



**UNIVERSIDAD
DE ANTIOQUIA**

**APOYO EN EL DISEÑO DE OBRAS DE INFRAESTRUCTURA:
ANÁLISIS Y MODELADO USANDO MÉTODOS DE ESTADO
LÍMITE**

Autor

Camilo Henao Toro

Universidad de Antioquia

Facultad de Ingeniería, Escuela Ambiental

Medellín, Colombia

2021



Apoyo en el diseño de obras de infraestructura: análisis y modelado usando métodos de estado límite

Camilo Henao Toro

Informe de práctica empresarial presentado como requisito parcial para optar al título de:
Ingeniero Civil

Asesores:

Álvaro José Mattos Olivella
Ingeniero Civil

Julio Cesar Giraldo Pineda
Ingeniero Civil

Universidad de Antioquia
Facultad de Ingeniería, Escuela Ambiental
Medellín, Colombia
2021.

TABLA DE CONTENIDOS

1. NOTACIÓN.....	6
2. RESUMEN.....	8
3. INTRODUCCIÓN.....	9
4. OBJETIVOS.....	11
4.1. General.....	11
4.2. Específicos.....	11
5. MARCO DE ANTECEDENTES.....	12
6. MARCO TEÓRICO.....	14
6.1. Método de la Resistencia.....	14
6.2. Método de los esfuerzos de trabajo.....	14
6.3. Factores de mayoración.....	14
6.4. Coeficientes de reducción de resistencia.....	14
6.5. Coeficiente de capacidad de disipación de energía.....	15
6.6. Combinaciones de carga.....	18
6.7. Carga muerta.....	19
6.8. Carga viva.....	21
6.9. Derivas.....	24
6.10. Deflexiones.....	24
6.11. Criterio de resistencia.....	24
6.12. Factores de seguridad para estudios geotécnicos.....	25
6.13. Análisis de estabilidad.....	26
6.14. Coeficiente de empuje de Rankine.....	27
6.15. Espectro de respuesta.....	29
6.16. Espectro de diseño.....	29
7. METODOLOGÍA.....	35
8. CASOS DE ESTUDIO.....	41
8.1. Diseño de plano estructural de Box Culvert.....	41
8.1.1. Información general.....	41
8.1.2. Procedimiento.....	41
8.1.3. Resultados.....	42
8.1.4. Análisis de resultados.....	46

8.2.	Análisis estructural del almacén para una central termoeléctrica.....	46
8.2.1.	Información general.....	46
8.2.2.	Procedimiento.....	47
8.2.3.	Resultados.....	50
8.2.4.	Análisis de resultados.....	53
8.3.	Diseño de obras de derivación y conducción para una pequeña central hidroeléctrica.....	54
8.3.1.	Información general.....	54
8.3.2.	Procedimiento.....	54
8.3.3.	Resultados.....	58
8.3.4.	Análisis de resultados.....	63
9.	CONCLUSIONES.....	65
10.	REFERENCIAS.....	66

LISTADO DE FIGURAS

Figura 1. Coeficientes de reducción de resistencia para elementos trabajando de forma axial y/o flexión (AIS, 2010)	15
Figura 2. Combinaciones básicas de carga para método de la resistencia (AIS, 2010)	18
Figura 3. Combinaciones de carga para método de los esfuerzos de trabajo (AIS, 2010)	19
Figura 4. Empuje activo del suelo (U.S. Army Corps of Engineers, 1989)	27
Figura 5. Empuje pasivo del suelo (U.S. Army Corps of Engineers, 1989)	28
Figura 6. Espectro elástico de aceleraciones de diseño (AIS, 2010)	30
Figura 7. Mapa de zonificación para valores Aa (AIS, 2010)	31
Figura 8. Mapa de zonificación para valores Av (AIS, 2010).....	32
Figura 9. Familia de columna con ábaco y capitel.....	36
Figura 10. Herramienta para la creación de nueva familia Revit	37
Figura 11. Plantillas para la creación de familias Revit	37
Figura 12. Herramientas para definir parámetros.....	39
Figura 13. Herramientas para verificación de diseño	40
Figura 14. Herramienta “Sheets” para la creación de planos	40
Figura 15. Herramienta “Rebar” para la colocación de refuerzo.....	42
Figura 16. Geometría típica de los módulos de box culvert	43
Figura 17. Ventana de parámetros modificables de la familia	43
Figura 18. Vista 3D de la geometría y el refuerzo de los módulos de box culvert .	44
Figura 19. Vista transversal box culvert - geometría	44
Figura 20. Vista transversal box culvert - refuerzo	45
Figura 21. Detalle de refuerzo de caja de cizalladura	45
Figura 22. Espectro de diseño del proyecto	49
Figura 23. Modelo geométrico realizado Sap2000	50
Figura 24. Resultados de deformaciones de la estructura en la dirección Y, en m	52
Figura 25. Resultados de relación Demanda/Capacidad	53
Figura 26. Esquema básico de un bloque de anclaje (planta).....	55
Figura 27. Esquema geométrico de un bloque de anclaje hacia vacío	57
Figura 28. Esquema geométrico de un bloque de anclaje hacia talud	58
Figura 29. Diagrama de cuerpo libre - Bloque de anclaje	60
Figura 30. Vista en sección transversal de un bloque enterrado.....	62

LISTADO DE TABLAS

Tabla 1. Irregularidades en planta (AIS, 2010).....	16
Tabla 2. Irregularidades en altura (AIS, 2010).....	17
Tabla 3. Densidades de materiales para construcción (AIS, 2010).....	20
Tabla 4. Valores mínimos de carga muerta de elementos no estructurales (AIS, 2010)	21
Tabla 5. Valores mínimos de carga viva (AIS, 2010)	22
Tabla 6. Valores mínimos de carga viva de cubierta (AIS, 2010).....	23
Tabla 7. Factores de seguridad básicos mínimos geotécnicos (AIS, 2010)	26
Tabla 8. Factores de seguridad para estabilidad (AIS, 2010)	26
Tabla 9. Valores de A_a y A_v según número de región (AIS, 2010)	30
Tabla 10. Clasificación de los perfiles de suelo (AIS, 2010).....	33
Tabla 11. Valores de F_a para la zona de períodos cortos del espectro (AIS, 2010)	33
Tabla 12. Valores de F_v para la zona de períodos intermedios del espectro (AIS, 2010)	34
Tabla 13. Valores del coeficiente de importancia I según uso de edificación (AIS, 2010)	34
Tabla 14. Combinaciones de carga utilizadas para el diseño	48
Tabla 15. Materiales encontrados en la exploración	59
Tabla 16. Resultados de fuerzas en el bloque de anclaje	61
Tabla 17. Resultados de otras alternativas de bloques de anclaje.....	61

1. NOTACIÓN

A_a : Valor de aceleración pico para el espectro de diseño

A_i : Área de influencia del elemento estructural, en m^2

A_s : Área de refuerzo longitudinal de una sección del elemento estructural

A_t : Área transversal de la tubería

A_v : Valor de velocidad pico para el espectro de diseño

b : Ancho en sección del elemento estructural

c : Distancia media desde la fibra externa a compresión al eje neutro del elemento estructural

c' : Cohesión efectiva del material del perfil de suelo

D : Carga muerta total

d_t : Distancia desde la fibra externa a compresión al centroide del acero atracción del elemento estructural

E : Fuerzas sísmicas reducidas

F_h : Fuerza hidrostática en el interior de la tubería

F_u : Fuerza última de solicitación

FS : Factores de seguridad o de mayoración de carga

F_a : Coeficiente de amplificación para períodos cortos

F_v : Coeficiente de amplificación para períodos intermedios

h_b : Altura del bloque de anclaje

I : Coeficiente de importancia de edificación

K_a : Coeficiente de empuje activo de Rankine

K_p : Coeficiente de empuje pasivo de Rankine

K_o : Coeficiente de empuje en reposo

L : Carga viva

L : Carga viva reducida, en KN/m^2

L_o : Carga viva sin reducir, en KN/m^2

L_r : Carga viva sobre la cubierta

L_t : Longitud del concreto almohadilla o zapata lateral

M : Masa de la estructura

M_n : Capacidad nominal del elemento estructural sometido a momentos de fuerza

M_u : Momento último de solicitación

P_i : Cabeza hidráulica (presión hidrostática) en el bloque de anclaje i

P_{max} : Presión lateral máxima admisible por el suelo de contacto

P_n : Capacidad nominal del elemento estructural sometido a fuerzas

P_u : Fuerza última de solicitación

R : Coeficiente de reducción de sismo

S_a : Máxima aceleración horizontal de diseño

T : Fuerzas por efectos de temperatura

T : Período de oscilación de la estructura

V_s : Cortante sísmico en la base

V_{tj} : Cortante dinámico, o cortante modal en la base

W : Cargas de viento

γ_h : Peso unitario del material del perfil de suelo

Δ_i : Deflexión horizontal de la conducción en el bloque de anclaje i

ε_t : Deformación unitaria neta de tracción

θ : Ángulo del plano de falla en el lado activo de una cuña de terreno

τ_f : Esfuerzo cortante resistente

τ_A : Esfuerzo cortante actuante

μ : Coeficiente de fricción entre materiales

ρ : Cuantía del refuerzo A_s evaluada sobre el área efectiva de la sección del elemento estructural

Φ_a : Coeficiente de reducción de capacidad de disipación de energía por irregularidades en altura

Φ_p : Coeficiente de reducción de capacidad de disipación de energía por irregularidades en planta

Φ_a : Coeficiente de reducción de capacidad de disipación de energía por ausencia de redundancia

ϕ : Ángulo de fricción del suelo

\emptyset : Coeficiente de reducción de resistencia

2. RESUMEN

Los proyectos de ingeniería especializada como centrales hidroeléctricas, centrales termoeléctricas, puentes de alta complejidad, entre otros, requieren de un conjunto variado de conocimientos ingenieriles que deben confluir de manera organizada y coherente, de tal forma que permitan su correcto diseño y construcción. Este trabajo se enfocó en el diseño y análisis de las obras a nivel estructural que conforman dichos proyectos.

En este trabajo se realizaron actividades en tres diferentes proyectos. En el primero se diseñó un box culvert para hacer parte del sistema de drenaje transversal de una vía en construcción en la ciudad de Medellín, Antioquia. Para este proyecto se obtuvo la geometría del box culvert junto con el refuerzo necesario. En el segundo se realizó una evaluación del diseño de una central termoeléctrica propuesto por una empresa extranjera; la central está planeada para ser construida en el municipio de Sahagún, Córdoba. Para este caso se realizó un modelo estructural siguiendo los diseños propuestos, y se realizó un análisis de los resultados obtenidos, corroborando el cumplimiento de la norma legal vigente colombiana NSR-10. Por último, para el tercer proyecto, se realizó el diseño de 49 bloques de anclaje de concreto reforzado para la conducción de una central hidroeléctrica, que se piensa construir en el municipio de Frontino, Antioquia. El propósito de los bloques es contrarrestar las fuerzas resultantes provocadas en el interior de la tubería debido al cambio de dirección en la misma. Para este trabajo se mostraron los resultados de las fuerzas que debían soportar dos bloques en específico, sus geometrías y el volumen necesario para su construcción; además de los resultados específicos calculados para el terreno donde se encontraban estos.

3. INTRODUCCIÓN

El diseño y construcción de obras civiles es un tema fundamental que ha permanecido constante en el tiempo como uno de los más importantes a la hora de hablar de desarrollo poblacional a nivel mundial (CEPAL, 2004). El crecimiento exponencial de la población y la continua expansión de las ciudades ha generado la necesidad de crear estructuras de mayor tamaño y complejidad que permitan buscar soluciones a problemas específicos y/o satisfacer las necesidades de comunidades, como, por ejemplo: centrales termoeléctricas, centrales hidroeléctricas, puentes, túneles, estructuras de contención, entre otras. Debido a la importancia de este tema, se pueden encontrar varias empresas que brindan servicios de diseño, supervisión técnica, consultoría y construcción de estructuras de ingeniería especializada, y cada vez se necesitan más personas con conocimientos en el área de Ingeniería Civil para satisfacer la demanda de requerimientos a nivel poblacional.

Pi Épsilon es una empresa de diseño y consultoría de infraestructura especializada, la cual cuenta con varios equipos de trabajo que se enfocan en varias ramas de la ingeniería, entre esos se encuentra el equipo de estructuras. El grupo empresarial se encuentra encargado de utilizar su conocimiento ingenieril para asesorar a los clientes (naturales o jurídicos) en sus proyectos en términos de diseño, asesoría y auditoría técnica (Pi Épsilon, 2020). Algunos de los proyectos en los cuales ha intervenido la empresa son (Pi Épsilon, 2021):

- Proyecto Hidroeléctrico Carlos Lleras Restrepo (Barbosa, Antioquia)
- Proyecto Hidroeléctrico Agua Fresca (Jericó, Antioquia)
- Diseño detallado de la variante en túnel en el km 6 de la vía Medellín-Bogotá (Copacabana, Antioquia)
- Proyecto Hidroeléctrico Montañitas (Don Matías, Antioquia)

Estos proyectos de alta complejidad buscan resolver problemas locales en varios sectores del país (su mayoría en los alrededores del Valle de Aburrá) beneficiando a la comunidad en términos de servicios básicos, seguridad frente a desastres naturales y conectividad con otras regiones; y al país en términos de desarrollo, innovación, comercio, movilidad, entre otros. Debido a esto, empresas como Pi Épsilon toman gran importancia y se hace necesaria tanto su expansión en su grupo de trabajo como el continuo refuerzo de conocimientos e investigación.

Como son varios los proyectos en los que se encuentra trabajando, la empresa actualmente se ha visto en la necesidad de acelerar su rendimiento laboral para cumplir con los plazos establecidos en cada uno de los proyectos. Para el diseño y análisis de estos se hace necesario tener un claro conocimiento en temas de

estática, análisis estructural, análisis dinámico y conocimiento de las diferentes normas legales vigentes referentes a obras civiles.

El modelado computacional de las estructuras, basado en lineamientos de códigos de diseño, corresponde a la tarea principal para el desarrollo de los proyectos. Para esto se utilizará principalmente el método de la resistencia como método de diseño, en donde se amplifican las fuerzas que tendrán que resistir las estructuras, siguiendo las especificaciones técnicas comprendidas en la NSR-10 (Norma Colombiana Sismo Resistente del 2010); además se seguirán las especificaciones dadas por otras instituciones como INVIAS, AISC, ASCE, entre otras. Los tipos de estructuras a desarrollar serán principalmente las clasificadas en la norma como edificaciones indispensables, cuya característica principal es que deben mantenerse en funcionamiento durante y después de un sismo, como lo son las centrales hidroeléctricas (AIS, 2010).

4. OBJETIVOS

4.1. General

Implementar una metodología para el diseño de planos estructurales, creación de modelos, verificación del cumplimiento de las respectivas normas legales y análisis de resultados.

4.2. Específicos

- Evaluar la influencia del material, el refuerzo y la geometría en la resistencia de estructuras sometidas a cargas externas, por medio de modelos estructurales.
- Identificar problemas de resistencia de los elementos estructurales utilizando metodologías de modelado estructural, y encontrar posibles reformas que resuelvan dichos problemas y busquen un mejor comportamiento de la estructura frente a las solicitaciones y a eventos naturales.
- Investigar métodos de diseño para cada elemento estructural y definir la mejor opción en base a las condiciones del sitio donde se pretenda construir la estructura en cuestión.
- Evaluar la implementación de metodologías de modelado geométrico con información detallada que busquen aumentar el rendimiento en la creación de planos estructurales.

5. MARCO DE ANTECEDENTES

En la actualidad Colombia es considerado uno de los 101 países en vías de desarrollo (UNDP, 2019), lo cual indica que su economía está en proceso de crecimiento; y teniendo en cuenta que su población continúa creciendo al igual que la gran mayoría de países en el mundo, el país se ha visto en la necesidad de mantener una constante evolución en términos de infraestructura (CEPAL, 2004).

Es por estos aspectos que con el pasar del tiempo el país se ha mantenido con la obligación de buscar alternativas de desarrollo que permitan satisfacer las demandas de servicios básicos que requieren las comunidades para lograr IDH (Índices de Desarrollo Humano) adecuados (UNDP, 2019). Así, la demanda energética del país aumenta, tanto debido al crecimiento poblacional, como en el proceso de aumento del IDH de la población más desfavorecida, algunos de ellos que ni cuentan con servicios básicos energéticos como electricidad y gas natural. Son aproximadamente 1700 localidades en Colombia que tienen restricción en el uso de energía eléctrica para las viviendas (Vivas, 2019).

Por otro lado, otro de los factores que condiciona el desarrollo del país es la calidad de las vías, tanto urbanas como rurales (primarias, secundarias y terciarias). Vías con bajos índices de servicio o construidas inadecuadamente afectaría el comercio terrestre al interior del país, lo que a su vez afectaría la economía global del mismo. Por lo anterior el desarrollo vial constituye un punto de gran importancia en este ámbito. Un estudio realizado recientemente por el (World Economic Forum, 2019) ubicó al país en el puesto 104 entre 141 países en materia de calidad de infraestructura vial y de 97 en conectividad vial, lo cual demuestra lo deficiente que se encuentra el país en términos de vías terrestres.

Para garantizar satisfacer la demanda de servicios mencionados anteriormente, históricamente el país se ha visto en la necesidad de construir obras de ingeniería especializada (centrales hidroeléctricas y termoeléctricas), y obras de ingeniería más comunes (vías, edificaciones, entre otras).

Para asegurar el correcto diseño de las estructuras mencionadas se ha tenido que especificar criterios mínimos de resistencia que asegure la estabilidad de la estructura incluso después de eventos externos que puedan afectarla, principalmente sismos. Es por esto por lo que en Colombia se ha adoptado la norma sismo resistente, la cual se ha venido actualizando a medida que se tiene más conocimiento en el estudio de los eventos sísmicos. La primera normatividad que se adoptó en el país fue expedida por el Gobierno Nacional por medio del decreto 1400 del 7 de junio de 1984, su primera actualización fue la NSR-98 y, por último, su segunda actualización es la norma actual vigente NSR-10 (AIS, 2010).

Estas actualizaciones se han hecho conforme se ha logrado obtener más información de las aceleraciones de los sismos ocurridos, por medio de acelerógrafos ubicados estratégicamente en el territorio nacional, la gran mayoría pertenecientes a la red acelerográfica adscrita al Servicio Geológico Colombiano (antes conocido como Ingeominas), los cuales han permitido el desarrollo de nuevos mapas de amenaza sísmica actualizados (AIS, 2010). Además, otro motivo por el cual se debe hacer una actualización a la norma periódicamente es debido a la aparición de nuevas tecnologías en el ámbito estructural.

Al tener como prioridad la protección de las vidas humanas según el artículo 2 de la Constitución Política de Colombia (Gobierno nacional Colombiano, 1991), el gobierno nacional se ve en la obligación de prevenir, en la medida de lo posible, la pérdida o afectación de vidas en el país que se puedan provocar debido a el fallo de las estructuras al someterse a eventos sísmicos. Es por eso por lo que eventos sísmicos como el sismo de Popayán del 31 de marzo de 1983 han demostrado la necesidad de poner especial cuidado a las especificaciones técnicas para el diseño y construcción de edificaciones y las debidas actualizaciones que se deben hacer para prevenir catástrofes como la ocurrida por el sismo mencionado.

Una de las actualizaciones más relevantes, para este contexto, que se ha realizado a la norma desde su primera publicación ha sido concerniente a los métodos de diseño de los elementos estructurales. En su primera publicación (1984) se tienen solamente dos métodos de diseño: el método de la resistencia (en el cual se enfocará este proyecto), cuya principal característica es el estudio utilizando cargas mayoradas por medio de factores y considerando la resistencia última del elemento; y el método de los esfuerzos de trabajo, que tiene como característica principal el trabajo con esfuerzos calculados elásticamente y cargas sin mayorar (AIS, 1984). Para las siguientes dos actualizaciones se agregó un tercer método de diseño: el método de los estados límites, para el cual se toman estados límite de importancia y que su respectiva falla se encuentre en valores de probabilidad aceptables, como por ejemplo el estado límite de servicio (AIS, 2010).

De esta manera, los factores de mayoración y los coeficientes de reducción de resistencia se han actualizado. Es muy importante mencionar que se debe mantener una concordancia al utilizar dichos factores y coeficientes para cada norma, y no hacer combinaciones de estos utilizando normas de diferente año simultáneamente.

6. MARCO TEÓRICO

Las obras de ingeniería civil requieren un amplio conocimiento en temas físicos que garanticen el equilibrio y la estabilidad de las estructuras frente a las solicitaciones requeridas y a los eventos naturales que puedan afectarla. Junto con esto, se debe garantizar la seguridad de las personas que intervengan en el proceso de construcción de dichas estructuras, como de las personas que se encontrarán en la misma durante su período de servicio. Para esto la norma propone diferentes métodos de diseño para elementos estructurales. El método utilizado en este proyecto fue el *Método de la Resistencia*.

6.1. Método de la Resistencia

Es un método de diseño de elementos estructurales cuyas características principales son el uso de factores de mayoración de cargas y coeficientes de reducción de resistencia, que permiten tener un margen de seguridad en el momento en que estos elementos se vean sometidos a las cargas debidas a su uso y a eventos externos tanto naturales (sismos, viento, etc.) como artificiales (industrias, maquinaria, vehículos, etc.). Para el diseño de los miembros estructurales utilizando este método el valor del coeficiente de carga que afectan las fuerzas sísmicas es de 1.0 (AIS, 2010).

6.2. Método de los esfuerzos de trabajo

Método por el cual se utilizan las cargas de servicio para calcular los esfuerzos en la estructura, sin sobrepasar el rango elástico de sus elementos estructurales. Estos esfuerzos de resistencia deben exceder un valor límite especificado para cada material (AIS, 2010). Para el diseño de los miembros estructurales utilizando este método el valor del coeficiente de carga que afectan las fuerzas sísmicas es de 0.7 (AIS, 2010).

6.3. Factores de mayoración

Son factores que se multiplican a las cargas a las que estará sometida la estructura, dependiendo de su tipo. Estos factores buscan aumentar la seguridad en las estructuras exigiéndoles resistir valores de carga superiores a los que se esperan realmente (AIS, 2010).

6.4. Coeficientes de reducción de resistencia

Son coeficientes que buscan atender los posibles márgenes de error en la resistencia esperada de un elemento estructural; en otras palabras, busca dar un

indicio de la resistencia real del mismo. Dependiendo de las características del elemento y de su forma de trabajar frente a las solicitaciones de carga este coeficiente tendrá un valor correspondiente (AIS, 2010). En la Figura 1 se muestra el método para calcular el coeficiente de reducción de resistencia para los casos de carga axial y/o flexión para acero de refuerzo de 420 MPa:

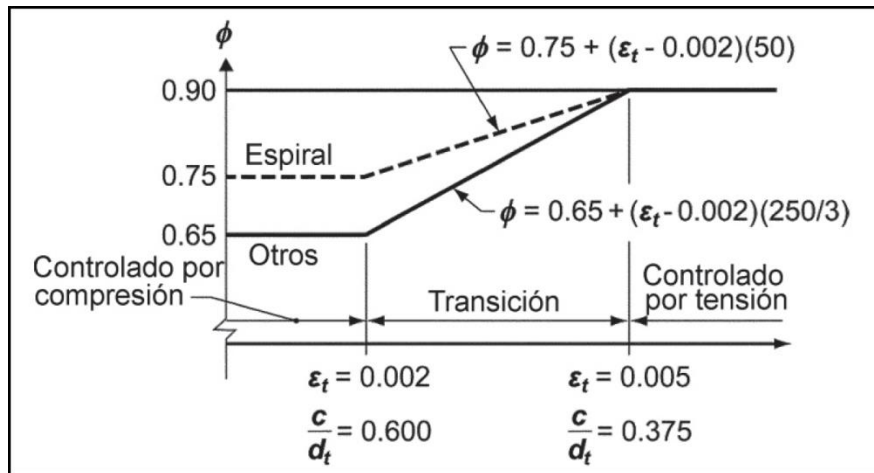


Figura 1. Coeficientes de reducción de resistencia para elementos trabajando de forma axial y/o flexión (AIS, 2010)

Donde:

- ϕ : Coeficiente de reducción de resistencia
- ϵ_t : Deformación unitaria neta de tracción
- $\frac{c}{d_t}$: Relación entre la zona a compresión del elemento y su altura efectiva

6.5. Coeficiente de capacidad de disipación de energía

Para ambos métodos de diseño se deben utilizar las fuerzas sísmicas reducidas de diseño E . Estas se encuentran utilizando la fuerza sísmica F_s y dividiéndola por el coeficiente de capacidad de disipación de energía (o coeficiente de reducción de sismo) R , el cual puede calcularse dependiendo del sistema estructural y el material utilizado para los elementos estructurales. Además, este también tendrá variaciones dependiendo del nivel de irregularidad en altura y planta de la estructura y la ausencia de redundancia de esta, por medio de coeficientes de reducción de capacidad de disipación de energía Φ , los cuales se presentan a continuación:

- Para los coeficientes de reducción de capacidad de disipación de energía con respecto a irregularidades en altura se tiene la Tabla 1.

Tabla 1. Irregularidades en planta (AIS, 2010)

Tipo	Descripción de la irregularidad en planta	ϕ_p	Referencias
1aP	Irregularidad torsional — La irregularidad torsional existe cuando en una edificación con diafragma rígido, la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura, calculada incluyendo la torsión accidental evaluada con $A_x = 1.0$ y medida perpendicularmente a un eje determinado, es más de 1.2 y menor o igual a 1.4 veces la deriva promedio de los dos extremos de la estructura, con respecto al mismo eje de referencia.	0.9	A.3.3.6, A.3.4.2, A.3.6.3.1, A.3.6.7.1, A.3.6.8.4, A.5.2.1.
1bP	Irregularidad torsional extrema — La irregularidad torsional extrema existe cuando en una edificación con diafragma rígido, la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura, calculada incluyendo la torsión accidental evaluada con $A_x = 1.0$ y medida perpendicularmente a un eje determinado, es más de 1.4 veces la deriva promedio de los dos extremos de la estructura, con respecto al mismo eje de referencia.	0.8	A.3.3.6, A.3.4.2, A.3.6.3.1, A.3.6.7.1, A.3.6.8.4, A.5.2.1.
2P	Retrocesos excesivos en las esquinas — La configuración de una estructura se considera irregular cuando ésta tiene retrocesos excesivos en sus esquinas. Un retroceso en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del retroceso, son mayores que el 15 por ciento de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del retroceso.	0.9	A.3.4.2, A.3.6.8.4, A.3.6.8.5, A.5.2.1.
3P	Discontinuidades en el diafragma — Cuando el diafragma tiene discontinuidades apreciables o variaciones en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entradas, retrocesos o huecos con áreas mayores al 50 por ciento del área bruta del diafragma o existen cambios en la rigidez efectiva del diafragma de más del 50 por ciento, entre niveles consecutivos, la estructura se considera irregular.	0.9	A.3.3.7, A.3.4.2, A.3.6.8.4, A.5.2.1.
4P	Desplazamientos del plano de acción de elementos verticales — La estructura se considera irregular cuando existen discontinuidades en las trayectorias de las fuerzas inducidas por los efectos sísmicos, tales como cuando se traslada el plano que contiene a un grupo de elementos verticales del sistema de resistencia sísmica, en una dirección perpendicular a él, generando un nuevo plano. Los altillos o manzardas de un solo piso se eximen de este requisito en la consideración de irregularidad.	0.8	A.3.3.7, A.3.4.2, A.3.6.8.4, A.3.6.12, A.5.2.1.
5P	Sistemas no paralelos — Cuando las direcciones de acción horizontal de los elementos verticales del sistema de resistencia sísmica no son paralelas o simétricas con respecto a los ejes ortogonales horizontales principales del sistema de resistencia sísmica, la estructura se considera irregular.	0.9	A.3.4.2, A.3.6.3.1, A.5.2.1.
<p>Notas:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. En zonas de amenaza sísmica intermedia para edificaciones pertenecientes al grupo de uso I, la evaluación de irregularidad se puede limitar a las irregularidades de los tipos 1aP, 1bP, 3P y 4P (Véase A.3.3.7). 2. En zonas de amenaza sísmica baja para edificaciones pertenecientes a los grupos de uso I y II, la evaluación de irregularidad se puede limitar a las irregularidades tipo 1aP e 1bP (Véase A.3.3.6). 			

- Para los coeficientes de reducción de capacidad de disipación de energía con respecto a irregularidades en planta se tiene la Tabla 2.

Tabla 2. Irregularidades en altura (AIS, 2010)

Tipo	Descripción de la irregularidad en altura	ϕ_a	Referencias
1aA	Piso flexible (Irregularidad en rigidez) — Cuando la rigidez ante fuerzas horizontales de un piso es menor del 70 por ciento pero superior o igual al 60 por ciento de la rigidez del piso superior o menor del 80 por ciento pero superior o igual al 70 por ciento del promedio de la rigidez de los tres pisos superiores, la estructura se considera irregular.	0.9	A.3.3.5.1, A.3.4.2,
1bA	Piso flexible (Irregularidad extrema en rigidez) — Cuando la rigidez ante fuerzas horizontales de un piso es menor del 60 por ciento de la rigidez del piso superior o menor del 70 por ciento del promedio de la rigidez de los tres pisos superiores, la estructura se considera irregular.	0.8	A.3.3.5.1, A.3.4.2,
2A	Irregularidad en la distribución de las masas — Cuando la masa, m_i , de cualquier piso es mayor que 1.5 veces la masa de uno de los pisos contiguos, la estructura se considera irregular. Se exceptúa el caso de cubiertas que sean más livianas que el piso de abajo.	0.9	A.3.3.5.1, A.3.4.2.
3A	Irregularidad geométrica — Cuando la dimensión horizontal del sistema de resistencia sísmica en cualquier piso es mayor que 1.3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, la estructura se considera irregular. Se exceptúa el caso de los altillos de un solo piso.	0.9	A.3.4.2.
4A	Desplazamientos dentro del plano de acción — La estructura se considera irregular cuando existen desplazamientos en el alineamiento de elementos verticales del sistema de resistencia sísmica, dentro del mismo plano que los contiene, y estos desplazamientos son mayores que la dimensión horizontal del elemento. Cuando los elementos desplazados solo sostienen la cubierta de la edificación sin otras cargas adicionales de tanques o equipos, se eximen de esta consideración de irregularidad.	0.8	A.3.3.7, A.3.4.2, A.3.6.12.
5aA	Piso débil — Discontinuidad en la resistencia — Cuando la resistencia del piso es menor del 80 por ciento de la del piso inmediatamente superior pero superior o igual al 65 por ciento, entendiéndose la resistencia del piso como la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada, la estructura se considera irregular.	0.9	A.3.2.4.1, A.3.3.6, A.3.3.7, A.3.4.2.
5bA	Piso débil — Discontinuidad extrema en la resistencia — Cuando la resistencia del piso es menor del 65 por ciento de la del piso inmediatamente superior, entendiéndose la resistencia del piso como la suma de las resistencias de todos los elementos que comparten el cortante del piso para la dirección considerada, la estructura se considera irregular.	0.8	A.3.2.4.1, A.3.3.6, A.3.3.7, A.3.4.2.
<p>Notas:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Cuando la deriva de cualquier piso es menor de 1.3 veces la deriva del piso siguiente hacia arriba, puede considerarse que no existen irregularidades de los tipos 1aA, 1bA, 2A, ó 3A (Véase A.3.3.5.1). 2. En zonas de amenaza sísmica intermedia para edificaciones pertenecientes al grupo de uso I, la evaluación de irregularidad se puede limitar a las irregularidades de los tipos 4A, 5aA y 5bA (Véase A.3.3.7). 3. En zonas de amenaza sísmica baja para edificaciones pertenecientes a los grupos de usos I y II, la evaluación de irregularidad se puede limitar a la irregularidad tipo 5aA y 5bA (Véase A.3.3.6). 			

Es importante mencionar que cuando se realiza el análisis de derivas se debe utilizar las fuerzas sísmicas sin multiplicarlas por el coeficiente R (AIS, 2010).

Al final, se podrá calcular dicho coeficiente multiplicando el coeficiente de reducción de sismo base por los coeficientes de reducción de capacidad de disipación de energía utilizando la Ecuación 1:

$$R = \Phi_a * \Phi_p * \Phi_r \quad (1)$$

Donde:

- R : Coeficiente de reducción de sismo
- ϕ_a : Coeficiente por irregularidades en altura
- ϕ_p : Coeficiente por irregularidades en planta
- ϕ_a : Coeficiente por ausencia de redundancia

El coeficiente de reducción de capacidad de disipación de energía por ausencia de redundancia ϕ_a dependerá del tipo de capacidad de disipación de energía característico de la estructura y su sistema estructural, como lo especifica el Título A de la norma NSR-10 (AIS, 2010).

6.6. Combinaciones de carga

Es una metodología que permite la simulación simultánea de las fuerzas a las que se encontrará la estructura en cuestión luego de ser construida. En el caso del método de la resistencia la norma estipula las combinaciones mostradas en la Figura 2, y del método de los esfuerzos de trabajo en la Figura 3.

Cabe aclarar que las combinaciones dadas en las Figuras 2 y 3 son básicas, se deben utilizar más combinaciones dependiendo de las características de la estructura y del lugar donde se encuentre (AIS, 2010).

<p>1.4D</p> <p>1.2D+1.6L+0.5(L_r ó G ó L_e)</p> <p>1.2D+1.6(L_r ó G ó L_e)+(1.0L ó 0.5W)</p> <p>1.2D+1.0W+1.0L+0.5(L_r ó G ó L_e)</p> <p>1.2D+1.0E+1.0L</p> <p>0.9D+1.0W</p> <p>0.9D+1.0E</p>
--

Figura 2. Combinaciones básicas de carga para método de la resistencia (AIS, 2010)

$D + F$
$D + H + F + L + T$
$D + H + F + (L_r \text{ ó } G \text{ ó } L_e)$
$D + H + F + 0.75(L + T) + 0.75(L_r \text{ ó } G \text{ ó } L_e)$
$D + H + F + W$
$D + H + F + 0.7E$
$D + H + F + 0.75W + 0.75L + 0.75(L_r \text{ ó } G \text{ ó } L_e)$
$D + H + F + 0.75(0.7E) + 0.75L + 0.75(L_r \text{ ó } G \text{ ó } L_e)$
$0.6D + W + H$
$0.6D + 0.7E + H$

Figura 3. Combinaciones de carga para método de los esfuerzos de trabajo (AIS, 2010)

Donde:

- D: Carga muerta
- L: Carga viva
- L_r: Carga viva sobre la cubierta
- W: Carga de viento
- E: Fuerzas sísmicas reducidas
- T: Fuerzas por efectos de temperatura

6.7. Carga muerta

Son las cargas que se encuentran permanentemente en cualquier estructura, como lo son: el peso de losas, muros, columnas, vigas, cubiertas, entre otros. En otras palabras, esta carga define la masa de la estructura. Equipos permanentes también se consideran cargas muertas (AIS, 2010).

En el título B de la norma NSR-10 se especifica los valores de carga que se deben utilizar dependiendo de los materiales utilizados para el diseño de la estructura, tanto para elementos estructurales como no estructurales. En la Tabla 3, se muestran las densidades que se deben utilizar para calcular los pesos de los materiales utilizados para la construcción de la estructura (AIS, 2010).

Tabla 3. Densidades de materiales para construcción (AIS, 2010)

<i>Material</i>	<i>Densidad (kg/m³)</i>	<i>Material</i>	<i>Densidad (kg/m³)</i>
Acero	7 800	Mortero de inyección para mampostería	2 250
Agua		Mortero de pega para mampostería	2 100
Dulce	1 000	Piedra	
Marina	1 030	Caliza, mármol, cuarzo	2 700
Aluminio	2 700	Basalto, granito, gneis	2 850
Arena		Arenisca	2 200
Limpia y seca	1 440	Pizarra	2 600
Seca de río	1 700	Plomo	11 400
Baldosa cerámica	2 400	Productos bituminosos	
Bronce	8 850	Asfalto y alquitrán	1 300
Cal		Gasolina	700
Hidratada suelta	500	Grafito	2 160
Hidratada compacta	730	Parafina	900
Carbón, apilado	800	Petróleo	850
Carbón vegetal	200	Relleno de ceniza	920
Cemento pórtland, a granel	1 440	Tableros de madera aglutinada	750
Cobre	9 000	Terracota	
Concreto simple	2 300	Poros saturados	1 950
Concreto reforzado	2 400	Poros no saturados	1 150
Corcho, comprimido	250	Tierra	
Estaño	7 360	Arcilla húmeda	1 750
Grava seca	1 660	Arcilla seca	1 100
Hielo	920	Arcilla y grava seca	1 600
Hierro		Arena y grava húmeda	1 900
Fundido	7 200	Arena y grava seca apisonada	1 750
Forjado	7 700	Arena y grava seca suelta	1 600
Latón	8 430	Limo húmedo consolidado	1 550
Madera laminada	600	Limo húmedo suelto	1 250
Madera seca	450-750	Vidrio	2 600
Mampostería de concreto	2 150	Yeso en tableros para muros	800
Mampostería de ladrillo macizo	1 850	Yeso suelto	1 150
Mampostería de piedra	2 200	Zinc en láminas enrolladas	7 200

Además, la norma propone unos valores mínimos que se deben cumplir dependiendo de los elementos no estructurales que se encontrarán en la estructura, dependiendo también de su material. Esta los divide en elementos no estructurales horizontales: cielo raso, relleno de pisos, pisos y cubiertas; verticales: recubrimiento de muros, particiones livianas, enchapes, muros y ventanas.

Sin embargo, si no se requiere o desea hacer un análisis muy detallado de los elementos no estructurales, la norma propone valores de carga muerta por metro

cuadrado dependiendo del tipo de ocupación de cada espacio o habitación de la estructura, como se evidencia en la Tabla 4. Estos últimos valores se limitan a estructuras que tengan alturas de pisos no mayores a 3 metros.

Tabla 4. Valores mínimos de carga muerta de elementos no estructurales (AIS, 2010)

<i>Ocupación</i>		<i>Fachada y particiones (kN/m²) m² de área en planta</i>	<i>Afinado de piso y cubierta (kN/m²) m² de área en planta</i>	<i>Fachada y particiones (kgf/m²) m² de área en planta</i>	<i>Afinado de piso y cubierta (kgf/m²) m² de área en planta</i>
Reunión	Edificaciones con un salón de reunión para menos de 100 personas y sin escenarios.	1.0	1.8	100	180
Oficinas	Particiones móviles de altura total	1.0	1.8	100	180
	Particiones fijas de mampostería	2.0	1.8	200	180
Educativos	Salones de clase	2.0	1.5	200	150
Fábricas	Industrias livianas	0.8	1.6	80	160
Institucional	Internados con atención a los residentes	2.0	1.6	200	160
	Prisiones, cárceles, reformatorios y centros de detención	2.5	1.8	250	180
	Guarderías.	2.0	1.6	200	160
Comercio	Exhibición y venta de mercancías.	1.5	1.4	150	140
Residencial	Fachada y particiones de mampostería.	3.0	1.6	300	160
	Fachada y particiones livianas.	2.0	1.4	200	140
Almacenamiento	Almacenamiento de materiales livianos.	1.5	1.5	150	150
Garajes	Garajes para vehículos con capacidad de hasta 2000 kg	0.2	1.0	20	100

6.8. Carga viva

Se definen como las cargas producidas por la ocupación y el uso de la edificación. Las cargas de sismo y viento no hacen parte dentro de cargas vivas (AIS, 2010).

La norma especifica los valores mínimos que se deben utilizar para carga viva por metro cuadrado dependiendo del tipo de ocupación que tenga cada uno de los espacios de la estructura, como se muestra en la Tabla 5.

Dentro de las cargas vivas se encuentran las cargas vivas en la cubierta, sin embargo, estas se separan unas de otras al realizar las combinaciones de carga utilizadas en los métodos de diseño para un análisis más detallado. Las cargas vivas de cubierta hacen referencia a las cargas debidas al mantenimiento de la cubierta, donde se incluyen los materiales, equipos y personal necesario para realizarlo; y a las cargas debidas a decoraciones y a las personas que tengan acceso a ellas (AIS, 2010). Estas cargas se definen en la Tabla 6.

Tabla 5. Valores mínimos de carga viva (AIS, 2010)

Ocupación o uso		Carga uniforme (kN/m ²) m ² de área en planta	Carga uniforme (kgf/m ²) m ² de área en planta
<i>Reunión</i>	Balcones	5.0	500
	Corredores y escaleras	5.0	500
	Silletería fija (fijada al piso)	3.0	300
	Gimnasios	5.0	500
	Vestíbulos	5.0	500
	Silletería móvil	5.0	500
	Áreas recreativas	5.0	500
	Plataformas	5.0	500
	Escenarios	7.5	750
<i>Oficinas</i>	Corredores y escaleras	3.0	300
	Oficinas	2.0	200
	Restaurantes	5.0	500
<i>Educativos</i>	Salones de clase	2.0	200
	Corredores y escaleras	5.0	500
	Bibliotecas		
	Salones de lectura	2.0	200
	Estanterías	7.0	700
<i>Fábricas</i>	Industrias livianas	5.0	500
	Industrias pesadas	10.0	1000
<i>Institucional</i>	Cuartos de cirugía, laboratorios	4.0	400
	Cuartos privados	2.0	200
	Corredores y escaleras	5.0	500
<i>Comercio</i>	Minorista	5.0	500
	Mayorista	6.0	600
<i>Residencial</i>	Balcones	5.0	500
	Cuartos privados y sus corredores	1.8	180
	Escaleras	3.0	300
<i>Almacenamiento</i>	Liviano	6.0	600
	Pesado	12.0	1200
<i>Garajes</i>	Garajes para automóviles de pasajeros	2.5	250
	Garajes para vehículos de carga de hasta 2.000 kg de capacidad.	5.0	500
<i>Coliseos y Estadios</i>	Graderías	5.0	500
	Escaleras	5.0	500

La carga viva se puede reducir cuando se tiene un área de influencia del elemento mayor a 35 m² y la carga en sí sea superior a 0.18 t/m² e inferior a 0.3 t/m² utilizando la Ecuación 2. El área de influencia es el área de los paneles adyacentes al elemento estructural, de esta forma, para una viga central el área de influencia son los dos paneles a cada lado, si la viga es de borde será el área del panel único adyacente a la misma, para una columna central el área de influencia será la correspondiente a los cuatro paneles que rodean la columna, y así sucesivamente con cualquier elemento (AIS, 2010).

$$L = L_o * \left(0.25 + \frac{4.4}{\sqrt{A_i}} \right) \quad (2)$$

Donde:

- *L*: Carga viva reducida, en KN/m²

- L_o : Carga viva sin reducir, en KN/m^2
- A_i : Área de influencia del elemento estructural, en m^2

Tabla 6. Valores mínimos de carga viva de cubierta (AIS, 2010)

Tipo de cubierta	Carga uniforme (kN/m^2) <i>m² de área en planta</i>	Carga uniforme (kgf/m^2) <i>m² de área en planta</i>
(A) Cubiertas, azoteas y terrazas planas con acceso totalmente limitado al personal de mantenimiento y a través de un acceso (puerta, reja, o trampa) que permanezca siempre cerrada con llave, u otro elemento de seguridad equivalente, que esté bajo custodia y responsabilidad del propietario del inmueble o de su administrador. Esta limitación debe quedar consignada en el reglamento de copropiedad cuando se trata de copropiedades. Cualquier modificación a este tipo de acceso requiere licencia de construcción y constituirá un cambio de uso con las implicaciones correspondientes.	1.80	180
(B) Cubiertas, azoteas y terrazas a las cuales haya acceso al público o los usuarios de la edificación sin restricción (véanse las Notas 2 y 3)	la misma del resto de la edificación (Nota-1)	la misma del resto de la edificación (Nota-1)
(C) Cubiertas, azoteas y terrazas con acceso únicamente desde un bien privado según la licencia de construcción y el reglamento de copropiedad (véanse las Notas 2 y 3)	La misma correspondiente en la Tabla B.4.2.1-1 del espacio desde el cual se les da acceso (Nota-4)	La misma correspondiente en la Tabla B.4.2.1-1 del espacio desde el cual se les da acceso (Nota-4)
(D) Cubiertas, azoteas y terrazas autorizadas en la licencia de construcción y el reglamento de copropiedad como elementos comunales recreativos, o como jardines comunales de cubierta, o para reuniones públicas o privadas (véanse las Notas 2 y 3)	5.00	500
(E) Cubiertas inclinadas con más de 15° de pendiente en estructura metálica o de madera con imposibilidad física de verse sometidas a cargas superiores a la aquí estipulada	0.35	35
(F) Cubiertas inclinadas con pendiente de 15° o menos en estructura metálica o de madera con imposibilidad física de verse sometidas a cargas superiores a la aquí estipulada y sin posibilidad alguna de acceso a personas diferentes del personal de mantenimiento	0.50	50
<p>Nota-1 — La carga viva de la cubierta del caso (B) no debe ser menor que el máximo valor de las cargas vivas usadas en el resto de la edificación, y cuando ésta tenga uso mixto, tal carga debe ser la mayor de las cargas vivas correspondientes a los diferentes usos. Esta carga viva no puede ser menor que la correspondiente de la Tabla B.4.2.1-1.</p> <p>Nota-2 — Los elementos de jardinería, tales como materas, tierra para plantar elementos vegetales, elementos decorativos en mampostería y otros materiales, enchapes, baldosas y acabados de piso y las correspondientes impermeabilizaciones y sus pendienteados, toldos (permanentes o móviles) y otros elementos similares no están comprendidos dentro de la carga viva especificada y deben tenerse en cuenta independientemente en el cómputo de las cargas muertas.</p> <p>Nota-3 — En el caso que como parte de la cubierta se dispongan balcones interiores o exteriores, estos deben diseñarse para la carga viva correspondiente, la cual no puede ser menor que la especificada para balcones en la Tabla B.4.2.1-1.</p> <p>Nota-4 — Si el acceso es a través de un corredor o una escalera, el diseño del corredor o la escalera, o ambos, debe realizarse para la carga correspondiente de la Tabla B.4.2.1-1. La cubierta, azotea o terraza se debe diseñar, como mínimo, para la misma carga viva del espacio que se encuentra hacia el interior inmediatamente después del corredor o la escalera de acceso.</p>		

Si se decide hacer una reducción de la carga viva, esta no puede ser menor que el 50% de la carga sin reducir en elementos que soporten un piso, ni el 40% en elementos que soporten más de un piso (AIS, 2010).

En el caso de centrales termoeléctricas es muy común encontrar puentes grúa que ayudan a movilizar elementos de gran peso, estos también hacen parte de las cargas vivas y se deben tener algunas consideraciones especiales. Debido a que este tiene movimientos horizontales se deben tener en cuenta las fuerzas debidas a los mismos, para esto la norma especifica un valor de fuerza horizontal perpendicular a las vigas carrileras equivalente al 20% de la suma de los pesos de las partes de la grúa (sin el puente grúa) y la carga que puede levantar, y además

una carga equivalente al 10% de la misma suma y sumando el peso del puente grúa en dirección al eje longitudinal de las vigas carrileras (AIS, 2010).

Por último, dentro de las cargas vivas también se tienen las cargas debidas al empozamiento de agua o granizo en las cubiertas. La carga por empozamiento de agua se debe determinar con el cálculo del volumen de agua que se puede almacenar en una cubierta en caso de que el sistema de evacuación de aguas se obstruya y se tenga que utilizar el sistema auxiliar de drenaje de excesos que debe tener la estructura.

Para el caso de granizo, esta carga se debe tener en cuenta cuando la estructura se encuentre a una altura de más de 2000 metros de altura con respecto al nivel del mar, o donde la autoridad municipal lo exija. Esta carga tendrá un valor de 1 KN/m^2 o 100 Kg/m^2 para cubiertas con inclinación menor a 15%. Si la cubierta presenta una inclinación mayor a 15% se podrá reducir el valor de la carga a la mitad (AIS, 2010).

6.9. Derivas

Las derivas se definen como el desplazamiento máximo relativo entre dos puntos ubicados en una misma línea vertical, en dos pisos consecutivos. Las derivas deben controlarse de tal forma que su valor sea menor al 1% de la altura de piso. Al tratarse de muros de mampostería estructural poco esbeltos se debe asegurar una deriva menor al 0,5% de la altura de piso (AIS, 2010).

6.10. Deflexiones

Las deflexiones en los miembros estructurales horizontales son debidas a las cargas a las cuales se encuentran sometidos. Estas deflexiones deben ser controladas para evitar pérdidas de resistencia de los elementos, para esto se debe asegurar una rigidez adecuada por medio de espesores o alturas mínimas definidas en el Título C de la norma NSR-10 (AIS, 2010).

6.11. Criterio de resistencia

El criterio de resistencia para el método de la resistencia permite verificar si los elementos estructurales tienen la capacidad de resistir fuerzas axiales, cortantes y momentos flexores, utilizando factores de seguridad para mayorar las cargas solicitadas y factores de reducción de resistencia. Estos factores permiten asegurar que los elementos trabajarán de forma adecuada (Riveros Jerez, 2018). Las Ecuaciones 3 y 4 permiten hacer las verificaciones de resistencia.

$$FS * P_u = \phi * P_n \quad (3)$$

$$FS * M_u = \phi * M_n \quad (4)$$

Donde:

- FS : Factores de seguridad o de mayoración de carga
- P_u : Fuerza última de solicitación
- M_u : Momento último de solicitación
- P_n : Capacidad nominal del elemento estructural sometido a alguna fuerza
- M_n : Capacidad nominal del elemento estructural sometido a momento
- ϕ : Coeficientes de reducción de resistencia

6.12. Factores de seguridad para estudios geotécnicos

Los factores de seguridad son la relación entre fuerzas resistentes y fuerzas actuantes. Para la geotecnia, es la relación entre el esfuerzo cortante último resistente y esfuerzo cortante actuante, como se aprecia en la ecuación 5:

$$FS = \frac{\tau_f}{\tau_A} \quad (5)$$

Donde:

- FS : Factores de seguridad o de mayoración de carga
- τ_f : Esfuerzo cortante resistente
- τ_A : Esfuerzo cortante actuante

En la tabla 7, se muestran los factores de seguridad mínimos aplicados al material del terreno utilizando cargas reales (sin mayorar), para el caso de condición drenada (F_{SBM}) y condición no drenada (F_{SBUM}) (AIS, 2010).

Tabla 7. Factores de seguridad básicos mínimos geotécnicos (AIS, 2010)

Condición	F_{SBM}		F_{SBUM}	
	Diseño	Construcción	Diseño	Construcción
Carga Muerta + Carga Viva Normal	1.50	1.25	1.80	1.40
Carga Muerta + Carga Viva Máxima	1.25	1.10	1.40	1.15
Carga Muerta + Carga Viva Normal + Sismo de Diseño Seudo estático	1.10	1.00 (*)	No se permite	No se permite
Taludes – Condición Estática y Agua Subterránea Normal	1.50	1.25	1.80	1.40
Taludes – Condición Seudo-estática con Agua Subterránea Normal y Coeficiente Sísmico de Diseño	1.05	1.00 (*)	No se permite	No se permite

6.13. Análisis de estabilidad

Cuando se pretende diseñar estructuras que se encontrarán casi permanentemente sometidas a grandes fuerzas horizontales, que inducen a su inestabilidad, se debe hacer un análisis correspondiente. Para esto, es indispensable realizar un análisis de cargas y definir períodos de retorno de posibles eventos que amplifiquen las fuerzas. Estos eventos pueden ser debidos a sismos, al oleaje de la marea, a nieve, a inundaciones, a viento, entre otros.

La estabilidad es un criterio que se debe cumplir para dar seguridad de que la estructura no presentará condiciones de falla por motivos de inestabilidad, como lo son el deslizamiento o el volcamiento, debido a las fuerzas que se presentan en su período de operación. Por lo mismo, se tienen definidos factores de seguridad exigidos por la norma para estructuras que trabajen como mecanismos de contención, definidos en la Tabla 8, que en otras palabras se traducen en fuerzas externas aplicadas sobre la estructura que tratan de desestabilizarla (AIS, 2010).

Tabla 8. Factores de seguridad para estabilidad (AIS, 2010)

Condición	Construcción	Estático	Sismo	Seudo estático
Deslizamiento	1.60	1.60	Diseño	1.05
Volcamiento: el que resulte más crítico de Momento Resistente/ Momento Actuante Excentricidad en el sentido del momento (e/B)	≥ 3.00 $\leq 1/6$	≥ 3.00 $\leq 1/6$	Diseño Diseño	≥ 2.00 $\leq 1/4$
Capacidad portante	Iguales a los de la Tabla H.4.1			
Estabilidad Intrínseca materiales térreos (reforzados o no)	Iguales a los de la Tabla H.2.1			
Estabilidad Intrínseca materiales manufacturados	Según material (Concreto-Título C; Madera-Título G; etc.)			
Estabilidad general del sistema: Permanente o de Larga duración (> 6 meses)	1.20	1.50	Diseño	1.05
Temporal o de Corta duración (< 6 meses)	1.20	1.30	50% de Diseño	1.00
Laderas adyacentes (Zona de influencia > 2.5H)	1.20	1.50	Diseño	1.05

6.14. Coeficiente de empuje de Rankine

Los coeficientes de empuje para los suelos permiten estimar las fuerzas horizontales que se encuentran bajo la superficie de los terrenos, debidas a los planos de falla naturales que se pueden desarrollar en el mismo. Existen tres tipos de coeficientes K_a (activo), K_p (pasivo) y K_o (reposo); los cuales se desarrollan dependiendo del comportamiento de la interacción terreno-estructura. En la Figura 4 se puede ver el caso activo, el cual se caracteriza por ser el terreno el que empuja la estructura; para este caso, a medida que el suelo empuja la estructura su presión de poros disminuye, en otras palabras, el suelo se descomprime. Mientras que la Figura 5 muestra el caso contrario, en el que la estructura, por medio de unos pernos de anclaje, es la que está empujando al suelo, comprimiéndolo. Para el caso del empuje en reposo, como su nombre lo indica, es el estado en el que la estructura está totalmente estática, por lo que el suelo no se descomprime ni se comprime. (U.S. Army Corps of Engineers, 1989).

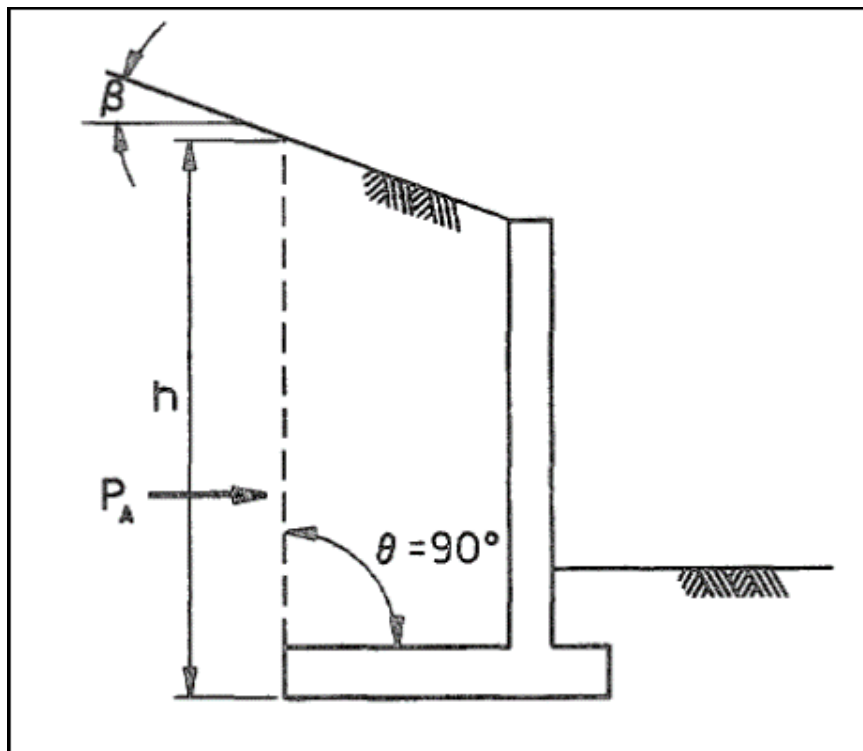


Figura 4. Empuje activo del suelo (U.S. Army Corps of Engineers, 1989)

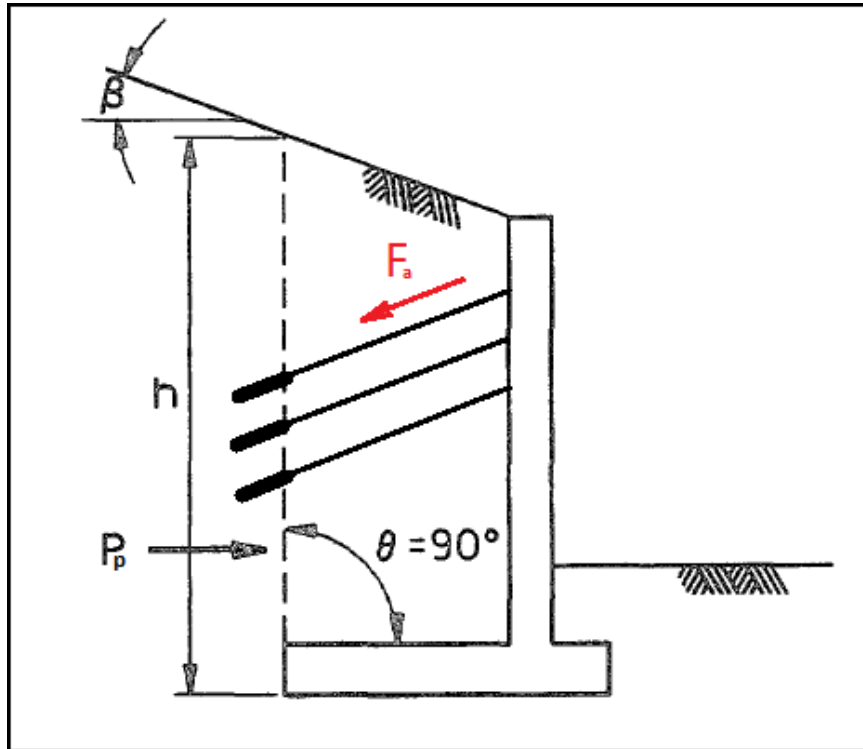


Figura 5. Empuje pasivo del suelo (U.S. Army Corps of Engineers, 1989)

Donde:

- P_a : Es la fuerza activa ejercida por el suelo
- P_a : Fuerza pasiva ejercida por el suelo
- F_a : Fuerza proporcionada por los pernos de anclaje

Rankine propone ecuaciones básicas para el cálculo de los diferentes coeficientes de empujes, como se ve en las ecuaciones 6, 7 y 8.

$$K_a = \left[\tan \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \right]^2 \quad (6)$$

$$K_p = \left[\tan \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \right]^2 \quad (7)$$

$$K_a = 1 - \sin \phi \quad (8)$$

Donde:

- K_a : Coeficiente de empuje activo de Rankine
- K_p : Coeficiente de empuje pasivo de Rankine
- K_o : Coeficiente de empuje en reposo

6.15. Espectro de respuesta

Los espectros de respuesta están definidos como gráficas en donde se tiene el período de oscilación de una estructura, sometida a una excitación sísmica, en las abscisas y el valor absoluto de la respuesta máxima en las ordenadas; esta respuesta puede ser de desplazamiento, velocidad o aceleración absoluta (Botero Palacio, 2011).

Un espectro de respuesta se puede crear si se puede hacer la medición de las aceleraciones absolutas a las que se somete una estructura en un evento sísmico, utilizando un acelerograma. Esto quiere decir a su vez que se puede crear un espectro de respuesta para cada estructura en particular, la cual se define por sus períodos de oscilación. En otras palabras, cada estructura puede generar su propio espectro de respuesta, y en este se puede identificar el período fundamental de la estructura al observar los valores máximos de desplazamiento, velocidad o aceleración absoluta (Botero Palacio, 2011).

6.16. Espectro de diseño

Un espectro de diseño resulta de hacer un análisis estadístico asociado a espectros de respuesta productos de sismos históricos en diferentes zonas de interés y a determinados períodos de recurrencia (Botero Palacio, 2011).

Los espectros de diseño contienen la información necesaria para el diseño de estructuras teniendo en cuenta la probabilidad de ocurrencia de excitaciones sísmicas durante su período de vida útil. Estos espectros pueden entregar valores de aceleraciones, velocidades o desplazamientos pico con relación al período de oscilación de la estructura. Los espectros de aceleración pico son los más comunes, y estos, al igual que los de velocidad y desplazamiento pico, dependen del nivel de amenaza sísmica de la zona donde estará ubicada la estructura, el tipo de suelo y el nivel de importancia de la edificación (Botero Palacio, 2011).

En la Figura 6 se muestra el Espectro elástico de aceleraciones de diseño definido por la NSR-10 en su Título A (AIS, 2010).

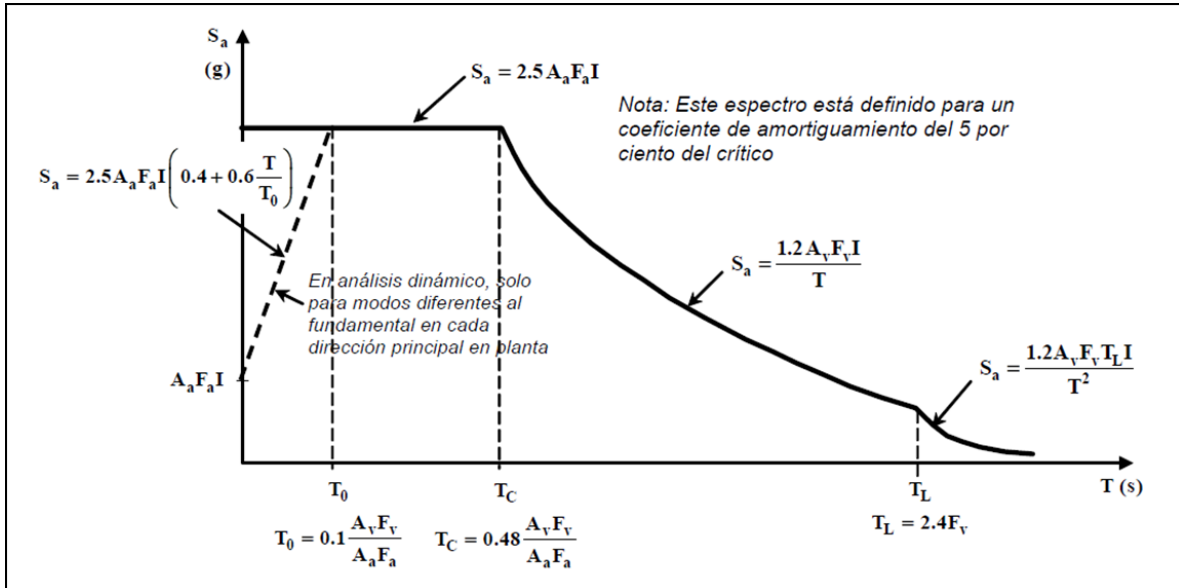


Figura 6. Espectro elástico de aceleraciones de diseño (AIS, 2010)

Donde:

- S_a : Aceleración espectral
- A_a : Aceleración pico
- A_v : Velocidad pico
- T : Período de la estructura
- F_a : Coeficiente de amplificación para períodos cortos
- F_v : Coeficiente de amplificación para períodos intermedios
- I : Coeficiente de importancia

Los valores de A_a y A_v se determinan dependiendo de la zona donde se encuentre la estructura, como se muestra en las Figuras 7 y 8 y en concordancia con la Tabla 9:

Tabla 9. Valores de A_a y A_v según número de región (AIS, 2010)

Región N°	Valor de A_a o de A_v
10	0.50
9	0.45
8	0.40
7	0.35
6	0.30
5	0.25
4	0.20
3	0.15
2	0.10
1	0.05

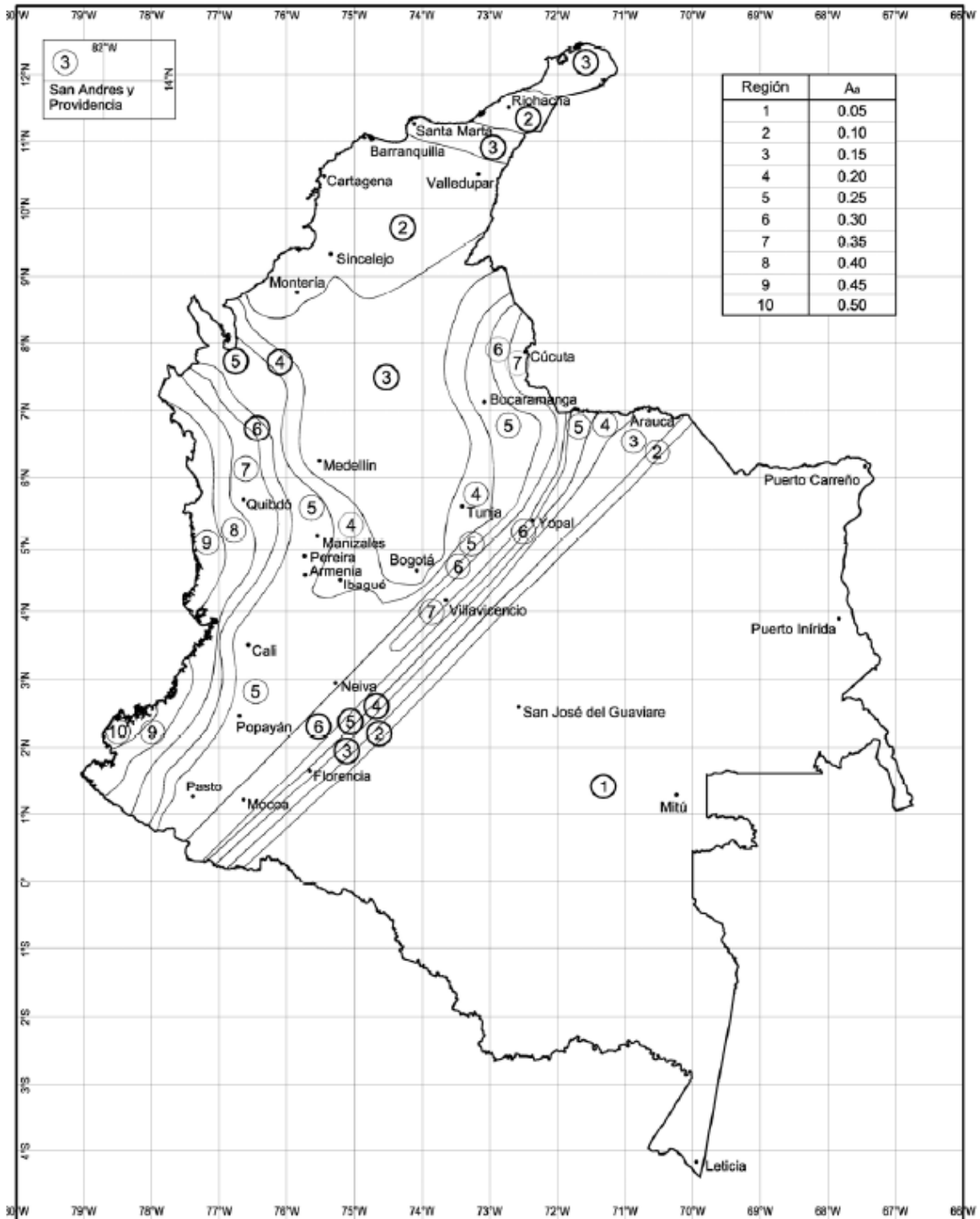


Figura 7. Mapa de zonificación para valores Aa (AIS, 2010)

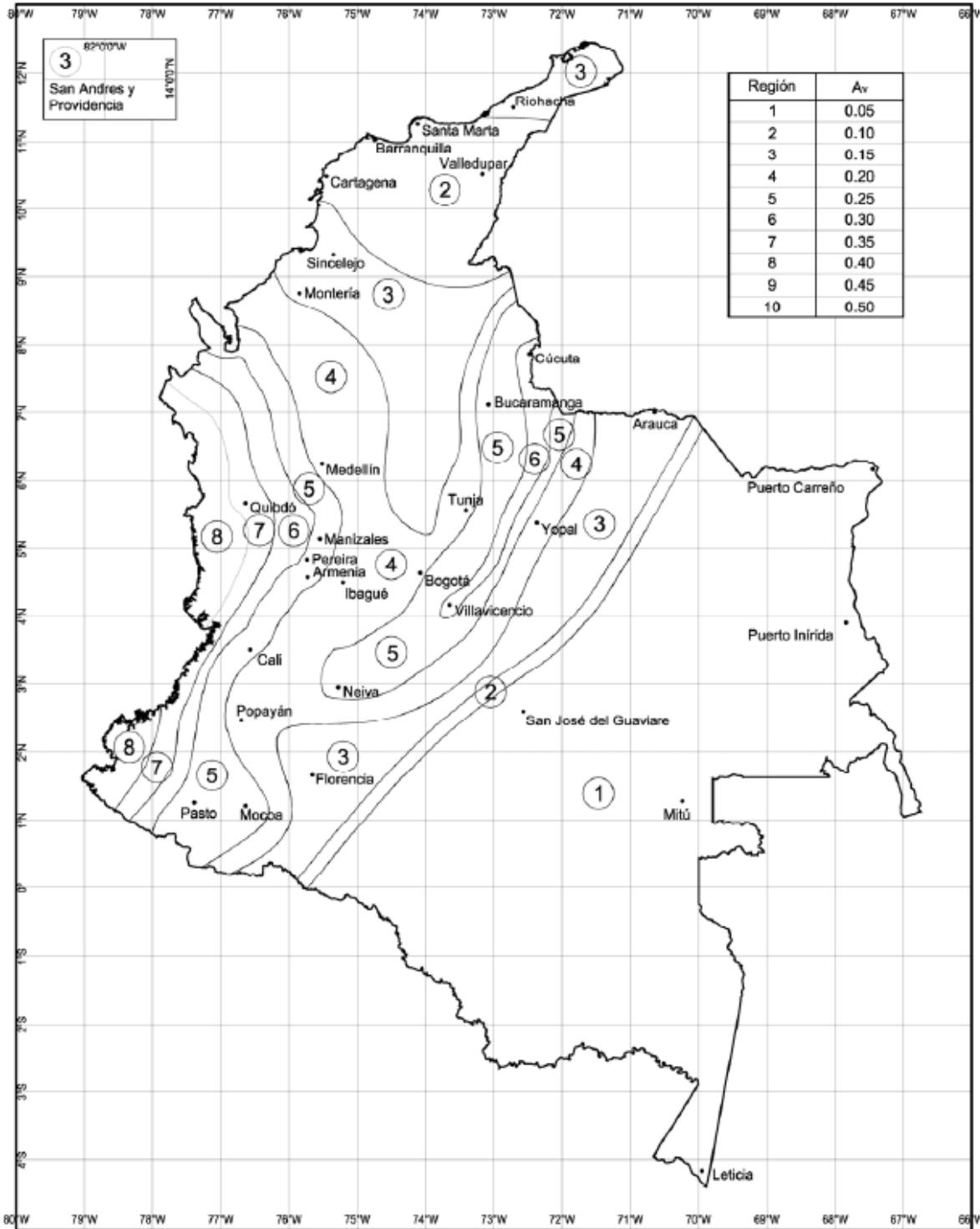


Figura 8. Mapa de zonificación para valores A_v (AIS, 2010)

Los valores de F_a y F_v dependen del tipo de suelo, como se observa en las Tablas 10, 11 y 12:

Tabla 10. Clasificación de los perfiles de suelo (AIS, 2010)

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$\bar{v}_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > \bar{v}_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > \bar{v}_s \geq 360$ m/s
	perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$\bar{N} \geq 50$, o $\bar{s}_u \geq 100$ kPa (≈ 1 kgf/cm ²)
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > \bar{v}_s \geq 180$ m/s
	perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > \bar{N} \geq 15$, o $100 \text{ kPa} (\approx 1 \text{ kgf/cm}^2) > \bar{s}_u \geq 50 \text{ kPa} (\approx 0.5 \text{ kgf/cm}^2)$
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$180 \text{ m/s} > \bar{v}_s$
	perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $50 \text{ kPa} (\approx 0.50 \text{ kgf/cm}^2) > \bar{s}_u$
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista de acuerdo con el procedimiento de A.2.10. Se contemplan las siguientes subclases: F₁ — Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como: suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc. F₂ — Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H > 3 m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas). F₃ — Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7.5 m con Índice de Plasticidad IP > 75) F₄ — Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H > 36 m)	

Tabla 11. Valores de F_a para la zona de períodos cortos del espectro (AIS, 2010)

Tipo de Perfil	Intensidad de los movimientos sísmicos				
	$A_a \leq 0.1$	$A_a = 0.2$	$A_a = 0.3$	$A_a = 0.4$	$A_a \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	véase nota	véase nota	véase nota	Véase nota	véase nota

Para las Tablas 11 y 12 en los perfiles de suelo F se debe hacer una investigación particular en el sitio y además un análisis de amplificación de onda como lo especifica la norma NRS-10 (AIS, 2010).

Tabla 12. Valores de F_v para la zona de períodos intermedios del espectro (AIS, 2010)

Tipo de Perfil	Intensidad de los movimientos sísmicos				
	$A_v \leq 0.1$	$A_v = 0.2$	$A_v = 0.3$	$A_v = 0.4$	$A_v \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	véase nota	véase nota	véase nota	Véase nota	véase nota

Por último, el coeficiente de importancia I se define dependiendo del nivel de importancia de la estructura, el cual depende del tipo de uso de la misma, como se explica a continuación:

- Grupo I: Estructuras de ocupación normal
- Grupo II: Estructuras de ocupación especial
- Grupo III: Edificaciones de atención a la comunidad
- Grupo IV: Edificaciones indispensables

Para lo cual se define el valor de I como lo muestra la Tabla 13:

Tabla 13. Valores del coeficiente de importancia I según uso de edificación (AIS, 2010)

Grupo de Uso	Coficiente de Importancia, I
IV	1.50
III	1.25
II	1.10
I	1.00

Una vez definidos estos valores se procede a definir el espectro de diseño a utilizar para el cálculo y diseño de la estructura, utilizando los parámetros definidos anteriormente en la Figura 6.

7. METODOLOGÍA

Inicialmente, se identificaron los proyectos de los cuales se encontraba encargada la empresa, tanto a nivel de consultoría como de diseño. Se contaba con varios proyectos al momento; para este informe se hará énfasis de las labores realizadas para tres de ellos.

Los proyectos estudiados en general tenían una gran cantidad de obras que presentan consigo diferentes retos que debían ser resueltos. Debido a esto se realizó un sondeo de dichas obras para identificar cuáles eran los posibles obstáculos que se podían encontrar en cada una, con lo que luego se propusieron diferentes alternativas de soluciones anticipadas que permitieron entender el grado de magnitud del obstáculo.

Cada una de estas obras demandaba un conocimiento específico en algunos temas ingenieriles, por tal motivo se debió hacer una revisión bibliográfica de los temas concernientes. Mediante dicha revisión y siguiendo siempre los requisitos estipulados en la norma legal vigente colombiana NSR-10, se definieron los criterios de diseño a implementar en cada obra.

Una vez obtenidas las propuestas de prefactibilidad para las obras de cada proyecto se pudo tener una visión más tangible de cómo se iba a desarrollar el mismo y dar una idea de su ubicación espacial. Esto se logró además gracias a las herramientas de modelado geométrico que proporcionan diferentes softwares.

Para el modelado geométrico y espacial se utilizó principalmente Revit, aunque también, en algunos casos, otros productos de la misma compañía, Autodesk, como AutoCAD y Civil 3D. El software Revit permite hacer modelos geométricos paramétricos de obras de ingeniería, integrando elementos arquitectónicos, estructurales, mecánicos, eléctricos, de fontanería y de coordinación (Autodesk Inc., 2021). Con su utilización se logró acelerar en gran escala el modelado de las obras, y permitía darle un aspecto realista al proyecto, además de que posteriormente permitió la elaboración ágil de los planos. Este aplicativo permitió además trabajar de manera colaborativa utilizando la metodología BIM por medio de la herramienta BIM 360. Esto ayudó a controlar los proyectos de una manera más precisa, eficiente y organizada.

Otra utilidad que tuvo el programa de Revit fue la creación de familias paramétricas. Estas hacen referencia a modelos guardados con diferentes parámetros característicos modificables, lo particular de estas familias es que permite su utilización en varios proyectos diferentes, ahorrando así bastante tiempo a la hora de construir un modelo de proyecto.

Estas familias pueden ser tanto importadas desde la librería de familias descargable que trae por defecto Revit, como familias creadas y parametrizadas por el usuario. Las familias paramétricas se pueden utilizar como por ejemplo para la representación de instalaciones en proyectos eléctricos o inmuebles en los proyectos arquitectónicos. En la Figura 9 se muestra un ejemplo de una familia de columna con ábaco y capitel de la librería de Revit.

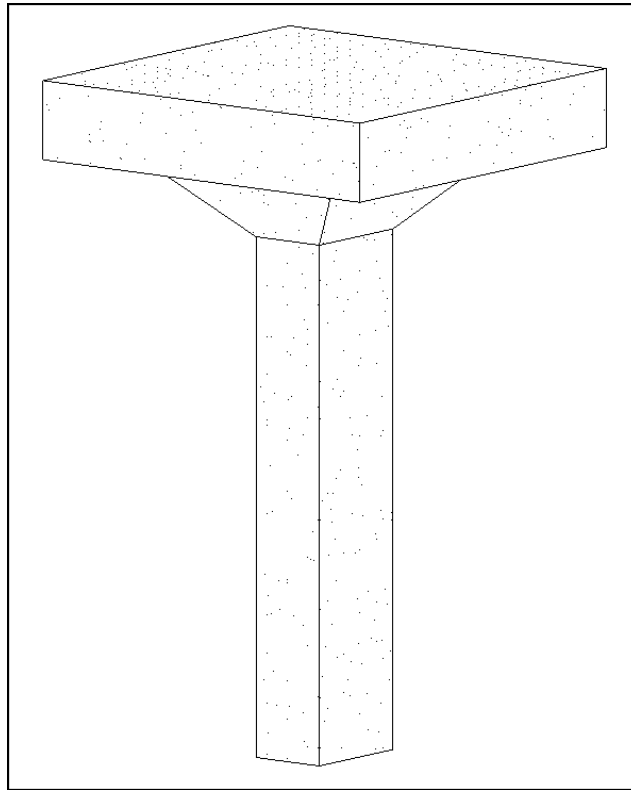


Figura 9. Familia de columna con ábaco y capitel

Para la modelación de nuevas familias fue necesario crear “modelos de familia” con la herramienta correspondiente, mostrada en la Figura 10; además, se necesitó usar plantillas de familia específicas dependiendo del tipo de familia que se deseaba crear, ver Figura 11.

Dependiendo de la plantilla que se seleccionara se habilitaban ciertas funciones específicas que facilitaban el modelado de la familia.

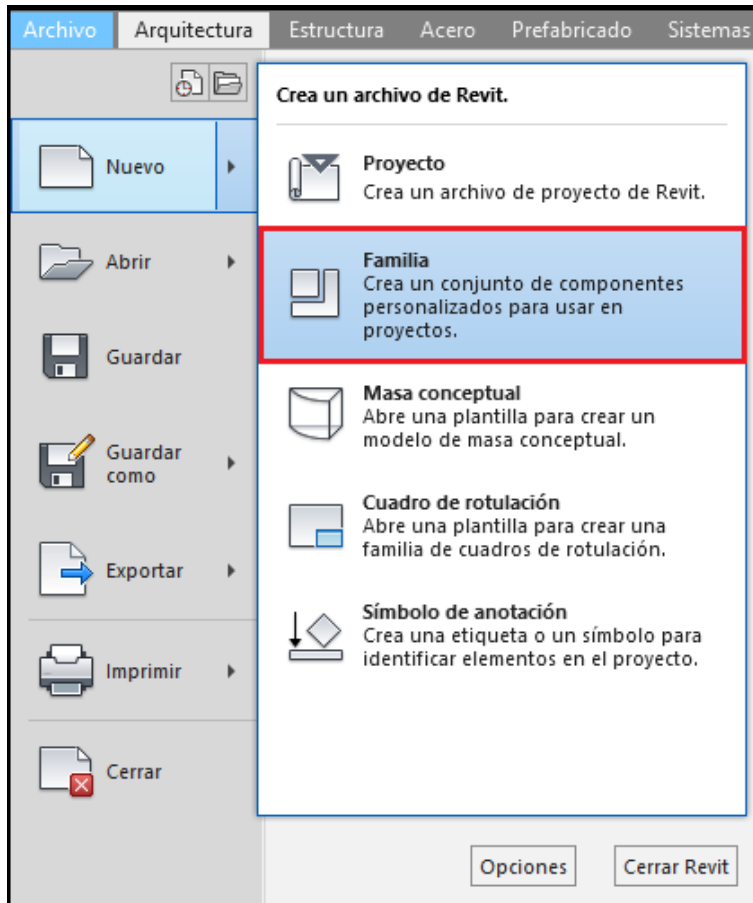


Figura 10. Herramienta para la creación de nueva familia Revit

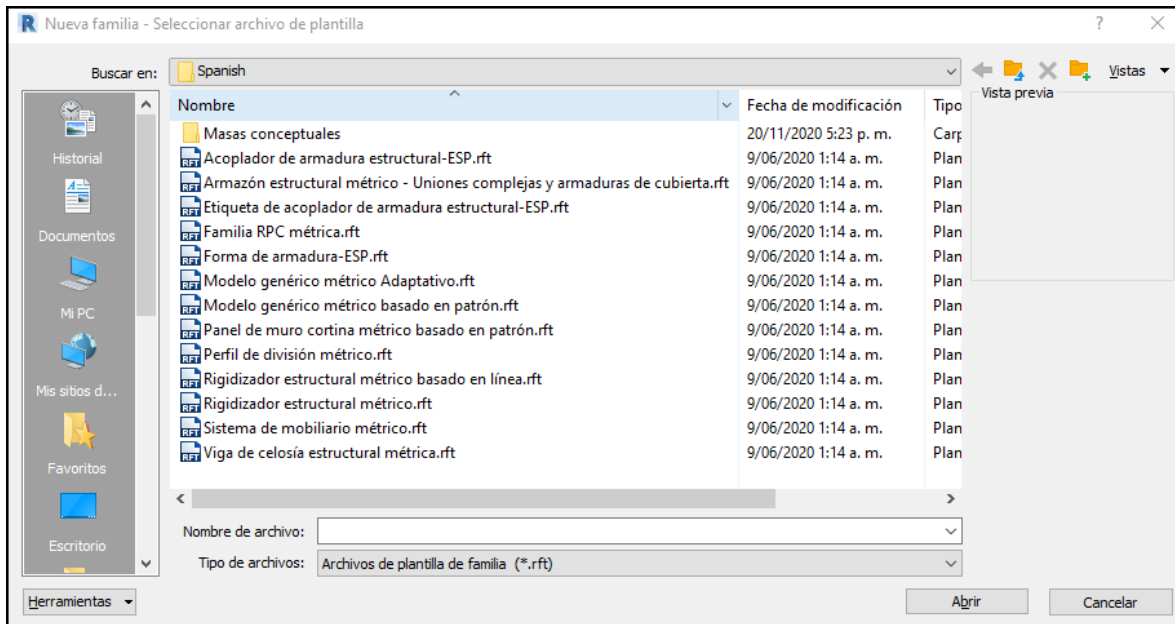


Figura 11. Plantillas para la creación de familias Revit

Es en este punto en donde se empezó a hacer una evaluación de las alternativas y mirar más a detalle los posibles puntos flojos que requerían un rediseño. Para esto se realizaron modelos de evaluación estructural, para lo cual se dispuso de software avanzado proporcionados por la compañía CSI (Computers and Structures). Se utilizó principalmente el software Sap2000 Para el modelo se tuvo en cuenta las combinaciones de carga estipuladas en la norma y se aplicaron los coeficientes de reducción de resistencia a los elementos.

Sap2000 es un aplicativo permite el modelado y análisis estructural de gran variedad de obras de ingeniería. Para ser más específicos, este aplicativo permite realizar modelos estructurales, realizar un análisis de cargas, realizar las verificaciones necesarias y realizar informes de resultados (CSI Inc., 2020).

Con el programa se logró definir entre una gran variedad de materiales para la construcción, definir las secciones transversales de los elementos estructurales, realizar el modelado geométrico de las estructuras, definir parámetros de carga para representar las fuerzas a las que se someterán las mismas en su período de vida útil y definir las condiciones sísmicas para cada proyecto. Algunas de estas herramientas se pueden ver en la Figura 12.

Una vez se calibraron los modelos estructurales con los parámetros correctos se hicieron evaluaciones detalladas de cada modelo para verificar el cumplimiento de las especificaciones dadas por la norma. Se verificaron derivas, deflexiones (en caso de ser necesario) y se verificó el cumplimiento de resistencia de los elementos sometido a las combinaciones de carga utilizando la herramienta de diseño del programa, la cual está disponible tanto para elementos de concreto como de acero, ver Figura 13.

Este programa facilitó en gran medida los cálculos y el análisis del comportamiento de las estructuras luego de ser sometidas a las cargas tanto de operación y mantenimiento como ambientales, definidas con anterioridad. Además, con los resultados obtenidos, se hicieron las debidas modificaciones para la estructura donde no se alcanzaban los criterios mínimos exigidos por la norma, o donde se presenciaba un comportamiento desfavorable de algún elemento.

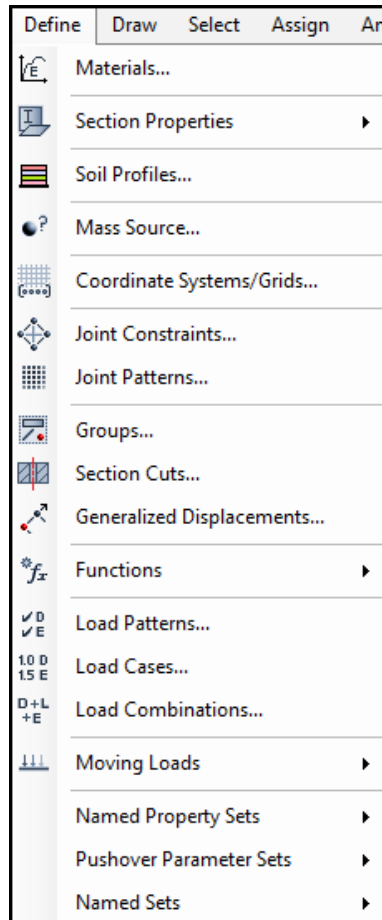


Figura 12. Herramientas para definir parámetros

Una vez se comprobaba el correcto diseño de las obras se procedió a la generación de las memorias de cálculo, los informes de diseño y por último los planos estructurales. Estos últimos se construyeron utilizando el programa de Revit utilizando la herramienta de “Sheets”, ver Figura 14. Con esta herramienta se logró tener un buen rendimiento ya que permitió sacar las vistas del mismo modelo geométrico que se había desarrollado en etapas anteriores, lo que a su vez permitió tener alta precisión en la geometría y su respectivo acotamiento.

Una vez finalizados los planos se hizo una última revisión para comprobar que todo estuviera correcto antes de entregarlos al cliente. En este punto concluían los proyectos, sin embargo, se mantenía pendiente de las observaciones e inquietudes de los clientes respecto a los diseños, para realizar las debidas aclaraciones, o en su defecto, realizar las correcciones necesarias.

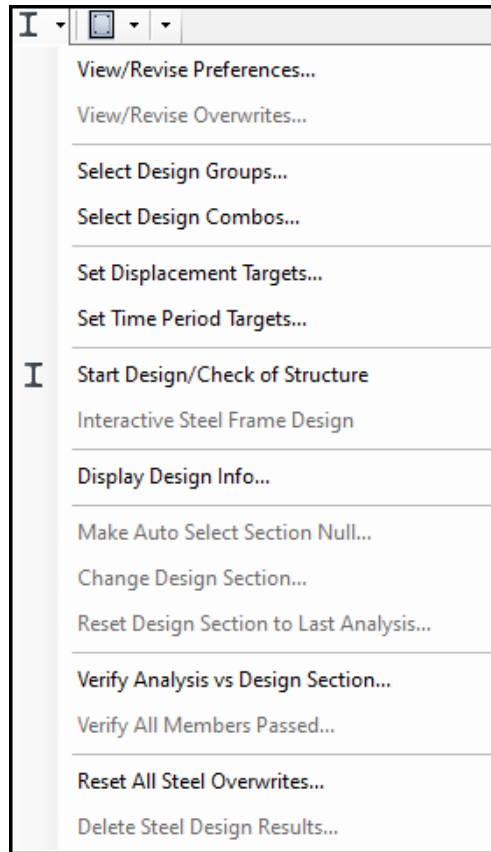


Figura 13. Herramientas para verificación de diseño

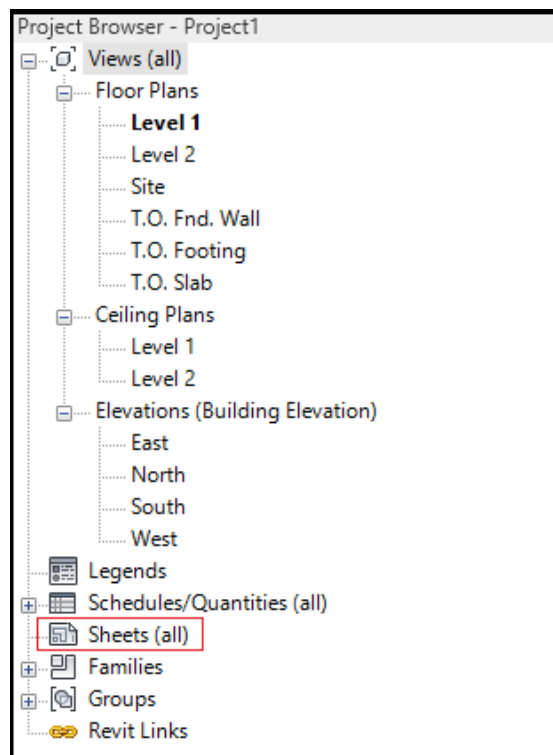


Figura 14. Herramienta "Sheets" para la creación de planos

8. CASOS DE ESTUDIO

Se estudiaron diferentes escenarios concernientes al análisis y diseño estructural en tres diferentes proyectos, para los cuales se utilizará la denotación A, B y C para la identificación de cada uno.

8.1. Diseño de plano estructural de Box Culvert

8.1.1. Información general

Para el Proyecto A se realizó el análisis y dimensionamiento de tres box culvert para construcción, los cuales serán ubicados en el municipio de Rionegro en Antioquia. Los box hacen parte de las en construcción de una nueva vía doble calzada en la zona de Llanogrande, y tendrán como objetivo ayudar en el drenaje transversal de las vías.

Para la ejecución del proyecto se realizó el correcto proceso ambiental para la ocupación de los cauces, como lo establece el artículo 2.2.3.2.12.1 del decreto 1076 de 2015 (Gobierno Nacional Colombiano, 2015), en donde se aprobó la construcción de las obras sobre los cauces correspondientes.

Entre los entregables generales del proyecto se obtuvieron los informes hidráulico, geotécnico y estructural.

8.1.2. Procedimiento

Para el análisis estructural se definieron y calcularon las cargas a las que estarían sometidos los box, incluidas las fuerzas internas. Con esto, se procedió a definir sus dimensiones y características geométricas particulares. Debido a que los tramos por donde debía ubicarse los box en sentido longitudinal eran considerablemente largos se debieron diseñar en tramos típicos de 6 m unidos por medio de una caja de cizalladura.

Una vez definida la geometría y teniendo en cuenta el análisis de fuerzas se definió la distribución y despiece del refuerzo. Para esto se hicieron los cálculos de los esfuerzos de cortante y flexión en los elementos estructurales. Además, se utilizaron como guía obras similares realizadas anteriormente y una cartilla de dimensiones y refuerzo proporcionada por (INVIAS, 2013).

Para la elaboración de los planos estructurales se dispuso del software Autodesk Revit 2021. Inicialmente, desde el mismo software, se realizó el modelo geométrico del módulo genérico de box utilizado para los 3 box culvert que se necesitaban diseñar. Para esto, se creó una nueva familia paramétrica del módulo

de box para almacenarse con la librería de familias Revit que cuenta la empresa, esto con el fin de facilitar el trabajo en futuros proyectos que requieran el diseño de nuevos box culvert.

Una vez se creó la familia de box se procedió a crear un nuevo modelo en donde se cargó dicha familia para poder agregarle el refuerzo calculado previamente; esto se logró por medio de la herramienta “Rebar”, como se muestra en la Figura 15, para la cual se necesitaba cargar las familias de refuerzo dispuestas en el paquete de familias de Revit. Una vez cargadas las familias de refuerzo se definieron recubrimientos, barras a utilizar, dimensiones y formas de barra; y luego se ubicaron adecuadamente en el box.

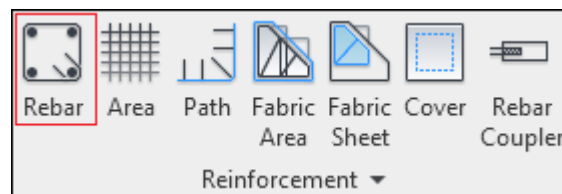


Figura 15. Herramienta “Rebar” para la colocación de refuerzo

Al finalizar con el modelado del box culvert se procedió a configurar las vistas utilizando márgenes, líneas de corte, etiquetas y anotaciones; para luego montar todas las vistas en el plano utilizando la herramienta “Sheets” del mismo programa. Para utilizar adecuadamente esa herramienta se disponía de una plantilla para planos configurada por la empresa.

Finalmente, se llenaron los datos del rótulo del plano adecuadamente, se nombró el mismo y se ubicó en el banco de planos elaborados del proyecto para su revisión y posteriormente su entrega al cliente.

8.1.3. Resultados

En la Figura 16 se puede apreciar la familia paramétrica creada, junto con las dimensiones de los módulos típicos de box culvert. La familia quedó almacenada en el banco de familias de la empresa, a esta se le puede editar los parámetros libremente dependiendo de las necesidades de otro proyecto, ver Figura 17.

Utilizando la familia paramétrica se generó el modelo al cual se le agregó el refuerzo, y es con este mismo modelo que se creó el plano correspondiente mediante la configuración de las vistas y el acotado necesario, utilizando el software Revit, ver Figura 18.

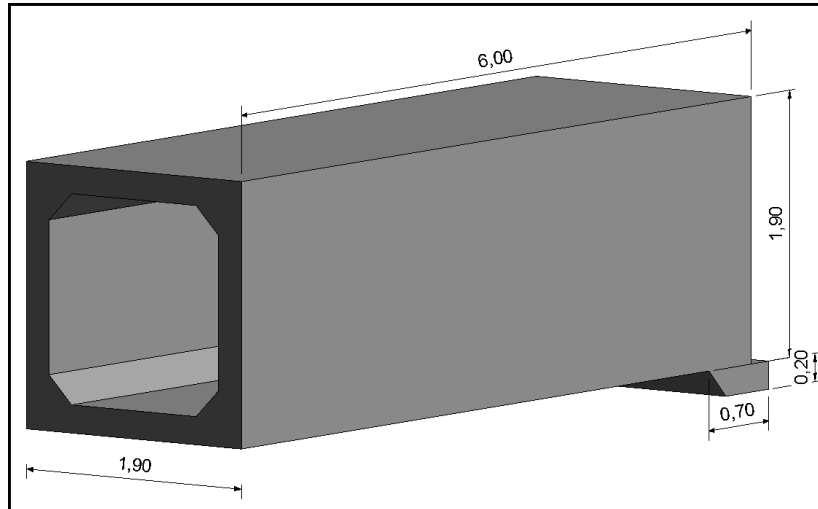


Figura 16. Geometría típica de los módulos de box culvert

Tipos de familia

Nombre de tipo:

Parámetros de búsqueda

Parámetro	Valor	Fórmula	Bloquear
Materiales y acabados ^			
Material estructural (por def)	<input type="text"/>	=	
Cotas ^			
Box Culvert (Altura)	1.9000	=	<input type="checkbox"/>
Box Culvert (Ancho)	1.9000	=	<input type="checkbox"/>
Caja de cizalladura (Espesor)	0.2000	=	<input type="checkbox"/>
Caja de cizalladura (Ancho d	0.2000	=	<input type="checkbox"/>
Chaflanes (Altura)	0.2000	=	<input type="checkbox"/>
Chaflanes (Ancho)	0.2000	=	<input type="checkbox"/>
Longitud (por defecto)	6.0000	=	<input type="checkbox"/>
Losa inferior (Espesor)	0.2000	=	<input type="checkbox"/>
Losa superior (Espesor)	0.2000	=	<input type="checkbox"/>
Muros laterales (Espesor)	0.2000	=	<input type="checkbox"/>
Datos de identidad v			

Gestionar tablas de consulta

[¿Cómo se gestionan los tipos de familia?](#)

Figura 17. Ventana de parámetros modificables de la familia

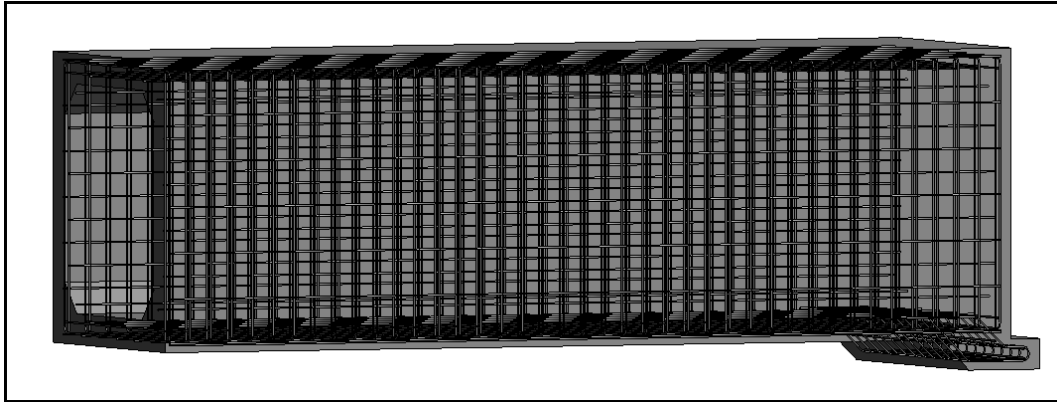


Figura 18. Vista 3D de la geometría y el refuerzo de los módulos de box culvert

La geometría definida y el refuerzo calculado se puede apreciar en las Figuras 19 y 20. La Figura 21 permite ver el detalle del refuerzo calculado para la caja de cizalladura en la parte inferior del box.

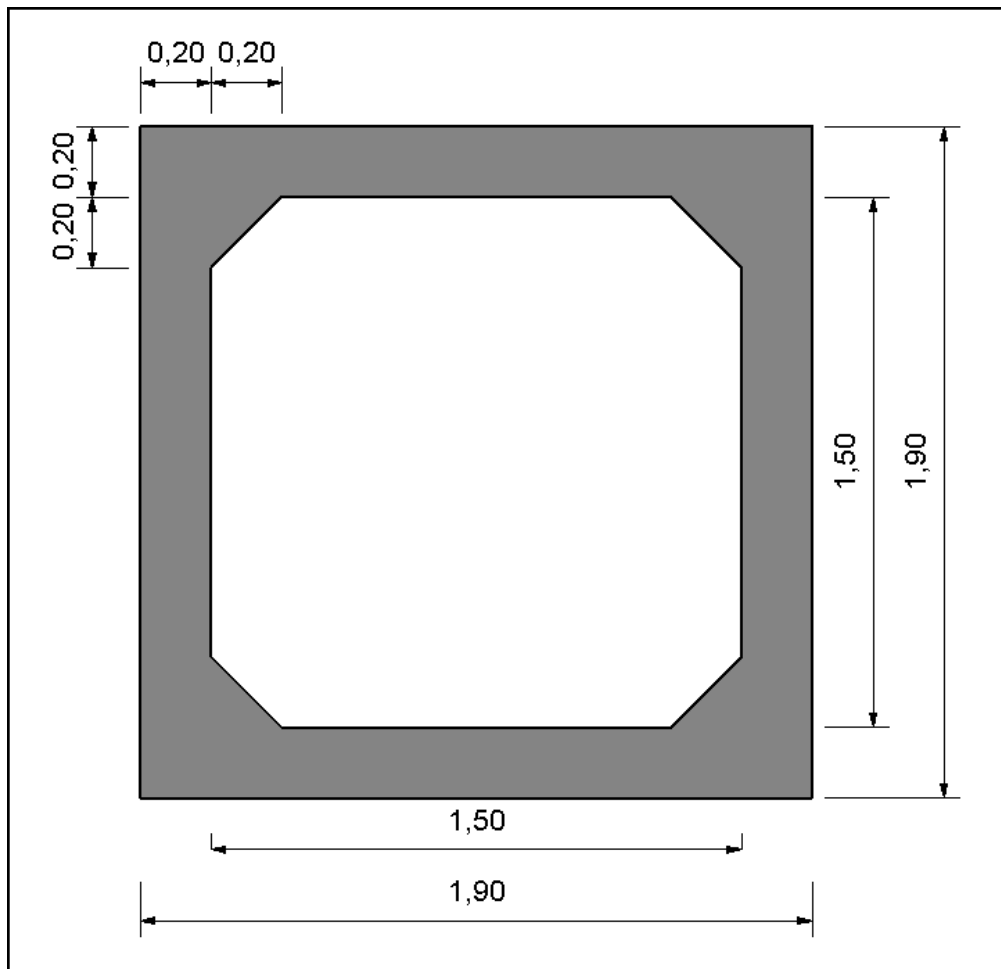


Figura 19. Vista transversal box culvert - geometría

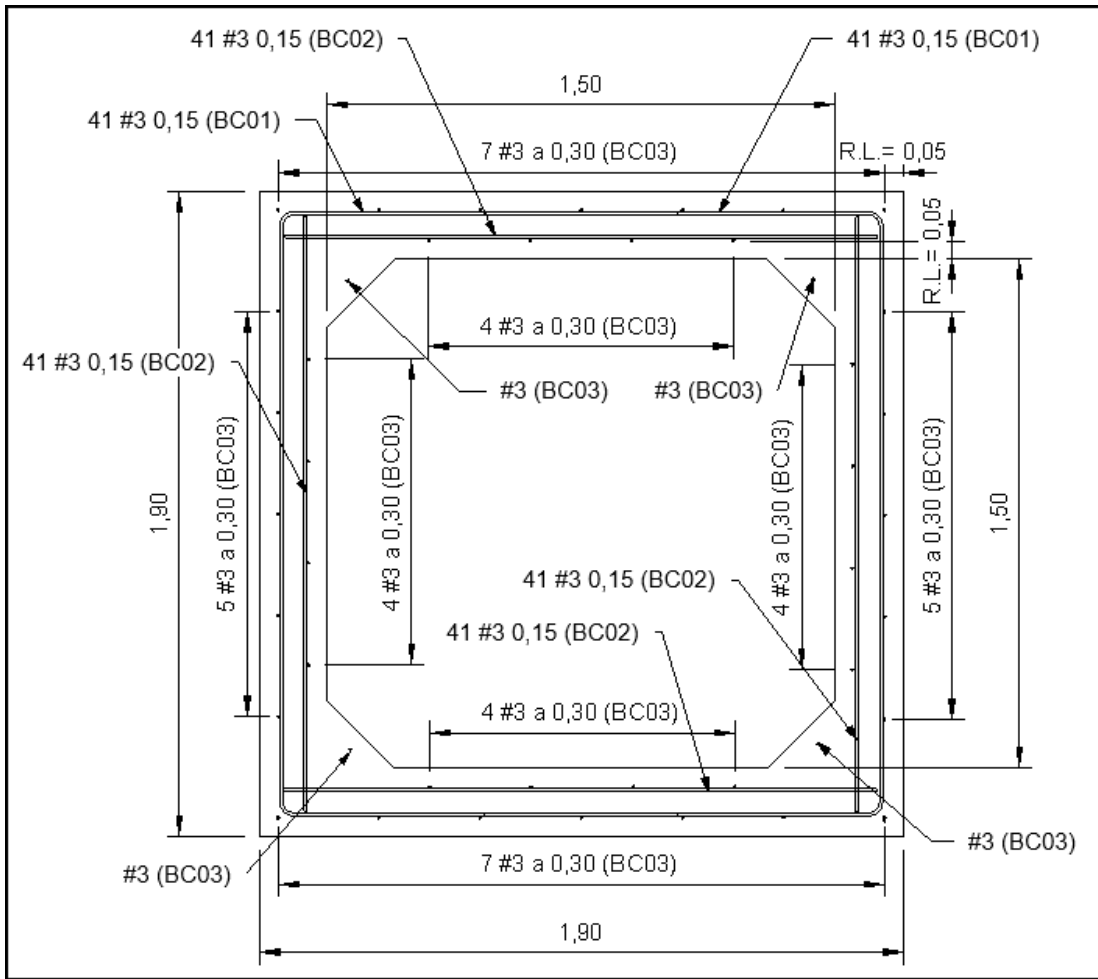


Figura 20. Vista transversal box culvert - refuerzo

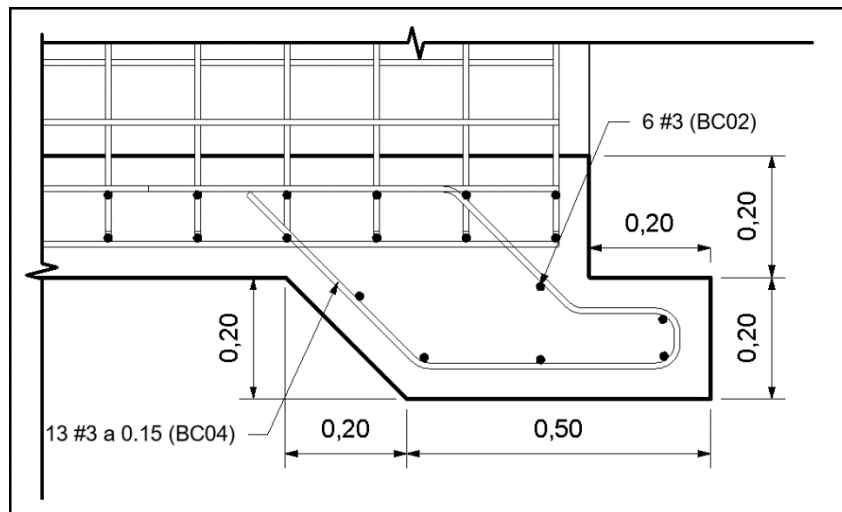


Figura 21. Detalle de refuerzo de caja de cizalladura

8.1.4. Análisis de resultados

La familia paramétrica se almacenó en el banco de familias de la empresa que podrá ser utilizada en futuros proyectos en donde se deban realizar obras de box culvert. Esto aumenta el rendimiento de futuros proyectos.

Recordando que la cuantía ρ se calcula mediante la relación del área de acero de una sección sobre su área efectiva de concreto, ver Ecuación 9, se obtuvo como resultado para todos los elementos estructurales que conforman el box, en el sentido longitudinal, una cuantía de 0.0028, lo cual indica que se cumple con el mínimo requerido para controlar esfuerzos por temperatura y retracción, en cuyo caso se necesita como mínimo una cuantía de 0.0018, para acero de refuerzo grado 420. En el sentido transversal se calculó una cuantía de 0.00497.

$$\rho = \frac{A_s}{b*d_t} \quad (9)$$

Donde:

- ρ : Cuantía del refuerzo A_s evaluada sobre el área efectiva de la sección del elemento estructural
- A_s : Área de refuerzo longitudinal de una sección del elemento estructural
- b : Ancho en sección del elemento estructural
- d_t : Distancia desde la fibra externa a compresión al centroide del acero atracción del elemento estructural

El plano obtenido se revisó y se le hicieron las correcciones adecuadas, y luego se entregó satisfactoriamente al cliente lo que permite pasar a la siguiente etapa del proyecto que es empezar la construcción.

8.2. Análisis estructural del almacén para una central termoeléctrica

8.2.1. Información general

El Proyecto B consta de la revisión del diseño estructural de una central termoeléctrica, propuesto por una empresa externa internacional. El proyecto se encuentra ubicado en el corregimiento de San Antonio, del municipio Sahagún, Córdoba y tiene previsto que podrá generar 200 MW de potencia; actualmente se encuentra en etapa de construcción. Inicialmente se están realizando el movimiento de tierras y construyendo las obras de infraestructura para luego pasar

a la construcción de la central, en la cual, previamente, se debe hacer las respectivas verificaciones estructurales.

Entre las labores que tenía la empresa Pi Épsilon en dicho proyecto estaba la revisión de los diseños estructurales propuestos por la empresa externa para la construcción de la central, esto con el fin de cumplir con todas las especificaciones concernientes encontradas en el reglamento sismo resistente colombiano (NSR-10).

8.2.2. Procedimiento

Para la revisión de los diseños del almacén de la central se dispuso del software Sap2000 de la compañía CSI, en el cual se realizó el modelo estructural del mismo, siguiendo los parámetros asumidos por la empresa externa. Para esto, inicialmente se definieron los parámetros iniciales importantes, como el material de los elementos estructurales, sus secciones transversales y sus apoyos. El almacén se diseñó como una estructura metálica arriostrada, con perfiles de columnas variados, al igual que sus vigas. Esta también contaba con un puente grúa, así que también contaba con vigas carrileras para el desplazamiento de este.

Para el modelado de la geometría se definió una grilla tridimensional estratégica que permitiera el trazado de las líneas que definen el eje de los elementos. El almacén se encuentra diseñado con dimensiones de 36x18 m visto desde planta. Longitudinalmente está comprendido por columnas cada 3.6 m, y transversalmente cada 4.5 m. Además de esto, en la cubierta cuenta con cerchas en las caras transversales exteriores y en las interiores.

Posterior a esto, se definieron los patrones, casos y combinaciones de cargas necesarios para representar las fuerzas a las que se encontrará sometida la estructura en operación, siguiendo lo especificado por el Título B de la NSR-10. En la Tabla 14 se observan las combinaciones de carga definidas.

Las combinaciones mostradas en la Tabla 14 se puede ver que siguen las estipuladas por la norma NRS-10, ver Figura 2. Estas combinaciones se realizaron para las direcciones longitudinal y transversal de la estructura para las que tuvieras fuerzas horizontales. Además, para las fuerzas de viento, también se realizó una para cada evento posible, considerando las mencionadas direcciones y también si la presión dentro de la estructura es positiva o negativa; y para las de sismo un porcentaje que representa la dirección predominante y no predominante de las fuerzas sísmicas.

Tabla 14. Combinaciones de carga utilizadas para el diseño

Combinaciones de carga			
1,4D	1,2D+W-x(+p)+L+0,5Lr	1,2D+100%EQ+x+30%EQ+y+L	0,9D+W-x(+p)
1,2D+1,6L+0,5Lr	1,2D+W-x(+p)+L+0,5Lr	1,2D+100%EQ+x+30%EQ+y+L	0,9D+W-y(+p)
1,2D+1,6L+0,5Lr	1,2D+W-y(+p)+L+0,5Lr	1,2D+30%EQ+x+100%EQ+y+L	0,9D+W-x(-p)
1,2D+1,6Lr+L	1,2D+W-y(+p)+L+0,5Lr	1,2D+30%EQ+x+100%EQ+y+L	0,9D+W-y(-p)
1,2D+1,6Lr+L	1,2D+W-x(-p)+L+0,5Lr	1,2D+100%EQ-x+30%EQ-y+L	0,9D+W+y(+p)
1,2D+1,6Lr+0,5W-x(+p)	1,2D+W-x(-p)+L+0,5Lr	1,2D+100%EQ-x+30%EQ-y+L	0,9D+W+y(-p)
1,2D+1,6Lr+0,5W-x(-p)	1,2D+W-y(-p)+L+0,5Lr	1,2D+30%EQ-x+100%EQ-y+L	0,9D+100%EQ+x+30%EQ+y
1,2D+1,6Lr+0,5W-y(+p)	1,2D+W-y(-p)+L+0,5Lr	1,2D+30%EQ-x+100%EQ-y+L	0,9D+30%EQ+x+100%EQ+y
1,2D+1,6Lr+0,5W-y(-p)	1,2D+W+y(+p)+L+0,5Lr	1,2D+100%EQ+x+30%EQ-y+L	0,9D+100%EQ-x+30%EQ-y
1,2D+1,6Lr+0,5W+y(+p)	1,2D+W+y(+p)+L+0,5Lr	1,2D+100%EQ+x+30%EQ-y+L	0,9D+30%EQ-x+100%EQ-y
1,2D+1,6Lr+0,5W+y(-p)	1,2D+W+y(-p)+L+0,5Lr	1,2D+30%EQ+x+100%EQ-y+L	0,9D+100%EQ+x+30%EQ-y
	1,2D+W+y(-p)+L+0,5Lr	1,2D+30%EQ+x+100%EQ-y+L	0,9D+30%EQ+x+100%EQ-y
		1,2D+100%EQ-x+30%EQ+y+L	0,9D+100%EQ-x+30%EQ+y
		1,2D+100%EQ-x+30%EQ+y+L	0,9D+30%EQ-x+100%EQ+y
		1,2D+30%EQ-x+100%EQ+y+L	
		1,2D+30%EQ-x+100%EQ+y+L	

Se procedió a verificar los casos de cargas definidos por la empresa externa y se compararon con los utilizados en el modelo. Posterior a esto se continuó con la aplicación de las cargas en los elementos estructurales del mismo ubicándose adecuadamente dependiendo del tipo de carga y distribuyéndose acorde a las áreas aferentes para las cuales cada elemento estructural se encontrará trabajando.

Las cargas muertas fueron ubicadas sobre la cubierta de la estructura en sentido de la gravedad, entre estas se encontraban las cargas de cubierta, de muros, el peso de los elementos estructurales, y el peso de instalaciones permanentes. La carga del peso del puente grúa se distribuyó en las vigas carrileras correspondientes.

La carga viva se definió tanto en sentido de la gravedad como en dirección horizontal, ya que entre esta se encontraba la carga máxima de levantamiento del puente grúa y sus cargas debidas a los desplazamientos horizontales.

Los resultados del cálculo de las cargas de viento fueron previamente entregados por una empresa aliada enfocada en estructuras metálicas que se encontraba aportando en la revisión de los diseños. Estas cargas fueron definidas para las direcciones longitudinal y transversal de la estructura, en ambos sentidos y también para presiones internas positivas y negativas. Estas cargas se aplicaron en todas las caras de la estructura, y también en el techo, específicamente en los elementos estructurales que las resisten.

Finalmente, para las cargas de sismo, se definió el espectro de diseño dependiendo de la ubicación geográfica en donde se planea construir la estructura. A continuación, se pueden apreciar los parámetros definidos para el espectro.

- Nivel de riesgo: III
- Aceleración pico A_a : 0.15
- Velocidad pico A_v : 0.15
- Tipo de suelo: D
- Coeficiente F_a : 1.5
- Coeficiente F_v : 2.2
- Coeficiente de importancia I : 1.25

En la Figura 22, se presenta el espectro de diseño:

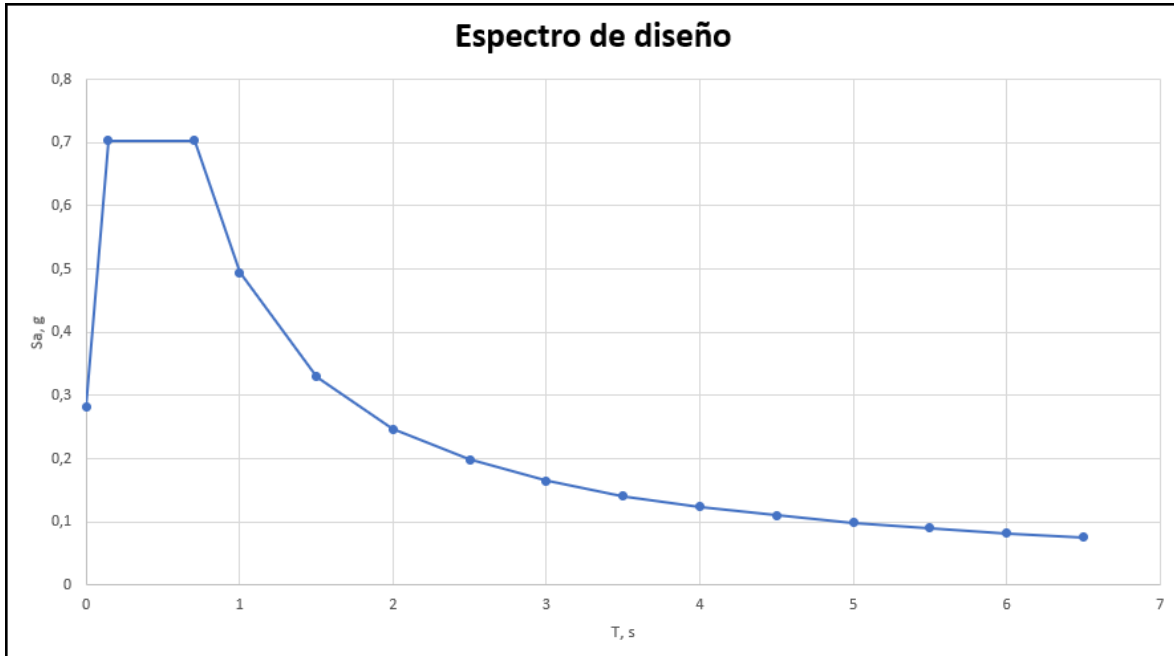


Figura 22. Espectro de diseño del proyecto

El valor de las cargas asumidas se calculó siguiendo las especificaciones de los materiales utilizados en los diseños de la empresa externa, la ubicación del proyecto y siguiendo las especificaciones de la norma NRS-10. Los valores de estas cargas se pueden observar a continuación:

Carga muerta

- Peso propio: 108 t
- Cubierta: 0.04 t/m²

- Muros divisorios: 0.025 t/m²
- Instalaciones: 0.08 t/m²
- Tuberías contra incendios y de aire acondicionado: 0.03 t/m

Carga viva

- Carga viva de techo: 0.096 t/m²
- Carga del puente grúa (vertical): 6.53 t
- Carga del puente grúa (horizontal Y): 0.54 t
- Carga del puente grúa (horizontal X): 0.6 t

Carga de sismo

- Fuerza horizontal equivalente: 72.3 t
- Espectro de diseño: 52.7 t

Carga de viento

- Fuerza externa: Variada
- Presión interna: Variada

8.2.3. Resultados

Utilizando un modelo de la estructura propuesta por la empresa externa se calculó su masa en 108 ton. En la Figura 23, se muestra el modelo geométrico generado de la estructura.

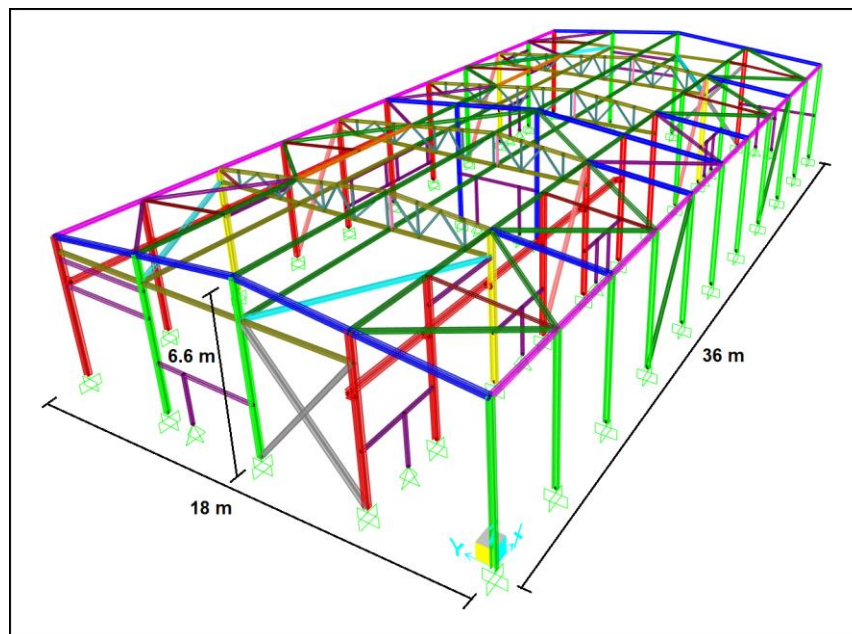

















Figura 23. Modelo geométrico realizado Sap2000

Los colores en los elementos difieren dependiendo de sus secciones transversales. También es posible apreciar las restricciones para cada uno de los apoyos que se tienen en la base de la estructura. A continuación, se hace un resumen de los perfiles de los elementos estructurales:

- HEA140..... 
- HEA160..... 
- HEA180..... 
- HEA200..... 
- HEA220..... 
- SHS 60x60x4..... 
- SHS 80x80x4..... 
- SHS 100x50x4..... 
- SHS 100x100x4..... 
- SHS 120x120x4..... 
- SHS 120x120x6..... 
- SHS 120x120x8..... 
- SHS 140x140x4..... 
- SHS 140x140x6..... 
- SHS 160x160x6..... 

La Figura 24 muestra los resultados de deformación horizontal en el sentido transversal que presentó la estructura ante la carga controladora, que para este caso se encontró que era la carga sísmica. Esta deformación se traduce en la deriva presentada. Solo se muestra el sentido transversal ya que fue el sentido que presentó los valores más altos. Para este análisis se utilizó la fuerza sísmica sin reducir por el coeficiente de capacidad de disipación de energía R .

La deriva máxima admisible corresponde al 1% de la altura de piso, que para este caso se tomó de 6.6 m, equivalente a 66 mm.

La máxima deriva presentada en el sentido transversal de la estructura fue de 35 mm, y la máxima deriva presentada en el sentido longitudinal de la estructura fue de 13 mm.

Utilizando la altura de piso se realizó un cálculo del valor aproximado del período de vibración del primer modo de la estructura. Teniendo en cuenta que la estructura es de solo un piso cuya altura era de 6.6 m, el período se calculó como un décimo de este valor, por lo cual el período de vibración dio como resultado 0,66 segundos. Viendo el espectro de diseño en la Figura 22 se puede ver que la

estructura se encontraba en el pico de aceleraciones, cuyo valor es de 0,7 en fracción de la gravedad.

Luego, se calculó el cortante basal utilizando la Ecuación 10 definida en el Título A de la norma NSR-10 (AIS, 2010).

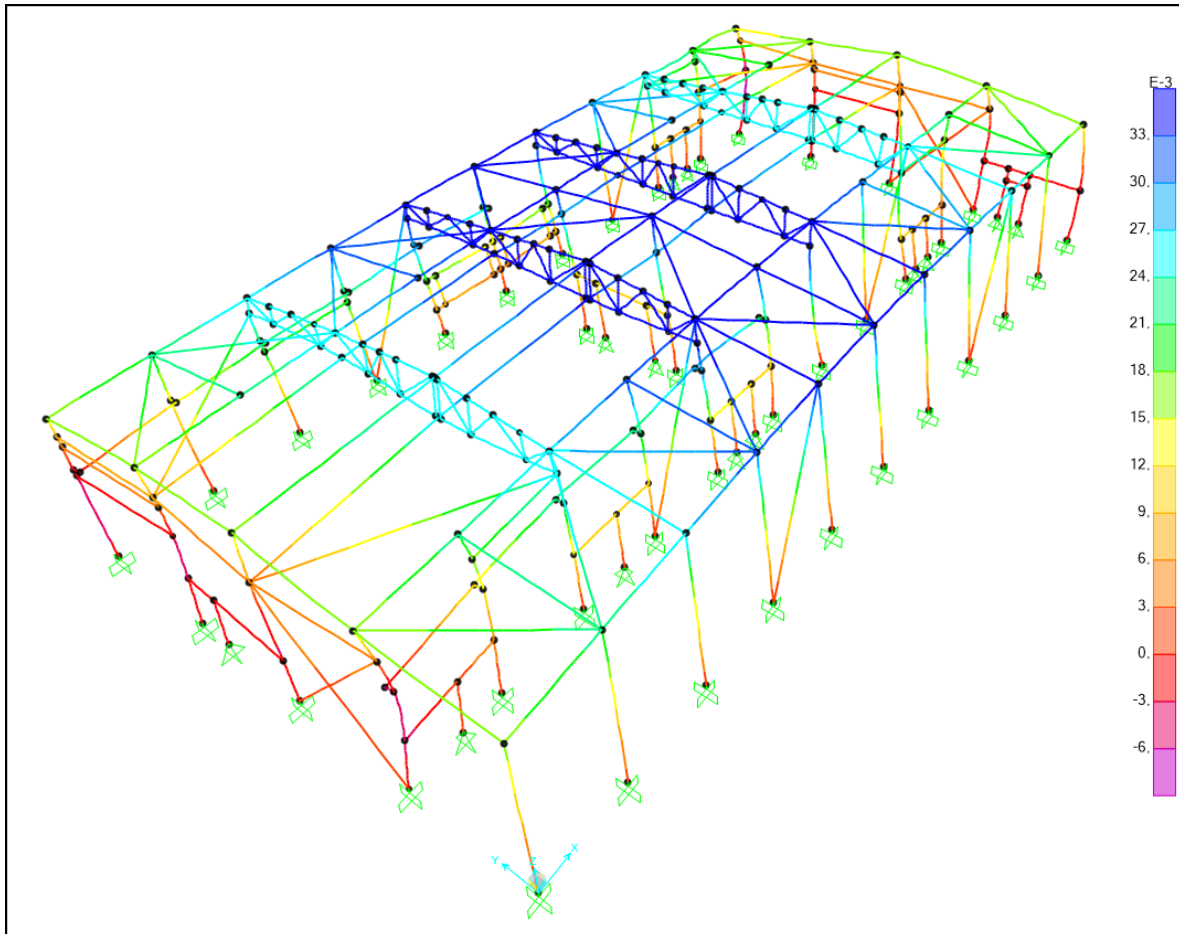


Figura 24. Resultados de deformaciones de la estructura en la dirección Y, en m

$$V_s = S_a * M \quad (10)$$

Donde:

- V_s : Cortante sísmico en la base
- S_a : Máxima aceleración horizontal de diseño
- M : Masa de la estructura

El cortante basal se calculó en 75,4 ton, mientras que el cortante dinámico del primer modo de vibración se calculó en 65,1 ton.

En cuanto al análisis de Demanda/Capacidad de los elementos estructurales del almacén, las mayores relaciones encontradas se presentaron en las riostras longitudinales de la estructura, con valores entre 0.72 y 0.79; y también en los elementos superiores de la primera y última cercha, ver Figura 25.

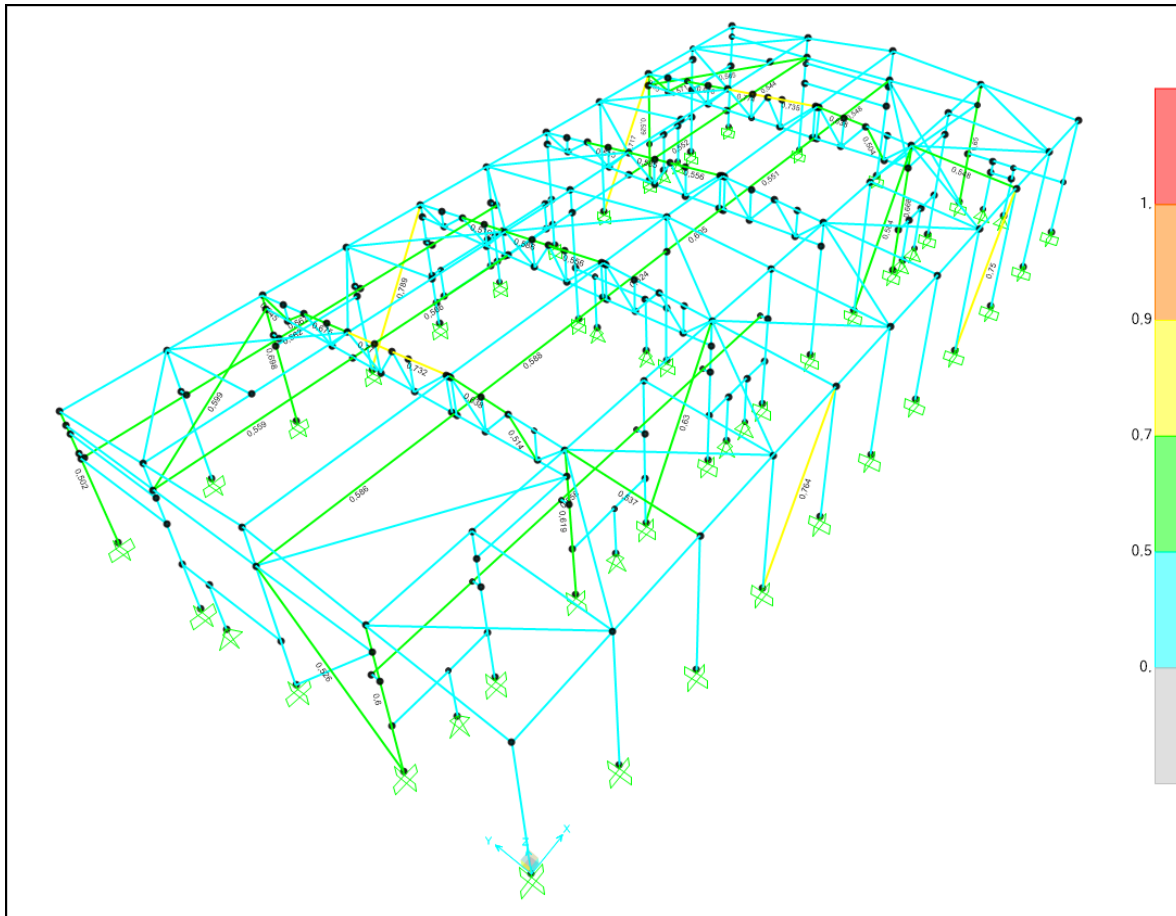


Figura 25. Resultados de relación Demanda/Capacidad

Las longitudes efectivas fueron revisadas y corregidas en los elementos que lo requerían, esto con el fin de tener en cuenta la pérdida de resistencia debidas al pandeo de los elementos.

8.2.4. Análisis de resultados

La máxima deriva obtenida en los análisis es de 35 mm, valor cercano al reportado por la empresa diseñadora en sus memorias, con lo que se confirma que la deriva está muy por debajo de la deriva admisible tomando como límite 66 mm, equivalente al 1% de la altura de piso, como lo especifica la norma NSR-10.

Haciendo la verificación estipulada en la norma, se comprobó que el cortante dinámico, o cortante modal en la base, V_{tj} calculado por el programa Sap2000 no

se encontraba por debajo del 80% del cortante basal, por lo cual no se requirió hacer ningún ajuste a los resultados.

En todos los casos las relaciones de Demanda/Capacidad están por debajo de 1.0, tanto en los resultados presentados en las memorias de la empresa diseñadora como en los obtenidos por PI ÉPSILON. Esto indica que todos los elementos, al ser evaluados utilizando las combinaciones de cargas definidas, están trabajando por debajo de su capacidad límite; dicha capacidad definida utilizando el método de la resistencia, ver ecuaciones 3 y 4 del marco teórico.

8.3. Diseño de obras de derivación y conducción para una pequeña central hidroeléctrica

8.3.1. Información general

El Proyecto C se desarrollan los diseños para la construcción de una pequeña central hidroeléctrica sobre el curso del Río Verde cerca al municipio de Frontino, Antioquia. El proyecto se divide en tres obras principales: obras de derivación, conducción superficial y por último la casa de máquinas. La central está pensada para que tenga una generación de 9 MW.

La función de la empresa en este proyecto era realizar los diseños para construcción de las obras necesarias para el funcionamiento de la central hidroeléctrica. El caso de estudio específico del proyecto para este informe fue el diseño de los bloques de anclaje para la conducción de la central.

8.3.2. Procedimiento

En total fueron 49 bloques de anclaje los que se requirieron diseñar. La función de estos bloques es resistir las fuerzas que aparecen en los codos de la tubería debidas al cambio en dirección y a la presión hidrostática en ese punto, en otras palabras, la magnitud de dicha fuerza está en función de la columna de agua y el ángulo de deflexión en la tubería. En la Figura 26 se presenta un esquema gráfico en planta de dicha fuerza aplicada sobre el interior del bloque.

Donde lo verde representa la vista superior de un bloque de anclaje de concreto y las líneas de color cian con fondo azul la vista superior de la tubería que pasa al interior del bloque de anclaje, cuyo material es de plástico reforzado con fibra de vidrio, denominado con las siglas GRP del inglés *Glass Reinforced Plastic*; en la Figura 27 se tiene una vista en 3D para una mejor comprensión. La fuerza hidrostática resultante (F_h) se calculó utilizando la Ecuación 11:

$$F_h = 2P_i A_t \sin\left(\frac{\Delta_i}{2}\right) \quad (11)$$

Donde:

- F_h : Fuerza hidrostática en el interior de la tubería
- P_i : Cabeza hidráulica en el bloque i
- A_t : Área transversal de la tubería
- Δ_i : Deflexión horizontal de la conducción en el bloque i

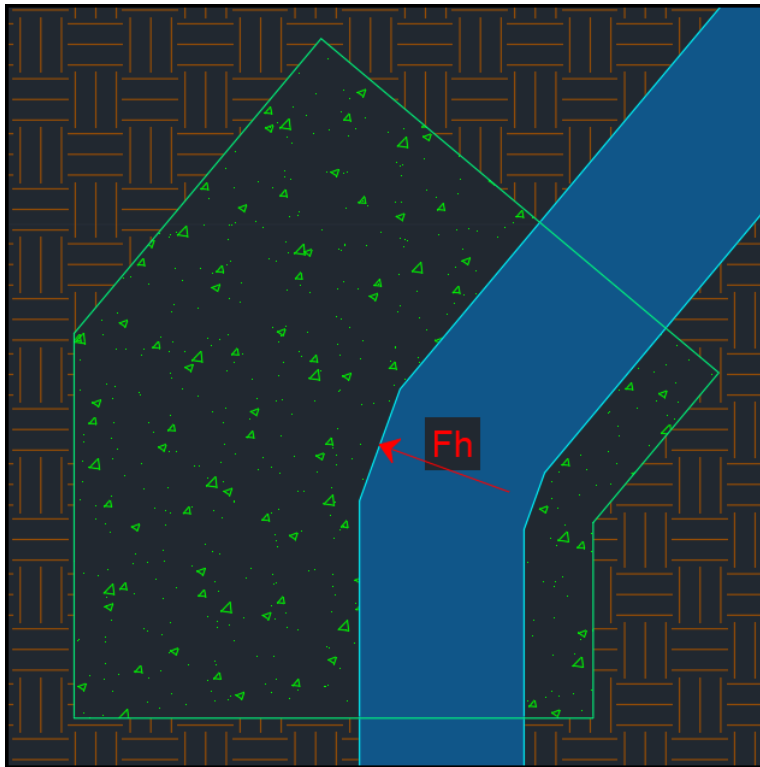


Figura 26. Esquema básico de un bloque de anclaje (planta)

Los bloques se diseñaron utilizando dos criterios diferentes, dependiendo de si la dirección de la fuerza hidrostática resultante era hacia el vacío o hacia el interior del talud, ya que la conducción está definida para ubicarse de manera superficial en zonas de ladera; de manera que se cumplieran los criterios de estabilidad por deslizamiento y volcamiento en los bloques que se encontraban hacia vacío, y criterios de presión lateral máxima del suelo en los bloques hacia talud.

Para el criterio de estabilidad se utilizaron los factores de seguridad recomendados en (3), en donde se define un valor de 1.5 como factor de seguridad al deslizamiento y una excentricidad sobre el suelo de implantación no mayor a 1/6 de la base del bloque; además se complementó con un factor de

seguridad de 3 para la relación de momentos de fuerza resistentes sobre actuantes en el bloque, como lo estipula el Título H de la norma NSR-10 (AIS, 2010). Teniendo en cuenta estos límites, y también las propiedades del suelo se diseñaron los bloques hacia vacío.

8.3.2.1. Análisis de deslizamiento

Como se mencionó anteriormente, para el análisis de deslizamiento se aseguró el cumplimiento del factor de seguridad de 1.5, para esto, se propuso una geometría inicial de tal forma que el peso del bloque fuera tal que al multiplicarla por el coeficiente de fricción respectivo fuera 1.5 veces mayor que la fuerza hidrostática resultante. El coeficiente de fricción que se definió fue el característico para un plano de falla en una interfaz terreno-terreno, cuyo valor se definió utilizando la Ecuación 12 definida en la mecánica de suelos para el esfuerzo cortante de los suelos.

$$\mu = \tan \phi \quad (12)$$

Donde:

- μ : Coeficiente de fricción interfaz suelo-suelo
- ϕ : Ángulo de fricción del suelo

Para asegurar una falla por una interfaz terreno-terreno y no por una terreno-concreto (en la base del bloque de anclaje) se planteó el diseño de una llave de cortante en la parte inferior del bloque que indujera el plano de falla alejado a la interfaz suelo-concreto.

Una vez hecho el análisis de deslizamiento se obtiene un valor de volumen de concreto para cada bloque, el cual se debe intentar asegurar como valor objetivo para evitar sobredimensionamientos y por ende sobrecostos para el proyecto.

8.3.2.2. Análisis de volcamiento

Teniendo una geometría propuesta en el análisis de deslizamiento se procede a realizar el análisis de volcamiento. Para esto, se debe definir un eje de rotación realista y separar las fuerzas que aportan al volcamiento de las que hacen resistencia al volcamiento, y se deben definir los brazos (distancias al eje de rotación) para todas las fuerzas. De esta forma, se procede a hacer una sumatoria de momentos en el eje de rotación y se compara los momentos resistentes con los momentos volcadores. Si la razón entre los momentos resistentes sobre los

momentos volcadores es igual a 3.0 o mayor la geometría del bloque es adecuada, si por el contrario es menor, se debe proponer una geometría diferente de tal forma que se cumpla el factor de seguridad mínimo definido anteriormente; siempre procurando no aumentar el volumen de concreto.

Teniendo una geometría adecuada se procede a analizar el punto de implantación del bloque, para encontrar posibles dificultades en el terreno que obliguen a replantear la geometría. Si no se encuentran inconvenientes con el terreno el bloque de anclaje se encuentra listo para continuar con el cálculo de su refuerzo correspondiente.

En la Figura 27 se muestra un esquema genérico de la geometría de un bloque de anclaje hacia vacío.

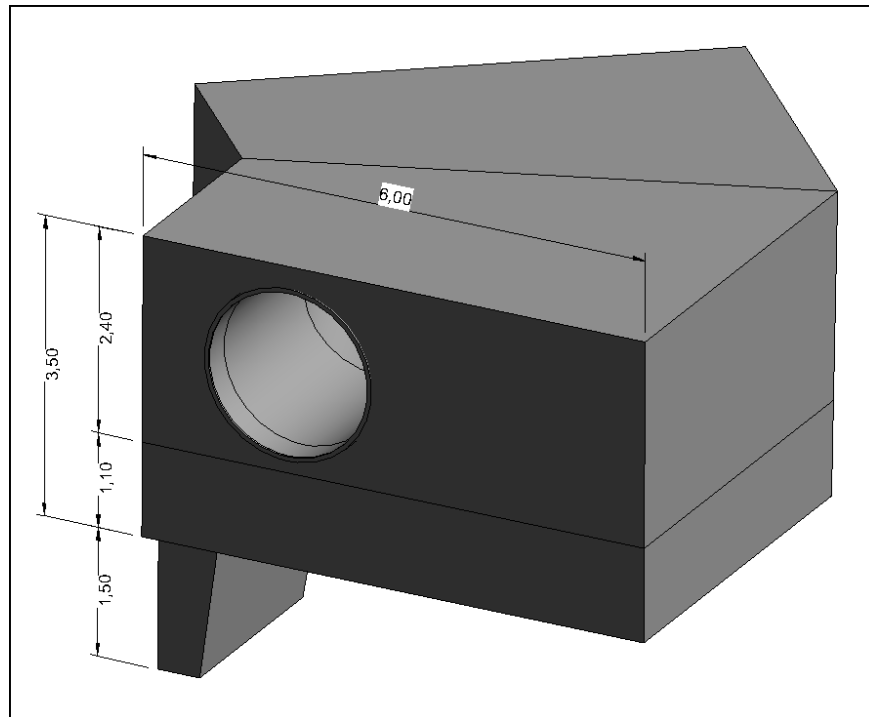


Figura 27. Esquema geométrico de un bloque de anclaje hacia vacío

8.3.2.3. Análisis de presión lateral máxima del suelo

Para los bloques que se encontraban hacia el talud el criterio de importancia que se debía cumplir es el de no superar la presión lateral máxima del suelo encontrado en la cara adyacente al bloque, debido a que este es quien va a recibir el esfuerzo producido por la fuerza hidrostática resultante. Para esto, en algunas ocasiones, el diseño de una almohadilla de concreto para ubicarse en el costado lateral hacia talud del bloque, cuya característica principal es asegurar que su área

en contacto con el suelo fuera suficiente para distribuir la fuerza hidrostática adecuadamente y asegurar no sobrepasar el esfuerzo máximo soportado por el suelo. Como medida de seguridad se definió un factor de seguridad de 3.0, de tal forma que la capacidad portante calculada para el suelo se reducía dividiéndola por un factor de 3.0. Este valor es relativamente alto debido a que el comportamiento del suelo suele ser bastante impredecible, por esto, es necesario tomar unas medidas preventivas altas. Para hacer un análisis correcto, se debe analizar la excentricidad de la fuerza hidrostática con respecto al centro de la altura de la almohadilla de concreto, con el fin de tener en cuenta posibles esfuerzos mayores debidas al momento causado por dicha excentricidad (Das, 1999). Sin embargo, en ninguno de los bloques se encontró una excentricidad por fuera del tercio medio de la altura de la almohadilla, por ende, no se tuvo en cuenta su respectivo momento.

En la Figura 28 se muestra un esquema genérico de la geometría de un bloque de anclaje hacia talud.

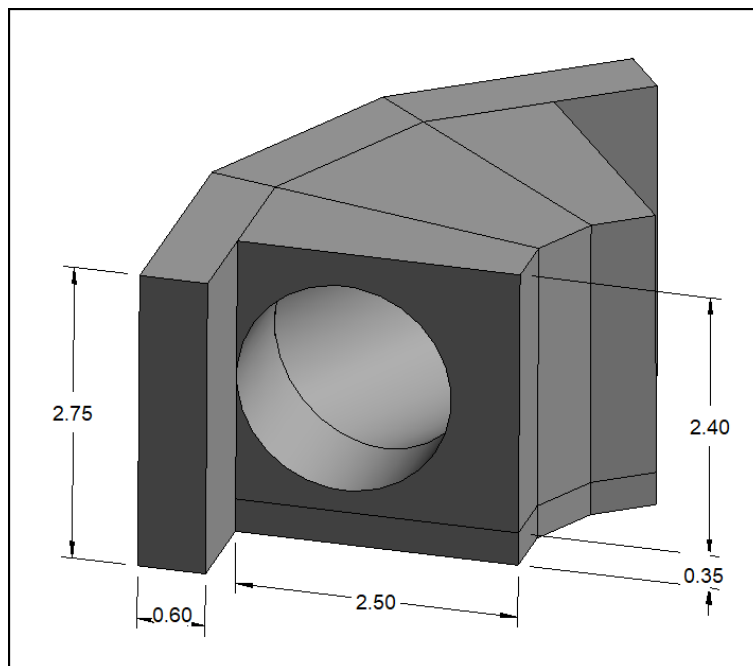


Figura 28. Esquema geométrico de un bloque de anclaje hacia talud

Tanto las dimensiones de la Figura 27 como la Figura 28 varían para cada bloque, dependiendo de la fuerza que requiera soportar.

8.3.3. Resultados

Para esta sección se muestran los resultados para dos bloques de anclaje específicos de la conducción, un bloque hacia vacío y otro hacia talud. Los

resultados de los demás bloques se calcularon de la misma manera que los dos bloques a presentar, a excepción de algunos bloques que necesitaron un análisis más detallado debido a situaciones particulares.

Inicialmente se obtuvieron los resultados de análisis geotécnico de toda la conducción utilizando la información obtenida en campo, por medio de apiques en el terreno in situ y excavaciones superficiales. Además, se hizo un registro fotográfico a lo largo de toda la zona donde se planteó la ubicación de la conducción. En la Tabla 15 se pueden ver los resultados de los materiales encontrados.

Tabla 15. Materiales encontrados en la exploración

Símbolo	Horizonte/Estrato	γ_h [kN/m ³]	c' [kPa]	ϕ [°]	K_a	K_p	K_o	θ [°]
IB-CB	IB - Secuencias de chert y basalto	18	5	25	0,41	2,5	0,6	58
IC-CB	IC - Secuencias de chert y basalto	20	10	28	0,36	2,8	0,5	59
IIA-CB	IIA - Secuencias de chert y basalto	26	38	41	0,21	4,8	0,3	66
Q2v	Depósito de vertiente	18	5	23	0,44	2,3	0,6	57
Q1al	Depósito aluvial 1	19	5	32	0,31	3,3	0,5	61
IIB-CB	IIB - Secuencias de chert y basalto	27	269	54	0,11	9,5	0,2	72

Donde:

- γ_h : Peso unitario del material
- c' : Cohesión efectiva del material
- ϕ : Ángulo de fricción del material
- K_a : Coeficiente de empuje activo de Rankine
- K_p : Coeficiente de empuje pasivo de Rankine
- K_o : Coeficiente de empuje en reposo
- θ : Ángulo del plano de falla en la zona activa de la cuña del terreno

Se puede ver que se tomaron muestras de varios materiales diferentes, las cuales fueron analizadas y se obtuvieron los resultados de sus características principales. Esto es importante a la hora de verificar las condiciones del terreno donde se planea implantar una estructura. Los análisis geotécnicos detallados se salen del alcance de este informe.

A continuación, se muestran los resultados específicos de los dos bloques de anclaje mencionados anteriormente

8.3.3.1. Bloque hacia vacío

El bloque hacia vacío utilizado para el análisis se encontraba en la cota 1031.55 sobre el nivel del mar, y teniendo en cuenta que el nivel normal de operación

aguas arriba de la conducción, en el tanque de almacenamiento de las obras de derivación de la central, se encontraba en la cota 1111.75 sobre el nivel del mar se calculó una cabeza hidráulica de 80,2 ton/m² de presión. Además, la deflexión horizontal Δ_{29} de la tubería en ese punto era de 40°.

Obtenida la presión en el accesorio de tubería encontrado dentro del bloque de anclaje se calcula la fuerza horizontal total utilizando la Ecuación 11. El resultado de dicha fuerza se calculó en 155.5 ton.

El análisis geotécnico del terreno de desplante para el bloque dio como resultado presencia de perfil IIA (roca bastante fracturada), con lo cual se calculó un ϕ de 41° y con esto, utilizando la Ecuación 12, un μ de 0.87. Debido a que se tenía roca fracturada en el terreno no se consideraron empujes por parte este, esto debido a que se puede asumir que es estable y continuará estable luego de fundir el bloque.

Una vez obtenida esta información se calculó un volumen de concreto, teniendo en cuenta un factor de seguridad de 1.5 como se mencionó anteriormente. El volumen calculado quedó en 124.5 m³; a este valor ya le fue restado el volumen ocupado por la tubería dentro del bloque. Con este volumen se calculó el peso del bloque más el agua por metro lineal en 485.36 KN/m, y multiplicándolo por el coeficiente de fricción se obtuvo una fuerza resistente de fricción de 421.9 KN/m. En la Figura 29 se puede ver el diagrama de cuerpo libre del bloque, y los resultados se pueden ver en la Tabla 16.

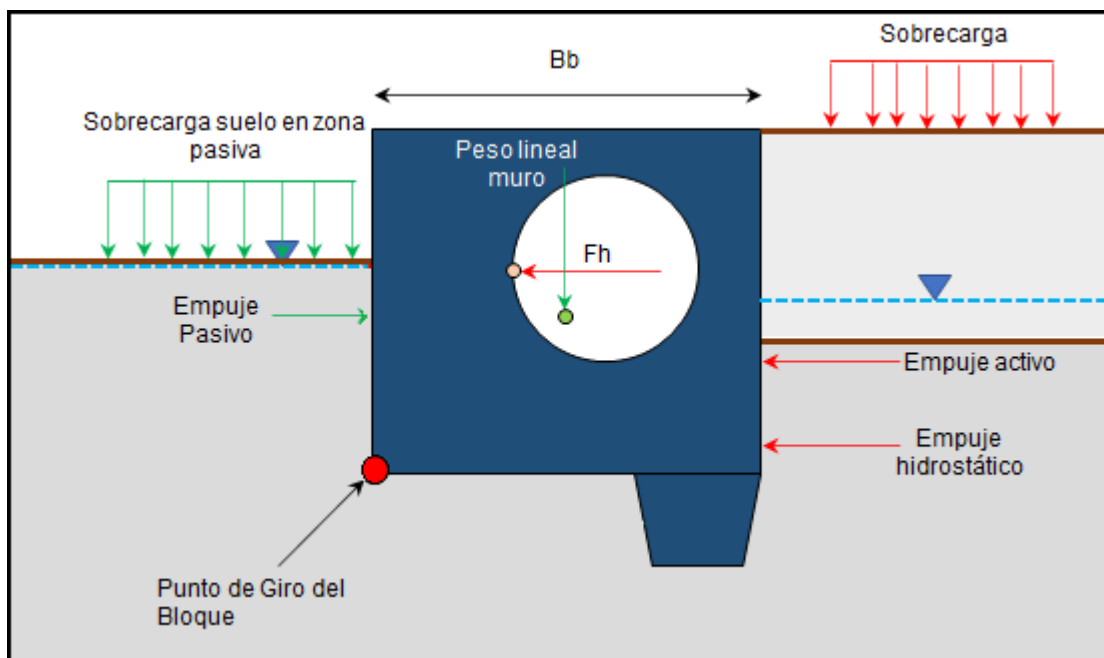


Figura 29. Diagrama de cuerpo libre - Bloque de anclaje

Los empujes activos se presentan hacia el lado del talud del bloque, ya que el terreno trata de empujarlo, mientras que los pasivos se encuentran al lado contrario, hacia el vacío, ya que el bloque trata de empujar el terreno.

Tabla 16. Resultados de fuerzas en el bloque de anclaje

Fuerzas Horizontales	Fuerzas deslizantes [kN/m]	Fuerzas resistentes [kN/m]	Brazo x - respecto a punto giro muro [m]	Brazo y - respecto a punto giro muro [m]	Momentos volcadores [kN-m/m]	Momentos resistentes [kN-m/m]
Fuerza resistente de fricción	0,00	421,90	3,10	0,00	0,00	1505,89
Empuje pasivo	0,00	0	0,0	0,00	0,00	0,00
Empuje activo	0,00	0,0	0,0	0,26	0,00	0,00
Empuje del nivel freático	37,09	0,0	0,0	-0,58	-21,64	0,00
Sobrecarga	0,00	0,0	0,0	0,00	0,00	0,00
Fh tubería	232,15	0,0	0,0	2,25	522,35	0,00
	269,25	421,90			500,71	1505,89

Como se mencionó anteriormente no se consideraron empujes por parte del suelo debido a que este era un perfil de roca fracturada, como se evidencia en la Tabla 16.

En la Figura 27 se muestran las dimensiones del bloque. Es importante mencionar que la geometría elegida buscó poderse empotrar con alta seguridad en suelo competente, y debido a que el perfil definido era un poco complicado el bloque obtuvo un factor de seguridad de deslizamiento de 1.57 y de volcamiento de 3.01. Los resultados generales de otras alternativas de bloques que se tenían se pueden apreciar en la Tabla 17.

Tabla 17. Resultados de otras alternativas de bloques de anclaje

Alternativa	Geometría y propiedades bloque						Solicitaciones		Resultados	
	Ancho (m)	Alto (m)	Ancho superior llave (m)	Alto llave (m)	Longitud eje del bloque (m)	Volumen concreto aprox. (m3)	Fuerza horizontal (ton)	Fuerza por m (kN/m)	Factor de seguridad volcamiento	Factor de seguridad deslizamiento
1	6,00	3,84	0,70	1,50	7,80	164,62	155,54	199,42	3,34	1,89
2	6	3	0,7	1,5	7,3	117,27	155,54	213,07	3,64	1,51
3	5	3,5	0,7	1,25	10	154,15	155,54	155,54	3,05	1,86
4	6	3,5	0,7	1,5	6,7	127,73	155,54	232,15	3,01	1,57

La alternativa 4 fue la más adecuada, pese a que la alternativa 2 cumplía los criterios de estabilidad; esto debido a que la alternativa 4 se encontraba mejor empotrada en el perfil IIA, gracias a que la altura del bloque era mayor.

En la Figura 30 se puede ver una sección transversal del bloque implantado en el terreno. Se puede ver que el bloque se encontrará enterrado bajo una vía, esta es terciaria y lleva hasta el acceso a la casa de máquinas aguas abajo. Además, se puede apreciar los planos de falla asumidos, para lo cual se utilizó una inclinación

en el lado activo equivalente a $\theta = 45 + \frac{\phi}{2} = 65.5^\circ$, como se sugiere en (U.S. Army Corps of Engineers, 1989). Se puede ver como la llave de cortante induce que el plano de falla no vaya por la interfaz terreno-concreto sino por la interfaz terreno-terreno.

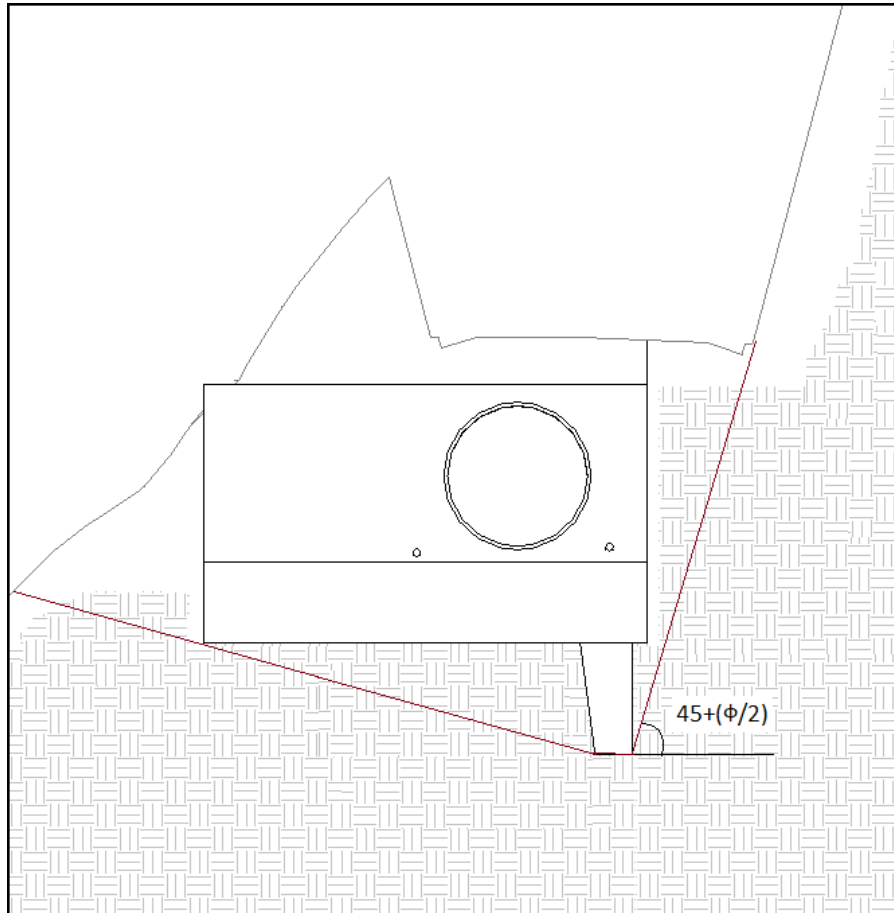


Figura 30. Vista en sección transversal de un bloque enterrado

El volumen de concreto necesario para construir el bloque de anclaje diseñado se calculó en 124.5 m^3 , teniendo en cuenta la resta del volumen ocupado por la tubería en su interior.

8.3.3.2. Bloque hacia talud

El bloque hacia talud utilizado para el análisis se encontraba en la cota 986.60 sobre el nivel del mar, y teniendo en cuenta que el nivel normal de operación mencionado anteriormente la cabeza hidráulica dio un resultado de 125.15 ton/m^2 de presión. Junto con esto, y teniendo un Δ_{38} de 54° , utilizando la Ecuación 11, se calculó una fuerza hidrostática horizontal resultante de 322.2 ton, este era el bloque que mayor fuerza hidrostática presentaba de toda la conducción.

Para el diseño de este bloque se tomó como presión lateral máxima un valor de 20 ton/m², sin embargo, era necesario realizar un análisis geotécnico más detallado para encontrar un valor más acertado, lo cual no está contemplado en este informe. Utilizando dicha presión lateral máxima asumida, y teniendo en cuenta una altura de bloque de 2,75 m, se calculó la longitud necesaria del concreto almohadilla (o zapata lateral) que permitiera tener el área requerida para resistir la fuerza hidrostática. Esto se realizó por medio de la Ecuación 13:

$$L_l = \frac{F_h}{P_{max} * h_b} \quad (13)$$

Donde:

- L_t : Longitud del concreto almohadilla o zapata lateral
- F_h : Fuerza hidrostática en el interior de la tubería
- P_{max} : Presión lateral máxima admisible por el suelo de contacto
- h_b : Altura del bloque de anclaje

La longitud del concreto almohadilla se calculó en 6.2 m, con lo cual se obtuvo un área lateral de 16.11 m², permitiendo una correcta distribución de la fuerza resultante contra el terreno. En la Figura 28 se muestra el bloque estudiado.

El volumen de concreto necesario para construir el bloque de anclaje diseñado, incluyendo el concreto almohadilla, se calculó en 23.7 m³, teniendo en cuenta la resta del volumen ocupado por la tubería en su interior.

8.3.4. Análisis de resultados

El terreno de implantación en el bloque hacia vacío, al ser roca fracturada, es seguro para que el bloque se encuentre bien empotrado, además, utilizando la llave de cortante en la parte inferior del bloque permite inducir un plano de falla por la roca y no por la interfaz terreno-concreto.

Como se puede apreciar el bloque hacia vacío se encuentra controlado por el volcamiento, se intentó cambiar la geometría del bloque para reducir su volumen y que controlara el deslizamiento, pero las condiciones del terreno no lo permitieron. Sin embargo, al tener un ϕ alto es bueno tener un margen en el factor de seguridad en caso de que el terreno real presente unas condiciones de fricción más desfavorables a las asumidas.

Para el mismo bloque el volumen calculado es alto a comparación de la mayoría de los bloques, esto debido a que la fuerza presentada en este bloque era de las más grandes.

En cuanto al bloque hacia talud es necesario reafirmar que las condiciones reales del terreno son sumamente importantes para saber cuál es su capacidad máxima de contacto lateral real, de esto depende el área necesaria del concreto almohadilla para la correcta distribución de la fuerza hidrostática sobre el terreno.

Los bloques hacia el talud, en general, tendrán menos volumen de concreto que los bloques hacia vacío, debido a que en los primeros el terreno juega un papel fundamental a la hora de resistir la fuerza hidrostática presentada en la tubería al interior de los bloques, mientras que en el segundo se debe asegurar un volumen suficiente que induzca una fricción en la parte inferior del bloque, y es esta fuerza de fricción la que se encargará de resistir dicha fuerza hidrostática.

Como lo muestra la Figura 30, para la construcción de estos bloques se estipularon excavaciones verticales; es muy indispensable verificar las condiciones reales del terreno in situ y realizar los tratamientos necesarios para asegurar la estabilidad del terreno en el momento que se esté construyendo el bloque, es obligatorio garantizar la seguridad de los encargados de hacer esta construcción.

9. CONCLUSIONES

El uso de modelos estructurales permite identificar problemas en los diseños que podrían ser difíciles de ver si no se tuviera acceso a los mismos, por lo que se concluye que su utilización brinda un gran aporte en cuanto al diseño de las estructuras. Además, las técnicas de modelado geométrico permiten agilizar en gran escala la presentación del proyecto a los clientes y así mismo la entrega oportuna de los planos.

Los modelos estructurales traen consigo bastantes beneficios, sin embargo, es muy importante entender y analizar los resultados que estos brindan, ya que puede haber errores humanos en la calibración previa y presentar resultados erróneos. Por otro lado, hay que verificar el alcance de cada programa y sus limitaciones para no generar modelos incompletos o incongruentes con la realidad.

Las obras requeridas para un proyecto pueden tener varias alternativas de diseño por lo que se concluye que es de gran importancia considerar el criterio económico y de facilidad constructiva a la hora de elegir la alternativa más adecuada

Con los resultados obtenidos se puede observar que el método de la resistencia como método de diseño es adecuado, ya que permite tener un margen de seguridad amplio a la hora de calcular las dimensiones y el refuerzo de los elementos estructurales

Se concluye que el terreno de implantación para cada una de las obras juega un papel muy importante para las obras que se requieran construir bajo la superficie, como lo son los bloques de anclaje. Este define las condiciones principales para la geometría de esta clase de estructuras.

Las obras de ingeniería especializada, en general, tienen un alto grado de complejidad, por lo que es necesario tener un conocimiento claro los temas concernientes en los materiales académicos y las normas de diseño y construcción para realizar un correcto análisis de estas y generar alternativas de diseño seguras para la comunidad.

10. REFERENCIAS

- Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (AIS). (25 de julio de 1984). *Requisitos generales de Diseño y Construcción Sismo - Resistente*. Recuperado el 15 de enero de 2021, de ICBF: https://www.icbf.gov.co/cargues/avance/docs/decreto_1400_1984.htm
- Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (AIS). (19 de marzo de 2010). *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente*. Recuperado el 15 de enero de 2021, de AsoSísmica: <https://www.asosismica.org.co/publicaciones/publicaciones-tecnicas/>
- Autodesk Inc. (2021). *Revit - Software BIM multidisciplinario para diseños coordinados de mayor calidad*. Obtenido de AUTODESK: <https://latinoamerica.autodesk.com/products/revit/overview?term=1-YEAR>
- Botero Palacio, J. C. (2011). *Dinámica de Estructuras: Sistemas de un grado de libertad*. Medellín: Fondo Editorial Universidad EAFIT.
- Comisión Económica para América Latina y El Caribe (CEPAL). (octubre de 2004). *Desarrollo de Infraestructura y Crecimiento Económico: Revisión Conceptual*. Recuperado el 15 de enero de 2021, de Repositorio CEPAL: https://repositorio.cepal.org/bitstream/handle/11362/6441/1/S048642_es.pdf
- CSI Inc. (2020). *Sap2000 - Structural Analysis and Design*. Obtenido de Computers & Structures, Inc.: <https://www.csiamerica.com/products/sap2000>
- Das, B. M. (1999). *Principles of Foundation Engineering*. Sacramento, California: International Thomson Editores.
- Gobierno nacional Colombiano. (1991). *Constitución Política de Colombia*. Obtenido de Secretaría general del Senado: http://www.secretariasenado.gov.co/senado/basedoc/constitucion_politica_1991.html#1
- Gobierno Nacional Colombiano. (26 de mayo de 2015). *Decreto 1076 de 2015 Sector Ambiente y Desarrollo Sostenible*. Obtenido de Función Pública: <https://www.funcionpublica.gov.co/eva/gestornormativo/norma.php?i=78153>
- INVIAS. (2013). *Cartilla de dimensiones y refuerzo*. Obtenido de Instituto Nacional de Vías: <https://www.invias.gov.co/index.php/normativa/documentos-tecnicos1>

- Pi Épsilon. (2020). *Servicios y Área de la Ingeniería*. Recuperado el 15 de enero de 2021, de Pi Épsilon Proyectos de Ingeniería Especializada S.A.S.: <http://www.piepsilon.com.co/sitio/services/>
- Pi Épsilon. (15 de enero de 2021). *Proyectos*. Obtenido de Pi Épsilon Proyectos de Ingeniería Especializada S.A.S: <http://www.piepsilon.com.co/sitio/projects/>
- Riveros Jerez, C. A. (2018). *Análisis Estructural*. Medellín, Colombia: Facultad de Ingeniería Universidad de Antioquia.
- U.S. Army Corps of Engineers. (1989). *Retaining and Flood Walls*. Washington DC: CECW-ED.
- U.S. Army Corps of Engineers. (2005). *Stability Analysis of Concrete Structures*. Washington DC: CECW-ED.
- United Nations Development Programme. (2019). *Informe sobre Desarrollo Humano 2019*. Recuperado el 14 de enero de 2021, de UNDP: http://hdr.undp.org/sites/default/files/hdr_2019_es.pdf
- Vivas, J. (10 de febrero de 2019). *El mapa de 1.710 poblados que aún se alumbran con velas en Colombia*. Recuperado el 14 de enero de 2021, de El Tiempo: <https://www.eltiempo.com/colombia/otras-ciudades/los-lugares-que-aun-viven-sin-energia-electrica-en-colombia-325892>
- World Economic Forum. (2019). *The Global Competitiveness Report 2019*. Recuperado el 15 de enero de 2021, de WE Forum: http://www3.weforum.org/docs/WEF_TheGlobalCompetitivenessReport2019.pdf