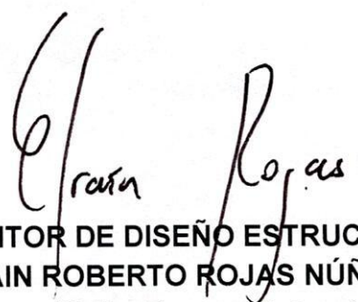
REVISIÓN ESTRUCTURAL INDEPENDIENTE
Elaborado por: Ing. Efraín Roberto Rojas Núñez

INTERVENTORIA DE LOS ESTUDIOS Y DISEÑO PARA EL MEJORAMIENTO DE LA INFRAESTRUCTURA DE LOS ESTABLECIMIENTOS EDUCATIVOS OFICIALES, INTECOBA, TECNICO DE COMERCIO Y JOSE ANTONIO GALAN DE LA ZONA URBANA DEL DISTRITO DE BARRANCABERMEJA, SANTANDER.

INSTITUCIÓN:
COLEGIO JOSE ANTONIO GALÁN

ING CALCULISTA:
ING. RICHARD YASER HEREDIA MONTES
Ingeniero Civil – Esp. en Estructuras
M.P: 68202-239152 STD



INTERVENTOR DE DISEÑO ESTRUCTURAL:
EFRAIN ROBERTO ROJAS NÚÑEZ
Ingeniero Civil – Esp. en Estructuras
M.P: 021037-0517062 ATL

BARRANCABERMEJA, SANTANDER
ABRIL 2025

REVISIÓN ESTRUCTURAL INDEPENDIENTE
Elaborado por: Ing. Efraín Roberto Rojas Núñez

Barrancabermeja, Santander 21 de Abril del 2025

MEMORIAL DE RESPONSABILIDAD

Institución:

COLEGIO JOSE ANTONIO GALÁN

Cordial Saludo,

EFRAÍN ROBERTO ROJAS NÚÑEZ, identificado con C.C. No. 1.051.677.857 de Mompós, y M.P. 021037-0517062 ATL, profesional en Ingeniería Civil, especialista en estructuras; elaboró la **INTERVENTORIA DE LOS ESTUDIOS Y DISEÑO PARA EL MEJORAMIENTO DE LA INFRAESTRUCTURA DE LOS ESTABLECIMIENTOS EDUCATIVOS OFICIALES, INTECOBA, TECNICO DE COMERCIO Y JOSE ANTONIO GALAN DE LA ZONA URBANA DEL DISTRITO DE BARRANCABERMEJA, SANTANDER.**

Nombre del estudio	***Nombre del profesional que los realizó***
INTERVENTORIA DE DISEÑOS ESTRUCTURALES	*Efraín Roberto Rojas Núñez M.P: 021037-0517062 ATL*

Nota: Manifiesto que cualquier cambio en estos estudios y planos deben ser aprobados y/o autorizados por quien realizo y/o reviso de lo contrario se exonera de cualquier responsabilidad profesional.

No siendo otro el motivo, agradezco su atención.

Atentamente,

EFRAIN ROBERTO ROJAS NÚÑEZ
Ingeniero Civil – Esp. en Estructuras
M.P: 021037-0517062 ATL

EFRAIN ROBERTO ROJAS NUÑEZ
Celular: 3005659202
Ocaña, Norte de Santander





MEJORAMIENTO DE LA INFRAESTRUCTURA DE LOS ESTABLECIMIENTOS EDUCATIVOS DISTRITO DE BARRANCABERMEJA, SANTANDER. CO

EFRAIN ROBERTO ROJAS NUÑEZ

MATRICULA PROFESIONAL

021037-0517062 ATL

R2020017322

REPÚBLICA DE COLOMBIA

COPNIA

Consejo Profesional Nacional de Ingeniería

INGENIERIA CIVIL

EFRAIN ROBERTO ROJAS NUÑEZ

ID: 1051677857

CORPORACION UNIVERSIDAD DE LA COSTA CUC

REPÚBLICA DE COLOMBIA
COPNIA
Consejo Profesional Nacional de Ingeniería
COPNIACOPNIACOPNIACO

REVISIÓN ESTRUCTURAL INDEPENDIENTE
Elaborado por: Ing. Efraín Roberto Rojas Núñez

TABLA DE CONTENIDO

1. INFORMACIÓN DEL PROYECTO 5
1.1. COMEDOR Y BATERIA SANITARIA (ESTRUCTURA 1) 5
1.1.1. ESPECIFICACIONES GENERALES: 5
1.1.2. ESPECIFICACIONES DE MATERIALES: 6
1.1.3. PREDIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACION 6
1.1.4. CHEQUEOS DE DEFLEXIONES 7
1.1.5. MODELAMIENTO DEL SISTEMA ESTRUCTURAL 8
1.1.6. DESCRIPCIÓN DE LA ZONA DE AMENAZA 8
1.1.7. DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL 9
1.1.8. DETALLES GEOTECNICOS (TOMADOS DEL ESTUDIO DE SUELOS) ... 9
1.1.9. ANÁLISIS DE CARGAS 10
1.1.10. CHEQUEO DE FUERZA SISMICA Y COMBINACIONES DE CARGA . 13
1.1.11. CHEQUEO DE IRREGULARIDADES 14
1.1.12. CHEQUEO DE DERIVAS Y UMBRAL DE DAÑO: 16
1.1.13. CHEQUEO DE CIMENTACIÓN: 16
1.1.14. CHEQUEO DE DISEÑO DE CUBIERTA: 21
1.1.15. ESTUDIO DE SUELOS: 22
1.1.16. PLANOS ESTRUCTURALES: 23
1.1.17. ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES: 23
2. POLIDEPORTIVA (ESTRUCTURA 2) 23
El presente proyecto tiene como alcance el diseño estructural de una edificación de (01) nivel, en estructura de péndulo invertido, con capacidad de disipación de energía moderada (DMO), según los requisitos mínimos sismo-resistentes de la norma aplicable vigente, "Reglamento Colombiano de Construcción Sismo-resistente NSR-10" actualizado por los decretos 2525 del 13 de julio de 2010, 092 del 17 de enero de 2011, 340 del 13 de febrero de 2012 y el Decreto 945 de 5 de junio de 2017. 23
2.1.1. ESPECIFICACIONES GENERALES: 24
2.1.2. ESPECIFICACIONES DE MATERIALES: 24
2.1.3. PREDIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACION 25
2.1.4. CHEQUEOS DE DEFLEXIONES 25
2.1.5. MODELAMIENTO DEL SISTEMA ESTRUCTURAL 26
2.1.6. DESCRIPCIÓN DE LA ZONA DE AMENAZA 26
2.1.7. DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL 27
2.1.8. DETALLES GEOTECNICOS (TOMADOS DEL ESTUDIO DE SUELOS) . 27

2.1.9. ANÁLISIS DE CARGAS 28
2.1.10. CHEQUEO DE FUERZA SISMICA Y COMBINACIONES DE CARGA . 29
2.1.11. CHEQUEO DE IRREGULARIDADES 30
2.1.12. CHEQUEO DE DERIVAS Y UMBRAL DE DAÑO: 31
2.1.13. CHEQUEO DE CIMENTACIÓN: 31
2.1.14. CHEQUEO DE DISEÑO DE CUBIERTA: 34
2.1.15. ESTUDIO DE SUELOS: 36
2.1.16. PLANOS ESTRUCTURALES: 36
2.1.17. ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES: 36

LISTADO DE TABLAS

Tabla 1. Amenaza sísmica en Barrancabermeja, Santander. Fuente: NSR-10 8
Tabla 1. Amenaza sísmica en Barrancabermeja, Santander. Fuente: NSR-10 26

LISTADO DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1.Cubierta, Carga muerta sobreimpuesta (1.80KN/m²) 10
Ilustración 2. Cubierta, Carga viva (1.80KN/m²) 10
Ilustración 3. Cubierta, Carga de empozamiento (0.50KN/ m²). 11
Ilustración 4. Carga muerta sobreimpuesta en vigas 11
Ilustración 5. Carga viva en vigas. 11
Ilustración 6. Carga muerta de cubierta, reacciones diseño de cubierta (17.91KN, 8.96KN). 12
Ilustración 7. Carga viva de cubierta, reacciones diseño de cubierta (17.87KN, 8.94KN). 12
Ilustración 8. Carga de viento, reacciones diseño de cubierta (21.35KN, 10.68KN). 12
Ilustración 9. Ubicación de zapatas 17
Ilustración 10. Carga muerta sobreimpuesta aplicada en vigas aéreas. 28
Ilustración 11. Carga viva aplicada en vigas aéreas 28
Ilustración 12. Carga de viento aplicada en vigas aéreas. 29
Ilustración 19. Ubicación de zapatas 31

REVISIÓN ESTRUCTURAL INDEPENDIENTE
Elaborado por: Ing. Efraín Roberto Rojas Núñez

1. INFORMACIÓN DEL PROYECTO

1.1. COMEDOR Y BATERIA SANITARIA (ESTRUCTURA 1)

El presente proyecto tiene como alcance el diseño estructural de una edificación de (01) nivel, en sistema de pórtico resistente a momento en X y estructura de péndulo invertido en Y, con capacidad de disipación de energía moderada (DMO), con cubierta en losa maciza, según los requisitos mínimos sismo resistentes de la norma aplicable vigente, "Reglamento Colombiano de Construcción Sismo-resistente NSR-10" actualizado por los decretos 2525 del 13 de julio de 2010, 092 del 17 de enero de 2011, 340 del 13 de febrero de 2012 y el Decreto 945 de 5 de junio de 2017.

1.1.1. ESPECIFICACIONES GENERALES:

NORMA:
- Ley 400 de 1997, por medio de la cual se adoptó el reglamento sobre construcción sismorresistente; Decreto 926 del 19 de marzo de 2010, mediante la cual se expide el "REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCIÓN SISMO-RRESISTENTE NSR-10"; actualizado por los decretos 2525 del 13 de julio de 2010, 092 del 17 de enero de 2011, 340 del 13 de febrero de 2012 y el Decreto 945 de 5 de junio de 2017. TITULO A.10

SISTEMA ESTRUCTURAL:
- SISTEMA DE PORTICOS RESISTENTES A MOMENTOS DE CONCRETO CON CAPACIDAD DE DISIPACIÓN DE ENERGIA MODERADA (DMO) EN DIRECCIÓN Y
- ESTRUCTURA DE PENDULO INVERTIDO CON CAPACIDAD DE DISIPACIÓN DE ENERGIA MODERADA (DMO) EN DIRECCIÓN X

ANALISIS SISMICO:
- UBICACIÓN: Barrancabermeja - Santander (Aa:0.15, Av:0.15)
- TIPO DE SUELO: Suelo tipo D
- USO TIPO III: Estructuras de atención a la comunidad (1.25).
- COEFICIENTE DE DISIPACIÓN DE ENERGIA R0: Moderado (R0=5.0)
- IRREGULARIDADES: Tipo 1aP=0.9, 2P=0.9, 3P=0.9, 5P=0.9

METODO DE ANÁLISIS:
- LA ESTRUCTURA DEL PROYECTO SE ANALIZÓ POR EL MÉTODO ELÁSTICO DE LA RIGIDEZ CON ENFOQUE MATRICIAL, EL CUAL CONSIDERA QUE LOS MATERIALES CUMPLEN LA LEY DE HOOKE Y LAS INCOGNITAS SON LOS DESPLAZAMIENTOS.

DATOS DE DISEÑO:
- Peso unitario del concreto reforzado = 24 kN/m3,
- CUBIERTA EN LOSA MACIZA
  - Carga muerta = 1.80 kN/m2
  - Carga viva = 1.80 kN/m2
  - Carga de empozamiento = 0.50 kN/m2
- CUBIERTA EN TEJA
  - Carga muerta = 0.40 kN/m2
  - Carga viva = 0.50 kN/m2
  - Carga de viento = 0.60 kN/m2

ESTUDIO GEOTECNICO Y CIMENTACIONES
- CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO: Qa≥180 kN/m² a 1.20m por debajo del nivel de terreno.
- CIMENTACIÓN:Zapatas desplantadas en el nivel N-1.20, conexión entre zapatas por medio de vigas de cimentación
- Antes de fundir la cimentación el geotecnista deberá verificar la capacidad portante del suelo, aprobar y/o hacer las recomendaciones pertinentes para continuar.
- LA PROFUNDIDAD DE CIMENTACIÓN Y LA CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO DEBEN SER SUPERVISADAS EN OBRA POR EL INGENIERO DE SUELOS

NOTAS
- VERIFICAR COTAS Y NIVELES EN PLANOS ARQUITECTÓNICOS Y EN OBRA

REVISIÓN ESTRUCTURAL INDEPENDIENTE
Elaborado por: Ing. Efraín Roberto Rojas Núñez

1.1.2. ESPECIFICACIONES DE MATERIALES:

ESPECIFICACIONES DE MATERIALES

CONCRETO REFORZADO:

- SOLADO: f'c=14Mpa [2000psi]
- CONCRETO: f'c=21 Mpa [3000psi]; Para todos los elementos estructurales
- ACERO DE REFERZO: fy=420 Mpa [60000psi]; Para todas las barras corrugadas
- MALLA ELECTROSOLDADA: fy=420 Mpa [60000psi]; Para todas las mallas

NOTAS:

1. La resistencia a la compresión del concreto, a los 28 dias, f'c=21 Mpa (210 kg/cm2 = 3000 psi), y debe obtenerse del promedio de dos cilindros estándar ensayados a los 28 dias.
2. El tamaño máximo del agregado grueso: 1" (2.5cm); la máxima relación agua / cemento de la dosificación de la mezcla: 0.45; la dosificación de la mezcla debe hacerse por peso y debe ser realizada por un laboratorio especializado utilizando los mismos materiales que van a usar en la obra.
3. El asentamiento máximo (Slump) es de 10cm o 4", pero no debe ser menor de 2.5cm (1").
4. Los ganchos de los estribos deben intercalarse, de manera que no queden siempre en el mismo extremo.

ESTRUCTURA METALICA:

- PERFILES: ASTM A500 GrC: fy= 425 Mpa, fu= 345 Mpa
- PLATINAS: A36: fy= 252Mpa, fu= 455Mpa
- PERNOS: SAE Gr8: Fnt=1034 Mpa
- SOLDADURA: E60xx, Para todas las conexiones a menos que se indique lo contrario

NOTAS

5. Todas las dimensiones están dadas en metros y niveles en metros a menos que se indique la unidad de medida.
6. La estructura esta diseñada para soportar las combianciones de los pesos propios de las cubiertas, carga viva, viento y empozamiento.
7. Se requiere el desarrollo de planos de montaje y fabricación por parte del constructor de la estructura de acero.
8. Cualquier inquietud acerca de la fabricación y montaje de la estructura metálica deberá ser aclarada por medio del calculista.
9. Se recomienda el uso de soldaduras E6014 para conexiones, aplicadas de acuerdo con los lineamientos de la AWS D1.1.
10. Las soldaduras deben aplicarse en fábrica a menos que se especifique lo contrario o se emita a la interventoria un plan de control de calidad de soldaduras con ensayos no destructivos.
11. Las estructuras deben ser armadas en negro para verificar su geometría, inspección visual, dimensional y ensamble, a fin de evitar que después de pintadas se realicen perforaciones, cortes, marcado, etc.
12. Todas las perforaciones en las estructuras deben ser como máximo de 1/16" mayor que el diámetro de los tornillos, excepto en diámetros mayores a 1", donde la tolerancia debe ser 1/8".
13. En las conexiones pernadas, el espesor mínimo de las platinas de conexión debe ser 1/16" (1,6 mm) más grande que el mayor espesor de los miembros que conecta.
14. Las distancias nominales entre perforaciones y a borde deben ser 3,0 y 1,5 veces el diámetro del tornillo, respectivamente.
18. Preparación de superficies y acabado: todos los elementos de acero deberán someterse a un proceso de limpieza tipo SSPC-SP2 limpieza manual con cepillo de alambre. Primera capa de anticorrosivo y una segunda capa de acabado en esmalte uretano.
19. Con el objetivo de garantizar y prolongar la vida util de la estructura metalica se recomienda la implementación de un producto anticorrosivo para minimizar los efectos que la estructura pueda sufrir ante su exposición al ambiente, en el proceso de su aplicación se deberan remover de la superficie los materiales que puedan impedir el contacto directo de la pintura con el acero, tales como polvos, combustible, grasas, oxido, residuos de pintura, entre otros.

1.1.3. PREDIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACION

Teniendo en cuenta la configuración de la edificación, con un sistema estructural de pórticos resistentes a momentos, se procede a pre dimensionar los elementos tales como vigas y columnas. Se pre dimensionan las vigas siguiendo las recomendaciones dadas en la tabla C.9.5 de la NSR-10, donde se dan las siguientes reglas básicas para determinar la altura mínima, para evitar deflexiones elásticas inmediatas y grandes deformaciones elastoplásticas a largo plazo.

REVISIÓN ESTRUCTURAL INDEPENDIENTE

Elaborado por: Ing. Efraín Roberto Rojas Núñez

TABLA C.9.5(a) — Alturas o espesores mínimos de vigas no preesforzadas o losas reforzadas en una dirección a menos que se calculen las deflexiones

	Espesor mínimo, h			
	Simplemente apoyados	Con un Extremo continuo	Ambos Extremos continuos	En voladizo
Elementos	Elementos que **NO** soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes.			
Losas macizas en una dirección	$\frac{\ell}{20}$	$\frac{\ell}{24}$	$\frac{\ell}{28}$	$\frac{\ell}{10}$
Vigas o losas nervadas en una dirección	$\frac{\ell}{16}$	$\frac{\ell}{18.5}$	$\frac{\ell}{21}$	$\frac{\ell}{8}$

TIPO DE APOYO	LUZ LIBRE	ESP.
Simplemente apoyados H=L/16	5.50	0.34
Con un extremo continuo H=L/18.5	6.26	0.34
Ambos extremos continuos H=L/21	6.26	0.30
En voladizo H=L/8	2.00	0.25
H de diseño=	0.34	
H Real [m]=	**0.40**	

1.1.4. CHEQUEOS DE DEFLEXIONES

DEFLEXIONES

CHEQUEO DE DEFLEXIONES A LARGO PLAZO

Propiedades del refuerzo	
fy [MPa]	420
Es	200000
Deformación unitaria mín. del acero (Єt)	0.002

Momento de agretamiento (Magr) [N*m] 25662.42

*** Se calculará el eje neutro y el momento de inercia de la sección agrietada (Iagr), con el acero de refuerzo requerido por la envolvente, trabajando simplemente reforzada**

Propiedades del concreto	
fc [Mpa]	21.00
Ec [N/mm2] o [Mpa]	21538
Def. unit. max. del concreto (Ec)	0.003
Lambda (peso del concreto λ) [-] <C.2.1>	1
β1 (No puede ser menor a 0.65)	0.85
Densidad del concreto [KN/m3]	24.00
Modulo de ruptura del concreto (f'r) [MPa]	3.21
Razon modulas [n]	9.29

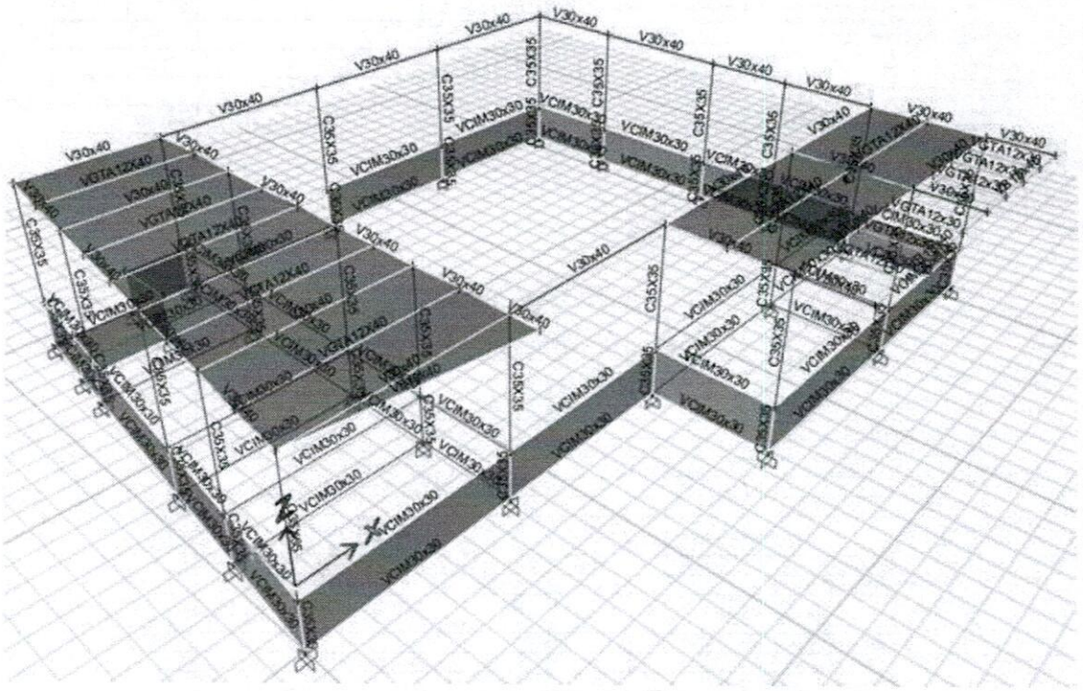
Acero suministrado con la combinación envolvente (As_env) [mm]	597
Eje Neutro (Variable macro) [mm]	98.3383313
Ecuación (Mc corman pag. 47) = 0	0
Momento de inercia de la sección reforzada (Iagr) [mm4]	4.75E+08
Deflexiones por carga Wd	
Momento por carga "Wd" [N*m]	34410
Momento inercia efectivo para carga "Wd" (Ie_d) [mm4] Pag. 174	9.41E+08
Deflexión instantanea δ_D [mm]	7.6326
Deflexiones por carga W(d+L)	
Momento por carga "Wd+L" [N*m]	46340
Momento inercia efectivo para carga W(d+L) (Ie_D+L) [mm4]	6.66E+08
Deflexión instantanea δ_D+L [mm]	13.3030
Deflexiones por carga W(L)	
Deflexión instantanea δ_L [mm]	5.6704
Deflexiones por carga W(d+%L)	
Momento por carga "Wd+%L" [N*m]	37990
Momento inercia efectivo para carga W(d+%L) (Ie_D+%L) [mm4]	8.22E+08
Deflexión instantanea δ_D+%L [mm]	9.3570
Deflexiones por carga W(%L)	
Deflexión instantanea δ_%L [mm]	1.7244

Dimensiones de viga	
Nombre de viga critica	**V20F**
Ancho (b) [m]	0.3
Alto (h) [m]	0.4
Inercia de la sección (Ig) [mm4]	1.60E+09
Distancia desde el eje centroidal hasta la fibra extrema a tensión (yt = h/2) [mm]	200
Recubrimiento [m]	0.04
d [m]	0.36
Ancho (Para analisis de vigas aisladas, el ancho = 1) [m]	1
Luz viga (L) [m]	6.26

Cargas	
Carga PP (Losa) [KN/m2]	3.36
Carga SM Aplicada Tabla B.3.4.3-1 [KN/m2]	1.5
Carga L Aplicada en area [KN/m2]	1.8
Carga muerta (D) [N/m]	7740
Carga viva (L) [N/m]	1800
Carga de servicio (D+L) [N/m]	9540
Porc. de carga viva permanente (%)	30%
Carga de servicio (D+%L) [N/m]	8280.00

Factor dependiente del tiemo [ξ∞] Pag. 175	2
As_env = As' [mm2]	597
ρ'	0.0055
Incremento de deflexión (λ∞)	1.57
δ_LT [mm]	20.33
δmax Entrepiso no suceptible a daños por grandes deflexiones W_d+L (Luz/240) [mm]	26.0833333
CUMPLE	

1.1.5. MODELAMIENTO DEL SISTEMA ESTRUCTURAL



1.1.6. DESCRIPCIÓN DE LA ZONA DE AMENAZA

Según la norma NSR-10 la zona de amenaza sísmica para el municipio de Barrancabermeja corresponde a ***"Intermedia";*** el coeficiente que representa la aceleración horizontal pico efectiva (***Aa***) es *0.15 y* el coeficiente que representa la velocidad horizontal pico efectiva (***Av***) es *0.15.*

Departamento de Santander

Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
Bucaramanga	68001	0.25	0.25	Alta	0.15	0.09
Aguada	68013	0.15	0.20	Intermedia	0.17	0.09
Albania	68020	0.15	0.15	Intermedia	0.09	0.06
Aratoca	68051	0.25	0.25	Alta	0.11	0.07
Barbosa	68077	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.06
Barichara	68079	0.20	0.25	Alta	0.13	0.08
Barrancabermeja	68081	0.15	0.15	Intermedia	0.06	0.04
Betulia	68092	0.20	0.20	Intermedia	0.13	0.09
Bolívar	68101	0.15	0.15	Intermedia	0.07	0.04
Cabrera	68121	0.20	0.20	Intermedia	0.13	0.08
California	68132	0.25	0.25	Alta	0.09	0.05
Capitanejo	68147	0.25	0.25	Alta	0.11	0.06
Carcasí	68152	0.25	0.25	Alta	0.12	0.06
Cepitá	68160	0.25	0.25	Alta	0.11	0.06
Cerrito	68162	0.25	0.25	Alta	0.11	0.06
Charalá	68167	0.20	0.25	Alta	0.08	0.05
Charta	68169	0.25	0.25	Alta	0.09	0.06
Chima	68176	0.15	0.20	Intermedia	0.20	0.10
Chipatá	68179	0.15	0.20	Intermedia	0.11	0.07
Cimitarra	68190	0.15	0.15	Intermedia	0.06	0.04
Concepción	68207	0.25	0.25	Alta	0.12	0.06
Confines	68209	0.20	0.20	Intermedia	0.09	0.06
Contratación	68211	0.15	0.20	Intermedia	0.20	0.10
Coromoro	68217	0.20	0.25	Alta	0.09	0.06
Curití	68229	0.20	0.25	Alta	0.10	0.06

Tabla 1. Amenaza sísmica en Barrancabermeja, Santander. Fuente: NSR-10

REVISIÓN ESTRUCTURAL INDEPENDIENTE
Elaborado por: Ing. Efraín Roberto Rojas Núñez

1.1.7. DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL

Método de Análisis	Fuerza Horizontal Equivalente
Estructura	Pórticos en concreto
Zona de amenaza sísmica	Intermedia
Grupo de uso	III
Capacidad de disipación de energía	Moderada
Coeficiente de disipación de energía	Ro: 1.50 R: 1.35
Irregularidades (Planta-Altura-Redundancia)	$\emptyset p = 0.9$ $\emptyset a = 1.00$ $\emptyset r = 1.00$

1.1.8. DETALLES GEOTECNICOS (TOMADOS DEL ESTUDIO DE SUELOS)

Desde el concepto del ingeniero geotecnista para la propuesta de un sistema estructural de pórticos resistentes a momentos. Se toman los valores de la capacidad admisible del suelo encontrado en sitio, el perfil del suelo, el tipo de cimentación y la profundidad de desplante a la que debe someterse la cimentación.

ESTRUCTURAS AREA DE ALIMENTACION:

Para la cimentación de las estructuras de un nivel de altura en el área de alimentación se recomienda una cimentación de tipo superficial, mediante zapatas aisladas y/o corridas desplantadas a -1.20m de profundidad. De esta forma la estructura se cimentará sobre un estrato de arena arcillosa de compacidad media.

Por último, se recomienda que las zapatas deben estar conectadas por medio de vigas de fundación para evitar asentamientos diferenciales.

Teniendo en cuenta lo anterior y los análisis de los estados límites de falla y de servicio calculados, se recomienda cimentar a 1.20 metro de profundidad con una capacidad admisible no mayor a 18.0 ton/m2.

1.1.9. ANÁLISIS DE CARGAS

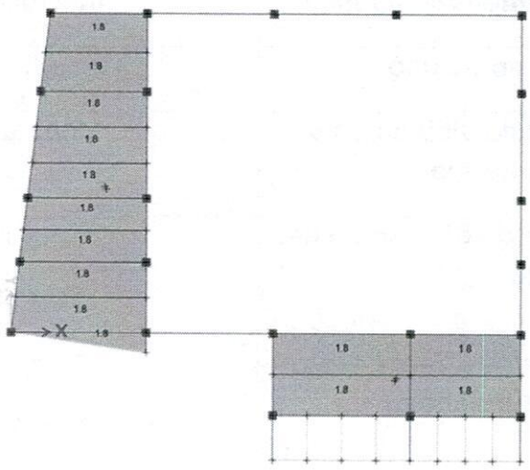


Ilustración 1.Cubierta, Carga muerta sobreimpuesta (1.80KN/m²)

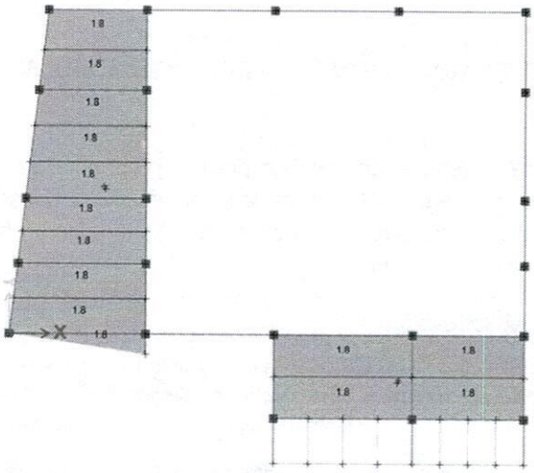


Ilustración 2. Cubierta, Carga viva (1.80KN/m²)

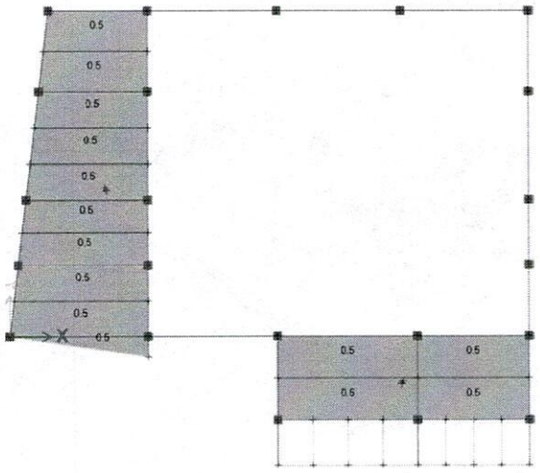


Ilustración 3. Cubierta, Carga de empozamiento (0.50KN/ m²).

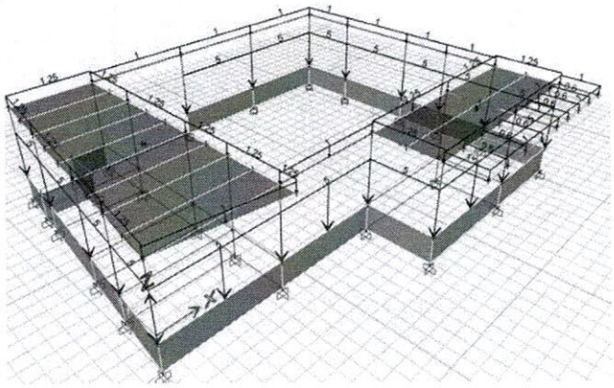


Ilustración 4. Carga muerta sobreimpuesta en vigas.

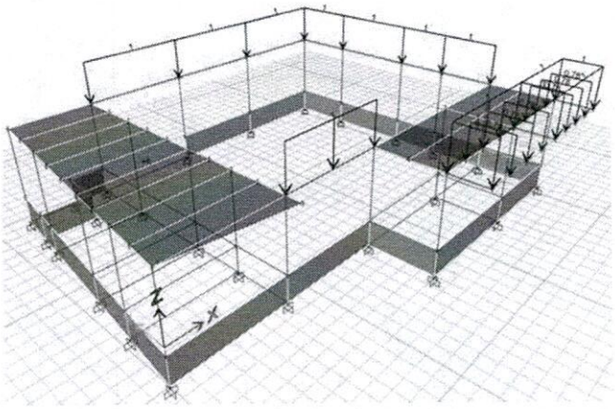


Ilustración 5. Carga viva en vigas.

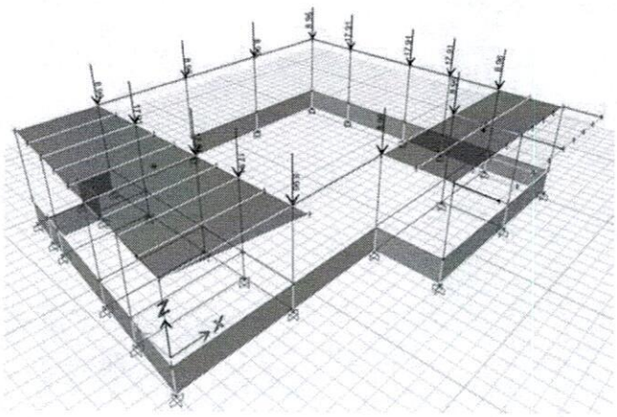


Ilustración 6. Carga muerta de cubierta, reacciones diseño de cubierta (17.91KN, 8.96KN).

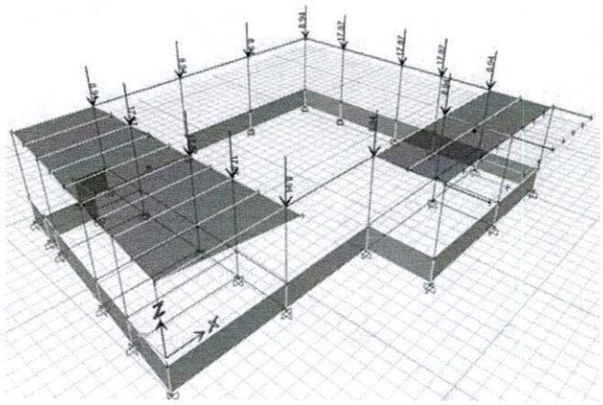


Ilustración 7. Carga viva de cubierta, reacciones diseño de cubierta (17.87KN, 8.94KN).

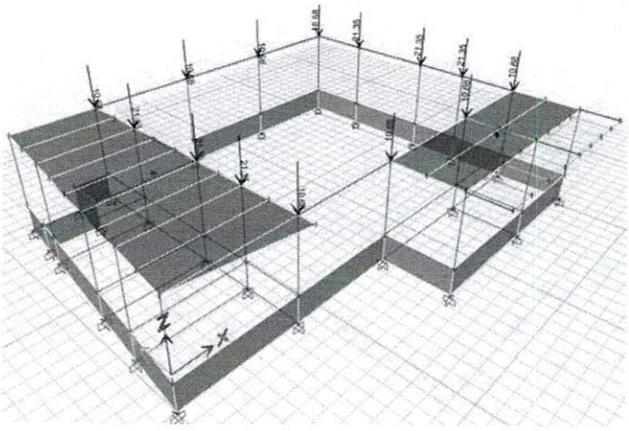


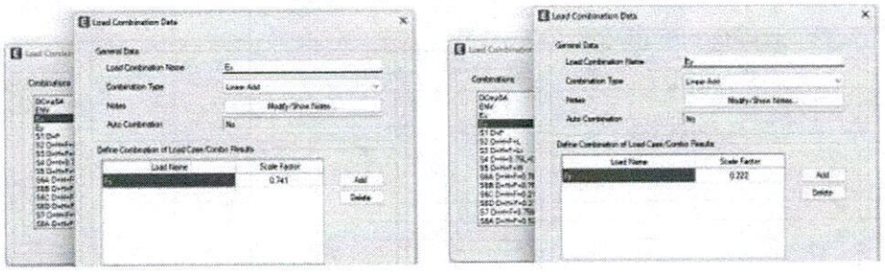
Ilustración 8. Carga de viento, reacciones diseño de cubierta (21.35KN, 10.68KN).

1.1.10. CHEQUEO DE FUERZA SISMICA Y COMBINACIONES DE CARGA

DESCRIPCIÓN	COEFICIENTE	OBSERVACIÓN	
Irregularidades en planta [Φp]	0.90	Tipo 1aP Irregularidad torsional/2P Retrocesos en las esquinas/3P Irregularidad en el diafragma/5P Sistemas no paralelos	
Irregularidades en altura [Φa]	1.00	No existen	
Ausencia de redundancia [Φr]	1.00	No existen	
Coef. De capacidad disipacion de energia basico [R0x]	1.50	Estructra de péndulo invertido	
Coef. De capacidad disipacion de energia basico [R0y]	5.00	Pórticos de concreto con capacidad DMO	
Coef. de capacidad de disipacion de energia de diseño	1.35	Valor en modelo Etabs en X:	0.741
[R'=Φp*Φa*Φr*R0]	4.50	Valor en modelo Etabs en Y:	0.222

El coeficiente de disipación de energía Ro, funciona como divisor de la fuerza sísmica obtenida en los cálculos, esto debido a las siguientes condiciones:

- La capacidad de disipación de energía de la estructura debido a la hipótesis de que entra en el rango inelástico del evento sísmico.
- La redundancia debido a la capacidad de soportar fuerzas en varios trayectos.
- La redistribución de esfuerzo en las diferentes partes geométricas de la estructura.



Las principales cargas en esta estructura corresponden: Carga muerta (D), carga muerta sobreimpuesta (SD), carga viva (L), carga de cubierta (Lr) y carga sísmica (E). De acuerdo con el título B.2.4.2 de la norma, se diseñó la estructura y sus componentes de tal manera que sus resistencias siempre igualen o excedan los efectos producidos por las cargas mayoradas en las siguientes combinaciones:

NÚMERO	COMBO
C1	1.4D
C2	1.2D+1.2F+1.6L+1.6H
C3A	1.2D+1.6Lr+0.5W
C3B	1.2D+1.6Lr+0.5L
C4	1.2D+1.0W+1.0L+0.5Lr
C5A	1.2D+1.0L+1.0Ex+0.3Ey
C5B	1.2D+1.0L+1.0Ex-0.3Ey
C5C	1.2D+1.0L-1.0Ex+0.3Ey
C5D	1.2D+1.0L-1.0Ex-0.3Ey
C6	0.9D+1.6H+1.0W
C7A	0.9D+1.6H+1.0Ex+0.3Ey
C7B	0.9D+1.6H+1.0Ex-0.3Ey
C7C	0.9D+1.6H-1.0Ex+0.3Ey
C7D	0.9D+1.6H-1.0Ex-0.3Ey

REVISIÓN ESTRUCTURAL INDEPENDIENTE
Elaborado por: Ing. Efraín Roberto Rojas Núñez

De acuerdo con el título B.2.3.1 de la norma, se diseñó para la combinación que produzca el efecto más desfavorable en la edificación, en su cimentación, o en el elemento estructural bajo consideración. El efecto más desfavorable puede ocurrir cuando una o varias de las cargas no actúan.

NÚMERO	COMBO
S1	D+F
S2	D+H+F+L
S3	D+H+F+Lr
S4	D+H+0.75L+0.75Lr
S5	D+H+F+W
S6A	D+H+F+0.7Ex+0.21Ey
S6B	D+H+F+0.7Ex-0.21Ey
S6C	D+H+F+0.21Ex-+0.7Ey
S6D	D+H+F+0.21Ex-0.7Ey
S7	D+H+F+0.75W+0.75L+0.75Lr

NÚMERO	COMBO
S8A	D+H+F+0.52Ex+0.16Ey
S8B	D+H+F+0.52Ex-0.16Ey
S8C	D+H+F+0.16Ex+0.52Ey
S8D	D+H+F+0.16Ex-0.52Ey
S9	0.6D+W+H
S10A	0.6D+H+0.7Ex+0.21Ey
S10B	0.6D+H+0.7Ex-0.21Ey
S10C	0.6D+H+0.21Ex+0.7Ey
S10D	0.6D+H+0.21Ex-0.7Ey

1.1.11. CHEQUEO DE IRREGULARIDADES

CHEQUEO POR AUSENCIA DE REDUNDANCIA

DMO

Sistema estructural	Pórticos resistente a momentos de concreto reforzado que resiste la totalidad de las fuerzas sísmicas
Para edificaciones cuyo sistema estructural de resistencia sísmica es de un material que cumple los requisitos de capacidad de disipación de energía moderada (DMO) el valor del factor de reducción de resistencia por ausencia de redundancia en el sistema estructural de resistencia sísmica,ϕr, se le asigna un valor de la unidad (ϕr=1.0)	

CUMPLE	ϕr	1

VERIFICACIÓN DE IRREGULARIDAD EN PLANTA

$$1.4\left(\frac{\Delta_1+\Delta_2}{2}\right) \geq \Delta_1 > 1.2\left(\frac{\Delta_1+\Delta_2}{2}\right)$$

Derivas por fuerza horizontal FX - dirección X					Eje de refer.	COL E1
nivel j	hj	desp x	desp y	deriva	Deriva%	
N+3.4	5.25	0.04173	-0.00368	0.0419	0.8%	
N-1.85						

NOTA: Las derivas se calcularon en el eje de la COL E1

Derivas por fuerza horizontal FX - dirección X					Eje de refer.	COL E6
nivel j	hj	desp x	desp y	deriva	Deriva%	
N+3.4	5.25	0.0417	0.0013	0.0417	0.8%	
N-1.85						

NOTA: Las derivas se calcularon en el eje de la COL E6

	Δ1 <	$1.2\left(\frac{\Delta_1+\Delta_2}{2}\right)$	< Δ1 <	$1.4\left(\frac{\Delta_1+\Delta_2}{2}\right)$	< Δ1	ϕp
Δ -	0.0000	0.00000		0.00000		1.0
Δ - N+ 3.4	0.0419	0.05017		0.05853		

No existe irregularidad torsional

REVISIÓN ESTRUCTURAL INDEPENDIENTE

Elaborado por: Ing. Efraín Roberto Rojas Núñez

VERIFICACIÓN DE IRREGULARIDAD EN PLANTA

$$1.4\left(\frac{\Delta_1+\Delta_2}{2}\right) \geq \Delta_1 > 1.2\left(\frac{\Delta_1+\Delta_2}{2}\right)$$

Derivas por fuerza horizontal FY - dirección Y					Eje de refer.	COL E1
nivel j	hj	desp x	desp y	deriva	Deriva%	
N+3.4	5.25	0.00215	0.0377	0.0378	0.7%	
N -1.85						

NOTA: Las derivas se calcularon en el eje de la COL E1

Derivas por fuerza horizontal FY - dirección Y					Eje de refer.	COL E6
nivel j	hj	desp x	desp y	deriva	Deriva%	
N+3.4	5.25	0.00218	0.02348	0.0236	0.4%	
N -1.85						

NOTA: Las derivas se calcularon en el eje de la COL E6

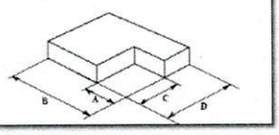
	Δ1 <	$1.2\left(\frac{\Delta_1+\Delta_2}{2}\right)$	< Δ1 <	$1.4\left(\frac{\Delta_1+\Delta_2}{2}\right)$	< Δ1	ϕp
Δ -	0.0000	0.00000		0.00000		0.9
Δ -N+ 3.4		0.03681	0.03776	0.04294		

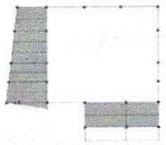
Existe irregularidad torsional

VERIFICACIÓN DE IRREGULARIDAD POR RETROCESOS EN LAS ESQUINAS

Tipo 2P — Retrocesos en las esquinas — $\phi_p = 0.9$

$A > 0.15B$ y $C > 0.15D$

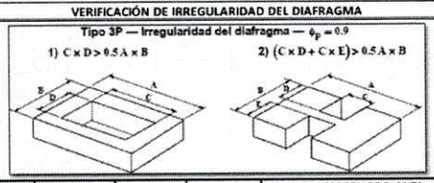


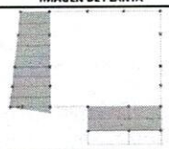
PISO 2	LONG [m]	PORCENTAJE	ESTADO	IMAGEN EN PLANTA
A	5.70	31%	APLICA IRREGULARIDAD	
B	18.12			
C	11.79	51%		
D	23.00			

VERIFICACIÓN DE IRREGULARIDAD DEL DIAFRAGMA

Tipo 3P — Irregularidad del diafragma — $\phi_p = 0.9$

1) $C \times D > 0.5A \times B$ 2) $(C \times D + C \times E) > 0.5A \times B$

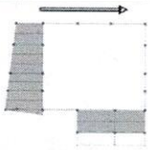


PISO 1	B X A	C X D	Porcentaje	IMAGEN DE PLANTA
APLICA	460.00	233.800	50.83%	

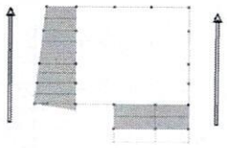
EXISTE IRREGULARIDAD EN EL DIAFRAGMA	ϕp	0.9

REVISIÓN ESTRUCTURAL INDEPENDIENTE
Elaborado por: Ing. Efraín Roberto Rojas Núñez

VERIFICACIÓN DE IRREGULARIDAD POR SISTEMAS NO PARALELOS						
VERIFICACIÓN EN DIRECCIÓN X						
PISO 2	DISTANCIA [m]		PISO 2	DISTANCIA [m]	RESULTADO	
COL A1	21.35		COL E1	23.4	NO ES PARALELO	
COL A6			COL E6			



VERIFICACIÓN EN DIRECCIÓN Y						
PISO 2	DISTANCIA [m]		PISO 2	DISTANCIA [m]	RESULTADO	
COL A1	18.17		COL A6	20.18	NO ES PARALELO	
COL F1			COL F6			



Existe irregularidad de sistemas no paralelos	
ϕ_p	0.9

Se verifica el cumplimiento del cálculo de las irregularidades en planta, altura y redundancia de la estructura.

1.1.12. CHEQUEO DE DERIVAS Y UMBRAL DE DAÑO:

Se revisaron las tablas presentadas en la memoria de cálculos, en las que se evidencia el cumplimiento de cada una de las derivas en cada estructura. teniendo presente que ninguna exceda el porcentaje máximo de desplazamiento. Es decir, el 1%.

Por otro lado, en el chequeo de umbral de daño, se evidencia el cumplimiento de las derivas, siendo menores al 0.4% como lo exige la norma.

1.1.13. CHEQUEO DE CIMENTACIÓN:

De acuerdo con los chequeos de combinaciones de cimentación, se corrobora que las dimensiones de las secciones y el hierro a implementar en cada elemento cumple con las cargas últimas requeridas por la estructura, teniendo presente las cargas muertas, vivas y sísmicas.

Por tanto, los cálculos presentados son correctos.

UBICACIÓN DE ZAPATAS				
ID	S3 D+H+F+Lr	C3 1.2D+1.6Lr+0.8W	TIPO	DIMENSION
24	180.6405	242.149	TP01	1.30X1.30X0.5
20	176.2519	236.6528	TP01	1.30X1.30X0.5
5	174.0304	232.8389	TP01	1.30X1.30X0.5
12	168.9184	216.014	TP01	1.30X1.30X0.5
16	149.7659	203.1331	TP01	1.30X1.30X0.5
1	128.8313	172.3241	TP01	1.30X1.30X0.5
3	107.6041	145.6053	TP02	1.00X1.00X0.5
29	105.6325	145.4589	TP02	1.00X1.00X0.5
10	105.6179	133.6904	TP02	1.00X1.00X0.5
8	84.8608	115.3852	TP02	1.00X1.00X0.5
14	84.5221	106.8065	TP02	1.00X1.00X0.5
27	63.6547	89.7817	TP02	1.00X1.00X0.5
22	60.2023	85.2737	TP02	1.00X1.00X0.5
18	51.368	73.7632	TP02	1.00X1.00X0.5
87	78.1944	97.1105	TP02	1.00X1.00X0.5
33	52.2894	64.6744	TP02	1.00X1.00X0.5
31	68.5146	97.1228	TP02	1.00X1.00X0.5
38	105.5586	132.2414	TP03	1.00X1.80X0.5
37	100.5989	125.9233	TP03	1.00X1.80X0.5
35	81.9921	102.3363	TP03	1.00X1.80X0.5
50	79.3278	112.6018	TP03	1.00X1.80X0.5
53	74.356	103.9048	TP03	1.00X1.80X0.5

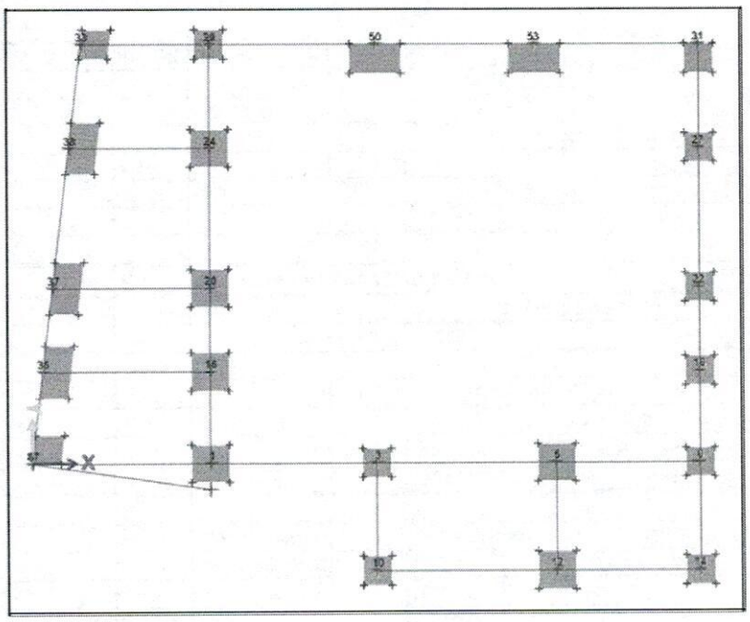


Ilustración 9. Ubicación de zapatas

REVISIÓN ESTRUCTURAL INDEPENDIENTE
Elaborado por: Ing. Efraín Roberto Rojas Núñez

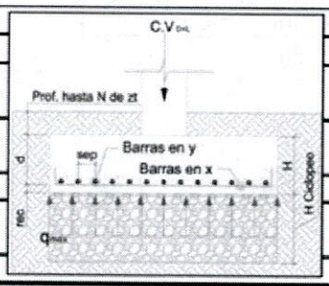
DISEÑO DE ZAPATAS CENTRICAS

TIPO DE DISEÑO DE ZAPATA	Cargas verticales
NOMBRE DEL PROYECTO	2502-JJAG-M1V1-MC
NOMBRE DE LA ZAPATA	ZT01

ENTRADA DE DATOS

CARGAS			PROPIEDADES DE LOS ELEMENTOS	
Carga Vertical D+L [KN]	180.65		Densidad del concreto [KN/m3]	24
Carga Vertical Wu [KN]	242.15		Densidad del ciclopeo [KN/m3]	23
Factor de Carga	1.34		Densidad del suelo [KN/m3]	18
Diseño del Caso1			Resistencia Concreto [Mpa]	21
			Resistencia Acero [Mpa]	420
DATOS DE ENTRADA				
Prof. hasta nivel de Zapata [mm]	1850		**FACTORES DE REDUCCIÓN**	
Altura propuesta Zapata (H) [mm]	500		Por Cortante	0.75
Altura del concreto Ciclopeo [mm]	0		Por Traccion	0.9
Recubrimiento [mm]	70			
Capacidad Portante (Qa) [KN/m2]	180		ρ_{min}	0.0020

CASO 1



			DIMENSIONES DE LAS ZAPATAS PROPUESTAS	
			Long. En X [m]	1.30
			Long. En Y [m]	1.30
			DIMENSIONES DE LAS COLUMNAS	
			Long. En X [m]	0.35
			Long. En Y [m]	0.35
Altura efectiva (d) [mm]	430		Area requerida	1.34
Capacidad efectiva (Qe) [KN/m2]	134.7		Area propuesta	1.69
Capacidad ultima (Qu) [KN/m2]	143.3		**OK**	

DISEÑO DE ZAPATA CASO 1

CORTANTE DIRECTO			Direccion Critica de Analisis	Dir. X
ϕVc	320.21	OK	Vu1	8.38
CORTANTE POR PUNZAMIENTO			Vu2	154.98
ϕVc1 (Resistenca a la Penetración)	1537.00		b0 [mm]	3120
ϕVc2 (Rel. de dimenciones de ZT.)	No Aplica	OK	βc	1.00
ϕVc3 (Relacion de perimetros de Col.)	2886.79		α zapatas centricas	40
MOMENTO Direccion de Analisis X			Separacion entre barras [mm]	150
Mu	21.01		Designacion de Barra	N4
ρ requerido	0.00023		As requerido c/150 [mm2/mm]	129
ρ de diseño = ρmin	**0.002**		**1N4c/150mm**	
MOMENTO Direccion de Analisis Y			Separacion entre barras [mm]	150
Mu	21.01		Designacion de Barra	N4
ρ	0.00023		As requerido c/150 [mm2/mm]	129
ρ de diseño = ρmin	**0.002**		**1N4c/150mm**	

REVISIÓN ESTRUCTURAL INDEPENDIENTE
Elaborado por: Ing. Efraín Roberto Rojas Núñez

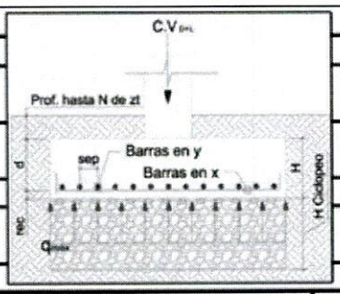
DISEÑO DE ZAPATAS CENTRICAS

TIPO DE DISEÑO DE ZAPATA	Cargas verticales
NOMBRE DEL PROYECTO	2502-JJAG-M1V1-MC
NOMBRE DE LA ZAPATA	ZT02

ENTRADA DE DATOS

CARGAS		PROPIEDADES DE LOS ELEMENTOS	
Carga Vertical D+L [KN]	84.90	Densidad del concreto [KN/m3]	24
Carga Vertical Wu [KN]	115.40	Densidad del ciclopeo [KN/m3]	23
Factor de Carga	1.36	Densidad del suelo [KN/m3]	18
Diseño del Caso1		Resistencia Concreto [Mpa]	21
		Resistencia Acero [Mpa]	420
DATOS DE ENTRADA			
Prof. hasta nivel de Zapata [mm]	1850	**FACTORES DE REDUCCIÓN**	
Altura propuesta Zapata (H) [mm]	500	Por Cortante	0.75
Altura del concreto Ciclopeo [mm]	0	Por Traccion	0.9
Recubrimiento [mm]	70		
Capacidad Portante (Qa) [KN/m2]	180.0	ρ_{min}	0.0020

CASO 1



			DIMENSIONES DE LAS ZAPATAS PROPUESTAS	
			Long. En X [m]	1.00
			Long. En Y [m]	1.00
			DIMENSIONES DE LAS COLUMNAS	
			Long. En X [m]	0.35
			Long. En Y [m]	0.35
Altura efectiva (d) [mm]	430		Area requerida	0.63
Capacidad efectiva (Qe) [KN/m2]	134.7		Area propuesta	1.00
Capacidad ultima (Qu) [KN/m2]	115.4		**OK**	

DISEÑO DE ZAPATA CASO 1

CORTANTE DIRECTO			Direccion Critica de Analisis	Dir. X
ϕVc	246.31	**OK**	Vu1	-12.12
CORTANTE POR PUNZAMIENTO			Vu2	45.19
ϕVc1 (Resistenca a la Penetración)	1537.00		b0 [mm]	3120
ϕVc2 (Rel. de dimenciones de ZT.)	No Aplica	**OK**	βc	1.00
ϕVc3 (Relacion de perimetros de Col.)	2886.79		α zapatas centricas	40
MOMENTO Direccion de Analisis X			Separacion entre barras [mm]	150
Mu	6.09		Designacion de Barra	N4
ρ requerido	0.00009		As requerido c/150 [mm2/mm]	129
ρ de diseño = ρmin	**0.002**		**1N4c/150mm**	
MOMENTO Direccion de Analisis Y			Separacion entre barras [mm]	150
Mu	6.09		Designacion de Barra	N4
ρ	0.00009		As requerido c/150 [mm2/mm]	129
ρ de diseño = ρmin	**0.002**		**1N4c/150mm**	

REVISIÓN ESTRUCTURAL INDEPENDIENTE
Elaborado por: Ing. Efraín Roberto Rojas Núñez

DISEÑO DE ZAPATAS EXCENTRICAS

TIPO DE EXCENTRICIDAD	Sencilla
NOMBRE DEL PROYECTO	2502-JJAG-M1V1-MC
NOMBRE DE LA ZAPATA	ZT03

ENTRADA DE DATOS

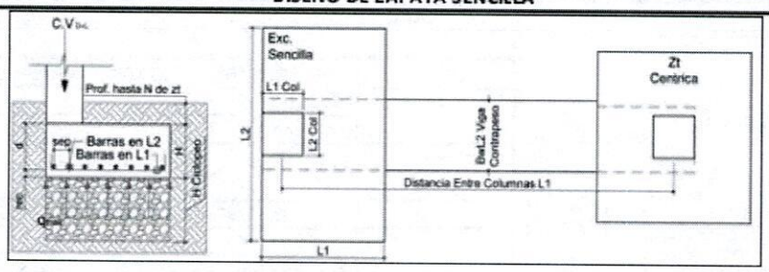
CARGAS	NOM.	CARGA
Columna Exterior D+L [KN]		79.31
Columna Exterior Wu [KN]		112.60
Factor de carga		1.42

PROPIEDADES DE LOS ELEMENTOS		
Densidad del concreto [KN/m3]		24
Densidad del ciclópeo [KN/m3]		23
Densidad del suelo [KN/m3]		18
Resistencia Concreto [Mpa]		21
Resistencia Acero [Mpa]		420

DATOS DE ENTRADA	
Prof. hasta nivel de Zapata [mm]	1850
Altura propuesta Zapata (H) [mm]	500
Altura del concreto Ciclópeo [mm]	0
Recubrimiento zapata y viga[mm]	70
Capacidad Portante (Qa) [KN/m2]	180

FACTORES DE REDUCCIÓN Y CUANTIAS		
Por Cortante		0.75
Por Tracción		0.90
ρ_{min}	0.002	0.0033
ρ_{max}	0.025	0.025

DISEÑO DE ZAPATA SENCILLA



DIMENSIONES DE LAS ZAPATAS PROPUESTAS	
Longitud 1 [m]	1.00
Longitud 2 [m]	1.80
Altura efectiva (d) [mm]	430
Capacidad efectiva (Qe) [KN/m2]	134.7
Capacidad última (Qu) [KN/m2]	62.6

DIMENSIONES DE LAS COLUMNAS	
Long. 1 Columna [m]	0.35
Long. 2 Columna [m]	0.35
Area requerida	0.6
Area propuesta	1.8
OK	

DISEÑO DE ZAPATA SENCILLA

CORTANTE DIRECTO		
ϕVc	246.31	**OK**

CORTANTE POR PUNZAMIENTO		
ϕVc1 (Resistencia a la Penetración)	1325.17	**OK**
ϕVc2 (Rel. de dimensiones de ZT.)	No Aplica	
ϕVc3 (Relacion de perímetros de Col.)	2251.30	

MOMENTO Direccion de Analisis Long. 1	
Mu	-
ρ requerido	-
ρ de diseño = ρ requerido	0.0020

MOMENTO Direccion de Analisis Long. 2	
Mu	16.44
ρ requerido	0.0002
ρ de diseño = ρmin	0.0020

Dirección Crítica de Análisis	Dir. 2
Vu1	18.45
Vu2	85.03
b0 [mm]	2690
βc	1.80
α zapatas céntricas	30
Separación entre barras [mm]	150
Designación de Barra	N4
As requerido c/150 [mm2/mm]	129
1N4c/150mm	

Separación entre barras [mm]	150
Designación de Barra	N4
As requerido c/150 [mm2/mm]	129
1N4c/150mm	

REVISIÓN ESTRUCTURAL INDEPENDIENTE
Elaborado por: Ing. Efraín Roberto Rojas Núñez

1.1.14. CHEQUEO DE DISEÑO DE CUBIERTA:

Se presenta el reporte del sistema del sistema principal de fuerzas de viento, estos datos fueron adquiridos mediante el uso de CORPASOFT. Revisar memoria estructural.

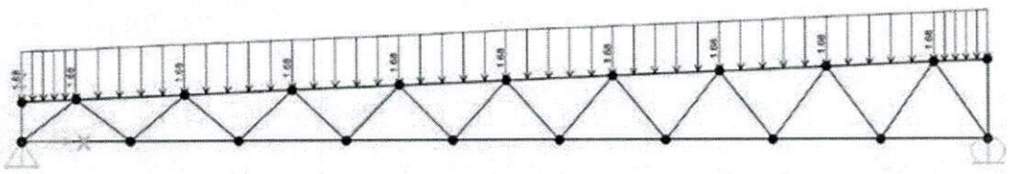


Ilustración 25. Carga muerta sobreimpuesta (1.68KN/m).

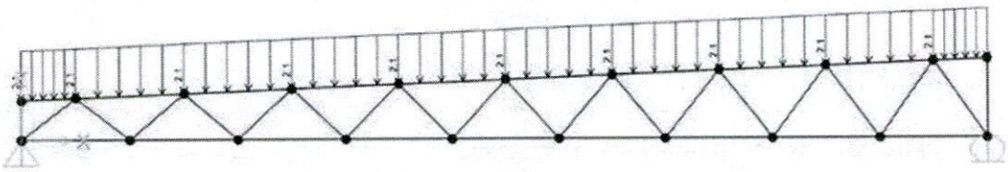


Ilustración 26. Carga viva (2.10KN/m).

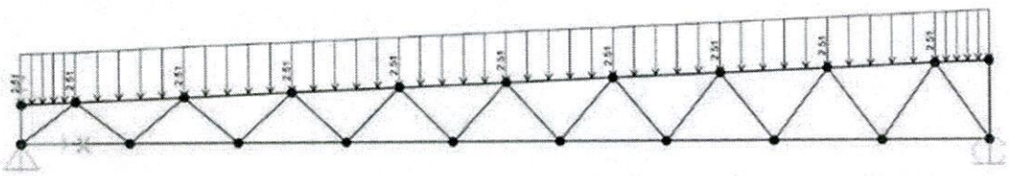
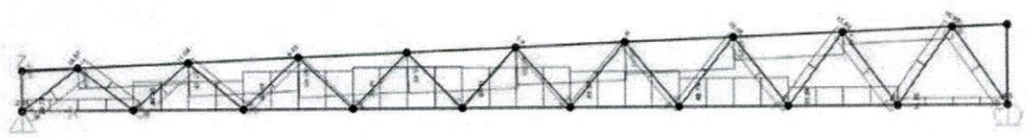


Ilustración 27. Carga de viento (2.51KN/m).



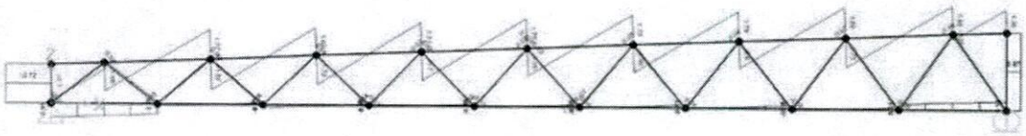


Ilustración 29. Diagramas de fuerza cortante.

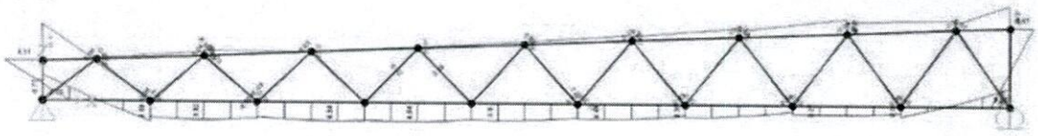


Ilustración 30. Diagramas de momentos.

10.5.1 Índices de capacidad de la estructura metálica

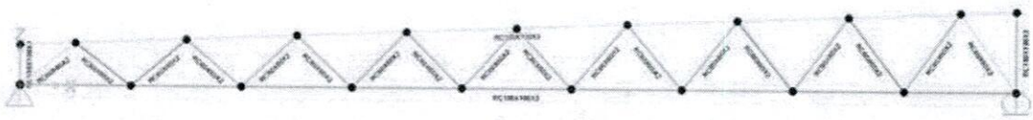


Ilustración 31. Índice de capacidad.

Se evidencia que los cálculos presentados en los perfiles metálicos de la cubierta, y respecto a los índices de capacidad de estos, se verifica su cumplimiento.

1.1.15. ESTUDIO DE SUELOS:

Se revisa el estudio de suelos y se indica que se está dando cumplimiento a lo estipulado en el título H de la NSR10, en los siguientes parámetros:

- Profundidad y número de sondeos de acuerdo con las características de las estructuras. El número de sondeos mínimos se hicieron cumpliendo los requeridos por el título H de la NSR10.
- Cálculo de capacidad portante y cálculo de asentamientos.
- Cálculo de factores de seguridad.
- Cumplimiento de las recomendaciones constructivas.

1.1.16. PLANOS ESTRUCTURALES:

Se revisa y certifica que se presentaron todos los despieces de los elementos estructurales, los cuales tienen concordancia con las memorias de cálculos presentadas. Teniendo presente los detalles necesarios para la correcta construcción de las estructuras requeridas para el proyecto.

Con lo anterior, se logra concluir que los perfiles estructurales presentados en la totalidad del proyecto cumplen con todos los requerimientos de la Norma sismorresistente colombiana NSR10.

1.1.17. ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES:

Se evidencia que los cálculos presentados de los elementos no estructurales son correctos. Después de revisar los despieces de cada elemento, ninguno tiene cuantías inferiores a las presentadas en los cálculos presentados. Presentando un Grado de desempeño: Superior.

2. POLIDEPORTIVA (ESTRUCTURA 2)

El presente proyecto tiene como alcance el diseño estructural de una edificación de (01) nivel, en estructura de péndulo invertido, con capacidad de disipación de energía moderada (DMO), según los requisitos mínimos sismo-resistentes de la norma aplicable vigente, "Reglamento Colombiano de Construcción Sismo-resistente NSR-10" actualizado por los decretos 2525 del 13 de julio de 2010, 092 del 17 de enero de 2011, 340 del 13 de febrero de 2012 y el Decreto 945 de 5 de junio de 2017.

REVISIÓN ESTRUCTURAL INDEPENDIENTE
Elaborado por: Ing. Efraín Roberto Rojas Núñez

2.1.1. ESPECIFICACIONES GENERALES:

ESPECIFICACIONES GENERALES

NORMA:

- Ley 400 de 1997, por medio de la cual se adoptó el reglamento sobre construcción sismorresistente; Decreto 926 del 19 de marzo de 2010, mediante la cual se expide el "REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCIÓN SISMO-RRESISTENTE NSR-10"; actualizado por los decretos 2525 del 13 de julio de 2010, 092 del 17 de enero de 2011, 340 del 13 de febrero de 2012 y el Decreto 945 de 5 de junio de 2017. TITULO A.10

SISTEMA ESTRUCTURAL:

- ESTRUCTURA DE PENDULO INVERTIDO CON CAPACIDAD DE DISIPACIÓN DE ENERGIA MODERADA (DMO) EN DIRECCIÓN X y Y

ANALISIS SISMICO:

- UBICACIÓN: Barrancabermeja - Santander (Aa:0.15, Av:0.15)
- TIPO DE SUELO: Suelo tipo D
- USO TIPO III: Estructuras de atención a la comunidad (1.25).
- COEFICIENTE DE DISIPACIÓN DE ENERGIA R0: Moderado (R0=1.5)

METODO DE ANÁLISIS:

- LA ESTRUCTURA DEL PROYECTO SE ANALIZÓ POR EL MÉTODO ELÁSTICO DE LA RIGIDEZ CON ENFOQUE MATRICIAL, EL CUAL CONSIDERA QUE LOS MATERIALES CUMPLEN LA LEY DE HOOKE Y LAS INCOGNITAS SON LOS DESPLAZAMIENTOS.

DATOS DE DISEÑO:

- Peso unitario del concreto reforzado = 24 kN/m3
- CUBIERTA EN TEJA
  Carga muerta = 0.30 kN/m2
  Carga viva = 0.50 kN/m2
  Carga de viento = 0.60 kN/m2

ESTUDIO GEOTECNICO Y CIMENTACIONES

- CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO: Qat:220 kN/m² a 1.50m por debajo del nivel de terreno.
- CIMENTACIÓN:Zapatas desplantadas en el nivel N-1.50 Y N-1.60, conexión entre zapatas por medio de vigas de cimentación desplantadas a N-1.40.
- Antes de fundir la cimentación el geotecnista deberá verificar la capacidad portante del suelo, aprobar y/o hacer las recomendaciones pertinentes para continuar.
- LA PROFUNDIDAD DE CIMENTACIÓN Y LA CAPACIDAD PORTANTE DEL SUELO DEBEN SER SUPERVISADAS EN OBRA POR EL INGENIERO DE SUELOS

NOTAS

- VERIFICAR COTAS Y NIVELES EN PLANOS ARQUITECTÓNICOS Y EN OBRA

2.1.2. ESPECIFICACIONES DE MATERIALES:

ESPECIFICACIONES DE MATERIALES

CONCRETO REFORZADO:

•	SOLADO:	f'c=14Mpa [2000psi]
•	CONCRETO:	f'c=24.5 Mpa [3500psi]; Para todos los elementos estructurales
•	ACERO DE REFERZO:	fy=420 Mpa [60000psi]; Para todas las barras corrugadas
•	MALLA ELECTROSOLDADA:	fy=420 Mpa [60000psi]; Para todas las mallas

NOTAS:

1. La resistencia a la compresión del concreto, a los 28 días, f'c=24.5 Mpa (245 kgf/cm2 = 3500 psi), y debe obtenerse del promedio de dos cilindros estándar ensayados a los 28 días.
2. El tamaño máximo del agregado grueso: 1" (2.5cm); la máxima relación agua / cemento de la dosificación de la mezcla: 0.45; la dosificación de la mezcla debe hacerse por peso y debe ser realizada por un laboratorio especializado utilizando los mismos materiales que van a usar en la obra.
3. El asentamiento máximo (Slump) es de 10cm o 4", pero no debe ser menor de 2.5cm (1").
4. Los ganchos de los estribos deben intercalarse, de manera que no queden siempre en el mismo extremo.

ESTRUCTURA DE CUBIERTA AUTOPORTANTE:

•	PERFILES:	ASTM A500 GrC: fy= 425 Mpa, fu= 345 Mpa
•	PLATINAS:	A36: fy= 252Mpa, fu= 455Mpa
•	PERNOS:	SAE Gr8: Fnt=1034 Mpa
•	SOLDADURA:	E60xx, Para todas las conexiones a menos que se indique lo contrario

NOTAS:

5. Todas las dimensiones están dadas en metros y niveles en metros a menos que se indique la unidad de medida.
6. La estructura esta diseñada para soportar las combianciones de los pesos propios de las cubiertas, carga viva, viento y empozamiento.
7. Se requiere el desarrollo de planos de montaje y fabricación por parte del constructor de la estructura de acero.
8. Cualquier inquietud acerca de la fabricación y montaje de la estructura metálica deberá ser aclarada por medio del calculista.
9. Se recomienda el uso de soldaduras E6014 para conexiones, aplicadas de acuerdo con los lineamientos de la AWS D1.1.
10. Las soldaduras deben aplicarse en fábrica a menos que se especifique lo contrario o se emita a la interventoría un plan de control de calidad de soldaduras con ensayos no destructivos.
11. Las estructuras deben ser armadas en negro para verificar su geometría, inspección visual, dimensional y ensamble, a fin de evitar que después de pintadas se realicen perforaciones, cortes, marcado, etc.
12. Todas las perforaciones en las estructuras deben ser como máximo de 1/16" mayor que el diámetro de los tornillos, excepto en diámetros mayores a 1", donde la tolerancia debe ser 1/8".
13. En las conexiones pernadas, el espesor mínimo de las platinas de conexión debe ser 1/16" (1,6 mm) más grande que el mayor espesor de los miembros que conecta.
14. Las distancias nominales entre perforaciones y a borde deben ser 3,0 y 1,5 veces el diámetro del tornillo, respectivamente.
15. Preparación de superficies y acabado: todos los elementos de acero deberán someterse a un proceso de limpieza tipo SSPC-SP2 limpieza manual con cepillo de alambre. Primera capa de anticorrosivo y una segunda capa de acabado en esmalte uretano.
16. Con el objetivo de garantizar y prolongar la vida útil de la estructura metalica se recomienda la implementación de un producto anticorrosivo para minimizar los efectos que la estructura pueda sufrir ante su exposición al ambiente, en el proceso de su aplicación se deberan remover de la superficie los materiales que puedan impedir el contacto directo de la pintura con el acero, tales como polvos, combustible, grasas, oxido, residuos de pintura, entre otros.

2.1.3. PREDIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACION

Teniendo en cuenta la configuración de la edificación, con un sistema estructural de pórticos resistentes a momentos, se procede a pre dimensionar los elementos tales como vigas y columnas. Se pre dimensionan las vigas siguiendo las recomendaciones dadas en la tabla C.9.5 de la NSR-10, donde se dan las siguientes reglas básicas para determinar la altura mínima, para evitar deflexiones elásticas inmediatas y grandes deformaciones elastoplásticas a largo plazo.

TABLA C.9.5(a) — Alturas o espesores mínimos de vigas no preesforzadas o losas reforzadas en una dirección a menos que se calculen las deflexiones

	Espesor mínimo, **h**			
	Simplemente apoyados	Con un Extremo continuo	Ambos Extremos continuos	En voladizo
Elementos	Elementos que **NO** soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes.			
Losas macizas en una dirección	$\frac{\ell}{20}$	$\frac{\ell}{24}$	$\frac{\ell}{28}$	$\frac{\ell}{10}$
Vigas o losas nervadas en una dirección	$\frac{\ell}{16}$	$\frac{\ell}{18.5}$	$\frac{\ell}{21}$	$\frac{\ell}{8}$

TIPO DE APOYO	LUZ LIBRE	ESP.
Simplemente apoyados H=L/16	0.00	0.00
Con un extremo continuo H=L/18.5	8.05	0.44
Ambos extremos continuos H=L/21	7.95	0.38
En voladizo H=L/8	0.00	0.00
H de diseño=	0.44	
H Real [m]=	**0.50**	

2.1.4. CHEQUEOS DE DEFLEXIONES

DEFLEXIONES

CHEQUEO DE DEFLEXIONES A LARGO PLAZO

Propiedades del refuerzo	
fy [MPa]	420
Es	200000
Deformación unitaria min. del acero (Et)	0.002

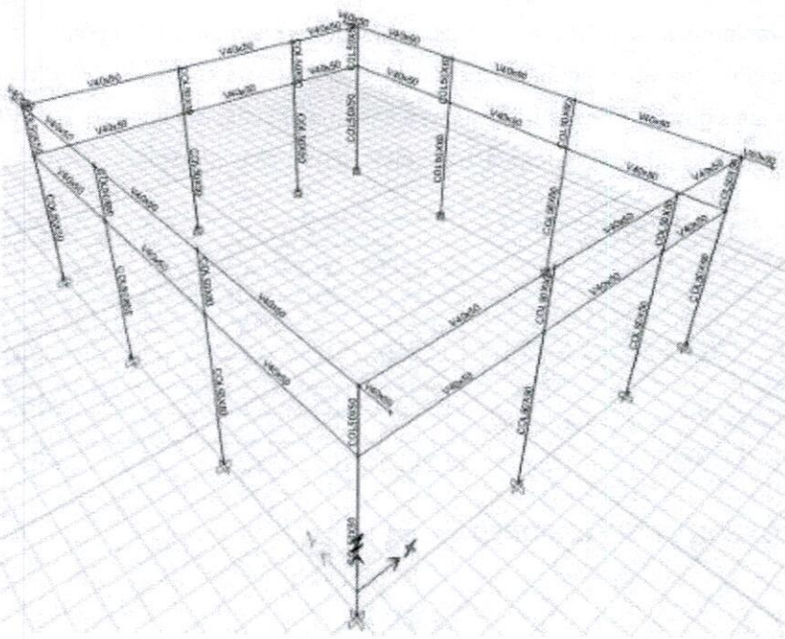
Propiedades del concreto	
fc [Mpa]	24.50
Ec [N/mm2] o [Mpa]	23264
Def. unit. max. del concreto (Ec)	0.003
Lambda (peso del concreto λ) [-] <C.2.1>	1
β1 (No puede ser menor a 0.65)	0.85
Densidad del concreto [KN/m3]	24.00
Modulo de ruptura del concreto (f'r) [MPa]	3.46
Razon modulas [n]	8.60

Dimensiones de viga	
Nombre de viga crítica	**VUCB-4**
Ancho (b) [m]	0.4
Alto (h) [m]	0.5
Inercia de la sección (Ig) [mm4]	4.17E+09
Distancia desde el eje centroidal hasta la fibra extrema a tensión (yt = h/2) [mm]	250
Recubrimiento [m]	0.04
d [m]	0.46
Ancho (Para analisis de vigas aisladas, el ancho = 1) [m]	1
Luz viga (L) [m]	8.03

Cargas	
Carga PP (Losa) [KN/m2]	0
Carga SM Aplicada Tabla B.3.4.3-1 [KN/m2]	0.4
Carga L Aplicada en area [KN/m2]	0.5
Carga muerta (D) [N/m]	5200
Carga viva (L) [N/m]	500
Carga de servicio (D+L) [N/m]	5700
Porc. de carga viva permanente (%)	30%
Carga de servicio (D+%L) [N/m]	5350.00

Momento de agretamiento (Magr) [N*m]	57747.05
* Se calculará el eje neutro y el momento de inercia de la sección agrietada (Iagr), con el acero de refuerzo requerido por la envolvente, trabajando simplemente reforzada	
Acero suministrado con la combinación envolvente (As_env) [mm]	1110
Eje Neutro (Variable macro) [mm]	126.201185
Ecuación [Mc corman pag. 47) = 0	0
Momento de inercia de la sección reforzada (Iagr) [mm4]	1.33E+09
Deflexiones por carga Wd	
Momento por carga "Wd" [N*m]	41900
Momento inercia efectivo para carga "Wd" (Ie_d) [mm4] Pag. 174	8.75E+09
Deflexión instantanea δ_D [mm]	1.3824
Deflexiones por carga W(d+L)	
Momento por carga "Wd+L" [N*m]	55600
Momento inercia efectivo para carga W(d+L) (Ie_D+L) [mm4]	4.51E+09
Deflexión instantanea δ_D+L [mm]	2.9425
Deflexiones por carga W(L)	
Deflexión instantanea δ_L [mm]	1.5601
Deflexiones por carga W(d+%L)	
Momento por carga "Wd+%L" [N*m]	43000
Momento inercia efectivo para carga W(d+%L) (Ie_D+%L) [mm4]	8.20E+09
Deflexión instantanea δ_D+%L [mm]	1.5185
Deflexiones por carga W(%L)	
Deflexión instantanea δ_%L [mm]	0.1362
Factor dependiente del tiemo (ξ∞) Pag. 175	2
As_env = As' [mm2]	1110
ρ'	0.0060
Incremento de deflexión (λ∞)	1.54
δ_LT [mm]	3.89
δmax Entrepiso no suceptible a daños por grandes deflexiones W_d+L (Luz/240) [mm]	33.4583333
CUMPLE	

2.1.5. MODELAMIENTO DEL SISTEMA ESTRUCTURAL



2.1.6. DESCRIPCIÓN DE LA ZONA DE AMENAZA

Según la norma NSR-10 la zona de amenaza sísmica para el municipio de Barrancabermeja corresponde a ***"Intermedia";*** el coeficiente que representa la aceleración horizontal pico efectiva (***Aa***) es *0.15 y* el coeficiente que representa la velocidad horizontal pico efectiva (***Av***) es *0.15.*

Departamento de Santander						
Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
Bucaramanga	68001	0.25	0.25	Alta	0.15	0.09
Aguada	68013	0.15	0.20	Intermedia	0.17	0.09
Albania	68020	0.15	0.15	Intermedia	0.09	0.06
Aratoca	68051	0.25	0.25	Alta	0.11	0.07
Barbosa	68077	0.15	0.20	Intermedia	0.09	0.06
Barichara	68079	0.20	0.25	Alta	0.13	0.08
Barrancabermeja	68081	0.15	0.15	Intermedia	0.06	0.04
Betulia	68092	0.20	0.20	Intermedia	0.13	0.09
Bolivar	68101	0.15	0.15	Intermedia	0.07	0.04
Cabrera	68121	0.20	0.20	Intermedia	0.13	0.08
California	68132	0.25	0.25	Alta	0.09	0.05
Capitanejo	68147	0.25	0.25	Alta	0.11	0.06
Carcasi	68152	0.25	0.25	Alta	0.12	0.06
Cepitá	68160	0.25	0.25	Alta	0.11	0.06
Cerrito	68162	0.25	0.25	Alta	0.11	0.06
Charalá	68167	0.20	0.25	Alta	0.08	0.05
Charta	68169	0.25	0.25	Alta	0.09	0.06
Chima	68176	0.15	0.20	Intermedia	0.20	0.10
Chipatá	68179	0.15	0.20	Intermedia	0.11	0.07
Cimitarra	68190	0.15	0.15	Intermedia	0.06	0.04
Concepción	68207	0.25	0.25	Alta	0.12	0.06
Confines	68209	0.20	0.20	Intermedia	0.09	0.06
Contratación	68211	0.15	0.20	Intermedia	0.20	0.10
Coromoro	68217	0.20	0.25	Alta	0.09	0.06
Curití	68229	0.20	0.25	Alta	0.10	0.06

Tabla 2. Amenaza sísmica en Barrancabermeja, Santander. Fuente: NSR-10

2.1.7. DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL

Método de Análisis	Fuerza Horizontal Equivalente
Estructura	Pórticos en concreto
Zona de amenaza sísmica	Intermedia
Grupo de uso	III
Capacidad de disipación de energía	Moderada
Coeficiente de disipación de energía	Ro: 1.50 R: 1.35
Irregularidades (Planta-Altura-Redundancia)	$\emptyset p = 1.00$ $\emptyset a = 1.00$ $\emptyset r = 1.00$

2.1.8. DETALLES GEOTECNICOS (TOMADOS DEL ESTUDIO DE SUELOS)

Desde el concepto del ingeniero geotecnista para la propuesta de un sistema estructural de pórticos resistentes a momentos. Se toman los valores de la capacidad admisible del suelo encontrado en sitio, el perfil del suelo, el tipo de cimentación y la profundidad de desplante a la que debe someterse la cimentación.

CUBIERTA:

Para la cimentación de la estructura tipo cubierta se recomienda una cimentación de tipo superficial, mediante zapatas aisladas y/o corridas desplantadas a -1.50m de profundidad. De esta forma la estructura se cimentará sobre un estrato de arcilla arenosa con algo de grava de consistencia rígida a dura. Se recomienda realizar un mejoramiento del suelo mediante concreto ciclópeo de 2000PSI de 0,50m de espesor hasta alcanzar una profundidad máxima de -2.0m

Por último, se recomienda que las zapatas deben estar conectadas por medio de vigas de fundación para evitar asentamientos diferenciales.

Teniendo en cuenta lo anterior y los análisis de los estados límites de falla y de servicio calculados, se recomienda cimentar a 1.50 metros de profundidad con una capacidad admisible no mayor a 22.0 ton/m2.

2.1.9. ANÁLISIS DE CARGAS

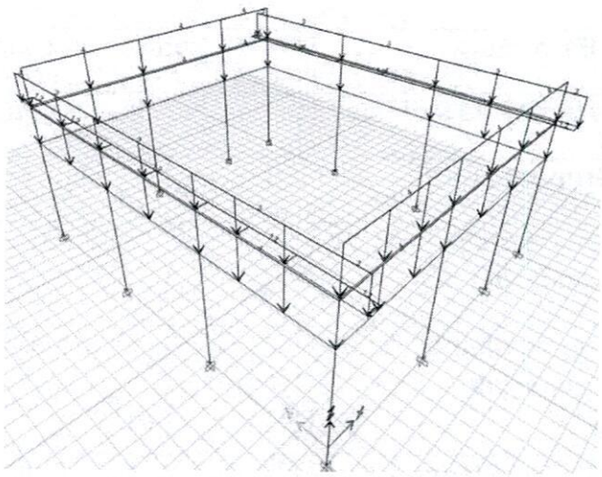


Ilustración 10. Carga muerta sobreimpuesta aplicada en vigas aéreas.

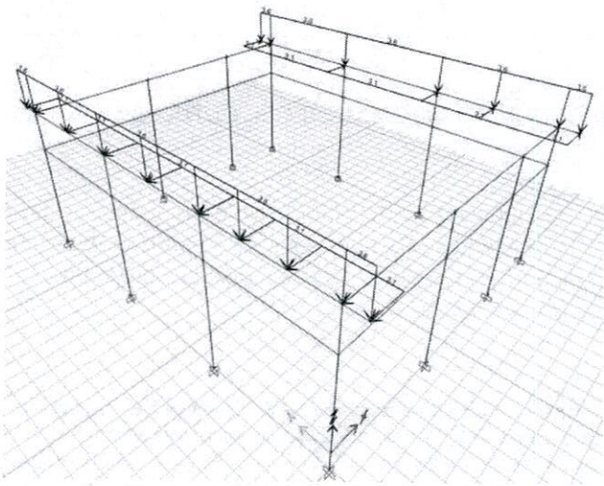


Ilustración 111. Carga viva aplicada en vigas aéreas.

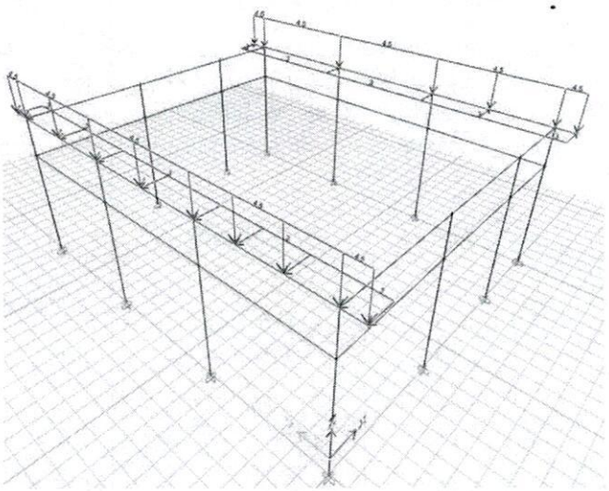


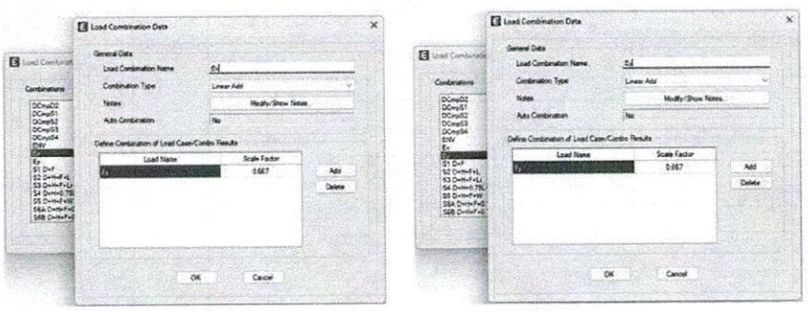
Ilustración 122. Carga de viento aplicada en vigas aéreas.

2.1.10. CHEQUEO DE FUERZA SISMICA Y COMBINACIONES DE CARGA

DESCRIPCIÓN	COEFICIENTE	OBSERVACIÓN	
Irregularidades en planta [Φp]	1.00	No existen	
Irregularidades en altura [Φa]	1.00	No existen	
Ausencia de redundancia [Φr]	1.00	No existen	
Coef. De capacidad disipacion de energia basico [R0x]	1.50	Estructra de péndulo invertido	
Coef. De capacidad disipacion de energia basico [R0y]	1.50	Estructra de péndulo invertido	
Coef. de capacidad de disipacion de energia de diseño	1.50	Valor en modelo Etabs en X:	0.667
[R'=Φp*Φa*Φr*R0]	1.50	Valor en modelo Etabs en Y:	0.667

El coeficiente de disipación de energía Ro, funciona como divisor de la fuerza sísmica obtenida en los cálculos, esto debido a las siguientes condiciones:

- La capacidad de disipación de energía de la estructura debido a la hipótesis de que entra en el rango inelástico del evento sísmico.
- La redundancia debido a la capacidad de soportar fuerzas en varios trayectos.
- La redistribución de esfuerzo en las diferentes partes geométricas de la estructura.



Las principales cargas en esta estructura corresponden: Carga muerta (D), carga muerta sobreimpuesta (SD), carga viva (L), carga de cubierta (Lr) y carga sísmica (E). De acuerdo con el título B.2.4.2 de la norma, se diseñó la estructura y sus componentes de tal manera que sus resistencias siempre igualen o excedan los efectos producidos por las cargas mayoradas en las siguientes combinaciones:

NÚMERO	COMBO
C1	1.4D
C2	1.2D+1.2F+1.6L+1.6H
C3A	1.2D+1.6Lr+0.5W
C3B	1.2D+1.6Lr+0.5L
C4	1.2D+1.0W+1.0L+0.5Lr
C5A	1.2D+1.0L+1.0Ex+0.3Ey
C5B	1.2D+1.0L+1.0Ex-0.3Ey
C5C	1.2D+1.0L-1.0Ex+0.3Ey
C5D	1.2D+1.0L-1.0Ex-0.3Ey
C6	0.9D+1.6H+1.0W
C7A	0.9D+1.6H+1.0Ex+0.3Ey
C7B	0.9D+1.6H+1.0Ex-0.3Ey
C7C	0.9D+1.6H-1.0Ex+0.3Ey
C7D	0.9D+1.6H-1.0Ex-0.3Ey

De acuerdo con el título B.2.3.1 de la norma, se diseñó para la combinación que produzca el efecto más desfavorable en la edificación, en su cimentación, o en el elemento estructural bajo consideración. El efecto más desfavorable puede ocurrir cuando una o varias de las cargas no actúan.

NÚMERO	COMBO
S1	D+F
S2	D+H+F+L
S3	D+H+F+Lr
S4	D+H+0.75L+0.75Lr
S5	D+H+F+W
S6A	D+H+F+0.7Ex+0.21Ey
S6B	D+H+F+0.7Ex-0.21Ey
S6C	D+H+F+0.21Ex-+0.7Ey
S6D	D+H+F+0.21Ex-0.7Ey
S7	D+H+F+0.75W+0.75L+0.75Lr

NÚMERO	COMBO
S8A	D+H+F+0.52Ex+0.16Ey
S8B	D+H+F+0.52Ex-0.16Ey
S8C	D+H+F+0.16Ex+0.52Ey
S8D	D+H+F+0.16Ex-0.52Ey
S9	0.6D+W+H
S10A	0.6D+H+0.7Ex+0.21Ey
S10B	0.6D+H+0.7Ex-0.21Ey
S10C	0.6D+H+0.21Ex+0.7Ey
S10D	0.6D+H+0.21Ex-0.7Ey

2.1.11. CHEQUEO DE IRREGULARIDADES

CHEQUEO POR AUSENCIA DE REDUNDANCIA			
	DMO		
Sistema estructural	Pórticos resistente a momentos de concreto reforzado que resiste la totalidad de las fuerzas sismicas		
Para edificaciones cuyo sistema estructural de resistencia sísmica es de un material que cumple los requisitos de capacidad de disipación de energía moderada (DMO) el valor del factor de reducción de resistencia por ausencia de redundancia en el sistema estructural de resistencia sísmica, ϕr, se le asigna un valor de la unidad (ϕr=1.0)			
CUMPLE	ϕr	1	

Se verifica el cumplimiento del cálculo de las irregularidades en planta, altura y redundancia de la estructura.

2.1.12. CHEQUEO DE DERIVAS Y UMBRAL DE DAÑO:

Se revisaron las tablas presentadas en la memoria de cálculos, en las que se evidencia el cumplimiento de cada una de las derivas en cada estructura. teniendo presente que ninguna exceda el porcentaje máximo de desplazamiento. Es decir, el 1%.

Por otro lado, en el chequeo de umbral de daño, se evidencia el cumplimiento de las derivas, siendo menores al 0.4% como lo exige la norma.

2.1.13. CHEQUEO DE CIMENTACIÓN:

De acuerdo con los chequeos de combinaciones de cimentación, se corrobora que las dimensiones de las secciones y el hierro a implementar en cada elemento cumple con las cargas últimas requeridas por la estructura, teniendo presente las cargas muertas, vivas y sísmicas.

Por tanto, los cálculos presentados son correctos.

UBICACIÓN DE ZAPATAS						
ID	S6B D+H+F+0.7Ex-0.21Ey		S6C D+H+F+0.21Ex-+0.7Ey		TIPO	DIMENSION
	FZ	MY	FZ	MX		
11	198.2609	-355.0824	-	-	TP01	1.80X1.80X0.6
14	198.804	-439.7147	-	-	TP01	1.80X1.80X0.6
17	200.6163	-351.4155	-	-	TP01	1.80X1.80X0.6
20	201.3277	-445.183	-	-	TP01	1.80X1.80X0.6
87	-	-	139.7372	185.5365	TP02	1.60X1.60X0.5
8	-	-	142.4474	174.5336	TP02	1.60X1.60X0.5
23	-	-	227.2866	197.0915	TP02	1.60X1.60X0.5
27	-	-	228.1852	186.7198	TP02	1.60X1.60X0.5
1	-	-	192.3057	151.7364	TP03	1.20X2.00X0.5
4	-	-	151.3652	153.2478	TP03	1.20X2.00X0.5
30	-	-	192.66	140.0361	TP03	1.20X2.00X0.5
33	-	-	152.7149	119.5626	TP03	1.20X2.00X0.5

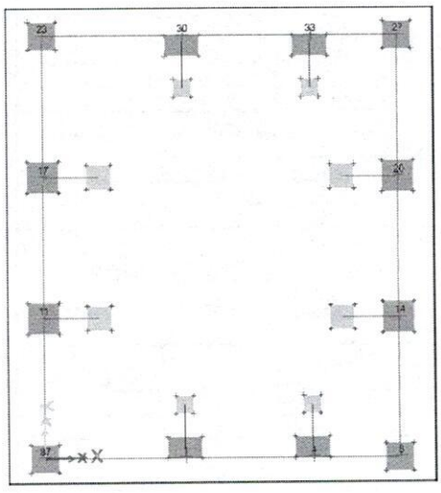


Ilustración 13. Ubicación de zapatas

REVISIÓN ESTRUCTURAL INDEPENDIENTE
Elaborado por: Ing. Efraín Roberto Rojas Núñez

DISEÑO DE COLUMNA EXPUESTA A VOLTEO - IMPLEMENTANDO UN CONTRAPESO

PROPIEDADES DE LOS ELEMENTOS			CUANTIA Y FACTORES	
f'_c [Mpa]	24.5		$\rho_{min\ retracción\ y\ fraguado}$	0.002
f'_y [Mpa]	420		ρ_{max}	0.025
Densidad del concreto [KN/m3]	24		Factor de reducción por Cortante	0.75
Densidad del ciclopeo [KN/m3]	23		Factor de reducción por Traccion	0.9
			Factor de carga carga vertical	1.2
			Factor de carga presiones laterales	1.6

SUELO				
Coef. fricción Concreto-suelo	0.5		Densidad del suelo (w) [KN/m3]	18.00
Presión activa (Ca)	0.33		Capacidad portante (Qa) [kn/m2]	220.00
Presión pasiva (Cp)	3.00			

DIMENSIONAMIENTO DE LA ESTRUCTURA				
COLUMNA	DIMENSIÓN		VIGA ENLACE	DIMENSIÓN
Ancho (Bc) [m]	0.60		Base [m]	0.40
Largo (Lc) [m]	0.50		Alto [m]	0.60
			Longitud [m]	3.20
ZAPATA	DIMENSIÓN		CONTRAPESO	DIMENSIÓN
Profundidad de desplante (Prof) [m]	1.50		Largo (Lm) [m]	1.40
Largo de Zapata (Lz) [m]	1.80		Ancho (Bm) [m]	1.40
Ancho de zapata (Bz) [m]	1.80		Espesor [m]	1.20
Espesor zapata (Ez) [m]	0.60			
Espesor mejoramiento con ciclopeo	0.50			
Tipo de zapata	Centrica			

CHEQUEO A VOLTEO - MOMENTO QUE GENERA VOLTEO

F.S. CONTRA VOLTEO = Mresistente/Mvolteo **1.63** **F.S MAYOR A 1.40 - CUMPLE**

Momento de volteo				
Descripción	Fuerza [KN]	Brazo [m]	Momento [KN*m]	
Fuerza horizontal			445.18	
TOTAL	**0.00**		**445.18**	

Momento resistente				
Descripción	Fuerza [KN]	Brazo [m]	Momento [KN*m]	
Pn	201.33	0.95	191.26	
w1 - pedestal	0.00	0.95	0.00	
w2 - Zapata	46.66	0.90	41.99	
w3 - Mejoramiento con ciclopeo	0.00	0.90	0.00	
w4 - Terreno sobre zapata	47.63	0.90	42.87	
w5 - Viga de enlace longitudinal	9.22	3.40	31.33	
w6 - Terreno sobre la viga de enlace	10.37	3.40	35.25	
w6 - Muerto	56.45	5.70	321.75	
w7 - Terreno sobre el muerto	10.58	5.60	59.27	
TOTAL	**382.23**		**723.73**	

CHEQUEO A DESLIZAMIENTO

F.S CONTRA DESLIZAMIENTO = Fresistente/Fdeslizante **3.08** **F.S MAYOR A 1.5 - CUMPLE**

FUERZA DESLIZANTE	Fuerza [KN]		FUERZA RESISTENTE	Fuerza [KN]
Fuerza horizontal	62.05		∑Wi*Coeficiente de fricción	191.12
TOTAL	**62.05**			**191.12**

REVISIÓN ESTRUCTURAL INDEPENDIENTE

Elaborado por: Ing. Efraín Roberto Rojas Núñez

DISEÑO DE COLUMNA EXPUESTA A VOLTEO - IMPLEMENTANDO UN CONTRAPESO

PROPIEDADES DE LOS ELEMENTOS			CUANTIA Y FACTORES	
f'_c [Mpa]	21		$\rho_{min\ retracción\ y\ fraguado}$	0.002
f'_y [Mpa]	420		ρ_{max}	0.025
Densidad del concreto [KN/m3]	24		Factor de reducción por Cortante	0.75
Densidad del ciclopeo [KN/m3]	23		Factor de reducción por Traccion	0.9
			Factor de carga carga vertical	1.2
			Factor de carga presiones laterales	1.6

SUELO				
Coef. fricción Concreto-suelo	0.5		Densidad del suelo (w) [KN/m3]	18.00
Presión activa (Ca)	0.33		Capacidad portante (Qa) [kn/m2]	290.00
Presión pasiva (Cp)	3.00			

DIMENSIONAMIENTO DE LA ESTRUCTURA				
COLUMNA	**DIMENSIÓN**		**VIGA ENLACE**	**DIMENSIÓN**
Ancho (Bc) [m]	0.50		Base [m]	0.40
Largo (Lc) [m]	0.50		Alto [m]	0.50
			Longitud [m]	3.00
ZAPATA	**DIMENSIÓN**		**CONTRAPESO**	**DIMENSIÓN**
Profundidad de desplante (Prof) [m]	1.50		Largo [m]	1.00
Largo de Zapata (Lz) [m]	2.00		Ancho [m]	1.00
Ancho de zapata (Bz) [m]	1.20		Espesor [m]	1.00
Espesor zapata (Ez) [m]	0.50			
Espesor mejoramiento con ciclopeo	0.50			
Tipo de zapata	Excentrica			

CHEQUEO A VOLTEO - MOMENTO QUE GENERA VOLTEO

F.S. CONTRA VOLTEO = Mresistente/Mvolteo **1.97** **F.S MAYOR A 1.40 - CUMPLE**

Momento de volteo				
Descripción	Fuerza [KN]	Brazo [m]	Momento [KN*m]	
Fuerza horizontal			153.24	
TOTAL	**0.00**		**153.24**	

Momento resistente				
Descripción	Fuerza [KN]	Brazo [m]	Momento [KN*m]	
Pn	151.36	0.35	52.98	
w1 - pedestal	6.00	0.35	2.10	
w2 - Zapata	28.80	0.60	17.28	
w3 - Mejoramiento con ciclopeo	0.00	0.60	0.00	
w4 - Terreno sobre zapata	38.70	0.85	32.90	
w5 - Viga de enlace longitudinal	6.24	2.70	16.85	
w6 - Terreno sobre la viga de enlace	9.36	2.70	25.27	
w6 - Muerto	24.00	4.70	112.80	
w7 - Terreno sobre el muerto	9.00	4.70	42.30	
TOTAL	**273.46**		**302.47**	

CHEQUEO A DESLIZAMIENTO

F.S CONTRA DESLIZAMIENTO = Fresistente/Fdeslizante **2.65** **F.S MAYOR A 1.5 - CUMPLE**

FUERZA DESLIZANTE	Fuerza [KN]		FUERZA RESISTENTE	Fuerza [KN]
Fuerza horizontal	51.54		∑Wi*Coeficiente de fricción	136.73
TOTAL	**51.54**			**136.73**

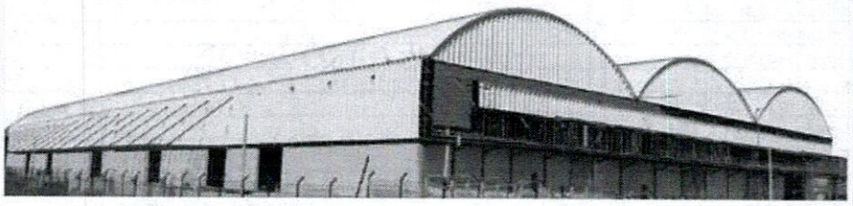
2.1.14. CHEQUEO DE DISEÑO DE CUBIERTA:

cubricol

• Cubiertas Autoportantes • Cubiertas Standing Seam
• Cubiertas Termoacústicas • Tejas de acero • Comercialización de acero

CUBIERTAS AUTOPORTANTES

Las cubiertas autoportantes **CUBRI -680 y CUBRI-360** son un sistema constructivo de vanguardia que NO requieren estructura metálica de soporte, (SIN CERCHAS, SIN CORREAS) logrando cubrir luces de hasta 36 metros (ancho) sin apoyos intermedios.

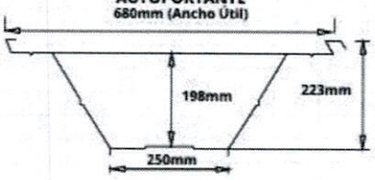


CARACTERISTICAS

El sistema autoportante es un conjunto de tejas en arco de acero estructural galvanizado prepintado fabricado insitu a medida específica de cada proyecto, su producción se realiza mediante tecnología de punta, con equipos especializados.

DIMENSIONES

AUTOPORTANTE
680mm (Ancho Útil)



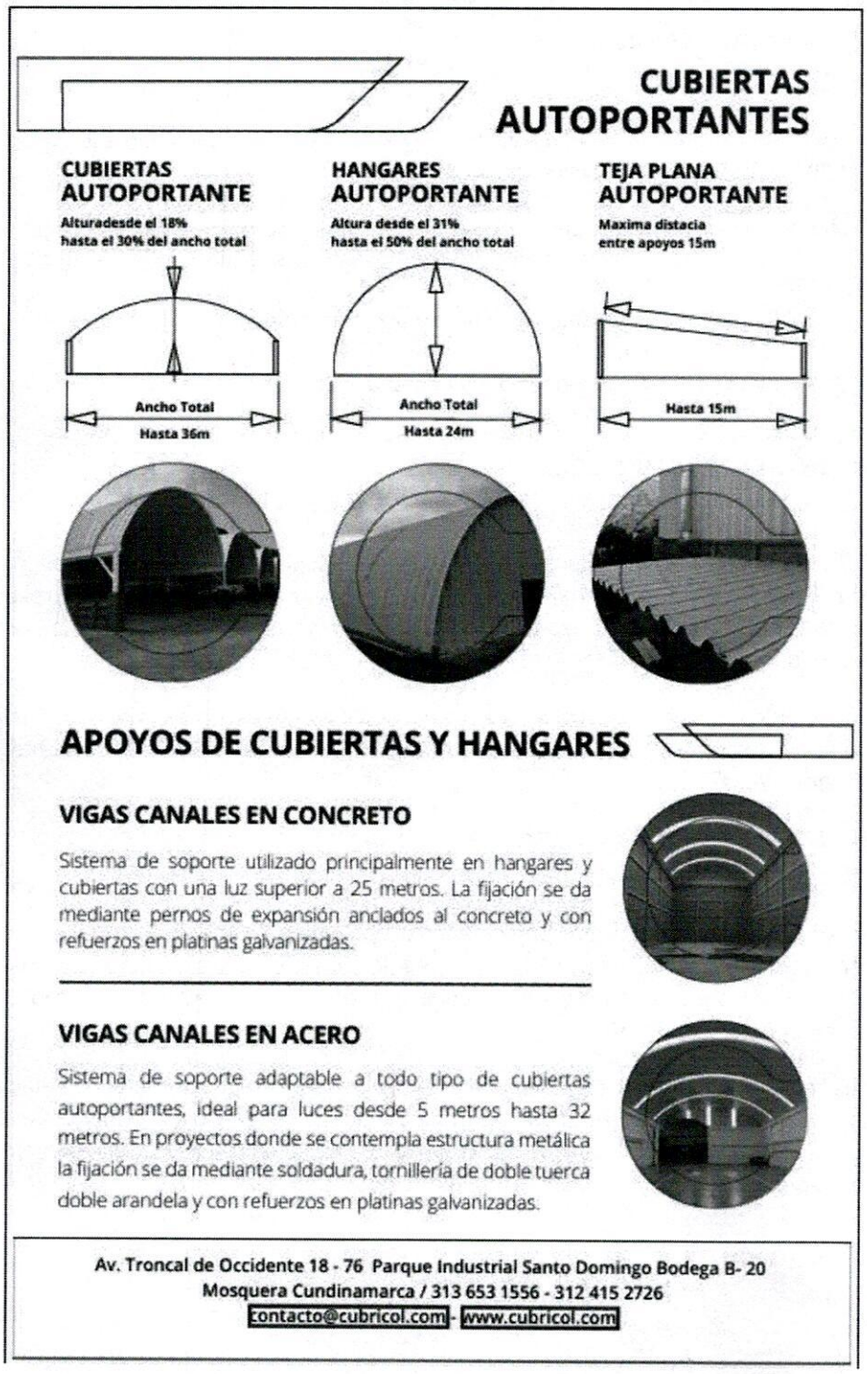
AUTOPORTANTE
360mm (Ancho Útil)



VENTAJAS

- No requiere estructura de soporte.
- No tiene traslapados ni perforaciones (sin goteras).
- Menores tiempos de ejecución, hasta 1000 m2/día.
- Ahorro en costos.
- Cumple con norma sismo resistente NSR10.
- Aumenta el volumen utilizable de cada proyecto.
- Amigable con el medio ambiente.
- Adaptable a diferentes lenguajes arquitectónicos.

Somos los únicos en el mercado con dos perfiles autoportantes diferentes, enfocados a la optimización de cada proyecto.


CUBIERTAS
AUTOPORTANTES
CUBIERTAS AUTOPORTANTE
Alturadesde el 18%
hasta el 30% del ancho total
Ancho Total
Hasta 36m
HANGARES AUTOPORTANTE
Altura desde el 31%
hasta el 50% del ancho total
Ancho Total
Hasta 24m
TEJA PLANA AUTOPORTANTE
Maxima distacia
entre apoyos 15m
Hasta 15m
APOYOS DE CUBIERTAS Y HANGARES
VIGAS CANALES EN CONCRETO
Sistema de soporte utilizado principalmente en hangares y cubiertas con una luz superior a 25 metros. La fijación se da mediante pernos de expansión anclados al concreto y con refuerzos en platinas galvanizadas.
VIGAS CANALES EN ACERO
Sistema de soporte adaptable a todo tipo de cubiertas autoportantes, ideal para luces desde 5 metros hasta 32 metros. En proyectos donde se contempla estructura metálica la fijación se da mediante soldadura, tornillería de doble tuerca doble arandela y con refuerzos en platinas galvanizadas.
Av. Troncal de Occidente 18 - 76 Parque Industrial Santo Domingo Bodega B- 20
Mosquera Cundinamarca / 313 653 1556 - 312 415 2726
contacto@cubricol.com - www.cubricol.com

REVISIÓN ESTRUCTURAL INDEPENDIENTE
Elaborado por: Ing. Efraín Roberto Rojas Núñez

2.1.15. ESTUDIO DE SUELOS:

Se revisa el estudio de suelos y se indica que se está dando cumplimiento a lo estipulado en el título H de la NSR10, en los siguientes parámetros:

- Profundidad y número de sondeos de acuerdo con las características de las estructuras. El número de sondeos mínimos se hicieron cumpliendo los requeridos por el título H de la NSR10.
- Cálculo de capacidad portante y cálculo de asentamientos.
- Cálculo de factores de seguridad.
- Cumplimiento de las recomendaciones constructivas.

2.1.16. PLANOS ESTRUCTURALES:

Se revisa y certifica que se presentaron todos los despieces de los elementos estructurales, los cuales tienen concordancia con las memorias de cálculos presentadas. Teniendo presente los detalles necesarios para la correcta construcción de las estructuras requeridas para el proyecto.

Con lo anterior, se logra concluir que los perfiles estructurales presentados en la totalidad del proyecto cumplen con todos los requerimientos de la Norma sismorresistente colombiana NSR10.

2.1.17. ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES:

Se evidencia que los cálculos presentados de los elementos no estructurales son correctos. Después de revisar los despieces de cada elemento, ninguno tiene cuantías inferiores a las presentadas en los cálculos presentados. Presentando un Grado de desempeño: SUPERIOR.

Después de realizar un chequeo de las estructuras diseñadas estructuralmente, se verifica que cumplen con los parámetros exigidos por la Norma Sismorresistente Colombiana del 2010 y sus decretos complementarios; Por tanto, se aprueban los diseños realizados por el ingeniero estructural y se avalan para su radicación en curaduría urbana.

Atentamente,

EFRAÍN ROBERTO ROJAS NÚÑEZ
Ingeniero Civil – Esp. en Estructuras
M.P. 021037-0517062 ATL