbono. Se caracteriza por su resistencia y porque se puede trabajar en caliente, es decir, solamente en estado líquido. El uso de acero en estructuras para proyectos de Ingeniería Civil es una práctica que lleva muchos años en el mercado. A pesar de su elevado costo, el acero presenta beneficios que ningún otro material ha logrado equiparar.

Aducción: Un sistema de aducción se caracteriza por contener un conjunto de elementos que pueden ser tuberías, canales, túneles y otros dispositivos que permitan el transporte de agua desde el punto de captación hasta un tanque de almacenamiento o planta de tratamiento o si las condiciones son buenas hasta el primer punto antes de la distribución de agua en la red.

Agua cruda: Agua que ha de ser tratada antes de convertirse en agua potable. También llamada agua bruta.

Agua del subsuelo: Agua existente en el subsuelo, procedente del agua superficial infiltrada que, además, alimenta a pozos y manantiales. También, llamada agua freática.

Captación: Acción y efecto de obtener o recoger convenientemente el agua.

Caudal: En dinámica de fluidos, caudal es la cantidad de fluido que circula a través de una sección del ducto por unidad de tiempo. Normalmente se identifica con el flujo volumétrico o volumen que pasa por un área dada en la unidad de tiempo.

Cimentación: es un grupo de elementos estructurales y su misión es transmitir las cargas de la construcción o elementos apoyados a este al suelo distribuyéndolas de forma que no superen su presión admisible ni produzcan cargas zonales.

CPT: Las siglas CPT hacen referencia a la denominación inglesa *Cone Penetration Test* o Ensayo de Penetración de Cono (ASTM D3441). Estos ensayos consisten en la introducción de una puntaza de geometría cónica mediante un empuje o carga variable, tal que posibilite una velocidad de avance constante en la progresión del dispositivo. Durante la penetración se determina la resistencia al avance de la puntaza, mediante la lectura de un manómetro acoplado al circuito hidráulico que proporciona la carga sobre el varillaje, o de una célula de carga interpuesta entre el dispositivo de empuje y el varillaje de penetración. Los resultados del ensayo CPT / CPTu proporcionan una medida indirecta, continua o discontinua de los parámetros intrínsecos de resistencia (cohesión, fricción interna) y deformabilidad del terreno (módulo de deformación), determinándose estos descriptores a partir de correlaciones empíricas con una excelente aproximación a la realidad.

Estructura: En construcción, es el nombre que recibe el conjunto de elementos, unidos, ensamblados o conectados entre sí, que tienen la función de recibir cargas, soportar esfuerzos y transmitir esas cargas al suelo, garantizando así la función estático - resistente de la construcción.

Experimento: Una acepción particular de experimento, más armónica con un sentido científico del término, se refiere a un estudio en el que se manipulan intencionalmente una o más variables independientes (supuestas causas antecedentes), para analizar las consecuencias que la manipulación tiene sobre una o más variables dependientes (supuestos efectos consecuentes), dentro de una situación de control para el investigador.

Mantenimiento: En términos generales por mantenimiento se designa al conjunto de acciones que tienen como objetivo mantener un artículo o restaurarlo a un estado en el cual el mismo pueda desplegar la función requerida o las que venía desplegando hasta el momento en que se dañó, en caso que haya sufrido alguna rotura que hizo que necesite del pertinente mantenimiento y arreglo.

Modelación: Reproducción de las propiedades del objeto que se investiga en otro análogo que se construye según determinadas reglas. Este objeto análogo se nombra modelo. La modelación facilita el análisis de los procesos del original en aquellos casos en que resulta caro, difícil o imposible, investigar los objetos reales. Algunas ventajas del modelo estriban en la facilidad de su preparación, en la posibilidad de modificar rápidamente y a voluntad su régimen

de trabajo y sus características o en la posibilidad de realizar las mediciones necesarias en un laboratorio.

Normativa: Se conoce como normativa a la norma o conjunto de normas que guían, dirigen y ajustan el comportamiento de un individuo, organización, materia y/o actividad. En la normativa se establece las políticas y reglas que regulan la actividad y materia de una organización, institución, actividad, por lo que el incumplimiento y violación de la misma acarrea un castigo que puede ser el cumplimiento de una pena pecuniaria o privativa de libertad.

Presupuesto: Se llama presupuesto al cálculo, planificación y formulación anticipada de los gastos e ingresos de una actividad económica. Es un plan de acción dirigido a cumplir con un objetivo previsto, indicado en términos financieros, el cual, debe cumplirse en determinado tiempo, por lo general anual y en ciertas condiciones.

Tanque: Las instalaciones de almacenamiento, conocidas como tanques, torres, cisternas o reservorios, por un lado, brindan almacenamiento para el agua tratada antes de su distribución para fines domésticos y de consumo, y por otro, equilibran las fluctuaciones en la cantidad y calidad del agua. Esto se hace almacenando agua durante los momentos en que hay poca demanda, por ejemplo, por la noche, y asegurándose de que haya suficiente agua para los momentos de mayor demanda, es decir, cuando muchas personas necesitan agua al mismo tiempo.

TRIBUNAL EXAMINADOR

Este proyecto titulado: Diseño preliminar de tanque elevado de acero para abastecimiento de agua en el proyecto de interés social Flor del Roble, en la comunidad de El Parque en Los Chiles, Alajuela, por el (la) estudiante: WALLACE SALGADO JEFFRY STEVEN, fue aprobado por el Tribunal Examinador de la carrera de Ingeniería Civil de la Universidad Latina, Sede Heredia, como requisito para optar por el grado de Licenciatura en Ingeniería Civil:

**ALBERTO
GONZALEZ
SOLERA
(FIRMA)**

Firmado digitalmente por ALBERTO GONZALEZ SOLERA (FIRMA)
Nombre de reconocimient (DN):
serialNumber=CPF-01-0919-0803,
sn=GONZALEZ SOLERA,
givenName=ALBERTO, c=CR, o=PERSONA FISICA, ou=CIUDADANO, cn=ALBERTO GONZALEZ SOLERA (FIRMA)
Fecha: 2022.12.22 12:33:18 -06'00'
Versión de Adobe Acrobat: 2015.007.00000

Ing. Alberto González Solera
Tutor

**LEONARDO
MOYA
GONZALEZ
(FIRMA)**

Firmado digitalmente por LEONARDO MOYA GONZALEZ (FIRMA)
DN: SERIALNUMBER=CPF-01-0405-0491, SN=MOYA GONZALEZ, G=LEONARDO, C=CR, O=PERSONA FISICA, OU=CIUDADANO, CN=LEONARDO MOYA GONZALEZ (FIRMA)
Razón: Soy el autor de este documento
Ubicación:
Fecha: 2022.12.22 12:54:05-06'00'
Foxit PDF Reader Version: 12.1.0

Ing. Leonardo Moya González
Lector

**PABLO JOSE
TORRES
MORALES
(FIRMA)**

Digitally signed by
PABLO JOSE
TORRES MORALES
(FIRMA)
Date: 2022.12.22
11:27:46 -06'00'

Pablo Torres Morales
Representante

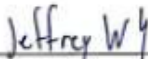
DECLARACIÓN JURADA

Yo, Jeffry Steven Wallace Salgado, cedula 01-1457-0789, estudiante de la Universidad Latina de Costa Rica, declaro bajo la fe de juramento y consciente de las responsabilidades penales de este acto, que soy Autor Intelectual del Proyecto de Graduación titulado:

Diseño preliminar de tanque elevado de acero para abastecimiento de agua en el proyecto de interés social Flor del Roble, en la comunidad de El Parque en Los Chiles, Alajuela

Por lo que libero a la Universidad de cualquier responsabilidad en caso de que mi declaración sea falsa.

Firmo en Heredia, 04 de enero del 2023


Jeffrey Wallace Salgado

Revisión filológica

Santo Domingo de Heredia, 30 de diciembre del 2022

Universidad Latina de Costa Rica
Facultad de Ingenierías
Escuela de Ingeniería Civil

Universidad Latina de Costa Rica.

En mi condición de profesional colegiado en el Área de la Filología, doy fe de que se ha leído, revisado y corregido totalmente el Trabajo Final de Graduación titulado: *Diseño preliminar de tanque elevado de acero para abastecimiento cortanao de agua en el proyecto de interés social Flor del Roble, en la comunidad de El Parque en Los Chiles, Alajuela*, elaborado por el sustentante, Jeffry Wallace Salgado, cédula número 114570789; proyecto final de graduación para optar por el grado académico de Licenciatura en Ingeniería Civil.

Se ha revisado la estructura gramatical, corrección de errores como cacofonías, redundancias, dequeísmos, acentuación, puntuación, ortografía, construcción de párrafos, vicios del lenguaje y otros aspectos relacionados con el campo filológico y textual, que se manifestaron en el documento escrito. Desde ese punto de vista, se considera que, con las correcciones realizadas en el documento, está listo para ser presentado como trabajo final de graduación; por cuanto cumple con los requisitos establecidos por la Universidad Latina de Costa Rica.

Atentamente,



Lic. Rosa María Segura Ortega
Mery Segura Ortega
Filóloga
Cédula 302850477
Carné de asociada al COLYPRO #82701
Carné de asociada al ACFIL #0130
Contacto 88343206
Dirección electrónica: merysegura1629@gmail.com

Licencia De Distribución No Exclusiva (carta de la persona autora para uso didáctico)
Universidad Latina de Costa Rica

Yo (Nosotros): Jeffrey Wallace Salgado

De la Carrera / Programa: Licenciatura en ingeniería civil

Modalidad de TFG: Proyecto

Titulado: Diseño preliminar de tanque elevado de acero para abastecimiento de agua en el proyecto de interés social Flor del Roble, en la comunidad de El Parque en Los Chiles, Alajuela

Al firmar y enviar esta licencia, usted, el autor (es) y/o propietario (en adelante el "AUTOR"), declara lo siguiente: **PRIMERO:** Ser titular de todos los derechos patrimoniales de autor, o contar con todas las autorizaciones pertinentes de los titulares de los derechos patrimoniales de autor, en su caso, necesarias para la cesión del trabajo original del presente TFG (en adelante la "OBRA"). **SEGUNDO:** El AUTOR autoriza y cede a favor de la UNIVERSIDAD U LATINA S.R.L. con cédula jurídica número 3-102-177510 (en adelante la "UNIVERSIDAD"), quien adquiere la totalidad de los derechos patrimoniales de la OBRA necesarios para usar y reusar, publicar y republicar y modificar o alterar la OBRA con el propósito de divulgar de manera digital, de forma perpetua en la comunidad universitaria. **TERCERO:** El AUTOR acepta que la cesión se realiza a título gratuito, por lo que la UNIVERSIDAD no deberá abonar al autor retribución económica y/o patrimonial de ninguna especie. **CUARTO:** El AUTOR garantiza la originalidad de la OBRA, así como el hecho de que goza de la libre disponibilidad de los derechos que cede. En caso de impugnación de los derechos autorales o reclamaciones instadas por terceros relacionadas con el contenido o la autoría de la OBRA, la responsabilidad que pudiera derivarse será exclusivamente de cargo del AUTOR y este garantiza mantener indemne a la UNIVERSIDAD ante cualquier reclamo de algún tercero. **QUINTO:** El AUTOR se compromete a guardar confidencialidad sobre los alcances de la presente cesión, incluyendo todos aquellos temas que sean de orden meramente institucional o de organización interna de la UNIVERSIDAD. **SEXTO:** La presente autorización y cesión se registrará por las leyes de la República de Costa Rica. Todas las controversias, diferencias, disputas o reclamos que pudieran derivarse de la presente cesión y la materia a la que este se refiere, su ejecución, incumplimiento, liquidación, interpretación o validez, se resolverán por medio de los Tribunales de Justicia de la República de Costa Rica, a cuyas normas se someten el AUTOR y la UNIVERSIDAD, en forma voluntaria e incondicional. **SÉPTIMO:** El AUTOR acepta que la UNIVERSIDAD, no se hace responsable del uso, reproducciones, venta y distribuciones de todo tipo de fotografías, audios, imágenes, grabaciones, o cualquier otro tipo de

presentación relacionado con la **OBRA**, y el **AUTOR**, está consciente de que no recibirá ningún tipo de compensación económica por parte de la **UNIVERSIDAD**, por lo que el **AUTOR** haya realizado antes de la firma de la presente autorización y cesión. **OCTAVO**: El **AUTOR** concede a **UNIVERSIDAD.**, el derecho no exclusivo de reproducción, traducción y/o distribuir su envío (incluyendo el resumen) en todo el mundo en formato impreso y electrónico y en cualquier medio, incluyendo, pero no limitado a audio o video. El **AUTOR** acepta que **UNIVERSIDAD.** puede, sin cambiar el contenido, traducir la **OBRA** a cualquier lenguaje, medio o formato con fines de conservación. **NOVENO**: El **AUTOR** acepta que **UNIVERSIDAD** puede conservar más de una copia de este envío de la **OBRA** por fines de seguridad, respaldo y preservación. El **AUTOR** declara que el envío de la **OBRA** es su trabajo original y que tiene el derecho a otorgar los derechos contenidos en esta licencia. **DÉCIMO**: El **AUTOR** manifiesta que la **OBRA** y/o trabajo original no infringe derechos de autor de cualquier persona. Si el envío de la **OBRA** contiene material del que no posee los derechos de autor, el **AUTOR** declara que ha obtenido el permiso irrestricto del propietario de los derechos de autor para otorgar a **UNIVERSIDAD** los derechos requeridos por esta licencia, y que dicho material de propiedad de terceros está claramente identificado y reconocido dentro del texto o contenido de la presentación. Asimismo, el **AUTOR** autoriza a que en caso de que no sea posible, en algunos casos la **UNIVERSIDAD** utiliza la **OBRA** sin incluir algunos o todos los derechos morales de autor de esta. **SI AL ENVÍO DE LA OBRA SE BASA EN UN TRABAJO QUE HA SIDO PATROCINADO O APOYADO POR UNA AGENCIA U ORGANIZACIÓN QUE NO SEA UNIVERSIDAD U LATINA, S.R.L., EL AUTOR DECLARA QUE HA CUMPLIDO CUALQUIER DERECHO DE REVISIÓN U OTRAS OBLIGACIONES REQUERIDAS POR DICHO CONTRATO O ACUERDO.** La presente autorización se extiende el día 9 de enero de 2023 a las 8 am

Firma del estudiante(s): Jeffrey W