MQC INGENIERÍA
DISEÑO Y CONSTRUCCION DE OBRAS CIVILES
INTERVENTORIA TECNICA FINANCIERA Y SUMINISTROS
NIT. 900939394 -2

"MEJORAMIENTO DE CANCHA MULTIFUNCIONAL EN LA CARRERA 4 CON CALLE 14 EN EL BARRIO SAN ISIDRO, MUNICIPIO DE ARAUQUITA, DEPARTAMENTO DE ARAUCA."

DISEÑO ESTRUCTURAL CERRAMIENTO CANCHA

ELABORÓ

OSCAR FERNANDO CAPACHO R.
T.P. 68202-342033 STD
INGENIERO CIVIL-ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS

ARAUQUITA - ARAUCA, OCTUBRE DE 2025

MQC INGENIERÍA
DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE OBRAS CIVILES
INTERVENTORIA TÉCNICA FINANCIERA Y SUMINISTROS
NIT. 900939394 -2

HOJA DE CONTENIDO

1. Descripción del proyecto
- 1.1 Descripción de la estructura
- 1.2 MÉTODOS DE ANÁLISIS
- 1.3 MÉTODO DE DISEÑO
- 1.4 LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO CON NIVEL DE AMENAZA SÍSMICA.
  - 1.4.1 Zonas de amenaza sísmica
  - 1.4.2 Mapa de valores de Aa
  - 1.4.3 Mapa de valores de Av
  - 1.4.4 Tabla de valores Aa, Av y Ad, Zona de amenaza sísmica
- 1.5 COEFICIENTE DE IMPORTANCIA (I)
- 1.6 CARACTERÍSTICAS DEL SUELO
- 1.7 PROCEDIMIENTO DE CLASIFICACIÓN
- 1.8 RESUMEN PARÁMETROS DE DISEÑO

2. DEFINICIÓN DE LOS MOVIMIENTOS SÍSMICOS DE DISEÑO

3. CRITERIOS DE EVALUACION DE LA ESTRUCTURA.
- 3.1 SISTEMA ESTRUCTURAL
- 3.2 MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN
  - 3.2.1 Elementos estructurales
  - 3.2.2 Elementos No estructurales
- 3.3 CAPACIDAD DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA
- 3.4 GRADO DE IRREGULARIDAD DE LA ESTRUCTURA Y PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS
  - 3.4.1.1. Irregularidad en planta.
  - 3.4.1.2 Irregularidad en alzado
  - 3.4.1.3 Irregularidad de redundancia
  - 3.4.1.4 Reducción del valor R para estructuras irregulares y con ausencia de redundancia
- 3.5 Evaluación de las cargas gravitacionales
  - 3.5.1 Carga muerta
  - 3.5.2 Carga viva
- 3.6 Cargas de viento
  - 3.6.1 Determinación de la presión por la carga de viento
    - 3.6.1.1 Velocidad del viento



3.6.1.2 Factor de ajuste altura y exposición λ

3.6.1.3 Coeficiente de importancia I
3.6.1.4 Coeficiente de fuerza Cf
3.6.1.5 Factor de efecto rafaga G
3.6.1.6 Area proyectada normal al viento Af
3.6.1.7 Presion por velocidad qz

3.6.2 Carga de viento de diseño F

4. DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES
4.1 COMBINACIONES DE CARGA
4.2 DISEÑO ZONA DE PORTERIA
4.2.1 Diseño de viga de amarre 4.2.2 Diseño de columna de amarre 4.2.3 Diseño de Conexiones 4.2.4 Diseño de Pedestal tipo 4.2.5 Diseño de cimentación
4.3 DISEÑO ZONA LATERAL
4.3.1 Diseño de viga de amarre 4.3.2 Diseño de columna de amarre 4.3.3
Diseño de Conexiones 4.3.4 Diseño de Pedestal tipo 4.3.5 Diseño de cimentación

1. Descripción del proyecto

1.1 Descripción de la estructura

El proyecto consiste en el diseño estructural y la construcción del cerramiento perimetral de una cancha multifuncional, ubicada en la intersección de la Carrera 4 con Calle 14, barrio San Isidro, municipio de Arauquita, departamento de Arauca. El objetivo es proporcionar un cerramiento seguro, funcional y que garantice la delimitación adecuada del espacio deportivo, asegurando la contención del balón y la estabilidad estructural de todo el sistema.

El diseño se ejecutará bajo los lineamientos establecidos en la Norma Sismo Resistente NSR-10, adoptando criterios específicos para cada componente estructural:

- La mampostería confinada se configura inicialmente como un antepecho que actúa como parte baja del muro, con una altura aproximada de 70 cm. Este antepecho está concebido como un sistema estructural de mampostería confinada, construido en ladrillo y apoyado sobre una viga de cimentación que transfiere las cargas al terreno. Para el soporte y transferencia de las cargas del cerramiento en malla, se proyecta la construcción de columnetas de concreto reforzado independientes, embebidas junto a la mampostería, las cuales funcionan como soportes verticales para el cerramiento metálico. Estas columnetas y la mampostería descansan sobre zapatas superficiales, las cuales se diseñan para soportar las cargas transmitidas. La mampostería, las vigas de cimentación, las zapatas y las columnetas se diseñan conforme al Título C de la NSR-10, estableciendo los requisitos para elementos de concreto reforzado y mampostería.

- El sistema metálico estructural comprende perfiles tubulares circulares que constituyen las columnas embebidas en las columnetas y las vigas de amarre superiores en los cerramientos laterales y en la zona del arco. Estos perfiles se diseñan y verifican conforme al Título F de la NSR-10, asegurando la resistencia y rigidez frente a solicitaciones axiales, de flexión y esfuerzos laterales propios del sistema de pórtico planteado.

Una diferencia esencial en la configuración del cerramiento radica en las alturas según la ubicación. En la zona de la portería, el cerramiento en malla se ubica sobre el antepecho, logrando una altura total de aproximadamente 5.61 metros, necesidad derivada para impedir la salida del balón durante las actividades deportivas. Mientras tanto, en los cerramientos laterales, la malla se dimensiona para una altura total de 1.98 metros sobre el antepecho de mampostería confinada de 0.70 metros, optimizando estructura y funcionalidad para cada sector.

Finalmente, el análisis y diseño estructural de los elementos metálicos, columnetas, vigas de cimentación y zapatas superficiales incluye la evaluación sísmica correspondiente al área y la consideración de cargas vivas externas derivadas de la posible presión o apoyo de una tribuna sobre la malla de cerramiento. Esta consideración asegura que el sistema estructural soporte las cargas permanentes, ambientales y

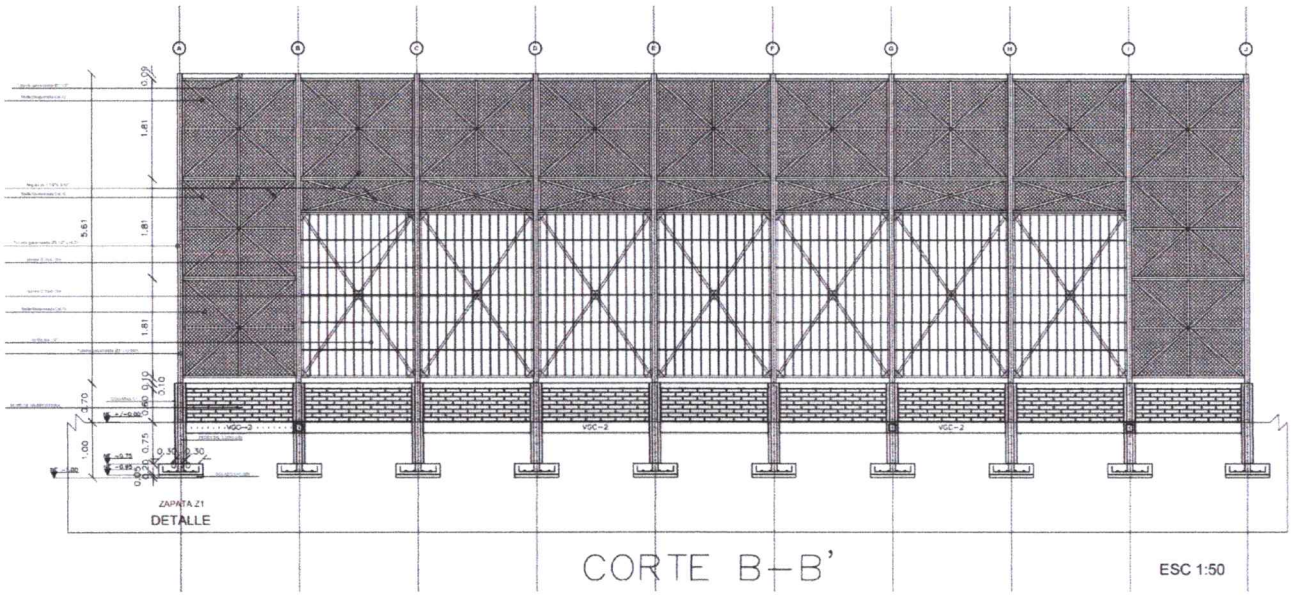


Figura 1. Vista frontal cerramiento zona portería

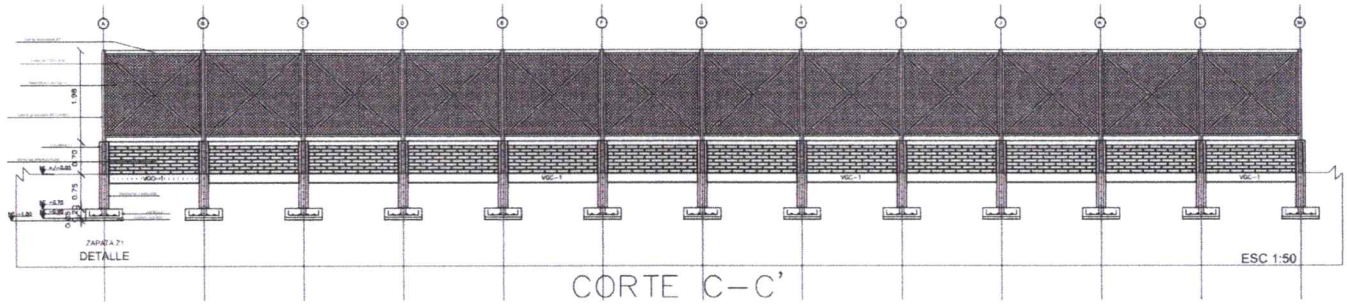


Figura 2. Vista frontal cerramiento zona lateral cancha

1.2 MÉTODOS DE ANÁLISIS

El análisis estructural del cerramiento se realiza siguiendo los lineamientos establecidos en la Norma Sismo Resistente NSR-10, con procedimientos y criterios normativos para garantizar la seguridad y funcionalidad de la estructura.

Para modelar las fuerzas internas generadas por las cargas actuantes, se consideran dos sistemas estructurales principales según la dirección de las solicitaciones sobre la estructura metálica:

- En el sentido paralelo a la malla del cerramiento, el sistema se analiza como un sistema aporticado, en el cual las columnas tubulares y las vigas de amarre trabajan conjuntamente para resistir principalmente las cargas axiales y los momentos flexionantes generados por las solicitaciones permanentes y variables. Este

modelo representa adecuadamente la interacción de los elementos estructurales sometidos a esfuerzos axiales predominantes y flexión, simulando el comportamiento real del cerramiento en dicho sentido.

- En el sentido perpendicular a la malla, se considera un sistema tipo péndulo invertido, donde las columnas funcionan como elementos verticales que resisten los esfuerzos laterales originados por fuerzas horizontales tales como el viento u otras cargas externas. Este enfoque permite evaluar la estabilidad lateral y la capacidad de las columnetas para mantener la integridad estructural frente a solicitaciones transversales.

De los resultados obtenidos en ambos sentidos, se toma en cuenta la condición más crítica para el diseño estructural, garantizando la capacidad resistente y la seguridad requerida.

En cuanto al análisis de la cimentación superficial, se contempla la evaluación de la capacidad portante del suelo y las cargas transmitidas por las columnetas de concreto reforzado a las zapatas aisladas. Estas zapatas se dimensionan para soportar las cargas combinadas de la estructura y cargas vivas, tomando como base los parámetros geotécnicos obtenidos y los requisitos establecidos en la normatividad vigente

1.3 MÉTODO DE DISEÑO

El diseño se realiza utilizando el método de los estados límites, que se emplea de acuerdo con la NSR-10 para estructuras donde la probabilidad de fallo en ciertos límites es crucial y debe mantenerse en niveles aceptables. Se analizan tanto los estados límites de servicio como los de resistencia, siendo este último un enfoque fundamental en el diseño estructural. La concepción de la estructura se ajusta a las normativas del título C y F de la NSR-10, mientras que la cimentación se diseña siguiendo las directrices establecidas en el título C de la misma normativa.

1.4 LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO CON NIVEL DE AMENAZA SÍSMICA.

En Colombia se tienen datos históricos de sismos que permite dividir el país en zonas características por un comportamiento dinámico especifico, lo cual define para cada una de ellas un espectro de diseño de respuesta, los parámetros espectrales y las condiciones especiales que deben considerarse para el diseño y construcción de obras civiles sismo resistentes. Según el titulo A.2 de la NSR-10 se debe realizar la ubicación de la ciudad o municipio donde se planea la construcción de la obra para determinar la zona de amenaza sísmica, baja, intermedia o alta para la descripción del rango de las familias de acelerogramas. amenaza sísmica, baja, intermedia o alta para la descripción del rango de las familias de acelerogramas. Posterior a la ubicación de la zona se realiza la búsqueda de la aceleración pico efectivo Aa y la velocidad pico efectiva Av para un lapso de 50 años con la probabilidad de ser excedidas un 10%, a continuación, se encuentran los mapas otorgados por el reglamento para la ubicación geográfica y determinación de amenaza sísmica.

1.4.1 Zonas de amenaza sísmica

En la figura 3 se muestra la distribución de la zona de amenaza sísmica posterior a la ubicación del municipio de Arauquita, donde se observa que se sitúa en una zona de amenaza sísmica considerada como INTERMEDIA.

1.4.2 Mapa de valores de Aa

De acuerdo con la figura 4, se identifica que el municipio está clasificado en la región 4, lo que corresponde a una aceleración pico efectiva horizontal de diseño para periodos de vibración cortos, expresada como una fracción de la aceleración de la gravedad (Aa) de 0.20.

1.4.3 Mapa de valores de Av

Por último, en la figura 5 se sitúa a Saravena en el mapa con un valor de velocidad pico efectiva horizontal de diseño para periodos de vibración intermedios, representado como una fracción de la aceleración de la gravedad (Av) de 0.15.



Figura 3. Zonas de amenazas sísmica aplicable a edificaciones

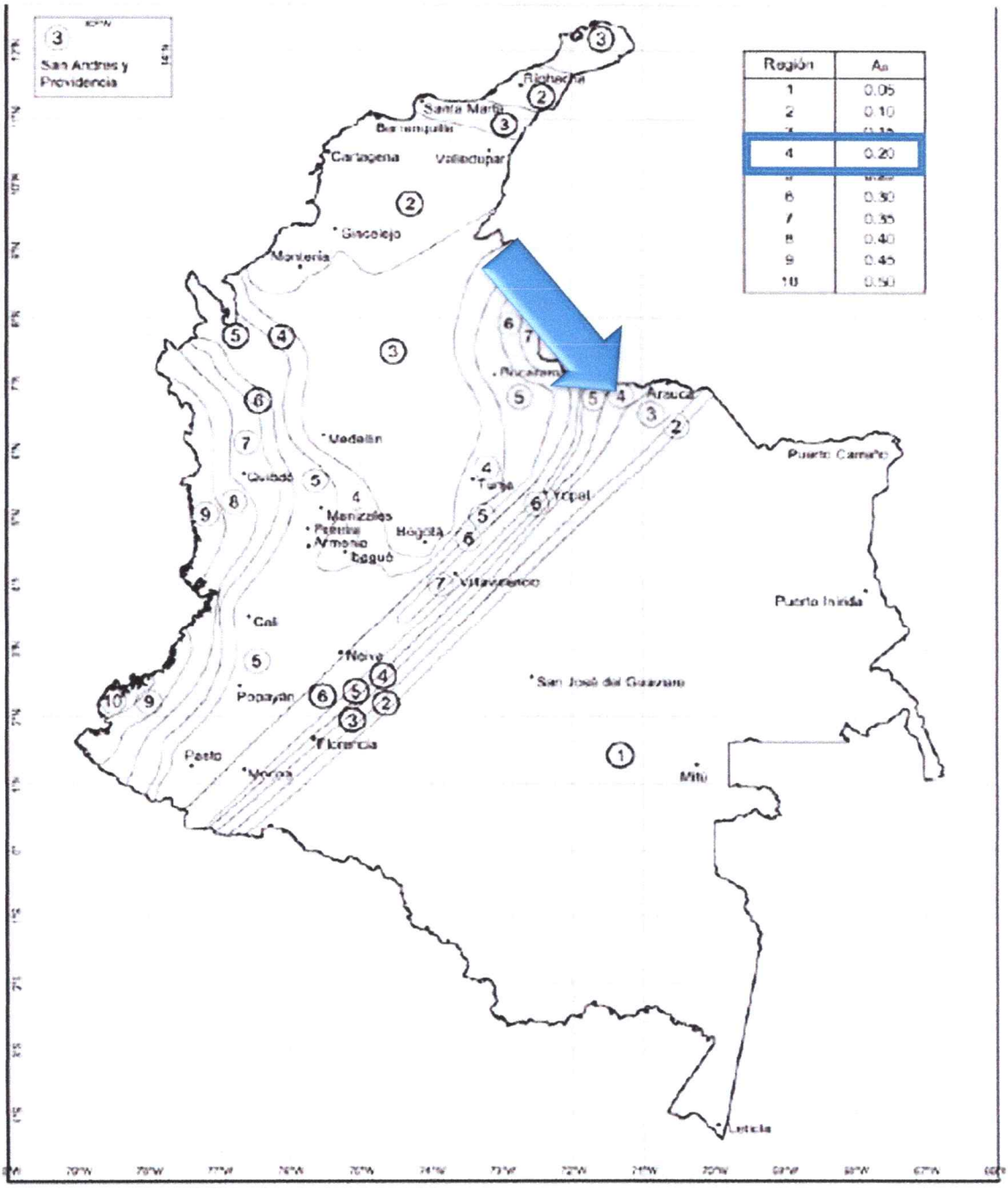


Figura 4. Mapa de valores de Aa

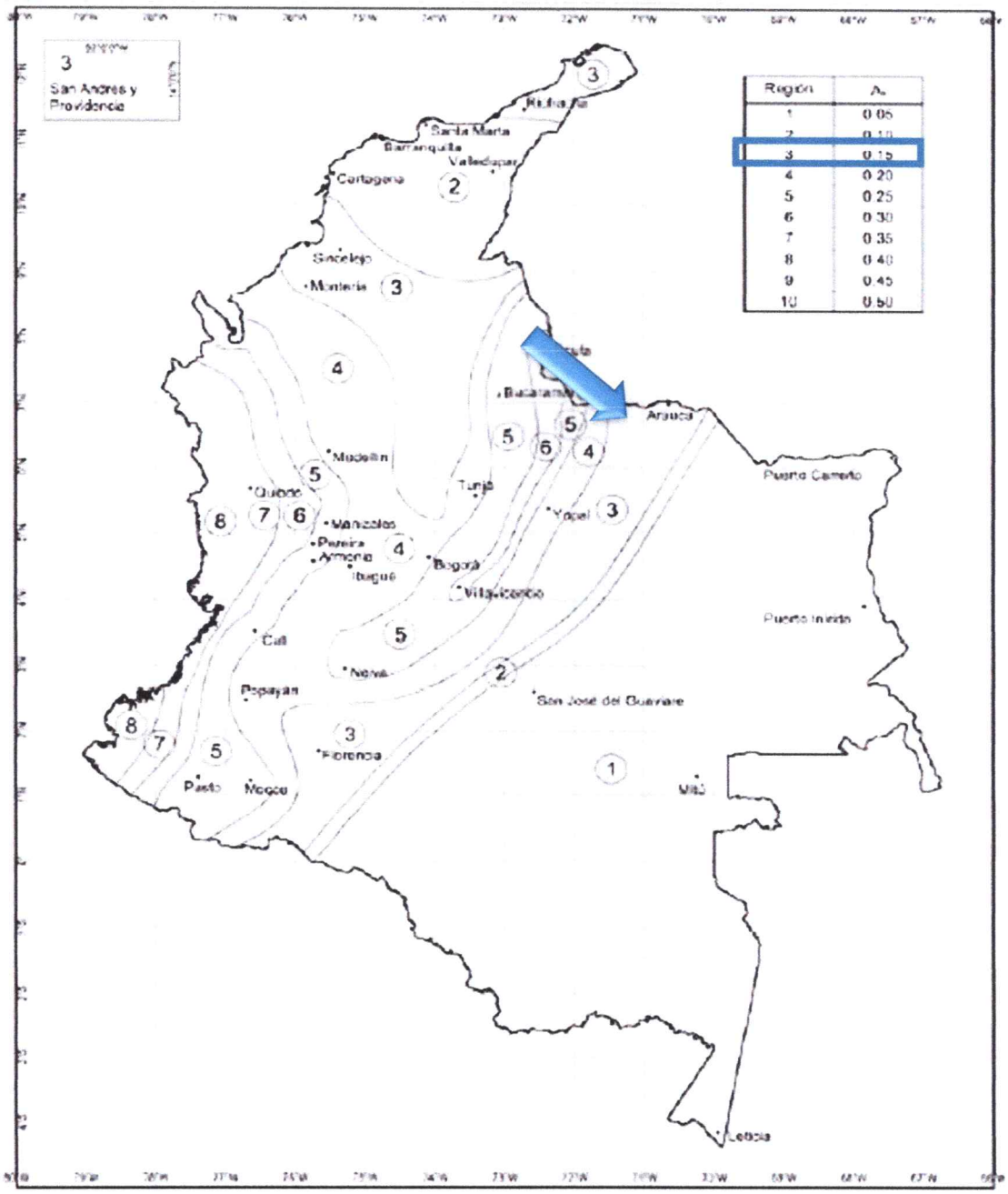


Figura 5. Mapa de valores de Av

1.4.4 Tabla de valores Aa, Av y Ad, Zona de amenaza sísmica

Para una precisión el reglamento tiene datos de sismos que permite dividir el país en zonas de características por un comportamiento dinámico especifico, lo cual define para cada una de ellas un espectro de diseño de respuesta, los parámetros espectrales y las condiciones especiales que deben consideraras para el diseño y construcción de obras civiles sismo resistentes. Estos datos se toman del titulo A apéndice A-4 "Valores de Aa, Av, Ae y Ad Y definición de la zona de amenaza". Donde se ubica cada uno de los 1122 municipios ubicados por su correspondiente departamento. En la figura 6 se localiza el municipio de Arauquita.

Departamento de Arauca

Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
Arauca	81001	0.15	0.15	Intermedia	0.10	0.04
Arauquita	81065	0.20	0.15	Intermedia	0.07	0.03
Cravo Norte	81220	0.05	0.05	Baja	0.03	0.02
Fortul	81300	0.30	0.20	Alta	0.32	0.12
Puerto Rondón	81591	0.15	0.15	Intermedia	0.14	0.05
Saravena	81736	0.30	0.25	Alta	0.21	0.08
Tame	81794	0.25	0.20	Alta	0.31	0.10

Figura 6. Tabla de valores de Aa, Av, Ae, Ad y definición de la zona de amenaza sísmica

Para este estudio, el proyecto se sitúa en la ciudad de Arauquita, en una zona catalogada como de amenaza sísmica INTERMEDIA, con coeficientes de aceleración pico efectiva de Aa=0.20 y velocidad pico efectiva de Av=0.15, representados en relación a la aceleración del sismo de diseño según el título A.2.3 de la NSR-10 "Zonas de Amenaza Sísmica".

CUADRO DE AMENAZA SÍSMICA	
FIGURA (FIGURA NSR-10)	**VALOR**
Zona de amenaza sísmica (A.2.3-1)	INTERMEDIA
Aceleración pico efectiva Aa (A.2.3-2)	0,20
Velocidad pico efectiva Av (A.2.3-3)	0,15

Basándose en estos parámetros de diseño, se procede a establecer la definición de los movimientos sísmicos de diseño mediante el cálculo de los periodos y la aceleración que excitarían a la estructura ante algún evento sísmico.

1.5 COEFICIENTE DE IMPORTANCIA (I)

De acuerdo con el título A.2.5 "Coeficiente de Importancia", se establecen los grupos de tipo de uso y los valores correspondientes del coeficiente de importancia. En el caso de la estructura objeto de estudio, clasificada como grupo de uso I "Estructuras de Ocupación Normal", se asigna un valor de 1,0, como se indica en la figura 7.

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

Figura 7. Tabla de valores del coeficiente de importancia

1.6 CARACTERÍSTICAS DEL SUELO

Según el titulo H capitulo H.3.1-1 "CLASIFICACIÓN DE LAS UNIDADES DE CONSTRUCCIÓN POR CATEGORÍAS" se clasifica en unidad de construcción BAJA (estructuras hasta 3 niveles).

Para el diseño estructural se obtienen los parámetros de diseño otorgados por el estudio de suelos cuyas características se tienen:

PARÁMETROS DE DISEÑO		
PARÁMETRO	**VALOR**	
Compresibilidad	Media	
Angulo de rozamiento interno φ	0	grados
Permeabilidad	Media	
Densidad del suelo Y	1	ton/m3
Profundidad de desplante D	1,00	m
Cohesión (Cu)	No drenada	
Capacidad portante admisible qa	23,88	ton/m2
Factor de seguridad Fs	3	
Capacidad portante segura qs	7,96	ton/m2
Coeficiente de presión de tierras en reposo K0	0,5	
Perfil del suelo (Tabla A.2.4-1 NSR-10)	E	
Presión aplicada al suelo P	1,83	Kg/cm2
Estimación de asentamiento	25	mm
Asentamiento por consolidación	muy bajo	
Presión de expansión del suelo	media	

1.7 PROCEDIMIENTO DE CLASIFICACIÓN

Según el titulo A.2.4.5 y subtítulos A.2.4.5.5 y A.2.4.5.6. se encuentran los valores que amplifica las ordenadas del espectro en roca para tener en cuenta los efectos de sitio en el rango de periodos cortos Fv y las ordenadas del espectro en roca para tener en cuenta los efectos del sitio en el rango de periodos cortos Fa y las ordenadas del espectro en roca para tener en cuenta los efectos del sitio en el rango de periodos intermedios.

En el caso de tener valores intermedios de Aa y Av se permite la interpolación linealmente entre valores del En el caso de tener valores intermedios de Aa y Av se permite la interpolación linealmente entre valores del mismo tipo de perfil. En la figura 8 se muestra los factores para la zona de periodos cortos e intermedios

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 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.

Figura 8. Valores del coeficiente Fa y Fv

1.8 RESUMEN PARÁMETROS DE DISEÑO

Posterior de ejecutar la búsqueda de los parámetros de diseño según el capitulo A.2 se determina que la estructura presenta los parámetros de diseño que se presentan en la siguiente tabla.

PARÁMETROS DE DISEÑO	
PARÁMETRO	**VALOR**
Tipo de suelo	E
Coeficiente de importancia I	1
Aceleración pico efectiva Aa (A.2.3-2)	0,20
Velocidad pico efectiva Av (A.2.3-3)	0,15
Rango periodos cortos Fa (A.2.4-3)	1,7
Rango periodos intermedios Fv (A.2.4-4)	3,3

Siguiendo los parámetros de diseño establecidos, se procede a exponer en el numeral 2 del informe la descripción de los movimientos sísmicos de diseño, incluyendo el cálculo de los periodos y la aceleración que provocarían la respuesta de la estructura frente a un evento sísmico.

2. DEFINICIÓN DE LOS MOVIMIENTOS SÍSMICOS DE DISEÑO

En el caso específico del estudio, se identifica que el emplazamiento del proyecto propuesto se sitúa en el municipio de Saravena, catalogado como una zona de amenaza sísmica de categoría ALTA. Los coeficientes de aceleración pico efectiva se establecen en Aa=0.30 y la velocidad pico en Av=0.25, representados en función de la aceleración del sismo de diseño según lo especificado en el título A.2.3 de la NSR-10 "Zonas de Amenaza Sísmica".

El perfil del suelo de apoyo se clasifica como tipo C, lo que determina que los coeficientes de amplificación del suelo para la zona de periodos cortos son Fa=1.10 y para periodos intermedios Fv=1.9 del espectro correspondiente, de acuerdo con lo estipulado en el título A.2.4.5 de la NSR-10 "Procedimiento de Clasificación".

La estructura para estudiar pertenece al grupo de ocupación normal (Grupo I) con un coeficiente de importancia de 1.0, conforme a lo establecido en el título A.2.5 de la NSR-10 "Coeficiente de Importancia". Basándose en esta información, se procede a la elaboración del espectro de diseño, cuyo detalle se presenta en la figura 9.

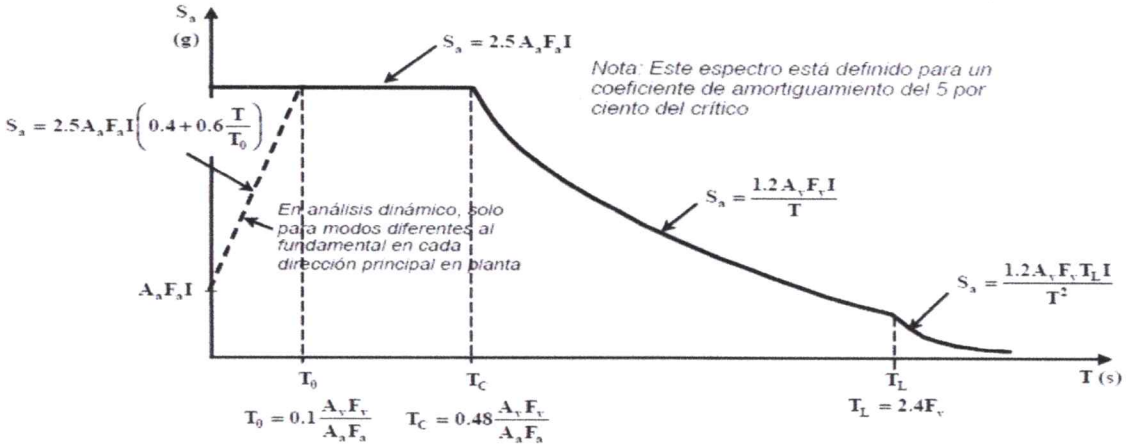


Figura 9. Comportamiento de un espectro de diseño

Calculo de la aceleración Sa.

Para el calculo se requiere conocer los periodos para el espectro modal con las siguientes ecuaciones

$$T_0 = 0{,}1 * \frac{A_v * F_v}{A_a * F_a} \qquad T_L = 2{,}4 * F_v \qquad T_C = 0{,}48 * \frac{A_v * F_v}{A_a * F_a}$$

MQC INGENIERÍA
DISEÑO Y CONSTRUCCION DE OBRAS CIVILES
INTERVENTORIA TECNICA FINANCIERA Y SUMINISTROS
NIT. 900939394 -2

CALCULO DE PERIODOS

To	0,15
Tc	0,70
TL	7,92

T	Sg	T	Sg
0	0,85	5	0,1188
0,1	0,85	5,1	0,1165
0,2	0,85	5,2	0,1142
0,3	0,85	5,3	0,1121
0,4	0,85	5,4	0,11
0,5	0,85	5,5	0,108
0,6	0,85	5,6	0,1061
0,7	0,8486	5,7	0,1042
0,8	0,7425	5,8	0,1024
0,9	0,66	5,9	0,1007
1	0,594	6	0,099
1,1	0,54	6,1	0,0974
1,2	0,495	6,2	0,0958
1,3	0,4569	6,3	0,0943
1,4	0,4243	6,4	0,0928
1,5	0,396	6,5	0,0914
1,6	0,3713	6,6	0,09
1,7	0,3494	6,7	0,0887
1,8	0,33	6,8	0,0874
1,9	0,3126	6,9	0,0861
2	0,297	7	0,0849
2,1	0,2829	7,1	0,0837
2,2	0,27	7,2	0,0825
2,3	0,2583	7,3	0,0814
2,4	0,2475	7,4	0,0803
2,5	0,2376	7,5	0,0792
2,6	0,2285	7,6	0,0782
2,7	0,22	7,7	0,0771
2,8	0,2121	7,8	0,0762

2,9	0,2048
3	0,198
3,1	0,1916
3,2	0,1856
3,3	0,18
3,4	0,1747
3,5	0,1697
3,6	0,165
3,7	0,1605
3,8	0,1563
3,9	0,1523
4	0,1485
4,1	0,1449
4,2	0,1414
4,3	0,1381
4,4	0,135
4,5	0,132
4,6	0,1291
4,7	0,1264
4,8	0,1238
4,9	0,1212

7,9	0,0752
8	0,0735
8,1	0,0717
8,2	0,07
8,3	0,0683
8,4	0,0667
8,5	0,0651
8,6	0,0636
8,7	0,0622
8,8	0,0608
8,9	0,0594
9	0,0581
9,1	0,0568
9,2	0,0556
9,3	0,0544
9,4	0,0532
9,5	0,0521
9,6	0,051
9,7	0,05
9,8	0,049
9,9	0,048

En la figura 10 se encuentra el espectro modal de diseño con las características obtenidas del titulo 1 de este documento.

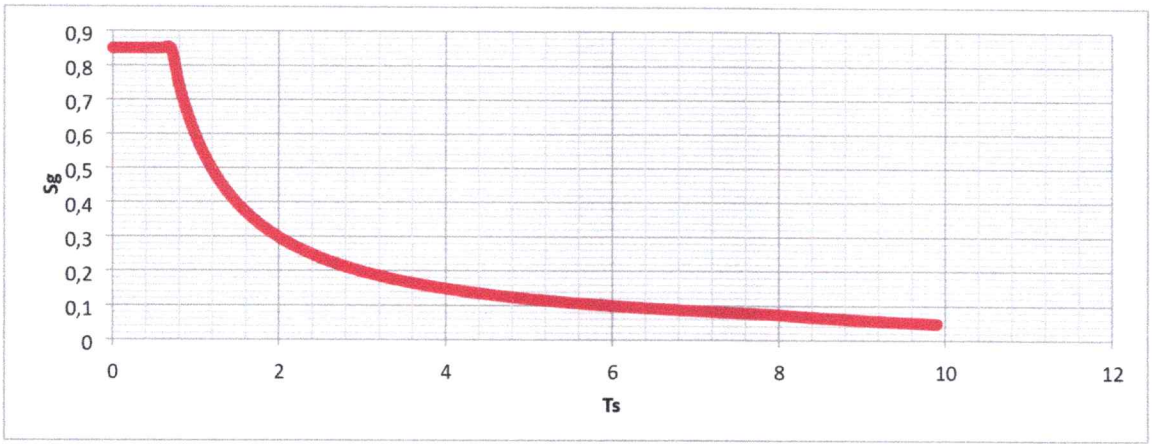


Figura 10. Comportamiento del espectro de diseño de la zona

3. CRITERIOS DE EVALUACION DE LA ESTRUCTURA.

3.1 SISTEMA ESTRUCTURAL

Según el titulo A.3.2 "*Sistemas estructurales"* donde se indica los sistemas para que los elementos verticales sean utilizados para resistir las fuerzas sísmicas y el grado de capacidad de disipación de energía del material estructural empleado.

Basándose en el diseño se considera que la estructura esta con sistema aporticado indicándose en el subtitulo A.3.2.1.3 "*Sistema Portico"* como se muestra en la figura 11.

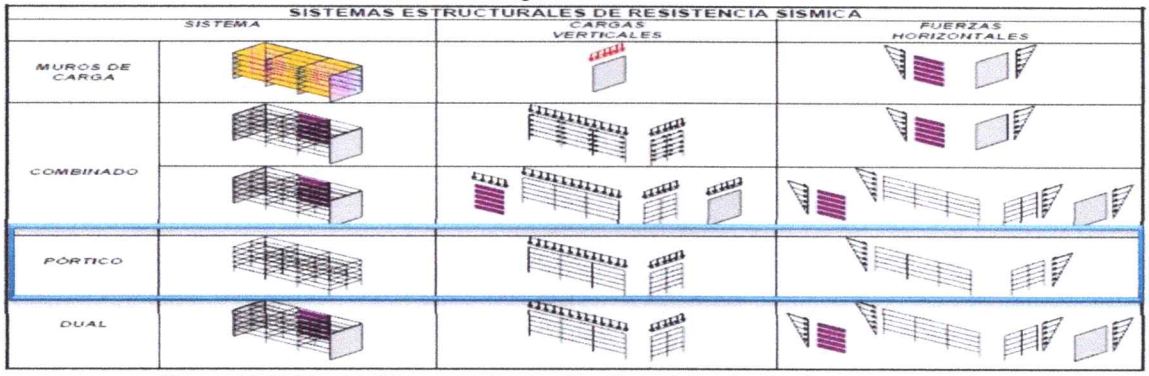


Figura 11. Tabla de sistemas estructurales de resistencia sísmica

3.2 MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN

3.2.1 Elementos estructurales

Concretos:

Para la estructura se requieren concretos con resistencia a la compresión f'c de 21 Mpa (3000 Psi) con un módulo de elasticidad E de $\sqrt{\ }4700\,f'c$ siendo este de 21538 Mpa, este material será aplicado a la cimentación. y el uso de aditivos para protección del concreto por presentar probabilidad de efecto capilar según el estudio de suelos.

a) Verificar el estrato y las características generales de lugar de implementación.
b) El tamaño máximo de agregado grueso igual a 3/4" para todas las actividades.
c) La mezcla deberá cumplir con un diseño previo a la fundida de la mezcla y comprobable por la interventoría.
d) La arena y el triturado deberán estar libre de cualquier materia orgánica, polvo entre otros. e) Utilizar desmoldante tipo reofinish 255 y/o equivalente.
f) Todos los elementos de concreto se deben curar durante 7 días.
g) Todos los concretos se les debe aplicar vibrado.
h) Para las losas de contrapiso destinadas para aplicarles acabado en baldosa deben dilatarse con varilla cuadrada de 1/2" de Diámetro o platina en secciones denotadas; se debe realizar cuando el concreto esta fraguando y presentando punto de llana. La profundidad mínima de estas dilataciones debe ser de 3 cm.

Acero de refuerzo:

En el diseño todas las barras de refuerzo son corrugadas con resistencia a la fluencia (fy) de 420 MPa para el doblez de los ganchos se considera la perdida de resistencia en el punto.

En el siguiente cuadro se especifican las características de los materiales estructurales para la ejecución de la obra, y para considerarse en el modelo.

Material	Resistencia		Modulo E	
Concreto para estructura	21	Mpa	21538	Mpa
Barras de acero (Refuerzo)	420	MPa	200000	MPa

3.2.2 Elementos No estructurales

Para el diseño se consideran como elementos no estructurales los que no forman parte del sistema para resistencia sísmica. Se consideran este tipo de elementos los dinteles de confinamiento en las aperturas de la estructura (ventaneria, puertas).

Para el diseño se consideran como elementos no estructurales los que no forman parte del sistema para resistencia sísmica. Se consideran este tipo de elementos, la placa y vigueteria,

Acero:

En los dinteles se usan barras corrugadas con resistencia a la fluencia de 420 MPa, en la mampostería se recomienda el uso de barras corrugadas o lisas ubicadas en el medio del muro en el sentido horizontal para darle mejor confinamiento al muro. **Concreto:**

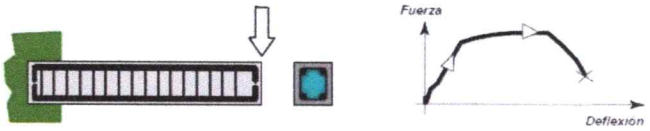
Para los dinteles de confinamiento se usan concretos de 3000 Psi, tener en cuenta las especificaciones del capitulo 4.2.1.1 de este documento.

3.3 CAPACIDAD DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA

Por tener la estructura en una zona de amenaza sísmica Intermedia se considera con una capacidad de disipación de energía MODERADA (DMO), por consiguiente, los chequeos de los elementos estructurales se rigen bajo el capitulo C de la NSR-10.

CAPACIDAD DE DISIPACION ENERGIA	ZONA DE AMENAZA SISMICA		
	BAJA	INTERMEDIA	ALTA
MÍNIMA DMI	✓	no	no
MODERADA DMO	✓	✓	no
ESPECIAL DES	✓	✓	✓

DMO *CAPACIDAD MODERADA DE DISIPACION DE ENERGIA*



Restricción al uso de sistemas y materiales estructurales

3.4 GRADO DE IRREGULARIDAD DE LA ESTRUCTURA Y PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS

Según el titulo A.3.3.1 para efectos de diseño sísmico, la edificación debe clasificarse como regular o como irregular en planta y en altura o como redundante o con ausencia de redundancia.

3.4.1.1. Irregularidad en planta.

En lo que respecta a la irregularidad en planta, esta no se presenta en el diseño del cerramiento, dado que se trata de un eje estructural. Realizando el análisis de irregularidad en planta de la estructura se tiene que NO presenta una irregularidad por lo tanto se establece que Φa = 1,0

3.4.1.2 Irregularidad en alzado

En cuanto a la irregularidad en alzado, se puede afirmar que no se presenta ningún tipo de irregularidad. Dado a que la configuracion estructural esta planteada principalmente en el cerramiento de malla y que el antepecho tiene una altura de 70 cm, por lo tanto Φa = 1,0

3.4.1.3 Irregularidad de redundancia

La edificación se le asigna un valor de irregularidad de redundancia a la unidad Φr=0,75 puesto a que se tiene un sistema de pórtico resistente a momentos y se tiene una perdida de la resistencia a momento de la conexión viga-columna menor al 33 por ciento de la resistencia ante fuerzas horizontales del piso y no produce una irregularidad torsional en planta extrema, según el capitulo A.3 de la NSR-10

3.4.1.4 Reducción del valor R para estructuras irregulares y con ausencia de redundancia

Se determina el coeficiente de capacidad de disipación de energía R que se usa en el diseño sísmico de la edificación se debe reducir multiplicando por los factores de configuración en planta φp configuración en altura φa, por ausencia de redundancia φr, y por el valor de coeficiente de disipación de energía básico R0, la configuración de la edificación presenta un sistema estructural aporticado en concreto en la figura 12 se establece el valor de R0, para sistema aporticado.

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.
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

Figura 12. Cuadro de valores para cálculo de R0 , para sistema aporticado

Por consiguiente, se tiene que en el modelo los factores de reducción por irregularidad en planta alzado y redundancia de la estructura es de

En planta φp 1

En altura φa 1

Por redundancia se da que φr 0,75

Disipación de energía básica R0 5

tabla A.3-3 NSR 10 **Ω=** 3

$$\mathbf{R = \phi_a\, \phi_p\, \phi_r\, R_0} \quad \textbf{R=} \quad \textbf{3,75}$$

Considerando en el sentido perpendicular al cerramiento se tiene un sistema de péndulo invertido como se ilustra en la siguiente tabla, según la figura 13, se usa el factor R menor para generar un castigo a los elementos estructurales.

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.
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

Notas:
1. El sistema de pórtico es un sistema estructural compuesto por un pórtico espacial, resistente a momentos, esencialmente completo, sin diagonales, que resiste todas las cargas verticales y las fuerzas horizontales.
2. Para edificaciones clasificadas como irregulares el valor de R_0 debe multiplicarse por ϕ_a, ϕ_p y ϕ_r, para obtener $R = \phi_a\phi_p\phi_r R_0$ (Véase A.3.3.3).
3. Cuando se trate de estructuras de acero donde las uniones del sistema de resistencia sísmica son soldadas en obra, el valor de R_0 debe multiplicarse por 0.90.
4. El valor de Ω_0 puede reducirse restándole 0.5 en estructuras con diafragma flexible, pero no debe ser menos de 2.0 para cualquier estructura.
5. Se permite hasta una altura de 12m en edificios de un piso (naves industriales o similares) que no sean del grupo de Uso IV.
6. Los perfiles de lámina doblada y los perfiles tubulares estructurales que cumplen con los requisitos de F.2.2.4 para miembros no esbeltos que se diseñen con conexiones dúctiles calificadas de acuerdo a F.3.1.8 se podrán diseñar como pórticos resistentes a momentos convencionales.

Figura 13. Cuadro de valores para cálculo de R0 para péndulos invertidos

Por consiguiente, se tiene que en el modelo los factores de reducción por irregularidad en planta alzado y redundancia de la estructura es de

En planta debido a desplazamiento de plano φp	0,9
En altura debido a la masa φa	1
Por redundancia se da que φr	0,75
Disipación de energía básica R0	1,5

tabla A.3-3 NSR 10 **Ω=** 2

$$R = \phi_a \phi_p \phi_r R_0$$

R= 1,0125

Por lo tanto se establece que para el valor de reducción R de la estructura predomina el péndulo invertido.

Sistema dominante de diseño: Péndulo invertido
R= 1,0125

3.5. Evaluación de las cargas gravitacionales

Para la evaluación de cargas de servicio que se le aplica a la estructura se requiere de conocer las cargas muertas y vivas de los elementos no estructurales en planta y altura, para el cálculo de las cargas muertas se basa según las especificaciones de la NSR-10 capitulo B3. Ahora para el análisis de la carga viva se basa según las especificaciones de la NSR-10 capitulo B4.

3.5.1 Carga muerta

Características de edificio

42	No. Columna tipo
20	No. Tubería columna tipo portería
22	No. Tubería columna tipo lateral
1,7	Altura de columneta tipo [m]
5,98	Altura tubería cerramiento portería [m]
1,98	Altura tubería cerramiento lateral [m]
91,06	Longitud viga de confinamiento [m]
39,06	Longitud viga cerramiento portería [m]
52	Longitud viga cerramiento portería [m]

SECCIÓN COLUMNAS TIPO

0,2	0,2	*[m]*

SECCIÓN VIGA CONFINAMIENTO

0,1	0,2	*[m]*

SECCION TUBERIA CERRAMIENTO

3 1/2	0,09	*[m]*	Col Portería
3	0,08	*[m]*	Col Lateral

3 1/2	0,09	*[m]*	Viga Portería
3	0,08	*[m]*	Viga Lateral

PESO COLUMNAS TIPO	=	68,54 *[kN]*
PESO TUBERIA COLUMNA PORTERIA	=	52,62 *[kN]*
PESO TUBERIA COLUMNA LATERAL	=	15,68 *[kN]*
PESO VIGA CINTA	=	43,71 *[kN]*
PESO TUBERIA VIGA PORTERIA	=	14,06 *[kN]*
PESO TUBERIA VIGA LATERAL	=	18,72 *[kN]*
PESO TOTAL ESTRUCTURA	=	213,34

3.5.2 Carga viva

Se contempla en la modelación una carga viva externa asociada a la posibilidad de que una tribuna ejerza presión sobre la malla del cerramiento; conforme a la NSR.10 (Título B.4 y B.4.2.2) se adopta la intensidad mínima **q = 0.25 kN/m².**

3.6 Cargas de viento

En este capítulo se realiza el análisis de las cargas de viento que se generan en el punto de construcción. Estas cargas se determinan siguiendo el capítulo B6 de cargas de diseño de viento para edificios y otras estructuras de la NSR-10.

La importancia de calcular las cargas de viento se debe a que la estructura debe resistir la presión que ejerce el viento sobre la estructura, la cubierta de la edificación es la que tiene que soportar presiones a barlovento y a sotavento por lo tanto se requiere un análisis detallado de presiones
El análisis de la carga se regirá por el método 1 del capítulo B.6.4 proceso simplificado de cálculo de presiones, la cual se tiene que diseñar para edificios que cumplan las siguientes condiciones:

1. El edificio se determina como un diagrama simple
2. la cubierta debe tener una altura media h menor a 18 m
3. El área de apertura en la pared (ventaneria) donde se aplica la carga de viento debe ser menor que el 10% del área total (paredes y cubierta)
4. La edificación tiene que ser regular
5. No debe ser una estructura clasificada como flexible

6. La estructura no debe tener deformaciones por la acción del viento, además tiene que estar ubicado en una zona donde no se presente corrientes de aire.

7. Debe tener una simetría aproximada en cada dirección y la pendiente de la cubierta debe ser menor o igual a 45º

Ya que la estructura en estudio satisface las condiciones presentadas por el capítulo B6.4 de la

NSR-10 por consiguiente se determinan las cargas por el método simplificado. **3.6.1**

Determinación de la presión por la carga de viento

$$Ps = \lambda * Kzt * I * Ps30$$

Para la determinación de la presión generada por el viento se requiere conocer los siguientes parámetros:

3.6.1.1 Velocidad del viento

Para determinar la velocidad del viento se usa la figura 14 zonas de amenaza eólica del título B de la NSR-10, se determina la velocidad para una zona localizada en el municipio de Arauquita en el departamento de Arauca, la cual se encuentra en una región tipo 3 y tiene una velocidad de viento de 100 Km/h

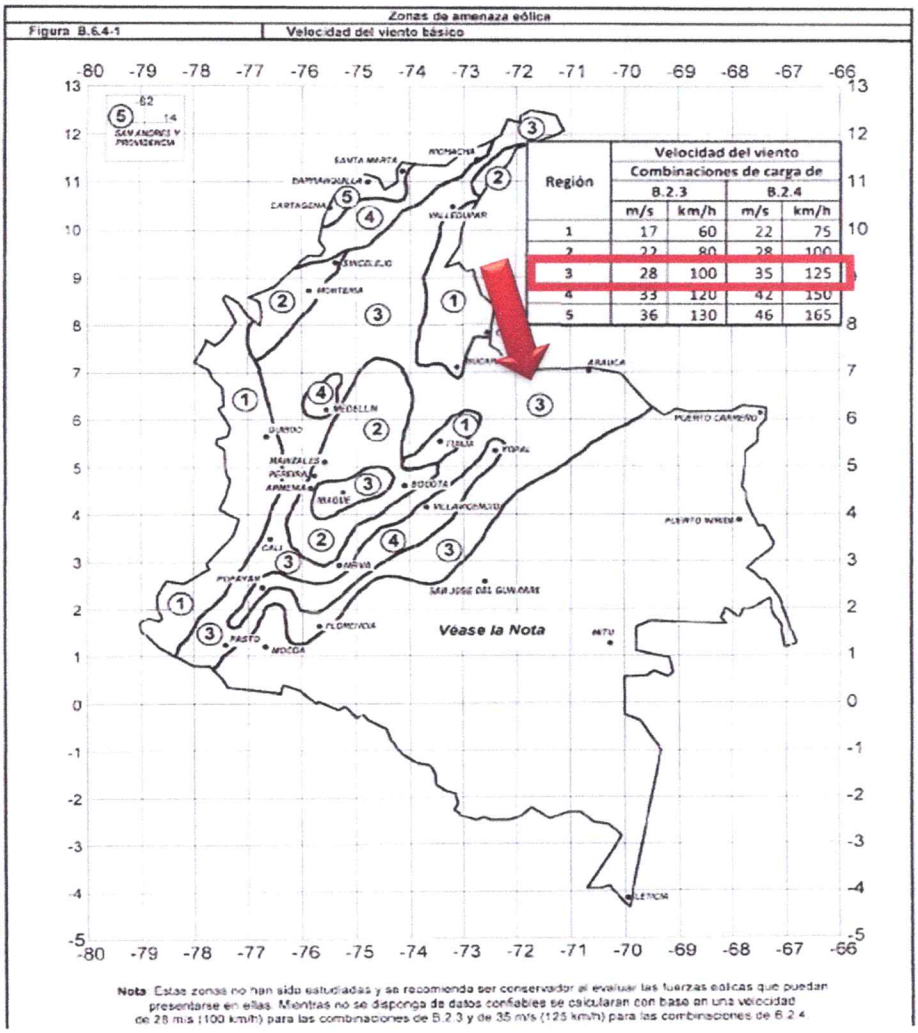


Figura 14. Mapa de velocidades de viento

Ubicación lugar de construcción 3 de esta manera se tiene velocidades de viento de 100 Km/h

3.6.1.2 Factor de ajuste altura y exposición λ

La estructura en estudio se encuentra ubicada en la zona urbana del municipio de Piedecuesta por lo tanto se considera que presenta una rugosidad de terreno B ya que presenta obstrucciones del tamaño iguales o mayores al del edificio multifamiliar y presenta poca separación entre ellas.
Para saber el valor de factor de ajuste por altura y exposición λ se buscar en la tabla exhibida en la figura 15 tomada de la NSR-10, teniendo en consideración la altura media de la cubierta de 10,5 metros.

Factor de Ajuste por
Altura del Edificio y Exposición, λ

Altura Media del Edificio (m)	Exposición		
	B	C	D
4,5	1.00	1.21	1.47
6,0	1.00	1.29	1.55
7,5	1.00	1.35	1.61
9,0	1.00	1.40	1.66
10,5	1.05	1.45	1.70
12,0	1.09	1.49	1.74
13,5	1.12	1.53	1.78
15,0	1.16	1.56	1.81
16,5	1.19	1.59	1.84
18,0	1.22	1.62	1.87

Figura 15. Factor de ajuste

λ= 1,00

3.6.1.3 Coeficiente de importancia I

El coeficiente de importancia de la estructura es la que se le da por el uso que va a tener, en el caso la edificación es para una vivienda multifamiliar por lo tanto se toma un coeficiente de importancia de I por tener uso normal, se toman los datos de la figura 16.

Factor de Importancia, I (Cargas de Viento)

Tabla B.6.5-1

Categoría	Regiones no propensas a huracanes, y regiones con posibilidad de huracanes de $V = 40 - 45$ m/s	Regiones con posibilidades de huracanes y $V > 45$ m/s
I	0.87	0.77
II	1.00	1.00
III	1.15	1.15
IV	1.15	1.15

Notas
1. Las categorías de los edificios y de las estructuras se listan en la sección A.2.5 del presente reglamento.

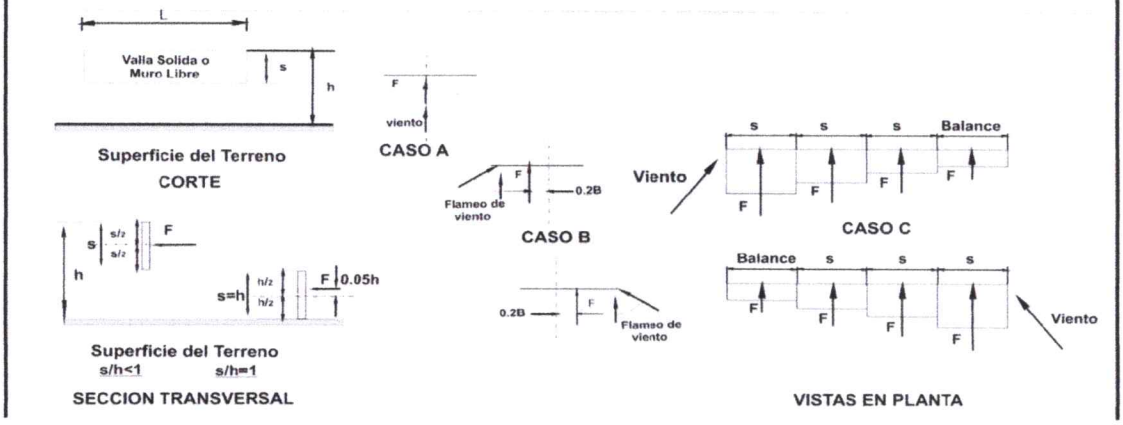
I= 0,87

Figura 16. Coeficiente de importancia

3.6.1.4 Coeficiente de fuerza Cf

Se realiza el cálculo de la presión por velocidad evaluada para el cerramiento como una estructura de muros libres y vallas macizas, según el titulo B.6.5.14 de la NSR-10

Otras Estructuras – Método 2		Todas las Alturas
Figura B.6.5-17	Coeficientes de Fuerza, C_f	Muros Libres y Vallas Macizas



Se usan paneles de malla de cerramiento de 2,20 m y una altura para la zona de portería de 5,98 m. En la zona lateral la altura de la sección es de 1,98 m por lo tanto se calcula la relación B/s usando la más crítica del cálculo.

Altura panel zona porteria (s)	*5,98*		
Altura panel zona lateral (s)	*1,98*	m	
Ancho panel tipo	*2,*	m	
Relacion B/s (zona porteria) =	0,3679	*Coeficiente de fuerza (Cf) =*	1,6
Relacion B/s (zona lateral) =	1,1111		

Relación de galibo s/h	C_f CASO A Y CASO B											
	Relación de Aspecto, B/s											
	≤0.05	0.1	0.2	0.5	1	2	4	5	10	20	30	>45
1.	1.80	1.70	1.65	1.55	1.45	1.40	1.35	1.35	1.30	1.30	1.30	1.30
0.9	1.85	1.75	1.70	1.60	1.55	1.50	1.45	1.45	1.40	1.40	1.40	1.40
0.7	1.90	1.85	1.75	1.70	1.65	1.60	1.60	1.55	1.55	1.55	1.55	1.55
0.5	1.95	1.85	1.80	1.75	1.75	1.70	1.70	1.70	1.70	1.70	1.70	1.75
0.3	1.95	1.90	1.85	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80	1.85	1.85	1.85
0.2	1.95	1.90	1.85	1.80	1.80	1.80	1.80	1.80	1.85	1.90	1.90	1.95
≤0.16	1.95	1.90	1.85	1.85	1.80	1.80	1.85	1.85	1.85	1.90	1.90	1.95

3.6.1.5 Factor de efecto rafaga G

Considerando que la malla del cerramiento es hueca y permite el paso del viento entre los orificios se establece para el calculo una rafaga de una unidad. Considerando que en cualquier momento se vea la necesidad de tapar los orificios.

Factor de rafaga (G) = 1

3.6.1.6 Area proyectada normal al viento Af

Altura panel zona porteria (s)	*5,98*	m
Altura panel zona lateral (s)	*1,98*	m
Ancho panel tipo	*2,2*	m

Area panel zona porteria	13,16 m2
Area panel zona lateral	4,36 m2

Se realiza el calculo para el panel mas critico, siendo el del panel de la porteria.

3.6.1.7 Presión por velocidad qz

Considerando que la malla del cerramiento es hueca y permite el paso del viento entre los orificios se establece para el cálculo una ráfaga de una unidad. Considerando que en cualquier momento se vea la necesidad de tapar los orificios.

Componentes y Revestimientos – Método 1		$h \leq 18.0$ m
Figura B.6.4 -3 (Continuación)	Presiones Netas de Viento de Diseño	Muros y Cubiertas
Edificios Cerrados		

Presión Neta de Diseño, p_{net10} (kN/m²)

(Exposición B a una altura $h = 10.0$ m, $K_{zt} = 1.0$, con $I = 1.0$)

	Zona	Área de Viento Efectiva (m²)	Velocidad Básica de Viento V m/s (km/h)									
			17 (60)		22 (80)		28 (100)		33 (120)		36 (130)	
Muro	4	50	0.09	-0.10	0.16	-0.18	0.25	-0.28	0.36	-0.40	0.42	-0.47
	5	1	0.12	-0.16	0.21	-0.28	0.33	-0.45	0.48	-0.64	0.56	-0.75
	5	2	0.11	-0.15	0.20	-0.27	0.32	-0.41	0.46	-0.60	0.54	-0.70
	5	5	0.11	-0.14	0.19	-0.24	0.30	-0.38	0.43	-0.54	0.50	-0.64
	5	10	0.10	-0.12	0.18	-0.22	0.28	-0.35	0.41	-0.50	0.48	-0.58
	5	50	0.09	-0.10	0.16	-0.18	0.25	-0.28	0.36	-0.40	0.42	-0.47

Presión por velocidad (qz) = 0,28
-0,35

3.6.2 Carga de viento de diseño F

F=qz x G x Cf x Af = *7,3674* KN/m

qz=	0,35
G=	1
Cf=	1,6
Af=	13,16



4. DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

4.1 COMBINACIONES DE CARGA

Por disposición de la NSR-10 según el titulo B.2.4.2, indica que el diseño de las estructuras, sus elementos estructurales y cimentaciones debe realizarse de la manera que sus resistencias de diseño igualen o excedan los efectos producidos por las cargas de las combinaciones.

1.4 D
1.2 D + 1.6 L
1.2 D + 0.8 W
1.2 D + 1.6 W + 1,0 L
1,2 D + 1,0 E + 1,0 L
0,9 D + 1,6 W
0,9 D + 1,0 E

Coeficientes de las fuerzas sísmicas
Reducción irregular R 1,01

Valor de omega Ω 2

Sismo en x Sx

Sismo en y Sy

Calculo de factor para fuerza sísmica de diseño B.2.4 Combinaciones de carga NSR-10

Ex= Sx / R= 0,9877 Sx
Ey= Sy / R= 0,9877 Sx

Calculo de factor para fuerza sísmica de diseño con coeficiente de sobre resistencia Ω A.3.3.9 NSR 10

Aa 0,20 Fa
1,7

SrEx= (Ω * Sx) / R´ + 0,5 Aa*Fa*D

SrEx= 1,9753 Sx + 0,17 D

MQC INGENIERÍA
DISEÑO Y CONSTRUCCION DE OBRAS CIVILES
INTERVENTORIA TECNICA FINANCIERA Y SUMINISTROS
NIT. 900939394 -2

SrEy= (Ω * Sy) / R´ + 0,5 Aa*Fa*D
SrEy= 1,9753 Sy + 0,17 D

4.2 DISEÑO ZONA DE PORTERIA

4.2.1 Diseño de viga de amarre

Datos:

Momento ultimo, Mu = 1,5 KN/m
Cortante Ultimo, Vu= 12,5 KN
Longitud del elemento L= 2,06 m
Longitud de trabajo Lb= 2,06 m
Tipo de ACERO = A-500 Gr C (Redondo)
Fluencia Fy= 315 MPa
Fractura Fu= 425 MPa
Modulo Elástico Es= 200000 MPa
Deflexión Limite (Δlim)= L / 360 *Depende del uso tabla F.5.3.4-1 NSR-10*

Tipo de Viga= PTE (Rectangular o Cuadrado)
NO

Propiedades geométricas perfil

Ancho del perfil B= 90 mm
Altura del perfil H= 90 mm
Altura efectiva h= 90 mm
Espesor aletas tf= 3 mm
Espesor de pared t= 3 mm
Inercia en X Ixx = 730500 mm4
Inercia en Y Iyy = 730500 mm4
Modulo a corte Crt= 468 mm6 2t*(h-4t)
Módulo de torsión J = 1E+06 mm4
Modulo Plástico Zx = 21810 mm3

MQC INGENIERÍA
DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE OBRAS CIVILES
INTERVENTORÍA TÉCNICA FINANCIERA Y SUMINISTROS
NIT. 900939394 -2

Modulo Elástico Sx = 14587 mm3
Radio de giro en X Rx= 3,02 mm
Radio de giro en Y Ry = 3,02 mm
Distancia centros de patín ho = 87 mm

Esbeltez local

Ver tabla F.2.2.4-1b de la NSR 10

Esbeltez en aletas

Elementos atiesados
Límite inferior de esbeltez λp = 28,22
Límite superior de esbeltez λr = 35,28

Esbeltez de aletas λ = ***30,00 No compacto***

Esbeltez en alma

Elementos atiesados
Limite inferior de esbeltez λp = 60,98
Limite superior de esbeltez λr = 143,63

Esbeltez de alma λ = ***30,00 Compacto***

Resistencia a flexión

Tipo de Viga= PTE (Rectangular o Cuadrado)

Esbeltez de la aleta = No compacto
Esbeltez del alma = Compacto

Numeral aplicable según tabla F.2.6-1 de la NSR-10 **F.2.6.7**

Factor de reducción Φb= **0,9**
Factor de modificación pandeo lateral-torsional Cb= **2,33** 1



$$C_b = \frac{12.5M_{max}}{2.5M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} R_m \leq 3.00 \qquad \text{(F.2.6.1-1)}$$

W	2,8278 N		
Mmax	1500000 N/mm	L	2060 mm
MA	93750 N/mm	LA	515 mm
MB	375000 N/mm	LB	1030 mm
MC	843750 N/mm	LC	1545 mm
Rm	1		

F.2.6.7 Perfiles tubulares estructurales (PTE) Cuadrados o Rectangulares y miembros de sección en Cajón

F.2.6.7.1 Plastificación de la sección (Momento plástico)

Mp=Fy*Z = 6870150,00 N/mm

Fy =	315 Mpa	h =	90 mm
Z =	21810 mm3	B =	90 mm
Es =	200000 Mpa	tw =	3 mm
S =	14587 mm3	tf =	3 mm

F.2.6.7.2 Pandeo local de la aleta

Aleta Compacta? NO
Aleta No compacta? SI Aleta Esbelta ? NO
Condición a usar ***b***

Ecuación para Mn = Usar ecuación F.2.6.7-2
Mn = 5670386,85 N/mm
Mn = **5,6704 KN/mm**

ΦMn >= Mu ? Cumple 26%

F.2.6.7.3 Pandeo local en el alma

¿Alma compacta? SI
¿Alma No compacta? NO

Condición a usar ***a***

Ecuación para Mn = No se aplica el estado limite de pandeo local del alma

Mn = 6870150,00 N/mm

Mn = **6,8702 KN/mm**

ΦMn >= Mu ? Cumple 22%

Resistencia a cortante

Coeficiente de pandeo Kv=	5
Kv a usar Kv=	5
Limite inferior de esbeltez λp =	61,98
Limite superior de esbeltez λr =	77,19
Esbeltez de alma h/tw =	*30,00 Caso i*
Coeficiente Cv =	1
Area de cortante Aw =	270 mm2
Factor de reducción Φ=	0,9
Resistencia a cortante ΦVn =	45927 N

Resistencia a cortante ΦVn = 45,927 KN

ΦVn >= Vu ? Cumple 27%

Análisis de deflexión.

Deflexión calculada Δ = 2,58 mm

Deflexión limite Δ lim= 5,72 mm

Δ lim >= Δ ? Cumple 45%

4.2.2 Diseño de columna de amarre

Perfil I = PTE CIRCULAR D 3 1/2

" b= 90 mm t= 3 mm h=

90 mm s= 3 mm ry =

30,2 mm rx = 30,2 mm

A= 803 mm2
Zx= 21810 mm3
Sx= 14587 mm3
Iy= 730500 mm4
Ix= 730500 mm4
Cw= 9,36E+02 mm6
J = 1E+06
mm4 Fy = 345
Mpa
Fu = 425 Mpa
E= 200000 Mpa

Resistencia a la compresión

Ductilidad
λda = 0.3√(E/Fy) 7,2232

Ductilidad en ALETAS

15 > 7,2232 *Aletas No Ductiles*

λ = b/2t =

Ductilidad en ALMA

Pu= 15 KN φC = 0,9
Ca= 0,0602 <= 0,125

λ = 30 <= λda = 55,689 *Alma Ductil*

Resistencia nominal a la compresión por pandeo por flexión

Pn= Fcr*Ag=
K= 1

Límites de esbeltez

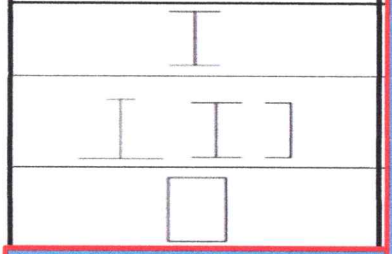
Como se mencionó anteriormente se propone que la disposición de los montantes será ubicada a la separación de la correa, para ello se consideró la ficha técnica de la cubierta.

Longitud del elemento L= 5980 mm

L/rx= 198,01	<=	300	Perfil NO ESBELTO en X
L/ry= 198,01	<=	300	Perfil NO ESBELTO en Y

Se determina el chequeo a la resistencia para la flexión del elemento siguiendo los lineamientos del título F.2.5 de la NSR-10, en la figura se encuentran los numerales a aplicar según la sección transversal, para elementos esbeltos o no esbeltos.

Tabla F.2.5.1-1
Selección de los numerales aplicables para el diseño a Compresión

Sección Transversal	Con Elementos Esbeltos	
	Numeral Aplicable	Estados límites
	F.2.5.7	PL PF PT
	F.2.5.7	PL PF PFT
	F.2.5.7	PL PF

Se selecciona el perfil que se debe usar y se busca el numeral del diseño a aplicar, considerando si tiene elementos esbeltos.

Perfil tipo PTE

Elementos esbeltos NO

Numeral aplicable= F.2.5.3

Cálculo de longitud efectiva K (F.2.5.2 NSR-10)

Para calculo En ángulos

K= 1

--

Cuando $\frac{L}{r_x} \leq 80$:

$$\frac{KL}{r} = 72 + 0.75\frac{L}{r_x}$$

Se debe garantizar que K*L/r <200

Cuando $\frac{L}{r_x} > 80$:

$$\frac{KL}{r} = 32 + 1.25\frac{L}{r_x}$$

K*L/rx = 198,01 < 200 L/rx 198,01 OK

OK

K*L/ry = < 200 L/ry 198,01

Pandeo por flexión

Aplicando el numeral ***F.2.5.3***
Pandeo por torsión y pandeo por flexo-torsión sin elementos esbeltos

$$Fe = \frac{\pi^2 * E}{\left(K * \frac{L}{r}\right)^2} = \quad 50{,}34 \quad 4.71 * \sqrt{\frac{E}{FY}} = \quad 113{,}4$$

E= 200000 Mpa
Fy = 345 Mpa

K*L/rx = 198,01
0,44*Fy= 151,8 ***Use ecuación F.2.5.3-3, Siendo Fcr=*** 44,151 MPa

MQC INGENIERÍA
DISEÑO Y CONSTRUCCION DE OBRAS CIVILES
INTERVENTORIA TECNICA FINANCIERA Y SUMINISTROS
NIT. 900939394 -2

(a) Cuando $\frac{KL}{r} \le 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ ó $\left(F_e \ge 0.44F_y\right)$

$$F_{cr} = \left[0.658^{F_y/F_e}\right]F_y \qquad \text{(F.2.5.3-2)}$$

(b) Cuando $\frac{KL}{r} > 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ ó $\left(F_e < 0.44F_y\right)$

$$F_{cr} = 0.877F_e \qquad \text{(F.2.5.3-3)}$$

Resistencia nominal a compresión Pn.

A= 803 mm2
Fcr= 44,151 Mpa ϕ = 0,9

Pandeo por flexo torsión

$Pn = Fcr * Ag =$ 35,45 KN

$\phi * Pn =$ 31,91 KN

Pu= ***15 El perfil cumple***

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L)^2} + GJ\right]\frac{1}{I_x + I_y} \qquad \text{(F.2.5.4-4)}$$

Siendo

E= 200000 MPa
Cw= 9,36E+02 mm6
G= 5E+06 MPa
J= 1E+06 mm4
Ix= 730500 mm4
Iy= 730500 mm4
Kz= 198,01
L= 5980 mm
Ag= 803 mm2

Pn= Fcr*Ag= 4E+09 N-mm = **4215,1 KN-m**

Fcr=Fe= 5,25E+06 $\phi * Pn =$ **3793,56 KN-m**

Pu= ***15 El perfil cumple***

Momento plástico

Relaciones ancho espesor: Aletas elementos no atiesados λp = 0.38*√(E/fy) = 9,1493 Tabla F.2.2.4-1b de la NSR-10 bf/2tf = 15 <= 9,1493

Aletas No Compactas

MQC INGENIERÍA
DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE OBRAS CIVILES
INTERVENTORIA TÉCNICA FINANCIERA Y SUMINISTROS
NIT. 900939394 -2

Relaciones ancho espesor: Alma elemento atiesado λp =
3.76*√(E/fy) = 90,53 Tabla F.2.2.4-1b de la NSR-10 h/tw = 30 <= 90,53
Alma compacta

Factor de modificación para pandeo lateral - torsional Cb

Elemento en Voladizo SI

$$C_b = \frac{12.5M_{max}}{2.5M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} R_m \leq 3.00 \qquad \text{(F.2.6.1-1)}$$

Cb 1

Momento plástico

Mn = Mp = Fy*Zx = 7524450 N-mm = **7,5245 kN-m**

Lb = 5980 mm
Lp = 1.76*ry*√(E/fy) = 1279,7 < 5980
Se requiere calcular Lr para pandeo lateral torsional

rts^2 = √(Iy*Cw)/Sx = 1,79 mm2 ho = 87
mm c= Perfil en I
1

Lr = 1.95*rts*E/(0.7*fy)*√(J*c/(Sx*ho)+√((J*c/(Sx*ho))^2+6.76*(0.7*fy/E)^2)
Lr = 3281 mm < 5980 Lb



(a) Cuando $L_b \leq L_p$, no se aplica el estado límite de pandeo lateral-torsional

(b) Cuando $L_p < L_b \leq L_r$

$$M_n = C_b\left[M_p - \left(M_p - 0.70F_yS_x\right)\left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right)\right] \leq M_p \qquad \text{(F.2.6.2-2)}$$

(c) Cuando $L_b > L_r$

$$M_n = F_{cr}S_x \leq M_p \qquad \text{(F.2.6.2-3)}$$

Condición a usar **c**

Mn= FcrSx= 1905645,576 N-mm = 1,9056 KN-m

Fcr= 130,64 Ecuacion F.2.6.2-4 de la NSR-10

Mn= 1,9056 KN-m Mp = 1,5 kN-m OK, Cumple el perfil

φMn = 1,7151 KN-m Mu= 1,35 kN-m OK, Cumple el perfil

Chequeo de cargas combinadas compresión + flexión

Pu/φPn = 0,4701 <= 0,75 CUMPLE

Pu= 15 KN

φPn = 31,91 KN

Mu= 1,35 KN

φMn= 1,72 KN

Chequeo a cortante

h/s = 30

$2.24\sqrt{(E/fy)}$ = 53,933

φv = 1 Cv = 1

Aw = h*s = 270 mm2

Vn = 0.6*fy*Aw*Cv = 4860 N = 4,86 KN φVn = 4,374 KN >

Vu= 2,5 KN OK, Cumple el perfil

4.2.3 Diseño de Conexiones

Diseño de conexiones entre elementos viga columna.

Datos.

Columna Viga

MQC INGENIERÍA
DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE OBRAS CIVILES
INTERVENTORIA TECNICA FINANCIERA Y SUMINISTROS
NIT. 900939394 -2

bw=	90 mm	bw=	90 mm
t=	3 mm	t=	3 mm

Carga a compresión Pu 2,43 KN

Soldadura conexión

e 0 mm

a 0,00

Momento paralelo? SI

K 0

L mm

C 2,78

tw 3 mm

C1 1

Electrodo 6018

ΦRn 82,341 KN

MQC INGENIERÍA
DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE OBRAS CIVILES
INTERVENTORIA TÉCNICA FINANCIERA Y SUMINISTROS
NIT. 900939394 -2

ΦRn >= Pu OK

a	k = 0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0
0.00	2.78	2.78	2.78	2.78	2.78	2.78	2.78	2.78	2.78	2.78	2.78	2.78	2.78	2.78	2.78	2.78
0.10	2.78	2.78	2.78	2.78	2.78	2.77	2.75	2.74	2.73	2.71	2.70	2.67	2.64	2.61	2.59	2.78
0.15	2.75	2.75	2.74	2.73	2.71	2.70	2.69	2.67	2.66	2.64	2.63	2.60	2.58	2.55	2.53	2.50
0.20	2.64	2.63	2.63	2.62	2.60	2.59	2.58	2.57	2.56	2.55	2.54	2.52	2.50	2.48	2.46	2.44
0.25	2.48	2.48	2.48	2.47	2.47	2.46	2.46	2.45	2.45	2.44	2.44	2.43	2.41	2.40	2.39	2.38
0.30	2.32	2.32	2.32	2.32	2.33	2.33	2.33	2.33	2.33	2.33	2.33	2.33	2.33	2.32	2.32	2.31
0.40	2.00	2.00	2.01	2.03	2.05	2.07	2.08	2.10	2.11	2.12	2.14	2.15	2.16	2.17	2.18	2.18
0.50	1.72	1.72	1.74	1.77	1.80	1.83	1.86	1.89	1.91	1.93	1.95	1.99	2.01	2.03	2.05	2.06
0.60	1.50	1.50	1.52	1.55	1.59	1.63	1.67	1.71	1.74	1.77	1.79	1.84	1.87	1.90	1.92	1.94
0.70	1.32	1.32	1.34	1.38	1.42	1.47	1.51	1.55	1.59	1.62	1.65	1.71	1.75	1.79	1.81	1.84
0.80	1.17	1.18	1.20	1.24	1.28	1.33	1.38	1.42	1.46	1.50	1.53	1.59	1.64	1.68	1.71	1.74
0.90	1.05	1.06	1.08	1.12	1.17	1.22	1.27	1.31	1.35	1.39	1.43	1.49	1.54	1.59	1.62	1.66
1.00	0.957	0.963	0.986	1.02	1.07	1.12	1.17	1.21	1.26	1.29	1.33	1.40	1.45	1.50	1.54	1.58
1.20	0.806	0.812	0.836	0.872	0.916	0.966	1.01	1.06	1.10	1.14	1.17	1.24	1.30	1.35	1.40	1.44
1.40	0.695	0.701	0.724	0.758	0.799	0.844	0.889	0.932	0.973	1.01	1.05	1.12	1.18	1.23	1.28	1.32
1.60	0.611	0.616	0.638	0.670	0.708	0.750	0.792	0.833	0.873	0.911	0.947	1.01	1.07	1.13	1.17	1.22
1.80	0.544	0.550	0.570	0.600	0.635	0.674	0.714	0.753	0.791	0.828	0.863	0.926	0.987	1.04	1.09	1.13
2.00	0.491	0.496	0.515	0.542	0.576	0.612	0.650	0.687	0.723	0.758	0.792	0.855	0.912	0.964	1.01	1.05
2.20	0.447	0.452	0.470	0.495	0.526	0.560	0.596	0.631	0.665	0.699	0.731	0.792	0.848	0.899	0.945	0.988
2.40	0.410	0.415	0.431	0.455	0.484	0.516	0.550	0.583	0.616	0.648	0.679	0.738	0.792	0.842	0.887	0.929
2.60	0.379	0.384	0.399	0.421	0.448	0.478	0.510	0.542	0.573	0.604	0.634	0.691	0.743	0.791	0.836	0.877
2.80	0.352	0.357	0.371	0.392	0.417	0.446	0.476	0.506	0.536	0.565	0.594	0.649	0.699	0.746	0.790	0.830
3.00	0.329	0.333	0.347	0.366	0.390	0.417	0.446	0.474	0.503	0.531	0.559	0.611	0.661	0.708	0.748	0.788

Para la conexión de la viga a la columna del voladizo se requiere usar soldadura con electrod con 6018 un espesor del cordón de soldadura tw= 3 mm, tipo filete rodeando todo el elemento.

4.2.4 Diseño de Pedestal tipo

El diseño de los pedestales se realiza con una hoja de cálculo en EXCEL, tomando como datos los resultados de los elementos por solicitudes de las combinaciones, según las combinaciones de diseño, se selecciona las fuerzas con la combinación más elevada.

Carga axial de máxima compresión: La columna tiene que resistir la máxima compresión en el punto donde el momento flector sea mínimo. La carga de compresión máxima se calcula mediante la siguiente ecuación.

$$Pnc = 0.85 * f'c * (Ag - Ast) + Ast * fy$$

Siendo f'c la resistencia a la compresión del concreto, en el caso se está trabajando 21 Mpa, Ag es el área de la sección, As es el área del acero de refuerzo y fy es el esfuerzo de fluencia del acero cuyo valor es de 420 Mpa.

Carga axial de máxima tensión: El punto de resistencia a la tensión en la columna se presenta cuando hay un momento flector nulo. Esta carga se determina mediante la fluencia del acero y el área de la sección

$$Pnt = fy * Ast$$

Punto balanceado: En este caso se tiene que calcular C balanceado mediante la siguiente ecuación.

$$Cbal = \frac{\varepsilon c}{\varepsilon c + \varepsilon y} * d$$

Se trabaja con εc = 0,003 y εy = 0,0021. Posterior al cálculo de C se procede a calcular el momento flector y la carga axial balanceada con el siguiente método.

$$Mb = 0.85 * f'c * \beta 1 * Cb * b * \left(\frac{h}{2} - \frac{\beta 1 * C}{2}\right) + A's * f's * \left(\frac{h}{2} - d'\right) + As * fs * \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$Pb = 0.85 * fc * \beta 1 * cb * b + A's - Asfs$$

Teniendo en cuenta que

$$fs = \varepsilon s * E \leq 420\ MPa$$

$$\varepsilon s = \frac{d - C}{C} * \varepsilon c$$

$$f's = \varepsilon's * E \leq 420\ MPa$$

$$\varepsilon's = \frac{C - d'}{C} * \varepsilon c$$

Punto de flexión pura: En este caso la carga axial se considera como nula y el momento flector se rige por

$$Mn = \rho * b * d^2 * fy * \left(1 - \frac{0.59 * \rho * fy}{fc}\right)$$

La cuantía se toma con ρ=0,003, encontrándose dentro de los limites admisibles donde la cuantía mínima es de ρ=0,001 y la máxima de ρ=0,004. Para el diseño se propone usar barras número 5.

Posterior a la explicación del cálculo para el diseño de la columna se realiza el cálculo para columnas entre piso de tal manera se solicita las cargas axial, cortante, momento en relación al eje X y momento con relación al eje Y, se especifica en el diseño el nivel de columna.

Las cargas solicitadas se establecen según la máxima de las combinaciones de carga como se indica en el capítulo 15.1 de este documento

Diseño Pedestal TIPO 1 [20*20 cm]

DATOS CARGAS COLUMNA

Pu	1,9 TON
Vu	2,5 TON
My	4,5 TON-M
Mx	3,8 TON-M

PREDIMENSIONAMIENTO

h (Y) 20 cm b (X)
20 cm
H altura c 1,7 m r
4 cm

PROPIEDADES MATERIAL

fc 210 Kg/cm2 Fy 4200 Kg/cm2
Ey 2E+06 Kg/cm2
T.M.A.C. 1,905 cm
β1 0,85

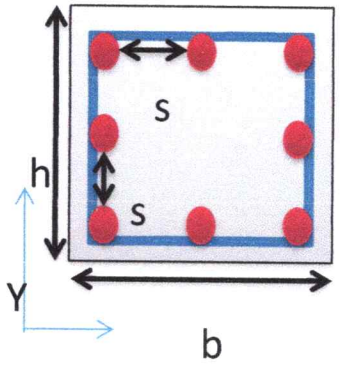
MQC INGENIERÍA
DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE OBRAS CIVILES
INTERVENTORIA TÉCNICA FINANCIERA Y SUMINISTROS
NIT. 900939394 -2

ACERO ASUMIDO

Estribos

BARRA 3

DIAMETRO ESTRIBO 0,95 cm AREA ESTRIBO 0,71 cm2



Barra longitudinal

N° barras 4

BARRA 4

DIAMETRO 1,27 cm

AREA 1,29 cm2

DISEÑO REFUERZO LONGITUDINAL

Chequeo de aceros As (propuesto) 5,16 cm2

ρ min 1%

As mínimo 4 cm2 ρ máximo 4% As máximo 16 cm2

Recubrimiento efectivo

r 5,59 cm

A chequear

1.5 db 1,905 cm 1.5*T.M.A. 2,86 cm

4 cm 4 cm

Separación de barras número de barras en X 2 número de barras en Y 2 separación barras en X 5,02 cm OK separación barras en Y 5,02 cm OK

Resistencia nominal del concreto a compresión f´c 168 Kg/cm2 f´c bloque compresión 142,8 Kg/cm2 ***Cuantía de la columna*** As (área acero) 5,16 cm2 Ag (área sección) 400 cm2 ρ (columna) 0,013 1,29% OK

carga q 0,38



CARGA AXIAL RESISTENTE DE DISEÑO

Factor reducción Fr 0,9
As 5,16 cm2
f´c 142,8 Kg/cm2 PRO 70250 kg

CARGA AXIAL RESISTENTE DE DISEÑO

ex r 5,585 cm d 14,415 cm d/h 0,72
ex (Mx/Pu) 200,00 cm ex/h 3,00 q
0,38
Kx 0,15 Interpolar en grafico
Prx 11340 Kg

CARGA AXIAL RESISTENTE DE DISEÑO

ey r 5,585 cm d 14,415 cm d/h 0,72
ey (My/Pu) 236,84 cm ex/h 3,00 q
0,38
Kx 0,25 interpolar en grafico
Prx 18900 Kg

DISEÑO DE COLUMNAS FLEXOCOMPRESION

Pr 7882,8 Kg
Pr ***7,88 Ton*** **CHEQUEO** **OK**

DISEÑO REFUERZO TRANSVERSAL

Chequeo cortante ultimo

Fr cortante 0,75

Raíz (f´c) 12,96 Kg/cm2

d 14,42 cm

Ag 400 cm2

Vu 5,61 Tonelada OK

Pu 16,8 Tonelada OK

Zona de confinamiento y separaciones

Tipo de columna Primer nivel Disipación de energía DMO

TRAMO	ZONA DE CONFINAMIENTO		SEPARACION DE ESTRIBOS			
SUPERIOR	b Max (m)	0,2		b/3	6,6667	cm

MQC INGENIERÍA
DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE OBRAS CIVILES
INTERVENTORIA TÉCNICA FINANCIERA Y SUMINISTROS
NIT. 900939394 -2

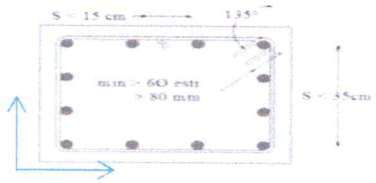
		H/6 (m)	0,2833	S sup (cm)	h/3	6,6667	cm
		500 mm	0,5		8*db	10,16	cm
		L confinada (m)	**0,5**		150 mm	15	cm
					Separación	**6**	**cm**
	Longitud zona central		**0,35**	S centro cm	2Ss	12,00	cm
CENTRAL							cm
					Separación	**12,0**	**cm**
INFERIOR	**H/2 (m)**		**0,85**	S inf (cm)	**Separación**	**6**	**cm**

DETALLE DEL ESTRIBO

longitud del gancho 8 cm

número de ramas en y 1

numero de ramas en X 1



CHEQUEO CORTANTE RESISTENTE ZONA CONFINADA

Pu diseño	51,6 Tonelada	OK
ρ estribo	0,003	
Vcr (concreto)	0,74 Tonelada	
Fr	0,75	
Vcr diseño	0,56 Tonelada	
Vsr diseño	3,06 Tonelada	
As estribo	0,71 cm2	
S diseño	***1,05 cm***	

separación a usar ***15,00 cm***

CHEQUEO CORTANTE RESISTENTE ZONA DEL CENTRO

Vu en zona	1 Tonelada	
Pu diseño	51,6 Tonelada	OK
ρ estribo	0,003	
Vcr (concreto)	0,74 Tonelada	
Fr	0,10	
Vcr diseño	0,07 Tonelada	
Vsr diseño	-0,93 Tonelada	
As estribo	0,71 cm2	

S diseño ***15,00 cm separación a usar***
15,00 cm

Se solicita una columna con base ***20 cm*** *y altura* ***20 cm*** *con refuerzo longitudinal* ***4*** *barras numero* ***4*** *con una separación en el eje X de* ***5,02*** ***cm*** *y en el eje* Y de ***5,02 cm*** *cuya carga resistente a flexo compresión es de* ***7,88*** *Toneladas y también Usar estribos numero* ***3*** *con ramas en el eje y de* ***1*** *y en el eje x de*

1 *separados en la zona de confinamiento cada* ***15,00*** *cm y en el centro de la columna cada* ***15,0*** *cm donde la zona de confinamiento es de* ***0,5*** m y la zona central es de ***0,35*** *metros, por ser el primer nivel se tiene una zona de confinamiento en la conexión de la cimentación de* ***0,85*** *metros*

4.2.5 Diseño de cimentación

Para el diseño de la cimentación se propone usar zapatas aisladas, se establece parámetro de pre-dimensionamiento, por la aplicación de las reacciones de las columnas y considerando el tipo de suelo, ilustrado en el estudio de suelos.

Para el diseño se considera la combinación de las columnas cuya aplicación es de forma gravitacional, se realiza un proceso de selección de rangos para facilidad constructiva se recomienda hacer zapatas se hace el cálculo para zapatas concéntricas, las cuales distribuyen de una manera eficiente las cargas al suelo, en la estructura se consideran las cimentaciones para las columnas externas y las columnas internas.

Story	Joint Label	FZ	MX	MY
		N	N-mm	N-mm



Base	2	1.4 D	41352,21	18098028	-23810771
Base	2	1.2 D + 1.6 L	42471,98	18978849	-24373191
Base	2	1.2 D + 0.8 W	39988,42	19261762	-17633971
Base	2	1.2 D + 1.6 W + 1,0 L	40311,55	22845493	-21000301
Base	2	1,2 D + 1,0 E + 1,0 L	27045,18	16775817	-13428880
Base	3	0,9 D + 1,6 W	26708,28	13195046	-10056567
Base	4	0,9 D + 1,0 E	39988,42	19261762	-17633971

DATOS

Ingresar datos en N, mm y Mpa

CARGAS COLUMNA

Ps 4.247,20 N
Msy 2.284.549,30 N-mm
Msx -100.565,67 N-mm

DIMENSIONES COLUMNA

b1 200 mm

b2 200 mm

Ly(separación) 2.500 mm
Lx (separación) 3.000 mm
n (# de pisos) 1

PROPIEDADES MATERIAL fc

21 Mpa Fy 420 Mpa
Ey 210.000 Mpa q adm suelo 0,80 Mpa

CALCULOS Y CHEQUEOS

CARGA ULTIMA



Ps	D*Lx*Ly*n	4.247 N
Pu	1.3 Ps	5.521 N
Msy	Momento en el eje y	2.284.549 N-mm
Muy	1.3 Msy	2.969.914 N-mm
Msx		-100.566 N-mm
Muy	1.3 Msy	-130.735 N-mm

ANCHO MINIMO DE LA ZAPATA

Excentricidad ey	Msy/Ps	537,896 mm
Excentricidad ex	Msx/Ps Factor	-23,678 mm
de seguridad Fs	0,30 q max q	
ult / Fs		2,6533 Mpa

B min=ey + ex + rcuad((Ps/q max)+(ey-ex)^2) 1078 mm B

min a usar 800 mm

ESPESOR DE LA ZAPATA

Se debe garantizar la longitud de la barra de la columna mas grande

C.12.3.2 — Para las barras corrugadas y alambres corrugados, ℓ_{dc} debe tomarse como el mayor entre $\left(0.24f_y/\lambda\sqrt{f'_c}\right)d_b$ y $\left(0.043f_y\right)d_b$, donde λ se toma como indica C.12.2.4(d) y la constante 0.043 tiene la unidad de mm^2/N

a) Mayor a 200 mm

#	BARRA COLUMNA	4	DIAMETRO db	12,7	mm
$\left(0.24f_y/\lambda\sqrt{f'_c}\right)d_b$	b)279,35 mm				
$\left(0.043f_y\right)d_b$	c)229,36 mm				

Altura minima	279,35	mm		
Recubrimiento r	75	mm		
Barra zapata propuesta	4	DIAMETRO db	12,7	mm
Altura propuesta a usar	200,00			

CHEQUEO DE PUNZONAMIENTO BIDIRECCIONAL TIPO DE COLUMNA CONCRETO

MQC INGENIERÍA
DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE OBRAS CIVILES
INTERVENTORÍA TÉCNICA FINANCIERA Y SUMINISTROS
NIT. 900939394 -2

d/2

Longitud en x Lx b1+d 59,33 mm Longitud en y Ly b2+d 318,65 mm Area sección A Lx * Ly 318,65 mm

Perímetro bo 2*Lx + 2*Ly qu max 101537,82 mm2

(Pu/(B^2))*(1+6e/B) qu min 1274,60 mm (Pu/(B^2))*(1-6e/B) lc lado columna 0,04 Mpa perpendicular al M bc lado columna paralela al M -0,03 Mpa ***Vubd Pu - (qumax + qumin)/2*(lc+d)(bc+d)*** β B/L 200,00 mm α ubicación base BORDE 30 200,00 mm qumax (zapata) Pu/B2 0,0086 Mpa ***4.645 N***

1

0,0018

Φv	cortante	0,75		
		1.563.509		
RCUAD(F´c)	4,58		**265.084**	***OK***
			206.760	***OK***
	Φv*0.17*(1+2/β)*λ*RCUA(F´c)*bo*d		**171.525**	***OK***
Vubd < que:	Φv*0.083*((αs*d/bo)+2)*λ*RCUA(F´c)*bo*d			
	Φv*0.333*λ*RCUA(F´c)*bo*d			

CHEQUEO CORTANTE UNIDIRECCIONAL

55.460 *N*

ΦVc transversal	Φv*0.17*λ*RCUAD(F´C)*B*d ***Sección longitudinal*** *qu max * (((B-bc)/2)-d)*B*	***0,0277***	***6.301 N***	***OK***
Vuud	***sección transversal*** *qu max - ((qu max-qumin)/B)(((B-lc)/2)-2)* ***((qu d + qu max)/2)*(((B-lc)/2)-d)*B***		***5.156 N***	***OK***
qud ***Vuud***				

CHEQUEO POR APLASTAMIENTO

MQC INGENIERÍA
DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE OBRAS CIVILES
INTERVENTORIA TÉCNICA FINANCIERA Y SUMINISTROS
NIT. 900939394 -2

		40.000	mm2
		1.000	mm mm
AREA PEDESTAL A1	lc * bc	1.000	mm2
Liy 4H+lc Lix 4H+bc		1.000.000	***OK***
AREA INFERIOR A2	Liy*Lix		
RCUAD(A2/A1)	2,00		
Φa	0,65		
Pu	**5.521 N**	928.200	
Pu menor que	Φa*0.85*f'c*A1*RCUAD(A2/A1)		

MOMENTO DE DISEÑO LONGITUDINAL

lv (L-lc)/2 300 mm

Mu (qu max * lv^2/2)*L 1.563.509 N-mm Φf varia según control 0,9

Φf*Mn Φf*B*d^2*fy*ρ*(1-(β*fy*ρ)/α*f´c)=N-mm ***ρ cuantía de acero***

0,00037 Usar cuantia minima s requerida ρ*B*d 171 mm2

PRESENTACION ACERO DE REFUERZO

BARRA #	DIAMETRO	AREA	#	Separación S	CHEQUEO DE	L desarrollo	REQUIERE
#	mm	mm2	BARRA	mm		mm	
4	12,7	129	2	637	NO	685	NO

Para el diseño de la zapata concéntrica axial se recomienda que sea cuadrada con lado de ***0,80***
metros *con altura de* ***0,20 m*** *y se solicita usar para refuerzo longitudinal barras numero* *4*



para un total de ***2*** ***barras*** *separadas cada* ***63,0*** ***cm*** *en ambos sentidos con longitud de* desarrollo de la barra ***0,0 cm*** *y no requiere gancho*

VIGA DE FUNDACION

DATOS

Pu		4.102 N
Luz		2.000 mm
Aa	0,25	
Grado disipación	DMO	
Φfy	0,9	

DIMENSIONAMIENTO DE LA VIGA

bw depende GD 200 mm h SUPONERLA 200 mm

Ag bw*h 40000 mm2

DETERMINACION FUERZAS DE DISEÑO

C o T 0.25*Aa*Pu 256 N

As requerida Tud/Φfy 285 mm2 As min 0.01*Ag 400 mm2

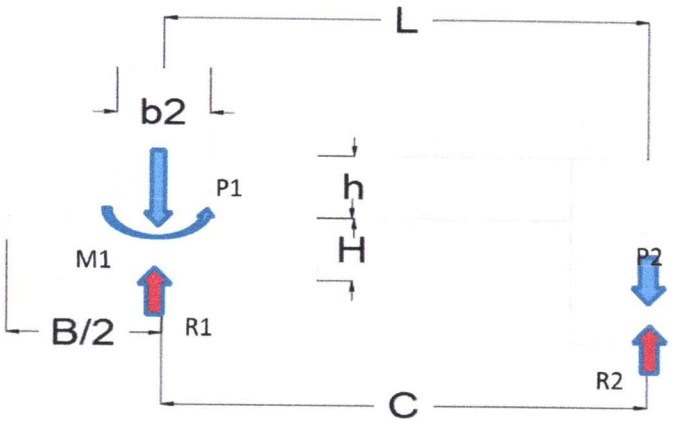
As a usar max As 400 mm2

Barra que usar Area de barra 4 129 mm2

Se requiere como viga de cimentación con sección de 20 cm de peralte (bw) por 20 cm de altura y como refuerzo se solicita un área de refuerzo de 400 mm2, por lo tanto se debe usar 4 barras numero 4 para un área de 516 mm2

CONTRAPESO

Para reducir el volcamiento de la columna en el sentido Y, se realiza la construcción de un contrapeso se realiza el cálculo del contrapeso suponiendo que la estructura se encuentra estáticamente. como se muestra en la figura, se considera el diseño para la columna esquinera de la estructura.



DATOS

P1=	4.247 N	
M1=	1.563.509 N-mm	
L=	2.500 mm	
C=	3.500 mm	Pedestal centrado

CALCULO

$$R1 = \frac{P1 * L - M1}{C} =$$

$\sum M2 = 0 \rightarrow -P1 * L + R1 * C + M1 = 0$ $R1 = R2$ 2.587 N $\sum FY = 0 = P1 + R1 - P2 + R2$

$P2 = 2R1 - P1 =$ 927 N Se requiere un contrapeso con una carga de 0,02 Toneladas

DIMENSIONAMIENTO DEL CONTRAPESO

Peso específico material de 2,4 Ton/m3 contrapeso=
Volumen requerido contrapeso= 0,01 m3
Lado 1 contrapeso= 0,80 m
Lado 2 contrapeso= 0,80 m

Area contrapeso= 0,6 m2

Altura contrapeso= 0,20 m



Volumen final contrapeso= 0,13 m3
Peso final contrapeso= 0,31 Ton OK

ANCLAJE DE REFUERZO VIGA DE CIMENTACION.

Para que el contrapeso realice efecto con la estructura se requiere que el refuerzo de la viga de cimentación quede anclada a él, para ello se realiza un alargamiento del refuerzo transversal de la viga de cimentación hasta la altura del contrapeso menos el recubrimiento requerido.

Se requiere como macizo de contrapeso un volumen de 0,01 m3, cuyas dimensiones 0,80 m de ancho por 0,80 metro de lado y una altura de 0,20 m, con un concreto tipo 21 MPa cuyo peso específico es de 2,4 Ton/m3, cumpliendo la carga requerida de 0,02 Ton

VIGA DE ENLACE CONTRAPESO COLUMNA.

DATOS

Vu = R= 2.587 N
f`c= 21 Mpa fy= 420 Mpa L= 2.500 mm
B/2= 400 mm b/2= 100 mm
H= 200 mm
P1= 4.247 N
M1= 1.563.509 N-mm λ= 1
Φ= 0,75

PREDIMENSIONAMIENTO DE LA VIGA
bw depende GD 200 mm h
SUPONERLA 200 mm r recubrimiento 4 mm
d Altura neta 196 mm Ag bw*h 40000 mm2
DETERMINACION FUERZAS DE DISEÑO

-3.706 N

$$Tu = Nu = \frac{P1 * \left(\frac{B}{2} - \frac{b2}{2}\right) - 2 * M1}{2 * \left(H + \frac{h}{2}\right)} =$$

59.280 N

$$Vs = 0{,}33\sqrt{f`c} * bw * d =$$

619 N

$$Vn = \quad Vc = 0{,}17 * \left(1 + \frac{Nu}{14 * Ag}\right)\lambda * \sqrt{f`c} * bw * d = \quad Vc + Vs = \quad 59.899 \text{ N}$$

$$\Phi * Vn = \quad 44.924 \text{ N}$$

$Vu < \Phi * Vn$ La sección cumple con la condición de cortante

DETERMINACION DEL REFUERZO VIGA DE ENLACE

Longitudinal

C o T= -3.706 N

As requerida Tud/Φfy -12 mm2 As min 0.01*Ag 400 mm2 As a usar max As 400 mm2

Barra a usar Area de barra 4 129 mm2

Transversal

Barra Estribo a usar= 3 Area de barra 71 mm2

Numero de ramas = 2

Av= 142 mm2

$$VS\ CONTROL = \frac{Vu - \Phi Vc}{\Phi} =$$

2.830 N

Separación de Estribos

$$S.1\ Control = \frac{Av * fyt * d}{Vs\ control} =$$

4.130 mm

$$S.2 = \frac{d}{2} =$$

98 mm

MQC INGENIERÍA
DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE OBRAS CIVILES
INTERVENTORIA TÉCNICA FINANCIERA Y SUMINISTROS
NIT. 900939394 -2

$$\frac{Av * fy}{\sqrt{\quad}} \quad S.3 = 0,062 \quad * \quad f'c * bw = \quad 1049,6 \text{ mm}$$

$$S.3 = \frac{Av * fyt}{0,35 * bw} = \quad 852 \text{ mm}$$

Se usa la menor separación de estribos de las condiciones, con una separación de 98 mm

Se requiere como viga de Enlace con sección de 20 cm de peralte (bw) por 20 cm de altura y como refuerzo se solicita un área de 400 mm2, por lo tanto se debe refuerzo de 4 516 mm2, Para el refuerzo transversal usar 4 barras numero para un área de usar estribo con 98 mm barra numero 3 separados cada

4.3 DISEÑO ZONA LATERAL 4.3.1 Diseño de viga de amarre

Datos:

Momento ultimo, Mu = 1,25 KN/m

Cortante Ultimo, Vu= 9,5 KN

Longitud del elemento L= 1,85 m

Longitud de trabajo Lb= 1,85 m

Tipo de ACERO = A-500 Gr C (Redondo)

Fluencia Fy= 315 MPa

Fractura Fu= 425 MPa

Modulo Elástico Es= 200000 MPa

Deflexión Limite (Δlim)= L / 360 *Depende del uso tabla F.5.3.4-1 NSR-10*

Tipo de Viga= PTE (Rectangular o Cuadrado)

NO

Propiedades geométricas perfil

Ancho del perfil B= 76,2 mm

Altrua del perfil H= 76,2 mm

Altura efectiva h= 76,2 mm

Espesor aletas tf= 3 mm

Espesor de pared t= 3 mm

Inercia en X Ixx = 730500 mm4

Inercia en Y Iyy =	730500 mm4	
Modulo a corte Crt=	385,2 mm6	2t*(h-4t)
Modulo de torsión J =	1E+06 mm4	
Modulo Plástico Zx =	21810 mm3	
Modulo Elástico Sx =	14587 mm3	
Radio de giro en X Rx=	3,02 mm	
Radio de giro en Y Ry =	3,02 mm	
Distancia centros de patín ho =	73,2 mm	

Esbeltez local

Ver tabla F.2.2.4-1b de la NSR 10

Esbeltez en aletas

Elementos atiesados

Limite inferior de esbeltez λp = 28,22

Limite superior de esbeltez λr = 35,28

Esbeltez de aletas λ = ***25,40 Compacto***

Esbeltez en alma

Elementos atiesados

Limite inferior de esbeltez λp = 60,98

Limite superior de esbeltez λr = 143,63

Esbeltez de alma λ = ***25,40 Compacto***

Resistencia a flexión

Tipo de Viga= PTE (Rectangular o Cuadrado)

Esbeltez de la aleta = Compacto

Esbeltez del alma = Compacto

Numeral aplicable según tabla F.2.6-1 de la NSR-10 **F.2.6.7**

Factor de reducción Φb= **0,9**

Factor de modificación pandeo lateral-torsional Cb= **2,33** 1

$$C_b = \frac{12.5M_{max}}{2.5M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} R_m \leq 3.00 \qquad \textbf{(F.2.6.1-1)}$$

W 2,9218 N

Mmax	1250000 N/mm	L	1850 mm
MA	78125 N/mm	LA	462,5 mm
MB	312500 N/mm	LB	925 mm
MC	703125 N/mm	LC	1387,5 mm
Rm	1		

F.2.6.7 Perfiles tubulares estructurales (PTE) Cuadrados o Rectangulares y miembros de seccion en Cajon

F.2.6.7.1 Plastificacion de la seccion (Momento plastico)

Mp=Fy*Z = 6870150,00 N/mm

Fy =	315 Mpa	h =	76,2 mm
Z =	21810 mm3	B =	76,2 mm
Es =	200000 Mpa	tw =	3 mm
S =	14587 mm3	tf =	3 mm

F.2.6.7.2 Pandeo local de la aleta

Aleta Compacta ? SI
Aleta No compacta ? NO
Aleta Esbelta ? NO

Condicion a usar ***a***

Ecuacion para Mn = No se aplica el estado limite de pandeo local de la aleta

Mn = 6870150,00 N/mm

Mn = **6,8702 KN/mm**

ΦMn >= Mu ? Cumple 18%

F.2.6.7.3 Pandeo local en el alma

¿Alma compacta? SI
¿Alma No compacta? NO
Condición para usar ***a***

Ecuación para Mn = No se aplica el estado limite de pandeo local del alma
Mn = 6870150,00 N/mm
Mn = **6,8702** **KN/mm**
ΦMn >= Mu ? Cumple 18%

Resistencia a cortante

Coeficiente de pandeo Kv= 5
Kv a usar Kv= 5
Limite inferior de esbeltez λp = 61,98
Limite superior de esbeltez λr = 77,19
Esbeltez de alma h/tw = 25,40 Caso i
Coeficiente Cv = 1
Area de cortante Aw = 228,6 mm2
Factor de reducción Φ= 0,9
Resistencia a cortante ΦVn = 38885 N

Resistencia a cortante ΦVn = 38,885 KN

ΦVn >= Vu ? Cumple 24%

Analisis de deflexión.

Deflexión calculada Δ = 2,58 mm
Deflexión limite Δ lim= 5,14 mm

Δ lim >= Δ ? Cumple 50%

4.3.2 Diseño de columna de amarre

Perfil I = PTE CIRCULAR D 3 1/2 "
b= 76,2 mm
t= 3 mm
h= 76,2 mm
s= 3 mm



ry = 30,2 mm

rx = 30,2 mm

A= 803 mm2

Zx= 21810 mm3

Sx= 14587 mm3

Iy= 730500 mm4

Ix= 730500 mm4

Cw= 7,70E+02 mm6

J = 1E+06 mm4

Fy = 345 Mpa

Fu = 425 Mpa

E= 200000 Mpa

Resistencia a la compresión

Ductilidad

λda = 0.3√(E/Fy) 7,2232

Ductilidad en ALETAS

λ = b/2t = 12,7 > 7,2232 *Aletas No Ductiles*

Ductilidad en ALMA

Pu= 15 KN φC = 0,9

Ca= 0,0602 <= 0,125 λ = 25,4 <= λda = 55,689

Alma Ductil

Resistencia nominal a la compresión por pandeo por flexión

Pn= Fcr*Ag=

K= 1

Limites de esbeltez

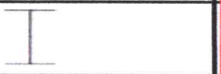
Como se menciono anteriormente se propone que la disposición de los montantes será ubicada a la separación de la correa, para ello se considero la ficha técnica de la cubierta.

Longitud del elemento L= 1980 mm

L/rx= 65,563	<=	300	Perfil NO ESBELTO en X
L/ry= 65,563	<=	300	Perfil NO ESBELTO en Y

Se determina el chequeo a la resistencia para la flexión del elemento siguiendo los lineamientos del titulo F.2.5 de la NSR-10, en la figura se encuentran los numerales a aplicar según la sección transversal, para elementos esbeltos o no esbeltos.

Tabla F.2.5.1-1
Selección de los numerales aplicables para el diseño a Compresión

Sección Transversal	Con Elementos Esbeltos	
	Numeral Aplicable	Estados límites
	F.2.5.7	PL PF PT
	F.2.5.7	PL PF PFT
	F.2.5.7	PL PF

Se selecciona el perfil que se debe usar y se busca el numeral del diseño a aplicar, considerando si tiene elementos esbeltos.

Perfil tipo PTE Elementos esbeltos NO

Numeral aplicable= F.2.5.3

Calculo de longitud efectiva K (F.2.5.2 NSR-10)

Para calculo En ángulos

MQC INGENIERÍA
DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE OBRAS CIVILES
INTERVENTORIA TECNICA FINANCIERA Y SUMINISTROS
NIT. 900939394 -2

K= 1

--

Se debe garantizar que K*L/r <200

K*L/rx = 65,56 < 200 L/rx
65,56 OK

K*L/ry = < 200
L/ry 65,56 OK

Cuando $\frac{L}{r_x} \leq 80$:

$$\frac{KL}{r} = 72 + 0.75\frac{L}{r_x}$$

Cuando $\frac{L}{r_x} > 80$:

$$\frac{KL}{r} = 32 + 1.25\frac{L}{r_x}$$

Pandeo por flexión

Aplicando el numeral ***F.2.5.3***
Pandeo por torsion y pandeo por flexo-torsion sin elementos esbeltos

$$Fe = \frac{\pi^2 * E}{\left(K * \frac{L}{r}\right)^2} = \quad 459{,}21 \qquad 4.71 * \sqrt{\frac{E}{FY}} = \quad 113{,}4$$

E= 200000 Mpa

Fy = 345 Mpa

K*L/rx = 65,56
0,44*Fy= 151,8

Use ecuacion F.2.5.3-2, Siendo Fcr= 251,92 MPa

$$\left(0.043r_y\right)d_b$$

Resistencia nominal a compresión
Pn.

Pandeo por flexo torsión

$Pn = Fcr * Ag =$ 202,29 KN

MQC INGENIERÍA
DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE OBRAS CIVILES
INTERVENTORÍA TÉCNICA FINANCIERA Y SUMINISTROS
NIT. 900939394 -2

A= 803 mm2 $\phi * Pn =$ 182,06 KN

Fcr= 251,92 Mpa ϕ

= 0,9 ***Pu=*** ***15 El perfil cumple***

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L)^2} + GJ\right]\frac{1}{I_x + I_y}$$ **(F.2.5.4-4)**

Siendo

E= 200000 MPa

Cw= 7,70E+02 mm6

G= 5E+06 MPa

J= 1E+06 mm4

Ix= 730500 mm4

Iy= 730500 mm4

Kz= 65,56 L= 1980 mm

Ag= 803 mm2

Pn= Fcr*Ag= 4E+09 N-mm = **4215,1 KN-m**

Fcr=Fe= 5,25E+06 $\phi * Pn =$ **3793,56 KN-m**

15 El perfil cumple Pu=

Momento plástico

Relaciones ancho espesor: Aletas elementos no atiesados λp =

0.38*√(E/fy) = 9,1493 Tabla F.2.2.4-1b de la NSR-10 bf/2tf = 12,7 <= 9,1493

Aletas No Compactas

Relaciones ancho espesor: Alma elemento atiesado λp =

3.76*√(E/fy) = 90,53 Tabla F.2.2.4-1b de la NSR-10 h/tw = 25,4 <= 90,53

Alma compacta

Factor de modificación para pandeo lateral - torsional Cb

Elemento en Voladizo SI

$$C_b = \frac{12.5M_{max}}{2.5M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} R_m \leq 3.00$$ **(F.2.6.1-1)**

Cb 1

MQC INGENIERÍA
DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE OBRAS CIVILES
INTERVENTORÍA TÉCNICA FINANCIERA Y SUMINISTROS
NIT. 900939394 -2

Momento plástico

Mn = Mp = Fy*Zx = 7524450 N-mm = **7,5245 kN-m**

Lb = 1980 mm
Lp = 1.76*ry*√(E/fy) = 1279,7 < 1980

Se requiere calcular Lr para pandeo lateral torsional

rts^2 = √(Iy*Cw)/Sx = 1,63 mm2
ho = 73,2 mm c= Perfil en I
1

Lr = 1.95*rts*E/(0.7*fy)*√(J*c/(Sx*ho)+√((J*c/(Sx*ho))^2+6.76*(0.7*fy/E)^2)
Lr = 3406,9 mm < 1980 Lb

(a) Cuando $L_b \le L_p$, no se aplica el estado límite de pandeo lateral-torsional

(b) Cuando $L_p < L_b \le L_r$

$$M_n = C_b\left[M_p - \left(M_p - 0.70F_yS_x\right)\left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right)\right] \le M_p \qquad \text{(F.2.6.2-2)}$$

(c) Cuando $L_b > L_r$

$$M_n = F_{cr}S_x \le M_p \qquad \text{(F.2.6.2-3)}$$

Condición a usar **b**

Mn= Mp-(Mp-0.7FySx)*(Lb-Lp)/(Lr-Lp)= 6207137,022 N-mm = 6,2071 KN-m

Mn= 6,2071 KN-m Mp = φMn = 5,5864 1,5 kN-m OK, Cumple el perfil
KN-m Mu= 1,35 kN-m OK, Cumple el perfil



Chequeo de cargas combinadas compresión + flexión

Pu/φPn = 0,0824 <= 0,75 CUMPLE

Pu= 15 KN φPn = 182,06 KN
Mu= 1,35 KN φMn= 5,59 KN ***Chequeo a cortante***
h/s = 25,4

2.24√(E/fy) = 53,933

φv = 1 Cv = 1

Aw = h*s = 228,6 mm2

Vn = 0.6*fy*Aw*Cv = 3483,864 N = 3,4839 KN φVn = 3,1355 KN > Vu= 2,5 KN OK, Cumple el perfil

4.3.3 Diseño de Conexiones

Diseño de conexiones entre elementos viga columna.

Datos.

Columna		Viga	
bw=	90 mm	bw=	90 mm
t=	3 mm	t=	3 mm

Carga a compresión Pu 1,74 KN

Soldadura conexión

e 0 mm

a 0,00

Momento paralelo? SI

K 0

L mm

C 2,78

tw 3 mm

MQC INGENIERÍA
DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE OBRAS CIVILES
INTERVENTORIA TECNICA FINANCIERA Y SUMINISTROS
NIT. 900939394 -2

C1 1

Electrodo 6018

ΦRn 82,341 KN

ΦRn >= Pu OK

a	k 0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0
0.00	2.78	2.78	2.78	2.78	2.78	2.78	2.78	2.78	2.78	2.78	2.78	2.78	2.78	2.78	2.78	2.78
0.10	2.78	2.78	2.78	2.78	2.78	2.77	2.75	2.74	2.73	2.71	2.70	2.67	2.64	2.61	2.59	2.78
0.15	2.75	2.75	2.74	2.73	2.71	2.70	2.69	2.67	2.66	2.64	2.63	2.60	2.58	2.55	2.53	2.50
0.20	2.64	2.63	2.63	2.62	2.60	2.59	2.58	2.57	2.56	2.55	2.54	2.52	2.50	2.48	2.46	2.44
0.25	2.48	2.48	2.48	2.47	2.47	2.46	2.46	2.45	2.45	2.44	2.44	2.43	2.41	2.40	2.39	2.38
0.30	2.32	2.32	2.32	2.32	2.33	2.33	2.33	2.33	2.33	2.33	2.33	2.33	2.33	2.32	2.32	2.31
0.40	2.00	2.00	2.01	2.03	2.05	2.07	2.08	2.10	2.11	2.12	2.14	2.15	2.16	2.17	2.18	2.18
0.50	1.72	1.72	1.74	1.77	1.80	1.83	1.86	1.89	1.91	1.93	1.95	1.99	2.01	2.03	2.05	2.06
0.60	1.50	1.50	1.52	1.55	1.59	1.63	1.67	1.71	1.74	1.77	1.79	1.84	1.87	1.90	1.92	1.94
0.70	1.32	1.32	1.34	1.38	1.42	1.47	1.51	1.55	1.59	1.62	1.65	1.71	1.75	1.79	1.81	1.84
0.80	1.17	1.18	1.20	1.24	1.28	1.33	1.38	1.42	1.46	1.50	1.53	1.59	1.64	1.68	1.71	1.74
0.90	1.05	1.06	1.08	1.12	1.17	1.22	1.27	1.31	1.35	1.39	1.43	1.49	1.54	1.59	1.62	1.66
1.00	0.957	0.963	0.986	1.02	1.07	1.12	1.17	1.21	1.26	1.29	1.33	1.40	1.45	1.50	1.54	1.58
1.20	0.806	0.812	0.836	0.872	0.916	0.968	1.01	1.06	1.10	1.14	1.17	1.24	1.30	1.35	1.40	1.44
1.40	0.695	0.701	0.724	0.758	0.799	0.844	0.889	0.932	0.973	1.01	1.05	1.12	1.18	1.23	1.28	1.32
1.60	0.611	0.616	0.638	0.670	0.708	0.750	0.792	0.833	0.873	0.911	0.947	1.01	1.07	1.13	1.17	1.22
1.80	0.544	0.550	0.570	0.600	0.635	0.674	0.714	0.753	0.791	0.828	0.863	0.926	0.967	1.04	1.09	1.13
2.00	0.491	0.496	0.515	0.542	0.576	0.612	0.650	0.687	0.723	0.758	0.792	0.855	0.912	0.964	1.01	1.05
2.20	0.447	0.452	0.470	0.495	0.526	0.560	0.596	0.631	0.665	0.699	0.731	0.792	0.848	0.899	0.945	0.988
2.40	0.410	0.415	0.431	0.455	0.484	0.516	0.550	0.583	0.616	0.648	0.679	0.738	0.792	0.842	0.887	0.929
2.60	0.379	0.384	0.399	0.421	0.448	0.478	0.510	0.542	0.573	0.604	0.634	0.691	0.743	0.791	0.836	0.877
2.80	0.352	0.357	0.371	0.392	0.417	0.446	0.476	0.506	0.536	0.565	0.594	0.649	0.699	0.746	0.790	0.830
3.00	0.329	0.333	0.347	0.366	0.390	0.417	0.446	0.474	0.503	0.531	0.559	0.611	0.661	0.708	0.748	0.788

Para la conexión de la viga a la columna del voladizo se requiere usar soldadura con electrodo 6018 con un espesor del cordón de soldadura tw= 3 mm, tipo filete rodeando todo el elemento.

4.3.4 Diseño de Pedestal tipo

El diseño de los pedestales se realiza con una hoja de cálculo en EXCEL, tomando como datos los resultados de los elementos por solicitudes de las combinaciones, según las combinaciones de diseño, se selecciona las fuerzas con la combinación más elevada.

Carga axial de máxima compresión: La columna tiene que resistir la máxima compresión en el punto donde el momento flector sea mínimo. La carga de compresión máxima se calcula mediante la siguiente ecuación.

Siendo f'c la resistencia a la compresión del concreto, en el caso se esta trabajando 21 Mpa, Ag es el área de la sección, As es el área del acero de refuerzo y fy es el esfuerzo de fluencia del acero cuyo valor es de 420 Mpa.

Carga axial de máxima tensión: El punto de resistencia a la tensión en la columna se presenta cuando hay un momento flector nulo. Esta carga se determina mediante la fluencia del acero y el área de la sección

$$Pnt = fy * Ast$$

Punto balanceado: En este caso se tiene que calcular C balanceado mediante la siguiente ecuación.

$$Cbal = \frac{\varepsilon c}{\varepsilon c + \varepsilon y} * d$$

Se trabaja con εc = 0,003 y εy = 0,0021. Posterior al calculo de C se procede a calcular el momento flector y la carga axial balanceada con el siguiente método.

$$Mb = 0.85 * f'c * \beta 1 * Cb * b * \left(\frac{h}{2} - \frac{\beta 1 * C}{2}\right) + A's * f's * \left(\frac{h}{2} - d'\right) + As * fs * \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$Pb = 0.85 * fc * \beta 1 * cb * b + A's - Asfs$$

Teniendo en cuenta que

$$f's = \varepsilon's * E \leq 420\ MPa$$

$$\varepsilon's = \frac{C - d'}{C} * \varepsilon c$$

Punto de flexión pura: En este caso la carga axial se considera como nula y el momento flector se rige por

$$Mn = \rho * b * d^2 * fy * \left(1 - \frac{0.59 * \rho * fy}{fc}\right)$$

La cuantía se toma con ρ=0,003, encontrándose dentro de los limites admisibles donde la cuantía mínima es de ρ=0,001 y la máxima de ρ=0,004. Para el diseño se propone usar barras numero 5.

Posterior a la explicación del calculo para el diseño de la columna se realiza el calculo para columnas entre piso de tal manera se solicita las cargas axial, cortante, momento en relación al eje X y momento en relación al eje Y, se especifica en el diseño el nivel de columna.

Las cargas solicitadas se establecen según la máxima de las combinaciones de carga como se indica en el capitulo 15.1 de este documento

Diseño Pedestal TIPO 1 [20*20 cm]

DATOS CARGAS COLUMNA

Pu	1,9 TON
Vu	2,5 TON
My	4,5 TON-M
Mx	3,8 TON-M

PREDIMENSIONAMIENTO

h (Y) 20 cm b (X)
20 cm
H altura c 1,7 m r
4 cm

PROPIEDADES MATERIAL

fc 210 Kg/cm2 Fy 4200 Kg/cm2
Ey 2E+06 Kg/cm2
T.M.A.C. 1,905 cm
β1 0,85

Calle 25 No.14 - 50 Barrio centro
cel. 314 3615851 - 310 4837912 - 320 2040323
Email: mqcingenieria@gmail.com
Saravena - Arauca

MQC INGENIERÍA
DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE OBRAS CIVILES
INTERVENTORIA TECNICA FINANCIERA Y SUMINISTROS
NIT. 900939394 -2

ACERO ASUMIDO

Estribos

BARRA

DIAMETRO ESTRIBO 0,95 cm AREA ESTRIBO 0,71 cm2

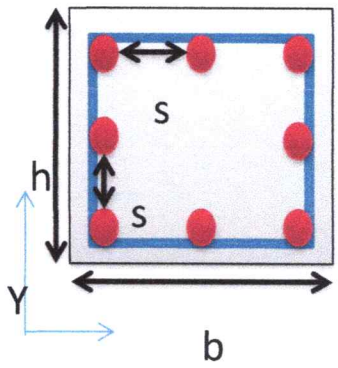
Barra longitudinal

N° barras 4

BARRA

DIAMETRO 1,27 cm

AREA 1,29 cm2



X

DISEÑO REFUERZO LONGITUDINAL

Chequeo de aceros As (propuesto) 5,16 cm2

ρ min 1%

As mínimo 4 cm2 ρ máximo 4% As máximo 16 cm2

Recubrimiento efectivo

r 5,59 cm

A chequear

1.5 db 1,905 cm 1.5*T.M.A. 2,86 cm

4 cm 4 cm

Separación de barras numero de barras en X 2 numero de barras en Y 2 separación barras en X 5,02 cm OK separación barras en Y 5,02 cm OK

Resistencia nominal del concreto a compresión f´c 168 Kg/cm2 f´c bloque compresión 142,8 Kg/cm2 ***Cuantía de la columna*** As (área acero) 5,16 cm2 Ag (área sección) 400 cm2 ρ (columna) 0,013 1,29% OK

carga q 0,38

CARGA AXIAL RESISTENTE DE DISEÑO

Factor reducción Fr 0,9
As 5,16 cm2
f´c 142,8 Kg/cm2 PRO 70250 kg

CARGA AXIAL RESISTENTE DE DISEÑO
ex r 5,585 cm d 14,415 cm d/h 0,72
ex (Mx/Pu) 200,00 cm ex/h 3,00 q
0,38
Kx 0,15 Interpolar en grafico
Prx 11340 Kg

CARGA AXIAL RESISTENTE DE DISEÑO
ey r 5,585 cm d 14,415 cm d/h 0,72
ey (My/Pu) 236,84 cm ex/h 3,00 q
0,38
Kx 0,25 Interpolar en grafico
Prx 18900 Kg

DISEÑO DE COLUMNAS FLEXOCOMPRESION

Pr 7882,8 Kg
Pr ***7,88 Ton*** **CHEQUEO** **OK**

DISEÑO REFUERZO TRANSVERSAL

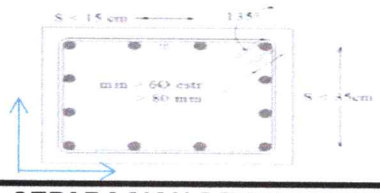
Chequeo cortante ultimo

Fr cortante 0,75
Raíz (f´c) 12,96 Kg/cm2
d 14,42 cm
Ag 400 cm2
Vu 5,61 Tonelada OK
Pu 16,8 Tonelada OK

Zona de confinamiento y separaciones

Tipo de columna Primer nivel Disipación de energía DMO

MQC INGENIERÍA
DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE OBRAS CIVILES
INTERVENTORÍA TÉCNICA FINANCIERA Y SUMINISTROS
NIT. 900939394 -2



TRAMO	ZONA DE CONFINAMIENTO			SEPARACION DE ESTRIBOS			
SUPERIOR	b Max (m)		0,2	S sup (cm)	b/3	6,6667	cm
	H/6 (m)		0,2833		h/3	6,6667	cm
	500 mm		0,5		8*db	10,16	cm
	L confinada (m)		**0,5**		150 mm	15	cm
					Separación	**6**	**cm**
CENTRAL	Longitud zona central		**0,35**	S centro cm	2Ss	12,00	cm
							cm
					Separación	**12,0**	**cm**
INFERIOR	**H/2 (m)**	**0,85**	S inf (cm)		**Separación**	**6**	**cm**

DETALLE DEL ESTRIBO

longitud del gancho 8 cm
numero de ramas en y 1

numero de ramas en X 1

Y

X

CHEQUEO CORTANTE RESISTENTE ZONA CONFINADA

Pu diseño 51,6 Tonelada OK
ρ estribo 0,003

Vcr (concreto) 0,74 Tonelada

Fr 0,75

Vcr diseño 0,56 Tonelada

Vsr diseño 3,06 Tonelada

As estribo 0,71 cm2 ***S diseño***
1,05 cm

separación a usar ***15,00 cm***

CHEQUEO CORTANTE RESISTENTE ZONA DEL CENTRO

Vu en zona	1 Tonelada	
Pu diseño	51,6 Tonelada	OK
ρ estribo	0,003	
Vcr (concreto)	0,74 Tonelada	
Fr	0,10	
Vcr diseño	0,07 Tonelada	
Vsr diseño	-0,93 Tonelada	
As estribo	0,71 cm2	

S diseño ***15,00 cm separación a usar***
15,00 cm

Se solicita una columna con base ***20 cm*** *y altura* ***20 cm*** *con refuerzo longitudinal* ***4*** *barras numero* ***4*** *con una separación en el eje X de* ***5,02*** ***cm*** *y en el eje* Y de ***5,02 cm*** *cuya carga resistente a flexo compresión es de* ***7,88*** *Toneladas y también Usar estribos numero* ***3*** *con ramas en el eje y de* ***1*** *y en el eje x de* ***1*** *separados en la zona de confinamiento cada* ***15,00*** *cm y en el centro de la columna cada* ***15,0*** *cm donde la zona de confinamiento es de* ***0,5*** m y la zona central es de ***0,35*** *metros, por ser el primer nivel se tiene una zona de confinamiento en la conexión de la cimentación de* ***0,85*** *metros*

4.3.5 Diseño de cimentación

Para el diseño de la cimentación se propone usar zapatas aisladas, se establece parámetro de predimensionamiento, por la aplicación de las reacciones de las columnas y considerando el tipo de suelo, ilustrado en el estudio de suelos.

Para el diseño se considera la combinación de las columnas cuya aplicación es de forma gravitacional, se realiza un proceso de selección de rangos para facilidad constructiva se recomienda hacer zapatas se hace el calculo para zapatas concéntricas, las cuales distribuyen de una manera eficiente las cargas al suelo, en la estructura se consideran las cimentaciones para las columnas externas y las columnas internas.

Story	Joint Label	FZ	MX	MY
		N	N-mm	N-mm



Base	2	1.4 D	41352,21	18098028	-23810771
Base	2	1.2 D + 1.6 L	42471,98	18978849	-24373191
Base	2	1.2 D + 0.8 W	39988,42	19261762	-17633971
Base	2	1.2 D + 1.6 W + 1,0 L	40311,55	22845493	-21000301
Base	2	1,2 D + 1,0 E + 1,0 L	27045,18	16775817	-13428880
Base	3	0,9 D + 1,6 W	26708,28	13195046	-10056567
Base	4	0,9 D + 1,0 E	39988,42	19261762	-17633971

DATOS

Ingresar datos en N, mm y Mpa

CARGAS COLUMNA

Ps	4.247,20 N
Msy	2.284.549,30 N-mm
Msx	-100.565,67 N-mm

DIMENSIONES COLUMNA

b1	200 mm
b2	200 mm

Ly(separación)	2.500 mm
Lx (separación)	3.000 mm
n (# de pisos)	1

PROPIEDADES MATERIAL fc

21 Mpa Fy 420 Mpa

Ey 210.000 Mpa q adm suelo 0,00 Mpa

CALCULOS Y CHEQUEOS

CARGA ULTIMA



Ps	D*Lx*Ly*n	4.247 N
Pu	1.3 Ps	5.521 N
Msy	Momento en el eje y	2.284.549 N-mm
Muy	1.3 Msy	2.969.914 N-mm
Msx		-100.566 N-mm
Muy	1.3 Msy	-130.735 N-mm

ANCHO MINIMO DE LA ZAPATA

Excentricidad ey	Msy/Ps	537,896 mm
Excentricidad ex	Msx/Ps Factor	-23,678 mm
de seguridad Fs	0,30 q max q	
ult / Fs		0,796 Mpa

B min=ey + ex + rcuad((Ps/q max)+(ey-ex)^2) 1081 mm B

min a usar 800 mm

ESPESOR DE LA ZAPATA

Se debe garantizar la longitud de la barra de la columna mas grande

C.12.3.2 — Para las barras corrugadas y alambres corrugados, ℓ_{dc} debe tomarse como el mayor entre $\left(0.24f_y/\lambda\sqrt{f'_c}\right)d_b$ y $\left(0.043f_y\right)d_b$, donde λ se toma como indica C.12.2.4(d) y la constante 0.043 tiene la unidad de mm^2/N

a) Mayor a 200 mm

BARRA COLUMNA 4 DIAMETRO db 12,7 mm

$\left(0.24f_y/\lambda\sqrt{f'_c}\right)d_b$ b)279,35 mm

$\left(0.043f_y\right)d_b$ c)229,36 mm

Altura minima	279,35	mm
Recubrimiento r	75	mm

Barra zapata propuesta 4 DIAMETRO db 12,7 mm

Altura propuesta a usar 200,00

CHEQUEO DE PUNZONAMIENTO BIDIRECCIONAL

MQC INGENIERÍA
DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE OBRAS CIVILES
INTERVENTORIA TÉCNICA FINANCIERA Y SUMINISTROS
NIT. 900939394 -2

TIPO DE COLUMNA CONCRETO

			d/2	
Longitud en x Lx b1+d				59,33 mm
Longitud en y Ly b2+d				318,65 mm
Area sección A	Lx * Ly			318,65 mm
Perímetro bo	2*Lx + 2*Ly qu max			101537,82 mm2
	(Pu/(B^2))*(1+6e/B) qu min			1274,60 mm
	(Pu/(B^2))*(1-6e/B) lc lado columna perpendicular al M bc lado columna paralela al M			0,04 Mpa
Vubd	***Pu - (qumax + qumin)/2*(lc+d)(bc+d)***			-0,03 Mpa
β	B/L			200,00 mm
α	ubicación base	BORDE		200,00 mm
qumax (zapata)	Pu/B2	0,0086 Mpa	30	***4.645 N***
Φv	cortante			1
			0,75	***0,0018***
			1.563.509	
	4,58			**265.084** ***OK***
				206.760 ***OK***
	Φv*0.17*(1+2/β)*λ*RCUA(F´c)*bo*d			**171.525**
	Φv*0.083*((αs*d/bo)+2)*λ*RCUA(F´c)*bo*d			
	Φv*0.333*λ*RCUA(F´c)*bo*d			



CHEQUEO CORTANTE UNIDIRECCIONAL

RCUAD(F´c)	Φv*0.17*λ*RCUAD(F´C)*B*d ***Sección longitudinal*** *qu max * (((B-bc)/2)-d)*B*	***0,0277***	***55.460 N***	***OK***
	sección transversal *qu max - ((qu*		***6.301 N***	
Vubd < que:	*max-qumin)/B)(((B-lc)/2)-2)* ***((qu d + qu max)/2)*(((B-lc)/2)-d)*B***			
			5.156 N	

CHEQUEO POR APLASTAMIENTO ***OK***

ΦVc transversal ***OK***

Vuud

qud
Vuud

		40.000	mm2
AREA PEDESTAL A1	lc * bc	1.000	mm
Liy	4H+lc	1.000	mm
Lix	4H+bc	1.000.000	mm2
AREA INFERIOR A2	Liy*Lix		
RCUAD(A2/A1)	2,00		
Φa	0,65		
Pu	**5.521 N**	928.200	***OK***
Pu menor que	Φa*0.85*f'c*A1*RCUAD(A2/A1)		

MOMENTO DE DISEÑO LONGITUDINAL

lv (L-lc)/2 300 mm

Mu (qu max * lv^2/2)*L 1.563.509 N-mm Φf varia según control 0,9

Φf*Mn Φf*B*d^2*fy*ρ*(1-(β*fy*ρ)/α*f´c)=N-mm ***ρ cuantía de acero 0,00037***

Usar cuantia minima

s requerida ρ*B*d 171 mm2

MQC INGENIERÍA
DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE OBRAS CIVILES
INTERVENTORIA TECNICA FINANCIERA Y SUMINISTROS
NIT. 900939394 -2

PRESENTACION ACERO DE REFUERZO

BARRA # #	DIAMETRO mm	AREA mm2	# BARRA	Separación S mm	CHEQUEO DE	L desarrollo mm	REQUIERE
4	12,7	129	2	637	NO	685	NO

Para el diseño de la zapata concéntrica axial se recomienda que sea cuadrada con lado de ***0,80*** ***metros*** *con altura de* ***0,20 m*** *y se solicita usar para refuerzo longitudinal barras numero* ***4*** *para un total de* ***2*** ***barras*** *separadas cada* ***63,0*** ***cm*** *en ambos sentidos con longitud de* desarrollo de la barra ***0,0 cm*** *y no requiere gancho*

VIGA DE FUNDACION

DATOS

Pu		4.102 N
Luz		2.000 mm
Aa	0,25	
Grado disipación	DMO	
Φfy	0,9	

DIMENSIONAMIENTO DE LA VIGA

bw depende GD 200 mm h SUPONERLA

200 mm

Ag bw*h 40000 mm2

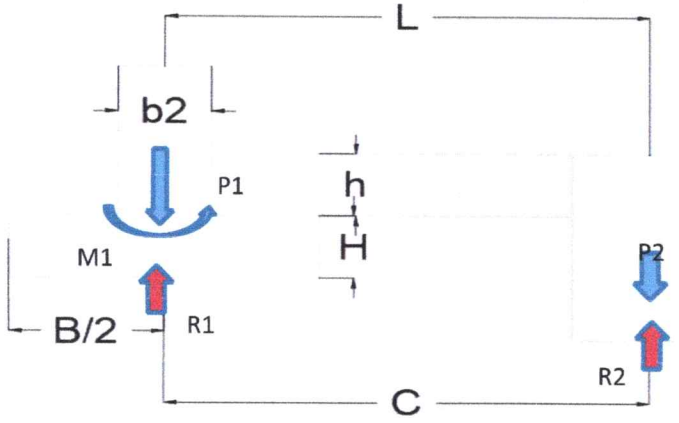
DETERMINACION FUERZAS DE DISEÑO

C o T	0.25*Aa*Pu		256 N	
As requerida	Tud/Φfy		285 mm2	
As min	0.01*Ag		400 mm2	
As a usar	max As		400 mm2	
Barra a usar	Area de barra	4	129	mm2

Se requiere como viga de cimentación con sección de *20* *cm de peralte (bw) por* *20* *cm de altura y como refuerzo se solicita un área de refuerzo de* *400 mm2, por lo tanto se debe usar* *4 barras numero* *4* *para un área de* *516* *mm2*

CONTRAPESO

Para reducir el volcamiento de la columna en el sentido Y, se realiza la construcción de un contrapeso se realiza el calculo del contrapeso suponiendo que la estructura se encuentra estáticamente.
como se muestra en la figura, se considera el diseño para la columna esquinera de la estructura.



DATOS

P1=	4.247 N	
M1=	1.563.509 N-mm	
L=	2.500 mm	
C=	3.500 mm	Pedestal centrado

CALCULO

$$R1 = \frac{P1 * L - M1}{C} =$$

$\sum M2 = 0 \rightarrow -P1 * L + R1 * C + M1 = 0$ $R1 = R2$ 2.587 N $\sum FY = 0 = P1 + R1 - P2 + R2$

$P2 = 2R1 - P1 =$ 927 N Se requiere un contrapeso con una carga de 0,02 Toneladas

DIMENSIONAMIENTO DEL CONTRAPESO

Peso especifico material de 2,4 Ton/m3 contrapeso=
Volumen requerido contrapeso= 0,01 m3
Lado 1 contrapeso= 0,80 m
Lado 2 contrapeso= 0,80 m
Area contrapeso= 0,6 m2

Altura contrapeso= 0,20 m

Volumen final contrapeso= 0,13 m3
Peso final contrapeso= 0,31 Ton OK

ANCLAJE DE REFUERZO VIGA DE CIMENTACION.

Para que el contrapeso realice efecto con la estructura se requiere que el refuerzo de la viga de cimentacion quede anclada a el, para ello se realiza un alargamiento del refuerzo transversal de la viga de cimentacion hasta la altura del contrapeso menos el recubrimiento requerido.

Se requiere como macizo de contrapeso un volumen de 0,01 m3, cuyas dimensiones 0,80 m de ancho por 0,80 metro de lado y una altura de 0,20 m, con un concreto tipo 21 MPa cuyo peso especifico es de 2,4 Ton/m3, cumpliendo la carga requerida de 0,02 Ton

VIGA DE ENLACE CONTRAPESO COLUMNA.

DATOS

Vu = R= 2.587 N
f'c= 21 Mpa fy= 420 Mpa L= 2.500 mm
B/2= 400 mm b/2= 100 mm
H= 200 mm
P1= 4.247 N
M1= 1.563.509 N-mm λ= 1
Φ= 0,75

PREDIMENSIONAMIENTO DE LA VIGA

bw depende GD 200 mm h SUPONERLA 200 mm r recubrimiento 4 mm d Altura neta 196 mm Ag bw*h 40000 mm2

DETERMINACION FUERZAS DE DISEÑO

$$Tu = Nu = \frac{P1 * \left(\frac{B}{2} - \frac{b2}{2}\right) - 2 * M1}{2 * \left(H + \frac{h}{2}\right)} =$$

-3.706 N $= Vc + Vs =$

59.280 N

$$Vs = 0{,}33\sqrt{f`c} * bw * d =$$

619 N

$$Vn \quad Vc = 0{,}17 * \left(1 + \frac{Nu}{14 * Ag}\right)\lambda * \sqrt{f`c} * bw * d =$$

59.899 N

$\Phi * Vn =$ 44.924 N

$Vu < \Phi * Vn$ La sección cumple con la condición de cortante

DETERMINACION DEL REFUERZO VIGA DE ENLACE

Longitudinal

C o T= -3.706 N

As requerida Tud/Φfy -12 mm2 As min 0.01*Ag 400 mm2 As a usar max As 400 mm2

Barra a usar Area de barra 4 129 mm2

Transversal

Barra Estribo a usar= 3 Area de barra 71 mm2

Numero de ramas = 2

Av= 142 mm2

$$VS\ CONTROL = \frac{Vu - \Phi Vc}{\Phi} =$$

2.830 N

Separación de Estribos

$$S.1\ Control = \frac{Av * fyt * d}{Vs\ control} =$$

4.130 mm

$$S.2 = \frac{d}{2} =$$

98 mm

MQC INGENIERÍA
DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE OBRAS CIVILES
INTERVENTORIA TÉCNICA FINANCIERA Y SUMINISTROS
NIT. 900939394 -2

$$\frac{Av * fy \quad S.3 = 0,\ 062 *}{\sqrt{\quad}} \qquad f'c * bw = \qquad 1049{,}6 \text{ mm}$$

$$S.3 = \frac{Av * fyt}{0{,}35 * bw} = \qquad 852 \text{ mm}$$

Se usa la menor separación de estribos de las condiciones, con una separación de 98 mm

Se requiere como viga de Enlace con sección de		*20*	*cm de peralte (bw) por*	*20*	
cm de altura y como refuerzo se		*solicita un área de*		*400 mm2, por lo tanto se debe*	
refuerzo de	*4*		*516*	*mm2, Para el refuerzo transversal*	
usar 4 barras numero para un área		*de usar estribo con*	*98 mm*		
barra numero	*3*	*separados cada*			

TERMINA MEMORIAS DE CALCULO

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES

- * El cerramiento perimetral presenta un modelo estructural de análisis dual. En el sentido paralelo a la malla trabaja como un sistema aporticado, mientras que en el sentido perpendicular actúa como un péndulo invertido. El dimensionamiento definitivo se rige bajo la condición más crítica correspondiente al modelo de péndulo invertido (R=1,0125).

- * La estructura se clasifica dentro de una zona de amenaza sísmica intermedia. Conforme a lo anterior, el sistema cuenta con una Capacidad Moderada de Disipación de Energía (DMO) en estricto cumplimiento de los lineamientos del Reglamento NSR-10.

- * El análisis de las cargas de viento asume una exposición tipo B debido a su ubicación en el entorno urbano de Bucaramanga. Bajo estas condiciones y parámetros normativos, los perfiles tubulares estructurales satisfacen las presiones ejercidas calculadas bajo el método simplificado.

- * La estabilidad ante el volcamiento transversal en las columnetas esquineras se garantiza de manera eficiente mediante la implementación de un macizo de contrapeso de 0,80 x 0,80 x 0,20 m. Dicho elemento se diseña anclado longitudinalmente al refuerzo de la viga de cimentación para efectuar el trabajo conjunto.

MQC INGENIERÍA
DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE OBRAS CIVILES
INTERVENTORÍA TÉCNICA FINANCIERA Y SUMINISTROS
NIT. 900939394 -2

RECOMENDACIONES

- * Emplear mezclas de concreto con una resistencia a la compresión (f'c) mínima de 21 MPa para todos los elementos estructurales y de cimentación.
- * El acero de refuerzo empleado debe ser corrugado, garantizando un esfuerzo de fluencia (fy) de 420 MPa.
- * Ejecutar el curado del concreto de forma continua y rigurosa durante un periodo mínimo de 7 días. De igual forma, se exige la aplicación de vibrado mecánico en todos los concretos fundidos para asegurar la homogeneidad y óptima consolidación.
- * Materializar las conexiones metálicas entre vigas y columnas tubulares utilizando soldadura con electrodo tipo E6018. El cordón de soldadura debe ser tipo filete, conservando un espesor constante de 3 mm a lo largo de todo el perímetro de la unión.
- * Construir el antepecho perimetral inferior de 70 cm de altura mediante un sistema continuo de mampostería confinada. Este antepecho debe apoyarse de forma directa sobre las vigas de cimentación para asegurar la correcta transferencia de las cargas verticales y dinámicas al terreno.

Atentamente:

OSCAR FERNANDO CAPACHO RODRIGUEZ
Ing. Civil. Especialista en estructuras.
MP. 68202-342033 STD

CARTA DE RESPONSABILIDAD

Yo **OSCAR FERNANDO CAPACHO RODRIGUEZ**, identificado con CC 1.094.246.250 de Pamplona N/S, en calidad de ingeniero civil con matrícula profesional No: MP. 68202-342033 STD, DECLARO que realice los Diseño estructural para el proyecto cuyo objeto es: **"MEJORAMIENTO DE CANCHA MULTIFUNCIONAL EN LA CARRERA 4 CON CALLE 14 EN EL BARRIO SAN ISIDRO, MUNICIPIO DE ARAUQUITA, DEPARTAMENTO DE ARAUCA."**, y que los mismos se ajustan a las normas técnicas vigentes y especificaciones requeridas para este tipo de diseños.

Por lo anterior, manifiesto que asumo toda responsabilidad referente a los perjuicios que puedan deducirse a causa de este estudio y exonero al ENTIDAD ante terceros, de cualquier responsabilidad civil, penal o administrativa por cualquier falta u omisión del presente estudio.

Acepto y reconozco que la revisión efectuada por ENTIDAD no constituye una aprobación del estudio, sino una verificación.

Para los fines pertinentes, anexo copia de mi Tarjeta o Matrícula Profesional, certificado de vigencia de esta y copia de la cédula de ciudadanía.

Se expide a los siete (07) días del mes de mayo de 2026.

Cordialmente,

OSCAR FERNANDO CAPACHO RODRIGUEZ
Ing. Civil. Especialista en estructuras.
MP. 68202-342033 STD

MQC INGENIERÍA
DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE OBRAS CIVILES
INTERVENTORÍA TÉCNICA FINANCIERA Y SUMINISTROS
NIT. 900939394 -2

CARTA DE CESIÓN DE DERECHOS

Yo **OSCAR FERNANDO CAPACHO RODRIGUEZ**, identificado con CC 1.094.246.250 de Pamplona N/S, en calidad de ingeniero civil con matrícula profesional No. MP. 68202-342033 STD, CERTIFICO que realice los Diseño estructural para el proyecto cuyo objeto es: **"MEJORAMIENTO DE CANCHA MULTIFUNCIONAL EN LA CARRERA 4 CON CALLE 14 EN EL BARRIO SAN ISIDRO, MUNICIPIO DE ARAUQUITA, DEPARTAMENTO DE ARAUCA."** y que los mismos se ajustan a las normas técnicas vigentes y especificaciones requeridas para este tipo de diseños.

Por lo anterior, manifiesto ceder plenamente los derechos al Municipio de Arauquita

La duración de los derechos cedidos será por término indefinido a partir de la fecha de la firma de la presente carta de cesión de derechos.

Para los fines pertinentes, anexo:
Copia de mi Tarjeta o Matrícula Profesional
Certificado de vigencia y antecedentes disciplinarios (profesionales) Copia de la cédula de ciudadanía.

Se expide a los siete (07) días del mes de mayo de 2026.

Cordialmente,

OSCAR FERNANDO CAPACHO RODRIGUEZ
Ing. Civil. Especialista en estructuras.
MP. 68202-342033 STD



FECHA DE NACIMIENTO 06-NOV-1987

PAMPLONA
(NORTE DE SANTANDER)
LUGAR DE NACIMIENTO

1.80 ESTATURA | O+ G.S. RH | M SEXO

31-OCT-2006 PAMPLONA
FECHA Y LUGAR DE EXPEDICION

REGISTRADOR NACIONAL
CARLOS ARIEL SÁNCHEZ TORRES

INDICE DERECHO

A-2506400-00242413-M-1094246250-20100623 0022434039A 1 33681439



REPUBLICA DE COLOMBIA
IDENTIFICACION PERSONAL
CEDULA DE CIUDADANIA

NUMERO 1.094.246.250

CAPACHO RODRIGUEZ
APELLIDOS

OSCAR FERNANDO
NOMBRES

Oscar Capacho R.
FIRMA

REPÚBLICA DE COLOMBIA
COPNIA
Consejo Profesional Nacional de Ingeniería

Matrícula Profesional No.
68202-342033 STD
Fecha de Expedición: **07/10/2016**

Nombre:
OSCAR FERNANDO
CAPACHO RODRIGUEZ
Cédula:
C.C. 1094246250
Profesión:
INGENIERO CIVIL

Institución:
UNIVERSIDAD PONTIFICIA
BOLIVARIANA SEC. BUCARAMANGA



MQC INGENIERÍA
DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE OBRAS CIVILES
INTERVENTORIA TÉCNICA FINANCIERA Y SUMINISTROS
NIT. 900939394 -2

REPÚBLICA DE COLOMBIA
COPNIA
Consejo Profesional Nacional de Ingeniería

Certificado de vigencia y antecedentes disciplinarios
CVAD-2026-4668261

CONSEJO PROFESIONAL NACIONAL DE INGENIERÍA
COPNIA

EL DIRECTOR GENERAL

CERTIFICA:

1. Que OSCAR FERNANDO CAPACHO RODRIGUEZ, identificado(a) con CEDULA DE CIUDADANIA 1094246250, se encuentra inscrito(a) en el Registro Profesional Nacional que lleva esta entidad, en la profesión de INGENIERIA CIVIL con MATRICULA PROFESIONAL 68202-342033 desde el 07 de Octubre de 2016, otorgado(a) mediante Resolución Nacional 1293.

2. Que el(la) MATRICULA PROFESIONAL es la autorización que expide el Estado para que el titular ejerza su profesión en todo el territorio de la República de Colombia, de conformidad con lo dispuesto en la Ley 842 de 2003.

3. Que el(la) referido(a) MATRICULA PROFESIONAL se encuentra **VIGENTE**

4. Que el profesional no tiene antecedentes disciplinarios ético-profesionales.

5. Que la presente certificación se expide en Bogotá, D.C., a los siete (07) días del mes de Mayo del año dos mil veintiseis (2026).

Rubén Dario Ochoa Arbeláez

Firma del titular (*)

(*)Con el fin de verificar que el titular autoriza su participación en procesos estatales de selección de contratistas. La falta de firma del titular no invalida el Certificado
El presente es un documento público expedido electrónicamente con firma digital que garantiza su plena validez jurídica y probatoria según lo establecido en la Ley 527 de 1999. Para verificar la firma digital, consulte las propiedades del documento original en formato .pdf.
Para verificar la integridad e inalterabilidad del presente documento consulte en el sitio web https://tramites.copnia.gov.co/Copnia_Microsite/CertificateOfGoodStanding/CertificateOfGoodStandingStart indicado el número del certificado que se encuentra en la esquina superior derecha de este documento.

CONSEJO PROFESIONAL NACIONAL DE INGENIERÍA – COPNIA
Calle 78 Nº 9 - 57 - Teléfono: 322 0191 - Bogotá D.C.
e-mail: contactenos@copnia.gov.co
www.copnia.gov.co

Universidad Pontificia Bolivariana

SECCIONAL BUCARAMANGA

APROBADA SEGUN ACUERDO No. 083 DE JULIO 12 DE 1990 DEL ICFES

teniendo en cuenta que

Oscar Fernando Capacho Rodriguez

Cédula de ciudadanía No. 1.094.246.250 Expedida en Pamplona

Cursó y aprobó los estudios exigidos por las normas legales reglamentarias vigentes, le confiere el título de

Ingeniero Civil

En testimonio de ello le expide el presente diploma
en Bucaramanga, Departamento de Santander, República de Colombia
el día 9 del mes de Septiembre del año 2016

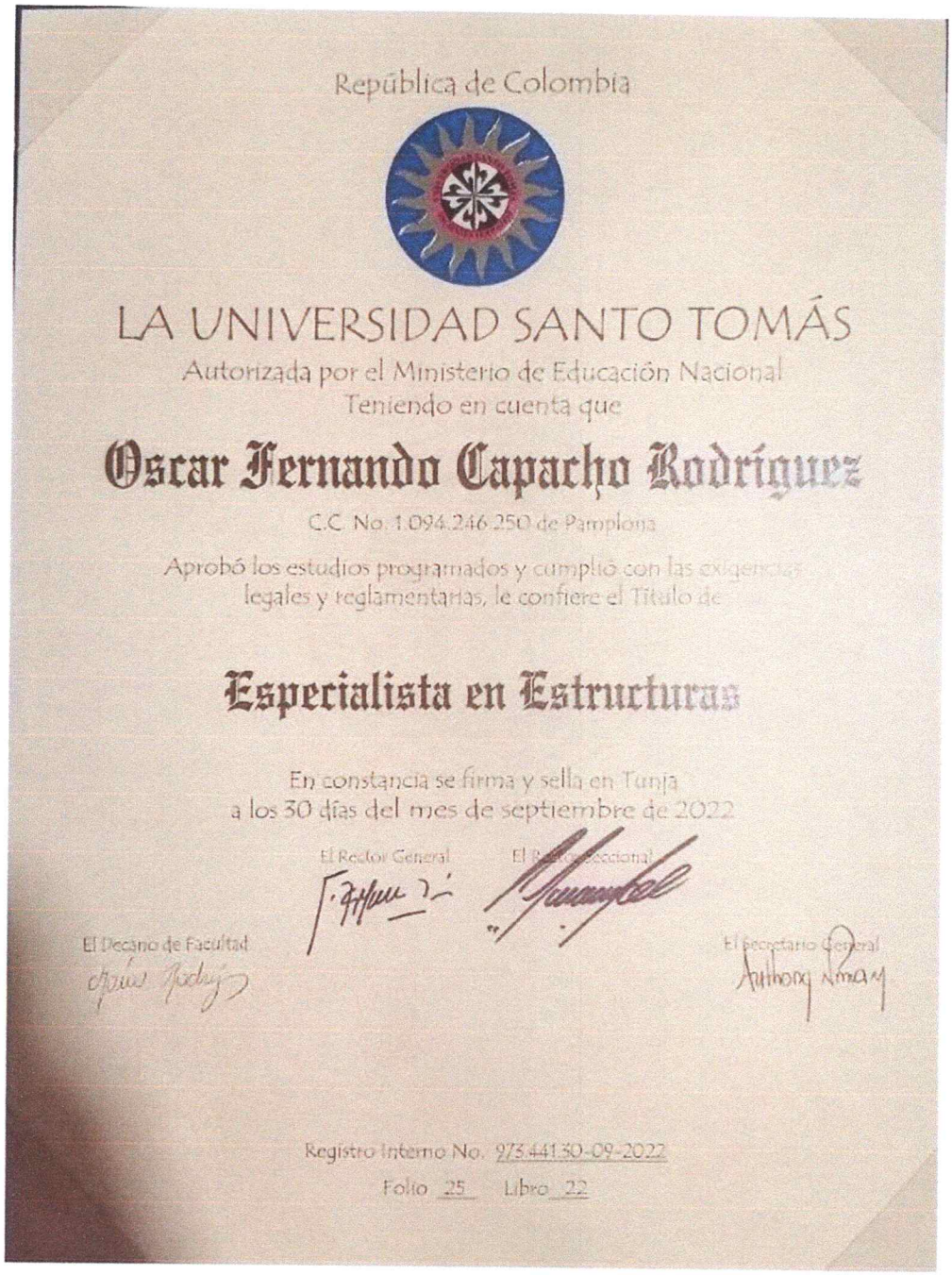
El Rector

El Decano

El Secretario General

Anotado al folio 5300 del libro 18-21 de registro de diplomas
refrendado en Bucaramanga el 9 de Septiembre de 2016

11250



República de Colombia

LA UNIVERSIDAD SANTO TOMÁS

Autorizada por el Ministerio de Educación Nacional

Teniendo en cuenta que

Oscar Fernando Capacho Rodríguez

C.C. No. 1.094.246.250 de Pamplona

Aprobó los estudios programados y cumplió con las exigencias legales y reglamentarias, le confiere el Título de:

Especialista en Estructuras

En constancia se firma y sella en Tunja
a los 30 días del mes de septiembre de 2022

El Rector General

El Rector Seccional

El Decano de Facultad

El Secretario General

Registro Interno No. 973441.30-09-2022

Folio 25 Libro 22