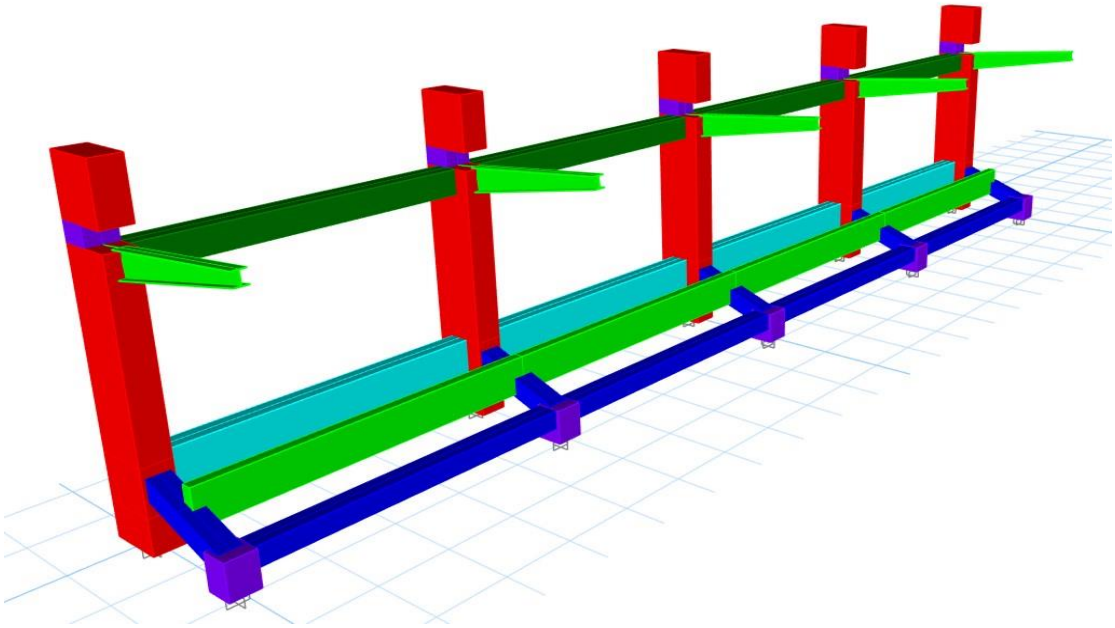
# MEMORIAS ESTRUCTURALES

## P-498-04-01

## ESCENARIOS SANTA RITA GRADERIAS



**DISEÑÓ**

**I.C. JOSE ANTONIO TRESPALACIOS REYES.**
ESPECIALISTA EN ANÁLISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS.
M.P 13202145570 BLV

**Asunto:** M-498-04-01 ESCENARIOS SANTA RITA – GRADERIAS
**Motivo:** Memorias de cálculo y Planos estructurales P-498-04-01
**Fecha firma:** 15/11/2024
**Correo electrónico:** joantres15@hotmail.com
**Nombre de usuario:** JOSE ANTONIO TRESPALACIOS REYES
**ID transacción:** 175ee9a-7ab1-4566-9d89-3af1aadf5c59

**FECHA: 15 DE NOVIEMBRE DE 2024**

**TABLA DE CONTENIDO**

1 INTRODUCCIÓN ..... 6
1.1 ALCANCE ..... 6
2 DEFINICIÓN DE SISTEMA ESTRUCTURAL ..... 6
3 REFERENCIAS ..... 7
3.1 CÓDIGOS Y ESTÁNDARES MANDATORIOS ..... 7
4 SISTEMA ESTRUCTURAL Y FILOSOFIA DE DISEÑO ..... 8
5 MATERIALES ESTRUCTURALES ..... 8
6 ANÁLISIS DE CARGA ..... 9
6.1 CARGAS MUERTAS ..... 9
6.2 CARGAS VIVAS ..... 10
6.3 CARGAS ACCIDENTALES ..... 10
6.4 SÍSMICAS ..... 10
6.5 EÓLICAS ..... 11
6.6 AVALÚO DE CARGAS ..... 11
6.7 COMBINACIONES DE CARGA ..... 12
7 PARÁMETROS SÍSMICOS ..... 13
7.1 ZONA DE AMENAZA SÍSMICA ..... 13
7.2 GRUPO DE USO ..... 16
7.3 PERFIL DE SUELO ..... 16
7.4 CONSTRUCCIÓN DEL ESPECTRO DE DISEÑO ..... 18
8 ANÁLISIS SISMICO ..... 19
8.1 PORCENTAJE DE PARTICIPACIÓN DE MASAS ..... 19
8.2 PERÍODO Y CORTANTE BASAL DE LA ESTRUCTURA ..... 20
8.3 AJUSTE DE RESULTADOS ..... 21
8.4 COMBINACIONES DE LOS MODOS ..... 21
8.5 DIRECCIÓN DE APLICACIÓN DE LAS FUERZAS SÍSMICAS ..... 22
8.6 FUERZA DE DISEÑO EN LOS ELEMENTOS COLUMNAS ..... 22
9 DEFINICIÓN DE LOS PARÁMETROS QUE DEETERMINAN LA RESISTENCIA AL FUEGO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES ..... 24
9.1 PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO DE LA RESISTENCIA AL FUEGO DE LOS ..... 25

ELEMENTOS ESTRUCTURALES ..... 25
10 ÍNDICES DE SOBRESFUERZOS ..... 27
11 DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES ..... 29
11.1 DISEÑO CIMENTACIÓN ..... 29
11.1.1 LONGITUD DE DESARROLLO A COMPRESIÓN ..... 30
11.1.2 CONCÉNTRICAS ..... 30
11.1.3 DISEÑO VIGA DE CIMENTACIÓN ..... 34
11.2 DISEÑO DE PERNOS ..... 35
11.2.1 DISEÑO DE PERNOS CONEXIÓN COLUMNA/VIGA ..... 35
11.3 CUANTIA REQUERIDA EN COLUMNAS ..... 37
11.4 ÁREA DE ACERO EN VIGAS ..... 38

## INDICE DE TABLAS

Tabla 1. Definición del sistema estructural, NSR-10. ..... 7
Tabla 2. Resistencia de materiales y recubrimientos mínimos de elementos. ..... 8
Tabla 3. Cargas muertas mínimas de elementos no estructurales, NSR-10. ..... 9
Tabla 4. Cargas mínimas vivas uniformes distribuidas, NSR-10. ..... 10
Tabla 5. Combinaciones de carga para diseño de vigas, muros y cálculo de cimentación ..... 12
Tabla 6. Valores de coeficiente de importancia, NSR-10. ..... 15
Tabla 7. Valores del coeficiente $F_a$. ..... 16
Tabla 8. Valores del coeficiente $F_v$. ..... 16
Tabla 9. Construcción del espectro de diseño ..... 17
Tabla 10. Participación de masas. ..... 18
Tabla 11. Período y cortante basal de la estructura. ..... 19
Tabla 12. Período fundamental de la Edificación..... 19
Tabla 13. Ajuste de resultados..... 20
Tabla 14. Combinación de carga para diseño de columnas ..... 22
Tabla 15. Longitud de barras a compresión. ..... 29
Tabla 16. Datos de entrada cimentación concéntrica (Z1). ..... 29
Tabla 17. Cálculo de momento en el borde de la columna. ..... 30
Tabla 18. Predimencionamiento y cálculo de acero en zapatas ..... 30
Tabla 19. Cálculo de cortante. ..... 31
Tabla 20. Chequeo de punzonamiento en zapata ..... 31
Tabla 21. Diseño de cimentación concéntrica (Z2) ..... 32

## INDICE DE FIGURAS

Figura 1. Avalúo de cargas de gradas. ..... 11
Figura 2. Avalúo de cargas cubierta. ..... 11
Figura 3. Mapa aceleración pico efectiva. ..... 13
Figura 4. Mapa de velocidad pico efectiva ..... 14
Figura 5. Perfil del suelo – Estudio de suelo ..... 15
Figura 6. Espectro ..... 17
Figura 7. Perfilería metálica ..... 26
Figura 8. Índices de sobre esfuerzos en perfiles metálicos ..... 27
Figura 9. Cargas y momentos máximos por nodo ..... 28
Figura 10. Esquema zapata concéntrica ..... 30
Figura 11. Diagrama de momentos ..... 34
Figura 12. Cuantía requerida en columnas. ..... 36
Figura 13. Área de acero en vigas ejes 1 y 5 ..... 37
Figura 14. Área de acero en vigas eje 2, 3 y 4 ..... 38
Figura 15. Área de acero en vigas eje A ..... 38
Figura 16. Área de acero en vigas eje B ..... 39
Figura 17. Área de acero en vigas gradas ..... 39

# MEMORIAS ESTRUCTURALES

## 1 INTRODUCCIÓN

El presente documento hace referencia al diseño estructural del proyecto ESCENARIOS SANTA RITA - GRADERIAS. Como sistema estructural de resistencia sísmica se utilizó el sistema de pórticos en concreto reforzado. Todo el sistema con capacidad mínima de disipación de energía DMI (Ro=2.5). Sistema estructural definido en la NSR-10.

### 1.1 ALCANCE

Este documento cubre el siguiente alcance:

- Mínimos requerimientos para el diseño estructural basadas Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10. Cuando no exista un requerimiento en la norma NSR-10 aplicable, se emplearán preferentemente las normas o estándares norteamericanos.

- Mínimos requerimientos para el diseño arquitectónico del edificio.

## 2 DEFINICIÓN DE SISTEMA ESTRUCTURAL

Según NSR-10 **numeral A.3.7.1 - SISTEMA DE RESISTENCIA SÍSMICA -** Los elementos del sistema estructural de resistencia sísmica, y sus conexiones, deben diseñarse utilizando todas las solicitaciones requeridas por el Título B del Reglamento, debidamente combinadas según se exige allí.

Las fuerzas sísmicas obtenidas del análisis **Fs**, se reducen, dividiéndolas por el coeficiente de capacidad de disipación de energía, **R**, correspondiente al sistema estructural de resistencia sísmica, para obtener las fuerzas sísmicas reducidas de diseño **E= Fs/ R** que se emplean en las combinaciones de carga prescritas en el Título B. El valor del coeficiente de capacidad de disipación de energía para ser empleado en el diseño corresponde al coeficiente de disipación de energía básico, **Ro.**

**Tabla A.3-3**
**Sistema estructural de pórtico resistente a momentos (Nota 1)**

| C. SISTEMA DE PÓRTICO RESISTENTE A MOMENTOS | | Valor $R_0$ (Nota 2) | Valor $\Omega_0$ (Nota 4) | zonas de amenaza sísmica | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | Alta | | Intermedia | | baja | |
| Sistema resistencia sísmica (fuerzas horizontales) | Sistema resistencia para cargas verticales | | | uso permit | altura máx. | uso permit | altura máx. | uso permit | altura máx. |
| **1. Pórticos resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (*DES*)** | | | | | | | | | |
| a. De concreto (*DES*) | el mismo | 7.0 | 3.0 | si | sin límite | si | sin límite | si | sin límite |
| b. De acero (*DES*) | el mismo | 7.0 (Nota-3) | 3.0 | si | sin límite | si | sin límite | si | sin límite |
| c. Mixtos | Pórticos de acero o mixtos resistentes o no a momentos | 7.0 | 3.0 | si | sin límite | si | sin límite | si | sin límite |
| d. De acero con cerchas dúctiles (*DES*) | Pórticos de acero resistentes o no a momentos | 6.0 | 3.0 | si | 30 m | si | 45 m | si | sin límite |
| **2. Pórticos resistentes a momentos con capacidad moderada de disipación de energía (*DMO*)** | | | | | | | | | |
| a. De concreto (*DMO*) | el mismo | 5.0 | 3.0 | no se permite | | si | sin límite | si | sin límite |
| b. De acero (*DMO*) | el mismo | 5.0 (Nota-3) | 3.0 | no se permite | | si | sin límite | si | sin límite |
| c. Mixtos con conexiones rígidas (*DMO*) | Pórticos de acero o mixtos resistentes o no a momentos | 5.0 | 3.0 | no se permite | | si | sin límite | si | sin límite |
| **3. Pórticos resistentes a momentos con capacidad mínima de disipación de energía (*DMI*)** | | | | | | | | | |
| a. De concreto (*DMI*) | el mismo | 2.5 | 3.0 | no se permite | | no se permite | | si | Sin límite |
| b. De acero (*DMI*) | el mismo | 3.0 | 2.5 | no se permite (nota 5) | | no se permite (nota 5) | | si | Sin límite |
| c. Mixtos con conexiones totalmente restringidas a momento (*DMI*) | Pórticos de acero o mixtos resistentes o no a momentos | 3.0 | 3.0 | no se permite (nota 5) | | no se permite (nota 5) | | si | Sin límite |
| d. Mixtos con conexiones parcialmente restringidas a momento | Pórticos de acero o mixtos resistentes o no a momentos | 6.0 | 3.0 | no se permite | | si | 30 m | si | 50 m |
| e. De acero con cerchas no dúctiles | el mismo | 1.5 | 1.5 | no se permite (nota 5) | | no se permite (nota 5) | | si | 12 m |
| f. De acero con perfiles de lámina doblada en frío y perfiles tubulares estructurales PTE que no cumplen los requisitos de F.2.2.4 para perfiles no esbeltos (nota 6) | el mismo | 1.5 | 1.5 | no se permite (nota 5) | | no se permite (nota 5) | | si | Sin límite |
| g. Otras estructuras de celosía tales como vigas y cerchas | | No se pueden usar como parte del sistema de resistencia sísmica, a no ser que tengan conexiones rígidas a columnas, en cuyo caso serán tratadas como pórticos de celosía | | | | | | | |
| **4. Pórticos losa-columna (incluye reticular celulado)** | | | | | | | | | |
| a. De concreto con capacidad moderada de disipación de energía (*DMO*) | el mismo | 2.5 | 3.0 | no se permite | | si | 15 m | si | 21 m |
| b. De concreto con capacidad mínima de disipación de energía (*DMI*) | el mismo | 1.5 | 3.0 | no se permite | | no se permite | | si | 15 m |
| **5. Estructuras de péndulo invertido** | | | | | | | | | |
| a. Pórticos de acero resistentes a momento con capacidad especial de disipación de energía (*DES*) | el mismo | 2.5 (Nota-3) | 2.0 | si | Sin límite | si | sin límite | si | Sin límite |
| b. Pórticos de concreto con capacidad especial de disipación de energía (*DES*) | el mismo | 2.5 | 2.0 | si | Sin límite | si | sin límite | si | Sin límite |
| c. Pórticos de acero resistentes a momento con capacidad moderada de disipación de energía (*DMO*) | el mismo | 1.5 (Nota-3) | 2.0 | no se permite | | si | sin límite | Si | sin límite |

**Tabla 1. Definición del sistema estructural, NSR-10.**

# 3 REFERENCIAS

## 3.1 CÓDIGOS Y ESTÁNDARES MANDATORIOS

- NSR-10 Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente enero del 2010 (Decreto número 926 del 19 marzo, 2010).
- Decreto número 2525 del 13 de julio 2010, modificación del Decreto 926 del 2010.
- Decreto número 092 del 17 de enero 2011, modificación del Decreto 926 del 2010.
- Decreto número 340 del 13 de febrero 2012, modificación del Decreto 926 del 2010.
- Decreto número 945 del 5 de junio 2017, modificación del Decreto 926 del 2010.

# 4 SISTEMA ESTRUCTURAL Y FILOSOFIA DE DISEÑO

Es una estructura rectangular de aproximadamente 28.3 metros de largo y 4.88 metros de ancho, con una altura de 7.34 metros. El área total de construcción es de 138 m2.

El sistema estructural ha sido configurado como pórticos rígidos de concreto para garantizar la estabilidad de la estructura ante fuerzas horizontales como las de sismo y viento. La estructura se ha modelado con el programa informático Etabs.

La estructura irá cimentada sobre unas zapatas superficiales. La cimentación de cada columna tiene una dimensión la cual depende de la carga y momento máximo de estas. Para más información sobre el cálculo de las zapatas dirigirse al capítulo **12.3**

# 5 MATERIALES ESTRUCTURALES

En el Proyecto han sido considerados materiales que están autorizados por la NSR-10. Para las barras corrugadas de acero se cumplirán con la norma NTC 2289 (ASTM A706) grado 60 (G420). La resistencia a la compresión del concreto será mayor a 17MPa como se estipula en la sección C.1.1.1.

El cemento será cemento Portland acorde a la NTC121 tipo MRS o ASTM C150 TIPO II conforme a las normativas NTC 121, NTC 312 y ACI 301-16. Los áridos serán resistentes, durables, no reactivos, con un tamaño que no excederá de los 20 mm (¾") conforme a la normativa NTC 174 (ASTM C33).

| Grupos | Acero de refuerzo (MPa) | f'c (MPa) | Min. Recubrimiento (mm) |
|---|---|---|---|
| *Zapatas* | *420* | *28* | *75* |
| *Vigas de cimentación* | *420* | *28* | *75* |
| *Columnas* | *420* | *28* | *40* |
| *Vigas* | *420* | *28* | *40* |
| *Losas* | *420* | *28* | *30* |

**Tabla 2. Resistencia de materiales y recubrimientos mínimos de elementos.**

Con respecto al módulo de elasticidad de los materiales para el acero no pre-esforzado este módulo debe ser de 200,000 (Es = 200,000 MPa), mientras que para el concreto de manera general se puede utilizar la siguiente ecuación (que hace referencia a un concreto de densidad normal con agregado grueso de origen metamórfico).

$$Ec = 4700 \cdot \sqrt{f'_c}$$

Acero perfil IPE: **A-36**
Acero platinas: **A-36**
Acero pernos: **A-325**

# 6 ANÁLISIS DE CARGA

Las cargas son fenómenos que producen cambios en el estado de tensiones y deformaciones en los miembros, elementos y conexiones de una estructura. Las acciones se clasifican en: muertas, vivas, accidentales y extraordinarias. Para la estimación de los sistemas de cargas que actuarán durante la vida útil de la estructura se aplicarán título B (Cargas) de la NSR-10.

## 6.1 CARGAS MUERTAS

Las cargas muertas son las que actúan continuamente sobre una estructura y cuya magnitud puede considerarse invariable en el tiempo, como las cargas debidas al peso propio de los componentes estructurales y no estructurales.

La estimación de las cargas muertas se fundamenta en el capítulo B.3 (Carga muerta) de la NSR-10.

El peso propio de los componentes estructurales y no estructurales fue considerado, automáticamente, dentro del programa de diseño estructural.

Tabla B.3.4.1-3
Cargas muertas mínimas de elementos no estructurales horizontales – pisos

| *Componente* | *Carga* ($kN/m^2$) *$m^2$ de área en planta* | *Carga* ($kgf/m^2$) *$m^2$ de área en planta* |
|---|---|---|
| ***Pisos y acabados*** | | |
| Acabado de piso en concreto | 0.0200 (por mm de espesor) | 20 (por cm de espesor) |
| Afinado (25 mm) sobre concreto de agregado pétreo | 1.50 | 150 |
| Baldosa cerámica (20 mm) sobre 12 mm de mortero. | 0.80 | 80 |
| Baldosa cerámica (20 mm) sobre 25 mm de mortero. | 1.10 | 110 |
| Baldosa sobre 25 mm de mortero | 1.10 | 110 |
| Bloque de asfalto (50 mm), sobre 12 mm de mortero | 1.50 | 150 |
| Bloque de madera (75 mm) sin relleno | 0.50 | 50 |
| Bloque de madera (75 mm) sobre 12 mm de mortero | 0.80 | 80 |
| Durmientes de madera, 20 mm | 0.15 | 15 |
| Madera densa, 25 mm | 0.20 | 20 |
| Mármol y mortero sobre concreto de agregado pétreo | 1.60 | 160 |
| Piso asfáltico o linóleo, 6 mm | 0.05 | 5 |
| Pizarra | 0.030 (por mm de espesor) | 30 (por cm de espesor) |
| Terrazzo (25 mm), concreto 50 mm | 1.50 | 150 |
| Terrazzo (40 mm) directamente sobre la losa | 0.90 | 90 |
| Terrazzo (25 mm) sobre afinado en concreto | 1.50 | 150 |

**Tabla 3. Cargas muertas mínimas de elementos no estructurales, NSR-10.**

## 6.2 CARGAS VIVAS

Las cargas vivas son aquellas que actúan sobre la estructura con una magnitud variable en el tiempo y que se debe a su ocupación y uso habitual. La estimación de las cargas vivas se fundamentó en el capítulo B.4 (Cargas vivas) de la NSR-10.

**Tabla B.4.2.1-1**
**Cargas vivas mínimas uniformemente distribuidas**

| Ocupación o uso | | Carga uniforme (kN/m²) m² de área en planta | Carga uniforme (kgf/m²) m² de área en planta |
|---|---|---|---|
| *Reunión* | Balcones | 5.0 | 500 |
| | Corredores y escaleras | 5.0 | 500 |
| | Sillería fija (fijada al piso) | 3.0 | 300 |
| | Gimnasios | 5.0 | 500 |
| | Vestíbulos | 5.0 | 500 |
| | Sillería móvil | 5.0 | 500 |
| | Áreas recreativas | 5.0 | 500 |
| | Plataformas | 5.0 | 500 |
| | Escenarios | 7.5 | 750 |
| *Oficinas* | Corredores y escaleras | 3.0 | 300 |
| | Oficinas | 2.0 | 200 |
| | Restaurantes | 5.0 | 500 |
| *Educativos* | Salones de clase | 2.0 | 200 |
| | Corredores y escaleras | 5.0 | 500 |
| | Bibliotecas | | |
| | Salones de lectura | 2.0 | 200 |
| | Estanterías | 7.0 | 700 |
| *Fábricas* | Industrias livianas | 5.0 | 500 |
| | Industrias pesadas | 10.0 | 1000 |
| *Institucional* | Cuartos de cirugía, laboratorios | 4.0 | 400 |
| | Cuartos privados | 2.0 | 200 |
| | Corredores y escaleras | 5.0 | 500 |
| *Comercio* | Minorista | 5.0 | 500 |
| | Mayorista | 6.0 | 600 |
| *Residencial* | Balcones | 5.0 | 500 |
| | Cuartos privados y sus corredores | 1.8 | 180 |
| | Escaleras | 3.0 | 300 |
| *Almacenamiento* | Liviano | 6.0 | 600 |
| | Pesado | 12.0 | 1200 |
| *Garajes* | Garajes para automóviles de pasajeros | 2.5 | 250 |
| | Garajes para vehículos de carga de | 5.0 | 500 |
| *Coliseos y Estadios* | Graderías | 5.0 | 500 |
| | Escaleras | 5.0 | 500 |

**Tabla 4. Cargas mínimas vivas uniformes distribuidas, NSR-10.**

## 6.3 CARGAS ACCIDENTALES

Las cargas accidentales son aquellas que, durante la vida útil de la estructura, tienen una pequeña probabilidad de ocurrencia y su duración se limita a breves Períodos de tiempo.

## 6.4 SÍSMICAS

Las acciones sísmicas, Fs, son producidas por el movimiento del terreno, producto de la liberación de energía en la corteza terrestre. (Ver Análisis Sísmico).

## 6.5 EÓLICAS

Las cargas eólicas son producidas por el contacto entre la estructura y las corrientes de viento. La estimación de las cargas de viento se fundamentó en el capítulo B.6 (Fuerzas de viento) de la NSR-10.

## 6.6 AVALÚO DE CARGAS




**Figura 1. Avalúo de cargas de gradas.**

| CARGAS MUERTAS | | |
|---|---|---|
| **Cubierta** | **Kg/m2** | **KN/m2** |
| Teja | 14 | 0.14 |
| Iluminación | 2.5 | 0.025 |
| Cielo raso | 0 | 0 |
| Correas | 4.5 | 0.045 |
| Paneles solares | 0 | 0 |
| **TOTAL MUERTA** | **21** | **0.21** |

| | |
|---|---|
| **Asumimos** | **0.25 KN/m^2** |

| CARGA VIVA | |
|---|---|
| Grados | 6.00° |
| Pendiente | 10.50 % |
| Carga viva | 0.50 KN/m^2 |
| Pendiente menor al 15° según NSR-10 B.4.2.1 | |

**Figura 2. Avalúo de cargas cubierta.**

## 6.7 COMBINACIONES DE CARGA

La estructura y todos sus componentes se diseñaron usando el método del estado límite de resistencia, para tal efecto se hizo necesario la utilización de las combinaciones de carga prescritas en el numeral B.2.4.2 de la NSR-10, y las cargas utilizadas fueron las siguientes:

CM= Carga Muerta

PP = Peso Propio

CV= Carga viva

CVC= Carga Viva de Cubierta

SPEC= Fuerza Sísmica

W= Viento

COMBINACIONES DE CARGA PARA DISEÑO

| | CM | CV | SPEC X | SPEC Y | CVC | Wx | Wy |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| B.2.4-1 | 1.40 | | | | | | |
| B.2.4-2 | 1.20 | 1.60 | | | 0.50 | | |
| B.2.4-3 | 1.20 | 1.00 | | | 1.60 | | |
| B.2.4-4X | 1.20 | 1.00 | | | 0.50 | 1.00 | |
| B.2.4-4Y | 1.20 | 1.00 | | | 0.50 | | 1.00 |
| B.2.4-5XV | 1.20 | 1.00 | 0.40 | | | | |
| B.2.4-5YV | 1.20 | 1.00 | | 0.40 | | | |
| B.2.4-6X | 0.90 | | | | | 1.00 | |
| B.2.4-6Y | 0.90 | | | | | | 1.00 |
| B.2.4-7XV | 0.90 | | 0.40 | | | | |
| B.2.4-7YV | 0.90 | | | 0.40 | | | |

COMBINACIONES DE CARGA PARA CALCULO DE CIMENTACIÓN

| | CM | CV | SPEC X | SPEC Y | CVC | Wx | Wy |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| B.2.3-1 | 1.00 | | | | | | |
| B.2.3-2 | 1.00 | 1.00 | | | | | |
| B.2.3-3 | 1.00 | | | | 1.00 | | |
| B.2.3-4 | 1.00 | 0.75 | | | 0.75 | | |
| B.2.3-5X | 1.00 | 1.00 | | | | 1.00 | |
| B.2.3-5Y | 1.00 | 1.00 | | | | | 1.00 |
| B.2.3-6X | 1.00 | | 0.280 | | | | |
| B.2.3-6Y | 1.00 | | | 0.280 | | | |
| B.2.3-7X | 1.00 | 0.75 | | | 0.75 | 0.75 | |
| B.2.3-7Y | 1.00 | 0.75 | | | 0.75 | | 0.75 |
| B.2.3-8X | 1.00 | 0.75 | 0.210 | | 0.75 | | |
| B.2.3-8Y | 1.00 | 0.75 | | 0.210 | 0.75 | | |
| B.2.3-9X | 0.60 | | | | | 1.00 | |
| B.2.3-9Y | 0.60 | | | | | | 1.00 |
| B.2.3-10X | 0.60 | | 0.280 | | | | |
| B.2.3-10Y | 0.60 | | | 0.280 | | | |

**Tabla 5. Combinaciones de carga para diseño de vigas, muros y cálculo de cimentación**

# 7 PARÁMETROS SÍSMICOS

## 7.1 ZONA DE AMENAZA SÍSMICA

El proyecto se encuentra ubicado en la ciudad de Cartagena, por lo tanto, se sitúa en zona de amenaza sísmica baja según mapa de amenazas sísmicas definido en NSR-10. La aceleración pico efectiva será de **Aa=0.10** y la velocidad pico efectiva será de **Av=0.10.**

(Ubicación Cartagena)

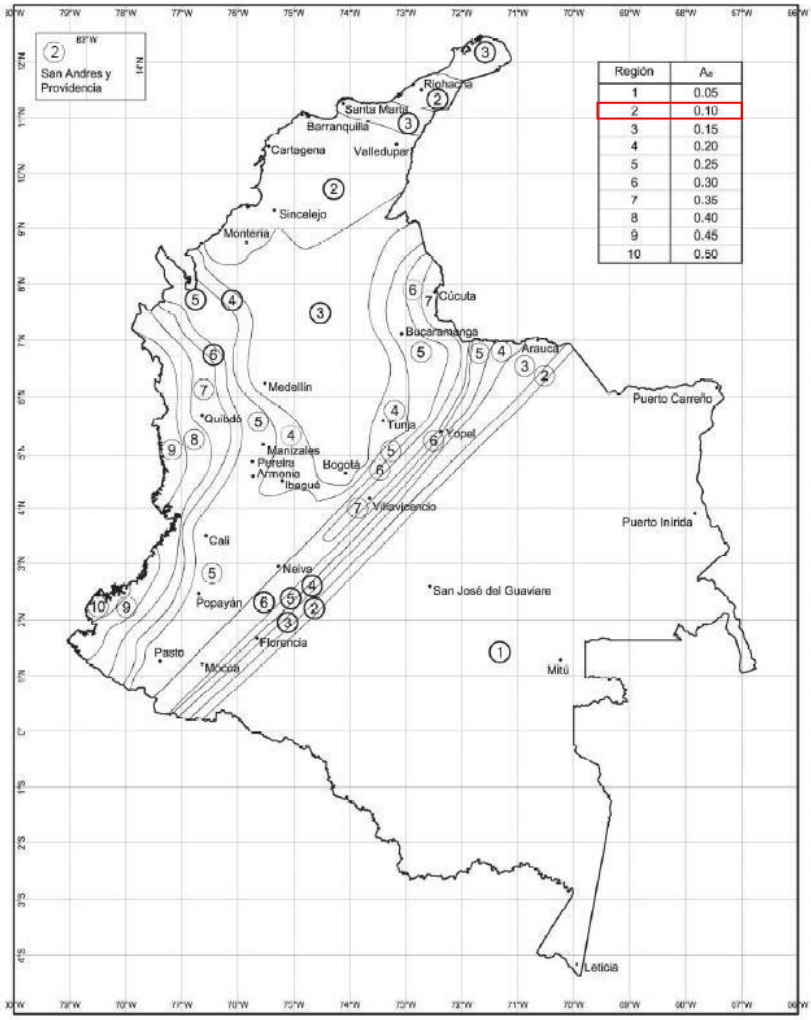



Figura A.2.3-2 — Mapa de valores de $A_a$

**Figura 3. Mapa aceleración pico efectiva.**

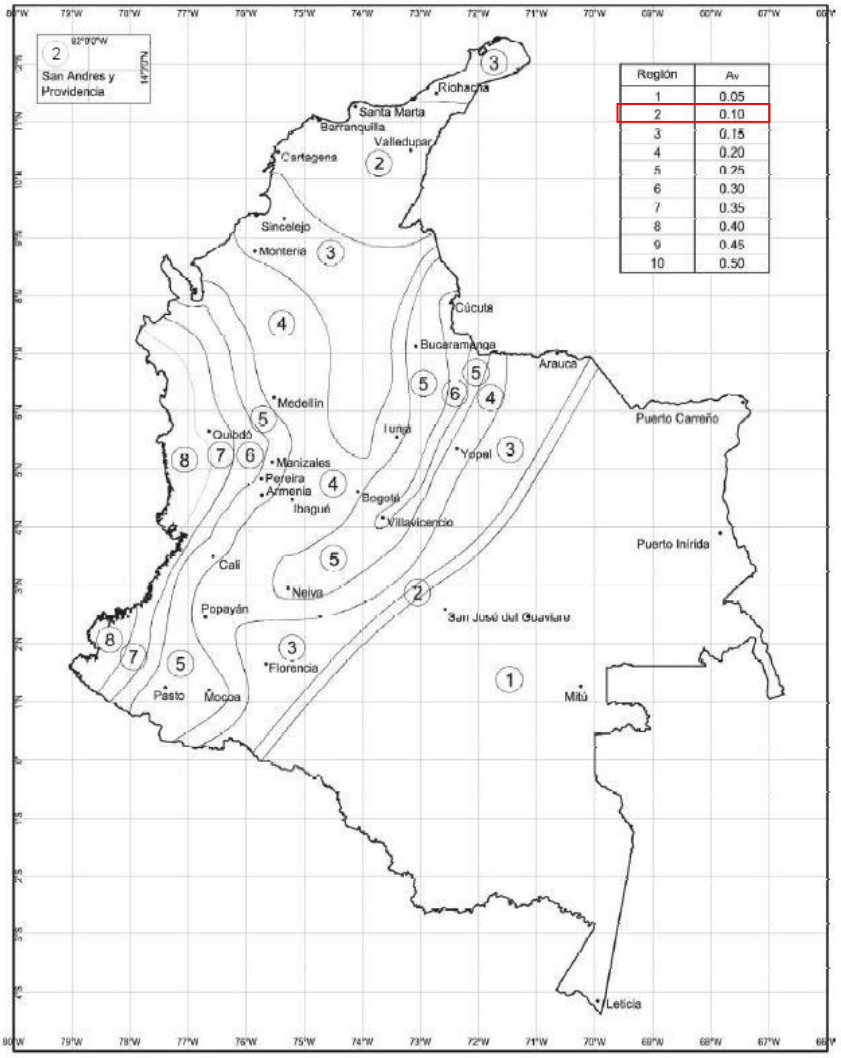



Figura A.2.3-3 - Mapa de valores de $A_V$

**Figura 4. Mapa de velocidad pico efectiva**

## 7.2 GRUPO DE USO

La edificación, por su uso se encuentra ubicada en grupo I, según tabla A.2.5-1 NSR-10

**A.2.5.1.4 — *Grupo* I — *Estructuras de ocupación normal*** — Todas la edificaciones cubiertas por el alcance de este Reglamento, pero que no se han incluido en los Grupos **II**, **III** y **IV**.

**Tabla A.2.5-1**
**Valores del coeficiente de importancia, I**

| Grupo de Uso | Coeficiente de Importancia, I |
|---|---|
| IV | 1.50 |
| III | 1.25 |
| II | 1.10 |
| I | 1.00 |

**Tabla 6. Valores de coeficiente de importancia, NSR-10.**

## 7.3 PERFIL DE SUELO

El perfil de suelo definido en el estudio de suelos realizado por el ingeniero Antonio Marimon Medrano en la página 7 es el siguiente:

**TABLA No. 4 PARAMETROS SISMICOS PARA LA ZONA DEL PROYECTO**

Tabla No. A.2.3-2. Valores para ciudades capitales de Colombia

| Ciudad | $A_a$ | $A_v$ | Zona de Amenaza Sísmica |
|---|---|---|---|
| Arauca | 0.15 | 0.15 | Intermedia |
| Armenia | 0.25 | 0.25 | Alta |
| Barranquilla | 0.10 | 0.10 | Baja |
| Bogotá D. C. | 0.15 | 0.20 | Intermedia |
| Bucaramanga | 0.25 | 0.25 | Alta |
| Cali | 0.25 | 0.25 | Alta |
| Cartagena | 0.10 | 0.10 | Baja |
| Cúcuta | 0.35 | 0.30 | Alta |

Los efectos locales sobre la respuesta sísmica de la estructura a considerar están dados por el perfil del suelo, que para efectos del Proyecto corresponden al perfil de suelos **D**.

**Figura 5. Perfil del suelo – Estudio de suelo**

**Tabla A.2.4-3**
**Valores del coeficiente $F_a$, para la zona de periodos cortos del espectro**

| 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 |

**Nota**: Para el perfil tipo **F** debe realizarse una investigación geotécnica particular para el lugar específico y debe llevarse a cabo un análisis de amplificación de onda de acuerdo con A.2.10.

**Tabla 7. Valores del coeficiente $F_a$.**

**Tabla A.2.4-4**
**Valores del coeficiente $F_v$, para la zona de períodos intermedios del espectro**

| 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 |

**Nota**: Para el perfil tipo **F** debe realizarse una investigación geotécnica particular para el lugar específico y debe llevarse a cabo un análisis de amplificación de onda de acuerdo con A.2.10.

**Tabla 8. Valores del coeficiente $F_v$.**

## 7.4 CONSTRUCCIÓN DEL ESPECTRO DE DISEÑO

Con los diferentes datos como son, aceleracion pico efectiva, tipo de suelo y grupo de uso, procedemos a construir el espectro de diseño

| | |
|---|---|
| PERFIL DE SUELO | D |

| | |
|---|---|
| Aa= | 0.10 |
| Av= | 0.10 |
| I= I | 1.00 |
| Fa= | 1.60 |
| Fv= | 2.40 |

| | | |
|---|---|---|
| To= | 0.1*AvFv/Aa*Fa | 0.15 |
| Tc= | 0.48*Av*Fv/Aa*Fa | 0.72 |
| TL= | 2.4*Fv | 5.76 |

**Tabla 9. Construcción del espectro de diseño**




**Figura 6. Espectro**

# 8 ANÁLISIS SISMICO

## ANÁLISIS SÍSMICO - ANÁLISIS DINÁMICO ELÁSTICO

Para el cálculo de las fuerzas sísmicas, se realizó un análisis dinámico espectral, según lo establecido el capítulo A.5 METODO DEL ANÁLISIS DINÁMICO.

Para la elaboración del análisis dinámico se realizó un modelo matemático tridimensional en el programa ETABS versión 20

Cumpliendo con lo establecido en el numeral A.5.2 se realizó un modelo el cual tuviera en cuenta la distribución de masas y rigideces existentes en la estructura.

### 8.1 PORCENTAJE DE PARTICIPACIÓN DE MASAS

**NUMERO DE MODOS DE VIBRACIÓN**

En el análisis dinámico deben incluirse todos los modos de vibración que contribuyan de una manera significativa a la respuesta dinámica de la estructura. Se considera que se ha cumplido este requisito cuando se demuestra que, con el número de modos empleados, p, se ha incluido en el cálculo de la respuesta, de cada una de las direcciones horizontales principales, j, por lo menos el 90 por ciento de la masa participante de la estructura.

| Mode | Period | UX | UY | SumUX | SumUY |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0.11 | 0.00 | 0.44 | 0.00 | 0.44 |
| 2 | 0.10 | 0.37 | 0.00 | 0.37 | 0.44 |
| 3 | 0.10 | 0.00 | 0.00 | 0.37 | 0.44 |
| 4 | 0.09 | 0.06 | 0.00 | 0.42 | 0.44 |
| 5 | 0.08 | 0.00 | 0.00 | 0.42 | 0.44 |
| 6 | 0.08 | 0.01 | 0.00 | 0.43 | 0.44 |
| 7 | 0.03 | 0.00 | 0.00 | 0.43 | 0.44 |
| 8 | 0.02 | 0.00 | 0.34 | 0.43 | 0.78 |
| 9 | 0.02 | 0.00 | 0.00 | 0.43 | 0.78 |
| 10 | 0.02 | 0.00 | 0.00 | 0.43 | 0.78 |
| 11 | 0.02 | 0.00 | 0.00 | 0.43 | 0.78 |
| 12 | 0.02 | 0.00 | 0.00 | 0.43 | 0.78 |
| 13 | 0.02 | 0.36 | 0.00 | 0.79 | 0.78 |
| 14 | 0.02 | 0.00 | 0.00 | 0.79 | 0.78 |
| 15 | 0.02 | 0.01 | 0.00 | 0.80 | 0.78 |
| 16 | 0.01 | 0.00 | 0.01 | 0.80 | 0.79 |
| 17 | 0.01 | 0.00 | 0.00 | 0.80 | 0.79 |
| 18 | 0.01 | 0.11 | 0.00 | 0.92 | 0.79 |
| 19 | 0.01 | 0.00 | 0.00 | 0.92 | 0.79 |
| 20 | 0.01 | 0.00 | 0.19 | 0.92 | 0.98 |

**Tabla 10. Participación de masas.**

## 8.2 PERÍODO Y CORTANTE BASAL DE LA ESTRUCTURA

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| TX= | 0.10 | 0.3200 | Vx= | 9.8683 |
| TY= | 0.11 | 0.3360 | Vy= | 11.1456 |

**Tabla 11. Período y cortante basal de la estructura.**

### PERÍODO FUNDAMENTAL DE LA EDIFICACIÓN SEGÚN A.4

Ta=Ct*H^α

| SISTEMA ESTRUCTURAL | Ct | α | Código |
|---|---|---|---|
| Pórticos Concreto | 0.047 | 0.9 | 1 |
| Pórticos Acero | 0.072 | 0.8 | 2 |
| Pórticos Acero Arriostrados | 0.073 | 0.75 | 3 |
| Muros de Rigidez | 0.049 | 0.75 | 4 |
| Muros de Mamposteria | 0.049 | 0.75 | 5 |

CODIGO= 1

| | |
|---|---|
| Ct= | 0.047 |
| α= | 0.9 |
| H= | 4.16m |
| W= | 68.5895 |

Selección 1

| | | Selección |
|---|---|---|
| Ta= | 0.170 | 1 |
| | | |
| Sa= | 0.400 | |
| Cu= | 1.462 | |
| Cu*Ta= | 0.248 | 2 |
| Sa= | 0.400 | |

| | |
|---|---|
| V= | 27.44ton |
| 0.8*V = | 21.95ton |

| | X | Y |
|---|---|---|
| T | 0.101 | 0.111 |
| Sa | 0.320 | 0.336 |
| V | 21.949 | 23.046 |

**Tabla 12. Período fundamental de la Edificación**

## 8.3 AJUSTE DE RESULTADOS

El valor del cortante dinámico total en la base, Vtj, obtenido para cualquiera de las dos direcciones principales, j no puede ser menor que los siguientes valores:

a) Para edificios clasificados como irregulares de acuerdo con los requisitos del capítulo A.3, no puede ser menor que el valor del cortante sísmico en la base, Vs, calculado de acuerdo con los requisitos del capítulo A.4.

b) Para edificios clasificados como regulares de acuerdo con los requisitos del capítulo A.3 no puede ser menor que el 80 por ciento del valor del cortante sísmico en la base, Vs, calculado de acuerdo con los requisitos del capítulo A.4 utilizando el Período de vibración aproximado Ta dado en A.4.2.2

El ajuste debe realizarse proporcionalmente a todos los parámetros de la respuesta dinámica tales como deflexiones, derivas, fuerzas en los pisos, cortantes en la base y fuerzas en los elementos.

| Estructura | |
|---|---|
| regular | 1 |
| irregular | 2 |

| | |
|---|---|
| Tipo de estructura | 1 |
| factor | 0.8 |

| | FHE | |
|---|---|---|
| Factor x= | 2.22 | 21.810 |
| Factor y= | 1.97 | 19.311 |

| DINAMICO | |
|---|---|
| 1.78 | 17.448 |
| 1.65 | 16.221 |

Cortante mayorado:

| | |
|---|---|
| Vx= | 21.95ton |
| Vy= | 21.95ton |

**Tabla 13. Ajuste de resultados.**

## 8.4 COMBINACIONES DE LOS MODOS

Para esta estructura se empleó el Complete Quadratic Combination method (CQC) para la Combinación modal tal como lo establece el código en el numeral A.5.4.4

La repuesta máxima obtenidas para cada modo, m de las deflexiones, derivas fuerzas en los pisos, cortantes de piso, cortante en la base y fuerzas en los elementos, deben combinarse utilizando métodos apropiados y debidamente sustentados, tales como el de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados u

otros. Debe tenerse especial cuidado cuando se calculen las combinaciones de las derivas, calculando la respuesta máxima de la deriva causada por cada modo independientemente y combinándolas posteriormente. No es permitido obtener las derivas totales a partir de deflexiones horizontales ya que han sido combinadas. Cuando se utilicen modelos matemáticos de análisis tridimensional deben tenerse en cuenta los efectos de interacción modal.

## 8.5 DIRECCIÓN DE APLICACIÓN DE LAS FUERZAS SÍSMICAS

Para la Combinación de las fuerzas sísmicas se utilizó Square Root of the Sum of the Squares method, de esta manera se tuvo en cuenta los efectos ortogonales presentes en la edificación.

NSR-10 A.3.6.3.2 Efectos ortogonales - Los efectos ortogonales pueden tenerse en cuenta suponiendo la concurrencia simultánea del 100% de las fuerzas sísmicas en una dirección y el 30% de las fuerzas sísmicas en la dirección perpendicular. Debe utilizarse la Combinación que requiera la mayor resistencia del elemento. Alternativamente, pueden calcularse como la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los efectos producidos por el 100% de las fuerzas sísmicas actuando independientemente en las dos direcciones ortogonales, asignándole el signo que conduzca al resultado más conservador.

## 8.6 FUERZA DE DISEÑO EN LOS ELEMENTOS COLUMNAS

Cuando se trate de análisis dinámico elástico, se dividen por el valor del coeficiente de capacidad de disipación de energía, R, del sistema de resistencia sísmica, modificado de acuerdo con la irregularidad según los requisitos A.3.3.3, para obtener las fuerzas sísmicas reducidas de diseño E, y se combinan con las otras cargas prescritas por este reglamento, de acuerdo con los requisitos del título B.

Pórticos resistentes a momentos-concreto

Ro= 2.5 (DMI)
$\phi$a=1.0
$\phi$p=1.0
$\phi$r= 1.0
R= 2.5

COMBINACIONES DE CARGA PARA DISEÑO DE COLUMNAS

| | CM | CV | SPEC X | SPEC Y | CVC | Wx | Wy |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| B.2.4-1 | 1.40 | | | | | | |
| B.2.4-2 | 1.20 | 1.60 | | | 0.50 | | |
| B.2.4-3 | 1.20 | 1.00 | | | 1.60 | | |
| B.2.4-4X | 1.20 | 1.00 | | | 0.50 | 1.00 | |
| B.2.4-4Y | 1.20 | 1.00 | | | 0.50 | | 1.00 |
| B.2.4-5XC | 1.20 | 1.00 | 0.40 | 0.12 | | | |
| B.2.4-5YC | 1.20 | 1.00 | 0.12 | 0.40 | | | |
| B.2.4-6X | 0.90 | | | | | 1.00 | |
| B.2.4-6Y | 0.90 | | | | | | 1.00 |
| B.2.4-7XC | 0.90 | | 0.40 | 0.12 | | | |
| B.2.4-7YC | 0.90 | | 0.12 | 0.40 | | | |

**Tabla 14. Combinación de carga para diseño de columnas**

# 9 DEFINICIÓN DE LOS PARÁMETROS QUE DEETERMINAN LA RESISTENCIA AL FUEGO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Para la NSR-10 la presente edificación según su uso entra en el grupo **Lugares de reunión** de **(L)**, además según el capito J.3.3.1.2 se menciona que este grupo hace parte de la Categoría II.

**J.3.3.1 — CATEGORIAS DE RIESGO DE LAS EDIFICACIONES** — Con el fin de evaluar la resistencia requerida al fuego todas las edificaciones se clasificarán, en función de los grupos de ocupación definidos en la tabla J.1.1-1, en una de las categorías de riesgo de pérdida de vidas humanas o amenaza de combustión que se definen a continuación.

**J.3.3.1.1** — ***Categoría I*** — Esta categoría comprende las edificaciones con mayor riesgo de pérdidas de vidas humanas o con alta amenaza de combustión. En ellas se incluyen:

**(a)** Grupos de Ocupación (A-1), (F-1), (I-2), (I-4), (P).
**(b)** Bodegas, depósitos e industrias de cualquier magnitud que manejen madera, pinturas, plásticos, algodón, combustible o explosivos de cualquier tipo.
**(c)** Edificios de más de 10 pisos que no cumplan con los requisitos del numeral J.3.3.1.2, literal (a).

**J.3.3.1.2** — ***Categoría II*** — Esta categoría comprende edificaciones de riesgo intermedio, tales como:

**(a)** Edificios para cualquier ocupación, de más de 10 pisos, que dispongan de sistemas de alarma contra incendio, visuales y sonoros e independientes entre sí, que sean probados por lo menos cada 60 días y cuenten con rociadores de agua automáticos a satisfacción de la autoridad competente.
**(b)** Grupos de Ocupación (I-1), (I-3), (I-5), (C-1), (C-2), (E), (L), (M), (R-2) y (R-3). Entre otros ancianatos, bares, restaurantes, cárceles, oficinas, centros comerciales, guarderías, colegios, universidades, hoteles, museos, teatros, salas de cine y salones de reunión.

**J.3.3.1.3** — ***Categoría III*** — Esta categoría comprende las edificaciones con baja capacidad de combustión. Incluye:

**(a)** Grupos de Ocupación (R-1), edificaciones para viviendas con 10 pisos o menos.
**(b)** Grupos de Ocupación (A-2), (F-2) y en general bodegas y edificios industriales no comprendidos en el numeral J.3.3.1.1, literal (b).

Para la edificación en cuestión, siendo ella de categoría II, debe de tener mínimo 1 hora de resistencia al fuego.

**Tabla J.3.4-4**
**Resistencia requerida al fuego normalizado NTC 1480 (ISO 834), en horas, de elementos de una edificación de los grupos de ocupación R-1 y R-2.** (Véase Notas 1 y 2)

| Elementos de la construcción | Categoría según la clasificación dada en J.3.3.1 | | |
|---|---|---|---|
| | I | II | III |
| Muros Cortafuego | 1 | 1 | 1 |
| Muros de cerramiento de escaleras, ascensores, buitrones, ductos para basuras y corredores de evacuación protegidos | 1 | 1 | 1 |
| Muros divisorios entre unidades | 1 | 1 | 1 |
| Muros interiores no portantes | ½ | ¼ | - |
| Elementos estructurales de los materiales cubiertos por los Títulos C a G del Reglamento NSR-10 | 1 | 1 | 1 |
| Cubiertas | 1 | 1 | ½ |
| Escaleras interiores no encerradas con muros | 1 | 1 | 1 |

**Nota 1**. En la sección J.3.3.3 se indican los grupos de ocupación que están exentos de cuantificación de resistencia contra el fuego y para los cuales no hay necesidad de aplicar la presente tabla.

**Nota 2**. En el caso de edificios de uso mixto dentro de los cuales existan zonas de los grupos de ocupación R-1 ó R-2, la resistencia al fuego de una hora solo se permite en elementos que estén totalmente contenidos dentro de las zonas de los grupos de ocupación R-1 ó R-2. En este caso no hay necesidad de cumplir en las zonas de los grupos de ocupación R-1 ó R-2 lo indicado en el literal (b) de J.3.3.3.13.

## 9.1 PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO DE LA RESISTENCIA AL FUEGO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

- **Columnas.**

**J.3.5.2.1 — *Columnas de concreto estructural*** — Las columnas de concreto estructural deben cumplir los siguientes requisitos para efectos de su resistencia al fuego:

(a) La dimensión mínima para columnas en estructuras con capacidad especial de disipación de energía *DES* dada en C.21.6.1.1 de 300 mm, es adecuada para resistencia al fuego requerida de tres (3) horas.
(b) La dimensión mínima para columnas en estructuras con capacidad moderada de disipación de energía *DMO* dada en C.21.3.5.1 de 250 mm, es adecuada para resistencia al fuego requerida hasta de dos (2) horas. Este tamaño de columna no se permite en zonas de amenaza sísmica alta.
(c) Una dimensión mínima de 200 mm es adecuada para resistencia al fuego requerida hasta de una (1) hora. El Título C no establece una dimensión mínima para columnas con capacidad mínima de disipación de energía *DMI*. Este tamaño de columna no se permite en zonas de amenaza sísmica alta e intermedia.
(d) Los requisitos de recubrimiento para concreto construido en sitio dados en C.7.7.1 de 40 mm para estribos, espirales y armadura principal, son adecuados para resistencia al fuego requerida hasta de tres (3) horas.

Las columnas cumplen con las dimensiones mínimas para resistencia al fuego iguales o mayores a una (1) hora como se muestra en J.3.5.2.1 de la NSR-10.

- **Losas.**

J.3.5.2.3 — ***Losas macizas y viguetas de concreto estructural*** — Las losas macizas, incluyendo las de cubierta y el ancho del alma de viguetas de concreto estructural deben cumplir los siguientes requisitos para efectos de su resistencia al fuego:

(a) El espesor mínimo en losas macizas y el ancho mínimo del alma de viguetas no debe ser menor de 150 mm para resistencia al fuego requerida de tres (3) horas.
(b) El espesor mínimo en losas macizas y el ancho mínimo del alma de viguetas no debe ser menor de 125 mm para resistencia al fuego requerida de dos (2) horas.
(c) El espesor mínimo en losas macizas y el ancho mínimo del alma de viguetas no debe ser menor de 80 mm para resistencia al fuego requerida de una (1) hora.
(d) Los requisitos de recubrimiento para concreto construido en sitio dados en C.7.7.1 de 20 mm para refuerzo con barras No. 11 (1-3/8") ó 36M (36 mm), solo es adecuado para resistencia al fuego requerida hasta de una (1) hora.
(e) Para resistencia al fuego requerida de dos (2) horas o más, el recubrimiento para concreto construido en sitio debe ser al menos 25 mm.

Las losas son de concreto reforzado y cumplen con los recubrimientos mínimos para resistencia al fuego iguales o mayores a una (1) hora como se muestra en J3.5.2.3 de la NSR-10

- **Vigas**

Las vigas son de concreto reforzado y cumplen con los recubrimientos mínimos para resistencia al fuego iguales o mayores a una (1) hora como se muestra en J.3.5.2.4 de la NSR-10

J.3.5.2.4 — ***Vigas de concreto estructural*** — Las vigas de concreto estructural deben cumplir los siguientes requisitos para efectos de su resistencia al fuego:

(a) El ancho mínimo del alma de vigas en estructuras con capacidad especial de disipación de energía *DES* dada en C.21.5.1.3 de 250 mm, es adecuado para resistencia al fuego requerida de tres (3) horas.
(b) El ancho mínimo del alma de vigas en estructuras con capacidad moderada de disipación de energía *DMO* dada en C.21.3.4.1 de 200 mm, es adecuada para resistencia al fuego requerida de dos (2) horas. Este ancho del alma de vigas no se permite en zonas de amenaza sísmica alta.
(c) El ancho mínimo del alma de vigas no debe ser menor de 120 mm para resistencia al fuego requerida de una (1) hora. Este ancho del alma de vigas no se permite en zonas de amenaza sísmica alta e intermedia.
(e) Los requisitos de recubrimiento para concreto construido en sitio dados en C.7.7.1 de 40 mm para estribos y armadura principal, son adecuados para resistencia al fuego requerida hasta de dos (2) horas.
(f) Para tres (3) horas de resistencia al fuego requerida se debe emplear un recubrimiento de 60 mm.

En este caso la edificación es categoría II y cumple con los requisitos de dimensiones mínimas en cuanto a columnas, losas, muros y vigas.

## 10 ÍNDICES DE SOBRESFUERZOS

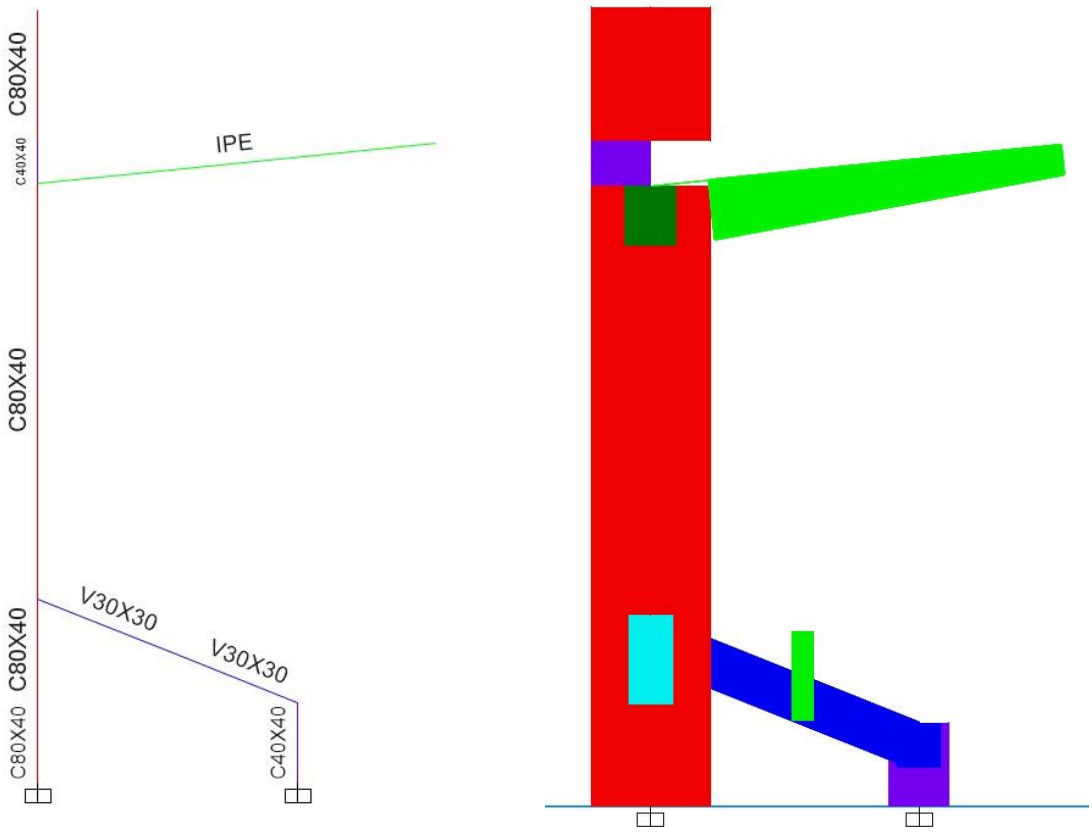



**Figura 7. Perfilería metálica**

Se refiere al índice de sobre esfuerzo de cada uno de los elementos estructurales individuales. Dicho índice se calcula comparando la resistencia efectiva que posee el elemento actual contra los nuevos esfuerzos que produce la aplicación de la fuerza sísmica bajo los criterios de las normas vigentes.

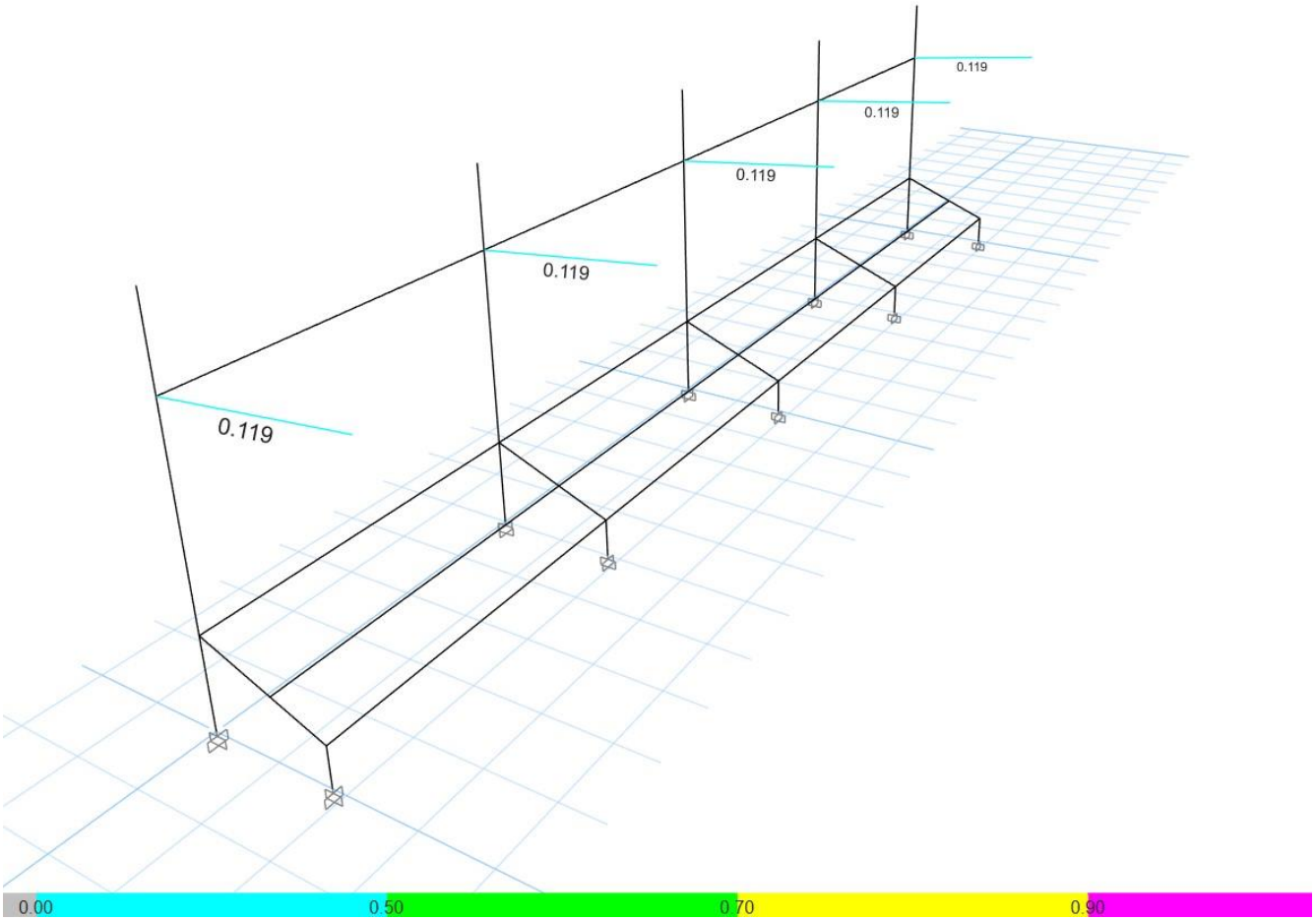



**Figura 8. Índices de sobre esfuerzos en perfiles metálicos**

Cuando se le introduce a la modelación cargas verticales y sísmicas moderadas para las diferentes combinaciones que exige la NSR-10 los perfiles cumplen con los índices de sobre esfuerzo menores a la unidad.

# 11 DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

## 11.1 DISEÑO CIMENTACIÓN

Se denomina cimentación al conjunto de elementos estructurales construidos en la base de una estructura con el objeto de transmitir las cargas de la misma al subsuelo de soporte.

Los dos objetivos fundamentales que se buscan en el diseño de una cimentación son la obtención de asentamientos limitados a cantidades admisibles y que los asentamientos diferenciales sean mínimos; esto se logra si se apoya la estructura en un estrato apropiado y si el tamaño de la fundación es suficiente.

A continuación, se mostrarán las cargas actuantes por columna

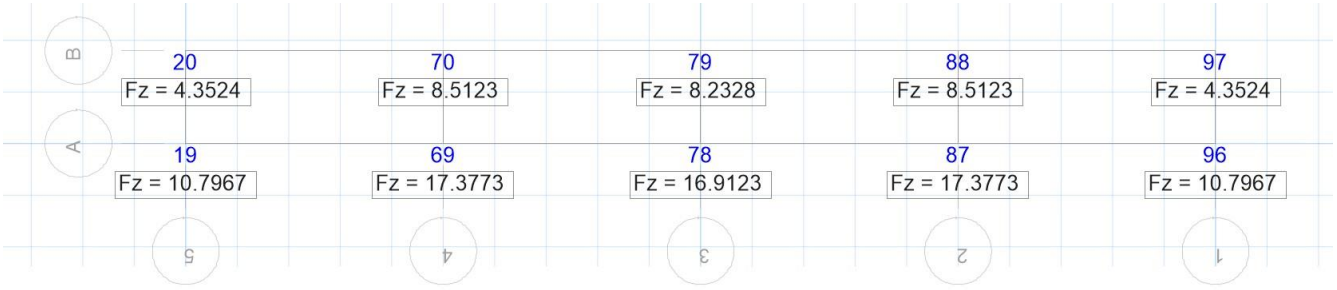



**Figura 9. Cargas y momentos máximos por nodo**

Su diseño se hará a partir de la carga de la columna o muro, que, si se considera simétricamente distribuida con respecto al cimiento, es decir, coincidentes el centro de gravedad de las cargas a cimentar con el centro de gravedad del cimiento el área de cimentación se puede obtener de la división de la carga total por la presión admisible adjudicada al terreno.

### 11.1.1 LONGITUD DE DESARROLLO A COMPRESIÓN

| | |
|---|---|
| λ = | 1.0 |
| f'c = | 24.5Mpa |
| fy = | 420Mpa |

| # barra | Diametro barra (mm) | $(0.24f_y/\lambda\sqrt{f'_c})d_b$ | $(0.043f_y)d_b$ | CR12.3 (NSR-10) | h minimo zapata (mm) | h escogido zapata (mm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| #4 | 12.7 | 258.6 | 229.362 | 194.0 | 269.0 | **300** |
| #5 | 15.9 | 323.8 | 287.154 | 242.8 | 317.8 | **350** |
| #6 | 19.1 | 389.0 | 344.946 | 291.7 | 366.7 | **400** |
| #7 | 22.2 | 452.1 | 400.932 | 339.1 | 414.1 | **450** |
| #8 | 25.4 | 517.3 | 458.724 | 387.9 | 462.9 | **500** |

**Tabla 15. Longitud de barras a compresión.**

### 11.1.2 CONCÉNTRICAS

Las zapatas para columnas cuadradas o circulares con carga axial y momento se harán cuadradas y su comportamiento estructural se acepta como el de losas con voladizos en dos direcciones sometidas a carga uniforme del terreno hacia arriba. Para efectos de diseño, se tendrán los siguientes aspectos:

- Datos de entrada para Z1

| CHEQUEO DEL ESFUERZO NETO | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Z1 | | | | | | | | | | |
| P(KN) | M(KN*m) | s(KN/m^2) | a(m) | a1(m) | P+PP(KN) | A(m^2) | L(m) | L1(m) | sneta | CHECK |
| 108 | 0 | 200 | 0.4 | 0.4 | 113.376 | 0.56688 | 0.8 | 0.8 | 177.15 | OK |

**Tabla 16. Datos de entrada cimentación concéntrica (Z1).**

Flexión:

El momento máximo para una zapata se calculará en una sección localizada en la cara de la columna; por tanto, el momento externo en el plano "ce" se determinará calculando el momento de las fuerzas que actúan sobre la totalidad del área de la zapata “abce”. Igualmente, el momento externo en el plano "fg" se calculará a partir de las fuerzas que actúan sobre el área “bfgh”. Debe notarse la porción de área tomada dos veces para efectos de esta determinación del momento.

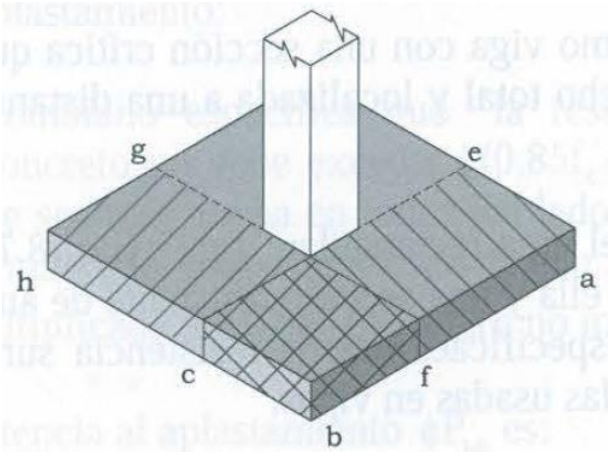



**Figura 10. Esquema zapata concéntrica**

- Momento en el borde de la columna

| M borde col |
|---|
| 2.8344 |

**Tabla 17. Cálculo de momento en el borde de la columna.**

- Predimensionamiento y cálculo de acero en zapatas

| fMn | d(m) | ddef(m) | H(m) | r | As | No barra | cantidad | sep |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 4.81848 | 0.08 | 0.275 | 0.35 | 0.002 | 5.6 | 4 | 5 | 0.163 |

| fMn | d(m) | ddef(m) | NOTA | r | As | No barra | cantidad | sep |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 4.81848 | 0.08 | 0.275 | OK | 0.002 | 5.6 | 4 | 5 | 0.163 |

**Tabla 18. Predimensionamiento y cálculo de acero en zapatas**

Para zapatas y también para losas con comportamiento en dos direcciones con una sección critica perpendicular al plano de la losa localizada en una distancia d/2 del borde de la columna puede calcularse como el área de la corona correspondiente sometida a las fuerzas que actúan en ella y su respectiva sección resistente. El valor de $\emptyset Vc$ será el menor de las siguientes expresiones:

$$\emptyset Vc = \emptyset 0.17 \sqrt{f'c}\left(1 + \frac{2}{\beta}\right) bd$$

Donde β es la relación del lado largo al lado corto de la columna, la carga concentrada o el área de reacción y bo es el perímetro de la sección crítica para cortante,

$$\emptyset Vc = \emptyset 0.083 \left(\frac{\alpha d}{b} + 2\right) \sqrt{f'c} bd$$

Donde α es 40 para columnas interiores, 30 para columnas de borde y 20 para columnas esquina, y

$$\emptyset Vc = \emptyset 0.33 \sqrt{f'c} bd$$

- Cálculo de cortante

| x | Vu | dcor | vu | b | fvc | NOTA |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 0.48 | 30.838272 | 0.21666667 | 296.521846 | 1 | 1298.39645 | OK |

| V(d) | dcor | vu | fvc | NOTA |
|---|---|---|---|---|
| -18.0693 | 0.125 | -180.693 | 649.198223 | OK |

**Tabla 19. Cálculo de cortante.**

El Reglamento colombiano especifica que "la resistencia de diseño al aplastamiento del concreto no debe exceder ø (0.85f'cA1) excepto cuando la superficie de soporte sea más ancha en todos los lados que el área cargada, en cuyo caso se permite que la resistencia de diseño al aplastamiento en el área cargada sea multiplicada por $\sqrt{A2/A1}$ , pero no más que 2"

Por lo tanto, la resistencia al aplastamiento es: øPnb = (0. 85f'cA1) En
donde A1 es el área cargada y ø = 0.65.
Para el caso de la zapata:

$$\emptyset Pnb = (0.85 f'cA1)\sqrt{(A2/A1)} \quad \leq \quad 2\emptyset(0.85 f'cA1)$$

En donde A2 es el área de la base inferior del tronco mayor de la pirámide. cono o cuña abusada, contenida en su totalidad dentro del apoyo y que tenga por base superior el área cargada y pendiente laterales de 1 vertical por 2 horizontal, en mm2.

- Chequeo de punzonamiento en zapata

| Pu max | Pu ejer (Ton) | CHECK |
|---|---|---|
| 199.92 | 10.8 | OK |

**Tabla 20. Chequeo de punzonamiento en zapata**

Las demás zapatas concéntricas se diseñaron con el mismo procedimiento tomado del libro ***Estructura de Concreto 1*** del autor el Ing. Jorge Ignacio Segura Franco:

| Z2 | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| P(KN) | M(KN*m) | s(KN/m^2) | a(m) | a1(m) | P+PP(KN) | A(m^2) | L(m) | L1(m) | sneta | CHECK |
| 174 | 0 | 200 | 0.4 | 0.4 | 182.4 | 0.91 | 1.00 | 1.00 | 182.40 | OK |

| M borde col |
|---|
| 8.208 |

| fMn | d(m) | ddef(m) | H(m) | r | As | No barra | cantidad | sep |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 13.95 | 0.12 | 0.28 | 0.35 | 0.0020 | 7.00 | 4.00 | 6.00 | 0.17 |

| fMn | d(m) | ddef(m) | NOTA | r | As | No barra | cantidad | sep |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 13.9536 | 0.12 | 0.275 | OK | 0.002 | 7 | 4 | 6 | 0.170 |

| x | Vu | dcor | vu | b | fvc | NOTA |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 0.52 | 56.558592 | 0.24 | 453.193846 | 1 | 1298.39645 | OK |

| V(d) | dcor | vu | fvc | NOTA |
|---|---|---|---|---|
| 7.75 | 0.19 | 41.90 | 649.20 | OK |

| Pu max | Pu ejer (Ton) | CHECK |
|---|---|---|
| 199.92 | 17.4 | OK |

**Tabla 21. Diseño de cimentación concéntrica (Z2)**

### 11.1.3 DISEÑO VIGA DE CIMENTACIÓN

Teniendo en cuenta la normativa, específicamente en el título A, inciso A.3.6.4.2, el cual aborda las vigas de amarre en la cimentación, se establece que los elementos fundamentales, como zapatas, dados de pilotes, pilas o "caissons", entre otros, deben ser debidamente amarrados mediante elementos con la capacidad de resistir, tanto en tensión como en compresión, una fuerza no inferior a ($0.25A_a$) veces la carga vertical total del elemento con la mayor carga entre aquellos que interconecta. Este requerimiento incluye, asimismo, las fuerzas que le sean transmitidas por la superestructura.

Para asegurar la integridad estructural, es imperativo que se cumplan los criterios establecidos en A.3.7 en el proceso de diseño de la cimentación. Estos parámetros adicionales son cruciales para garantizar la estabilidad, seguridad y rendimiento óptimo del sistema de cimentación.

- Paso 1:

$$0.25\ X\ 0.10 = 0.025$$
$$0.025X\ 18.0\ Ton/m = 0.45\ Ton$$

- Paso 2 (Diseño a tensión):

Cantidad de acero en viga de cimentación arriba y abajo es de 6 barras de 1/2”

$$6\ X\ 0.000284 = 0.001182m^2$$
$$A_S\ X\ F_yX\ 0.9 =$$
$$0.001182m^2\ X\ 42800\ Ton/m^2\ X\ 0.9 = 45.5\text{Ton}$$

- Paso 3 (Diseño a compresión):

$$Area\ viga\ X\ f'c\ X\ 0.85$$
$$0.105m^2\ X\ 2450\ Ton/m^2X\ 0.85 = 218\ \text{Ton}$$

En conclusión, se puede afirmar que tanto las fuerzas a tensión como a compresión exceden la marca de 0.45 toneladas.

## 11.2 DISEÑO DE PERNOS

### 11.2.1 DISEÑO DE PERNOS CONEXIÓN COLUMNA/VIGA

El máximo Momento en conexiones viga-columna es de 348517 Kg-cm encontrado en el eje C

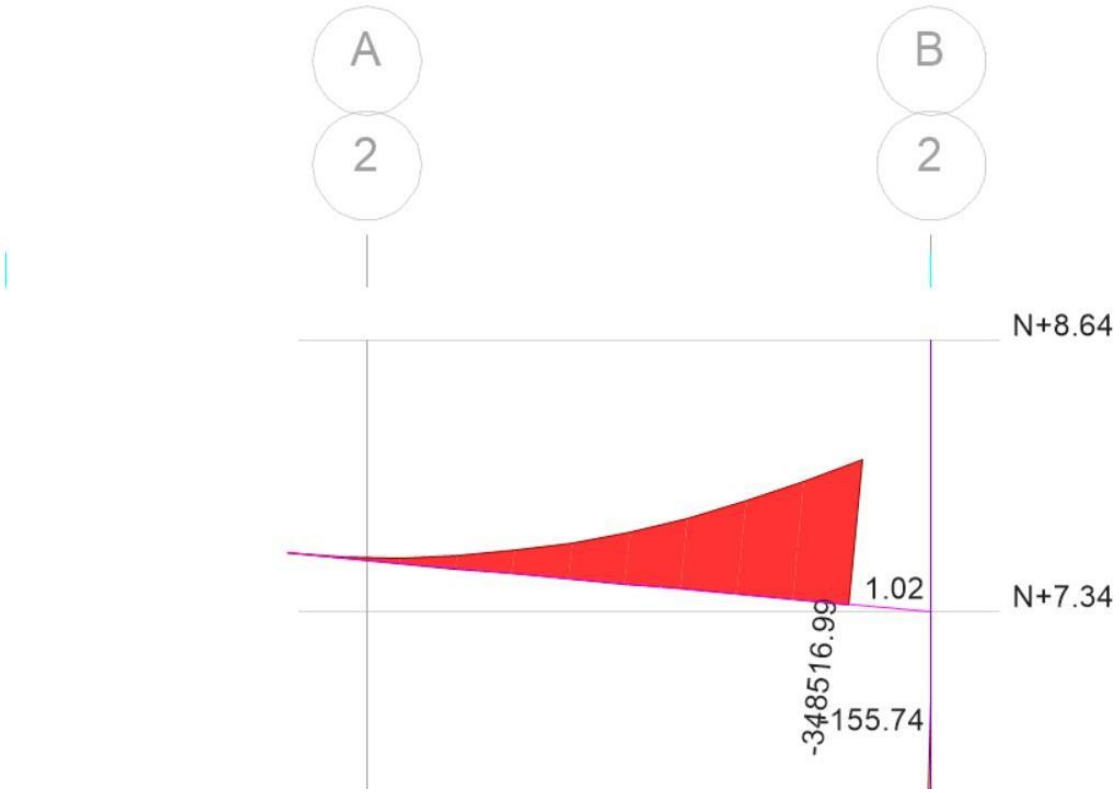



**Figura 11. Diagrama de momentos**

$\phi R_{nt} = \phi F_t A_b$ con $\phi = 0.75$

$F_t$ = Tracción de diseño nominal

| | |
|---|---|
| Pernos A307 | Ft = 3160 kgf/cm$^2$ |
| Pernos A325 | Ft = 6330 kgf/cm$^2$ |
| Pernos A490 | Ft = 7940 kgf/cm$^2$ |

Los pernos A307 solo deben usarse para cargas estáticas

Momento = 359520Kg-cm Rnt = $\frac{348517Kg-cm}{40\ cm} = 8713$ Kg

Fuerza en la estructura = Rnt = 8713 Kg

Pernos A325 Ft = 6330Kg/cm2

$A_b = \frac{Rnt}{Ft} = \frac{8713Kg}{6330Kg/cm2} = 1.37$ cm2 = 137 mm2

$A_b$ = 137 mm2

Área de perno de 1” = 510mm2 x 8 pernos = 4080mm2

4080mm2 > 137mm2

Se utilizarán 8 pernos de 1” Para la conexión viga- columna.

## 11.3 CUANTIA REQUERIDA EN COLUMNAS

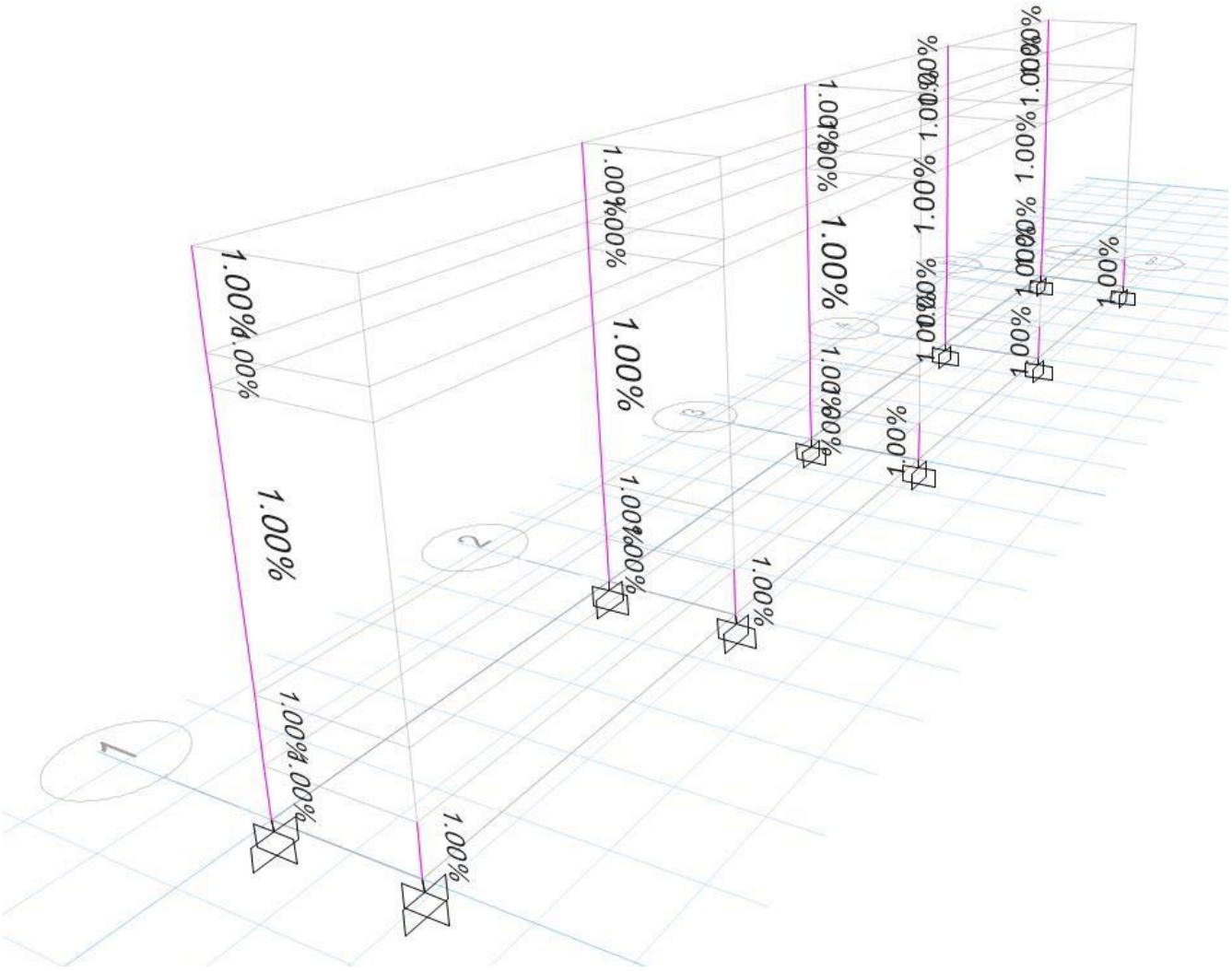



**Figura 12. Cuantía requerida en columnas.**

## 11.4 ÁREA DE ACERO EN VIGAS

Las áreas de acero presentadas están en $cm^2$.

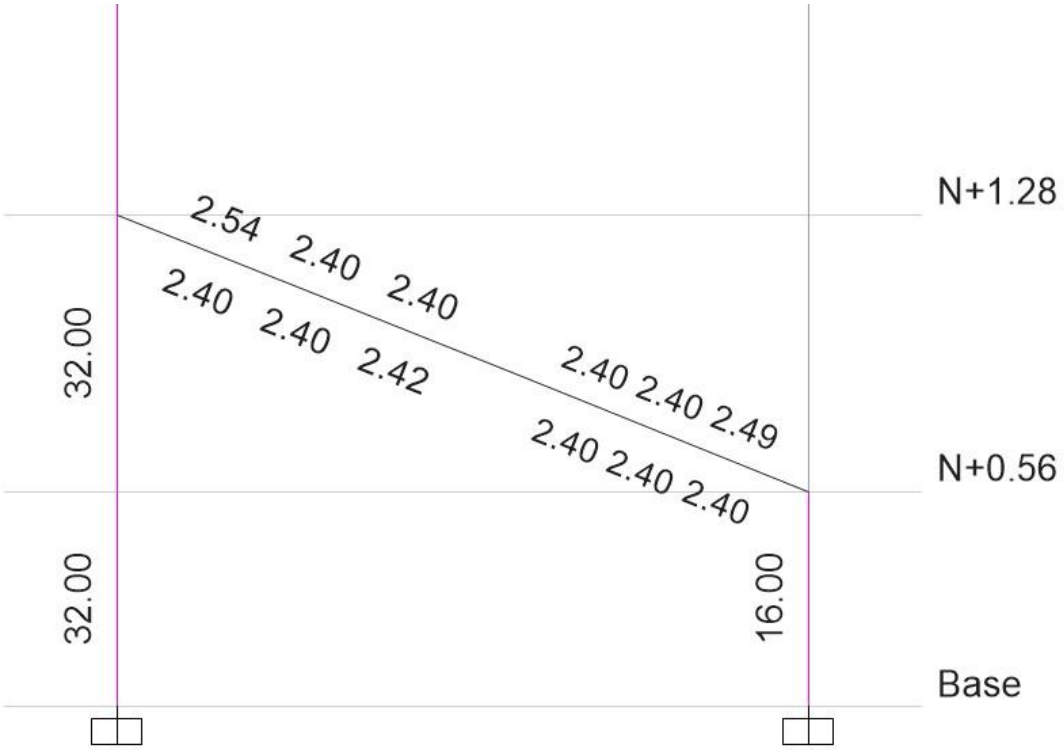



**Figura 13. Área de acero en vigas ejes 1 y 5**

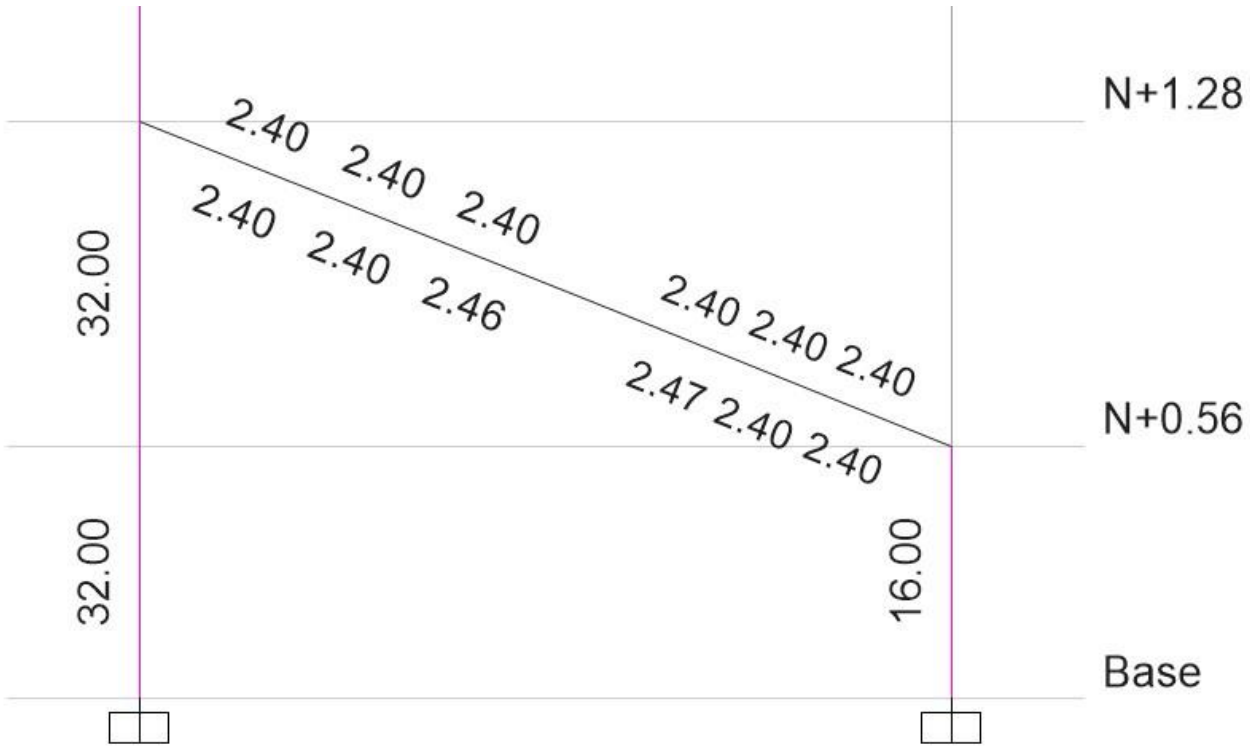



**Figura 14. Área de acero en vigas eje 2, 3 y 4**

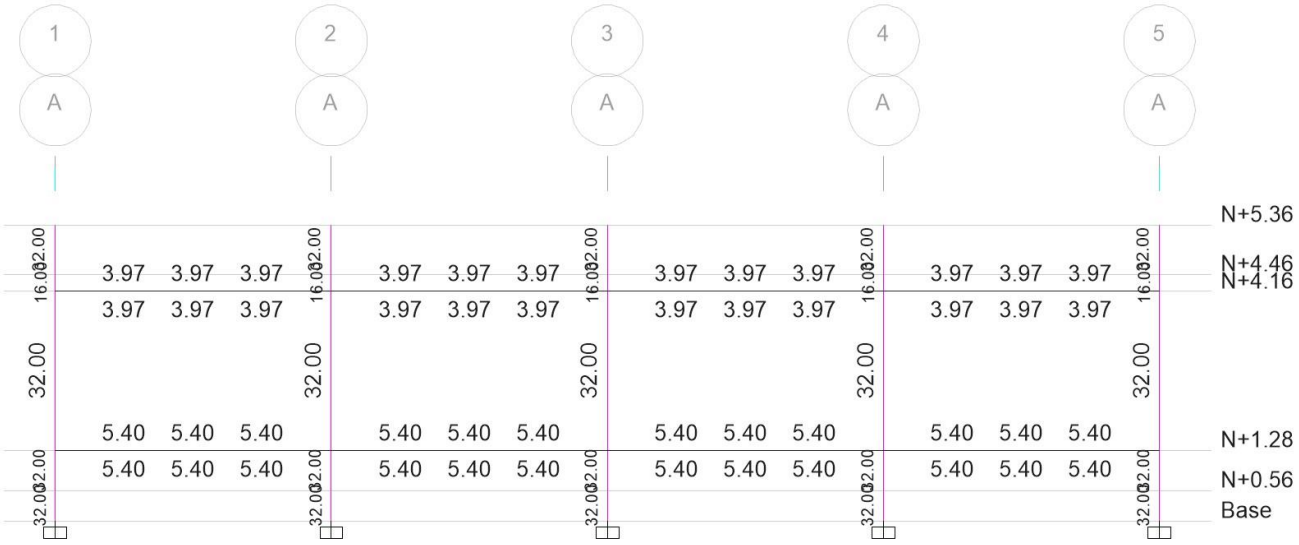



**Figura 15. Área de acero en vigas eje A**

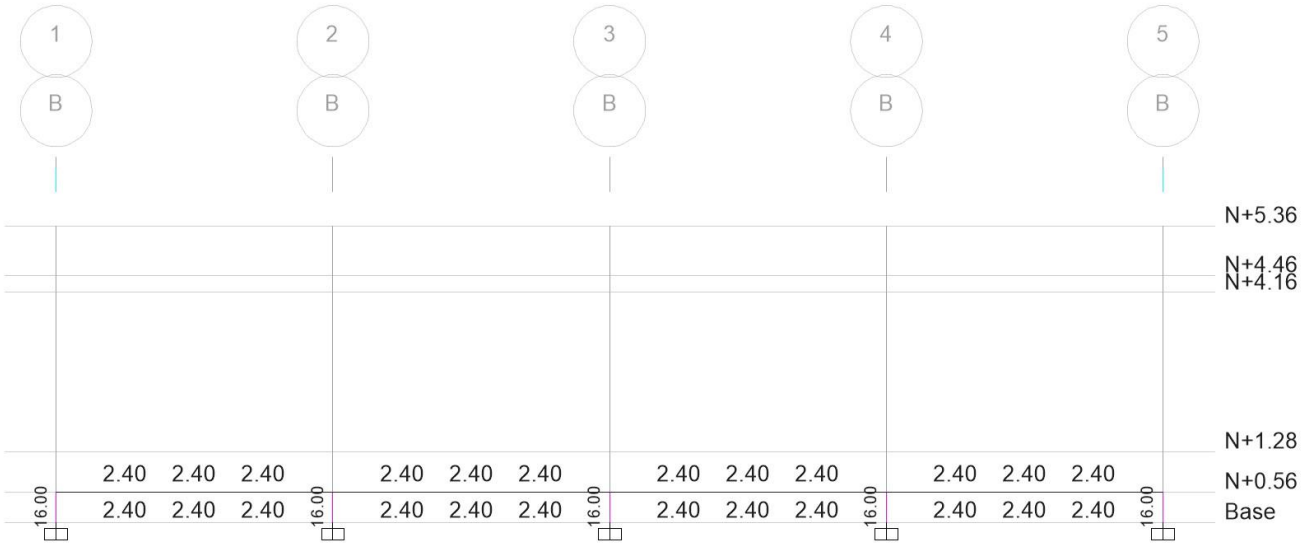



**Figura 16. Área de acero en vigas eje B**

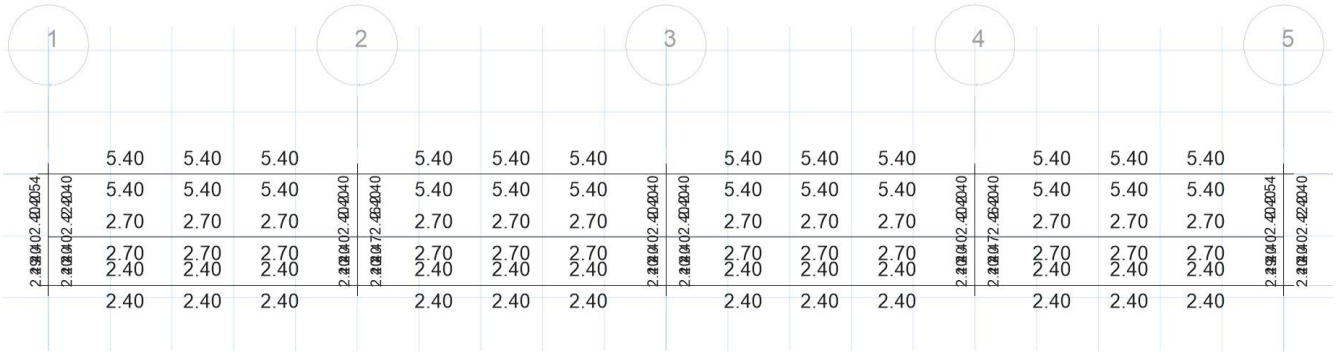



**Figura 17. Área de acero en vigas gradas**