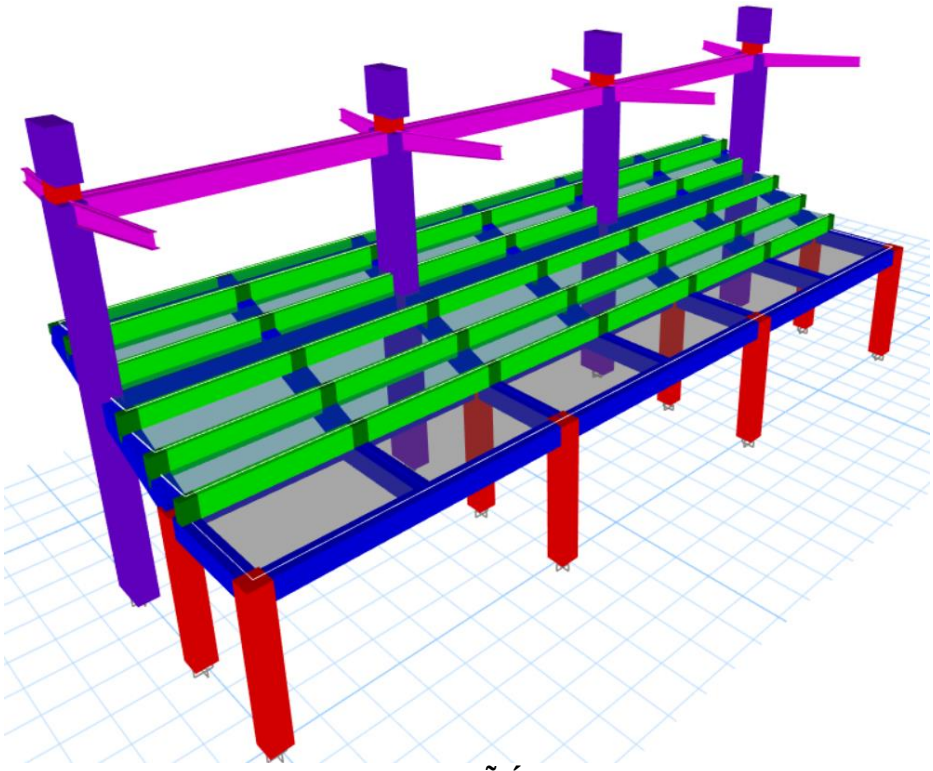
MEMORIAS ESTRUCTURALES

P-498-03-01
ESCENARIOS SOCORRO
GRADERIAS



DISEÑÓ

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

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 9
6.3 CARGAS ACCIDENTALES 10
6.4 SÍSMICAS 10
6.5 EÓLICAS 10
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 15
7.3 PERFIL DE SUELO 15
7.4 CONSTRUCCIÓN DEL ESPECTRO DE DISEÑO 17
8 ANÁLISIS SISMICO 18
8.1 PORCENTAJE DE PARTICIPACIÓN DE MASAS 18
8.2 PERÍODO Y CORTANTE BASAL DE LA ESTRUCTURA 19
8.3 AJUSTE DE RESULTADOS 19
8.4 COMBINACIONES DE LOS MODOS 20
8.5 DIRECCIÓN DE APLICACIÓN DE LAS FUERZAS SÍSMICAS 21
8.6 FUERZA DE DISEÑO EN LOS ELEMENTOS COLUMNAS 21
9 DEFINICIÓN DE LOS PARÁMETROS QUE DEETERMINAN LA RESISTENCIA AL FUEGO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES 22
9.1 PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO DE LA RESISTENCIA AL FUEGO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES 23

(+57) 300 259 6418 / 300 804 5653
www.btingenieriasas.com
informacion@btingenieriasas.com
Manga. 3a Avenida No. 21 - 169 Int. 1
BT INGENIERIA SAS btingenieriasas

10 ÍNDICES DE SOBRESFUERZOS 25
11 DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES 27
11.1 DISEÑO DE PLACAS 27
11.2 DISEÑO DE ESCALERA 31
11.3 DISEÑO CIMENTACIÓN 32
11.3.1 LONGITUD DE DESARROLLO A COMPRESIÓN 33
11.3.2 CONCÉNTRICAS 33
11.3.3 DISEÑO VIGA DE CIMENTACIÓN 37
11.4 DISEÑO DE PERNOS 38
11.4.1 DISEÑO DE PERNOS CONEXIÓN COLUMNA/VIGA 38
11.5 CUANTIA REQUERIDA EN COLUMNAS 40
11.6 ÁREA DE ACERO EN VIGAS 41

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. Combianciones 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 21
Tabla 15. Diseño refuerzo inferior para losa de 12cm 27
Tabla 16. Diseño refuerzo superior para losa de 12cm 28
Tabla 17. Diseño refuerzo inferior para losa de 10cm 29
Tabla 18. Diseño refuerzo superior para losa de 10cm 30
Tabla 19. Diseño de escalera 31
Tabla 20. Longitud de barras a compresión. 33
Tabla 21. Datos de entrada cimentación concéntrica (Z1). 33
Tabla 22. Cálculo de momento en el borde de la columna. 34
Tabla 23. Predimencionamiento y cálculo de acero en zapatas 34
Tabla 24. Cálculo de cortante. 35
Tabla 25. Chequeo de punzonamiento en zapata 35
Tabla 26. Diseño de cimentación concéntrica (Z2) 36
Tabla 27. Diseño de cimentación concéntrica (Z3) 36

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 25
Figura 8. Índices de sobre esfuerzos en perfiles metálicos 26
Figura 9. Momentos inferiores actuantes en losa de 12cm 27
Figura 10. Momentos superiores actuantes en losa de 12cm 28
Figura 11. Momentos inferiores actuantes en losa de 10cm 29
Figura 12. Momentos superiores actuantes en losa de 10cm 30
Figura 13. Detalle estructural diseño de escalera 31
Figura 14. Cargas y momentos máximos por nodo 32
Figura 15. Esquema zapata concéntrica 34
Figura 16. Diagrama de momentos 38
Figura 17. Cuantía requerida en columnas. 40
Figura 18. Área de acero en vigas eje 4 41
Figura 19. Área de acero en vigas ejes 1 a 3 41
Figura 20. Área de acero en vigas eje C 42
Figura 21. Área de acero en vigas eje B 42
Figura 22. Área de acero en vigas eje A 42

MEMORIAS ESTRUCTURALES

1 INTRODUCCIÓN

El presente documento hace referencia al diseño estructural del proyecto ESCENARIOS SOCORRO - 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 Ω_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 18.40 metros de largo y 6.52 metros de ancho, con una altura de 7.35 metros. El área total de construcción es de 120 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/m²) m² de área en planta*	*Carga (kgf/m²) m² 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

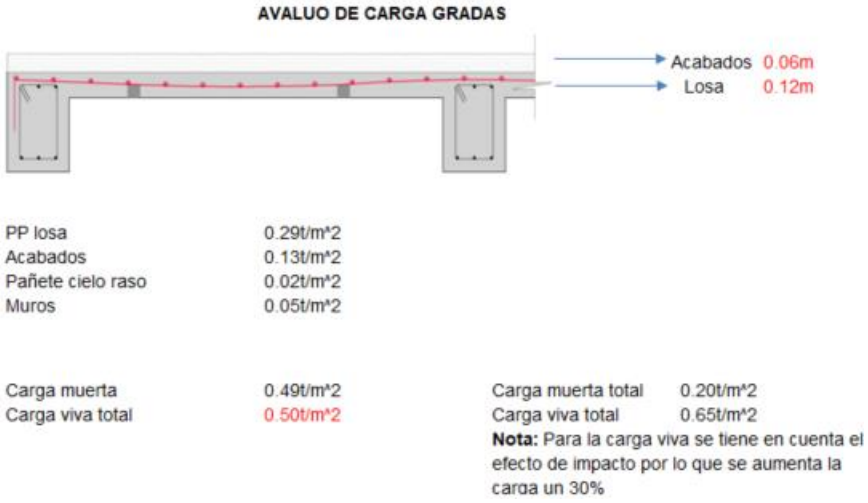


Figura 1. Avalúo de cargas de gradas.

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. Combianciones 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)

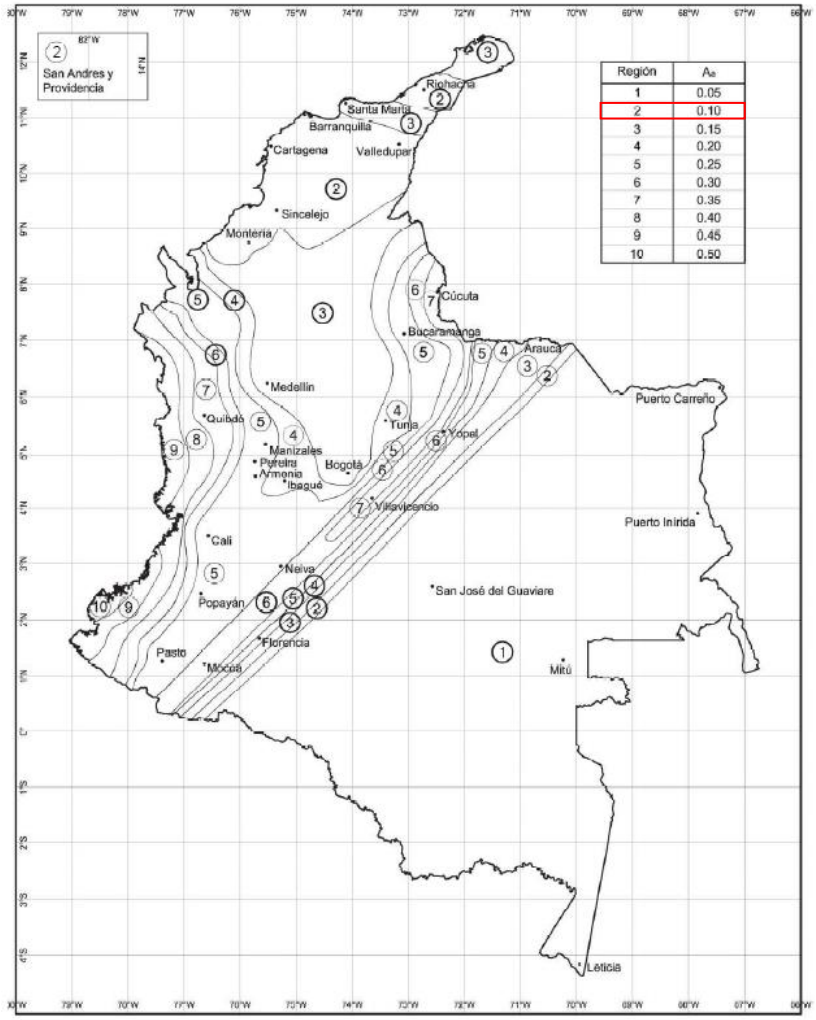


Figura A.2.3-2 — Mapa de valores de A_a

Figura 3. Mapa aceleración pico efectiva.

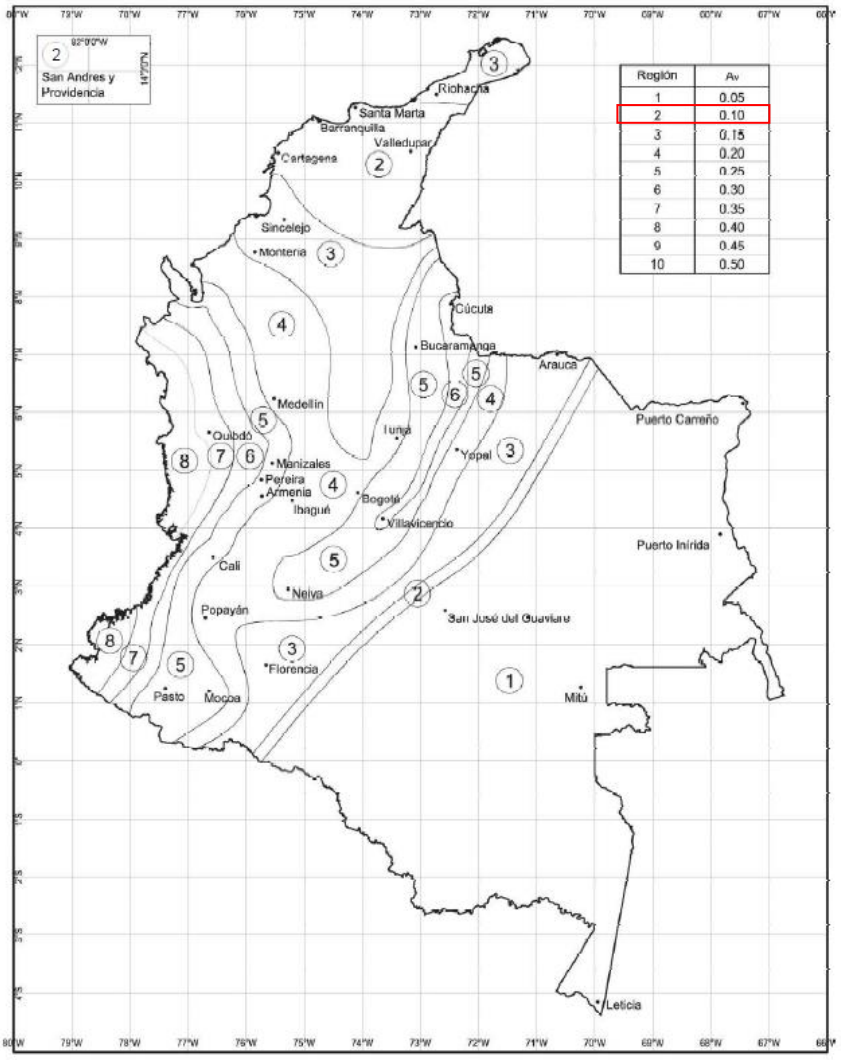


Figura A.2.3-3 - Mapa de valores de A_V

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 el punto **4.2** es el siguiente:

4.2 CARACTERIZACION SISMICAS

De acuerdo con las Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistentes, NSR-2010 (Ley 400 de 1997, ley 1229 de 2008 y Decreto Reglamentario 33 de 1998), Cartagena – Bolívar, se encuentra en una zona de amenaza sísmica baja y el coeficiente de aceleración pico efectiva y para el umbral de daño de diseño son Aa = 0.10 y Av=0.10 y Ad = 0.03 (Tabla A.2.3-2). 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 alperfil de suelos D, con un valor Fv = 2.4 (Tabla No. A.2-4-4) y Fa=2.5. (Tabla A.2.4-3) Conun coeficiente de importancia I = 1.0 (Tabla A. 2. 5-1), con un espectro de diseño Sa = 0.6, calculado según el titulo A.2-6. A continuación presentamos la Tabla No, 4, que indica los parámetros sísmicos para la zona del proyecto.

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	0.21	0.69	0.07	0.69	0.07
2	0.21	0.09	0.65	0.78	0.72
3	0.17	0.11	0.00	0.89	0.72
4	0.11	0.00	0.02	0.89	0.74
5	0.10	0.10	0.00	0.99	0.74
6	0.10	0.01	0.00	1.00	0.74
7	0.08	0.00	0.25	1.00	0.99
8	0.07	0.00	0.00	1.00	0.99
9	0.04	0.00	0.01	1.00	1.00

Tabla 10. Participación de masas.

8.2 PERÍODO Y CORTANTE BASAL DE LA ESTRUCTURA

TX=	0.21	0.4000	**Vx=**	47.1498
TY=	0.21	0.4000	**Vy=**	43.1827

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=	7.35m
W=	153.5661

Selección 2

		Selección
Ta=	0.283	1
Sa=	0.400	
Cu=	1.462	
Cu*Ta=	0.414	2
Sa=	0.400	

V=	61.43ton
0.8*V =	49.14ton

	X	Y
T	0.208	0.207
Sa	0.400	0.400
V	61.426	61.426

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=	1.04	10.220
Factor y=	1.14	11.159

DINAMICO	
1.04	10.220
1.14	11.159

Cortante mayorado:

Vx=	49.14ton
Vy=	49.14ton

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)
ϕa=1.0
ϕp=1.0
ϕr=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

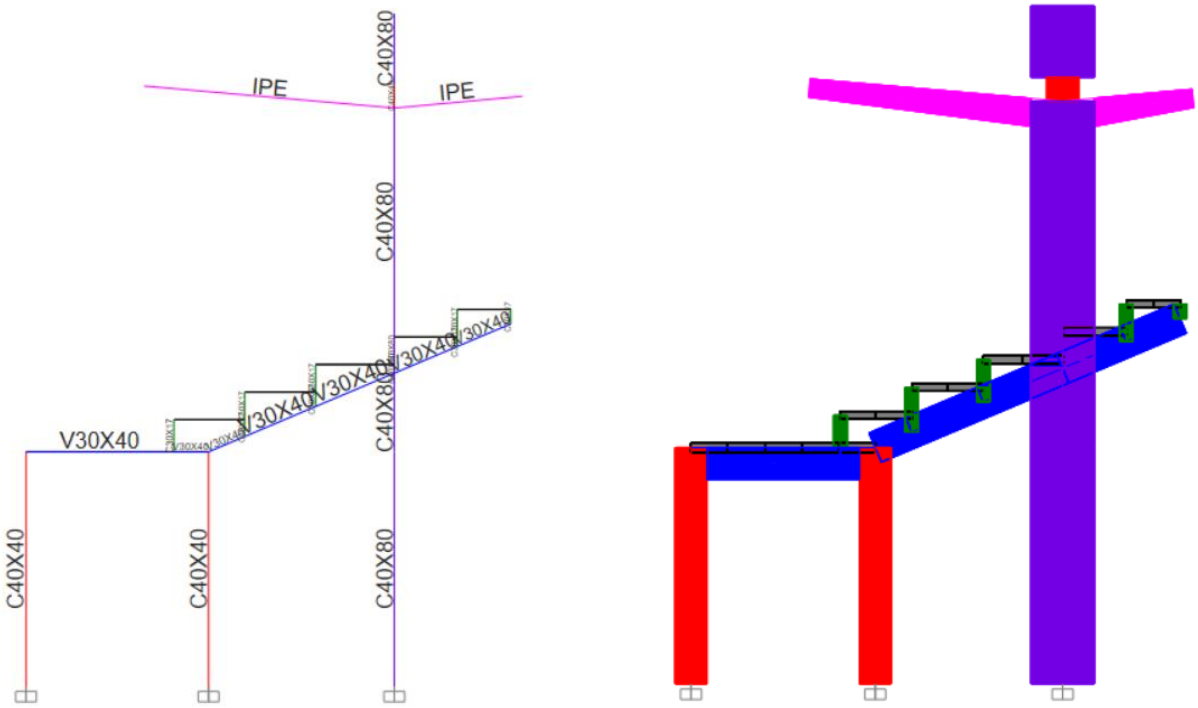


Figura 7. Perfilería metálica

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.

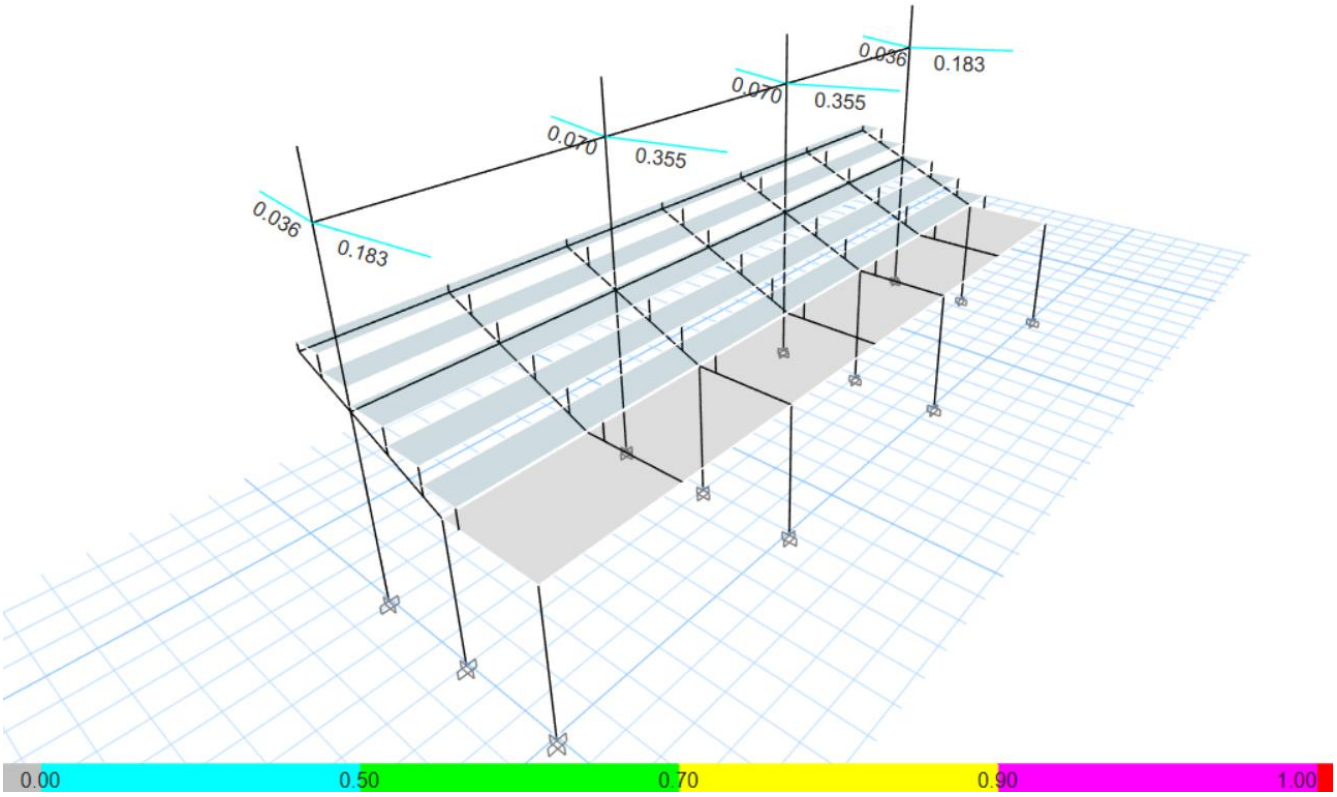


Figura 8. Índices de sobre esfuerzos en perfiles metálicos

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 DE PLACAS

A continuación, encontraremos los momentos positivos y negativos presentes en cada placa. Con esta información se procede a colocar el acero de refuerzo. El Fy de las barras corrugadas es de 420 MPa.

PLACA DE 12CM

Los momentos positivos de la placa de 12cm están reforzados con barras de 3/8" cada 15cm. Soportando un momento máximo de 1.55 Ton*m.

REFUERZO INFERIOR

t(m)	B(m)	f'c	fy	recubrimiento
0.12	1	24.50Mpa	420.00Mpa	0.03m

NOMBRE	Solicitación	Mc(t*m)	ρ c	Asc (cm^2)	No barra	Separación (m)
Momento min	M x	0.69	0.00231	2.08	3	0.34
Momento max	M x	1.55	0.00535	4.82	3	0.15

Tabla 15. Diseño refuerzo inferior para losa de 12cm

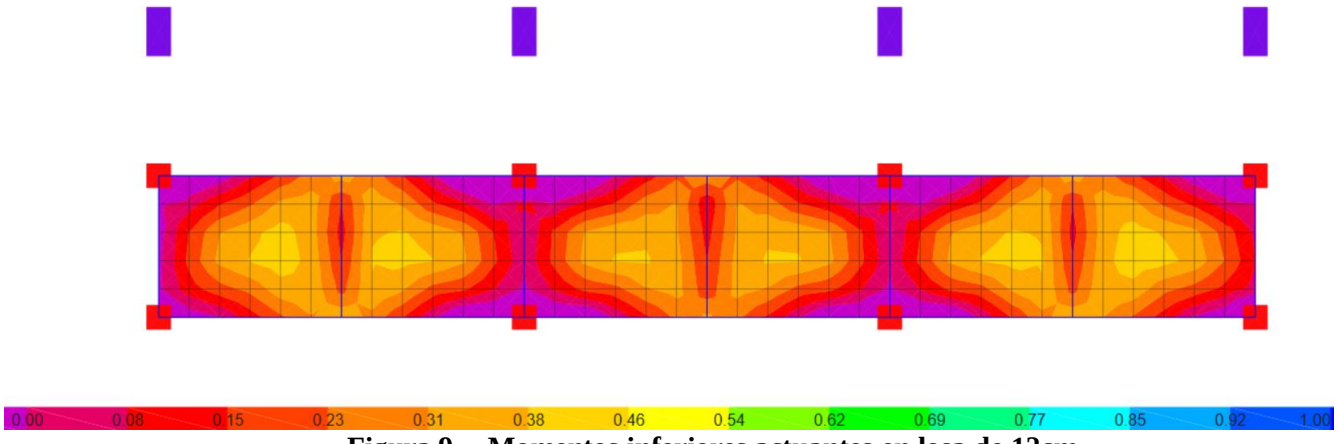


Figura 9. Momentos inferiores actuantes en losa de 12cm

PLACA 12CM

Los momentos negativos de la placa de 12cm están reforzados con barras de 3/8" cada 15cm. Soportando un momento máximo de 1.55 Ton*m.

REFUERZO SUPERIOR						
t(m)	**B(m)**	**f'c**	**fy**	**recubrimiento**		
0.12	1	24.50Mpa	420.00Mpa	0.03m		
				Asc		Separación
NOMBRE	Solicitación	Mc(t*m)	ρ c	(cm^2)	No barra	(m)
Momento min	M x	0.69	0.00231	2.08	3	0.34
Momento max	M x	1.55	0.00535	4.82	3	0.15

Tabla 16. Diseño refuerzo superior para losa de 12cm

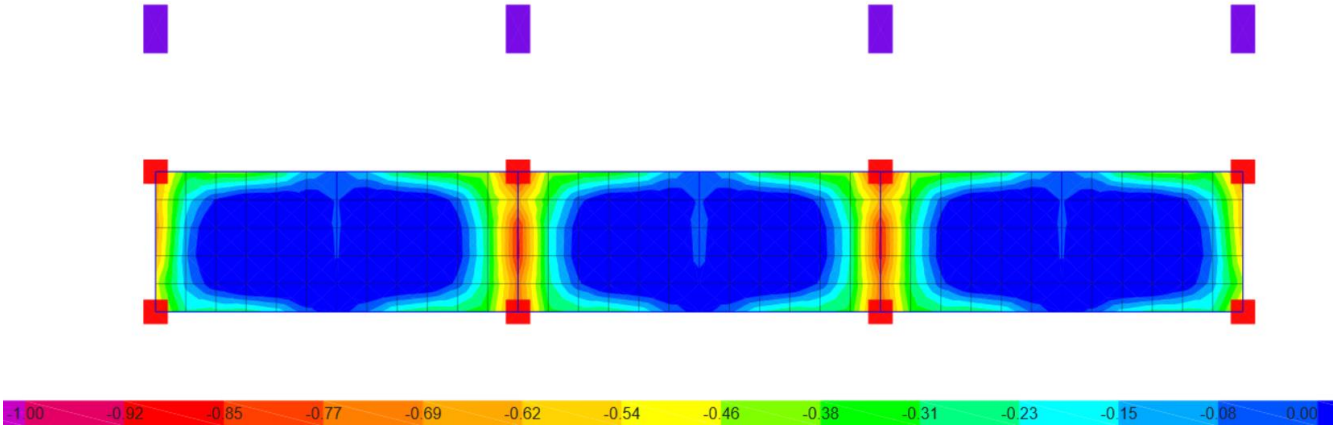


Figura 10. Momentos superiores actuantes en losa de 12cm

PLACA DE 10CM

Los momentos positivos de la placa de 10cm están reforzados con barras de 3/8" cada 15cm. Soportando un momento máximo de 0.60 Ton*m.

REFUERZO INFERIOR						
t(m)	**B(m)**	**f'c**	**fy**	**recubrimiento**		
0.1	1	28.00Mpa	420.00Mpa	0.05m		
				Asc		Separación
NOMBRE	Solicitación	Mc(t*m)	ρ c	(cm^2)	No barra	(m)
Momento min	M x	0.186	0.00200	1.40	3	0.51
Momento max	M x	0.6	0.00675	4.73	3	0.15

Tabla 17. Diseño refuerzo inferior para losa de 10cm

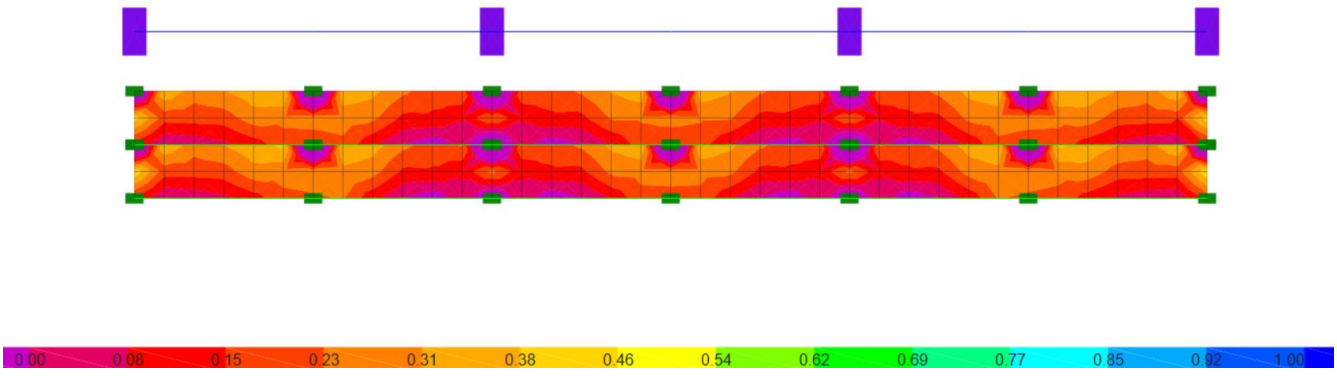


Figura 11. Momentos inferiores actuantes en losa de 10cm

PLACA DE 10CM

Los momentos negativos de la placa de 10cm están reforzados con barras de 3/8" cada 15cm. Soportando un momento máximo de 0.6 Ton*m.

En las zonas donde se supera un momento de 0.6Ton/m2 esta reforzado debidamente de 3/8" cada 17cm

REFUERZO INFERIOR

t(m)	B(m)	f'c	fy	recubrimiento
0.1	1	28.00Mpa	420.00Mpa	0.05m

		M actuan		Asc		Separación
NOMBRE	Solicitación	Mc(t*m)	ρ c	(cm^2)	No barra	(m)
Momento min	M x	0.186	0.00200	1.40	3	0.51
Momento max	M x	0.6	0.00675	4.73	3	0.15

Tabla 18. Diseño refuerzo superior para losa de 10cm

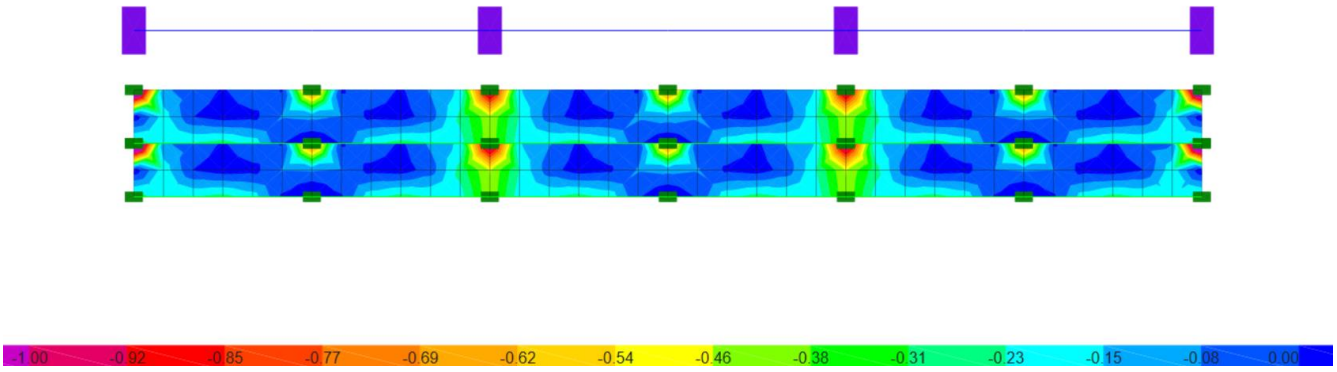


Figura 12. Momentos superiores actuantes en losa de 10cm

11.2 DISEÑO DE ESCALERA

PLACA ESCALERA MOMENTO CALCULADO	
ø	0.9
CM Ton/m2	0.2
CV Ton/m2	0.65
PP	0.864
W	1.884
L	7.15
Mu (kN*m)	204.7
b	1.2
d	0.27
f'c	28000
fy	420000
ρ c	0.00657
As	17.74
# barra	5
Cant. Barras	10
S	0.12

Tabla 19. Diseño de escalera

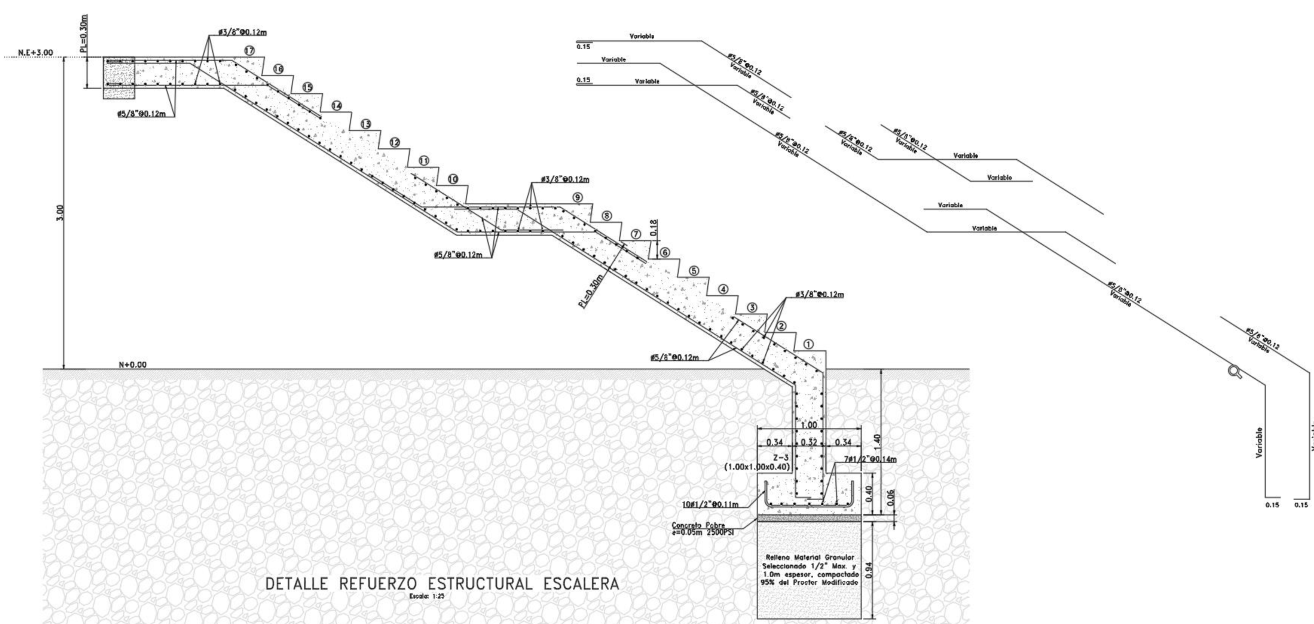


Figura 13. Detalle estructural diseño de escalera

11.3 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

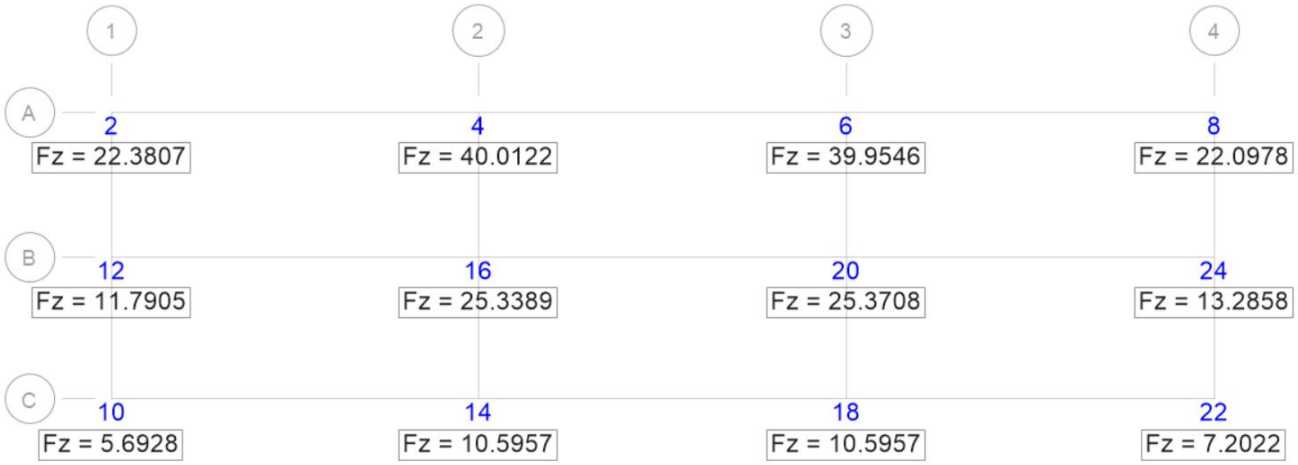


Figura 14. Cargas y momentos máximos por nodo

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.

11.3.1 LONGITUD DE DESARROLLO A COMPRESIÓN

λ =	1.0
f'c =	24.5Mpa
fy =	420Mpa

# barra	Diametro barra (mm)	$\left(0.24f_y/\lambda\sqrt{f'_c}\right)d_b$	$\left(0.043f_y\right)d_b$	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 20. Longitud de barras a compresión.

11.3.2 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

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
400	0	100	0.4	0.4	446.464	4.46464	2.2	2.2	92.2446281	OK

Tabla 21. 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.

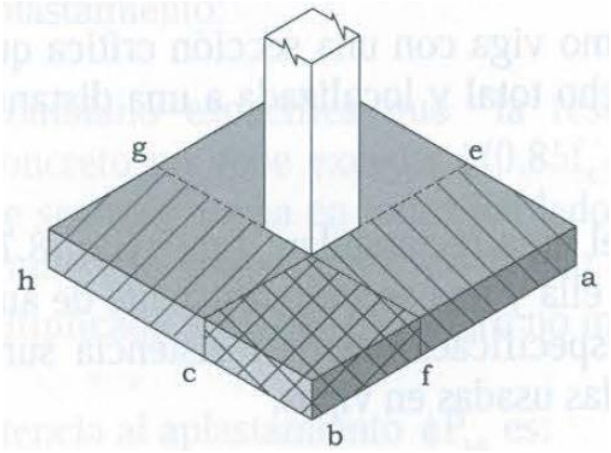


Figura 15. Esquema zapata concéntrica

- Momento en el borde de la columna

M borde col
82.1899636

Tabla 22. 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
139.722938	0.26	0.325	0.4	0.002	17.6	4	14	0.158

fMn	d(m)	ddef(m)	NOTA	r	As	No barra	cantidad	sep
139.722938	0.26	0.325	OK	0.002	17.6	4	14	0.158

Tabla 23. Predimencionamiento 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
0.66	172.669952	0.30514706	857.360842	1	1298.39645	OK

V(d)	dcor	vu	fvc	NOTA
198.372073	0.27647059	326.14364	649.198223	OK

Tabla 24. 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	40	OK

Tabla 25. 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
254	0	100	0.4	0.4	281.744	2.82	1.70	1.70	97.49	OK

M borde col
35.0108353

fMn	d(m)	ddef(m)	H(m)	r	As	No barra	cantidad	sep
59.52	0.20	0.33	0.40	0.0020	13.60	4.00	11.00	0.16

fMn	d(m)	ddef(m)	NOTA	r	As	No barra	cantidad	sep
59.51842	0.2	0.325	OK	0.002	13.6	4	11	0.155

x	Vu	dcor	vu	b	fvc	NOTA
0.6	104.825341	0.296875	588.493143	1	1298.39645	OK

V(d)	dcor	vu	fvc	NOTA
91.57	0.26	210.20	649.20	OK

Pu max	Pu ejer (Ton)	CHECK
199.92	25.4	OK

Tabla 26. Diseño de cimentación concéntrica (Z2)

Z3										
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
106	0	100	0.4	0.4	117.616	1.18	1.10	1.10	97.20	OK

M borde col
6.54907273

fMn	d(m)	ddef(m)	H(m)	r	As	No barra	cantidad	sep
11.13	0.11	0.33	0.40	0.0020	8.80	4.00	7.00	0.16

fMn	d(m)	ddef(m)	NOTA	r	As	No barra	cantidad	sep
11.1334236	0.11	0.325	OK	0.002	8.8	4	7	0.158

x	Vu	dcor	vu	b	fvc	NOTA
0.51	39.24	0.27	286.31	1	1298.39645	OK

V(d)	dcor	vu	fvc	NOTA
4.54	0.19	22.03	649.20	OK

Pu max	Pu ejer (Ton)	CHECK
199.92	10.60	OK

Tabla 27. Diseño de cimentación concéntrica (Z3)

11.3.3 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:

$$0.25\ X\ 0.10 = 0.025$$
$$0.025X\ 40\ Ton/m = 1.0\ Ton$$

- Paso 2 (Diseño a tensión):

Cantidad de acero en viga de cimentación arriba y abajo es de 4 barras de 1/2”

$$4\ X\ 0.000284 = 0.001704m^2$$
$$A_S\ X\ F_yX\ 0.9 =$$
$$0.001704m^2\ X\ 42800\ Ton/m^2\ X\ 0.9 = \ 65.6\text{Ton}$$

- Paso 3 (Diseño a compresión):

$$Area\ viga\ X\ f'c\ X\ 0.85$$
$$0.15m^2\ X\ 2450\ Ton/m^2X\ 0.85 = 312\ \ \text{Ton}$$

En conclusión, se puede afirmar que tanto las fuerzas a tensión como a compresión exceden la marca de 1.0 toneladas.

11.4 DISEÑO DE PERNOS

11.4.1 DISEÑO DE PERNOS CONEXIÓN COLUMNA/VIGA

El máximo Momento en conexiones viga-columna es de 182601 Kg-cm encontrado en el eje C

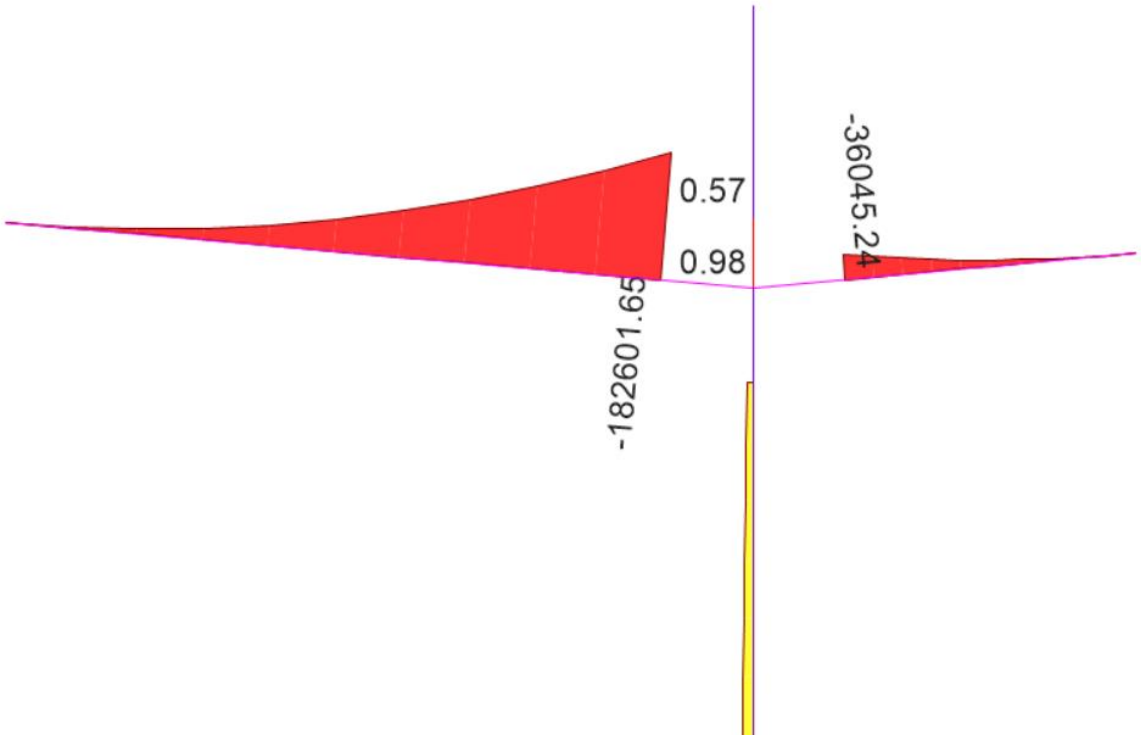
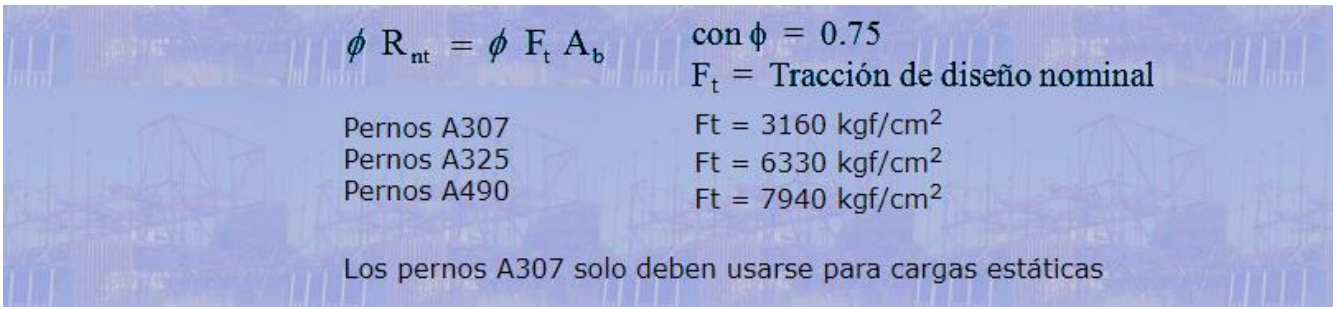


Figura 16. Diagrama de momentos



Momento = 359520Kg-cm Rnt = $\frac{182601Kg-cm}{40\ cm} = 4565$ Kg

Fuerza en la estructura = Rnt = 4565 Kg

Pernos A325 Ft = 6330Kg/cm2

$A_b = \frac{Rnt}{Ft} = \frac{4565Kg}{6330Kg/cm2} = 0.72$ cm2 = 72 mm2

$A_b = 72$ mm2

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

4080mm2 > 72mm2

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

11.5 CUANTIA REQUERIDA EN COLUMNAS

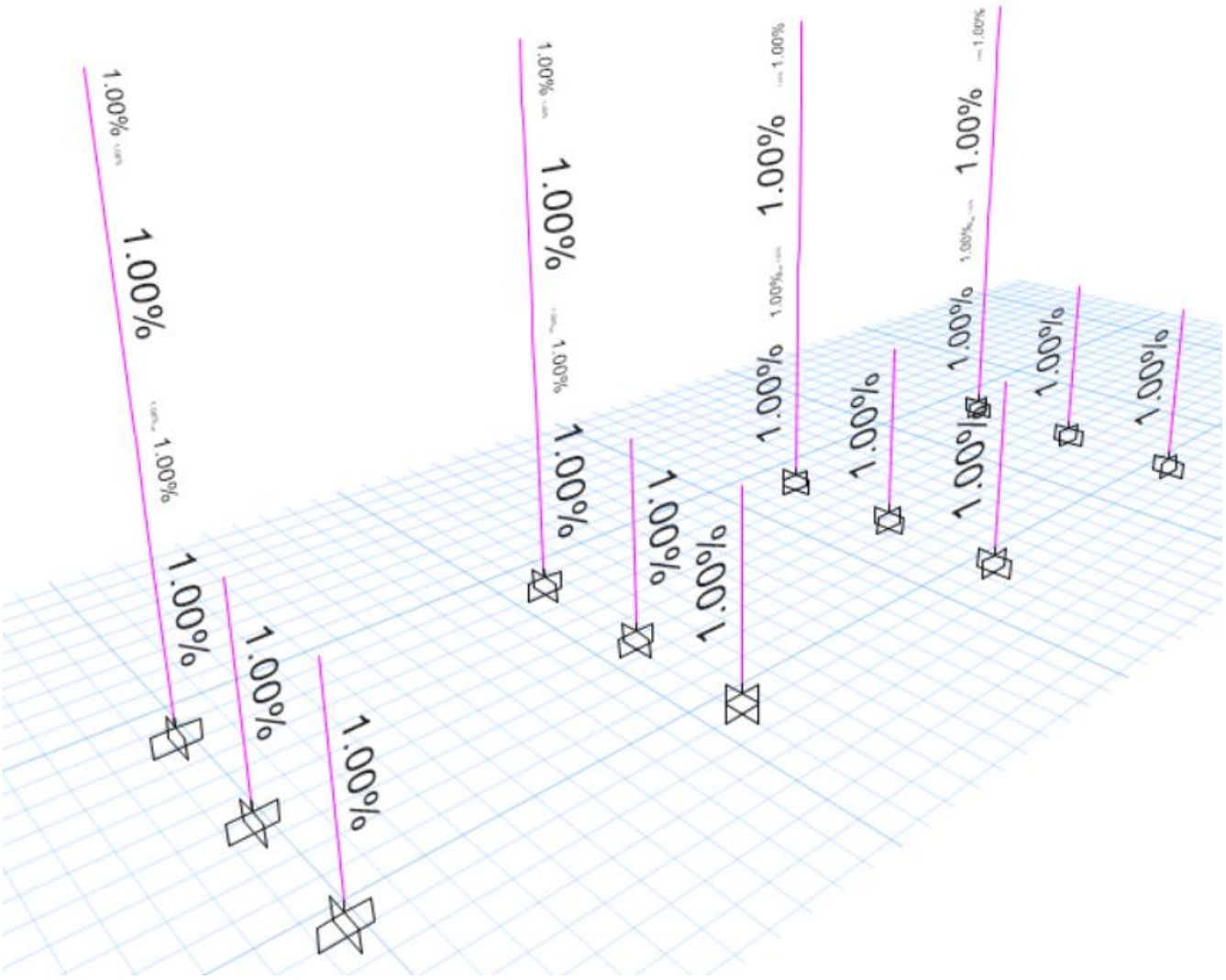


Figura 17. Cuantía requerida en columnas.

11.6 ÁREA DE ACERO EN VIGAS

Las áreas de acero presentadas están en cm^2.

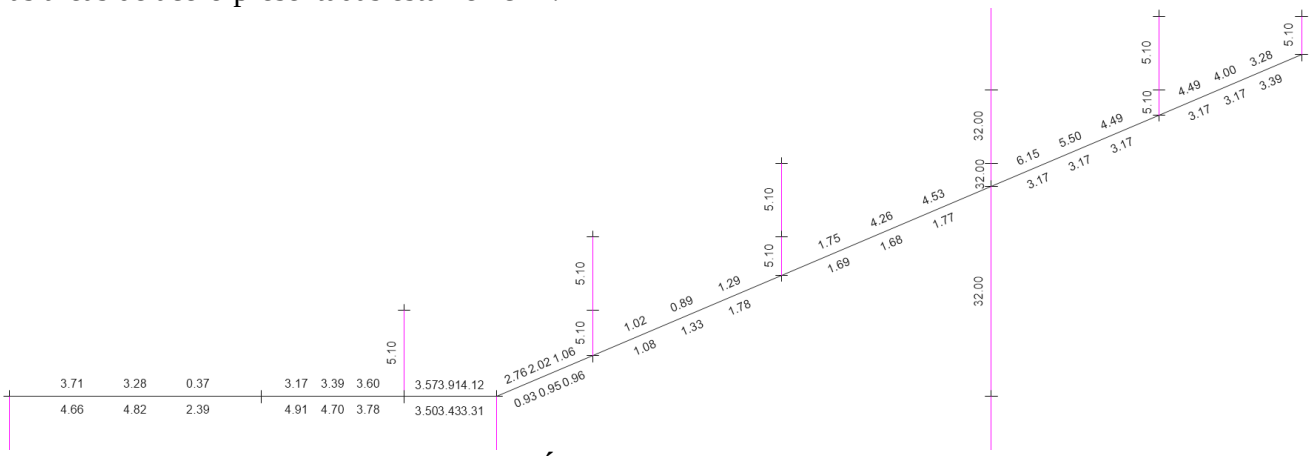


Figura 18. Área de acero en vigas eje 4

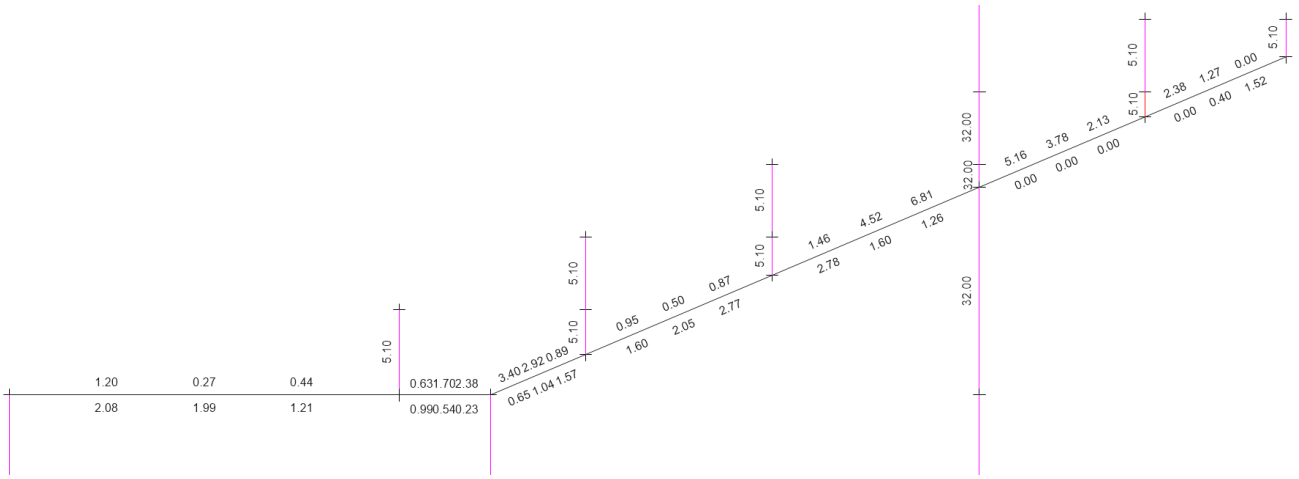


Figura 19. Área de acero en vigas ejes 1 a 3

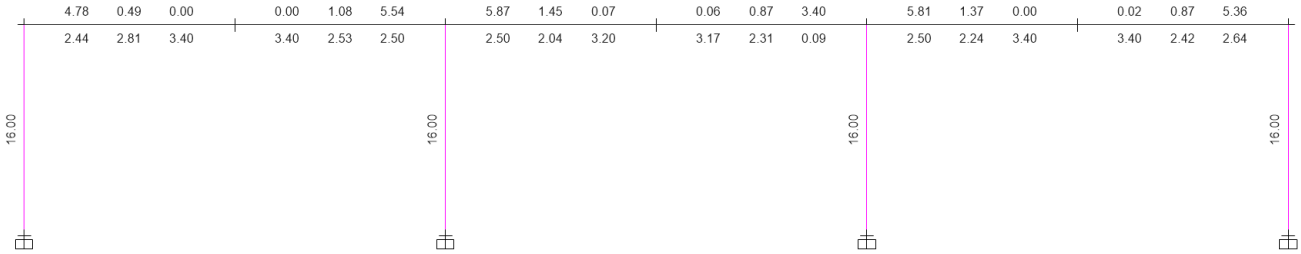


Figura 20. Área de acero en vigas eje C

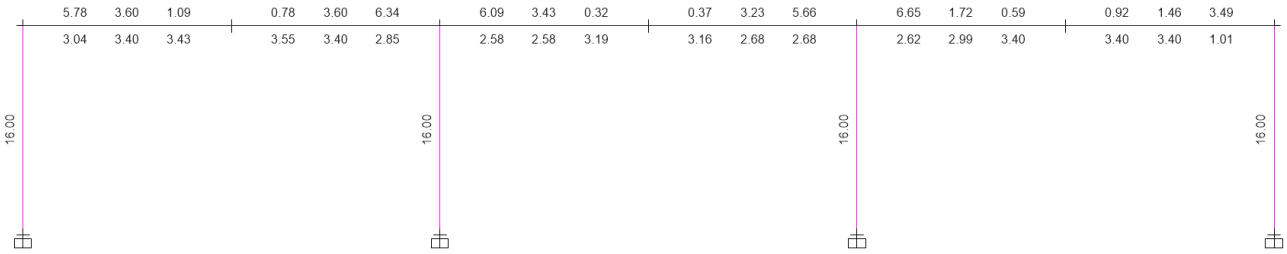


Figura 21. Área de acero en vigas eje B

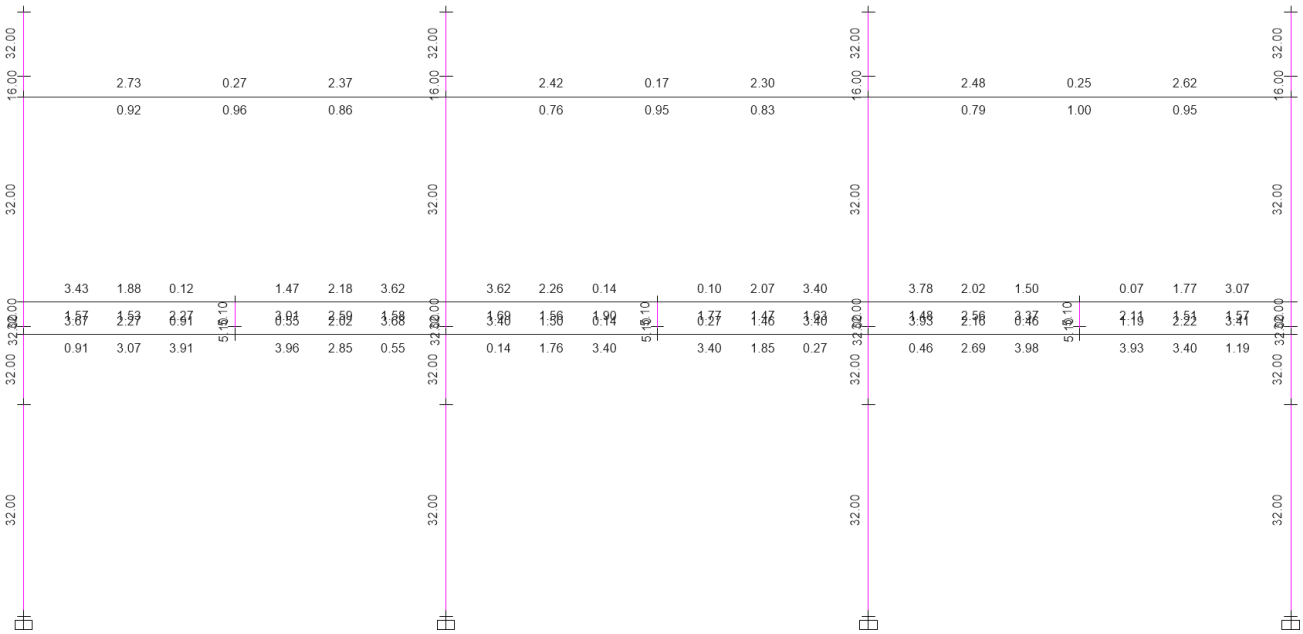


Figura 22. Área de acero en vigas eje A