MEMORIAS DE DISEÑO Y CÁLCULO ESTRUCTURAL
Proyecto: MEJORAMIENTO DE LA INFRAESTRUCTURA EDUCATIVA DE LA ESCUELA VEGA DE SAN JUAN MEDIANTE LA CONSTRUCCIÓN DE SALONES Y BATERÍA SANITARIA EN EL MUNICIPIO DE HATO DEPARTAMENTO DE SANTANDER

Hato, Santander

CONSULTOR:
LC INGENIERÍA Y DISEÑO SAS
Ing. LUZ CONSUELO LUNA CARRILLO
Ing. Civil – Especialista en Estructuras
M.P.68202-090543 STD

Bucaramanga, Septiembre de 2.025

Bucaramanga, Septiembre de 2025

MEMORIAL DE RESPONSABILIDAD
DISEÑO ESTRUCTURAL

Yo, LUZ CONSUELO LUNA CARRILLO, identificada con C.C. 37.726.063 de Bucaramanga, con matrícula profesional N°68202-090543 STD, certifico que los planos y diseños estructurales realizados para el proyecto cuyo objeto "MEJORAMIENTO DE LA INFRAESTRUCTURA EDUCATIVA DE LA ESCUELA VEGA DE SAN JUAN MEDIANTE LA CONSTRUCCIÓN DE SALONES Y BATERÍA SANITARIA EN EL MUNICIPIO DE HATO DEPARTAMENTO DE SANTANDER", han sido realizados siguiendo los requisitos del Reglamento NSR-10 vigentes.



Ing. LUZ CONSUELO LUNA CARRILLO
Especialista en Estructuras
UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
Gerente y Representante Legal
LC Ingeniería y Diseño SAS
NIT.901.040.226-7

REPÚBLICA DE COLOMBIA
COPNIA
Consejo Profesional Nacional de Ingeniería

Certificado de vigencia y antecedentes disciplinarios
CVAD-2025-3911051

CONSEJO PROFESIONAL NACIONAL DE INGENIERÍA
COPNIA

EL DIRECTOR GENERAL

CERTIFICA:

1. Que LUZ CONSUELO LUNA CARRILLO, identificado(a) con CEDULA DE CIUDADANIA 37726063, se encuentra inscrito(a) en el Registro Profesional Nacional que lleva esta entidad, en la profesión de INGENIERIA CIVIL con MATRICULA PROFESIONAL 68202-090543 desde el 21 de Febrero de 2002, otorgado(a) mediante Resolución Nacional 2812.

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 dieciseis (16) días del mes de Septiembre del año dos mil veinticinco (2025).

Rubén Dario Ochoa Arbeláez

Firmal del titular (*)

(*)Con el fin de verificar que el titular autoriza su participación en procesos estatales de
no invalida el Certificado
El presente es un documento público expedido electrónicamente con firma digital que ga
establecido en la Ley 527 de 1999. Para verificar la firma digital, consulte las propiedades
Para verificar la integridad e inalterabilidad del presente c
https://tramites.copnia.gov.co/Copnia_Microsite/CertificateOfGoodStanding/CertificateOf(
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



Diseño Estructural
Aula Hato
Septiembre de 2.025

Control de cambios y registro de envíos

	Elaborado por	Revisado por	Estado
LC Ingeniería y Diseño SAS	Ing. Luz Consuelo Luna Carrillo M.P.68202-090543 STD	Especialista Estructural	Documento inicial
Fecha:	29/09/2025	29/09/2025	29/09/2025

Histórico de revisiones

Enviado a	Versión	Fecha	Autorizó
Propietario del Proyecto	04	29/09/2025	Ing. Luz Consuelo Luna Carillo

Requisitos recibidos del cliente:

Documento	Cantidad	Fecha
Planos arquitectónicos	01	26/09/2025
Estudio de suelos	01	30/09/2022

MEMORIAS DE DISEÑO Y CÁLCULO ESTRUCTURAL
TABLA DE CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN 12
2. PROCEDIMIENTO DE DISEÑO Y CÁLCULO ESTRUCTURAL 14
2.1 DEFINICIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL Y EVALUACIÓN DE SOLICITACIONES 14
2.2 OBTENCIÓN DEL NIVEL DE AMENAZA SÍSMICA Y LOS VALORES DE Aa Y Av 14
2.3 DETERMINACIÓN DE LOS MOVIMIENTOS SÍSMICOS DE DISEÑO A.2 14
2.4 ANÁLISIS DINÁMICO 15
2.5 VERIFICACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS 15
2.6 OBTENCIÓN DE ESFUERZOS 15
2.7 CRITERIO DE CÁLCULO ESTRUCTURAL 15
2.8 HIPÓTESIS DE ANÁLISIS 16
3. INFORMACIÓN GENERAL DEL PROYECTO 17
4. SISTEMA, MATERIALES Y CARGAS DE DISEÑO 18
4.1 DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL UTILIZADO 18
4.1.1 LÍMITE DE ALTURA PARA EL SISTEMA ESTRUCTURAL EMPLEADO 18
4.1.2 TIPO DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL UTLIZADO 19
4.1.3 SOFTWARE UTILIZADO 19
4.1.3.1 Descripción del Software utilizado CYPECAD 19
4.2 NORMAS CONSIDERADAS 21
4.3 MATERIALES 21
4.4 DEFINICIÓN DE COMBINACIONES DE CARGA 23
4.4.1 AVALÚO DE CARGAS (B.3.3 NSR-10) 26
4.4.1.1 CARGA MUERTA 26
4.4.1.1.1 Carga muerta de elementos no estructurales B.3.4 26
4.4.1.1.2 Carga muerta por elementos fijos B.3.5 27

4.4.1.1.3 Consideraciones especiales B.3.6 27
4.4.1.2 CARGA VIVA (B.4.2 NSR-10) 27
4.4.1.3 IMPACTO (B.4.4 NSR-10) 28
4.4.1.4 CARGAS POR EMPOZAMIENTO DE AGUA Y GRANIZO (B.4.8 NSR-10) 28
4.4.1.5 EMPUJE DE TIERRA Y PRESIÓN HIDROSTÁTICA (B.5 NSR-10) 28
4.4.1.6 FUERZAS DE VIENTO (B.6 NSR-10) 28
5. RESUMEN DEL DISEÑO Y MODELAMIENTO ESTRUCTURAL 30
5.1 MODELO ESTRUCTURAL DEL PROYECTO 30
5.2 RESUMEN ANÁLISIS DE CARGAS VERTICALES 33
5.3 DEFINICIÓN DE LOS PARÁMETROS DE DISEÑO 33
5.3.1 GRUPO DE USO DE LA EDIFICACIÓN 34
5.3.2 COEFICIENTE DE IMPORTANCIA 35
5.3.3 ESTUDIOS DE MICROZONIFICACIÓN SÍSMICA Y DEFINICIÓN DE PARÁMETROS Fa Y Fv 36
5.3.3.1 Coeficiente de amplificación del espectro por efecto de sitio Fa 36
5.3.3.2 Coeficiente de amplificación del espectro por efecto de sitio Fv: 37
5.4 SISTEMA ESTRUCTURAL 38
5.5 CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN: CHEQUEO DE IRREGULARIDADES 39
5.6 RESUMEN DE LOS PARÁMETROS SÍSMICOS DEL PROYECTO 40
5.7 ESPECTRO DE DISEÑO 41
5.8 DATOS DE ENTRADA EN EL PROGRAMA DE DISEÑO: LISTADO DE DATOS DE LA OBRA 42
5.9 RESUMEN ANÁLISIS DE CARGAS DE VIENTO 43
5.10 RESULTADOS DEL ANÁLISIS SISMICO 49
5.11 VERIFICACIÓN DE LAS DERIVAS Y DEFLEXIONES VERTICALES DE LA ESTRUCTURA (NSR-10 CAPÍTULO A.6) 59
5.12 REQUISITOS ESPECIALES PARA EDIFICACIONES INDISPENSABLES DE LOS GRUPOS III Y IV: UMBRAL DE DAÑO 63
5.12.1 DERIVA OBTENIDA PARA ANÁLISIS DE UMBRAL DE DAÑO 66
5.13 SEPARACIÓN ENTRE ESTRUCTURAS ADYACENTES POR CONSIDERACIONES SÍSMICAS 67

5.14 INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA 70
6. RESULTADOS OBTENIDOS DEL MODELAMIENTO 71
6.1 DEFINICIÓN DE COMBINACIONES DE CARGA 72
6.2 COMPROBACIONES DE VIGAS 72
6.2.1 COMPROBACIONES C.21 PARA UNA VIGA DETERMINADA 73
6.2.2 COMPROBACIONES PARA TODAS LAS VIGAS: LISTADO DE ARMADO DE VIGAS 143
6.3 COMPROBACIONES DE COLUMNAS 160
6.3.1 COMPROBACIONES C.21 PARA UNA COLUMNA DETERMINADA: EL RESULTADO DEL ANÁLSIS Y DISEÑO DE LAS DEMÁS COLUMNAS SE PRESENTA EN EL SIGUIENTE NUMERAL 160
6.3.1.1 COMPROBACIONES COLUMNA TIPO 1: C1, C2, C3, C7, C8, C9 160
6.3.1.2 COMPROBACIONES COLUMNA TIPO 2: C4, C5, C6 236
6.3.2 COMPROBACIONES PARA TODAS LAS DEMÁS COLUMNAS: COMPROBACIONES E.L.U 294
6.3.3 RESUMEN DEL CHEQUEO COLUMNA FUERTE – VIGA DÉBIL 299
6.4 DISEÑO DE LA LOSA DE ENTREPISO 303
6.5 DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN 303
6.5.1 DISEÑO DE ZAPATAS AISLADAS 306
6.5.2 DISEÑO DE LAS VIGAS DE CIMENTACIÓN 308
6.5.2.1 Viga de cimentación tipo 30x30 308
6.6 DISEÑO DE MUROS NO ESTRUCTURALES 310
6.7 DISEÑO DE CORREAS METÁLICAS EN CUBIERTA 318
6.8 CHEQUEO CUMPLIMIENTO CAPÍTULO J 330
6.8.1 Clasificación de la estructura en función del Grupo de Ocupación, Según J.1.1 331
6.8.2 Clasificación de la edificación en función del riesgo de pérdida de vidas humanas o amenaza de combustión 332
6.8.3 Resistencia requerida al fuego 333
6.8.4 Resistencia al fuego en horas de elementos de una edificación en todos los grupos de ocupación excepto R-1 y R-2 335
6.8.5 Evaluación de las provisiones de resistencia contra el fuego en elementos de edificaciones, conforme a J.3.5 336

6.8.6 Elementos de mampostería estructural y no estructural. Espesor mínimo de muros y losas de concreto en mm, para resistencias iguales o mayores a una (1) hora. 339

6.8.7 Prevención de la propagación del fuego hacia el interior, conforme a J.2.5, necesidad de muros cortafuegos 340

6.8.8 Detección y extinción de incendios, conforme a J.4 341

6.8.9 Sistemas y equipos para extinción de incendios, según J.4.3 342

7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 343

7.1 ESPECIFICACIONES DE CONSTRUCCIÓN 343

7.2 ASPECTOS GENERALES 343

7.3 MATERIALES 343

7.4 FORMALETAS 345

7.5 JUNTAS DE CONSTRUCCIÓN 345

7.6 ESPECIFICACIONES DEL CONCRETO 346

7.6.1 Recubrimientos 346

7.6.2 Durabilidad 346

7.6.3 Vaciado de Concreto 347

7.6.4 Segregación 348

7.6.5 Compactación 348

7.6.6 Curado de Concreto 348

7.6.7 Mezclado de Concreto 350

7.6.8 Transporte del Concreto 350

7.6.9 Preparación de equipos para vaciado del concreto 350

7.6.10 Reparaciones de Áreas Defectuosas 350

TABLA DE IMÁGENES

Imagen 1. Localización del proyecto 13
Imagen 2. Mapa de amenaza eólica, Decreto 1711 del 13 de Diciembre de 2.021. Cambio en velocidades de viento 29
Imagen 3. Planta de cimentación 30
Imagen 4. Planta de cubierta 31
Imagen 5. Imagen 3D tomada del modelo estructural 32
Imagen 6. Espectro de diseño para la edificación en estudio 41
Imagen 7. Definición de región para determinación de valores de Ad.. NSR-10 63
Imagen 8. Tabla valores promedio Ad. NSR-10 64
Imagen 9. Espectro sísmico para umbral de daño, según NSR-10 65
Imagen 10. Espectro sísmico para umbral de daño calculado para el proyecto en estudio 65
Imagen 11. Límite de deriva para análisis de umbral de daño 66
Imagen 12. Separación sísmica mínima en la cubierta entre edificaciones colindantes que no hagan parte de la misma construcción. Continuación 68
Imagen 13. Localización en planta del lote en estudio 69
Imagen 14. Columnas 299
Imagen 15. Ladrillo tipo MNE 310
Imagen 16. Información Tabla J.1.1-1 de NSR-10 331
Imagen 17. Información Tabla J.1.1-1 de NSR-10 (Continuación) 332
Imagen 18. Información tabla J.3.3.-1 de NSR-10 333
Imagen 19. Información Tabla J.3.4-3 de NSR-10 335
Imagen 20. Información de tabla J.3.5-1 339
Imagen 21. Información de tabla J.3.5-1 339

TABLAS

Tabla 1. Información General del Proyecto 17
Tabla 2. Recorte tabla A.3-3, Sistema Estructural de pórtico resistente a momentos 18
Tabla 3. Materiales utilizados en el diseño estructural 21
Tabla 4. Carga muerta de elementos no estructurales contemplada en el diseño (sobreimpuesta) sobre cubierta liviana 26
Tabla 5. Carga viva contemplada en el diseño 27
Tabla 6. Análisis de cargas verticales 33
Tabla 7. Parámetros de diseño de acuerdo con la ubicación del proyecto 33
Tabla 8. Tabla A.2.5.-1 Coeficiente de Importancia 35
Tabla 9. Tabla para determinar Fa, NSR-10 36
Tabla 10. Tabla para determinar Fv. NSR-10 37
Tabla 11. Tabla A.3-3 NSR-10 Sistema Estructural de la edificación 38
Tabla 12. Información Sistema Estructural y sus características 39
Tabla 13. Coeficientes de reducción por irregularidad torsional y en planta 39
Tabla 14. Parámetros sísmicos del proyecto 40
Tabla 15. Tabla A.6.5-1 Separación sísmica mínima en la cubierta entre edificaciones colindantes que no hagan parte de la misma construcción 67
Tabla 16. Dimensiones mínimas para vigas o losas nervadas en una dirección 72
Tabla 17. Cálculo de altura mínima de vigas 73
Tabla 20. Parámetros para el diseño de la cimentación, tomados del estudio de suelos recibido 304
Tabla 21. Requisitos de recubrimientos en elementos de concreto 330
Tabla 22. Parámetros capítulo J. Según tabla J.1.1.-1 331
Tabla 23. Parámetros capítulo J. Según tabla J.3.3.-1 332
Tabla 24. Parámetros capítulo J para columnas de concreto 336
Tabla 25. Parámetros capítulo J para muros de concreto 336
Tabla 26. Parámetros capítulo J para Losas macizas 337
Tabla 27. Parámetros capítulo J para viguetas de concreto estructural. 337

Tabla 28. Parámetros capítulo J para vigas de concreto estructural 338
Tabla 29. Parámetros capítulo J. Prevención de la propagación del fuego hacia el interior de una edificación..... 340
Tabla 31. Sistemas y equipos para extinción de incendios. Requiere (R), No requiere (NR), Exentas (E) 342

1. INTRODUCCIÓN

El diseño estructural es uno de los aspectos más importantes a tener en cuenta en las edificaciones por lo que estas se ven sometidas a fuerzas sísmicas u otras fuerzas impuestas por la naturaleza o el uso. su diseño se realiza para que la estructura sea capaz de resistir todas las posibles combinaciones de carga con la rigidez y resistencia adecuada.

A solicitud de los propietarios del Proyecto, se presenta nen este documento las memorias de cálculo estructural correspondiente al proyecto: "MEJORAMIENTO DE LA INFRAESTRUCTURA EDUCATIVA DE LA ESCUELA VEGA DE SAN JUAN MEDIANTE LA CONSTRUCCIÓN DE SALONES Y BATERÍA SANITARIA EN EL MUNICIPIO DE HATO DEPARTAMENTO DE SANTANDER ".

El proyecto está ubicado en el municipio de Hato, departamento de Santander, y consiste, en términos generales, en una edificación de un nivel, con una cubierta liviana, para funcionar como aula en una Institución Educativa del municipio.

Imagen 1. Localización del proyecto



Figura 1. Mapas de localización del proyecto. Ver polígono en color amarillo.

Fuente: Estudio de suelos, Ing. Sandra Milena Anaya Leal, Septiembre de 2.022.

Para el diseño de las estructuras mencionadas, se utiliza el sistema de pórticos en concreto reforzado como sistema estructural, con capacidad moderada de disipación de energía (DMO).

De acuerdo con lo indicado en NSR-10, este sistema está compuesto por un sistema de pórticos en concreto reforzados resistentes a momentos; con esfuerzo máximo a la compresión del concreto (f'c) de 21MPa y esfuerzo de fluencia del acero (fy) de 420 Mpa.

Para el diseño estructural se consideran las siguientes cargas: el peso propio de la estructura (carga muerta), las cargas asociadas al uso y funcionamiento de la edificación que no son permanentes (carga viva), las fuerzas generadas por la posible ocurrencia de un sismo y las cargas inducidas por fenómenos naturales como el viento. El modelo estructural para el análisis ha sido desarrollado utilizando el software CypeCAD.

Para determinar las fuerzas horizontales asociadas a la posible ocurrencia de sismos, se utiliza el espectro de diseño sísmico, el cual se define con base en el estudio de suelos entregado. De acuerdo con dicho estudio, el terreno corresponde a un perfil de suelo tipo D, según la clasificación establecida en la NSR-10. Las cargas serán transmitidas al terreno

mediante zapatas aisladas, las cuales estarán conectadas entre sí mediante un sistema ortogonal de vigas de amarre, conforme a las recomendaciones del estudio de suelos.

2. PROCEDIMIENTO DE DISEÑO Y CÁLCULO ESTRUCTURAL

.

Siguiendo los lineamientos establecidos en el capítulo A.1.3.4 del Reglamento NSR-10, el procedimiento realizado se llevó a cabo siguiendo los siguientes pasos:

2.1 DEFINICIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL Y EVALUACIÓN DE SOLICITACIONES

Se define el sistema estructural propuesto y las dimensiones de los elementos para realizar la evaluación de las solicitaciones como masa de la estructura, cargas muertas, cargas vivas, efectos sísmicos y fuerzas de viento, de acuerdo con los requisitos del título B del Reglamento.

2.2 OBTENCIÓN DEL NIVEL DE AMENAZA SÍSMICA Y LOS VALORES DE Aa Y Av

De acuerdo con la ubicación de la estructura, se determinan los parámetros correspondientes a la aceleración picoefectiva Aa y velocidad horizontal picoefectiva Av. Así mismo, el nivel de amenaza sísmica del lugar se define como alta, intermedia o baja, según lo indicado en el apéndice A-4 de NSR-10.

2.3 DETERMINACIÓN DE LOS MOVIMIENTOS SÍSMICOS DE DISEÑO A.2

Con base en la determinación de los parámetros sísmicos y la clasificación del tipo de suelo en el sitio del proyecto, se establecen los factores de amplificación del suelo Fa y Fv, así como el coeficiente de importancia, de acuerdo con el grupo de uso asignado a la edificación. Estos factores, que dependen tanto del tipo de suelo como de la ubicación geográfica, ajustan la aceleración sísmica para reflejar las condiciones locales,

permitiendo un diseño estructural más preciso, seguro y conforme con la normativa vigente.

2.4 ANÁLISIS DINÁMICO

A nivel general, se verificará el comportamiento dinámico de la estructura frente a cargas sísmicas mediante un análisis espectral indicado en la Norma correspondiente, con ese propósito se genera un modelo matemático para el análisis respectivo. Este modelo será realizado usando el programa de cálculo de estructuras CYPECAD 2023.g, debidamente licenciado.

2.5 VERIFICACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS

Se verificará los desplazamientos obtenidos en el programa CYPECAD con los permisibles de la Norma correspondiente.

2.6 OBTENCIÓN DE ESFUERZOS

Entre los parámetros que intervienen en el DISEÑO DE LA ESTRUCTURA se encuentran la resistencia al corte, flexión y carga axial en vigas, columnas y placas de concreto.

2.7 CRITERIO DE CÁLCULO ESTRUCTURAL

Se realizará el análisis sísmico dinámico de la estructura reglamentado por la NSR-10. Para el análisis y diseño se tomará en cuenta las combinaciones de carga de la Norma Técnica de Concreto Armado de la NSR-10.

Se ha seguido un análisis dinámico por el método de superposición espectral para la verificación de modos de vibrar. El conjunto es analizado como un modelo de comportamiento inelástico, y para el diseño estructural se tomarán los efectos producidos por flexión, corte y torsión. Se verificará el comportamiento dúctil de los elementos, así como la resistencia ante la acción de cargas combinadas especificadas por la norma, de las estructuras más esforzadas de concreto armado.

2.8 HIPÓTESIS DE ANÁLISIS

El análisis estructural de la edificación se realizó utilizando el software CYPECAD, considerando un modelo tridimensional de la estructura. Se asumió un comportamiento lineal y elástico para todos los elementos. Las vigas y columnas de concreto reforzado fueron representadas mediante elementos tipo pórtico. El modelo se analizó considerando sólo los elementos estructurales; sin embargo, los elementos no estructurales han sido ingresados en el modelo como solicitaciones de carga, debido a que ellos no son importantes en la contribución de la rigidez y resistencia de la edificación.

3. INFORMACIÓN GENERAL DEL PROYECTO

De acuerdo con lo anterior, el Proyecto en estudio tiene las siguientes características generales:

Tabla 1. Información General del Proyecto

Columna 1	Columna 2
Nombre del Proyecto	Mejoramiento de la infraestructura educativa de la Escuela Vega de San Juan mediante la construcción de salones y batería sanitaria en el municipio de Hato Departamento de Santander
Ubicación	Municipio de Hato Departamento de Santander
Zona de amenaza sísmica	Intermedia
Capacidad de disipación de energía	Moderada (DMO)
Grupo de Uso	Edificaciones de atención a la comunidad Grupo III Ver A.2.5 NSR-10
Coeficiente de Importancia	1.25
Sistema de resistencia sísmica	Pórticos de concreto reforzado, resistentes a momento
Sistema de entrepiso	N.A
Cubierta Liviana	Cubierta con teja liviana

Fuente: Propia, 2025

4. SISTEMA, MATERIALES Y CARGAS DE DISEÑO

4.1 DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL UTILIZADO

Para el diseño de la estructura en estudio se utilizó como sistema estructural un sistema de pórticos de concreto reforzado, el cual es un sistema estructural compuesto por un pórtico espacial, resistente a momentos, esencialmente completo, sin diagonales, que resiste todas las cargas verticales y fuerzas horizontales[1].

Para el diseño de este proyecto se utilizó concreto reforzado de 3.000psi (210Kg/m2) para la cimentación, columnas y vigas.

4.1.1 LÍMITE DE ALTURA PARA EL SISTEMA ESTRUCTURAL EMPLEADO

Tabla 2. Recorte tabla A.3-3, Sistema Estructural de pórtico resistente a momentos

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

C. SISTEMA DE PÓRTICO RESISTENTE A MOMENTOS		Valor R_0 (Nota 2)	Valor Ω_0 (Nota 4)	zonas de amenaza sísmica					
				Alta		Intermedia		baja	
Sistema resistencia sísmica (fuerzas horizontales)	Sistema resistencia para cargas verticales			uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.
1. Pórticos resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (*DES*)									
a. De concreto (*DES*)	el mismo	7.0	3.0	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
b. De acero (*DES*)	el mismo	7.0 (Nota-3)	3.0	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
c. Mixtos	Pórticos de acero o mixtos resistentes o no a momentos	7.0	3.0	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
d. De acero con cerchas dúctiles (*DES*)	Pórticos de acero resistentes o no a momentos	6.0	3.0	si	30 m	si	45 m	si	sin límite
2. Pórticos resistentes a momentos con capacidad moderada de disipación de energía (*DMO*)									
a. De concreto (*DMO*)	el mismo	5.0	3.0	no se permite		si	sin límite	si	sin límite
b. De acero (*DMO*)	el mismo	5.0 (Nota-3)	3.0	no se permite		si	sin límite	si	sin límite
c. Mixtos con conexiones rígidas (*DMO*)	Pórticos de acero o mixtos resistentes o no a momentos	5.0	3.0	no se permite		si	sin límite	si	sin límite
3. Pórticos resistentes a momentos con capacidad mínima de disipación de energía (*DMI*)									
a. De concreto (*DMI*)	el mismo	2.5	3.0	no se permite		no se permite		si	Sin límite
b. De acero (*DMI*)	el mismo	3.0	2.5	no se permite		no se permite		si	Sin límite
c. Mixtos con conexiones totalmente restringidas a momento (*DMI*)	Pórticos de acero o mixtos resistentes o no a momentos	3.0	3.0	no se permite		no se permite		si	Sin límite

Fuente NSR-10, 2025

[1] Literal A.3.2, Sistemas Estructurales, NSR-10

Los parámetros básicos de diseño empleados —tales como irregularidades, redundancia, zona de amenaza sísmica, entre otros— se presentan en el cuadro resumen incluido en el presente documento.

4.1.2 TIPO DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL UTLIZADO

El método de análisis utilizado es el Método del análisis dinámico elástico, en el cual los efectos de los movimientos sísmicos de diseño se determinan por medio de la solución de las ecuaciones de equilibrio dinámico, considerando que las propiedades de rigidez de la estructura permanecen dentro del rango e respuesta lineal o elástica.

4.1.3 SOFTWARE UTILIZADO

NOMBRE DEL SOFTWARE: CYPECAD

VERSIÓN: 2023.g

LICENCIA: 155719

4.1.3.1 Descripción del Software utilizado CYPECAD

CYPECAD es un programa especializado para el análisis y diseño estructural de edificaciones, principalmente en concreto armado. Está diseñado para trabajar con normativas nacionales e internacionales, permitiendo el dimensionamiento y comprobación de elementos estructurales de acuerdo con las especificaciones normativas.

Análisis y Cálculo de Elementos:

- **Columnas y Pilares:** CYPECAD modela las columnas y pilares como elementos verticales sometidos a cargas axiales, momentos flectores y esfuerzos cortantes. Permite definir distintos tipos de secciones y materiales, analizando la interacción axial-flexión. Calcula las cuantías necesarias de refuerzo y distribuye las barras de acero de acuerdo con las combinaciones de carga.

- **Vigas**: Las vigas se modelan como elementos horizontales sometidos a cargas transversales y momentos flectores. CYPECAD analiza las solicitaciones de momento, corte y torsión, generando la disposición de armaduras longitudinales y transversales de acuerdo con las necesidades de refuerzo para cumplir con los requisitos de resistencia y deformación.

- **Losas:** CYPECAD permite modelar y analizar losas macizas, aligeradas y prefabricadas. El análisis de losas incluye el cálculo de momentos y esfuerzos para la disposición del refuerzo en ambas direcciones. Además, el programa permite generar el diseño de refuerzos superiores e inferiores en función de los resultados de esfuerzos en la losa.

- **Cimentación**: CYPECAD permite el diseño de distintos tipos de cimentación, como zapatas aisladas, zapatas corridas, losas de cimentación y en algunos casos pilotes. Calcula las dimensiones de los elementos de cimentación en función de las cargas y el tipo de suelo, asegurando que las tensiones de contacto sean adecuadas y cumplan los criterios de capacidad de carga y asentamiento.

Descripción de CYPE 3D

CYPE 3D es un software orientado al análisis y diseño de estructuras tridimensionales de barras, especialmente adecuado para estructuras metálicas. Este módulo permite analizar estructuras complejas en 3D, incluyendo diversos materiales y sistemas de unión.

Método de Análisis: Ambos programas emplean el método de elementos finitos (FEM) para analizar las cargas y su distribución en los elementos estructurales. En CYPECAD, se realiza el análisis considerando las combinaciones de carga típicas de la edificación, mientras que en CYPE 3D, los modelos 3D permiten un análisis de estructura espacial detallado que considera cada barra en sus tres grados de libertad.

Integración de CYPECAD y CYPE 3D

Ambos programas permiten una integración fluida para proyectos que combinan concreto y estructuras metálicas. Por ejemplo, se pueden modelar en CYPECAD los elementos de concreto armado, y luego importar los elementos metálicos y sus uniones diseñados en CYPE 3D. Esto facilita el diseño de proyectos mixtos y el cálculo de conexiones entre materiales de diferentes propiedades mecánicas.

4.2 NORMAS CONSIDERADAS

Hormigón: NSR-10
Aceros laminados y armados: ANSI/AISC 360-10 (LRFD)
Categoría de uso: General

4.3 MATERIALES

Tabla 3. Materiales utilizados en el diseño estructural

Elemento	Definido en memorias	Chequeo	Observaciones
Zapatas	3.000psi 210Kg/cm2	OK	N.A
Vigas de cimentación	3.000psi 210Kg/cm2	OK	N.A
Escaleras	3.000psi 210Kg/cm2	OK	N.A
Vigas de entrepiso	N.A	OK	N.A
Vigas de cubierta	3.000psi 210Kg/cm2	OK	N.A
Placa de entrepiso	N.A	OK	N.A
Columnas	3.000psi 210Kg/cm2	OK	N.A
Muros estructurales	N.A	OK	N.A
Acero de diámetro 3/8 y superior	60.000 psi 4.200Kg/cm2	OK	N.A
Malla electrosoldada	60.000 psi 4.200Kg/cm2	OK	N.A
Estructura metálica: correas	Grado 50	OK	N.A
Estructura metálica: cerchas	Grado 50	OK	N.A

Fuente: Propia, 2025

Para el tipo de concreto empleado en el diseño, se tienen los siguientes parámetros:

Módulo de elasticidad del concreto (Ec):

Según la NSR-10 (título C), el módulo de elasticidad para concreto se calcula como:

$$Ec = 4700 \sqrt{f'c}$$

Donde fc' está en MPa

Para F'c = 21MPa, Ec = 21.538,10MPa

Acero de Refuerzo:

Resistencia de fluencia (fy): 420 MPa

Módulo de elasticidad del acero de refuerzo (Es):
El módulo de elasticidad del acero de refuerzo es constante y se toma como:

$$Es=200.000\,MPa$$

Acero estructural Grado 50

Resistencia mínima de fluencia (fy): 345 MPa

Módulo de elasticidad del acero estructural (Es):
El módulo de elasticidad del acero estructural también es constante:

$$Es=200,000\,MPa$$

4.4 DEFINICIÓN DE COMBINACIONES DE CARGA

Las combinaciones de carga se definen con base en lo indicado en la sección B.2 de la NSR-10:

B.2.4.2 — COMBINACIONES BÁSICAS — El diseño de las estructuras, sus componentes y cimentaciones debe hacerse de tal forma que sus resistencias de diseño igualen o excedan los efectos producidos por las cargas mayoradas en las siguientes combinaciones:

1.4D	(B.2.4-1)
1.2D + 1.6L + 0.5 (Lr ó G ó Le)	(B.2.4-2)
1.2D + 1.6 (Lr ó G ó Le) + (1.0L ó 0.5W)	(B.2.4-3)
1.2D + 1.0W + 1.0L + 0.5 (Lr ó G ó Le)	(B.2.4-4)
1.2D + 1.0E + 1.0L	(B.2.4-5)
0.9D + 1.0W	(B.2.4-6)
0.9D + 1.0E	(B.2.4-7)

Conforme a las convenciones empleadas por el programa de cálculo utilizado se tiene lo siguiente:

Nombres de las hipótesis

PP	Peso propio
CM	Cargas muertas
Qa (1)	Sobrecarga (Uso General)
Qa (3)	Sobrecarga (Uso Cubiertas)
Q (3)	Sobrecarga de uso (Uso Cubiertas)
V(+X exc.+)	Viento +X exc.+
V(+X exc.-)	Viento +X exc.-
V(-X exc.+)	Viento -X exc.+
V(-X exc.-)	Viento -X exc.-
V(+Y exc.+)	Viento +Y exc.+
V(+Y exc.-)	Viento +Y exc.-
V(-Y exc.+)	Viento -Y exc.+
V(-Y exc.-)	Viento -Y exc.-
SX	Sismo X
SY	Sismo Y

- **E.L.U. de rotura. Hormigón**
  E.L.U. de rotura. Hormigón en cimentaciones

Comb.	PP	CM	Qa	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	SX	SY
1	1.400	1.400											
2	1.200	1.200											
3	1.200	1.200	1.600										
4	1.200	1.200		1.0									
5	1.200	1.200	0.500	1.0									
6	1.200	1.200			1.0								
7	1.200	1.200	0.500		1.0								
8	1.200	1.200				1.0							
9	1.200	1.200	0.500			1.0							
10	1.200	1.200					1.0						
11	1.200	1.200	0.500				1.0						
12	1.200	1.200						1.0					
13	1.200	1.200	0.500					1.0					
14	1.200	1.200							1.0				
15	1.200	1.200	0.500						1.0				
16	1.200	1.200								1.0			
17	1.200	1.200	0.500							1.0			
18	1.200	1.200									1.0		
19	1.200	1.200	0.500								1.0		
20	1.200	1.200										-0.30	1.0
21	1.200	1.200	0.500									-0.30	1.0
22	1.200	1.200										0.30	1.0
23	1.200	1.200	0.500									0.30	1.0
24	1.200	1.200										1.0	-0.30
25	1.200	1.200	0.500									1.0	-0.30
26	1.200	1.200										1.0	0.30
27	1.200	1.200	0.500									1.0	0.30
28	1.200	1.200										0.30	1.0
29	1.200	1.200	0.500									0.30	1.0
30	1.200	1.200										-0.30	1.0
31	1.200	1.200	0.500									-0.30	1.0
32	1.200	1.200										1.0	0.30
33	1.200	1.200	0.500									1.0	0.30
34	1.200	1.200										1.0	-0.30
35	1.200	1.200	0.500									1.0	-0.30
36	0.900	0.900											
37	0.900	0.900		1.0									
38	0.900	0.900			1.0								
39	0.900	0.900				1.0							
40	0.900	0.900					1.0						
41	0.900	0.900						1.0					
42	0.900	0.900							1.0				
43	0.900	0.900								1.0			
44	0.900	0.900									1.0		
45	0.900	0.900										-0.30	1.0
46	0.900	0.900										0.30	1.0
47	0.900	0.900										-1.0	-0.300
48	0.900	0.900										-1.0	0.300
49	0.900	0.900										0.30	1.0
50	0.900	0.900										-0.30	1.0
51	0.900	0.900										1.0	0.30
52	0.900	0.900										1.0	-0.30

▪ Desplazamientos

Comb.	PP	CM	Qa	V(+X exc.+)	V(+X exc.-)	V(-X exc.+)	V(-X exc.-)	V(+Y exc.+)	V(+Y exc.-)	V(-Y exc.+)	V(-Y exc.-)	SX	SY
1	1.0	1.0											
2	1.0	1.0	1.0										
3	1.0	1.0		1.0									
4	1.0	1.0	1.0	1.0									
5	1.0	1.0			1.0								
6	1.0	1.0	1.0		1.0								
7	1.0	1.0				1.0							
8	1.0	1.0	1.0			1.0							
9	1.0	1.0					1.0						
10	1.0	1.0	1.0				1.0						
11	1.0	1.0						1.0					
12	1.0	1.0	1.0					1.0					
13	1.0	1.0							1.0				
14	1.0	1.0	1.0						1.0				
15	1.0	1.0								1.0			
16	1.0	1.0	1.0							1.0			
17	1.0	1.0									1.0		
18	1.0	1.0	1.0								1.0		
19	1.0	1.0										-1.0	
20	1.0	1.0	1.0									-1.0	
21	1.0	1.0										1.0	
22	1.0	1.0	1.0									1.0	
23	1.0	1.0											-1.0
24	1.0	1.0	1.0										-1.0
25	1.0	1.0											1.0
26	1.0	1.0	1.0										1.0

4.4.1 AVALÚO DE CARGAS (B.3.3 NSR-10)

En este capítulo se revisan los requisitos mínimos de las cargas que se emplean en las edificaciones. Con base en lo anterior, la edificación debe ser capaz de resistir adecuadamente las cargas aquí indicadas.

4.4.1.1 CARGA MUERTA

4.4.1.1.1 Carga muerta de elementos no estructurales B.3.4

Las cargas utilizadas en el diseño, son las que se indican a continuación:

Cargas muertas sobreimpuestas: Nivel Cubiertas

Tabla 4. Carga muerta de elementos no estructurales contemplada en el diseño (sobreimpuesta) sobre cubierta liviana

Elemento	En modelo		Requisitos Según NSR-10
Teja	10 Kg/m2 Teja liviana	0.10KN/m2	
Correas	35 Kg/m2	0.35 KN/m2	
Cielo raso	20 Kg/m2	0.20 KN/m2	Tabla B.3.4.1-1
Otros	5.00 Kg/m2	0.05 KN/m2	
Subtotal	70.00 Kg/m2	0.70 KN/m2	

Fuente: Propia, 2025

4.4.1.1.2 Carga muerta por elementos fijos B.3.5

Dentro de las cargas muertas deben incluirse la masa correspondiente de todos los equipos fijos que estén apoyados sobre elementos estructurales tales como ascensores, bombas hidráulicas, transformadores, equipos de aire acondicionado y ventilación y otros.

En este módulo, no se contemplan ni proyectan cargas por elementos fijos en cubierta.

4.4.1.1.3 Consideraciones especiales B.3.6

Es importante tener en cuenta lo indicado en B.3.6 de la NSR-10, donde indica que "Los profesionales que participen en la construcción y la supervisión técnica y el propietario de la edificación, deben ser conscientes de los valores de las cargas muertas utilizadas en el diseño y tomar las precauciones necesarias para verificar en la obra que los pesos de los materiales utilizados no superen los valores usados en el diseño. Es responsabilidad de quien suscribe como constructor la licencia de construcción el cumplimiento de este requisito".

4.4.1.2 CARGA VIVA (B.4.2 NSR-10)

Las cargas utilizadas en el diseño, de acuerdo con el uso proyectado de la estructura, son las que se indican a continuación:

Nivel cubierta liviana

Tabla 5. Carga viva contemplada en el diseño

Elemento	En modelo		Requisitos Según NSR-10
Cubierta liviana con pendiente mayor al 15%	35 Kg/m2	0.35 KN/m2	Tabla B.4.2.1-1

Fuente: Propia, 2025

4.4.1.3 IMPACTO (B.4.4 NSR-10)

Para la estructura en estudio no se tienen cargas por impacto.

4.4.1.4 CARGAS POR EMPOZAMIENTO DE AGUA Y GRANIZO (B.4.8 NSR-10)

Las cargas de granizo, G, deben tenerse en cuenta en las regiones del país con más de 2.000 metros de altura sobre el nivel del mar o en lugares de menor altura donde la autoridad municipal o distrital así lo exija.

El municipio de Hato se encuentra ubicado a una altitud media de 1.370 m.s.n.m, razón por la cual se tienen en cuenta cargas por granizo.

Carga por granizo: 100 Kg/m2 = 1.00 KN/m2 No Aplica

4.4.1.5 EMPUJE DE TIERRA Y PRESIÓN HIDROSTÁTICA (B.5 NSR-10)

De acuerdo con la distribución arquitectónica, no se requieren muros de contención tipo sótanos, razón por la cual no se contemplan empujes de tierra y presión hidrostática sobre la estructura.

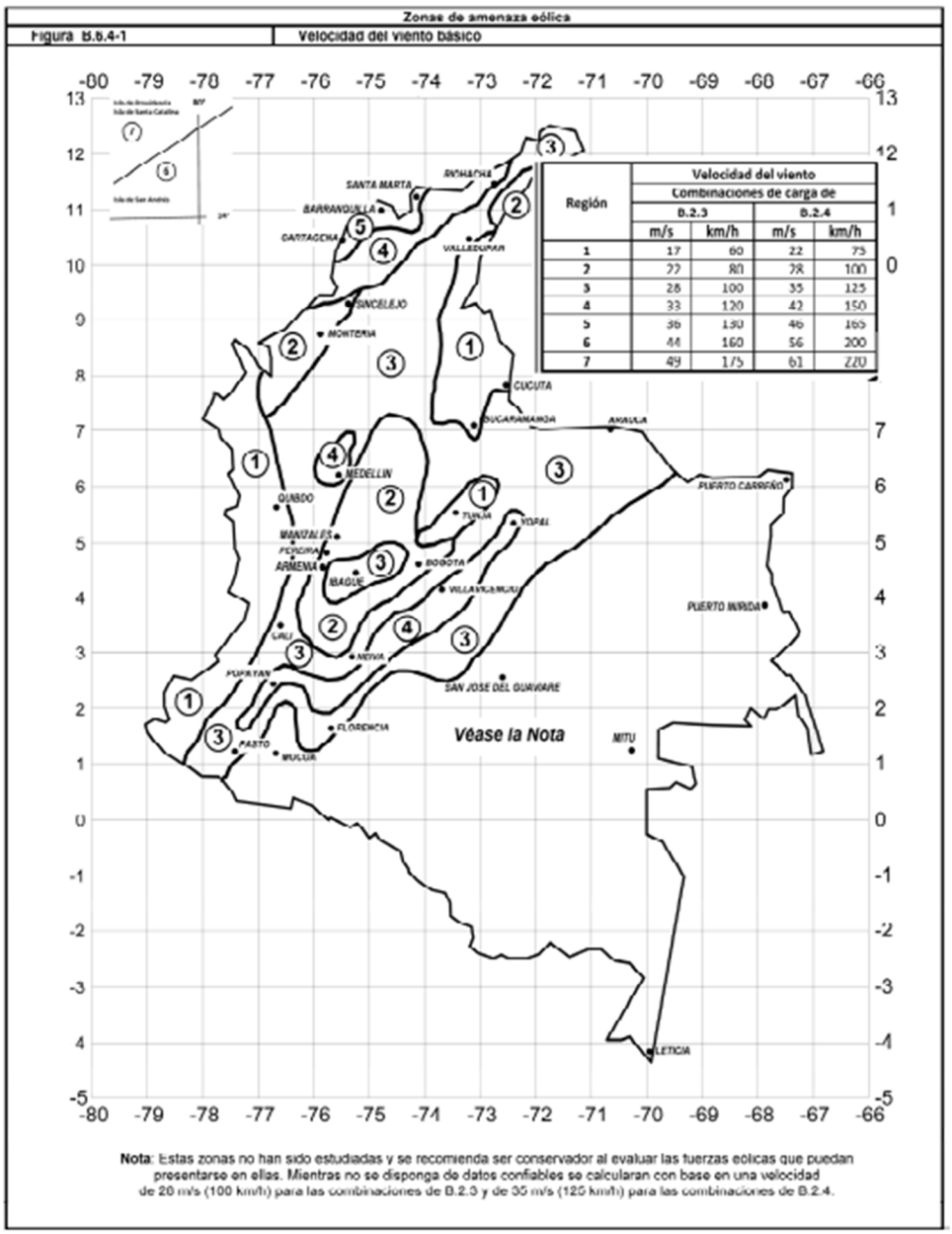
No se cuenta con ascensor, razón por la cual no se contemplan cargas por presión de tierra sobre los muros que conforman el foso del ascensor (Zona de Pit).

4.4.1.6 FUERZAS DE VIENTO (B.6 NSR-10)

De acuerdo con lo indicado en el Decreto 1711 del 13 de Diciembre de 2.021, la estructura se encuentra ubicada en la zona de amenaza eólica 1, con velocidad de viento de 75Km/h.

Ubicación:	Hato, Santander
Zona eólica:	3
Velocidad de viento para diseño:	125Km/m, 35m/s

Imagen 2. Mapa de amenaza eólica, Decreto 1711 del 13 de Diciembre de 2.021. Cambio en velocidades de viento



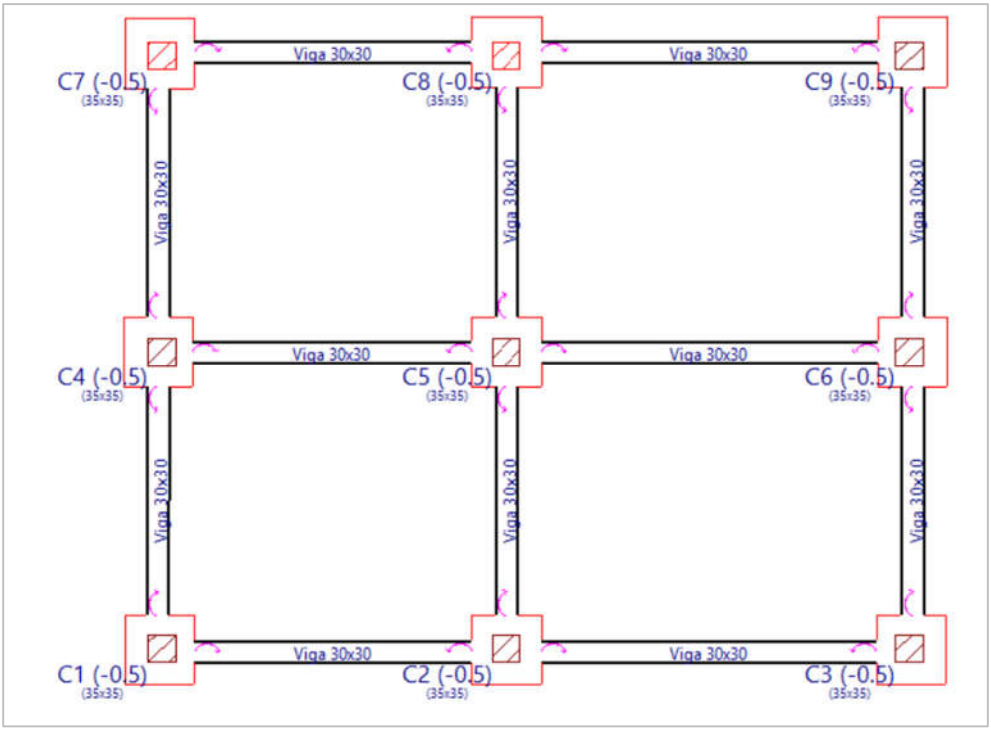
Fuente: NSR-10, 2025

5. RESUMEN DEL DISEÑO Y MODELAMIENTO ESTRUCTURAL

Se presenta a continuación un resumen de los parámetros considerados para el diseño y análisis estructural, acompañado de imágenes del modelo estructural generado durante el proceso de modelado y verificación.

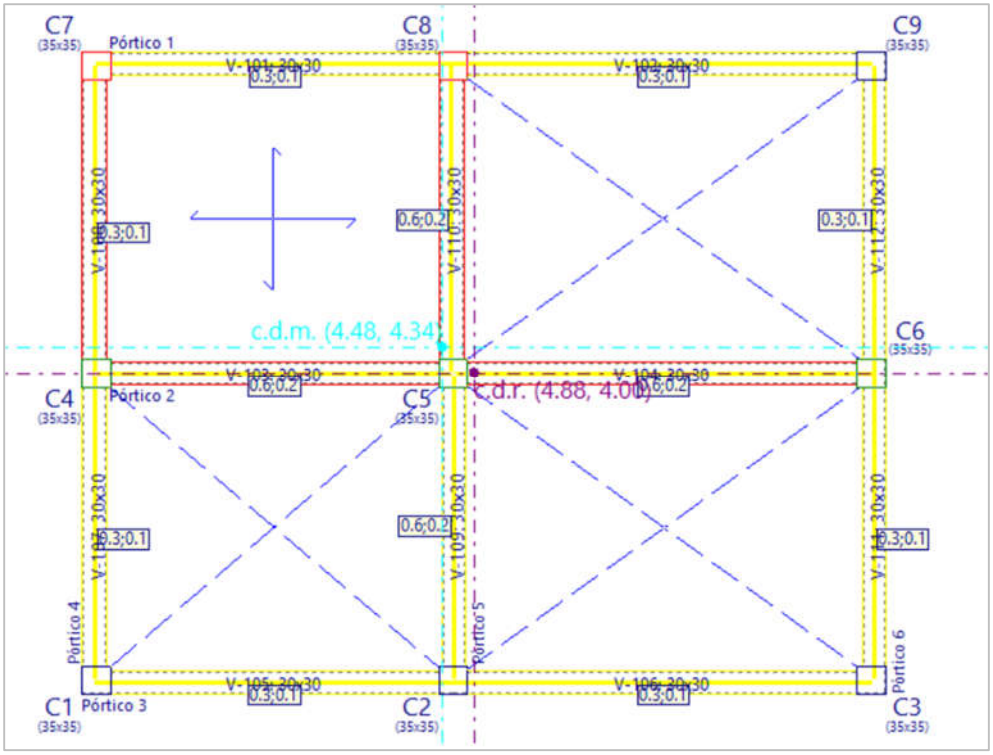
5.1 MODELO ESTRUCTURAL DEL PROYECTO

Imagen 3. Planta de cimentación



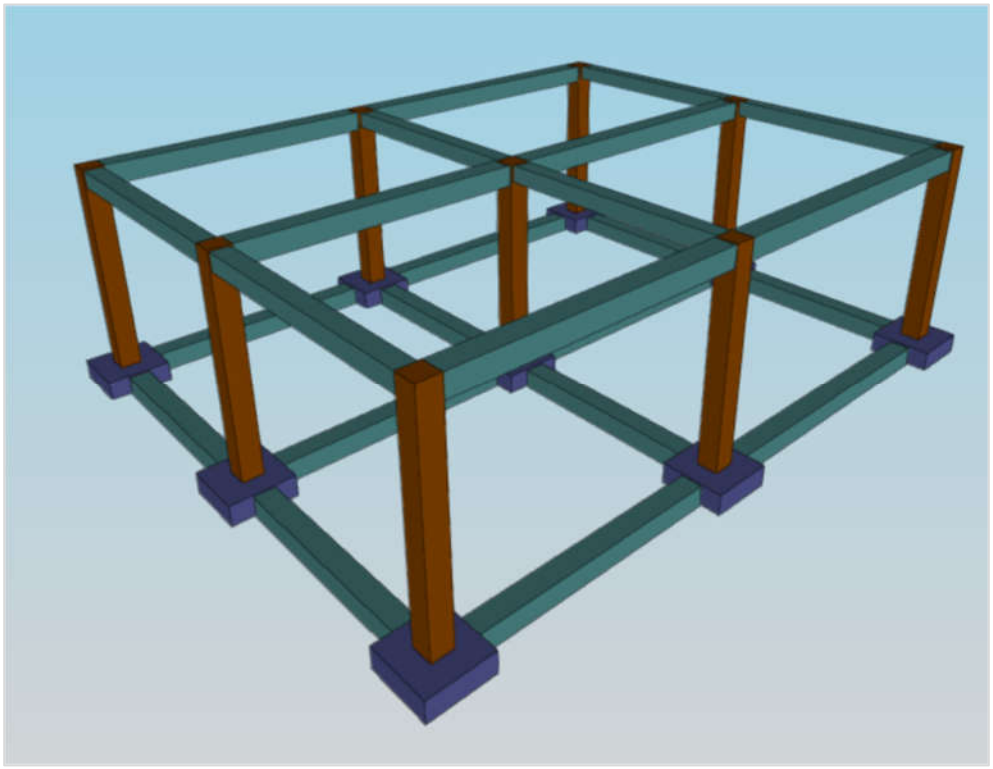
Fuente: Propia, 2.025

Imagen 4. Planta de cubierta



Fuente: Propia, 2025

Imagen 5. Imagen 3D tomada del modelo estructural



Fuente: Propia, 2.025

5.2 RESUMEN ANÁLISIS DE CARGAS VERTICALES

Tabla 6. Análisis de cargas verticales

Parámetro	Valor	
Cargas muertas sobreimpuestas		
Cargas muertas sobreimpuestas en cubierta liviana	70.00 Kg/m2	0.70 KN/m2
Cargas vivas de servicio		
Cubierta	50.00 Kg/m2	0.50 KN/m2
Peso muerto del edificio	54.90 Ton	0.54 KN

Fuente: Propia, 2.025

5.3 DEFINICIÓN DE LOS PARÁMETROS DE DISEÑO

De la revisión de los parámetros de diseño sísmico con base en los resultados consignados en el estudio de suelos del proyecto, se tiene lo siguiente:

Tabla 7. Parámetros de diseño de acuerdo con la ubicación del proyecto

Parámetro	Establecido por el estudio de suelos	Observaciones complementarias
Aa	0.15	N.A
Av	0.20	N.A
Tipo de suelo	D	N.A

Fuente: Propia, 2025

De acuerdo con la NSR-10, las estructuras se clasifican como sigue.

5.3.1 GRUPO DE USO DE LA EDIFICACIÓN

Conforme a lo indicado en el Reglamento NSR-10, la estructura se clasifica como Grupo de uso III, Edificaciones de atención a la comunidad.

A.2.5.1.1 Grupo IV – Edificaciones indispensables: Son aquellas edificaciones de atención a la comunidad que deben funcionar durante y después de un sismo, y cuya operación no puede ser trasladada rápidamente a un lugar alterno. Este grupo debe incluir:

(a) Todas las edificaciones que componen hospitales, clínicas y centros de salud que dispongan de servicios de cirugía, salas de cuidados intensivos, salas de neonatos y/o atención de urgencias.
(b) Todas las edificaciones que componen aeropuertos, estaciones ferroviarias u de sistemas masivos de transporte, centrales telefónicas, de telecomunicación y de radiodifusión
(c) Edificaciones designadas como refugios de emergencia, centrales de aeronavegación, hangares de aeronaves de servicios de emergencia
(d) Edificaciones de centrales de operación y control de líneas vitales de energía eléctrica, agua, combustibles, información y transporte de personas y productos.
(e) Edificaciones que contengan agentes explosivos, tóxicos y dañinos para el público
(f) En el grupo IV deben incluirse las estructuras que alberguen plantas de generación eléctrica de emergencia, los tanques y estructuras que formen parte de sus sistemas contra incendio y los accesos, peatonales y vehiculares de las edificaciones tipificadas en los literales a, b, c, d y e del presente numeral.

A.2.5.1.2 Grupo III – Edificaciones de atención a la comunidad: Este grupo comprende aquellas edificaciones, y sus accesos, que son indispensables después de un temblor para atender la emergencia y preservar la salud y la seguridad de las personas, exceptuando las incluidas en el grupo IV. Este grupo debe incluir:

(a) Estaciones de bomberos, defensa civil, policía, cuarteles de las fuerzas armadas y sedes de las oficinas de prevención y atención de desastres

(b) Garajes de vehículos de emergencia
(c) Estructuras y equipos de centros de atención de emergencias
(d) Guarderías, escuelas, colegios, universidades y otros centros de enseñanza
(e) Aquellas del grupo II para las que el propietario desee contar con seguridad adicional
(f) Aquellas otras que la administración municipal, distrital, departamental o nacional designe como tales

A.2.5.5.1.3 Grupo II – Estructuras de ocupación especial: Cubre las siguientes estructuras

(a) Edificaciones en donde se puedan reunir más de 200 personas en un mismo salón
(b) Graderías al aire libre donde pueda haber más de 2.000 personas a la vez
(c) Almacenes y centros comerciales con más de 500m2 por piso
(d) Edificaciones de hospitales, clínicas y centros de salud, no cubiertas en A.2.5.1.1
(e) Edificaciones donde trabajen o residan más de 3.000 personas
(f) Edificios gubernamentales

A.2.5.5.1.4 Grupo I – Estructuras de ocupación normal: Todas las edificaciones cubiertas por el alcance del reglamento que no se han incluido en los Grupos **II, III y IV.**

5.3.2 COEFICIENTE DE IMPORTANCIA

Tabla 8. Tabla A.2.5.-1 Coeficiente de Importancia
I = 1.25 para estructuras pertenecientes al Grupo I

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

Fuente: NSR-10, 2025

5.3.3 ESTUDIOS DE MICROZONIFICACIÓN SÍSMICA Y DEFINICIÓN DE PARÁMETROS Fa Y Fv

De acuerdo con A.2.9.2, las ciudades de más de 100.000 habitantes, localizadas en las zonas de amenaza sísmica intermedia y alta, deberán realizar estudios de microzonificación sísmica. Si se cuenta con un estudio de microzonificación que cumpla con el alcance dado en este es de carácter obligatorio.

Para el caso de Hato, no se cuenta con estudio de Microzonificación Sísmica, razón por la cual se realizan los diseños de acuerdo con A.2.4 -Efectos Locales – mediante la definición de los factores de amplificación Fa y Fv, A.2.6 -Espectro de Diseño-

5.3.3.1 Coeficiente de amplificación del espectro por efecto de sitio Fa

Tabla 9. Tabla para determinar Fa, NSR-10

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

Fuente: NSR-10, 2025

De acuerdo con lo anterior, el valor correspondiente a Fa para la edificación en estudio es:

Fa = 1.50

5.3.3.2 Coeficiente de amplificación del espectro por efecto de sitio Fv:

Tabla 10. Tabla para determinar Fv. NSR-10

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

Fuente: NSR-10, 2.025

De acuerdo con lo anterior, el valor correspondiente a Fv para la edificación en estudio es:

Fv = 2.00

5.4 SISTEMA ESTRUCTURAL

El sistema estructural utilizado en el modelamiento estructural es Pórticos resistentes a momento, con capacidad de disipación de energía moderada DMO.

Tabla 11. Tabla A.3-3 NSR-10 Sistema Estructural de la edificación

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

C. SISTEMA DE PÓRTICO RESISTENTE A MOMENTOS		Valor R_0 (Nota 2)	Valor Ω_0 (Nota 4)	zonas de amenaza sísmica					
				Alta		Intermedia		baja	
Sistema resistencia sísmica (fuerzas horizontales)	Sistema resistencia para cargas verticales			uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.	uso permit	altura máx.
1. Pórticos resistentes a momentos con capacidad especial de disipación de energía (*DES*)									
a. De concreto (*DES*)	el mismo	7.0	3.0	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
b. De acero (*DES*)	el mismo	7.0 (Nota-3)	3.0	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
c. Mixtos	Pórticos de acero o mixtos resistentes o no a momentos	7.0	3.0	si	sin límite	si	sin límite	si	sin límite
d. De acero con cerchas dúctiles (*DES*)	Pórticos de acero resistentes o no a momentos	6.0	3.0	si	30 m	si	45 m	si	sin límite
2. Pórticos resistentes a momentos con capacidad moderada de disipación de energía (*DMO*)									
a. De concreto (*DMO*)	el mismo	5.0	3.0	no se permite		si	sin límite	si	sin límite
b. De acero (*DMO*)	el mismo	5.0 (Nota-3)	3.0	no se permite		si	sin límite	si	sin límite
c. Mixtos con conexiones rígidas (*DMO*)	Pórticos de acero o mixtos resistentes o no a momentos	5.0	3.0	no se permite		si	sin límite	si	sin límite
3. Pórticos resistentes a momentos con capacidad mínima de disipación de energía (*DMI*)									
a. De concreto (*DMI*)	el mismo	2.5	3.0	no se permite		no se permite		si	Sin límite
b. De acero (*DMI*)	el mismo	3.0	2.5	no se permite		no se permite		si	Sin límite
c. Mixtos con conexiones totalmente restringidas a momento (*DMI*)	Pórticos de acero o mixtos resistentes o no a momentos	3.0	3.0	no se permite		no se permite		si	Sin límite
d. Mixtos con conexiones parcialmente restringidas a momento	Pórticos de acero o mixtos resistentes o no a momentos	6.0	3.0	no se permite		si	30 m	si	50 m
e. De acero con cerchas no dúctiles	el mismo	1.5	1.5	no se permite (nota 5)		no se permite (nota 5)		si	12 m
f. De acero con perfiles de lámina doblada en frío y perfiles tubulares estructurales PTE que no cumplen los requisitos de F.2.2.4 para perfiles no esbeltos (nota 6)	el mismo	1.5	1.5	no se permite (nota 5)		no se permite (nota 5)		si	Sin límite
g. Otras estructuras de celosía tales como vigas y cerchas		No se pueden usar como parte del sistema de resistencia sísmica, a no ser que tengan conexiones rígidas a columnas, en cuyo caso serán tratadas como pórticos de celosía							

Fuente: NSR-10, 2025

Tabla 12. Información Sistema Estructural y sus características

Parámetro	Definido en memorias	Referencia NSR-10	Observación
Sistema estructural	Pórticos resistentes a momento	Tabla A.3.3	N.A
Capacidad de disipación de energía	DMO	Tabla A.3.3	N.A
R	5	Tabla A.3.3	N.A
Coeficiente de importancia	1.25	Grupo I	N.A
T_0	0.18 seg	A.2.6	N.A
T_C	0.85 seg	A.2.6	N.A
T_L	4.80 seg	A.2.6	N.A

T_0: Período de vibración al cual inicia la zona de aceleraciones constantes del espectro de aceleraciones.

T_C: Período de vibración correspondiente a la transición entre la zona de aceleración constante del espectro de diseño, para períodos cortos, y la parte descendente del mismo.

T_L: Período de vibración correspondiente al inicio de la zona de desplazamiento aproximadamente constante del espectro de diseño, para períodos largos.

Fuente: Propia, 2025

5.5 CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN: CHEQUEO DE IRREGULARIDADES

Tabla 13. Coeficientes de reducción por irregularidad torsional y en planta

Parámetro	Valores en memorias de cálculo	Referencia NSR-10	Chequeo con NSR-10 y Revisor	Observaciones o comentarios
Irregularidad en altura ϕa	1.00	Tabla A.3-7	OK	N.A
Irregularidad en planta ϕp	1.00	Tabla A.3.6	OK	N.A

Fuente: Propia, 2025

5.6 RESUMEN DE LOS PARÁMETROS SÍSMICOS DEL PROYECTO

Tabla 14. Parámetros sísmicos del proyecto

Parámetro	Valor
Zona de amenaza sísmica	Intermedia
Grado de disipación de energía	DMO
Aceleración horizontal pico efectiva (Aa)	0.15
Velocidad horizontal pico efectiva (Av)	0.20
Coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de períodos cortos, debida a los efectos de sitio (Fa)	1.50
Coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de períodos intermedios, debida a los efectos de sitio (Fv)	2.00
Período de la estructura Ta (dirección X)	0.15 seg
Período de la estructura Ta (dirección Y)	0.15 seg
Irregularidad vertical ϕa	1.00
Irregularidad torsional ϕp	1.00
Redundancia	1.00
Cortante sísmico en la base	6.64 Ton

Fuente: Propia, 2.025

Continuación Paso 3 - Definición de las características de la estructuración y del material estructural empleado

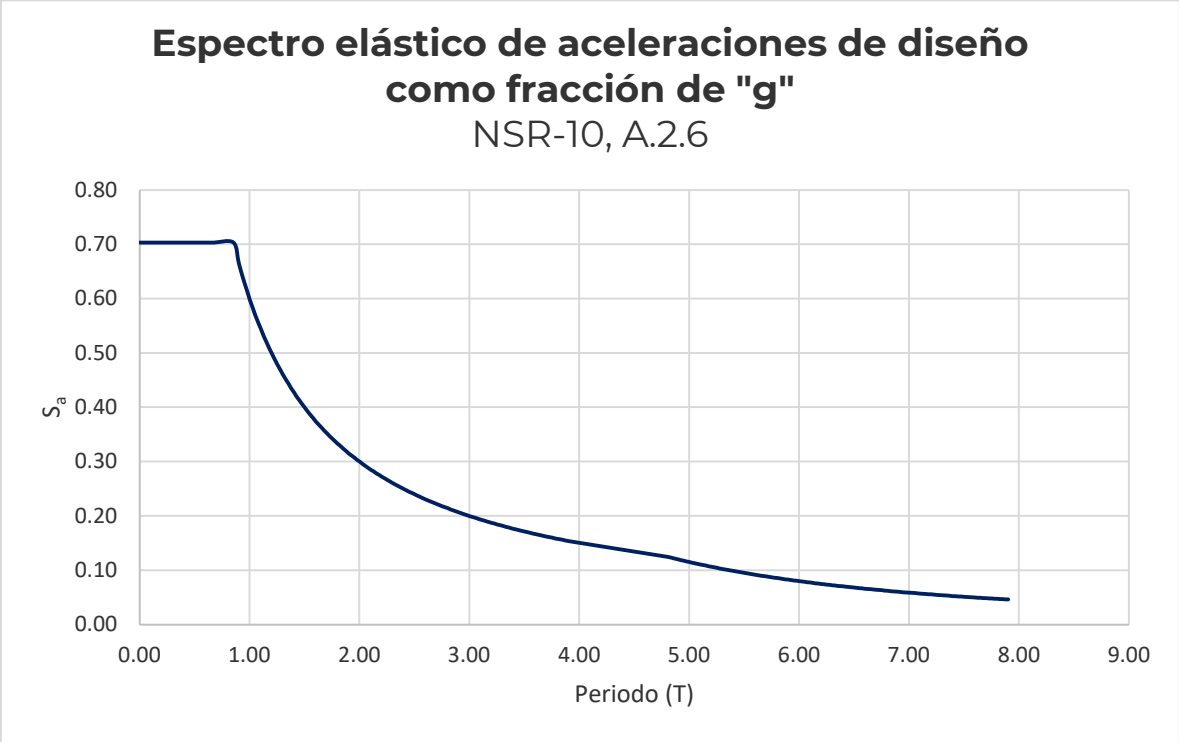
CAPACIDAD DE DISIPACIÓN ENERGÍA	ZONA DE AMENAZA SÍSMICA		
	BAJA	INTERMEDIA	ALTA
MÍNIMA DMI	✓	no	no
MODERADA DMO	✓	✓	no
ESPECIAL DES	✓	✓	✓

Figura 8 - Restricciones al uso de sistemas y materiales estructurales

5.7 ESPECTRO DE DISEÑO

Con base en los parámetros de diseño indicados en el numeral anterior, se obtiene el siguiente espectro de diseño:

Imagen 6. Espectro de diseño para la edificación en estudio



Fuente: propia 2025

5.8 DATOS DE ENTRADA EN EL PROGRAMA DE DISEÑO: LISTADO DE DATOS DE LA OBRA

Listado de datos de la obra

Instituto Técnico Agrícola, sede Vega San Juan — Fecha: 29/09/25

1. VERSIÓN DEL PROGRAMA Y NÚMERO DE LICENCIA

Versión: 2023
Número de licencia: 155719

2. DATOS GEOMÉTRICOS DE PILARES, PANTALLAS Y MUROS

2.1. Pilares

GI: grupo inicial
GF: grupo final
Ang: ángulo del pilar en grados sexagesimales

Datos de los pilares

Referencia	Coord(P.Fijo)	GI- GF	Vinculación exterior	Ang.	Punto fijo	Canto de apoyo	Desnivel de apoyo
C1	(-0.00, 0.00)	0-2	Con vinculación exterior	0.0	Esq. inf. izq.	0.30	-0.50
C2	(4.63, 0.00)	0-2	Con vinculación exterior	0.0	Mitad inferior	0.30	-0.50
C3	(10.00, 0.00)	0-2	Con vinculación exterior	0.0	Esq. inf. der.	0.30	-0.50
C4	(-0.00, 4.00)	0-1	Con vinculación exterior	0.0	Mitad izquierda	0.30	-0.50
C5	(4.62, 4.00)	0-1	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.30	-0.50
C6	(10.00, 4.00)	0-1	Con vinculación exterior	0.0	Mitad derecha	0.30	-0.50
C7	(-0.00, 8.00)	0-2	Con vinculación exterior	0.0	Esq. sup. izq.	0.30	-0.50
C8	(4.63, 8.00)	0-2	Con vinculación exterior	0.0	Mitad superior	0.30	-0.50
C9	(10.00, 8.00)	0-2	Con vinculación exterior	0.0	Esq. sup. der.	0.30	-0.50

3. DIMENSIONES, COEFICIENTES DE EMPOTRAMIENTO Y COEFICIENTES DE PANDEO PARA CADA PLANTA

C1, C2, C3, C7, C8, C9						
Planta	Dimensiones (cm)	Coeficiente de empotramiento		Coeficiente de pandeo		Coeficiente de rigidez axil
		Cabeza	Pie	X	Y	
2	35x35	0.30	1.00	1.00	1.00	2.00
1	35x35	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00

C5, C6, C4						
Planta	Dimensiones (cm)	Coeficiente de empotramiento		Coeficiente de pandeo		Coeficiente de rigidez axil
		Cabeza	Pie	X	Y	
1	35x35	0.30	1.00	1.00	1.00	2.00

Página 2

5.9 RESUMEN ANÁLISIS DE CARGAS DE VIENTO

La carga de viento se calcula teniendo en cuenta los parámetros indicados en el capítulo 4.4.1.1.6 del presente documento y los resultados de su análisis se presentan a continuación.

ÍNDICE

1. ACCIÓN DEL VIENTO..... 2
1.1. Datos generales..... 2
1.2. Presión dinámica..... 2
1.2.1. Factor de exposición..... 3
1.2.2. Factor topográfico..... 3
1.2.3. Presión dinámica por planta..... 3
1.3. Presión de diseño..... 3
1.3.1. Coeficientes de presión..... 4
1.3.2. Factor de efecto de ráfaga..... 4
1.3.3. Presión de diseño por planta..... 5
1.4. Cargas de viento por planta..... 6

Justificación de la acción del viento

Instituto Técnico Agrícola, sede Vega San Juan — Fecha: 29/09/25

ACCIÓN DEL VIENTO

Norma utilizada: NSR-10 Capítulo B.6 – Fuerzas de viento
Reglamento colombiano de construcción sismo resistente
Método de cálculo: Procedimiento analítico (NSR-10, B.6.5)

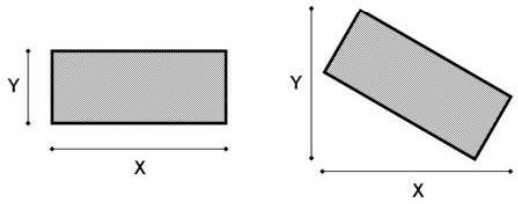
1.1. Datos generales

Se considera acción de viento en dirección X
Se considera acción de viento en dirección Y
Datos del emplazamiento

V: Velocidad básica del viento (NSR-10, B.6.5.4) — **V** : 35.0 m/s

Categoría de uso (NSR-10, B.6.5.5): Categoría III

Categoría del terreno (NSR-10, B.6.5.6)
Categoría B
Orografía del terreno (NSR-10, B.6.5.7)
Dirección X [0°- 180°]: Llano
Dirección Y [90°- 270°]: Llano
Anchos de banda
Anchos de banda son las longitudes de la fachada expuesta en dirección perpendicular a la acción del viento.



Planta	Ancho X (m)	Ancho Y (m)
Cub2	10.00	8.00
Cubierta	10.00	8.00

Coeficientes aplicados a la acción de viento
+X: 1.00 **-X:** 1.00
+Y: 1.00 **-Y:** 1.00

1.2. Presión dinámica

La presión dinámica q_z, evaluada a la altura z, se calcula mediante la siguiente expresión:

$$q_z = 0.613 \cdot K_z \cdot K_{zt} \cdot K_d \cdot V^2 \cdot I$$

Parámetros necesarios para la definición de la presión dinámica

V: Velocidad básica del viento (NSR-10, B.6.5.4) — **V** : 35.0 m/s
I: Factor de importancia (NSR-10, Tabla B.6.5-1) — **I** : 1.15
Categoría de uso (NSR-10, B.6.5.5): Categoría III

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Justificación de la acción del viento

Instituto Técnico Agrícola, sede Vega San Juan — Fecha: 29/09/25

K_d: Factor de direccionalidad (NSR-10, Tabla B.6.5-4) — K_d : 0.85
K_z: Coeficiente de exposición (NSR-10, Tabla B.6.5-3)
K_{zt}: Factor topográfico (NSR-10, B.6.5.7.2)

1.2.1. Factor de exposición

K_z: Coeficiente de exposición (NSR-10, Tabla B.6.5-3)

$$K_z = 2.01\left(z/z_g\right)^{2/\alpha} \qquad 4.6m \le z \le z_g$$

$$K_z = 2.01\left(4.6/z_g\right)^{2/\alpha} \qquad z < 4.6m$$

Constantes de exposición del terreno (NSR-10, Tabla B.6.5-2)

Dirección	Viento a 0°	Viento a 90°	Viento a 180°	Viento a 270°
Exposición	Categoría B	Categoría B	Categoría B	Categoría B
α	7.0	7.0	7.0	7.0
z_g (m)	365.80	365.80	365.80	365.80

Coeficiente de exposición K_z por planta (NSR-10, Tabla B.6.5-2)

K_z				
Planta	Viento a 0°	Viento a 90°	Viento a 180°	Viento a 270°
Cub2	0.553	0.553	0.553	0.553
Cubierta	0.553	0.553	0.553	0.553

K_z				
Planta	Viento a 0°	Viento a 90°	Viento a 180°	Viento a 270°
MAX(5, h)	0.553	0.553	0.553	0.553

1.2.2. Factor topográfico

K_{zt}: Factor topográfico (NSR-10, B.6.5.7.2) — K_{zt} : 1

1.2.3. Presión dinámica por planta

Presión dinámica q_z por planta (NSR-10, B.6.5.10)

q_z (t/m²)				
Planta	Viento a 0°	Viento a 90°	Viento a 180°	Viento a 270°
Cub2	0.041	0.041	0.041	0.041
Cubierta	0.041	0.041	0.041	0.041

q_h (t/m²)				
Planta	Viento a 0°	Viento a 90°	Viento a 180°	Viento a 270°
h	0.041	0.041	0.041	0.041

h: Altura media de la cubierta del edificio — h : 3.60 m

1.3. Presión de diseño

Las presiones de diseño para el sistema principal resistente a la fuerza del viento se deben determinar mediante la siguiente expresión:

$$p = q_z GC_{p,w} - q_h GC_{p,i}$$ (NSR-10, B.6.5.12.2 y Figura B.6.5-3)

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Justificación de la acción del viento

Instituto Técnico Agrícola, sede Vega San Juan — Fecha: 29/09/25

Donde:

q_z: Presión dinámica evaluada a la altura z
q_h: Presión dinámica evaluada a la altura h
$C_{p,w}$: Coeficiente de presión a barlovento
$C_{p,l}$: Coeficiente de presión a sotavento
G: Factor de efecto de ráfaga

1.3.1. Coeficientes de presión

Dirección X [0°- 180°]

$C_{p,w}$: Coeficiente de presión a barlovento (NSR-10, Figura B.6.5-3) — $C_{p,w}$: 0.80
$C_{p,l}$: Coeficiente de presión a sotavento (NSR-10, Figura B.6.5-3) — $C_{p,l}$: -0.45
L/B: Relación — **L/B** : 1.25
L: Dimensión horizontal del edificio medida paralelamente a la dirección del viento — **L** : 10.00 m
B: Dimensión horizontal de un edificio medida perpendicularmente a la dirección del viento — **B** : 8.00 m

Dirección Y [90°- 270°]

$C_{p,w}$: Coeficiente de presión a barlovento (NSR-10, Figura B.6.5-3) — $C_{p,w}$: 0.80
$C_{p,l}$: Coeficiente de presión a sotavento (NSR-10, Figura B.6.5-3) — $C_{p,l}$: -0.50
L/B: Relación — **L/B** : 0.80
L: Dimensión horizontal del edificio medida paralelamente a la dirección del viento — **L** : 8.00 m
B: Dimensión horizontal de un edificio medida perpendicularmente a la dirección del viento — **B** : 10.00 m

1.3.2. Factor de efecto de ráfaga

Estructura flexible: aquella que tiene una frecuencia natural fundamental menor que 1Hz.
Estructura rígida: aquella que tiene una frecuencia natural fundamental mayor o igual que 1Hz.

Factor de efecto de ráfaga para estructura rígida

Para las estructuras rígidas, el factor de efecto de ráfaga se determina mediante la expresión:

$$G = 0.925\left(\frac{1+1.7g_Q I_{\bar{z}} Q}{1+1.7g_v I_{\bar{z}}}\right)$$ (NSR-10, B.6.5.8.1)

I_z: Intensidad de la turbulencia a la altura z

$$I_{z_s} = c\left(\frac{10}{\bar{z}}\right)^{1/6}$$

z: Altura equivalente de la estructura

$$\bar{z} = MAX\left(0.6\cdot h, z_{\min}\right)$$

h: Altura media de la cubierta del edificio — **h** : 3.60 m
$z_{mín}$: Constante de exposición (NSR-10, Tabla B.6.5-2)
c: Factor de intensidad de la turbulencia (NSR-10, Tabla B.6.5-2)
g_Q: Factor de pico para la respuesta base (NSR-10, B.6.5.8.1) — g_Q : 3.4

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Justificación de la acción del viento

Instituto Técnico Agrícola, sede Vega San Juan — Fecha: 29/09/25

g_v: Factor de pico para la respuesta al viento (NSR-10, B.6.5.8.1) g_v : 3.4

Q: Respuesta base (NSR-10, B.6.5.8.1)

$$Q = \sqrt{\frac{1}{1+0.63\left(\frac{B+h}{L_{\bar{z}}}\right)^{0.63}}}$$

B: Dimensión horizontal de un edificio medida perpendicularmente a la dirección del viento

h: Altura media de la cubierta del edificio

$L_{\bar{z}}$: Escala de longitud integral de turbulencia

$$L_{\bar{z}} = \ell\left(\frac{\bar{z}}{10}\right)^{\bar{\epsilon}}$$

l: Factor de escala de longitud integral (NSR-10, Tabla B.6.5-2)

ε: Exponente para la ley potencial de la escala de longitud integral (NSR-10, Tabla B.6.5-2)

Constantes de exposición del terreno (NSR-10, Tabla B.6.5-2)

Dirección	Viento a 0°	Viento a 90°	Viento a 180°	Viento a 270°
Exposición	Categoría B	Categoría B	Categoría B	Categoría B
z_{min} (m)	9.00	9.00	9.00	9.00
c	0.30	0.30	0.30	0.30
l	97.5	97.5	97.5	97.5
ε	0.33	0.33	0.33	0.33
b	---	---	---	---
α	---	---	---	---

Cálculo del factor de efecto de ráfaga, G

Dirección	Viento a 0°	Viento a 90°	Viento a 180°	Viento a 270°
z_{min} (m)	9.00	9.00	9.00	9.00
I_z	0.39	0.39	0.39	0.39
L_z	58.50	58.50	58.50	58.50
Q	0.90	0.89	0.90	0.89
g_Q	3.40	3.40	3.40	3.40
g_v	3.40	3.40	3.40	3.40
g_R	---	---	---	---
V_z	---	---	---	---
R	---	---	---	---
G	0.86	0.86	0.86	0.86

1.3.3. Presión de diseño por planta

Presión de diseño, p (NSR-10, B.6.5.12.2 y Figura B.6.5-3)

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Justificación de la acción del viento

Instituto Técnico Agrícola, sede Vega San Juan — Fecha: 29/09/25

p (t/m²)				
Planta	**Viento a 0°**	**Viento a 90°**	**Viento a 180°**	**Viento a 270°**
Cub2	0.045	0.046	0.045	0.046
Cubierta	0.045	0.046	0.045	0.046

1.4. Cargas de viento por planta

Las cargas de viento para el diseño del sistema principal resistente a la fuerza del viento se deben determinar mediante la siguiente expresión:

$$F_i = (p_i \cdot A_i) \cdot c$$

Donde:

F_i: Carga de viento que actúa en la planta 'i'

p_i: Presión de diseño en la planta 'i'

A_i: Área de la planta 'i' sobre la que actúa la presión de diseño del viento

$$A_i = b_i \cdot h_i$$

b_i: Anchura de banda de la planta 'i' perpendicular a la dirección de análisis

h_i: Altura de la planta 'i'

c: Coeficiente aplicado a la acción de viento

Viento a 0° (+X)				
Planta	**p (t/m²)**	**b (m)**	**h (m)**	**F (t)**
Cub2	0.045	8.00	0.45	0.161
Cubierta	0.045	8.00	1.80	0.643

Viento a 90° (-Y)				
Planta	**p (t/m²)**	**b (m)**	**h (m)**	**F (t)**
Cub2	0.046	10.00	0.45	-0.208
Cubierta	0.046	10.00	1.80	-0.830

Viento a 180° (-X)				
Planta	**p (t/m²)**	**b (m)**	**h (m)**	**F (t)**
Cub2	0.045	8.00	0.45	-0.161
Cubierta	0.045	8.00	1.80	-0.643

Viento a 270° (+Y)				
Planta	**p (t/m²)**	**b (m)**	**h (m)**	**F (t)**
Cub2	0.046	10.00	0.45	0.208
Cubierta	0.046	10.00	1.80	0.830

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

5.10 RESULTADOS DEL ANÁLISIS SISMICO

ÍNDICE

1. SISMO 2
1.1. Datos generales de sismo 2
1.2. Espectro de cálculo 3
1.2.1. Espectro elástico de aceleraciones 3
1.2.2. Espectro de diseño de aceleraciones 4
1.3. Coeficientes de participación 5
1.4. Centro de masas, centro de rigidez y excentricidades de cada planta 6
1.5. Corrección por cortante basal 7
1.5.1. Cortante dinámico CQC 7
1.5.2. Cortante basal estático 8
1.5.3. Verificación de la condición de cortante basal 8
1.6. Cortante sísmico combinado por planta 9
1.6.1. Cortante sísmico combinado y fuerza sísmica equivalente por planta 9

Justificación de la acción sísmica

Instituto Técnico Agrícola, sede Vega San Juan — Fecha: 29/09/25

SISMO

Norma utilizada: NSR-10
Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (2010)

Método de cálculo: Análisis dinámico espectral (NSR-10, A.3.4.2.2)

1.1. Datos generales de sismo

Caracterización del emplazamiento

A_a: Aceleración horizontal pico efectiva (NSR-10, A.2.2)	A_a :	0.15 g
A_v: Velocidad horizontal pico efectiva (NSR-10, A.2.2)	A_v :	0.20 g
V_m: Velocidad media de onda de cortante (NSR-10, A.2.4.3)	V_m :	300.00 m/s

Sistema estructural

R_{0X}: Coeficiente de disipación de energía básico (X) (NSR-10, A.3)	R_{0X} :	5.00
R_{0Y}: Coeficiente de disipación de energía básico (Y) (NSR-10, A.3)	R_{0Y} :	5.00
Φ_a: Coeficiente de irregularidad en altura (NSR-10, A.3.3.5)	Φ_a :	1.00
Φ_p: Coeficiente de irregularidad en planta (NSR-10, A.3.3.4)	Φ_p :	1.00
Φ_{rX}: Coeficiente por ausencia de redundancia (X) (NSR-10, A.3.3.8)	Φ_{rX} :	1.00
Φ_{rY}: Coeficiente por ausencia de redundancia (Y) (NSR-10, A.3.3.8)	Φ_{rY} :	1.00

Geometría en altura (NSR-10, A.3.3.4 y A.3.3.5): Regular

Estimación del periodo fundamental de la estructura: Según norma
Tipología estructural (X): I
Tipología estructural (Y): I

h: Altura del edificio	**h** :	3.60 m

Tipo de edificación (NSR-10, A.2.5): III

Parámetros de cálculo

Número de modos de vibración que intervienen en el análisis: Según norma
Grados de libertad que intervienen en el análisis: Se han considerado las plantas bajo rasante en el modelo dinámico

Fracción de sobrecarga de uso	:	0.00
Fracción de sobrecarga de nieve	:	0.00
Factor multiplicador del espectro	:	1.00

Efectos de la componente sísmica vertical
No se consideran

Verificación de la condición de cortante basal: Según norma

Se realiza análisis de los efectos de 2º orden
Valor para multiplicar los desplazamientos 1.00

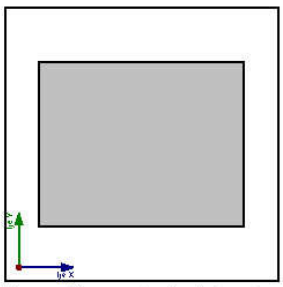
Criterio de armado a aplicar por ductilidad: Moderado (DMO)

Direcciones de análisis
Acción sísmica según X
Acción sísmica según Y

Página 2

Justificación de la acción sísmica

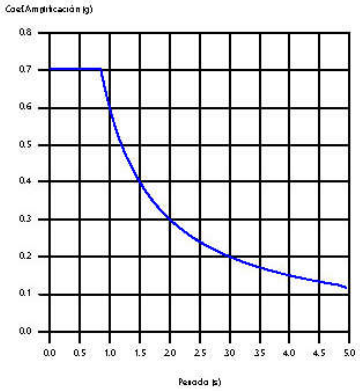
Instituto Técnico Agrícola, sede Vega San Juan — Fecha: 29/09/25



Proyección en planta de la obra

1.2. Espectro de cálculo

1.2.1. Espectro elástico de aceleraciones



Coef.Amplificación:

$$S_{ae} = 2.5 \cdot A_a \cdot F_a \cdot I \qquad T \le T_C$$

$$S_{ae} = \frac{1.2 \cdot A_v \cdot F_v \cdot I}{T} \qquad T_C \le T \le T_L$$

$$S_{ae} = \frac{1.2 \cdot A_v \cdot F_v \cdot T_L \cdot I}{T^2} \qquad T \ge T_L$$

El valor máximo de las ordenadas espectrales es 0.703 g.

NSR-10 (A.2.6.1)

Parámetros necesarios para la definición del espectro

A_a: Aceleración horizontal pico efectiva (NSR-10, A.2.2)	**A_a** : *0.15* g
A_v: Velocidad horizontal pico efectiva (NSR-10, A.2.2)	**A_v** : *0.20* g
F_a: Coeficiente de amplificación de la aceleración en zona de periodos cortos (NSR-10, Tabla A.2.4-3)	**F_a** : *1.50*
Tipo de perfil de suelo (NSR-10, A.2.4)	**Suelo** : *D*
A_a: Aceleración horizontal pico efectiva (NSR-10, A.2.2)	**A_a** : *0.15* g
F_v: Coeficiente de amplificación de la aceleración en zona de periodos intermedios (NSR-10, Tabla A.2.4-4)	**F_v** : *2.00*
Tipo de perfil de suelo (NSR-10, A.2.4)	**Suelo** : *D*
A_v: Velocidad horizontal pico efectiva (NSR-10, A.2.2)	**A_v** : *0.20* g
I: Coeficiente de importancia (NSR-10, A.2.5)	**I** : *1.25*
Tipo de edificación: III	

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Justificación de la acción sísmica

Instituto Técnico Agrícola, sede Vega San Juan — Fecha: 29/09/25

T_c: Periodo correspondiente a la transición entre la zona de aceleración constante y la parte descendente del mismo (NSR-10, A.2.6.1) — T_c : *0.85* s

$$T_C = 0.48 \frac{A_v \cdot F_v}{A_a \cdot F_a}$$

T_l: Periodo correspondiente al inicio de la zona de desplazamiento aproximadamente constante (NSR-10, A.2.6.1) — T_l : *4.80* s

$$T_L = 2.4 \cdot F_v$$

1.2.2. Espectro de diseño de aceleraciones

El espectro de diseño sísmico se obtiene reduciendo el espectro elástico por el coeficiente (R) correspondiente a cada dirección de análisis.

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R} \qquad R \geq 1$$

Coeficiente de capacidad de disipación de energía (NSR-10, A.3.3.3)

R_X: Coeficiente de capacidad de disipación de energía de diseño (X)

$$R_X = MIN(R_{Xi}, 1.25 R_{Yi})$$

R_Y: Coeficiente de capacidad de disipación de energía de diseño (Y)

$$R_Y = MIN(R_{Yi}, 1.25 R_{Xi})$$

R_{Xi}: Coeficiente de capacidad de disipación de energía (X) — R_{Xi} : *5.00*

$$R_X = \phi_a \cdot \phi_p \cdot \phi_r \cdot R_{0X}$$

R_{Yi}: Coeficiente de capacidad de disipación de energía (Y) — R_{Yi} : *5.00*

$$R_Y = \phi_a \cdot \phi_p \cdot \phi_r \cdot R_{0Y}$$

Donde:

- **R_{0X}**: Coeficiente de disipación de energía básico (X) (NSR-10, A.3) — R_{0X} : *5.00*
- **R_{0Y}**: Coeficiente de disipación de energía básico (Y) (NSR-10, A.3) — R_{0Y} : *5.00*
- **Φ_a**: Coeficiente de irregularidad en altura (NSR-10, A.3.3.5) — Φ_a : *1.00*
- **Φ_p**: Coeficiente de irregularidad en planta (NSR-10, A.3.3.4) — Φ_p : *1.00*
- **Φ_{rX}**: Coeficiente por ausencia de redundancia (X) (NSR-10, A.3.3.8) — Φ_{rX} : *1.00*
- **Φ_{rY}**: Coeficiente por ausencia de redundancia (Y) (NSR-10, A.3.3.8) — Φ_{rY} : *1.00*

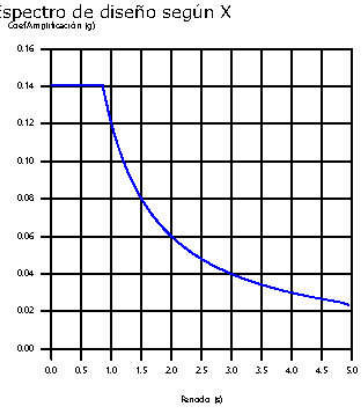
NSR-10 (A.3.7)

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

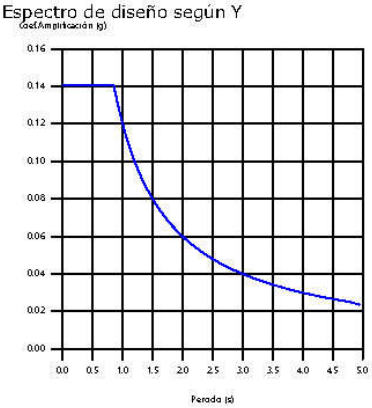
Justificación de la acción sísmica

Instituto Técnico Agrícola, sede Vega San Juan — Fecha: 29/09/25

Espectro de diseño según X



Espectro de diseño según Y



1.3. Coeficientes de participación

Modo	T	L_x	L_y	L_{gz}	M_x	M_y	Hipótesis X(1)	Hipótesis Y(1)
Modo 1	0.188	0.0039	0.9871	0.16	0 %	98.84 %	R = 5 A = 1.38 m/s² D = 1.23834 mm	R = 5 A = 1.38 m/s² D = 1.23834 mm
Modo 2	0.183	1	0.004	0.0035	99.64 %	0 %	R = 5 A = 1.38 m/s² D = 1.16556 mm	R = 5 A = 1.38 m/s² D = 1.16556 mm
Modo 3	0.164	0.0175	0.0207	1	0 %	0.12 %	R = 5 A = 1.38 m/s² D = 0.94413 mm	R = 5 A = 1.38 m/s² D = 0.94413 mm
Total					99.64 %	98.96 %		

T: Periodo de vibración en segundos.

L_x, L_y: Coeficientes de participación normalizados en cada dirección del análisis.

L_{gz}: Coeficiente de participación normalizado correspondiente al grado de libertad rotacional.

M_x, M_y: Porcentaje de masa desplazada por cada modo en cada dirección del análisis.

R: Relación entre la aceleración de cálculo usando la ductilidad asignada a la estructura y la aceleración de cálculo obtenida sin ductilidad.

A: Aceleración de cálculo, incluyendo la ductilidad.

D: Coeficiente del modo. Equivale al desplazamiento máximo del grado de libertad dinámico.

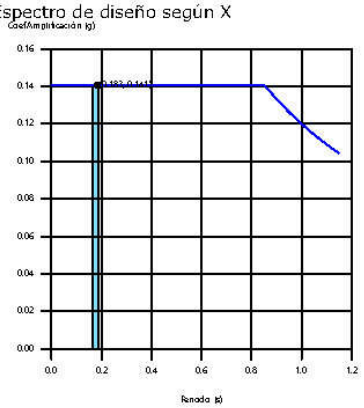
Representación de los periodos modales

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

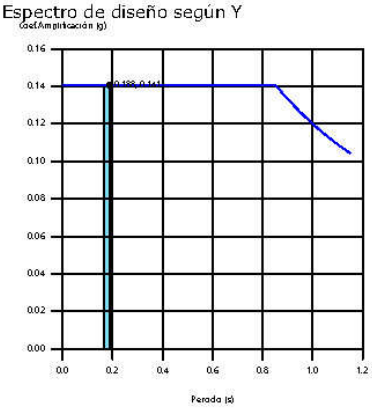
Justificación de la acción sísmica

Instituto Técnico Agrícola, sede Vega San Juan — Fecha: 29/09/25

Espectro de diseño según X



Espectro de diseño según Y



Se representa el rango de periodos abarcado por los modos estudiados, con indicación de los modos en los que se desplaza más del 30% de la masa:

Hipótesis Sismo X1		
Hipótesis modal	T (s)	A (g)
Modo 2	0.183	0.141

Hipótesis Sismo Y1		
Hipótesis modal	T (s)	A (g)
Modo 1	0.188	0.141

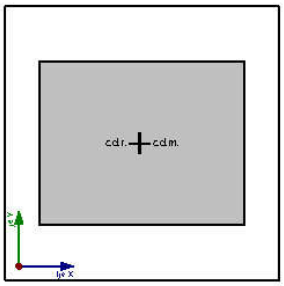
1.4. Centro de masas, centro de rigidez y excentricidades de cada planta

Planta	c.d.m. (m)	c.d.r. (m)	e_x (m)	e_Y (m)
Cub2	(4.99, 4.00)	(4.88, 4.00)	0.11	0.00
Cubierta	(4.93, 4.00)	(4.88, 4.00)	0.05	0.00

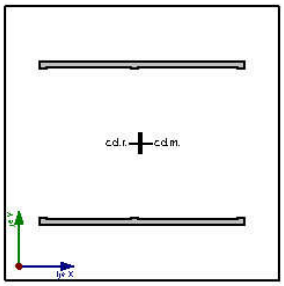
c.d.m.: Coordenadas del centro de masas de la planta (X,Y)
c.d.r.: Coordenadas del centro de rigidez de la planta (X,Y)
e_x: Excentricidad del centro de masas respecto al centro de rigidez (X)
e_Y: Excentricidad del centro de masas respecto al centro de rigidez (Y)

Representación gráfica del centro de masas y del centro de rigidez por planta

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co



Cubierta



Cub2

1.5. Corrección por cortante basal

1.5.1. Cortante dinámico CQC

El cortante basal dinámico (V_d), por dirección e hipótesis sísmica, se obtiene mediante la combinación cuadrática completa (CQC) de los cortantes en la base por hipótesis modal.

Hipótesis sísmica (X)	Hipótesis modal	V_x (t)	$V_{d,x}$ (t)
Sismo X1	Modo 1	0.0001	6.6173
	Modo 2	6.6170	
	Modo 3	0.0003	

Hipótesis sísmica (Y)	Hipótesis modal	V_Y (t)	$V_{d,Y}$ (t)
Sismo Y1	Modo 1	6.5621	6.5698
	Modo 2	0.0001	
	Modo 3	0.0217	

$\mathbf{V_{d,X}}$: Cortante basal dinámico en dirección X, por hipótesis sísmica
$\mathbf{V_{d,Y}}$: Cortante basal dinámico en dirección Y, por hipótesis sísmica

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Justificación de la acción sísmica

Instituto Técnico Agrícola, sede Vega San Juan — Fecha: 29/09/25

1.5.2. Cortante basal estático

El cortante sísmico en la base de la estructura se determina para cada una de las direcciones de análisis:

$V_{s,x}$: Cortante sísmico en la base (X) (NSR-10, A.4.3.1) — **$V_{s,x}$** : 6.6365 t

$$V_{s,x} = S_{d,x}(T_a) \cdot W$$

$S_{d,x}(T_a)$: Aceleración espectral horizontal de diseño (X) — **$S_{d,x}(T_a)$** : 0.141 g

$T_{a,x}$: Periodo fundamental aproximado (X) (NSR-10, A.4.2.2) — **$T_{a,x}$** : 0.15 s

$$T_a = 0.047 \cdot h^{0.9}$$

Tipología estructural (X): I

h: Altura del edificio — **h** : 3.60 m

$V_{s,Y}$: Cortante sísmico en la base (Y) (NSR-10, A.4.3.1) — **$V_{s,Y}$** : 6.6365 t

$$V_{s,y} = S_{d,y}(T_a) \cdot W$$

$S_{d,Y}(T_a)$: Aceleración espectral horizontal de diseño (Y) — **$S_{d,Y}(T_a)$** : 0.141 g

$T_{a,Y}$: Periodo fundamental aproximado (Y) (NSR-10, A.4.2.2) — **$T_{a,Y}$** : 0.15 s

$$T_a = 0.047 \cdot h^{0.9}$$

Tipología estructural (Y): I

h: Altura del edificio — **h** : 3.60 m

W: Peso sísmico total de la estructura — **W** : 47.1926 t

El peso sísmico total de la estructura es la suma de los pesos sísmicos de todas las plantas.

$$W = \sum_{i=1}^{n} w_i$$

w_i: Peso sísmico total de la planta "i"

Suma de la totalidad de la carga permanente y de la fracción de la sobrecarga de uso considerada en el cálculo de la acción sísmica.

Planta	w_i (t)
Cub2	6.0966
Cubierta	41.0960
$W=\sum w_i$	**47.1926**

1.5.3. Verificación de la condición de cortante basal

Cuando el valor del cortante dinámico total en la base (V_d), obtenido después de realizar la combinación modal, para cualquiera de las direcciones de análisis, es menor que el 80 % del cortante basal sísmico estático (V_s), todos los parámetros de la respuesta dinámica se multiplican por el factor de modificación: $0.80 \cdot V_s / V_d$.

Geometría en altura (NSR-10, A.3.3.4 y A.3.3.5): Regular

NSR-10 (A.5.4.5)

Hipótesis sísmica	Condición de cortante basal mínimo	Factor de modificación
Sismo X1	$V_{d,X1} \geq 0.80 \cdot V_{s,X}$ 6.6173 t ≥ 5.3092 t	N.P.

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Hipótesis sísmica	Condición de cortante basal mínimo	Factor de modificación
Sismo Y1	$V_{d,Y1} \geq 0.80 \cdot V_{s,Y}$ 6.5698 t ≥ 5.3092 t	N.P.

$V_{d,X}$: Cortante basal dinámico en dirección X, por hipótesis sísmica
$V_{s,X}$: Cortante basal estático en dirección X, por hipótesis sísmica
$V_{d,Y}$: Cortante basal dinámico en dirección Y, por hipótesis sísmica
$V_{s,Y}$: Cortante basal estático en dirección Y, por hipótesis sísmica
N.P.: No procede

1.6. Cortante sísmico combinado por planta

El valor máximo del cortante por planta en una hipótesis sísmica dada se obtiene mediante la Combinación Cuadrática Completa (CQC) de los correspondientes cortantes modales.

Si la obra tiene vigas con vinculación exterior o estructuras 3D integradas, los esfuerzos de dichos elementos no se muestran en el siguiente listado.

1.6.1. Cortante sísmico combinado y fuerza sísmica equivalente por planta

Los valores que se muestran en las siguientes tablas no están ajustados por el factor de modificación calculado en el apartado 'Corrección por cortante basal'.

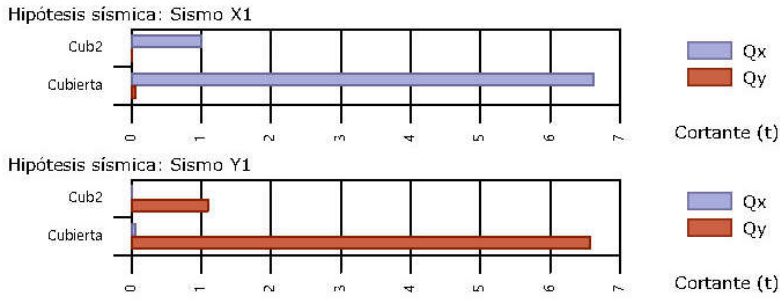
Hipótesis sísmica: Sismo X1

Planta	Q_X (t)	$F_{eq,X}$ (t)	Q_Y (t)	$F_{eq,Y}$ (t)
Cub2	0.9956	0.9956	0.0095	0.0095
Cubierta	6.6173	5.6217	0.0608	0.0513

Hipótesis sísmica: Sismo Y1

Planta	Q_X (t)	$F_{eq,X}$ (t)	Q_Y (t)	$F_{eq,Y}$ (t)
Cub2	0.0079	0.0079	1.0927	1.0927
Cubierta	0.0518	0.0440	6.5698	5.4772

Cortantes sísmicos máximos por planta



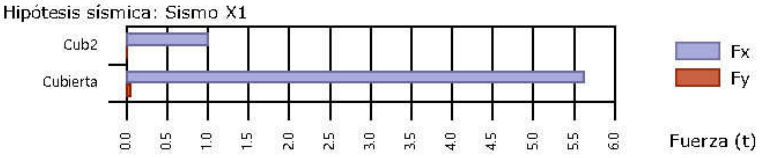
Fuerzas sísmicas equivalentes por planta

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

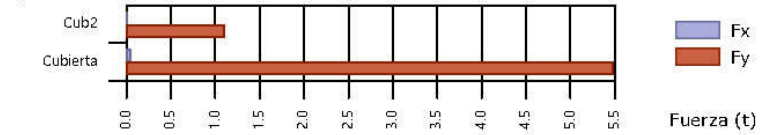
Justificación de la acción sísmica

Instituto Técnico Agrícola, sede Vega San Juan — Fecha: 29/09/25

Hipótesis sísmica: Sismo X1



Hipótesis sísmica: Sismo Y1



Página 10

5.11 VERIFICACIÓN DE LAS DERIVAS Y DEFLEXIONES VERTICALES DE LA ESTRUCTURA (NSR-10 CAPÍTULO A.6)

Deriva máxima de la edificación obtenida por el diseñador:	0.15% en sentido X 0.17% en sentido Y
Deriva máxima permitida por norma:	1.00%

Deriva máxima obtenida < 1.00%
0.17% < 1.00%
El proyecto diseñado cumple con los requisitos de deriva establecidos en el Reglamento NSR-10

Se adjuntan resultados del análisis.

Distorsiones de pilares, pantallas y muros

Nombre Obra: Colegio_V05 29Sep2025 Fecha:29/09/25
Instituto Técnico Agrícola, sede Vega San Juan

- h: Altura del nivel respecto al inmediato inferior
- Distorsión:
  Absoluta: Diferencia entre los desplazamientos de un nivel y los del inmediatamente inferior
  Relativa: Relación entre la altura y la distorsión absoluta
- Origen:
  G: Sólo gravitatorias
  GV: Gravitatorias + viento
- Nota:
  Las diferentes normas suelen limitar el valor de la distorsión relativa entre plantas y de la distorsión total (desplome) del edificio.
  El valor absoluto se utilizará para definir las juntas sísmicas. El valor relativo suele limitarse en función de la altura de la planta 'h'. Se comprueba el valor 'Total' tomando en ese caso como valor de 'h' la altura total.

Situaciones persistentes o transitorias									
Pilar	Planta	Cota (m)	h (m)	Distorsión X			Distorsión Y		
				Absoluta (m)	Relativa	Origen	Absoluta (m)	Relativa	Origen
C1	Cub2	3.45	0.92	0.0000	----	GV	0.0003	h / 3084	GV
	Qubierta	2.53	3.03	0.0002	----	GV	0.0002	----	GV
	Cimentación	-0.50							
	Total		3.95	0.0002	----	GV	0.0005	h / 7900	GV
C2	Cub2	3.45	0.90	0.0000	----	GV	0.0003	h / 3000	GV
	Qubierta	2.55	3.05	0.0002	----	GV	0.0002	----	GV
	Cimentación	-0.50							
	Total		3.95	0.0002	----	GV	0.0005	h / 7900	GV
C3	Cub2	3.45	0.92	0.0000	----	GV	0.0003	h / 3084	GV
	Qubierta	2.53	3.03	0.0002	----	GV	0.0002	----	GV
	Cimentación	-0.50							
	Total		3.95	0.0002	----	GV	0.0005	h / 7900	GV
C4	Qubierta	2.53	3.03	0.0002	----	GV	0.0002	----	GV
	Cimentación	-0.50							
	Total		3.03	0.0002	----	GV	0.0002	----	GV
C5	Qubierta	2.55	3.05	0.0002	----	GV	0.0002	----	GV
	Cimentación	-0.50							
	Total		3.05	0.0002	----	GV	0.0002	----	GV
C6	Qubierta	2.53	3.03	0.0002	----	GV	0.0002	----	GV
	Cimentación	-0.50							
	Total		3.03	0.0002	----	GV	0.0002	----	GV
C7	Cub2	3.45	0.92	0.0000	----	GV	0.0003	h / 3084	GV
	Qubierta	2.53	3.03	0.0002	----	GV	0.0002	----	GV
	Cimentación	-0.50							
	Total		3.95	0.0002	----	GV	0.0005	h / 7900	GV
C8	Cub2	3.45	0.90	0.0000	----	GV	0.0003	h / 3000	GV
	Qubierta	2.55	3.05	0.0002	----	GV	0.0002	----	GV
	Cimentación	-0.50							
	Total		3.95	0.0002	----	GV	0.0005	h / 7900	GV
C9	Cub2	3.45	0.92	0.0000	----	GV	0.0003	h / 3084	GV
	Qubierta	2.53	3.03	0.0002	----	GV	0.0002	----	GV
	Cimentación	-0.50							
	Total		3.95	0.0002	----	GV	0.0005	h / 7900	GV

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Distorsiones de pilares, pantallas y muros

Nombre Obra: Colegio_V05 29Sep2025 Fecha:29/09/25
Instituto Técnico Agrícola, sede Vega San Juan

Situaciones sísmicas[1]									
Pilar	Planta	Cota (m)	h (m)	Distorsión X			Distorsión Y		
				Absoluta (m)	Relativa	Origen	Absoluta (m)	Relativa	Origen
C1	Cub2	3.45	0.92	0.0008	h / 1157	----	0.0016	h / 579	----
	Cubierta	2.53	3.03	0.0047	h / 644	----	0.0047	h / 644	----
	Cimentación	-0.50							
	Total		3.95	0.0056	h / 706	----	0.0063	h / 627	----
C2	Cub2	3.45	0.90	0.0008	h / 1125	----	0.0016	h / 563	----
	Cubierta	2.55	3.05	0.0047	h / 649	----	0.0047	h / 649	----
	Cimentación	-0.50							
	Total		3.95	0.0056	h / 706	----	0.0064	h / 618	----
C3	Cub2	3.45	0.92	0.0008	h / 1157	----	0.0017	h / 545	----
	Cubierta	2.53	3.03	0.0047	h / 644	----	0.0050	h / 605	----
	Cimentación	-0.50							
	Total		3.95	0.0056	h / 706	----	0.0068	h / 581	----
C4	Cubierta	2.53	3.03	0.0046	h / 658	----	0.0047	h / 644	----
	Cimentación	-0.50							
	Total		3.03	0.0046	h / 658	----	0.0047	h / 644	----
C5	Cubierta	2.55	3.05	0.0046	h / 664	----	0.0047	h / 649	----
	Cimentación	-0.50							
	Total		3.05	0.0046	h / 664	----	0.0047	h / 649	----
C6	Cubierta	2.53	3.03	0.0046	h / 658	----	0.0050	h / 605	----
	Cimentación	-0.50							
	Total		3.03	0.0046	h / 658	----	0.0050	h / 605	----
C7	Cub2	3.45	0.92	0.0008	h / 1157	----	0.0016	h / 579	----
	Cubierta	2.53	3.03	0.0047	h / 644	----	0.0047	h / 644	----
	Cimentación	-0.50							
	Total		3.95	0.0056	h / 706	----	0.0063	h / 627	----
C8	Cub2	3.45	0.90	0.0008	h / 1125	----	0.0016	h / 563	----
	Cubierta	2.55	3.05	0.0047	h / 649	----	0.0047	h / 649	----
	Cimentación	-0.50							
	Total		3.95	0.0056	h / 706	----	0.0064	h / 618	----
C9	Cub2	3.45	0.92	0.0008	h / 1157	----	0.0017	h / 545	----
	Cubierta	2.53	3.03	0.0047	h / 644	----	0.0050	h / 605	----
	Cimentación	-0.50							
	Total		3.95	0.0056	h / 706	----	0.0068	h / 581	----

Notas:
[1] Las distorsiones están mayoradas por la ductilidad.

Los valores indicados tienen en cuenta los factores de desplazamientos definidos para los efectos multiplicadores de segundo orden.

Valores máximos

Desplome local máximo de los pilares (δ / h)				
Planta	Situaciones persistentes o transitorias		Situaciones sísmicas[1]	
	Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y
Cub2	----	1 / 3000 (C2, C8)	1 / 1125 (C2, C8)	1 / 545 (C3, C9)
Cubierta	----	----	1 / 644 (C1, ...)	1 / 605 (C3, ...)

Notas:
[1] Los desplazamientos están mayorados por la ductilidad.

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Distorsiones de pilares, pantallas y muros

Nombre Obra: Colegio_V05 29Sep2025 Fecha:29/09/25
Instituto Técnico Agrícola, sede Vega San Juan

Desplome total máximo de los pilares (δ / H)			
Situaciones persistentes o transitorias		Situaciones sísmicas[1]	
Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y
----	1 / 7900 (C1, ...)	1 / 658 (C4, C6)	1 / 581 (C3, C9)
Notas: [1] *Los desplazamientos están mayorados por la ductilidad.*			

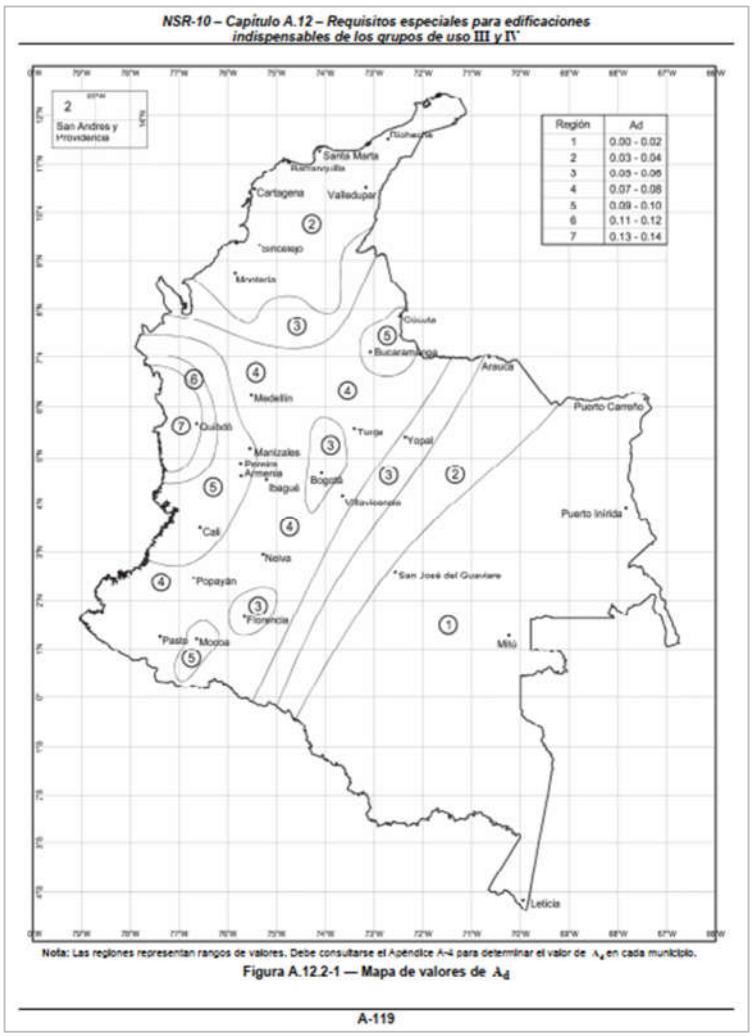
Los valores indicados tienen en cuenta los factores de desplazamientos definidos para los efectos multiplicadores de segundo orden.

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

5.12 REQUISITOS ESPECIALES PARA EDIFICACIONES INDISPENSABLES DE LOS GRUPOS III Y IV: UMBRAL DE DAÑO

Teniendo en cuenta que, el edificio en estudio **Si** pertenece al **Grupo de uso III**, **Si** se requiere realizar la verificación del umbral de daño.

Imagen 7. Definición de región para determinación de valores de Ad.. NSR-10



Fuente: NSR-10

Propósito del presente chequeo según NSR-10:

A.12.1.1 — PROPÓSITO — El presente capítulo contiene los requisitos adicionales, a los contenidos en los capítulos restantes del presente Título, que se deben cumplir en el diseño y construcción sismo resistente de las edificaciones pertenecientes al grupo de uso **IV**, definido en A.2.5.1.1, y las incluidas en los literales (a), (b), (c) y (d) del grupo de uso **III,** tal como lo define A.2.5.1.2, esenciales para la recuperación de la comunidad con posterioridad a la ocurrencia de una emergencia, incluyendo un sismo, con el fin de garantizar que puedan operar durante y después de la ocurrencia de un temblor. En relación con las edificaciones incluidas en los literales (e) y (f) del Grupo **III**, como lo define A.2.5.1.2, queda a decisión del propietario en el primer caso o de la autoridad competente en el segundo definir si se requiere adelantar el diseño de ellas según los requisitos especiales del Capítulo A.12.

Parámetros para espectro de umbral de daño, según A.12.3 (NSR-10):

Ae =	0.21	S =	2.50
Ad =	0.10	T_{Cd} =	1.25
Fa =	1.50	T_{Ld} =	6.00
Fv =	2.00	Aa =	0.15
I =	1.50	Av =	0.20

Imagen 8. Tabla valores promedio Ad. NSR-10

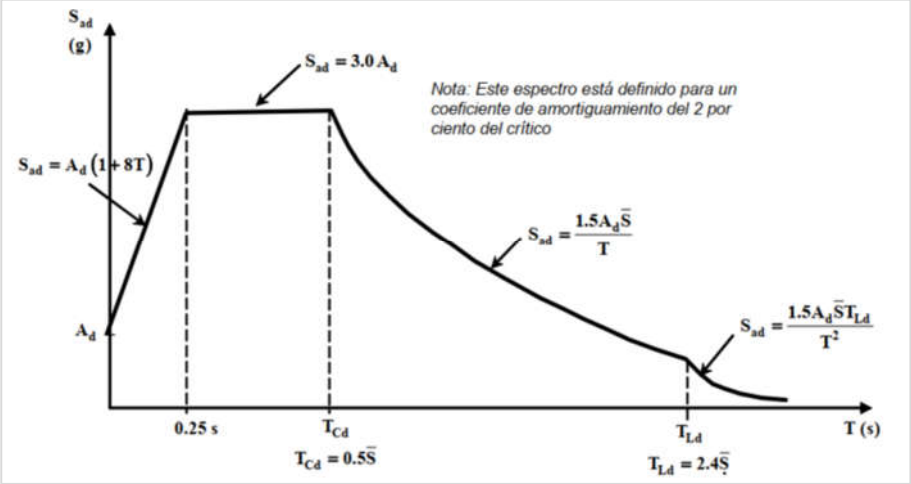
Tabla A.12.2-1
Valores de A_d según la región del mapa de la figura A.12.2-1

Región Nº	A_d
7	0.13 – 0.14
6	0.11 – 0.12
5	0.09 – 0.10
4	0.07 – 0.08
3	0.05 – 0.06
2	0.03 – 0.04
1	0.00 – 0.02

Nota: Las regiones representan rangos de valores. Debe consultarse el Apéndice A-4 para determinar el valor de A_d en cada municipio.

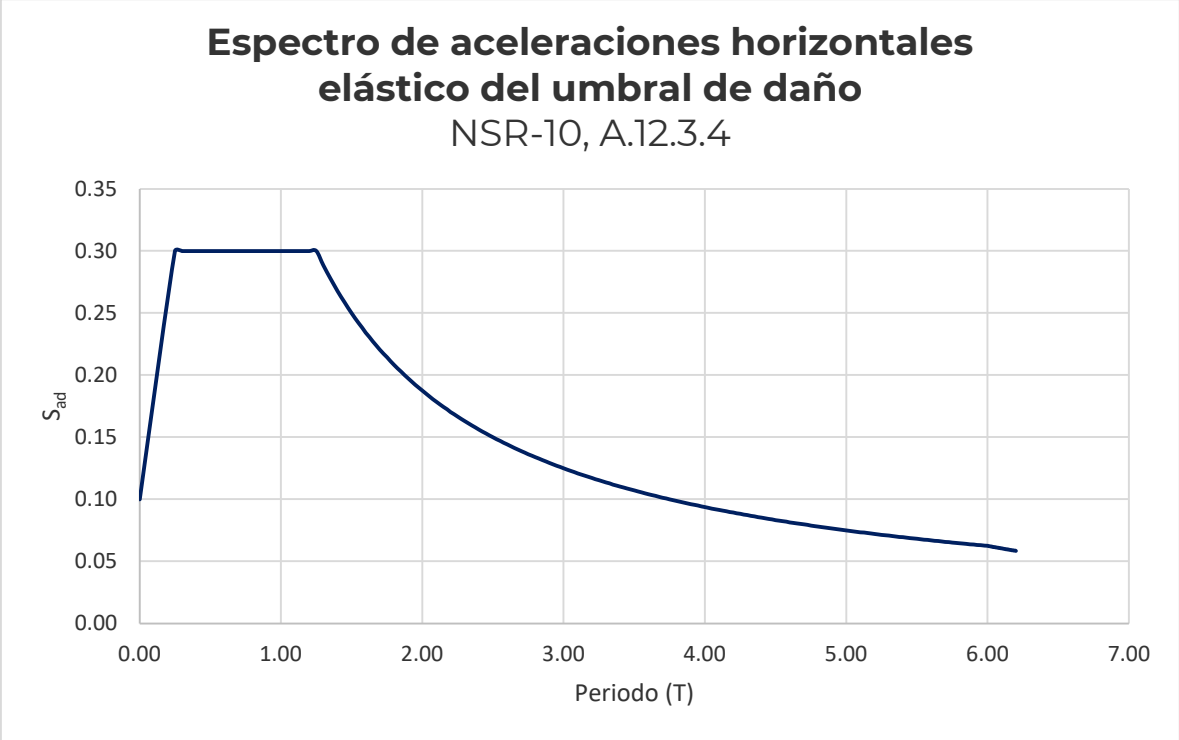
Fuente: NSR-10, 2.025

Imagen 9. Espectro sísmico para umbral de daño, según NSR-10



Fuente: NSR-10, 2.025

Imagen 10. Espectro sísmico para umbral de daño calculado para el proyecto en estudio



Fuente: Propia, 2.025

A.12.5.3 — LÍMITES DE LA DERIVA PARA EL UMBRAL DE DAÑO — La deriva máxima, para el umbral de daño, evaluada en cualquier punto de la estructura, determinada de acuerdo con el procedimiento de A.12.5.2, no puede exceder los límites establecidos en la Tabla A.12.5-1, en la cual la deriva máxima se expresa como un porcentaje de la altura de piso **hpi** :

Imagen 11. Límite de deriva para análisis de umbral de daño

Tabla A.12.5-1
Derivas máximas para el umbral de daño como porcentaje de h_{pi}

Estructuras de:	Deriva máxima
concreto reforzado, metálicas, de madera, y de mampostería que cumplen los requisitos de A.12.5.3.1	$0.40\% \left(\Delta^{i}_{max} \le 0.0040\, h_{pi}\right)$
de mampostería que cumplen los requisitos de A.12.5.3.2	$0.20\% \left(\Delta^{i}_{max} \le 0.0020\, h_{pi}\right)$

Fuente: NSR-10, 2.025

5.12.1 DERIVA OBTENIDA PARA ANÁLISIS DE UMBRAL DE DAÑO

Desplome total máximo de los pilares (Δ / H)			
Situaciones persistentes o transitorias		Situaciones sísmicas[1]	
Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y
1 / 7800 (A1, ...)	1 / 5337 (A1, ...)	1 / 361 (A4, ...)	1 / 409 (A1, ...)
Notas: [1] *Los desplazamientos están mayorados por la ductilidad.*			

Deriva máxima obtenida: Sentido X = 0.21%
Sentido Y = 0.23%
Deriva máxima permitida: 0.40%

Las derivas obtenidas para el análisis de umbral de daño son inferiores al límite permitido por la NSR-10. Por lo anterior, el proyecto cumple con el requisito de deriva máxima de umbral de daño

5.13 SEPARACIÓN ENTRE ESTRUCTURAS ADYACENTES POR CONSIDERACIONES SÍSMICAS

- **Dentro de una misma edificación:**

Todas las partes de la estructura deben diseñarse y construirse para que actúen como una unidad integral para efectos de resistir las fuerzas sísmicas, a menos que se separen una distancia suficiente para evitar la colisión nociva entre las partes. Para determinar la distancia mínima de separación debe sumarse el valor absoluto de los desplazamientos horizontales totales obtenidos en A.6.2.1 para cada una de las porciones de la edificación en la dirección perpendicular a la junta que las separe, a menos que se tomen medidas para que no se presente daño a la estructura al utilizar una distancia menor.

- **Entre edificaciones vecinas que no hagan parte de la misma construcción:**

La separación entre edificaciones vecinas, para evitar efectos nocivos ante la ocurrencia de un sismo, debe cumplir los siguientes requisitos:

Tabla 15. Tabla A.6.5-1 Separación sísmica mínima en la cubierta entre edificaciones colindantes que no hagan parte de la misma construcción

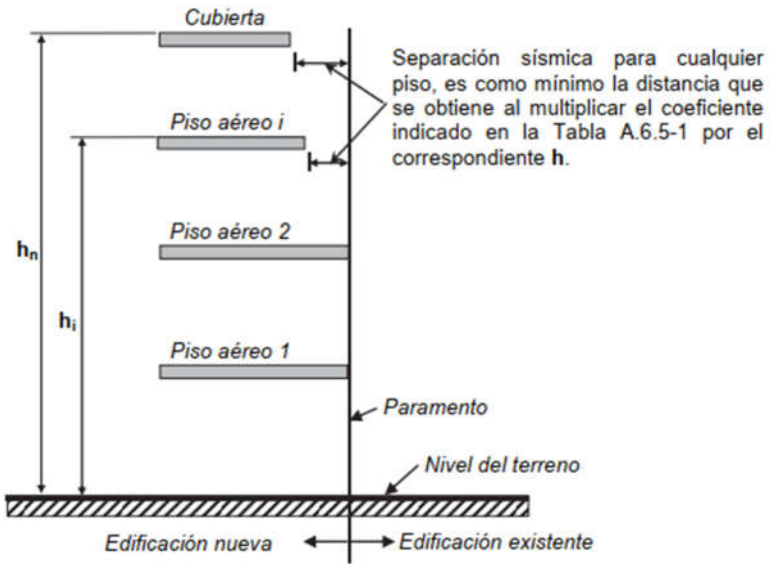
Separación sísmica mínima en la cubierta entre edificaciones colindantes que no hagan parte de la misma construcción

Altura de la edificación nueva	Tipo de Colindancia		
	Existe edificación vecina que no ha dejado la separación sísmica requerida		No existe edificación vecina o la que existe ha dejado la separación sísmica requerida
	Coinciden las losas de entrepiso	No coinciden las losas de entrepiso	
1 y 2 pisos	no requiere separación	no requiere separación	no requiere separación
3 pisos	no requiere separación	0.01 veces la altura de la edificación nueva (1% de h_n)	no requiere separación
Más de 3 pisos	0.02 veces la altura de la edificación nueva (2% de h_n)	0.03 veces la altura de la edificación nueva (3% de h_n)	0.01 veces la altura de la edificación nueva (1% de h_n)

Notas:
1. Para obtener la separación sísmica en pisos diferentes a la cubierta se aplicará el coeficiente indicado en la Tabla multiplicado por la altura sobre el terreno del piso en particular.
2. Cuando el terreno en la colindancia sea inclinado en el sentido del paramento, o haya diferentes alturas de piso o diferentes números de pisos aéreos en la colindancia, se tomará en la edificación nueva la altura de piso, o el número de pisos aéreos que conduzca a la mayor separación sísmica.

Fuente: NSR-10

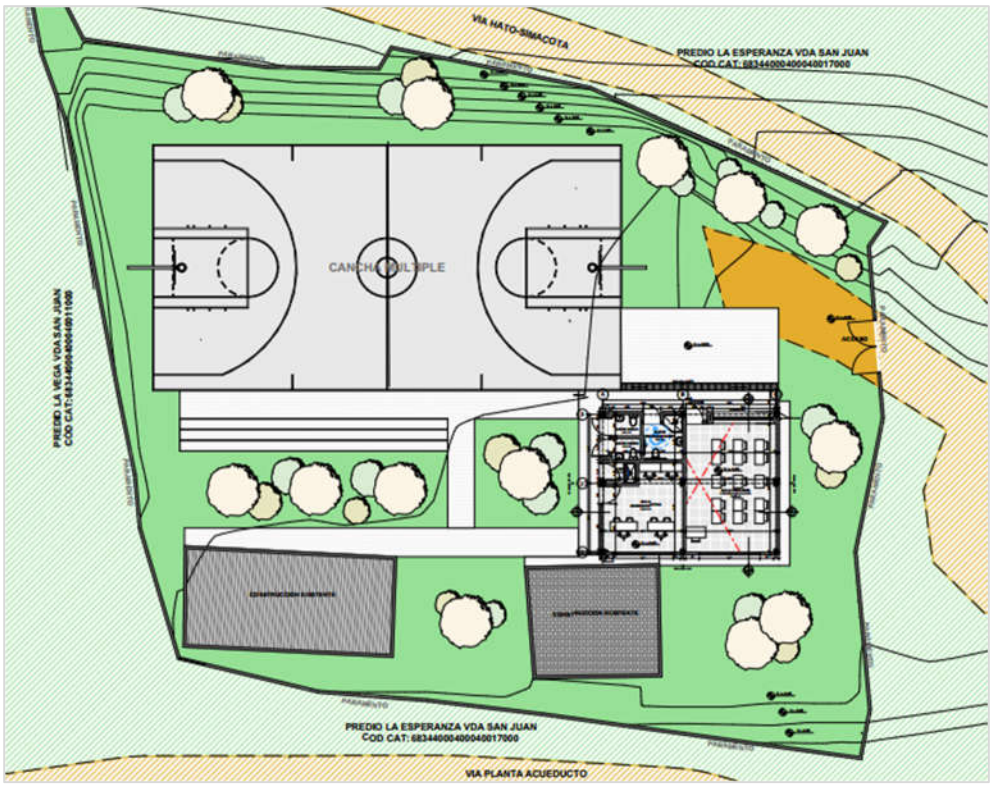
Imagen 12. Separación sísmica mínima en la cubierta entre edificaciones colindantes que no hagan parte de la misma construcción. Continuación



Fuente: NSR-10

De acuerdo con lo indicado en el plano general del proyecto, la estructura se encuentra libre por todos sus costados, razón por la cual no se requiere este chequeo normativo.

Imagen 13. Localización en planta del lote en estudio.



Fuente: Diseñador Arquitectónico, 2.025

5.14 INTERACCIÓN SUELO ESTRUCTURA

De acuerdo con A.3.4.2.2, si T > 2TC, en el análisis debe incluirse los efectos de interacción suelo-estructura.

Con los parámetros consignados en las memorias de cálculo para la estructura del edificio en estudio, se tiene lo siguiente:

Tipo de suelo:	D
Período:	0.15 seg
T_c:	0.85 seg
$2T_c$:	1.70 seg

El período de la edificación es > $2T_c$? No

Por lo anterior, para la estructura en estudio, no se requiere incluir los efectos de interacción suelo-estructura.

6. RESULTADOS OBTENIDOS DEL MODELAMIENTO

El modelamiento realizado para los demás elementos estructurales, contempla los siguientes pasos:

- Definición del esquema en planta y elevación de la estructura.
- Cálculo de todas las cargas gravitacionales que actúan sobre la estructura.
- Definición de un sistema de piso apropiado, dependiendo de la luz de los elementos y la magnitud de las cargas gravitacionales.
- Pre-dimensionamiento y diseño de la losa de entrepiso y de cubierta (Cuando aplique).
- Pre-dimensionamiento de las columnas de concreto que deben resistir las fuerzas horizontales.
- Diseño a flexión y cortante de las columnas de concreto reforzado.
- Diseño de escaleras y muros de contención en caso de que aplique.
- Determinación de las cargas al nivel de cimentación.
- Definición del sistema de cimentación de acuerdo con las recomendaciones del Estudio de Suelos.
- Producción de planos y especificaciones estructurales

De esta manera, se efectuaron los cálculos estructurales mediante el software utilizado para el modelado, obteniendo los resultados que se presentan en los capítulos posteriores.

6.1 DEFINICIÓN DE COMBINACIONES DE CARGA

Las combinaciones de carga se definen con base en lo indicado en la sección B.2 de la NSR-10:

B.2.4.2 — COMBINACIONES BÁSICAS — El diseño de las estructuras, sus componentes y cimentaciones debe hacerse de tal forma que sus resistencias de diseño igualen o excedan los efectos producidos por las cargas mayoradas en las siguientes combinaciones:

1.4D	(B.2.4-1)
1.2D + 1.6L + 0.5 (Lr ó G ó Le)	(B.2.4-2)
1.2D + 1.6 (Lr ó G ó Le) + (1.0L ó 0.5W)	(B.2.4-3)
1.2D + 1.0W + 1.0L + 0.5 (Lr ó G ó Le)	(B.2.4-4)
1.2D + 1.0E + 1.0L	(B.2.4-5)
0.9D + 1.0W	(B.2.4-6)
0.9D + 1.0E	(B.2.4-7)

6.2 COMPROBACIONES DE VIGAS

Se verifica que las dimensiones mínimas de las vigas cumplen con lo establecido en la Tabla C.9.5(a), conforme a los requisitos normativos aplicables.

Tabla 16. Dimensiones mínimas para vigas o losas nervadas en una dirección

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	$\frac{\ell}{16}$	$\frac{\ell}{18.5}$	$\frac{\ell}{21}$	$\frac{\ell}{8}$

Fuente: NSR-10, 2025

Tabla 17. Cálculo de altura mínima de vigas

Condición	Mínimo altura	Luz máxima (m)	Cálculo	En diseño	Chequeo	Observación
Simplemente apoyados	l/16	N.A	N.A	N.A	N.A	N.A
Con un extremo continuo	l/18.5	5.20m	0.28m	0.30m	N.A	N.A
Ambos extremos continuos	l/21	N.A	N.A	N.A	N.A	N.A
Voladizos	l/8	N.A	N.A	N.A	N.A	N.A

Fuente: Propia, 2025

6.2.1 COMPROBACIONES C.21 PARA UNA VIGA DETERMINADA

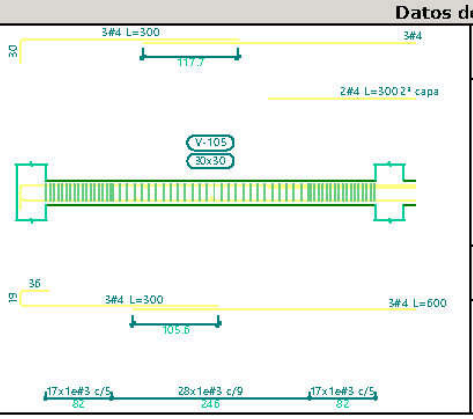
ÍNDICE

1. DESCRIPCIÓN..... 2
2. RESUMEN DE LAS COMPROBACIONES..... 2
3. COMPROBACIONES DE RESISTENCIA..... 3
4. COMPROBACIÓN DE FISURACIÓN..... 63
5. COMPROBACIONES DE FLECHA..... 66

Viga 1

1. DESCRIPCIÓN

Datos de la viga



Geometría	
Dimensiones	: 30x30
Luz libre	: 4.1 m
Recubrimiento geométrico superior	: 4.0 cm
Recubrimiento geométrico inferior	: 4.0 cm
Recubrimiento geométrico lateral	: 4.0 cm

Materiales	
Hormigón	: f'c=210
Armadura longitudinal	: Grade 60
Armadura transversal	: Grade 60

2. RESUMEN DE LAS COMPROBACIONES

Vano	COMPROBACIONES DE RESISTENCIA (NSR-10, TÍTULO C)																			Estado
	Disp.	Arm.	Q	Q S.	N,M	N,M S.	T.	T_d	T_u	TNM.	TV.	TV.	TV,s	TV,s	T,Disp.$_d$	T,Disp.$_d$	T,Geom.$_d$	T,Arm.$_d$	Disp. S.	Cap. S
V-105: C1 - C2	Cumple	Cumple	3.852 m' η = 16.8	3.852 m' η = 13.1	4.100 m' η = 63.9	'C1' η = 55.9	N.P.[1]	N.P.[1]	N.P.[1]	N.P.[1]	N.P.[1]	N.P.[1]	N.P.[1]	N.P.[1]	N.P.[1]	N.P.[1]	N.P.[1]	N.P.[1]	0.000 m' Cumple	3.852 m' Cumple	CUMPLE η = 63.9

Notación:
Disp.: Disposiciones relativas a las armaduras
Arm.: Armadura mínima y máxima
Q: Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas)
Q S.: Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas)
N,M: Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas)
N,M S.: Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones sísmicas)
T.: Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua.
T_d: Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma.
T_u: Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales.
TNM.: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre flexión y solicitaciones normales. Flexión alrededor del eje X.
TV.: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre flexión y cortante en el eje X. Compresión oblicua
TV.: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre flexión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua
TV,s: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Tracción en el alma.
TV,s: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma.
T,Disp.$_d$: Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal.
T,Disp.$_d$: Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal.
T,Geom.$_d$: Estado límite de agotamiento por torsión. Cuantía mínima de la armadura longitudinal.
T,Arm.$_d$: Estado límite de agotamiento por torsión. Cuantía mínima de estribos cerrados.
Disp. S.: Criterios de diseño para acero
Cap. S: Criterios de diseño para agua
x: Distancia al origen de la barra
η: Coeficiente de aprovechamiento (%)
N.P.: No procede

Comprobaciones que no proceden (N.P.):
[1] La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.
[2] La comprobación no procede, ya que no hay interacción entre flexión y solicitaciones normales.

Vano	COMPROBACIONES DE FISURACIÓN (NSR-10, TÍTULO C)				Estado
	$S_{C,sup.}$	$S_{C,Lat.Der.}$	$S_{C,inf.}$	$S_{C,Lat.Izq.}$	
V-105: C1 - C2	x: 0 m Cumple	N.P.[1]	x: 2.05 m Cumple	N.P.[1]	**CUMPLE**

Notación:
$S_{C,sup.}$: Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara superior
$S_{C,Lat.Der.}$: Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara lateral derecha
$S_{C,inf.}$: Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara inferior
$S_{C,Lat.Izq.}$: Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara lateral izquierda
x: Distancia al origen de la barra
η: Coeficiente de aprovechamiento (%)
N.P.: No procede

Comprobaciones que no proceden (N.P.):
[1] La comprobación no procede, ya que no hay ninguna armadura traccionada.

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Viga 1

Viga	**Activa (Característica)** $f_{A,max} \leq f_{A,lim}$ $f_{A,lim} = L/480$	Estado
V-105: C1 - C2	$f_{A,max}$: 1.09 mm $f_{A,lim}$: 8.54 mm	**CUMPLE**

3. COMPROBACIONES DE RESISTENCIA

V-105: C1 - C2 (C1 - 0.683 m, Negativos)

Disposiciones relativas a las armaduras (NSR-10, Título C, Artículos 7.6 y 7.10)

Armadura longitudinal

La distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa no debe ser inferior a $s_{l,min}$ (Artículo 7.6.1):

$s_l \geq s_{l,min}$ **81 mm ≥ 25 mm** ✓

Donde:

$s_{l,min}$: Valor máximo de s_1, s_2, s_3. $s_{l,min}$: 25 mm

$s_1 = d_b$ s_1 : 13 mm

$s_2 = 25$ mm s_2 : 25 mm

$s_3 = 1.33 \cdot d_{ag}$ s_3 : 20 mm

Siendo:

d_b: Diámetro de la barra más gruesa. d_b : 12.7 mm

d_{ag}: Tamaño máximo nominal del agregado grueso. d_{ag} : 15 mm

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Viga 1

Armadura mínima y máxima (NSR-10, Título C, Artículos 10.5.1, 10.5.2, 10.5.3 y 10.9.1)

Flexión positiva alrededor del eje X:

El área de refuerzo longitudinal a tracción, A_s, no debe ser menor que $A_{s,min}$ (Artículos 10.5.1 y 10.5.3):

$A_s \geq A_{s,min}$ **3.80 cm² ≥ 2.49 cm²** ✓

Donde:

$A_{s,min}$: Valor máximo de A_{s1}, A_{s2}. $A_{s,min}$: 2.49 cm²

$$A_{s1} = \frac{0.25 \cdot \sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot b_w \cdot d$$ A_{s1} : 2.02 cm²

$$A_{s2} = \frac{1.4 \cdot b_w \cdot d}{f_y}$$ A_{s2} : 2.49 cm²

Siendo:

- f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. f'_c : 210.00 kp/cm²
- f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. f_y : 4200.00 kp/cm²
- b_w: Ancho del alma. b_w : 300 mm
- d: Canto útil de la sección. d : 244 mm

Flexión negativa alrededor del eje X:

El área de refuerzo longitudinal a tracción, A_s, no debe ser menor que $A_{s,min}$ (Artículos 10.5.1 y 10.5.3):

$A_s \geq A_{s,min}$ **3.80 cm² ≥ 2.49 cm²** ✓

Donde:

$A_{s,min}$: Valor máximo de A_{s1}, A_{s2}. $A_{s,min}$: 2.49 cm²

$$A_{s1} = \frac{0.25 \cdot \sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot b_w \cdot d$$ A_{s1} : 2.02 cm²

$$A_{s2} = \frac{1.4 \cdot b_w \cdot d}{f_y}$$ A_{s2} : 2.49 cm²

Siendo:

- f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. f'_c : 210.00 kp/cm²
- f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. f_y : 4200.00 kp/cm²
- b_w: Ancho del alma. b_w : 300 mm
- d: Canto útil de la sección. d : 244 mm

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (NSR-10, Título C, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{u,y}}{\phi \cdot V_{n,y}} \leq 1$$ η : **0.149** ✓

Donde:

$V_{u,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo. $V_{u,y}$: 3.184 t

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Viga 1

$\phi \cdot V_{n,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma. $\phi \cdot V_{n,y}$: 21.357 t

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.000 m', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$V_n = V_c + V_s$ V_n : 28.476 t

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

$$V_c = \left(0.16 \cdot \sqrt{f'_c} + 17 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_m}\right) \cdot b_w \cdot d$$ V_c : 5.886 t

([MPa] f'_c)

Al calcular V_c por medio de la ecuación (11-5), $V_u d/M_u$ no debe tomarse mayor que 1.0, y M_u ocurre simultáneamente con V_u en la sección considerada.

Sin embargo, V_c no debe tomarse mayor que:

$$V_c = 0.29 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g}}$$ V_c : 9.827 t

([MPa] N_u/A_g y f'_c)

Donde:

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. f'_c : 210.00 kp/cm²

$\sqrt{f'_c} \leq 8.3$ MPa

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$ ρ_w : 0.005

Siendo:

A_s: Área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción. A_s : 3.80 cm²

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. b_w : 300 mm

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. d : 244 mm

$$M_m = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$ M_m : 1.103 t·m

Donde:

M_u: Momento mayorado en la sección. M_u : -1.103 t·m

N_u: Carga axial mayorada normal a la sección transversal. N_u : 0.000 t

h: Altura de un elemento. h : 300.00 mm

A_g: Área total de la sección de hormigón. A_g : 900.00 cm²

Resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante (Artículo 11.4.7):

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Viga 1

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{s}$$ V_s : 29.243 t

V_s no debe considerarse mayor que (Artículo 11.4.7.9):

$$V_s = 0.66 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$ V_s : 22.591 t

([MPa] f'_c)

Donde:

A_v: Área de refuerzo de cortante con un espaciamiento s. A_v : 1.43 cm²

f_{yt}: Resistencia específica a la fluencia f_{yt} del refuerzo transversal. f_{yt} : 4200.00 kp/cm²

$f_{yt} \geq 420$ MPa

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. d : 244 mm

s: Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal. s : 50 mm

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. f'_c : 210.00 kp/cm²

$\sqrt{f'_c} \geq 8.3$ MPa

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. b_w : 300 mm

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

El espaciamiento del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe exceder s_{max} (Artículo 11.4.5):

$s \leq s_{max}$ **50 mm ≤ 125 mm** ✓

Donde:

s_{max}: Valor mínimo de s_1, s_2. s_{max} : 125 mm

$s_1 = d/2$ s_1 : 125 mm

$s_2 = 600$ mm s_2 : 600 mm

Siendo:

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. d : 244 mm

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

Debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante, $A_{v,min}$, en todo elemento de concreto reforzado sometido a flexión (preesforzado y no preesforzado) (Artículo 11.4.6):

$A_v \geq A_{v,min}$ **1.43 cm² ≥ 0.13 cm²** ✓

Donde:

$$A_{v,min} = 0.062 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_{yt}}$$ $A_{v,min}$: 0.10 cm²

([MPa] f'_c y f_{yt})

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Viga 1

Pero no debe ser menor a:

$A_{v,min} = (0.35 \cdot b_w \cdot s)/f_{yt}$; $A_{v,min}$: 0.13 cm²

([MPa] f_{yt})

Siendo:

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. ; f'_c : 210.00 kp/cm²

$\sqrt{f'_c} \geq 8.3$ MPa

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. ; b_w : 300 mm

s: Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal. ; s : 50 mm

f_{yt}: Resistencia específica a la fluencia f_{yt} del refuerzo transversal. ; f_{yt} : 4200.00 kp/cm²

$f_{yt} \geq 420$ MPa

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas) (NSR-10, Título C, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{u,y}}{\phi \cdot V_{n,y}} \leq 1$$; η : **0.119** ✓

Donde:

$V_{u,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo. ; $V_{u,y}$: 2.524 t

$\phi \cdot V_{n,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma. ; $\phi \cdot V_{n,y}$: 21.248 t

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.000 m', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa-SX-0.3·SY".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$V_n = V_c + V_s$; V_n : 28.330 t

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

$$V_c = \left(0.16 \cdot \sqrt{f'_c} + 17 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_m}\right) \cdot b_w \cdot d$$; V_c : 5.740 t

([MPa] f'_c)

Al calcular V_c por medio de la ecuación (11-5), $V_u d/M_u$ no debe tomarse mayor que 1.0, y M_u ocurre simultáneamente con V_u en la sección considerada.

Sin embargo, V_c no debe tomarse mayor que:

$$V_c = 0.29 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g}}$$; V_c : 9.827 t

([MPa] N_u/A_g y f'_c)

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Viga 1

Donde:

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. f'_c : 210.00 kp/cm²

$\sqrt{f'_c} \neq 8.3$ MPa

$\rho_w = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$ ρ_w : 0.005

Siendo:

A_s: Área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción. A_s : 3.80 cm²

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. b_w : 300 mm

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. d : 244 mm

$M_m = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$ M_m : 1.277 t·m

Donde:

M_u: Momento mayorado en la sección. M_u : -1.277 t·m

N_u: Carga axial mayorada normal a la sección transversal. N_u : 0.000 t

h: Altura de un elemento. h : 300.00 mm

A_g: Área total de la sección de hormigón. A_g : 900.00 cm²

Resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante (Artículo 11.4.7):

$V_s = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{s}$ V_s : 29.243 t

V_s no debe considerarse mayor que (Artículo 11.4.7.9):

$V_s = 0.66 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$ V_s : 22.591 t

([MPa] f'_c)

Donde:

A_v: Área de refuerzo de cortante con un espaciamiento s. A_v : 1.43 cm²

f_{yt}: Resistencia específica a la fluencia f_{yt} del refuerzo transversal. f_{yt} : 4200.00 kp/cm²

$f_{yt} \neq 420$ MPa

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. d : 244 mm

s: Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal. s : 50 mm

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. f'_c : 210.00 kp/cm²

$\sqrt{f'_c} \neq 8.3$ MPa

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. b_w : 300 mm

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Viga 1

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

El espaciamiento del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe exceder s_{max} (Artículo 11.4.5):

$\mathbf{s \le s_{max}}$ **50 mm ≤ 125 mm** ✓

Donde:

$\mathbf{s_{max}}$: Valor mínimo de s_1, s_2. s_{max} : 125 mm

$\mathbf{s_1} = d/2$ s_1 : 125 mm

$\mathbf{s_2} = 600$ mm s_2 : 600 mm

Siendo:

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d** : 244 mm

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

Debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante, $A_{v,min}$, en todo elemento de concreto reforzado sometido a flexión (preesforzado y no preesforzado) (Artículo 11.4.6):

$\mathbf{A_v \ge A_{v,min}}$ **1.43 cm² ≥ 0.13 cm²** ✓

Donde:

$\mathbf{A_{v,min}} = 0.062 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_{yt}}$ $A_{v,min}$: 0.10 cm²

([MPa] f'_c y f_{yt})

Pero no debe ser menor a:

$\mathbf{A_{v,min}} = (0.35 \cdot b_w \cdot s)/f_{yt}$ $A_{v,min}$: 0.13 cm²

([MPa] f_{yt})

Siendo:

$\mathbf{f'_c}$: Resistencia especifica a compresión del hormigón. f'_c : 210.00 kp/cm²

$\sqrt{f'_c} \ge 8.3$ MPa

$\mathbf{b_w}$: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. b_w : 300 mm

s: Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal. **s** : 50 mm

$\mathbf{f_{yt}}$: Resistencia específica a la fluencia f_{yt} del refuerzo transversal. f_{yt} : 4200.00 kp/cm²

$f_{yt} \ge 420$ MPa

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Viga 1

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas)
(NSR-10, Título C, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'C1', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos mínimos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}{(\phi \cdot P_n)^2 + (\phi \cdot M_{n,x})^2 + (\phi \cdot M_{n,y})^2}} \leq 1$$

η : **0.593** ✓

Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

P_u,M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u: Esfuerzo normal de cálculo. — P_u : 0.000 t

M_u: Momento de cálculo de primer orden. — $M_{u,x}$: -1.978 t·m

$M_{u,y}$: 0.000 t·m

$\phi \cdot P_n$,$\phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento. — $\phi \cdot P_n$: 0.000 t

$\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento. — $\phi \cdot M_{n,x}$: -3.334 t·m

$\phi \cdot M_{n,y}$: 0.000 t·m

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 10.2):

(a) El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.

(b) Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.

(c) La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.

(d) El esfuerzo en el refuerzo cuando sea menor que f_y debe tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias mayores que las correspondientes a f_y, el esfuerzo se considera independiente de la deformación unitaria e igual a f_y.

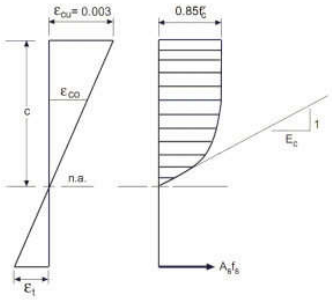
(e) La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.

(f) La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que dé origen a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos.

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Viga 1

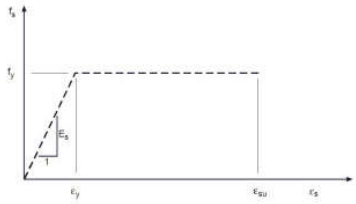


f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. f'_c : 210.00 kp/cm²

ε_{cu}: Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión. ε_{cu} : 0.0030

ε_{c0}: Deformación unitaria bajo carga máxima. ε_{c0} : 0.0020

Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.

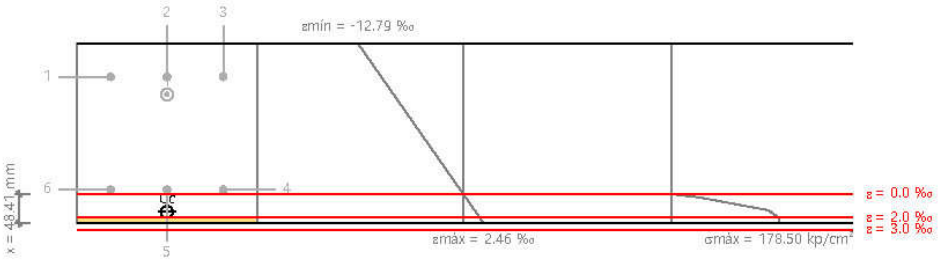


f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. f_y : 4200.00 kp/cm²

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Viga 1

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm²)	ε
1	#4	-94.13	94.13	-4200.00	-0.009950
2	#4	0.00	94.13	-4200.00	-0.009950
3	#4	94.13	94.13	-4200.00	-0.009950
4	#4	94.13	-94.13	-773.06	-0.000379
5	#4	0.00	-94.13	-773.06	-0.000379
6	#4	-94.13	-94.13	-773.06	-0.000379

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	18.903	0.00	-131.13
Cs	0.000	0.00	0.00
T	18.903	0.00	64.87

$P_n = C_c + C_s - T$ — P_n : 0.000 t

$M_{n,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$ — $M_{n,x}$: -3.705 t·m

$M_{n,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$ — $M_{n,y}$: 0.000 t·m

Donde:

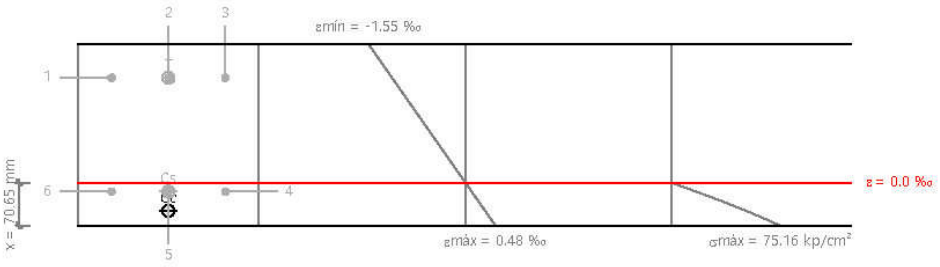
- C_c: Resultante de compresiones en el hormigón. — C_c : 18.903 t
- C_s: Resultante de compresiones en el acero. — C_s : 0.000 t
- T: Resultante de tracciones en el acero. — T : 18.903 t
- e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y. — $e_{cc,x}$: 0.00 mm; $e_{cc,y}$: -131.13 mm
- e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. — e_{cs} : 0.00 mm
- e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. — $e_{T,x}$: 0.00 mm; $e_{T,y}$: 64.87 mm
- ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón. — ε_{cmax} : 0.0025

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Viga 1

ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.	ε_{smax}	0.0099	
σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	σ_{cmax}	178.50	kp/cm²
σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.	σ_{smax}	4200.00	kp/cm²

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm²)	ε
1	#4	-94.13	94.13	-2394.26	-0.001174
2	#4	0.00	94.13	-2394.26	-0.001174
3	#4	94.13	94.13	-2394.26	-0.001174
4	#4	94.13	-94.13	+203.99	+0.000100
5	#4	0.00	-94.13	+203.99	+0.000100
6	#4	-94.13	-94.13	+203.99	+0.000100

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	8.325	0.00	-125.94
Cs	0.775	0.00	-94.13
T	9.101	0.00	94.13

$P_u = C_c + C_s - T$	P_u	0.000	t
$M_{u,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$	$M_{u,x}$	-1.978	t·m
$M_{u,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$	$M_{u,y}$	0.000	t·m

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.	C_c	8.325	t
C_s: Resultante de compresiones en el acero.	C_s	0.775	t
T: Resultante de tracciones en el acero.	T	9.101	t
e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cc,x}$	0.00	mm
	$e_{cc,y}$	-125.94	mm
e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cs,x}$	0.00	mm
	$e_{cs,y}$	-94.13	mm

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Viga 1

e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{T,x}$:	0.00	mm
	$e_{T,y}$:	94.13	mm
ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	ε_{cmax} :	0.0005	
ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.	ε_{smax} :	0.0012	
σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	σ_{cmax} :	75.16	kp/cm²
σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.	σ_{smax} :	2394.26	kp/cm²

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Viga 1

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones sísmicas) (NSR-10, Título C, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'C1', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos mínimos en situaciones sísmicas".

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}{(\phi \cdot P_n)^2 + (\phi \cdot M_{n,x})^2 + (\phi \cdot M_{n,y})^2}} \leq 1$$

η : **0.559** ✓

Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

P_u,M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u: Esfuerzo normal de cálculo. P_u : 0.000 t

M_u: Momento de cálculo de primer orden. $M_{u,x}$: -1.865 t·m

$M_{u,y}$: 0.000 t·m

$\phi \cdot P_n$,$\phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento. $\phi \cdot P_n$: 0.000 t

$\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento. $\phi \cdot M_{n,x}$: -3.334 t·m

$\phi \cdot M_{n,y}$: 0.000 t·m

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 10.2):

(a) El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.

(b) Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.

(c) La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.

(d) El esfuerzo en el refuerzo cuando sea menor que f_y debe tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias mayores que las correspondientes a f_y, el esfuerzo se considera independiente de la deformación unitaria e igual a f_y.

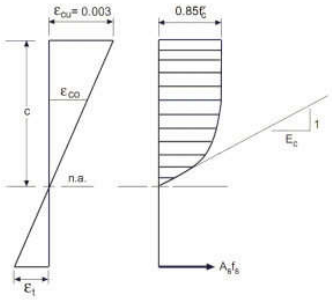
(e) La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.

(f) La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que dé origen a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos.

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Viga 1

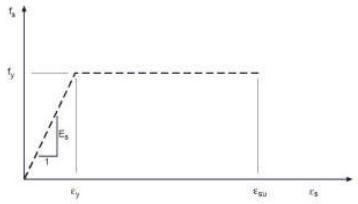


f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. f'_c : 210.00 kp/cm²

ε_{cu}: Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión. ε_{cu} : 0.0030

ε_{c0}: Deformación unitaria bajo carga máxima. ε_{c0} : 0.0020

Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.

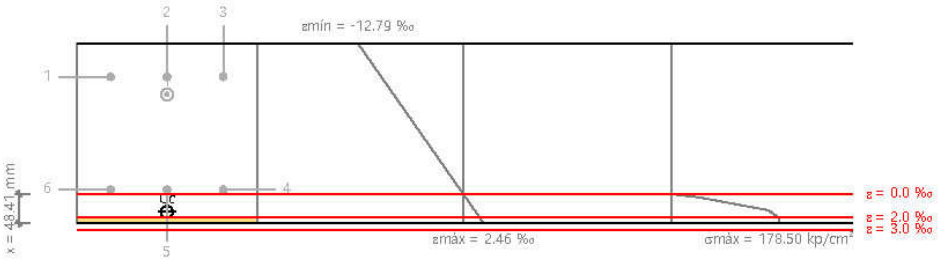


f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. f_y : 4200.00 kp/cm²

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Viga 1

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm²)	ε
1	#4	-94.13	94.13	-4200.00	-0.009950
2	#4	0.00	94.13	-4200.00	-0.009950
3	#4	94.13	94.13	-4200.00	-0.009950
4	#4	94.13	-94.13	-773.06	-0.000379
5	#4	0.00	-94.13	-773.06	-0.000379
6	#4	-94.13	-94.13	-773.06	-0.000379

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	18.903	0.00	-131.13
Cs	0.000	0.00	0.00
T	18.903	0.00	64.87

$P_n = C_c + C_s - T$ — P_n : 0.000 t

$M_{n,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$ — $M_{n,x}$: -3.705 t·m

$M_{n,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$ — $M_{n,y}$: 0.000 t·m

Donde:

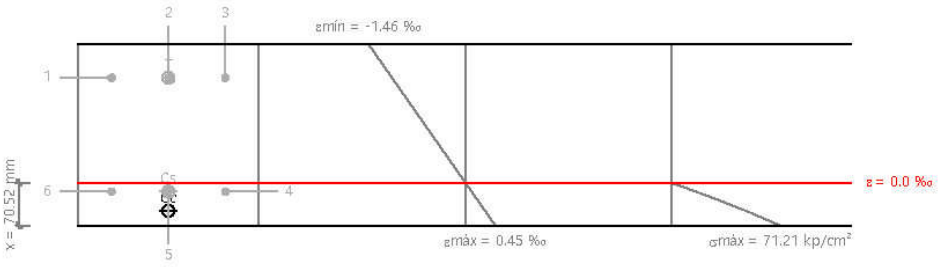
- C_c: Resultante de compresiones en el hormigón. — C_c : 18.903 t
- C_s: Resultante de compresiones en el acero. — C_s : 0.000 t
- T: Resultante de tracciones en el acero. — T : 18.903 t
- e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y. — $e_{cc,x}$: 0.00 mm; $e_{cc,y}$: -131.13 mm
- e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. — e_{cs} : 0.00 mm
- e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. — $e_{T,x}$: 0.00 mm; $e_{T,y}$: 64.87 mm
- ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón. — ε_{cmax} : 0.0025

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Viga 1

ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.	ε_{smax}	0.0099	
σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	σ_{cmax}	178.50	kp/cm²
σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.	σ_{smax}	4200.00	kp/cm²

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm²)	ε
1	#4	-94.13	94.13	-2255.81	-0.001106
2	#4	0.00	94.13	-2255.81	-0.001106
3	#4	94.13	94.13	-2255.81	-0.001106
4	#4	94.13	-94.13	+190.40	+0.000093
5	#4	0.00	-94.13	+190.40	+0.000093
6	#4	-94.13	-94.13	+190.40	+0.000093

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	7.851	0.00	-126.02
Cs	0.724	0.00	-94.13
T	8.574	0.00	94.13

$P_u = C_c + C_s - T$	P_u	0.000	t
$M_{u,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$	$M_{u,x}$	-1.865	t·m
$M_{u,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$	$M_{u,y}$	0.000	t·m

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.	C_c	7.851	t
C_s: Resultante de compresiones en el acero.	C_s	0.724	t
T: Resultante de tracciones en el acero.	T	8.574	t
e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cc,x}$	0.00	mm
	$e_{cc,y}$	-126.02	mm
e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cs,x}$	0.00	mm
	$e_{cs,y}$	-94.13	mm

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Viga 1

e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{T,x}$:	0.00	mm
	$e_{T,y}$:	94.13	mm
ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	ε_{cmax} :	0.0004	
ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.	ε_{smax} :	0.0011	
σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	σ_{cmax} :	71.21	kp/cm²
σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.	σ_{smax} :	2255.81	kp/cm²

Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.3.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.3.6)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.3.7)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje X. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.3.8)

La comprobación no procede, ya que no hay interacción entre torsión y esfuerzos normales.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Compresión oblicua (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.3.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.3.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Tracción en el alma. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.3.8)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.3.8)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.6.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Viga 1

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.6.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Diámetro mínimo de la armadura longitudinal. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.6.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Cuantía mínima de estribos cerrados. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.5)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Criterios de diseño por sismo (NSR-10, Capítulo C.21)

El ancho del elemento, b_w, no debe ser menor que 200 mm (Artículo C.21.3.4.1).

$b_w \geq 200$ mm — **300 mm ≥ 200 mm** ✓

Debe haber, al menos, dos barras con diámetro igual o superior a Nº 4 (1/2"), o 12M (12 mm) (Artículo C.21.3.4.3).

$d_b \geq 12$ mm — **13 mm ≥ 12 mm** ✓

En cualquier sección de un elemento a flexión, la cuantía de refuerzo, tanto superior como inferior, no debe exceder 0,025 (Artículo C.21.3.4.3).

$\rho \leq 0{,}025$ — **0.004 ≤ 0.025** ✓

En cualquier sección de un elemento a flexión, la cuantía de refuerzo, tanto superior como inferior, no debe exceder 0,025 (Artículo C.21.3.4.3).

$\rho \leq 0{,}025$ — **0.004 ≤ 0.025** ✓

Debe haber, al menos, dos barras continuas a lo largo de la longitud del elemento (Artículo C.21.3.4.3).

$n \geq 2$ — **3 ≥ 2** ✓

En ambos extremos del elemento deben disponerse estribos cerrados de confinamiento de al menos Nº 3 (3/8"), o 10M (10 mm) (Artículo C.21.3.4.6).

$d_b \geq 9{,}5$ mm — **9.5 mm ≥ 9.5 mm** ✓

El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder de s_{max} (Artículo C.21.3.4.6).

$s_0 \leq s_{max}$ — **50 mm ≤ 65 mm** ✓

Donde:

s_{max}: Valor mínimo de s_1, s_2, s_3 y s_4. — s_{max} : 65 mm

$s_1 = \frac{d}{4}$ — s_1 : 65 mm

$s_2 = 8 \cdot \phi_{min}$ — s_2 : 105 mm

$s_3 = 24 \cdot \phi_t$ — s_3 : 230 mm

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Viga 1

$s_4 = 300$ mm

s_4 : 300 mm

Siendo:

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d** : 244 mm

$Ø_{min}$: Diámetro de las armaduras longitudinales más pequeñas. $Ø_{min}$: 12.7 mm

$Ø_t$: Diámetro de la barra del estribo. $Ø_t$: 9.5 mm

La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que un tercio de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara del nudo (Artículo C.21.3.4.4).

$$\phi \cdot M_{n,pos} \geq \frac{1}{3} \cdot \phi \cdot M_{n,neg}$$ **32710287 N·mm ≥ 10903429 N·mm** ✓

Donde:

$Ø \cdot M_{n,pos}$: Resistencia a momento positivo. $Ø \cdot M_{n,pos}$: 32710287 N·mm

$Ø \cdot M_{n,neg}$: Resistencia a momento negativo. $Ø \cdot M_{n,neg}$: 32710287 N·mm

La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección, a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor que un quinto de la resistencia a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos (Artículo C.21.3.4.4).

$$\phi \cdot M_{n,pos} \geq \frac{1}{5} \cdot \phi \cdot M_{n,a,neg}$$ **32710287 N·mm ≥ 10588452 N·mm** ✓

Donde:

$Ø \cdot M_{n,pos}$: Resistencia a momento positivo. $Ø \cdot M_{n,pos}$: 32710287 N·mm

$Ø \cdot M_{n,a,neg}$: Resistencia a momento negativo en la cara de cualquiera de los nudos. $Ø \cdot M_{n,a,neg}$: 52942259 N·mm

La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección, a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor que un quinto de la resistencia a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos (Artículo C.21.3.4.4).

$$\phi \cdot M_{n,neg} \geq \frac{1}{5} \cdot \phi \cdot M_{n,a,neg}$$ **32710287 N·mm ≥ 10588452 N·mm** ✓

Donde:

$Ø \cdot M_{n,neg}$: Resistencia a momento negativo. $Ø \cdot M_{n,neg}$: 32710287 N·mm

$Ø \cdot M_{n,a,neg}$: Resistencia a momento negativo en la cara de cualquiera de los nudos. $Ø \cdot M_{n,a,neg}$: 52942259 N·mm

La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección, a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor que un quinto de la resistencia a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos (Artículo C.21.3.4.4).

$$\phi \cdot M_{n,pos} \geq \frac{1}{5} \cdot \phi \cdot M_{n,a,pos}$$ **32710287 N·mm ≥ 8121471 N·mm** ✓

Donde:

$Ø \cdot M_{n,pos}$: Resistencia a momento positivo. $Ø \cdot M_{n,pos}$: 32710287 N·mm

$Ø \cdot M_{n,a,pos}$: Resistencia a momento positivo en la cara de cualquiera de los nudos. $Ø \cdot M_{n,a,pos}$: 40607353 N·mm

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Viga 1

La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección, a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor que un quinto de la resistencia a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos (Artículo C.21.3.4.4).

$$\phi \cdot M_{n,neg} \geq \frac{1}{5} \cdot \phi \cdot M_{n,a,pos}$$ **32710287 N·mm ≥ 8121471 N·mm** ✓

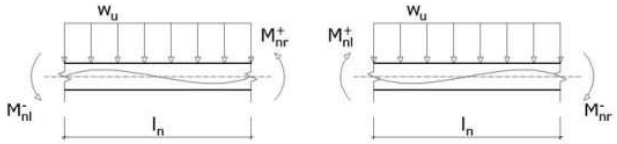
Donde:

Ø·M$_{n,neg}$: Resistencia a momento negativo. — **Ø·M**$_{n,neg}$: 32710287 N·mm

Ø·M$_{n,a,pos}$: Resistencia a momento positivo en la cara de cualquiera de los nudos. — **Ø·M**$_{n,a,pos}$: 40607353 N·mm

Cortante de diseño para vigas. (NSR-10, Título C)

El $\phi \cdot V_n$ de vigas que resisten efectos sísmicos, E, no debe ser menor que el menor de (a) y (b) (Artículo 21.3.3.1):
(a) La suma del cortante debido a flexión en curvatura inversa asociado con el desarrollo de los momentos nominales de la viga en cada extremo restringido de la luz libre y el cortante calculado para cargas gravitacionales mayoradas.



Se debe satisfacer:

$$\phi \cdot V_n \geq V_e$$ **21.25 t ≥ 3.43 t** ✓

Donde:

ϕ: Factor de reducción de resistencia — **ϕ** : 0.75

V$_n$: Resistencia nominal a cortante. — **V**$_n$: 28.33 t

V$_e$: Fuerza cortante de diseño, obtenida como el máximo entre V_{e1},V_{e2}. — **V**$_e$: 3.43 t

$$V_{e1} = \frac{w_u \cdot l_n}{2} + \frac{M_{nl}^- + M_{nr}^+}{l_n}$$ **V**$_{e1}$: 3.12 t

$$V_{e2} = \frac{w_u \cdot l_n}{2} + \frac{M_{nl}^+ + M_{nr}^-}{l_n}$$ **V**$_{e2}$: 3.43 t

Siendo:

w$_u$: Carga mayorada por unidad de longitud de viga. — **w**$_u$: 0.59 t/m

l$_n$: Luz libre medida entre caras de los apoyos. — **l**$_n$: 4.10 m

M$_n$: Momentos nominales del elemento en cada extremo. — **M**$_{nl}^+$: 3.70 t·m

M$_{nl}^-$: 3.70 t·m

M$_{nr}^+$: 4.14 t·m

M$_{nr}^-$: 5.40 t·m

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Viga 1

(b) El cortante máximo de las combinaciones de carga de diseño que incluyan E, considerando E como el doble del prescrito por el reglamento general legalmente adoptado para el diseño sísmico vigente.

$\phi \cdot V_n \geq V_E \quad ; \quad V_E = 2 \cdot V_u$ **21.25 t ≥ 2.52 t** ✓

Donde:

ϕ: Factor de reducción de resistencia. ϕ : *0.75*

V_n: Resistencia nominal a cortante. V_n : *28.33* t

V_E: El cortante máximo de las combinaciones de carga de diseño que incluyan E, considerando E como el doble del prescrito por el reglamento general legalmente adoptado para el diseño sísmico vigente. V_E : *2.52* t

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Viga 1

V-105: C1 - C2 (0.683 m - 3.417 m, Positivos)

Disposiciones relativas a las armaduras (NSR-10, Título C, Artículos 7.6 y 7.10)

Armadura longitudinal

La distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa no debe ser inferior a $s_{l,min}$ (Artículo 7.6.1):

$s_l \geq s_{l,min}$ **81 mm ≥ 25 mm** ✓

Donde:

$s_{l,min}$: Valor máximo de s_1, s_2, s_3. $s_{l,min}$: 25 mm

$s_1 = d_b$ s_1 : 13 mm

$s_2 = 25$ mm s_2 : 25 mm

$s_3 = 1.33 \cdot d_{ag}$ s_3 : 20 mm

Siendo:

d_b: Diámetro de la barra más gruesa. d_b : 12.7 mm

d_{ag}: Tamaño máximo nominal del agregado grueso. d_{ag} : 15 mm

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Viga 1

Armadura mínima y máxima (NSR-10, Título C, Artículos 10.5.1, 10.5.2, 10.5.3 y 10.9.1)

Flexión positiva alrededor del eje X:

El área de refuerzo longitudinal a tracción, A_s, no debe ser menor que $A_{s,min}$ (Artículos 10.5.1 y 10.5.3):

$A_s \geq A_{s,min}$ — **3.80 cm²** ≥ **2.49 cm²** ✓

Donde:

$A_{s,min}$: Valor máximo de A_{s1}, A_{s2}. — $A_{s,min}$: 2.49 cm²

$$A_{s1} = \frac{0.25 \cdot \sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot b_w \cdot d$$ — A_{s1} : 2.02 cm²

$$A_{s2} = \frac{1.4 \cdot b_w \cdot d}{f_y}$$ — A_{s2} : 2.49 cm²

Siendo:

- f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. — f'_c : 210.00 kp/cm²
- f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. — f_y : 4200.00 kp/cm²
- b_w: Ancho del alma. — b_w : 300 mm
- d: Canto útil de la sección. — d : 244 mm

Flexión negativa alrededor del eje X:

El área de refuerzo longitudinal a tracción, A_s, no debe ser menor que $A_{s,min}$ (Artículos 10.5.1 y 10.5.3):

$A_s \geq A_{s,min}$ — **3.80 cm²** ≥ **2.49 cm²** ✓

Donde:

$A_{s,min}$: Valor máximo de A_{s1}, A_{s2}. — $A_{s,min}$: 2.49 cm²

$$A_{s1} = \frac{0.25 \cdot \sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot b_w \cdot d$$ — A_{s1} : 2.02 cm²

$$A_{s2} = \frac{1.4 \cdot b_w \cdot d}{f_y}$$ — A_{s2} : 2.49 cm²

Siendo:

- f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. — f'_c : 210.00 kp/cm²
- f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. — f_y : 4200.00 kp/cm²
- b_w: Ancho del alma. — b_w : 300 mm
- d: Canto útil de la sección. — d : 244 mm

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (NSR-10, Título C, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{u,y}}{\phi \cdot V_{n,y}} \leq 1$$ — η : **0.119** ✓

Donde:

$V_{u,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo. — $V_{u,y}$: 2.589 t

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Viga 1

$\phi \cdot V_{n,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma. $\phi \cdot V_{n,y}$: 21.801 t

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '3.417 m', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$V_n = V_c + V_s$ V_n : 29.068 t

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

$$V_c = \left(0.16 \cdot \sqrt{f'_c} + 17 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_m}\right) \cdot b_w \cdot d$$ V_c : 6.477 t

([MPa] f'_c)

Al calcular V_c por medio de la ecuación (11-5), $V_u d/M_u$ no debe tomarse mayor que 1.0, y M_u ocurre simultáneamente con V_u en la sección considerada.

Sin embargo, V_c no debe tomarse mayor que:

$$V_c = 0.29 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g}}$$ V_c : 9.827 t

([MPa] N_u/A_g y f'_c)

Donde:

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. f'_c : 210.00 kp/cm²

$\sqrt{f'_c} \leq 8.3$ MPa

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$ ρ_w : 0.008

Siendo:

A_s: Área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción. A_s : 6.09 cm²

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. b_w : 300 mm

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. d : 244 mm

$$M_m = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$ M_m : 0.140 t·m

Donde:

M_u: Momento mayorado en la sección. M_u : -0.140 t·m

N_u: Carga axial mayorada normal a la sección transversal. N_u : 0.000 t

h: Altura de un elemento. h : 300.00 mm

A_g: Área total de la sección de hormigón. A_g : 900.00 cm²

Resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante (Artículo 11.4.7):

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Viga 1

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{s}$$ V_s : 29.243 t

V_s no debe considerarse mayor que (Artículo 11.4.7.9):

$$V_s = 0.66 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$ V_s : 22.591 t

([MPa] f'_c)

Donde:

A_v: Área de refuerzo de cortante con un espaciamiento s. A_v : 1.43 cm²

f_{yt}: Resistencia específica a la fluencia f_{yt} del refuerzo transversal. f_{yt} : 4200.00 kp/cm²

$f_{yt} \geq 420$ MPa

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. d : 244 mm

s: Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal. s : 50 mm

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. f'_c : 210.00 kp/cm²

$\sqrt{f'_c} \geq 8.3$ MPa

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. b_w : 300 mm

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

El espaciamiento del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe exceder s_{max} (Artículo 11.4.5):

$s \leq s_{max}$ **50 mm ≤ 125 mm** ✓

Donde:

s_{max}: Valor mínimo de s_1, s_2. s_{max} : 125 mm

$s_1 = d/2$ s_1 : 125 mm

$s_2 = 600$ mm s_2 : 600 mm

Siendo:

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. d : 244 mm

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

Debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante, $A_{v,min}$, en todo elemento de concreto reforzado sometido a flexión (preesforzado y no preesforzado) (Artículo 11.4.6):

$A_v \geq A_{v,min}$ **1.43 cm² ≥ 0.13 cm²** ✓

Donde:

$$A_{v,min} = 0.062 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_{yt}}$$ $A_{v,min}$: 0.10 cm²

([MPa] f'_c y f_{yt})

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Viga 1

Pero no debe ser menor a:

$A_{v,min} = (0.35 \cdot b_w \cdot s)/f_{yt}$ — $A_{v,min}$: 0.13 cm²

([MPa] f_{yt})

Siendo:

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. — f'_c : 210.00 kp/cm²

$\sqrt{f'_c} \geq 8.3$ MPa

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. — b_w : 300 mm

s: Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal. — s : 50 mm

f_{yt}: Resistencia específica a la fluencia f_{yt} del refuerzo transversal. — f_{yt} : 4200.00 kp/cm²

$f_{yt} \geq 420$ MPa

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas) (NSR-10, Título C, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{u,y}}{\phi \cdot V_{n,y}} \leq 1$$ — η : **0.102** ✓

Donde:

$V_{u,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo. — $V_{u,y}$: 1.707 t

$\phi \cdot V_{n,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma. — $\phi \cdot V_{n,y}$: 16.745 t

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '1.025 m', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa-SX-0.3·SY".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$V_n = V_c + V_s$ — V_n : 22.326 t

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

$$V_c = \left(0.16 \cdot \sqrt{f'_c} + 17 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_m}\right) \cdot b_w \cdot d$$ — V_c : 6.080 t

([MPa] f'_c)

Al calcular V_c por medio de la ecuación (11-5), $V_u d/M_u$ no debe tomarse mayor que 1.0, y M_u ocurre simultáneamente con V_u en la sección considerada.

Sin embargo, V_c no debe tomarse mayor que:

$$V_c = 0.29 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g}}$$ — V_c : 9.827 t

([MPa] N_u/A_g y f'_c)

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Viga 1

Donde:

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. f'_c : 210.00 kp/cm²

$\sqrt{f'_c} \geq 8.3$ MPa

$\rho_w = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$ ρ_w : 0.005

Siendo:

A_s: Área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción. A_s : 3.80 cm²

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. b_w : 300 mm

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. d : 244 mm

$M_m = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$ M_m : 0.115 t·m

Donde:

M_u: Momento mayorado en la sección. M_u : 0.115 t·m

N_u: Carga axial mayorada normal a la sección transversal. N_u : 0.000 t

h: Altura de un elemento. h : 300.00 mm

A_g: Área total de la sección de hormigón. A_g : 900.00 cm²

Resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante (Artículo 11.4.7):

$V_s = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{s}$ V_s : 16.246 t

V_s no debe considerarse mayor que (Artículo 11.4.7.9):

$V_s = 0.66 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$ V_s : 22.591 t

([MPa] f'_c)

Donde:

A_v: Área de refuerzo de cortante con un espaciamiento s. A_v : 1.43 cm²

f_{yt}: Resistencia específica a la fluencia f_{yt} del refuerzo transversal. f_{yt} : 4200.00 kp/cm²

$f_{yt} \geq 420$ MPa

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. d : 244 mm

s: Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal. s : 90 mm

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. f'_c : 210.00 kp/cm²

$\sqrt{f'_c} \geq 8.3$ MPa

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. b_w : 300 mm

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Viga 1

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

El espaciamiento del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe exceder s_{max} (Artículo 11.4.5):

$\mathbf{s \leq s_{max}}$ **90 mm ≤ 125 mm** ✓

Donde:

$\mathbf{s_{max}}$: Valor mínimo de s_1, s_2. s_{max} : 125 mm

$\mathbf{s_1} = d/2$ s_1 : 125 mm

$\mathbf{s_2} = 600$ mm s_2 : 600 mm

Siendo:

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d** : 244 mm

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

Debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante, $A_{v,min}$, en todo elemento de concreto reforzado sometido a flexión (preesforzado y no preesforzado) (Artículo 11.4.6):

$\mathbf{A_v \geq A_{v,min}}$ **1.43 cm² ≥ 0.23 cm²** ✓

Donde:

$\mathbf{A_{v,min}} = 0.062 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_{yt}}$ $A_{v,min}$: 0.18 cm²

([MPa] f'_c y f_{yt})

Pero no debe ser menor a:

$\mathbf{A_{v,min}} = (0.35 \cdot b_w \cdot s)/f_{yt}$ $A_{v,min}$: 0.23 cm²

([MPa] f_{yt})

Siendo:

$\mathbf{f'_c}$: Resistencia especifica a compresión del hormigón. f'_c : 210.00 kp/cm²

$\sqrt{f'_c} \geq 8.3$ MPa

$\mathbf{b_w}$: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. b_w : 300 mm

s: Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal. **s** : 90 mm

$\mathbf{f_{yt}}$: Resistencia específica a la fluencia f_{yt} del refuerzo transversal. f_{yt} : 4200.00 kp/cm²

$f_{yt} \geq 420$ MPa

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Viga 1

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas)
(NSR-10, Título C, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '2.050 m', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos máximos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}{(\phi \cdot P_n)^2 + (\phi \cdot M_{n,x})^2 + (\phi \cdot M_{n,y})^2}} \leq 1$$

η : **0.509** ✓

Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

P_u,M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u: Esfuerzo normal de cálculo. P_u : 0.000 t

M_u: Momento de cálculo de primer orden. $M_{u,x}$: 1.697 t·m

$M_{u,y}$: 0.000 t·m

$\phi \cdot P_n$,$\phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

ϕP_n: Axil de agotamiento. ϕP_n : 0.000 t

ϕM_n: Momentos de agotamiento. $\phi M_{n,x}$: 3.334 t·m

$\phi M_{n,y}$: 0.000 t·m

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 10.2):

(a) El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.

(b) Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.

(c) La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.

(d) El esfuerzo en el refuerzo cuando sea menor que f_y debe tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias mayores que las correspondientes a f_y, el esfuerzo se considera independiente de la deformación unitaria e igual a f_y.

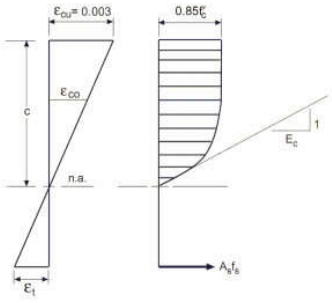
(e) La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.

(f) La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que dé origen a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos.

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Viga 1

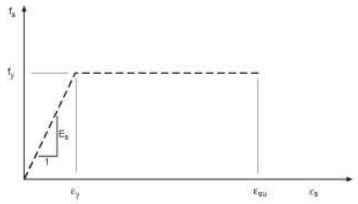


f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. f'_c : 210.00 kp/cm²

ε_{cu}: Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión. ε_{cu} : 0.0030

ε_{c0}: Deformación unitaria bajo carga máxima. ε_{c0} : 0.0020

Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.

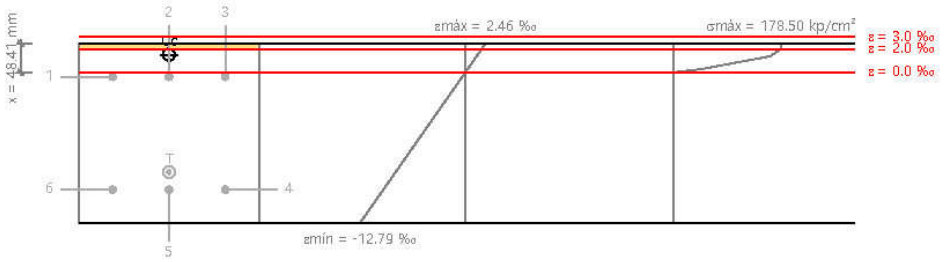


f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. f_y : 4200.00 kp/cm²

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Viga 1

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm²)	ε
1	#4	-94.13	94.13	-773.06	-0.000379
2	#4	0.00	94.13	-773.06	-0.000379
3	#4	94.13	94.13	-773.06	-0.000379
4	#4	94.13	-94.13	-4200.00	-0.009950
5	#4	0.00	-94.13	-4200.00	-0.009950
6	#4	-94.13	-94.13	-4200.00	-0.009950

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	18.903	0.00	131.13
Cs	0.000	0.00	0.00
T	18.903	0.00	-64.87

$P_n = C_c + C_s - T$ — P_n : 0.000 t

$M_{n,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$ — $M_{n,x}$: 3.705 t·m

$M_{n,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$ — $M_{n,y}$: 0.000 t·m

Donde:

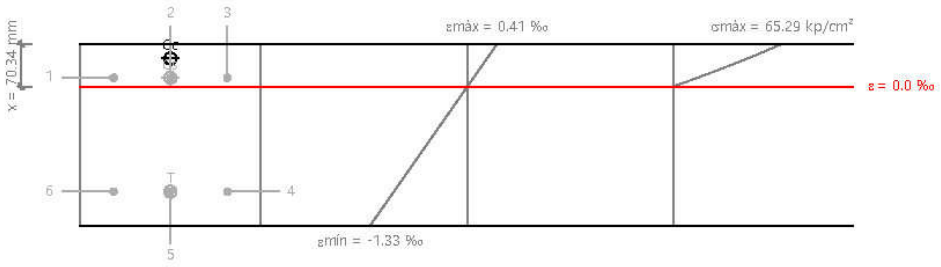
- C_c: Resultante de compresiones en el hormigón. — C_c : 18.903 t
- C_s: Resultante de compresiones en el acero. — C_s : 0.000 t
- T: Resultante de tracciones en el acero. — T : 18.903 t
- e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y. — $e_{cc,x}$: 0.00 mm; $e_{cc,y}$: 131.13 mm
- e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. — e_{cs} : 0.00 mm
- e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. — $e_{T,x}$: 0.00 mm; $e_{T,y}$: -64.87 mm
- ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón. — ε_{cmax} : 0.0025

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Viga 1

ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.	ε_{smax}	0.0099	
σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	σ_{cmax}	178.50	kp/cm²
σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.	σ_{smax}	4200.00	kp/cm²

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm²)	ε
1	#4	-94.13	94.13	+170.81	+0.000084
2	#4	0.00	94.13	+170.81	+0.000084
3	#4	94.13	94.13	+170.81	+0.000084
4	#4	94.13	-94.13	-2051.71	-0.001006
5	#4	0.00	-94.13	-2051.71	-0.001006
6	#4	-94.13	-94.13	-2051.71	-0.001006

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	7.149	0.00	126.13
Cs	0.649	0.00	94.13
T	7.799	0.00	-94.13

$P_u = C_c + C_s - T$ — P_u : 0.000 t

$M_{u,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$ — $M_{u,x}$: 1.697 t·m

$M_{u,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$ — $M_{u,y}$: 0.000 t·m

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.	C_c	7.149	t
C_s: Resultante de compresiones en el acero.	C_s	0.649	t
T: Resultante de tracciones en el acero.	T	7.799	t
e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cc,x}$	0.00	mm
	$e_{cc,y}$	126.13	mm
e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cs,x}$	0.00	mm
	$e_{cs,y}$	94.13	mm

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Viga 1

e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{T,x}$:	0.00	mm
	$e_{T,y}$:	-94.13	mm
ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	ε_{cmax} :	0.0004	
ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.	ε_{smax} :	0.0010	
σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	σ_{cmax} :	65.29	kp/cm²
σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.	σ_{smax} :	2051.71	kp/cm²

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Viga 1

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones sísmicas) (NSR-10, Título C, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '1.708 m', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos máximos en situaciones sísmicas".

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \frac{\sqrt{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}}{\sqrt{(\phi \cdot P_n)^2 + (\phi \cdot M_{n,x})^2 + (\phi \cdot M_{n,y})^2}} \leq 1$$

η : **0.319** ✓

Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

P_u,M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u: Esfuerzo normal de cálculo. — P_u : 0.000 t

M_u: Momento de cálculo de primer orden. — $M_{u,x}$: 1.064 t·m

$M_{u,y}$: 0.000 t·m

$\phi \cdot P_n$,$\phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

ϕP_n: Axil de agotamiento. — ϕP_n : 0.000 t

ϕM_n: Momentos de agotamiento. — $\phi M_{n,x}$: 3.334 t·m

$\phi M_{n,y}$: 0.000 t·m

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 10.2):

(a) El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.

(b) Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.

(c) La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.

(d) El esfuerzo en el refuerzo cuando sea menor que f_y debe tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias mayores que las correspondientes a f_y, el esfuerzo se considera independiente de la deformación unitaria e igual a f_y.

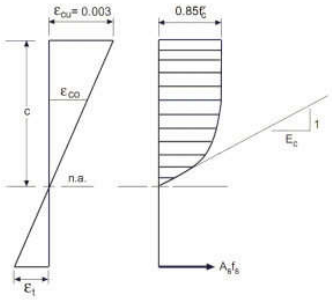
(e) La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.

(f) La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que dé origen a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos.

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Viga 1

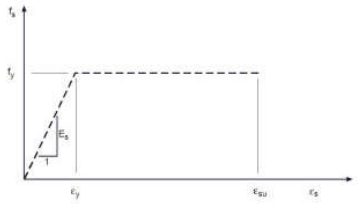


f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. f'_c : 210.00 kp/cm²

ε_{cu}: Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión. ε_{cu} : 0.0030

ε_{c0}: Deformación unitaria bajo carga máxima. ε_{c0} : 0.0020

Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.

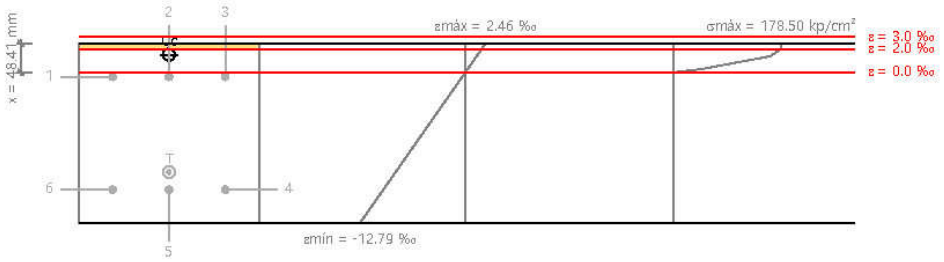


f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. f_y : 4200.00 kp/cm²

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Viga 1

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm²)	ε
1	#4	-94.13	94.13	-773.06	-0.000379
2	#4	0.00	94.13	-773.06	-0.000379
3	#4	94.13	94.13	-773.06	-0.000379
4	#4	94.13	-94.13	-4200.00	-0.009950
5	#4	0.00	-94.13	-4200.00	-0.009950
6	#4	-94.13	-94.13	-4200.00	-0.009950

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	18.903	0.00	131.13
Cs	0.000	0.00	0.00
T	18.903	0.00	-64.87

$P_n = C_c + C_s - T$ — P_n : 0.000 t

$M_{n,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$ — $M_{n,x}$: 3.705 t·m

$M_{n,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$ — $M_{n,y}$: 0.000 t·m

Donde:

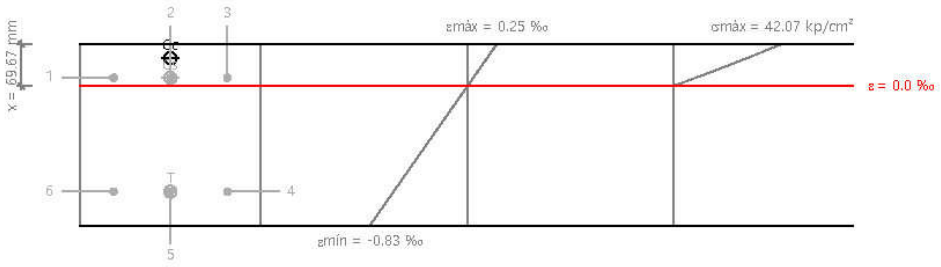
- C_c: Resultante de compresiones en el hormigón. — C_c : 18.903 t
- C_s: Resultante de compresiones en el acero. — C_s : 0.000 t
- T: Resultante de tracciones en el acero. — T : 18.903 t
- e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y. — $e_{cc,x}$: 0.00 mm; $e_{cc,y}$: 131.13 mm
- e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. — e_{cs} : 0.00 mm
- e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. — $e_{T,x}$: 0.00 mm; $e_{T,y}$: -64.87 mm
- ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón. — ε_{cmax} : 0.0025

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Viga 1

ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.	ε_{smax}	0.0099	
σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	σ_{cmax}	178.50	kp/cm²
σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.	σ_{smax}	4200.00	kp/cm²

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm²)	ε
1	#4	-94.13	94.13	+101.57	+0.000050
2	#4	0.00	94.13	+101.57	+0.000050
3	#4	94.13	94.13	+101.57	+0.000050
4	#4	94.13	-94.13	-1284.05	-0.000630
5	#4	0.00	-94.13	-1284.05	-0.000630
6	#4	-94.13	-94.13	-1284.05	-0.000630

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	4.495	0.00	126.52
Cs	0.386	0.00	94.13
T	4.881	0.00	-94.13

$P_u = C_c + C_s - T$ — P_u : 0.000 t

$M_{u,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$ — $M_{u,x}$: 1.064 t·m

$M_{u,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$ — $M_{u,y}$: 0.000 t·m

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.	C_c	4.495	t
C_s: Resultante de compresiones en el acero.	C_s	0.386	t
T: Resultante de tracciones en el acero.	T	4.881	t
e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cc,x}$	0.00	mm
	$e_{cc,y}$	126.52	mm
e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cs,x}$	0.00	mm
	$e_{cs,y}$	94.13	mm

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Viga 1

e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{T,x}$:	0.00	mm
	$e_{T,y}$:	-94.13	mm
ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	ε_{cmax} :	0.0003	
ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.	ε_{smax} :	0.0006	
σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	σ_{cmax} :	42.07	kp/cm²
σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.	σ_{smax} :	1284.05	kp/cm²

Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.3.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.3.6)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.3.7)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje X. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.3.8)

La comprobación no procede, ya que no hay interacción entre torsión y esfuerzos normales.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Compresión oblicua (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.3.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.3.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Tracción en el alma. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.3.8)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.3.8)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.6.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Viga 1

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.6.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Diámetro mínimo de la armadura longitudinal. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.6.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Cuantía mínima de estribos cerrados. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.5)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Criterios de diseño por sismo (NSR-10, Capítulo C.21)

El ancho del elemento, b_w, no debe ser menor que 200 mm (Artículo C.21.3.4.1).

$b_w \geq 200$ mm **300 mm ≥ 200 mm** ✓

Debe haber, al menos, dos barras con diámetro igual o superior a Nº 4 (1/2"), o 12M (12 mm) (Artículo C.21.3.4.3).

$d_b \geq 12$ mm **13 mm ≥ 12 mm** ✓

En cualquier sección de un elemento a flexión, la cuantía de refuerzo, tanto superior como inferior, no debe exceder 0,025 (Artículo C.21.3.4.3).

$\rho \leq 0,025$ **0.004 ≤ 0.025** ✓

En cualquier sección de un elemento a flexión, la cuantía de refuerzo, tanto superior como inferior, no debe exceder 0,025 (Artículo C.21.3.4.3).

$\rho \leq 0,025$ **0.004 ≤ 0.025** ✓

Debe haber, al menos, dos barras continuas a lo largo de la longitud del elemento (Artículo C.21.3.4.3).

$n \geq 2$ **3 ≥ 2** ✓

Deben colocarse estribos espaciados a no mas de d/2 en toda la longitud del elemento (Artículo C.21.3.4.8).

$s_0 \leq \frac{d}{2}$ **50 mm ≤ 125 mm** ✓

Donde:

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d** : *244* mm

La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección, a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor que un quinto de la resistencia a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos (Artículo C.21.3.4.4).

$\phi \cdot M_{n,pos} \geq \frac{1}{5} \cdot \phi \cdot M_{n,a,neg}$ **32710287 N·mm ≥ 10588452 N·mm** ✓

Donde:

Ø·M$_{n,pos}$: Resistencia a momento positivo. **Ø·M**$_{n,pos}$: *32710287* N·mm

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Viga 1

Ø·M$_{n,a,neg}$: Resistencia a momento negativo en la cara de cualquiera de los nudos. **Ø·M**$_{n,a,neg}$: 52942259 N·mm

La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección, a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor que un quinto de la resistencia a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos (Artículo C.21.3.4.4).

$$\phi \cdot M_{n,neg} \geq \frac{1}{5} \cdot \phi \cdot M_{n,a,neg}$$ **32710287 N·mm ≥ 10588452 N·mm** ✓

Donde:

Ø·M$_{n,neg}$: Resistencia a momento negativo. **Ø·M**$_{n,neg}$: 32710287 N·mm

Ø·M$_{n,a,neg}$: Resistencia a momento negativo en la cara de cualquiera de los nudos. **Ø·M**$_{n,a,neg}$: 52942259 N·mm

La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección, a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor que un quinto de la resistencia a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos (Artículo C.21.3.4.4).

$$\phi \cdot M_{n,pos} \geq \frac{1}{5} \cdot \phi \cdot M_{n,a,pos}$$ **32710287 N·mm ≥ 8121471 N·mm** ✓

Donde:

Ø·M$_{n,pos}$: Resistencia a momento positivo. **Ø·M**$_{n,pos}$: 32710287 N·mm

Ø·M$_{n,a,pos}$: Resistencia a momento positivo en la cara de cualquiera de los nudos. **Ø·M**$_{n,a,pos}$: 40607353 N·mm

La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección, a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor que un quinto de la resistencia a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos (Artículo C.21.3.4.4).

$$\phi \cdot M_{n,neg} \geq \frac{1}{5} \cdot \phi \cdot M_{n,a,pos}$$ **32710287 N·mm ≥ 8121471 N·mm** ✓

Donde:

Ø·M$_{n,neg}$: Resistencia a momento negativo. **Ø·M**$_{n,neg}$: 32710287 N·mm

Ø·M$_{n,a,pos}$: Resistencia a momento positivo en la cara de cualquiera de los nudos. **Ø·M**$_{n,a,pos}$: 40607353 N·mm

Cortante de diseño para vigas. (NSR-10, Título C)

En esta zona no son aplicables las comprobaciones de diseño por capacidad. ✓

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Viga 1

V-105: C1 - C2 (3.417 m - C2, Negativos)

Disposiciones relativas a las armaduras (NSR-10, Título C, Artículos 7.6 y 7.10)

Armadura longitudinal

La distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa no debe ser inferior a $s_{l,min}$ (Artículo 7.6.1):

$s_l \geq s_{l,min}$ **25 mm ≥ 25 mm** ✓

Donde:

$s_{l,min}$: Valor máximo de s_1, s_2, s_3. $s_{l,min}$: 25 mm

$s_1 = d_b$ s_1 : 13 mm

$s_2 = 25$ mm s_2 : 25 mm

$s_3 = 1.33 \cdot d_{ag}$ s_3 : 20 mm

Siendo:

d_b: Diámetro de la barra más gruesa. d_b : 12.7 mm

d_{ag}: Tamaño máximo nominal del agregado grueso. d_{ag} : 15 mm

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Viga 1

Armadura mínima y máxima (NSR-10, Título C, Artículos 10.5.1, 10.5.2, 10.5.3 y 10.9.1)

Flexión positiva alrededor del eje X:

El área de refuerzo longitudinal a tracción, A_s, no debe ser menor que $A_{s,min}$ (Artículos 10.5.1 y 10.5.3):

$A_s \geq A_{s,min}$ → **3.80 cm²** ≥ **2.49 cm²** ✓

Donde:

$A_{s,min}$: Valor máximo de A_{s1}, A_{s2}. — $A_{s,min}$: 2.49 cm²

$$A_{s1} = \frac{0.25 \cdot \sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot b_w \cdot d$$ — A_{s1} : 2.02 cm²

$$A_{s2} = \frac{1.4 \cdot b_w \cdot d}{f_y}$$ — A_{s2} : 2.49 cm²

Siendo:

- f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. — f'_c : 210.00 kp/cm²
- f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. — f_y : 4200.00 kp/cm²
- b_w: Ancho del alma. — b_w : 300 mm
- d: Canto útil de la sección. — d : 244 mm

Flexión negativa alrededor del eje X:

El área de refuerzo longitudinal a tracción, A_s, no debe ser menor que $A_{s,min}$ (Artículos 10.5.1 y 10.5.3):

$A_s \geq A_{s,min}$ → **6.09 cm²** ≥ **2.49 cm²** ✓

Donde:

$A_{s,min}$: Valor máximo de A_{s1}, A_{s2}. — $A_{s,min}$: 2.49 cm²

$$A_{s1} = \frac{0.25 \cdot \sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot b_w \cdot d$$ — A_{s1} : 2.02 cm²

$$A_{s2} = \frac{1.4 \cdot b_w \cdot d}{f_y}$$ — A_{s2} : 2.49 cm²

Siendo:

- f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. — f'_c : 210.00 kp/cm²
- f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. — f_y : 4200.00 kp/cm²
- b_w: Ancho del alma. — b_w : 300 mm
- d: Canto útil de la sección. — d : 244 mm

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (NSR-10, Título C, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{u,y}}{\phi \cdot V_{n,y}} \leq 1$$ — η : **0.168** ✓

Donde:

$V_{u,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo. — $V_{u,y}$: 3.383 t

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Viga 1

$\phi \cdot V_{n,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma. $\phi \cdot V_{n,y}$: 20.148 t

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '3.852 m', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$V_n = V_c + V_s$ V_n : 26.864 t

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

$$V_c = \left(0.16 \cdot \sqrt{f'_c} + 17 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_m}\right) \cdot b_w \cdot d$$ V_c : 5.669 t

([MPa] f'_c)

Al calcular V_c por medio de la ecuación (11-5), $V_u d/M_u$ no debe tomarse mayor que 1.0, y M_u ocurre simultáneamente con V_u en la sección considerada.

Sin embargo, V_c no debe tomarse mayor que:

$$V_c = 0.29 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g}}$$ V_c : 9.220 t

([MPa] N_u/A_g y f'_c)

Donde:

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. f'_c : 210.00 kp/cm²

$\sqrt{f'_c} \leq 8.3$ MPa

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$ ρ_w : 0.009

Siendo:

A_s: Área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción. A_s : 6.34 cm²

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. b_w : 300 mm

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. d : 229 mm

$$M_m = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$ M_m : 1.462 t·m

Donde:

M_u: Momento mayorado en la sección. M_u : -1.462 t·m

N_u: Carga axial mayorada normal a la sección transversal. N_u : 0.000 t

h: Altura de un elemento. h : 300.00 mm

A_g: Área total de la sección de hormigón. A_g : 900.00 cm²

Resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante (Artículo 11.4.7):

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Viga 1

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{s}$$ V_s : 27.437 t

V_s no debe considerarse mayor que (Artículo 11.4.7.9):

$$V_s = 0.66 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$ V_s : 21.195 t

([MPa] f'_c)

Donde:

A_v: Área de refuerzo de cortante con un espaciamiento s. A_v : 1.43 cm²

f_{yt}: Resistencia específica a la fluencia f_{yt} del refuerzo transversal. f_{yt} : 4200.00 kp/cm²

$f_{yt} \geq 420$ MPa

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. d : 229 mm

s: Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal. s : 50 mm

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. f'_c : 210.00 kp/cm²

$\sqrt{f'_c} \geq 8.3$ MPa

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. b_w : 300 mm

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

El espaciamiento del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe exceder s_{max} (Artículo 11.4.5):

$s \leq s_{max}$ **50 mm ≤ 115 mm** ✓

Donde:

s_{max}: Valor mínimo de s_1, s_2. s_{max} : 115 mm

$s_1 = d/2$ s_1 : 115 mm

$s_2 = 600$ mm s_2 : 600 mm

Siendo:

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. d : 229 mm

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

Debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante, $A_{v,min}$, en todo elemento de concreto reforzado sometido a flexión (preesforzado y no preesforzado) (Artículo 11.4.6):

$A_v \geq A_{v,min}$ **1.43 cm² ≥ 0.13 cm²** ✓

Donde:

$$A_{v,min} = 0.062 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_{yt}}$$ $A_{v,min}$: 0.10 cm²

([MPa] f'_c y f_{yt})

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Viga 1

Pero no debe ser menor a:

$A_{v,min} = (0.35 \cdot b_w \cdot s)/f_{yt}$; $A_{v,min}$: 0.13 cm²

([MPa] f_{yt})

Siendo:

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. ; f'_c : 210.00 kp/cm²

$\sqrt{f'_c} \geq 8.3$ MPa

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. ; b_w : 300 mm

s: Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal. ; s : 50 mm

f_{yt}: Resistencia específica a la fluencia f_{yt} del refuerzo transversal. ; f_{yt} : 4200.00 kp/cm²

$f_{yt} \geq 420$ MPa

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas) (NSR-10, Título C, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{u,y}}{\phi \cdot V_{n,y}} \leq 1$$; η : **0.131** ✓

Donde:

$V_{u,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo. ; $V_{u,y}$: 2.625 t

$\phi \cdot V_{n,y}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma. ; $\phi \cdot V_{n,y}$: 20.057 t

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '3.852 m', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa+SX+0.3·SY".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$V_n = V_c + V_s$; V_n : 26.743 t

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

$$V_c = \left(0.16 \cdot \sqrt{f'_c} + 17 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_m}\right) \cdot b_w \cdot d$$; V_c : 5.548 t

([MPa] f'_c)

Al calcular V_c por medio de la ecuación (11-5), $V_u d/M_u$ no debe tomarse mayor que 1.0, y M_u ocurre simultáneamente con V_u en la sección considerada.

Sin embargo, V_c no debe tomarse mayor que:

$$V_c = 0.29 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g}}$$; V_c : 9.220 t

([MPa] N_u/A_g y f'_c)

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Viga 1

Donde:

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. f'_c : 210.00 kp/cm²

$\sqrt{f'_c} \geq 8.3$ MPa

$\rho_w = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$ ρ_w : 0.009

Siendo:

A_s: Área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción. A_s : 6.34 cm²

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. b_w : 300 mm

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. d : 229 mm

$M_m = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$ M_m : 1.431 t·m

Donde:

M_u: Momento mayorado en la sección. M_u : -1.431 t·m

N_u: Carga axial mayorada normal a la sección transversal. N_u : 0.000 t

h: Altura de un elemento. h : 300.00 mm

A_g: Área total de la sección de hormigón. A_g : 900.00 cm²

Resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante (Artículo 11.4.7):

$V_s = \frac{A_v \cdot f_{yt} \cdot d}{s}$ V_s : 27.437 t

V_s no debe considerarse mayor que (Artículo 11.4.7.9):

$V_s = 0.66 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$ V_s : 21.195 t

([MPa] f'_c)

Donde:

A_v: Área de refuerzo de cortante con un espaciamiento s. A_v : 1.43 cm²

f_{yt}: Resistencia específica a la fluencia f_{yt} del refuerzo transversal. f_{yt} : 4200.00 kp/cm²

$f_{yt} \geq 420$ MPa

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. d : 229 mm

s: Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal. s : 50 mm

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. f'_c : 210.00 kp/cm²

$\sqrt{f'_c} \geq 8.3$ MPa

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. b_w : 300 mm

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Viga 1

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

El espaciamiento del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe exceder s_{max} (Artículo 11.4.5):

$s \leq s_{max}$ — **50 mm ≤ 115 mm** ✓

Donde:

s_{max}: Valor mínimo de s_1, s_2. — s_{max} : 115 mm

$s_1 = d/2$ — s_1 : 115 mm

$s_2 = 600$ mm — s_2 : 600 mm

Siendo:

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. — d : 229 mm

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

Debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante, $A_{v,min}$, en todo elemento de concreto reforzado sometido a flexión (preesforzado y no preesforzado) (Artículo 11.4.6):

$A_v \geq A_{v,min}$ — **1.43 cm² ≥ 0.13 cm²** ✓

Donde:

$A_{v,min} = 0.062 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_{yt}}$ — $A_{v,min}$: 0.10 cm²

([MPa] f'_c y f_{yt})

Pero no debe ser menor a:

$A_{v,min} = (0.35 \cdot b_w \cdot s)/f_{yt}$ — $A_{v,min}$: 0.13 cm²

([MPa] f_{yt})

Siendo:

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. — f'_c : 210.00 kp/cm²

$\sqrt{f'_c} \geq 8.3$ MPa

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. — b_w : 300 mm

s: Separación medida centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal. — s : 50 mm

f_{yt}: Resistencia específica a la fluencia f_{yt} del refuerzo transversal. — f_{yt} : 4200.00 kp/cm²

$f_{yt} \geq 420$ MPa

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Viga 1

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas)
(NSR-10, Título C, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '4.100 m', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos mínimos en situaciones persistentes o transitorias".

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \frac{\sqrt{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}}{\sqrt{(\phi \cdot P_n)^2 + (\phi \cdot M_{n,x})^2 + (\phi \cdot M_{n,y})^2}} \leq 1$$

η : **0.639** ✓

Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

P_u,M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u: Esfuerzo normal de cálculo. — P_u : 0.000 t

M_u: Momento de cálculo de primer orden. — $M_{u,x}$: -3.103 t·m

$M_{u,y}$: 0.000 t·m

$\phi \cdot P_n$,$\phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento. — $\phi \cdot P_n$: 0.000 t

$\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento. — $\phi \cdot M_{n,x}$: -4.857 t·m

$\phi \cdot M_{n,y}$: 0.000 t·m

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 10.2):

(a) El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.

(b) Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.

(c) La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.

(d) El esfuerzo en el refuerzo cuando sea menor que f_y debe tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias mayores que las correspondientes a f_y, el esfuerzo se considera independiente de la deformación unitaria e igual a f_y.

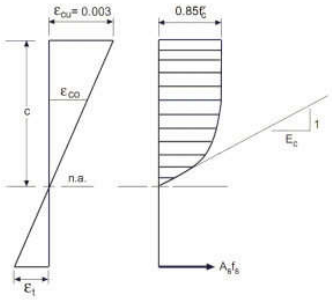
(e) La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.

(f) La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que dé origen a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos.

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Viga 1

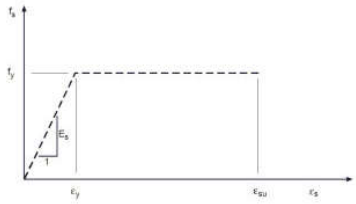


f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. f'_c : 210.00 kp/cm²

ε_{cu}: Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión. ε_{cu} : 0.0030

ε_{c0}: Deformación unitaria bajo carga máxima. ε_{c0} : 0.0020

Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.

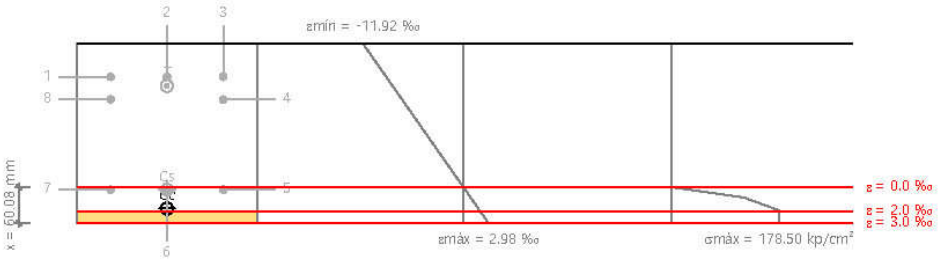


f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. f_y : 4200.00 kp/cm²

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Viga 1

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm²)	ε
1	#4	-94.13	94.13	-4200.00	-0.009145
2	#4	0.00	94.13	-4200.00	-0.009145
3	#4	94.13	94.13	-4200.00	-0.009145
4	#4	94.13	56.43	-4200.00	-0.007272
5	#4	94.13	-94.13	+426.30	+0.000209
6	#4	0.00	-94.13	+426.30	+0.000209
7	#4	-94.13	-94.13	+426.30	+0.000209
8	#4	-94.13	56.43	-4200.00	-0.007272

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	24.987	0.00	-125.71
Cs	1.620	0.00	-94.13
T	26.607	0.00	79.05

$P_n = C_c + C_s - T$ — P_n : 0.000 t

$M_{n,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$ — $M_{n,x}$: -5.397 t·m

$M_{n,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$ — $M_{n,y}$: 0.000 t·m

Donde:

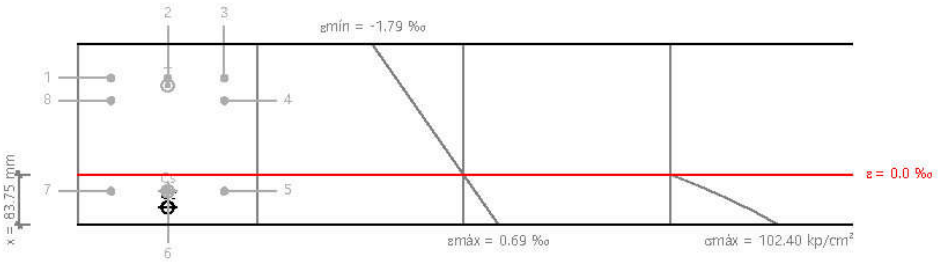
- C_c: Resultante de compresiones en el hormigón. — C_c : 24.987 t
- C_s: Resultante de compresiones en el acero. — C_s : 1.620 t
- T: Resultante de tracciones en el acero. — T : 26.607 t
- e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y. — $e_{cc,x}$: 0.00 mm; $e_{cc,y}$: -125.71 mm
- e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. — $e_{cs,x}$: 0.00 mm; $e_{cs,y}$: -94.13 mm

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Viga 1

e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{T,x}$:	0.00	mm
	$e_{T,y}$:	79.05	mm
ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	ε_{cmax} :	0.0030	
ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.	ε_{smax} :	0.0091	
σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	σ_{cmax} :	178.50	kp/cm²
σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.	σ_{smax} :	4200.00	kp/cm²

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm²)	ε
1	#4	-94.13	94.13	-2710.38	-0.001329
2	#4	0.00	94.13	-2710.38	-0.001329
3	#4	94.13	94.13	-2710.38	-0.001329
4	#4	94.13	56.43	-2073.26	-0.001017
5	#4	94.13	-94.13	+471.17	+0.000231
6	#4	0.00	-94.13	+471.17	+0.000231
7	#4	-94.13	-94.13	+471.17	+0.000231
8	#4	-94.13	56.43	-2073.26	-0.001017

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	13.765	0.00	-121.17
Cs	1.791	0.00	-94.13
T	15.556	0.00	81.40

$P_u = C_c + C_s - T$ — P_u : 0.000 t

$M_{u,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$ — $M_{u,x}$: -3.103 t·m

$M_{u,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$ — $M_{u,y}$: 0.000 t·m

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.	C_c :	13.765	t
C_s: Resultante de compresiones en el acero.	C_s :	1.791	t

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Viga 1

T: Resultante de tracciones en el acero.	**T** :	15.556	t
e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cc,x}$:	0.00	mm
	$e_{cc,y}$:	-121.17	mm
e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cs,x}$:	0.00	mm
	$e_{cs,y}$:	-94.13	mm
e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{T,x}$:	0.00	mm
	$e_{T,y}$:	81.40	mm
ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	ε_{cmax} :	0.0007	
ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.	ε_{smax} :	0.0013	
σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	σ_{cmax} :	102.40	kp/cm²
σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.	σ_{smax} :	2710.38	kp/cm²

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Viga 1

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones sísmicas) (NSR-10, Título C, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '4.100 m', para la combinación de hipótesis "Envolvente de momentos mínimos en situaciones sísmicas".

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \frac{\sqrt{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}}{\sqrt{(\phi \cdot P_n)^2 + (\phi \cdot M_{n,x})^2 + (\phi \cdot M_{n,y})^2}} \leq 1$$

η : **0.429** ✓

Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

P_u,M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

$\mathbf{P_u}$: Esfuerzo normal de cálculo. P_u : 0.000 t

$\mathbf{M_u}$: Momento de cálculo de primer orden. $M_{u,x}$: -2.082 t·m

$M_{u,y}$: 0.000 t·m

$\phi \cdot P_n$,$\phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \mathbf{P_n}$: Axil de agotamiento. ϕP_n : 0.000 t

$\phi \mathbf{M_n}$: Momentos de agotamiento. $\phi M_{n,x}$: -4.857 t·m

$\phi M_{n,y}$: 0.000 t·m

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 10.2):

(a) El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.

(b) Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.

(c) La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.

(d) El esfuerzo en el refuerzo cuando sea menor que f_y debe tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias mayores que las correspondientes a f_y, el esfuerzo se considera independiente de la deformación unitaria e igual a f_y.

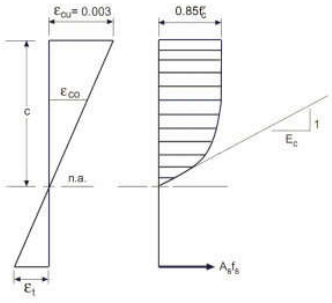
(e) La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.

(f) La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que dé origen a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos.

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Viga 1

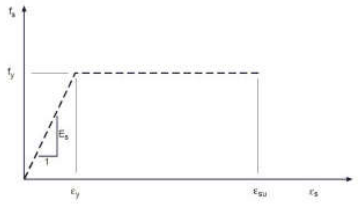


f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. f'_c : 210.00 kp/cm²

ε_{cu}: Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión. ε_{cu} : 0.0030

ε_{c0}: Deformación unitaria bajo carga máxima. ε_{c0} : 0.0020

Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.

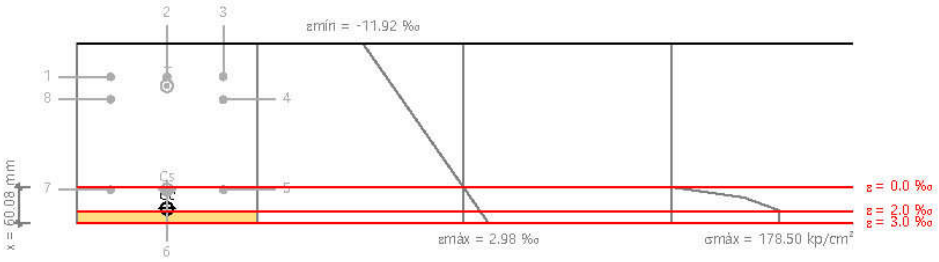


f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. f_y : 4200.00 kp/cm²

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Viga 1

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm²)	ε
1	#4	-94.13	94.13	-4200.00	-0.009145
2	#4	0.00	94.13	-4200.00	-0.009145
3	#4	94.13	94.13	-4200.00	-0.009145
4	#4	94.13	56.43	-4200.00	-0.007272
5	#4	94.13	-94.13	+426.30	+0.000209
6	#4	0.00	-94.13	+426.30	+0.000209
7	#4	-94.13	-94.13	+426.30	+0.000209
8	#4	-94.13	56.43	-4200.00	-0.007272

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	24.987	0.00	-125.71
Cs	1.620	0.00	-94.13
T	26.607	0.00	79.05

$P_n = C_c + C_s - T$ — P_n : 0.000 t

$M_{n,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$ — $M_{n,x}$: -5.397 t·m

$M_{n,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$ — $M_{n,y}$: 0.000 t·m

Donde:

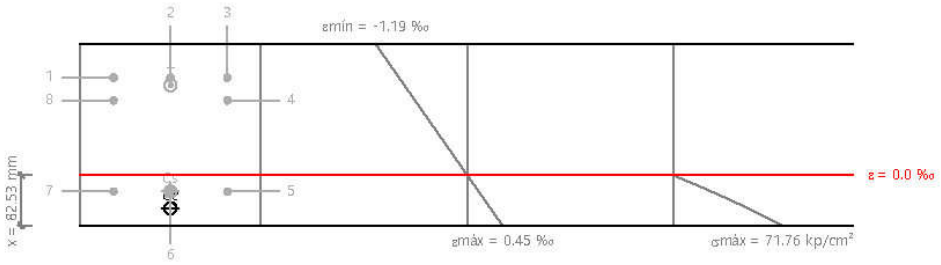
- C_c: Resultante de compresiones en el hormigón. — C_c : 24.987 t
- C_s: Resultante de compresiones en el acero. — C_s : 1.620 t
- T: Resultante de tracciones en el acero. — T : 26.607 t
- e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y. — $e_{cc,x}$: 0.00 mm; $e_{cc,y}$: -125.71 mm
- e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. — $e_{cs,x}$: 0.00 mm; $e_{cs,y}$: -94.13 mm

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Viga 1

e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{T,x}$:	0.00	mm
	$e_{T,y}$:	79.05	mm
ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	ε_{cmax} :	0.0030	
ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.	ε_{smax} :	0.0091	
σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	σ_{cmax} :	178.50	kp/cm²
σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.	σ_{smax} :	4200.00	kp/cm²

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm²)	ε
1	#4	-94.13	94.13	-1810.25	-0.000888
2	#4	0.00	94.13	-1810.25	-0.000888
3	#4	94.13	94.13	-1810.25	-0.000888
4	#4	94.13	56.43	-1387.93	-0.000681
5	#4	94.13	-94.13	+298.67	+0.000146
6	#4	0.00	-94.13	+298.67	+0.000146
7	#4	-94.13	-94.13	+298.67	+0.000146
8	#4	-94.13	56.43	-1387.93	-0.000681

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	9.263	0.00	-121.93
Cs	1.135	0.00	-94.13
T	10.398	0.00	81.38

$P_u = C_c + C_s - T$ — P_u : 0.000 t

$M_{u,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$ — $M_{u,x}$: -2.082 t·m

$M_{u,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$ — $M_{u,y}$: 0.000 t·m

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.	C_c :	9.263	t
C_s: Resultante de compresiones en el acero.	C_s :	1.135	t

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Viga 1

T: Resultante de tracciones en el acero.	**T** :	10.398	t
e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cc,x}$:	0.00	mm
	$e_{cc,y}$:	-121.93	mm
e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cs,x}$:	0.00	mm
	$e_{cs,y}$:	-94.13	mm
e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{T,x}$:	0.00	mm
	$e_{T,y}$:	81.38	mm
ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	ε_{cmax} :	0.0005	
ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.	ε_{smax} :	0.0009	
σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	σ_{cmax} :	71.76	kp/cm²
σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.	σ_{smax} :	1810.25	kp/cm²

Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.3.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.3.6)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.3.7)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje X. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.3.8)

La comprobación no procede, ya que no hay interacción entre torsión y esfuerzos normales.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Compresión oblicua (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.3.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Compresión oblicua (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.3.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje X. Tracción en el alma. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.3.8)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y cortante en el eje Y. Tracción en el alma. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.3.8)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Viga 1

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.6.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.6.1)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Diámetro mínimo de la armadura longitudinal. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.6.2)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Estado límite de agotamiento por torsión. Cuantía mínima de estribos cerrados. (NSR-10, Título C, Artículo 11.5.5)

La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor.

Criterios de diseño por sismo (NSR-10, Capítulo C.21)

El ancho del elemento, b_w, no debe ser menor que 200 mm (Artículo C.21.3.4.1).

$b_w \geq 200$ mm — **300 mm ≥ 200 mm** ✓

Debe haber, al menos, dos barras con diámetro igual o superior a Nº 4 (1/2"), o 12M (12 mm) (Artículo C.21.3.4.3).

$d_b \geq 12$ mm — **13 mm ≥ 12 mm** ✓

En cualquier sección de un elemento a flexión, la cuantía de refuerzo, tanto superior como inferior, no debe exceder 0,025 (Artículo C.21.3.4.3).

$\rho \leq 0{,}025$ — **0.007 ≤ 0.025** ✓

En cualquier sección de un elemento a flexión, la cuantía de refuerzo, tanto superior como inferior, no debe exceder 0,025 (Artículo C.21.3.4.3).

$\rho \leq 0{,}025$ — **0.004 ≤ 0.025** ✓

Debe haber, al menos, dos barras continuas a lo largo de la longitud del elemento (Artículo C.21.3.4.3).

$n \geq 2$ — **3 ≥ 2** ✓

Deben colocarse estribos espaciados a no mas de d/2 en toda la longitud del elemento (Artículo C.21.3.4.8).

$s_0 \leq \frac{d}{2}$ — **50 mm ≤ 125 mm** ✓

Donde:

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d** : *244* mm

La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección, a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor que un quinto de la resistencia a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos (Artículo C.21.3.4.4).

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Viga 1

$\phi \cdot M_{n,pos} \geq \frac{1}{5} \cdot \phi \cdot M_{n,a,neg}$ **36321098 N·mm ≥ 10588452 N·mm** ✓

Donde:

Ø·M$_{n,pos}$: Resistencia a momento positivo. **Ø·M**$_{n,pos}$: 36321098 N·mm

Ø·M$_{n,a,neg}$: Resistencia a momento negativo en la cara de cualquiera de los nudos. **Ø·M**$_{n,a,neg}$: 52942259 N·mm

La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección, a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor que un quinto de la resistencia a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos (Artículo C.21.3.4.4).

$\phi \cdot M_{n,neg} \geq \frac{1}{5} \cdot \phi \cdot M_{n,a,neg}$ **46248861 N·mm ≥ 10588452 N·mm** ✓

Donde:

Ø·M$_{n,neg}$: Resistencia a momento negativo. **Ø·M**$_{n,neg}$: 46248861 N·mm

Ø·M$_{n,a,neg}$: Resistencia a momento negativo en la cara de cualquiera de los nudos. **Ø·M**$_{n,a,neg}$: 52942259 N·mm

La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección, a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor que un quinto de la resistencia a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos (Artículo C.21.3.4.4).

$\phi \cdot M_{n,pos} \geq \frac{1}{5} \cdot \phi \cdot M_{n,a,pos}$ **36321098 N·mm ≥ 8121471 N·mm** ✓

Donde:

Ø·M$_{n,pos}$: Resistencia a momento positivo. **Ø·M**$_{n,pos}$: 36321098 N·mm

Ø·M$_{n,a,pos}$: Resistencia a momento positivo en la cara de cualquiera de los nudos. **Ø·M**$_{n,a,pos}$: 40607353 N·mm

La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección, a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor que un quinto de la resistencia a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos (Artículo C.21.3.4.4).

$\phi \cdot M_{n,neg} \geq \frac{1}{5} \cdot \phi \cdot M_{n,a,pos}$ **46248861 N·mm ≥ 8121471 N·mm** ✓

Donde:

Ø·M$_{n,neg}$: Resistencia a momento negativo. **Ø·M**$_{n,neg}$: 46248861 N·mm

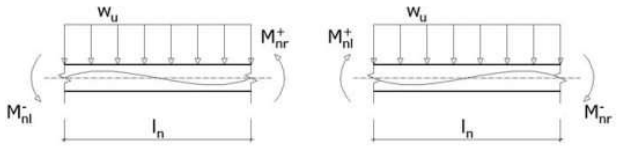
Ø·M$_{n,a,pos}$: Resistencia a momento positivo en la cara de cualquiera de los nudos. **Ø·M**$_{n,a,pos}$: 40607353 N·mm

Cortante de diseño para vigas. (NSR-10, Título C)

El $\phi \cdot V_n$ de vigas que resisten efectos sísmicos, E, no debe ser menor que el menor de (a) y (b) (Artículo 21.3.3.1):
(a) La suma del cortante debido a flexión en curvatura inversa asociado con el desarrollo de los momentos nominales de la viga en cada extremo restringido de la luz libre y el cortante calculado para cargas gravitacionales mayoradas.

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Viga 1



Se debe satisfacer:

$\phi \cdot V_n \geq V_e$ **20.06 t ≥ 3.43 t** ✓

Donde:

ϕ: Factor de reducción de resistencia — ϕ : 0.75

$\mathbf{V_n}$: Resistencia nominal a cortante. — $\mathbf{V_n}$: 26.75 t

$\mathbf{V_e}$: Fuerza cortante de diseño, obtenida como el máximo entre V_{e1}, V_{e2}. — $\mathbf{V_e}$: 3.43 t

$$V_{e1} = \frac{w_u \cdot l_n}{2} + \frac{M_{nl}^- + M_{nr}^+}{l_n}$$ — $\mathbf{V_{e1}}$: 3.12 t

$$V_{e2} = \frac{w_u \cdot l_n}{2} + \frac{M_{nl}^+ + M_{nr}^-}{l_n}$$ — $\mathbf{V_{e2}}$: 3.43 t

Siendo:

$\mathbf{w_u}$: Carga mayorada por unidad de longitud de viga. — $\mathbf{w_u}$: 0.59 t/m

$\mathbf{l_n}$: Luz libre medida entre caras de los apoyos. — $\mathbf{l_n}$: 4.10 m

$\mathbf{M_n}$: Momentos nominales del elemento en cada extremo. — $\mathbf{M_{nl}^+}$: 3.70 t·m

$\mathbf{M_{nl}^-}$: 3.70 t·m

$\mathbf{M_{nr}^+}$: 4.14 t·m

$\mathbf{M_{nr}^-}$: 5.40 t·m

(b) El cortante máximo de las combinaciones de carga de diseño que incluyan E, considerando E como el doble del prescrito por el reglamento general legalmente adoptado para el diseño sísmico vigente.

$\phi \cdot V_n \geq V_E \quad ; \quad V_E = 2 \cdot V_u$ **20.06 t ≥ 2.63 t** ✓

Donde:

ϕ: Factor de reducción de resistencia. — ϕ : 0.75

$\mathbf{V_n}$: Resistencia nominal a cortante. — $\mathbf{V_n}$: 26.75 t

$\mathbf{V_E}$: El cortante máximo de las combinaciones de carga de diseño que incluyan E, considerando E como el doble del prescrito por el reglamento general legalmente adoptado para el diseño sísmico vigente. — $\mathbf{V_E}$: 2.63 t

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Viga 1

4. COMPROBACIÓN DE FISURACIÓN

V-105: C1 - C2

Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara superior (NSR-10, Título C, Artículo 10.6.4)

Se debe satisfacer:

$s \leq s_{max}$ **94.13 mm ≤ 700.66 mm** ✓

La separación entre barras más restrictiva se produce en el nudo C1, para la combinación de acciones PP+CM+0.5·Qa. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = -94.13 mm, Y = 94.13 mm.

Donde:

s: Separación entre barras. **s** : 94.13 mm

s_{max}: Separación máxima permitida entre barras, calculada como el menor de los siguientes valores: **s_{max}** : 700.66 mm

$s_1 = 380 \cdot (\frac{280}{f_s}) - 2.5 \cdot c_c$ **s_1** : 763.71 mm

$s_2 = 300 \cdot (\frac{280}{f_s})$ **s_2** : 700.66 mm

Siendo:

f_s: [MPa] Tensión de tracción de la barra. **f_s** : 1222.09 kp/cm²

C_c: Distancia de la superficie de la barra al paramento traccionado. **C_c** : 49.52 mm

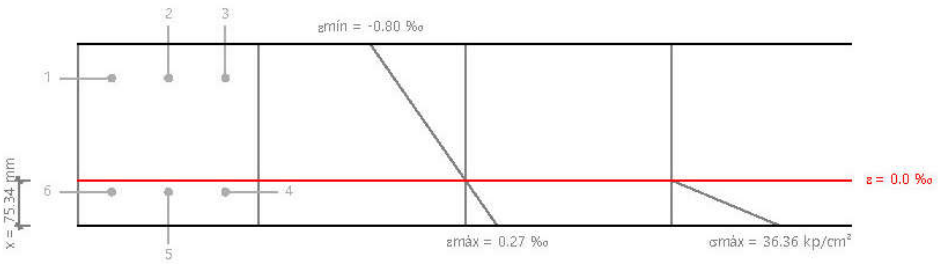
Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

N_{ed},M_{ed} Esfuerzos solicitantes.

N_{ed}: Esfuerzo axil solicitante (valores positivos indican compresión). **N_{ed}** : 0.000 t

$M_{ed,X}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'. **$M_{ed,X}$** : 0.000 t·m

$M_{ed,Y}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'. **$M_{ed,Y}$** : -1.001 t·m



Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Viga 1

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm²)	ε
1	#4	-94.13	94.13	-1222.09	-0.000599
2	#4	0.00	94.13	-1222.09	-0.000599
3	#4	94.13	94.13	-1222.09	-0.000599

Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara lateral derecha (NSR-10, Título C, Artículo 10.6.4)

La comprobación no procede, ya que no hay ninguna armadura traccionada.

Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara inferior (NSR-10, Título C, Artículo 10.6.4)

Se debe satisfacer:

$s \leq s_{max}$ **94.13 mm ≤ 806.41 mm** ✓

La separación entre barras más restrictiva se produce en un punto situado a una distancia de 2.050 m del nudo C1, para la combinación de acciones PP+CM+0.5·Qa. El punto pésimo de la sección transversal se encuentra en las coordenadas X = 94.13 mm, Y = -94.13 mm.

Donde:

s: Separación entre barras. **s** : *94.13* mm

s_{max}: Separación máxima permitida entre barras, calculada como el menor de los siguientes valores: **s_{max}** : *806.41* mm

$$s_1 = 380 \cdot (\frac{280}{f_s}) - 2.5 \cdot c_c$$ **s_1** : *897.66* mm

$$s_2 = 300 \cdot (\frac{280}{f_s})$$ **s_2** : *806.41* mm

Siendo:

f_s: [MPa] Tensión de tracción de la barra. **f_s** : *1061.82* kp/cm²

C_c: Distancia de la superficie de la barra al paramento traccionado. **C_c** : *49.52* mm

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes sin considerar la resistencia a tracción del hormigón:

N_{ed},M_{ed} Esfuerzos solicitantes.

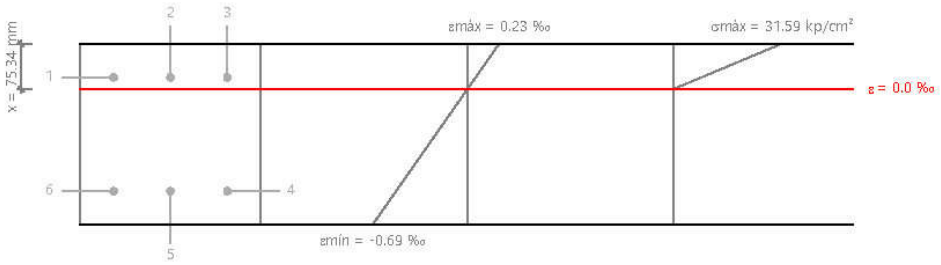
N_{ed}: Esfuerzo axil solicitante (valores positivos indican compresión). **N_{ed}** : *0.000* t

$M_{ed,X}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'X'. **$M_{ed,X}$** : *0.000* t·m

$M_{ed,Y}$: Momento flector solicitante alrededor del eje 'Y'. **$M_{ed,Y}$** : *0.870* t·m

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Viga 1



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm²)	ε
4	#4	94.13	-94.13	-1061.82	-0.000521
5	#4	0.00	-94.13	-1061.82	-0.000521
6	#4	-94.13	-94.13	-1061.82	-0.000521

Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara lateral izquierda (NSR-10, Título C, Artículo 10.6.4)

La comprobación no procede, ya que no hay ninguna armadura traccionada.

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Viga 1

5. COMPROBACIONES DE FLECHA

Flecha activa a partir del instante "3 meses", para la combinación de acciones "Característica"

La flecha máxima se produce en la sección "2.05 m" para la combinación de acciones: Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento+Sobrecarga de uso

$f_{A,max} \leq f_{A,lim}$ **1.09 mm ≤ 8.54 mm** ✓

$f_{A,lim}$: límite establecido para la flecha activa — $f_{A,lim}$: 8.54 mm

$f_{A,lim}$ = L/480

L: longitud de referencia — **L** : 4.10 m

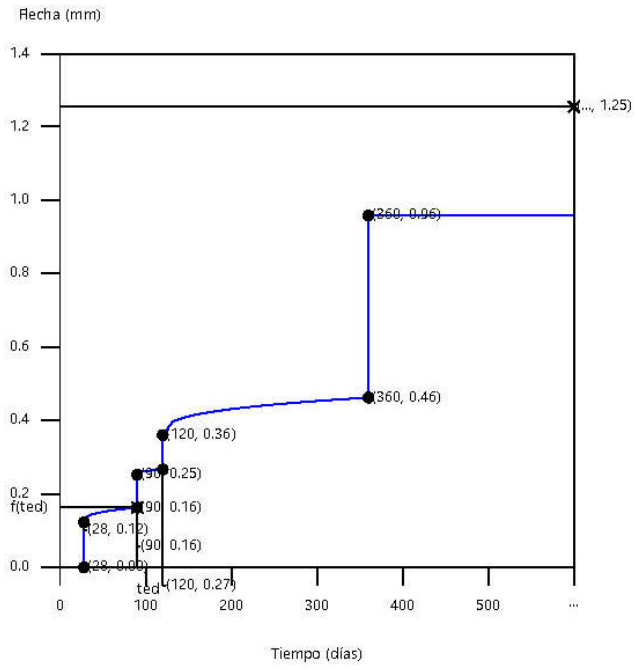
$f_{A,max}$: flecha activa máxima producida a partir del instante "3 meses" — $f_{A,max}$: 1.09 mm

Flecha producida a partir del instante "3 meses", calculada como la diferencia entre la flecha total máxima y la flecha producida hasta dicho instante ($f(t_{ed})$)

$$f_{A,max} = f_{T,max}(t_{ed}, \infty) - f(t_{ed})$$

$\mathbf{f_{T,max}(t_{ed},\infty)}$: flecha total máxima producida a partir del instante "3 meses" — $f_{T,max}(t_{ed},\infty)$: 1.25 mm

Flecha total a plazo infinito



Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Viga 1

Escalón de carga	t_i (días)	t_f (días)	$f_0(t_i)$ (mm)	$\Delta f_i(t_i)$ (mm)	$f(t_i)$ (mm)	$f_{dif}(t_0,t_f)$ (mm)	$f_{tot}(t_f)$ (mm)	$f_{tot,max}(t_f)$ (mm)
1-2	28	90	0.00	0.12	0.12	0.04	0.16	0.16
2-3	90	120	0.16	0.09	0.25	0.01	0.27	0.27
3-4	120	360	0.27	0.09	0.36	0.10	0.46	0.46
4-∞	360	∞	0.46	0.50	0.96	0.30	1.25	1.25

Donde:

t_i: instante inicial de cada intervalo de carga **'i'**

t_f: instante final de cada intervalo de carga considerado

$f_0(t_i)$: flecha en el instante inicial del intervalo, antes de aplicar la carga de t_i

$\Delta f_i(t_i)$: incremento de flecha instantánea debido a la carga aplicada en el instante t_i

$f(t_i)$: flecha en el instante inicial del intervalo, después de aplicar la carga de t_i

$f_{dif}(t_0,t_f)$: flecha total diferida producida en el intervalo (t_i,t_f)

$f_{tot}(t_f)$: flecha total producida hasta el instante t_f

$f_{tot,max}(t_f)$: flecha total máxima producida hasta el instante t_f

Flecha instantánea

Escalón de carga	t_i	$q(t_i)$	Combinación de acciones	E_c (kp/cm²)	I_e (cm4)	f_i (mm)	Δf_i (mm)	$f_{i,max}$ (mm)
1	28 días	Peso propio	Peso propio	220477.83	67500.00	0.12	0.12	0.12
2	90 días	Cargas muertas - Tabiquería	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería	232290.60	67500.00	0.21	0.09	0.21
3	120 días	Cargas muertas - Pavimento	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento	233746.98	67500.00	0.31	0.09	0.31
4	12 meses	Sobrecarga de uso	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento+Sobrecarga de uso	236743.86	56330.18	0.80	0.50	0.80

Donde:

t_i: instante inicial de cada intervalo de carga **'i'**

$q(t_i)$: carga aplicada en el instante inicial **'t_i'**

f_i: flecha instantánea total debida al conjunto de cargas que actúan en el instante t_i

Δf_i: incremento de flecha instantánea debido a la carga aplicada en el instante t_i, calculado como la diferencia de las flechas instantáneas totales de los instantes t_i y t_{i-1}.

$f_{i,max}$: valor máximo de la flecha instantánea producida hasta el instante t_i

E_c: módulo de deformación del hormigón

$$E_c(t_i) = E_c \cdot \sqrt{\left(\frac{t_i}{4 + 0.85 \cdot t_i}\right)}$$

E_c: módulo de deformación secante a los 28 días

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Viga 1

$\mathbf{I_e}$: momento de inercia equivalente de la viga para cada escalón de carga

Se obtiene como la mínima inercia de las calculadas para todas las posibles combinaciones características de las cargas aplicadas en dicho escalón. Se toma siempre el valor más desfavorable calculado hasta ese instante.

Escalón	t_i	$Q(t_i)$	$I_{e,v,i}$ (cm4)	$I_{e,i}$ (cm4)
1	28 días	Peso propio	67500.00	67500.00
2	90 días	Peso propio,Cargas muertas - Tabiquería	67500.00	67500.00
3	120 días	Peso propio,Cargas muertas - Tabiquería,Cargas muertas - Pavimento	67500.00	67500.00
4	12 meses	Peso propio,Cargas muertas - Tabiquería,Cargas muertas - Pavimento,Sobrecarga de uso	56330.18	56330.18

Siendo:

$\mathbf{t_i}$: instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

$\mathbf{Q\{t_i\}}$: cargas que actúan a partir del instante t_i

$\mathbf{I_{e,i}}$: inercia equivalente de la viga considerada para el escalón de carga "i". Es el valor pésimo de todos los calculados hasta dicho instante.

$$I_{e,i} = \text{MIN}_{j=1}^{j=i}\left(I_{e,v_j}\right)$$

$\mathbf{I_{e,v,i}}$: inercia equivalente de la viga calculada para el escalón de carga "i"

Se muestra, a continuación, el desarrollo del valor pésimo de $I_{e,v}$, que se produce para el escalón de carga "4"

$\mathbf{I_{e,v}}$: momento de inercia equivalente de la viga para la combinación "Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento+Sobrecarga de uso"

$\mathbf{I_{e,v}}$: *56330.18* cm4

Se calcula asimilando la viga a uno de los casos tipo definidos por la norma en función de la ley de momentos resultante. Cuando no es posible la equiparación con un único caso tipo, se interpola linealmente entre los mismos, de forma que la inercia equivalente se puede expresar como combinación de las inercias definidas para dichos casos:

$$I_{e,v} = \alpha_A \cdot I_{e,\text{caso A}} + \alpha_B \cdot I_{e,\text{caso B}} + \alpha_{C1} \cdot I_{e,\text{caso C1}} + \alpha_{C2} \cdot I_{e,\text{caso C2}} + \alpha_{D1} \cdot I_{e,\text{caso D1}} + \alpha_{D2} \cdot I_{e,\text{caso D2}}$$

Donde:

caso A	caso B	caso C1, C2	caso D1, D2
Elementos simplemente apoyados	Vanos internos de elementos continuos	Vanos externos con continuidad sólo en uno de los apoyos	Elementos en voladizo
$I_e = I_{ec}$	$I_e = 0.50I_{ec} + 0.25(I_{ee1} + I_{ee2})$	$I_e = 0.85I_{ec} + 0.15I_{ee}$	$I_e = I_{ee}$

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Viga 1

α_i: coeficiente de combinación para el caso 'i'

α_A	α_B	α_{C1}	α_{C2}	α_{D1}	α_{D2}
0	1	0	0	0	0

$\mathbf{I_{ec}}$: momento de inercia equivalente de la sección de centro de vano — $\mathbf{I_{ec}}$: *67500.00* cm4

$\mathbf{I_{ee1}}$: momento de inercia equivalente de la sección de extremo (1) — $\mathbf{I_{ee1}}$: *51361.87* cm4

$\mathbf{I_{ee2}}$: momento de inercia equivalente de la sección de extremo (2) — $\mathbf{I_{ee2}}$: *38958.85* cm4

Se calcula mediante la fórmula de Branson:

$$I_{ei} = \left(\frac{M_r}{M_a}\right)^3 I_b + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_a}\right)^3\right] I_r \leq I_b$$

Sección	I_b (cm4)	I_r (cm4)	M_r (t·m)	M_a (t·m)	I_{ei} (cm4)
Extremo (1)	67500.00	13259.46	-1.43	-1.61	51361.87
Centro de vano	67500.00	13259.46	1.43	0.93	67500.00
Extremo (2)	67500.00	17465.32	-1.46	-1.93	38958.85

Siendo:

- $\mathbf{I_b}$: momento de inercia de la sección bruta
- $\mathbf{I_r}$: momento de inercia de la sección fisurada
- $\mathbf{M_r}$: momento de fisuración de la sección
- $\mathbf{M_a}$: momento flector aplicado en la sección

Flecha diferida

Se obtiene como la suma de las flechas diferidas producidas para cada escalón de carga. ($f_{dif}(t_i,t_f)$)

$$f_{dif,tot} = \sum f_{dif}(t_i, t_f)$$

$f_{dif}(t_i,t_f)$: flecha diferida por escalón de carga.Se calcula como la suma de las flechas diferidas producidas por cada carga aplicada durante el intervalo de tiempo del escalón de carga:

$$f_{dif}(t_i, t_f) = \sum\left(\Delta f_i \cdot \lambda(t_i, t_f)\right)$$

Intervalo de carga	t_i	t_f	Combinación de acciones	Δf_i (mm)	$\sum\Delta f_i$ (mm)	$\xi(t_i)$	$\xi(t_f)$	$\lambda(t_i,t_f)$	$f_{dif}(t_i,t_f)$ (mm)
1-2	28 días	90 días	Peso propio	0.12	0.12	0.67	1.00	0.33	0.04
2-3	90 días	120 días	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería	0.09	0.21	1.00	1.07	0.07	0.01
3-4	120 días	12 meses	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento	0.09	0.31	1.07	1.40	0.33	0.10

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Viga 1

Intervalo de carga	t_i	t_f	Combinación de acciones	Δf_i (mm)	$\Sigma\Delta f_i$ (mm)	$\xi(t_i)$	$\xi(t_f)$	$\lambda(t_i,t_f)$	$f_{dif}(t_i,t_f)$ (mm)
4-∞	12 meses	∞	Peso propio+Cargas muertas - Tabiquería+Cargas muertas - Pavimento+Sobrecarga de uso	0.19	0.49	1.40	2.00	0.60	0.30

Donde:

t_i: instante inicial de cada intervalo de carga 'i'

t_f: instante final de cada intervalo de carga considerado

Δf_i: incremento de flecha instantánea debido a la carga aplicada en el instante t_i, calculado como la diferencia de las flechas instantáneas totales de los instantes t_i y t_{i-1}.

$\xi(t_i)$: coeficiente de duración de carga para el instante inicial del intervalo de carga

$\xi(t_f)$: coeficiente de duración de carga para el instante final del intervalo de carga

$\lambda(t_i,t_f)$: factor de cálculo de la flecha diferida para el intervalo de carga (t_i,t_f)

$$\lambda = \xi(t_i,t_f) = \xi(t_f) - \xi(t_i)$$

$f(t_{ed})$: flecha total producida hasta el instante "3 meses"

$f(t_{ed})$: 0.16 mm

La flecha total producida hasta el instante "t_{ed}" asociado al momento de ejecución del elemento dañable (3 meses) se obtiene a partir de la historia total de cargas desarrollada anteriormente en el cálculo de la flecha total a plazo infinito.

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

6.2.2 COMPROBACIONES PARA TODAS LAS VIGAS: LISTADO DE ARMADO DE VIGAS

ÍNDICE

1. CUBIERTA 2
1.1. Pórtico 1 2
1.2. Pórtico 2 4
1.3. Pórtico 3 6
1.4. Pórtico 4 8
1.5. Pórtico 5 10
1.6. Pórtico 6 12

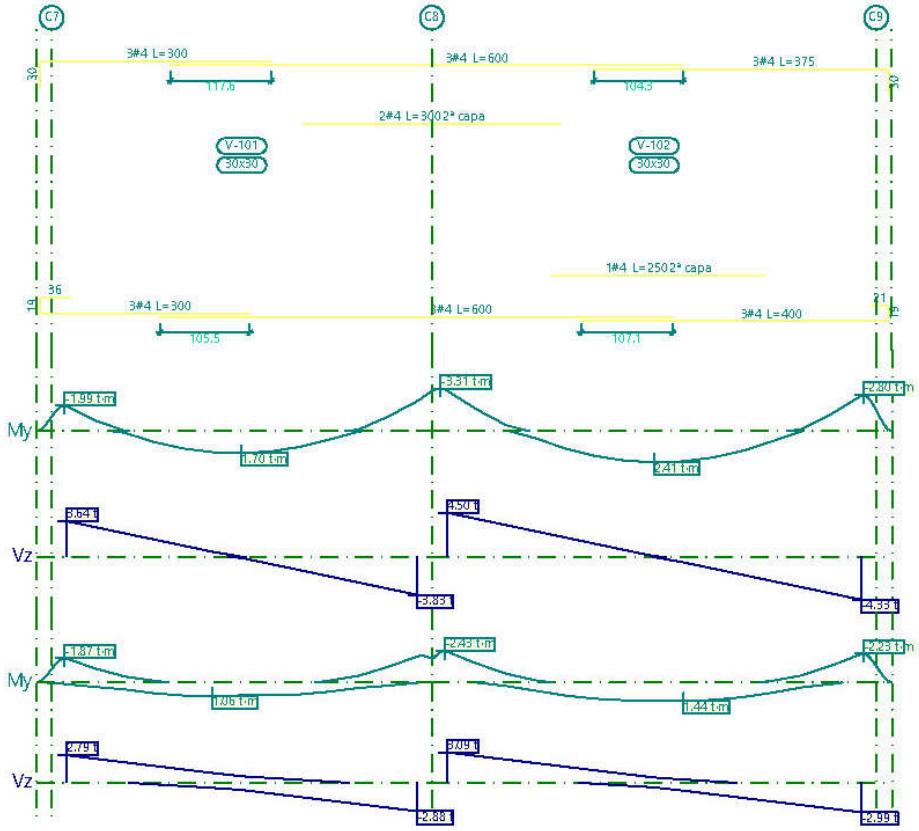
2. CUB2 14
2.1. Pórtico 1 14
2.2. Pórtico 2 16

Listado de armado de vigas

Instituto Técnico Agrícola, sede Vega San Juan — Fecha: 29/09/25

1. CUBIERTA

1.1. Pórtico 1



Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Listado de armado de vigas

Instituto Técnico Agrícola, sede Vega San Juan — Fecha: 29/09/25

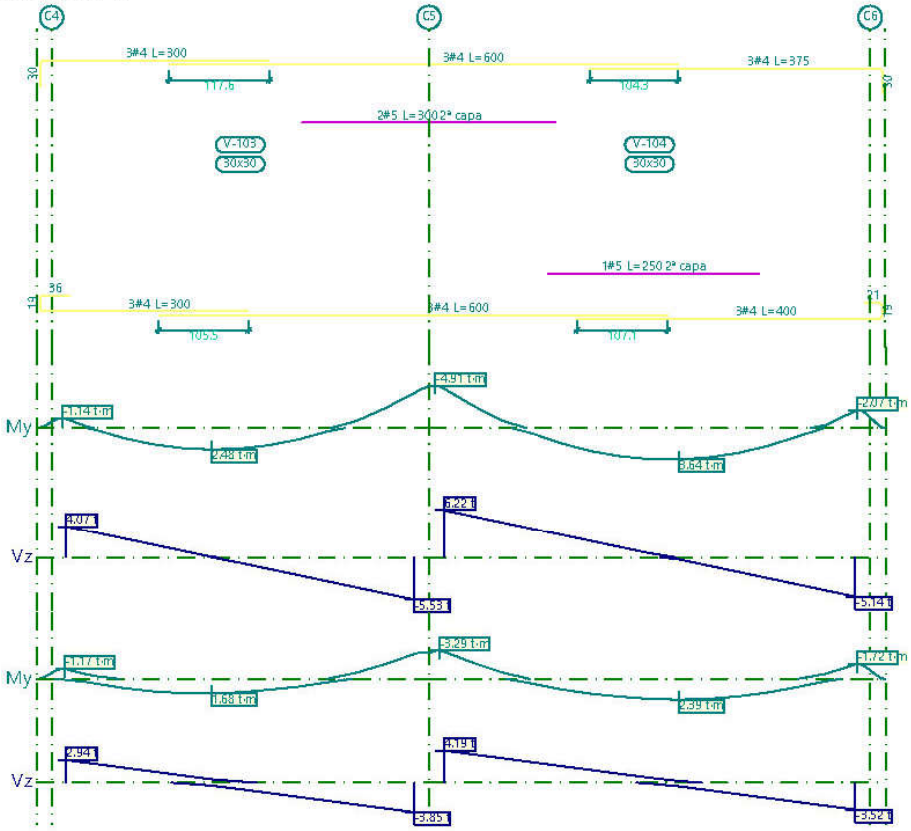
Pórtico 1				Tramo: V-101			Tramo: V-102		
Sección				30x30			30x30		
Zona				1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	[t·m]		-1.94	--	-2.32	-3.15	--	-2.74
	x	[m]		0.00	--	4.10	0.00	--	4.85
	Momento máx.	[t·m]		1.34	1.70	1.21	1.34	2.41	1.51
	x	[m]		1.37	2.05	2.73	1.39	2.43	3.46
	Cortante mín.	[t]		--	-1.34	-3.83	--	-1.18	-4.33
	x	[m]		--	2.73	4.10	--	3.12	4.85
	Cortante máx.	[t]		3.64	1.15	--	4.50	1.35	--
	x	[m]		0.00	1.37	--	0.00	1.73	--
	Torsor mín.	[t]		--	--	--	--	--	--
	x	[m]		--	--	--	--	--	--
	Torsor máx.	[t]		--	--	--	--	--	--
	x	[m]		--	--	--	--	--	--
Situaciones sísmicas	Momento mín.	[t·m]		-1.85	--	-2.01	-2.40	--	-2.20
	x	[m]		0.00	--	4.10	0.00	--	4.85
	Momento máx.	[t·m]		1.01	1.06	0.92	1.01	1.44	1.14
	x	[m]		1.37	1.71	2.73	1.39	2.77	3.46
	Cortante mín.	[t]		-0.34	-1.45	-2.88	--	-1.17	-2.99
	x	[m]		1.37	2.73	4.10	--	3.12	4.85
	Cortante máx.	[t]		2.79	1.35	0.30	3.09	1.26	--
	x	[m]		0.00	1.37	2.73	0.00	1.73	--
	Torsor mín.	[t]		--	--	--	--	--	--
	x	[m]		--	--	--	--	--	--
	Torsor máx.	[t]		--	--	--	--	--	--
	x	[m]		--	--	--	--	--	--
Área Sup.		[cm²]	Real	3.80	3.80	6.34	6.34	3.80	3.80
			Nec.	2.49	2.49	3.86	4.14	2.49	3.23
Área Inf.		[cm²]	Real	3.80	3.80	3.80	4.17	5.07	4.40
			Nec.	2.49	2.49	2.49	2.49	2.88	2.49
Área Transv.		[cm²/m]	Real	28.52	15.84	28.52	28.52	15.84	28.52
			Nec.	2.55	2.55	2.55	2.55	2.55	2.55
F. Activa				1.10 mm, L/3741 (L: 4.10 m)			2.63 mm, L/1844 (L: 4.85 m)		

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Listado de armado de vigas

Instituto Técnico Agrícola, sede Vega San Juan — Fecha: 29/09/25

1.2. Pórtico 2



Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Listado de armado de vigas

Instituto Técnico Agrícola, sede Vega San Juan — Fecha: 29/09/25

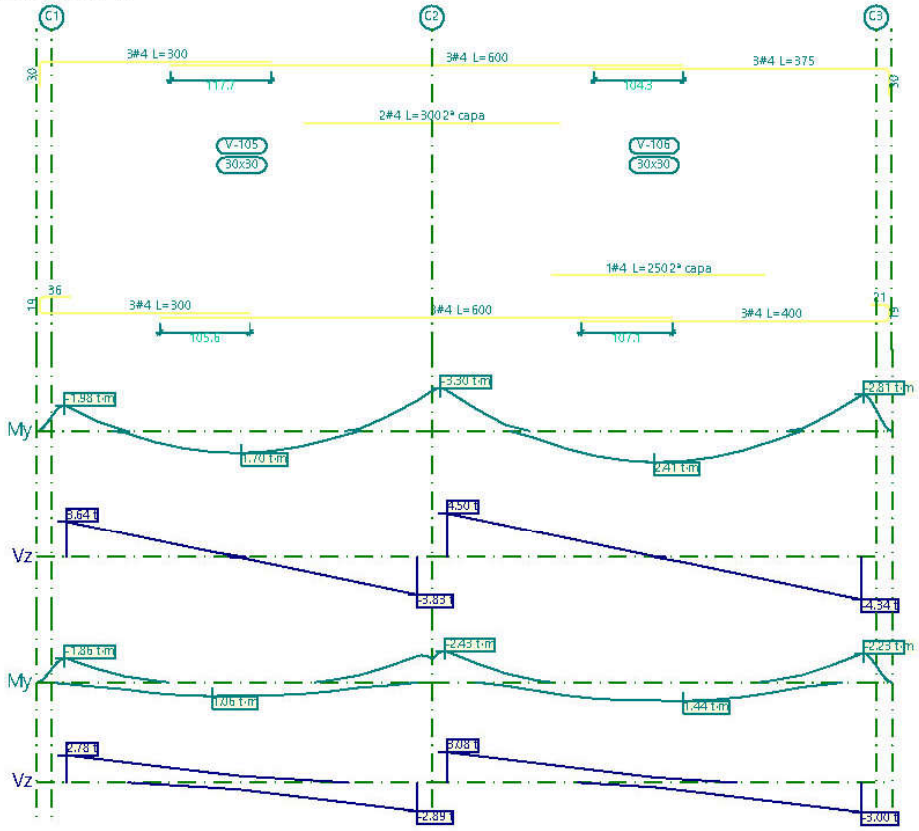
Pórtico 2				Tramo: V-103			Tramo: V-104		
Sección				30x30			30x30		
Zona				1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	[t·m]		-1.05	--	-4.05	-4.59	--	-1.98
	x	[m]		0.00	--	4.10	0.00	--	4.85
	Momento máx.	[t·m]		2.32	2.48	1.32	1.77	3.64	2.89
	x	[m]		1.37	1.71	2.73	1.39	2.77	3.46
	Cortante mín.	[t]		--	-2.33	-5.53	--	-1.08	-5.14
	x	[m]		--	2.73	4.10	--	3.12	4.85
	Cortante máx.	[t]		4.07	0.87	--	6.22	2.16	--
	x	[m]		0.00	1.37	--	0.00	1.73	--
	Torsor mín.	[t]		--	--	--	--	--	--
	x	[m]		--	--	--	--	--	--
	Torsor máx.	[t]		--	--	--	--	--	--
	x	[m]		--	--	--	--	--	--
Situaciones sísmicas	Momento mín.	[t·m]		-1.13	--	-2.88	-3.18	--	-1.67
	x	[m]		0.00	--	4.10	0.00	--	4.85
	Momento máx.	[t·m]		1.65	1.68	0.90	1.21	2.39	2.03
	x	[m]		1.37	1.71	2.73	1.39	2.77	3.46
	Cortante mín.	[t]		-0.10	-1.86	-3.85	--	-0.98	-3.52
	x	[m]		1.37	2.73	4.10	--	3.12	4.85
	Cortante máx.	[t]		2.94	0.94	--	4.19	1.66	--
	x	[m]		0.00	1.37	--	0.00	1.73	--
	Torsor mín.	[t]		--	--	--	--	--	--
	x	[m]		--	--	--	--	--	--
	Torsor máx.	[t]		--	--	--	--	--	--
	x	[m]		--	--	--	--	--	--
Área Sup.		[cm²]	Real	3.80	3.80	7.76	7.76	3.80	3.80
			Nec.	2.49	2.49	6.47	6.59	2.49	2.49
Área Inf.		[cm²]	Real	3.80	3.80	3.80	4.26	5.78	4.55
			Nec.	2.65	2.84	2.59	2.59	4.55	3.56
Área Transv.		[cm²/m]	Real	28.52	23.77	28.52	28.52	23.77	28.52
			Nec.	2.55	2.55	2.55	3.09	2.55	2.55
F. Activa				1.96 mm, L/2096 (L: 4.10 m)			7.97 mm, L/609 (L: 4.85 m)		

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Listado de armado de vigas

Instituto Técnico Agrícola, sede Vega San Juan — Fecha: 29/09/25

1.3. Pórtico 3



Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Listado de armado de vigas

Instituto Técnico Agrícola, sede Vega San Juan — Fecha: 29/09/25

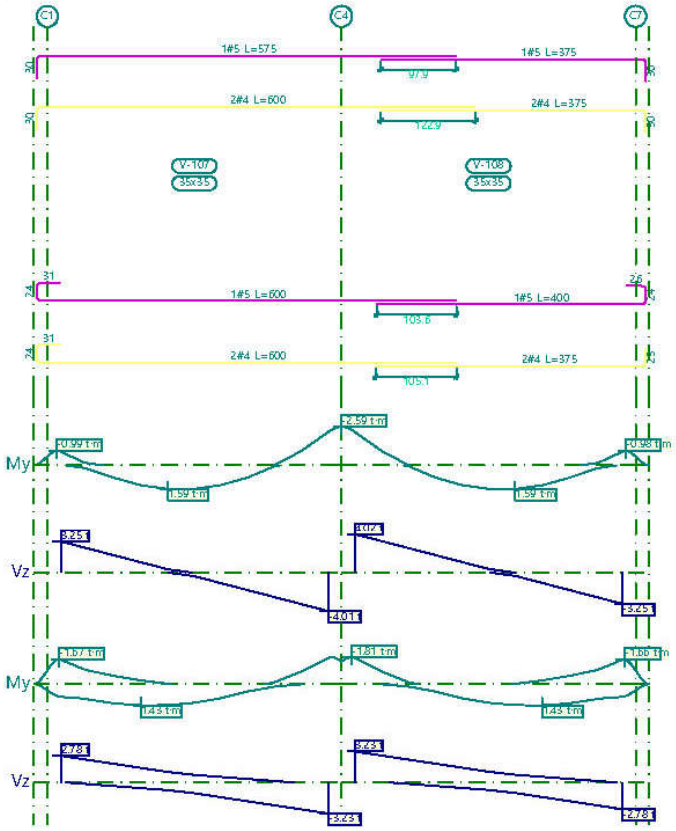
Pórtico 3				Tramo: V-105			Tramo: V-106		
Sección				30x30			30x30		
Zona				1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	[t·m]		-1.93	--	-2.34	-3.14	--	-2.75
	x	[m]		0.00	--	4.10	0.00	--	4.85
	Momento máx.	[t·m]		1.34	1.70	1.20	1.34	2.41	1.51
	x	[m]		1.37	2.05	2.73	1.39	2.43	3.46
	Cortante mín.	[t]		--	-1.34	-3.83	--	-1.18	-4.34
	x	[m]		--	2.73	4.10	--	3.12	4.85
	Cortante máx.	[t]		3.64	1.15	--	4.50	1.34	--
	x	[m]		0.00	1.37	--	0.00	1.73	--
	Torsor mín.	[t]		--	--	--	--	--	--
	x	[m]		--	--	--	--	--	--
	Torsor máx.	[t]		--	--	--	--	--	--
	x	[m]		--	--	--	--	--	--
Situaciones sísmicas	Momento mín.	[t·m]		-1.84	--	-2.02	-2.39	--	-2.20
	x	[m]		0.00	--	4.10	0.00	--	4.85
	Momento máx.	[t·m]		1.01	1.06	0.92	1.01	1.44	1.13
	x	[m]		1.37	1.71	2.73	1.39	2.77	3.46
	Cortante mín.	[t]		-0.34	-1.45	-2.89	--	-1.17	-3.00
	x	[m]		1.37	2.73	4.10	--	3.12	4.85
	Cortante máx.	[t]		2.78	1.35	0.30	3.08	1.26	--
	x	[m]		0.00	1.37	2.73	0.00	1.73	--
	Torsor mín.	[t]		--	--	--	--	--	--
	x	[m]		--	--	--	--	--	--
	Torsor máx.	[t]		--	--	--	--	--	--
	x	[m]		--	--	--	--	--	--
Área Sup.		[cm²]	Real	3.80	3.80	6.34	6.34	3.80	3.80
			Nec.	2.49	2.49	3.86	4.13	2.49	3.23
Área Inf.		[cm²]	Real	3.80	3.80	3.80	4.17	5.07	4.40
			Nec.	2.49	2.49	2.49	2.49	2.88	2.49
Área Transv.		[cm²/m]	Real	28.52	15.84	28.52	28.52	15.84	28.52
			Nec.	2.55	2.55	2.55	2.55	2.55	2.55
F. Activa				1.09 mm, L/3757 (L: 4.10 m)			2.64 mm, L/1840 (L: 4.85 m)		

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Listado de armado de vigas

Instituto Técnico Agrícola, sede Vega San Juan — Fecha: 29/09/25

1.4. Pórtico 4



Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Listado de armado de vigas

Instituto Técnico Agrícola, sede Vega San Juan — Fecha: 29/09/25

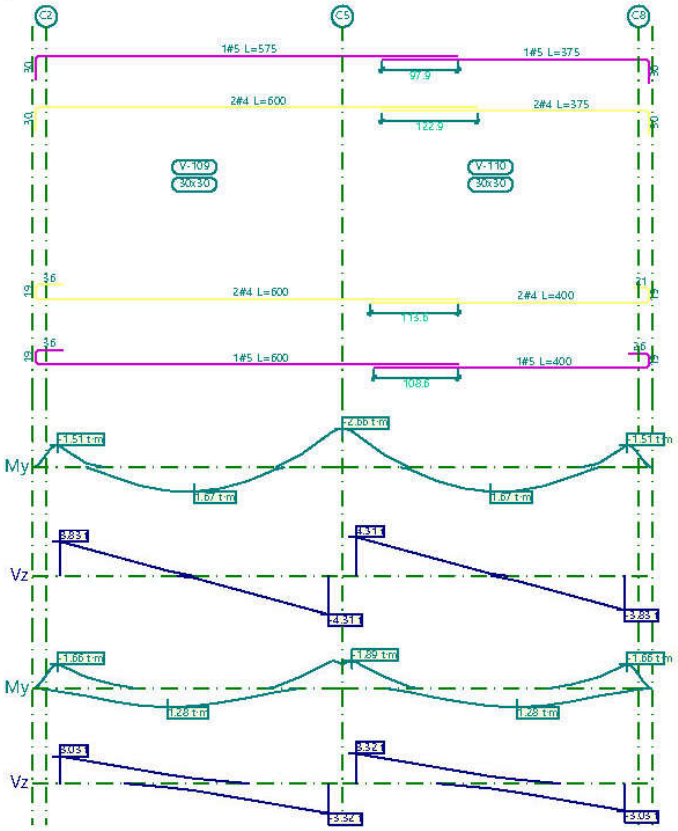
Pórtico 4				Tramo: V-107			Tramo: V-108		
Sección				35x35			35x35		
Zona				1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	[t·m]		-0.92	--	-2.23	-2.24	--	-0.91
	x	[m]		0.00	--	3.48	0.00	--	3.48
	Momento máx.	[t·m]		1.34	1.59	0.81	0.81	1.59	1.34
	x	[m]		1.04	1.39	2.43	1.04	2.09	2.43
	Cortante mín.	[t]		--	-1.11	-4.01	--	-0.35	-3.25
	x	[m]		--	2.09	3.48	--	2.09	3.48
	Cortante máx.	[t]		3.25	0.35	--	4.02	1.11	--
	x	[m]		0.00	1.39	--	0.00	1.39	--
	Torsor mín.	[t]		--	--	--	--	--	--
	x	[m]		--	--	--	--	--	--
	Torsor máx.	[t]		--	--	--	--	--	--
	x	[m]		--	--	--	--	--	--
Situaciones sísmicas	Momento mín.	[t·m]		-1.64	--	-1.75	-1.75	--	-1.64
	x	[m]		0.00	--	3.48	0.00	--	3.48
	Momento máx.	[t·m]		1.43	1.41	0.49	0.49	1.41	1.43
	x	[m]		1.04	1.39	2.43	1.04	2.09	2.43
	Cortante mín.	[t]		-0.59	-1.55	-3.23	-0.36	-1.10	-2.78
	x	[m]		1.04	2.09	3.48	1.04	2.09	3.48
	Cortante máx.	[t]		2.78	1.10	0.36	3.23	1.55	0.59
	x	[m]		0.00	1.39	2.43	0.00	1.39	2.43
	Torsor mín.	[t]		--	--	--	--	--	--
	x	[m]		--	--	--	--	--	--
	Torsor máx.	[t]		--	--	--	--	--	--
	x	[m]		--	--	--	--	--	--
Área Sup.		[cm²]	Real	4.51	4.51	4.51	4.51	4.51	4.51
			Nec.	3.49	3.48	3.49	3.49	3.48	3.49
Área Inf.		[cm²]	Real	4.51	4.51	4.51	4.51	4.51	4.51
			Nec.	3.49	3.49	3.49	3.49	3.49	3.49
Área Transv.		[cm²/m]	Real	28.52	15.84	28.52	28.52	15.84	28.52
			Nec.	2.97	2.97	2.97	2.97	2.97	2.97
F. Activa				0.40 mm, L/8612 (L: 3.48 m)			0.40 mm, L/8587 (L: 3.48 m)		

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Listado de armado de vigas

Instituto Técnico Agrícola, sede Vega San Juan — Fecha: 29/09/25

1.5. Pórtico 5



Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Listado de armado de vigas

Instituto Técnico Agrícola, sede Vega San Juan — Fecha: 29/09/25

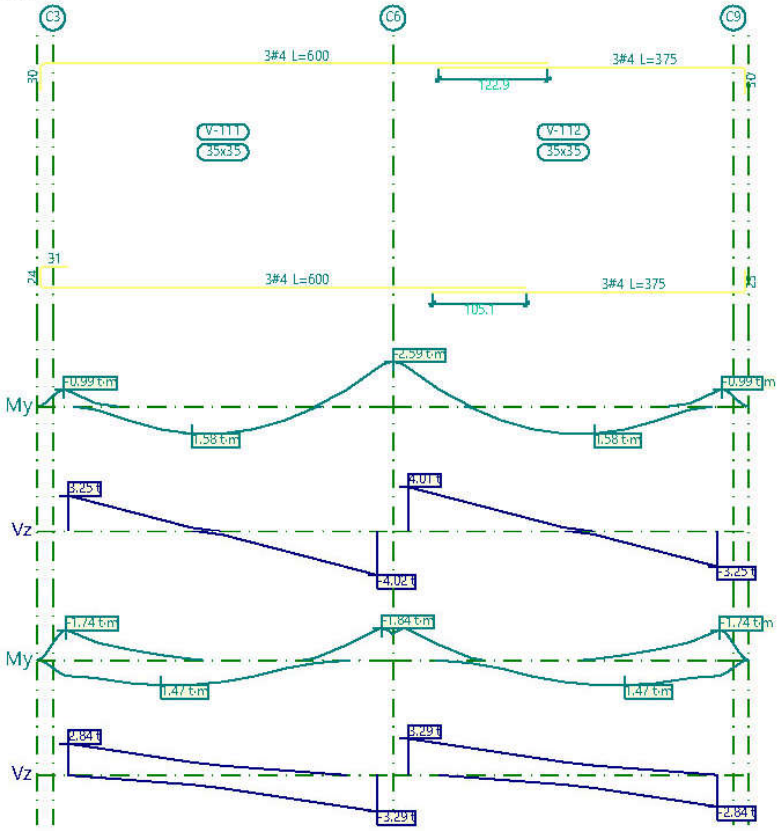
Pórtico 5				Tramo: V-109			Tramo: V-110		
Sección				30x30			30x30		
Zona				1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	[t·m]		-1.45	--	-2.29	-2.29	--	-1.45
	x	[m]		0.00	--	3.48	0.00	--	3.48
	Momento máx.	[t·m]		1.27	1.67	0.93	0.93	1.67	1.27
	x	[m]		1.04	1.74	2.43	1.04	1.74	2.43
	Cortante mín.	[t]		--	-1.05	-4.31	--	-0.57	-3.83
	x	[m]		--	2.09	3.48	--	2.09	3.48
	Cortante máx.	[t]		3.83	0.57	--	4.31	1.06	--
	x	[m]		0.00	1.39	--	0.00	1.39	--
	Torsor mín.	[t]		--	--	--	--	--	--
	x	[m]		--	--	--	--	--	--
	Torsor máx.	[t]		--	--	--	--	--	--
	x	[m]		--	--	--	--	--	--
Situaciones sísmicas	Momento mín.	[t·m]		-1.63	--	-1.81	-1.81	--	-1.63
	x	[m]		0.00	--	3.48	0.00	--	3.48
	Momento máx.	[t·m]		1.17	1.28	0.64	0.64	1.28	1.18
	x	[m]		1.04	1.39	2.43	1.04	2.09	2.43
	Cortante mín.	[t]		-0.16	-1.29	-3.32	0.00	-0.99	-3.03
	x	[m]		1.04	2.09	3.48	1.04	2.09	3.48
	Cortante máx.	[t]		3.03	1.00	0.00	3.32	1.29	0.16
	x	[m]		0.00	1.39	2.43	0.00	1.39	2.43
	Torsor mín.	[t]		--	--	--	--	--	--
	x	[m]		--	--	--	--	--	--
	Torsor máx.	[t]		--	--	--	--	--	--
	x	[m]		--	--	--	--	--	--
Área Sup.		[cm²]	Real	4.51	4.51	4.51	4.51	4.51	4.51
			Nec.	2.48	2.48	3.07	3.07	2.48	2.48
Área Inf.		[cm²]	Real	4.51	4.51	4.51	4.51	4.51	4.51
			Nec.	2.48	2.48	2.48	2.48	2.48	2.48
Área Transv.		[cm²/m]	Real	28.52	15.84	28.52	28.52	15.84	28.52
			Nec.	2.55	2.55	2.55	2.55	2.55	2.55
F. Activa				0.88 mm, L/3935 (L: 3.48 m)			0.89 mm, L/3926 (L: 3.48 m)		

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Listado de armado de vigas

Instituto Técnico Agrícola, sede Vega San Juan — Fecha: 29/09/25

1.6. Pórtico 6



Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Listado de armado de vigas

Instituto Técnico Agrícola, sede Vega San Juan — Fecha: 29/09/25

Pórtico 6				Tramo: V-111			Tramo: V-112		
Sección				35x35			35x35		
Zona				1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	[t·m]		-0.92	--	-2.24	-2.24	--	-0.92
	x	[m]		0.00	--	3.48	0.00	--	3.48
	Momento máx.	[t·m]		1.34	1.58	0.81	0.81	1.58	1.34
	x	[m]		1.04	1.39	2.43	1.04	2.09	2.43
	Cortante mín.	[t]		--	-1.11	-4.02	--	-0.35	-3.25
	x	[m]		--	2.09	3.48	--	2.09	3.48
	Cortante máx.	[t]		3.25	0.35	--	4.01	1.11	--
	x	[m]		0.00	1.39	--	0.00	1.39	--
	Torsor mín.	[t]		--	--	--	--	--	--
	x	[m]		--	--	--	--	--	--
	Torsor máx.	[t]		--	--	--	--	--	--
	x	[m]		--	--	--	--	--	--
Situaciones sísmicas	Momento mín.	[t·m]		-1.71	--	-1.78	-1.78	--	-1.72
	x	[m]		0.00	--	3.48	0.00	--	3.48
	Momento máx.	[t·m]		1.47	1.44	0.49	0.49	1.44	1.47
	x	[m]		1.04	1.39	2.43	1.04	2.09	2.43
	Cortante mín.	[t]		-0.65	-1.61	-3.29	-0.42	-1.16	-2.84
	x	[m]		1.04	2.09	3.48	1.04	2.09	3.48
	Cortante máx.	[t]		2.84	1.16	0.42	3.29	1.61	0.65
	x	[m]		0.00	1.39	2.43	0.00	1.39	2.43
	Torsor mín.	[t]		--	--	--	--	--	--
	x	[m]		--	--	--	--	--	--
	Torsor máx.	[t]		--	--	--	--	--	--
	x	[m]		--	--	--	--	--	--
Área Sup.		[cm²]	Real	3.80	3.80	3.80	3.80	3.80	3.80
			Nec.	3.50	3.50	3.50	3.50	3.50	3.50
Área Inf.		[cm²]	Real	3.80	3.80	3.80	3.80	3.80	3.80
			Nec.	3.50	3.50	3.50	3.50	3.50	3.50
Área Transv.		[cm²/m]	Real	28.52	15.84	28.52	28.52	15.84	28.52
			Nec.	2.97	2.97	2.97	2.97	2.97	2.97
F. Activa				0.40 mm, L/8667 (L: 3.48 m)			0.40 mm, L/8672 (L: 3.48 m)		

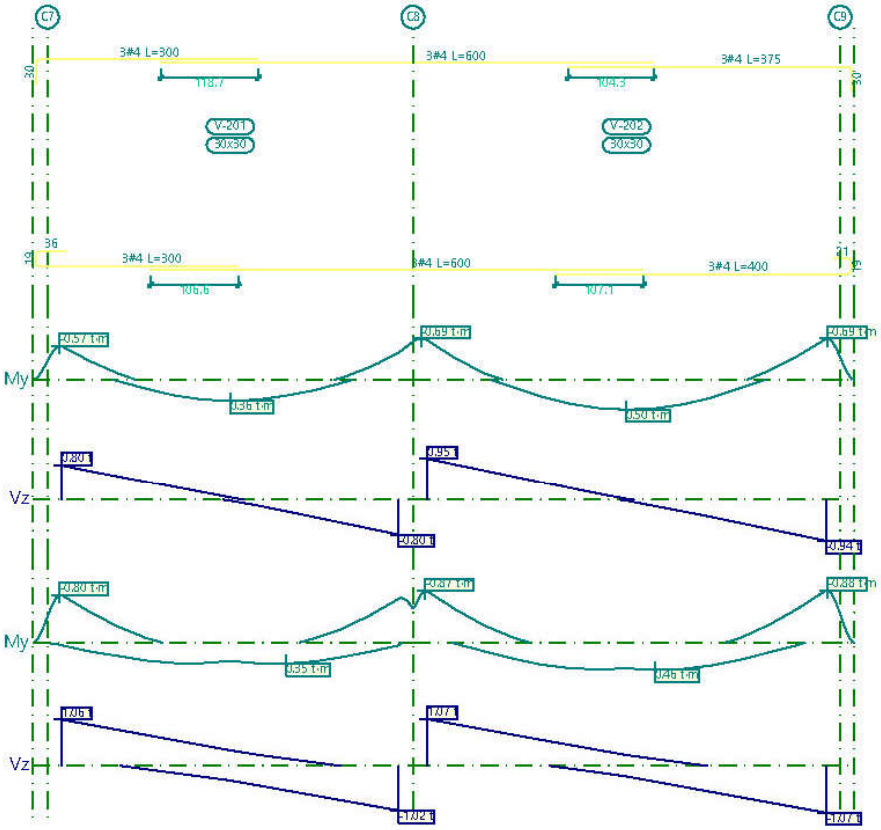
Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Listado de armado de vigas

Instituto Técnico Agrícola, sede Vega San Juan — Fecha: 29/09/25

2. CUB2

2.1. Pórtico 1



Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Listado de armado de vigas

Instituto Técnico Agrícola, sede Vega San Juan — Fecha: 29/09/25

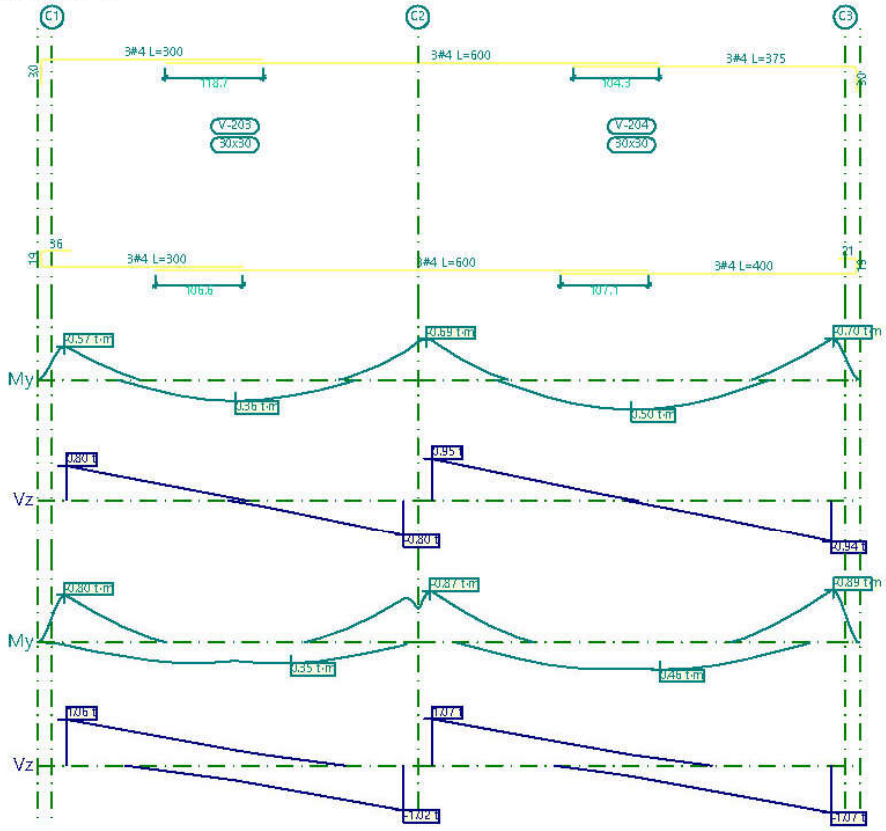
Pórtico 1				Tramo: V-201			Tramo: V-202		
Sección				30x30			30x30		
Zona				1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	[t·m]		-0.56	--	-0.46	-0.66	--	-0.68
	x	[m]		0.00	--	4.10	0.00	--	4.85
	Momento máx.	[t·m]		0.27	0.36	0.27	0.29	0.50	0.30
	x	[m]		1.37	2.05	2.73	1.39	2.43	3.46
	Cortante mín.	[t]		--	-0.27	-0.80	--	-0.27	-0.94
	x	[m]		--	2.73	4.10	--	3.12	4.85
	Cortante máx.	[t]		0.80	0.30	--	0.95	0.28	--
	x	[m]		0.00	1.37	--	0.00	1.73	--
	Torsor mín.	[t]		--	--	--	--	--	--
	x	[m]		--	--	--	--	--	--
	Torsor máx.	[t]		--	--	--	--	--	--
	x	[m]		--	--	--	--	--	--
Situaciones sísmicas	Momento mín.	[t·m]		-0.80	--	-0.74	-0.86	--	-0.88
	x	[m]		0.00	--	4.10	0.00	--	4.85
	Momento máx.	[t·m]		0.34	0.35	0.35	0.37	0.46	0.38
	x	[m]		1.37	2.73	2.73	1.39	2.77	3.46
	Cortante mín.	[t]		-0.16	-0.56	-1.02	--	-0.48	-1.07
	x	[m]		1.37	2.73	4.10	--	3.12	4.85
	Cortante máx.	[t]		1.06	0.59	0.17	1.07	0.48	--
	x	[m]		0.00	1.37	2.73	0.00	1.73	--
	Torsor mín.	[t]		--	--	--	--	--	--
	x	[m]		--	--	--	--	--	--
	Torsor máx.	[t]		--	--	--	--	--	--
	x	[m]		--	--	--	--	--	--
Área Sup.		[cm²]	Real	3.80	3.80	3.80	3.80	3.80	3.80
			Nec.	2.49	2.49	2.49	2.49	2.49	2.49
Área Inf.		[cm²]	Real	3.80	3.80	3.80	3.80	3.80	3.80
			Nec.	2.49	2.49	2.49	2.49	2.49	2.49
Área Transv.		[cm²/m]	Real	28.52	15.84	28.52	28.52	15.84	28.52
			Nec.	2.55	2.55	2.55	2.55	2.55	2.55
F. Activa				0.16 mm, L/26388 (L: 4.10 m)			0.30 mm, L/16118 (L: 4.85 m)		

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Listado de armado de vigas

Instituto Técnico Agrícola, sede Vega San Juan — Fecha: 29/09/25

2.2. Pórtico 2



Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Listado de armado de vigas

Instituto Técnico Agrícola, sede Vega San Juan — Fecha: 29/09/25

Pórtico 2				Tramo: V-203			Tramo: V-204		
Sección				30x30			30x30		
Zona				1/3L	2/3L	3/3L	1/3L	2/3L	3/3L
Situaciones persistentes o transitorias	Momento mín.	[t·m]		-0.56	--	-0.46	-0.66	--	-0.69
	x	[m]		0.00	--	4.10	0.00	--	4.85
	Momento máx.	[t·m]		0.27	0.36	0.27	0.29	0.50	0.30
	x	[m]		1.37	2.05	2.73	1.39	2.43	3.46
	Cortante mín.	[t]		--	-0.27	-0.80	--	-0.27	-0.94
	x	[m]		--	2.73	4.10	--	3.12	4.85
	Cortante máx.	[t]		0.80	0.30	--	0.95	0.28	--
	x	[m]		0.00	1.37	--	0.00	1.73	--
	Torsor mín.	[t]		--	--	--	--	--	--
	x	[m]		--	--	--	--	--	--
	Torsor máx.	[t]		--	--	--	--	--	--
	x	[m]		--	--	--	--	--	--
Situaciones sísmicas	Momento mín.	[t·m]		-0.79	--	-0.74	-0.86	--	-0.88
	x	[m]		0.00	--	4.10	0.00	--	4.85
	Momento máx.	[t·m]		0.34	0.35	0.35	0.37	0.46	0.38
	x	[m]		1.37	2.73	2.73	1.39	2.77	3.46
	Cortante mín.	[t]		-0.16	-0.56	-1.02	--	-0.48	-1.07
	x	[m]		1.37	2.73	4.10	--	3.12	4.85
	Cortante máx.	[t]		1.06	0.59	0.16	1.07	0.48	--
	x	[m]		0.00	1.37	2.73	0.00	1.73	--
	Torsor mín.	[t]		--	--	--	--	--	--
	x	[m]		--	--	--	--	--	--
	Torsor máx.	[t]		--	--	--	--	--	--
	x	[m]		--	--	--	--	--	--
Área Sup.		[cm²]	Real	3.80	3.80	3.80	3.80	3.80	3.80
			Nec.	2.49	2.49	2.49	2.49	2.49	2.49
Área Inf.		[cm²]	Real	3.80	3.80	3.80	3.80	3.80	3.80
			Nec.	2.49	2.49	2.49	2.49	2.49	2.49
Área Transv.		[cm²/m]	Real	28.52	15.84	28.52	28.52	15.84	28.52
			Nec.	2.55	2.55	2.55	2.55	2.55	2.55
F. Activa				0.16 mm, L/26189 (L: 4.10 m)			0.30 mm, L/16195 (L: 4.85 m)		

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

6.3 COMPROBACIONES DE COLUMNAS

Se realiza el chequeo de dimensiones de los elementos, encontrándose que cumplen lo exigido por el Reglamento.

6.3.1 COMPROBACIONES C.21 PARA UNA COLUMNA DETERMINADA: EL RESULTADO DEL ANÁLSIS Y DISEÑO DE LAS DEMÁS COLUMNAS SE PRESENTA EN EL SIGUIENTE NUMERAL

En las páginas siguientes se presentan los resultados detallados del diseño de una columna, con el fin de ilustrar las comprobaciones efectuadas por el software para cada uno de los elementos estructurales.

Posteriormente, en el numeral siguiente de este documento, se expone un resumen de las verificaciones realizadas para todas las columnas, incluyendo el chequeo correspondiente al criterio reglamentario de 'columna fuerte – viga débil'.

6.3.1.1 COMPROBACIONES COLUMNA TIPO 1: C1, C2, C3, C7, C8, C9

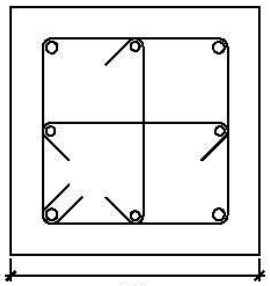
ÍNDICE

1. CUB2 (2.7 - 3.6 M)..... 2
2. CUBIERTA (0.925 - 2.7 M)..... 20
3. CUBIERTA (-0.5 - 0.925 M)..... 41
4. CIMENTACIÓN..... 63

Comprobaciones del pilar C7

1. CUB2 (2.7 - 3.6 M)

Datos del pilar



Geometría			
Dimensiones	: 35x35 cm		
Tramo	: 2.700/3.600 m		
Altura libre	: 0.60 m		
Recubrimiento geométrico	: 4.0 cm		
Tamaño máximo de árido	: 15 mm		
Materiales		Longitud de pandeo	
Hormigón	: f'c=210	Plano ZX	: 0.60 m
Acero	: Grade 60	Plano ZY	: 0.60 m
Armadura longitudinal		Armadura transversal	
Esquina	: 4#5	Estribos	: 1e#3+X1r#3+Y1r#3
Cara X	: 2#4	Separación	: 6 cm
Cara Y	: 2#4		
Cuantía	: 1.06 %		

Disposiciones relativas a las armaduras (NSR-10, Título C, Artículos 7.6 y 7.10)

Armadura longitudinal

En elementos a compresión reforzados con espirales o estribos, la distancia libre entre barras longitudinales no debe ser menor de $s_{l,min}$ (Artículo 7.6.3):

$s_l \geq s_{l,min}$ **103 mm ≥ 40 mm** ✓

Donde:

$s_{l,min}$: Valor máximo de s_1, s_2, s_3. $s_{l,min}$: 40 mm

$s_1 = 1.5 \cdot d_b$ s_1 : 24 mm

$s_2 = 40$ mm s_2 : 40 mm

$s_3 = 1.33 \cdot d_{ag}$ s_3 : 20 mm

Siendo:

d_b: Diámetro de la barra más gruesa. d_b : 15.9 mm

d_{ag}: Tamaño máximo nominal del agregado grueso. d_{ag} : 15 mm

Estribos

En elementos a compresión reforzados con espirales o estribos, la distancia libre entre refuerzos transversales no debe ser menor de $s_{t,min}$ (Artículo 7.6.3):

$s_t \geq s_{t,min}$ **60 mm ≥ 40 mm** ✓

Donde:

$s_{t,min}$: Valor máximo de s_1, s_2, s_3. $s_{t,min}$: 40 mm

$s_1 = 1.5 \cdot d_{b,t}$ s_1 : 14 mm

$s_2 = 40$ mm s_2 : 40 mm

$s_3 = 1.33 \cdot d_{ag}$ s_3 : 20 mm

Siendo:

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C7

$d_{b,t}$: Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal. $d_{b,t}$: 9.5 mm

d_{ag}: Tamaño máximo nominal del agregado grueso. d_{ag} : 15 mm

El espaciamiento vertical de los estribos no debe exceder $s_{t,max}$ (Artículo 7.10.5.2):

$s_t \leq s_{t,max}$ **60 mm ≤ 203 mm** ✓

Donde:

$s_{t,max}$: Valor mínimo de s_1, s_2, s_3. $s_{t,max}$: 203 mm

$s_1 = 16 \cdot d_b$ s_1 : 203 mm

$s_2 = 48 \cdot d_{b,t}$ s_2 : 457 mm

$s_3 = b_{min}$ s_3 : 350 mm

Siendo:

d_b: Diámetro de la barra comprimida más delgada. d_b : 12.7 mm

$d_{b,t}$: Diámetro de la barra más delgada de la armadura transversal. $d_{b,t}$: 9.5 mm

b_{min}: Menor dimensión del elemento sometido a compresión. b_{min} : 350 mm

Todas las barras no preesforzadas deben estar confinadas por medio de estribos transversales de por lo menos diámetro No. 3 (3/8") ó 10M (10 mm), para barras longitudinales No. 10 (1-1/4") ó 32M (32 mm) o menores; y diámetro No. 4 (1/2") ó 12M (12 mm) como mínimo, para barras longitudinales No. 11 (1-3/8") ó 36M (36 mm), No. 14 (1-3/4") ó 45M (45 mm) y No. 18 (2-1/4") ó 55M (55 mm) y paquetes de barras (Artículo 7.10.5.1):

$d_b \leq$ 1-1/4" ó 32 mm $\rightarrow$ $d_{b,t} \geq$ 3/8" ó 10 mm **#3 ≥ 3/8" ó 10 mm** ✓

Donde:

d_b: Diámetro de la barra comprimida más gruesa. d_b : #5

$d_{b,t}$: Diámetro de la barra más delgada de la armadura transversal. $d_{b,t}$: #3

Armadura mínima y máxima (NSR-10, Título C, Artículo 10.9.1)

El área de refuerzo longitudinal, A_{st}, para elementos no compuestos a compresión no debe ser menor que $0.01 \cdot A_g$ ni mayor que $0.04 \cdot A_g$ (Artículo 10.9.1):

$A_{st} \geq 0.01 \cdot A_g$ **12.98 cm² ≥ 12.25 cm²** ✓

$A_{st} \leq 0.04 \cdot A_g$ **12.98 cm² ≤ 49.00 cm²** ✓

Donde:

A_g: Área total de la sección de hormigón. A_g : 1225.00 cm²

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C7

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (NSR-10, Título C, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \sqrt{\left(\frac{V_{u,x}}{\phi \cdot V_{n,x}}\right)^2 + \left(\frac{V_{u,y}}{\phi \cdot V_{n,y}}\right)^2} \leq 1$$

η : *0.537* ✓

Donde:

$\mathbf{V_u}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$\mathbf{V_{u,x}}$: *2.890* t

$\mathbf{V_{u,y}}$: *0.166* t

$\phi \mathbf{V_n}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$\phi \mathbf{V_{n,x}}$: *5.388* t

$\phi \mathbf{V_{n,y}}$: *9.077* t

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección X:

Resistencia nominal a cortante en piezas que no requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$\mathbf{V_n} = V_c$$

$\mathbf{V_n}$: *7.184* t

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

$$\mathbf{V_c} = \left(0.16 \cdot \sqrt{f'_c} + 17 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_m}\right) \cdot b_w \cdot d$$

$\mathbf{V_c}$: *7.184* t

([MPa] f'_c)

Al calcular V_c por medio de la ecuación (11-5), $V_u d/M_u$ no debe tomarse mayor que 1.0, y M_u ocurre simultáneamente con V_u en la sección considerada.

Sin embargo, V_c no debe tomarse mayor que:

$$\mathbf{V_c} = 0.29 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g}}$$

$\mathbf{V_c}$: *12.102* t

([MPa] N_u/A_g y f'_c)

Donde:

$\mathbf{f'_c}$: Resistencia especifica a compresión del hormigón.

$\mathbf{f'_c}$: *210.00* kp/cm²

$\sqrt{f'_c} \geq 8.3$ MPa

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$

ρ_w : *0.009*

Siendo:

$\mathbf{A_s}$: Área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción.

$\mathbf{A_s}$: *7.76* cm²

$\mathbf{b_w}$: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$\mathbf{b_w}$: *350* mm

$\mathbf{d}$: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$\mathbf{d}$: *254* mm

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C7

$$M_m = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$ M_m : 1.669 t·m

Donde:

- M_u: Momento mayorado en la sección. M_u : -1.830 t·m
- N_u: Carga axial mayorada normal a la sección transversal. N_u : 1.123 t
- h: Altura de un elemento. h : 350.00 mm
- A_g: Área total de la sección de hormigón. A_g : 1225.00 cm²

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que no requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n = V_c$$ V_n : 12.102 t

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

Cuando M_m es negativo, V_c debe calcularse por medio de la ecuación:

$$V_c = 0.29 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g}}$$ V_c : 12.102 t

([MPa] N_u/A_g y f'_c)

Donde:

- f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. f'_c : 210.00 kp/cm²

  $\sqrt{f'_c} \neq 8.3$ MPa

Siendo:

- b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. b_w : 350 mm
- d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. d : 254 mm

$$M_m = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$ M_m : -0.031 t·m

Donde:

- M_u: Momento mayorado en la sección. M_u : -0.130 t·m
- N_u: Carga axial mayorada normal a la sección transversal. N_u : 1.123 t
- h: Altura de un elemento. h : 350.00 mm
- A_g: Área total de la sección de hormigón. A_g : 1225.00 cm²

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas) (NSR-10, Título C, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \sqrt{\left(\frac{V_{u,x}}{\phi \cdot V_{n,x}}\right)^2 + \left(\frac{V_{u,y}}{\phi \cdot V_{n,y}}\right)^2} \leq 1$$ η : **0.404** ✓

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C7

Donde:

$\mathbf{V_u}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$\mathbf{V_{ux}}$: 2.135 t
$\mathbf{V_{uy}}$: 0.313 t

$\phi\mathbf{V_n}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$\phi\mathbf{V_{nx}}$: 5.330 t
$\phi\mathbf{V_{ny}}$: 5.952 t

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa+SX+0.3·SY".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección X:

Resistencia nominal a cortante en piezas que no requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$\mathbf{V_n} = V_c$ $\mathbf{V_n}$: 7.107 t

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

$$\mathbf{V_c} = \left(0.16 \cdot \sqrt{f'_c} + 17 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_m}\right) \cdot b_w \cdot d$$

$\mathbf{V_c}$: 7.107 t

([MPa] f'_c)

Al calcular V_c por medio de la ecuación (11-5), $V_u d/M_u$ no debe tomarse mayor que 1.0, y M_u ocurre simultáneamente con V_u en la sección considerada.

Sin embargo, V_c no debe tomarse mayor que:

$$\mathbf{V_c} = 0.29 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g}}$$

$\mathbf{V_c}$: 12.070 t

([MPa] N_u/A_g y f'_c)

Donde:

$\mathbf{f'_c}$: Resistencia especifica a compresión del hormigón. $\mathbf{f'_c}$: 210.00 kp/cm²

$\sqrt{f'_c} \geq 8.3$ MPa

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$

ρ_w : 0.009

Siendo:

$\mathbf{A_s}$: Área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción. $\mathbf{A_s}$: 7.76 cm²

$\mathbf{b_w}$: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. $\mathbf{b_w}$: 350 mm

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d** : 254 mm

$$\mathbf{M_m} = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$

$\mathbf{M_m}$: 1.419 t·m

Donde:

$\mathbf{M_u}$: Momento mayorado en la sección. $\mathbf{M_u}$: -1.546 t·m

$\mathbf{N_u}$: Carga axial mayorada normal a la sección transversal. $\mathbf{N_u}$: 0.883 t

h: Altura de un elemento. **h** : 350.00 mm

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C7

A_g: Área total de la sección de hormigón. A_g : 1225.00 cm²

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que no requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$V_n = V_c$ V_n : 7.936 t

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

$$V_c = \left(0.16 \cdot \sqrt{f'_c} + 17 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_m}\right) \cdot b_w \cdot d$$ V_c : 7.936 t

([MPa] f'_c)

Al calcular V_c por medio de la ecuación (11-5), $V_u d/M_u$ no debe tomarse mayor que 1.0, y M_u ocurre simultáneamente con V_u en la sección considerada.

Sin embargo, V_c no debe tomarse mayor que:

$$V_c = 0.29 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g}}$$ V_c : 12.070 t

([MPa] N_u/A_g y f'_c)

Donde:

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. f'_c : 210.00 kp/cm²

$\sqrt{f'_c} \leq 8.3$ MPa

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$ ρ_w : 0.009

Siendo:

A_s: Área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción. A_s : 7.76 cm²

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. b_w : 350 mm

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. d : 254 mm

$$M_m = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$ M_m : 0.027 t·m

Donde:

M_u: Momento mayorado en la sección. M_u : -0.153 t·m

N_u: Carga axial mayorada normal a la sección transversal. N_u : 0.883 t

h: Altura de un elemento. h : 350.00 mm

A_g: Área total de la sección de hormigón. A_g : 1225.00 cm²

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C7

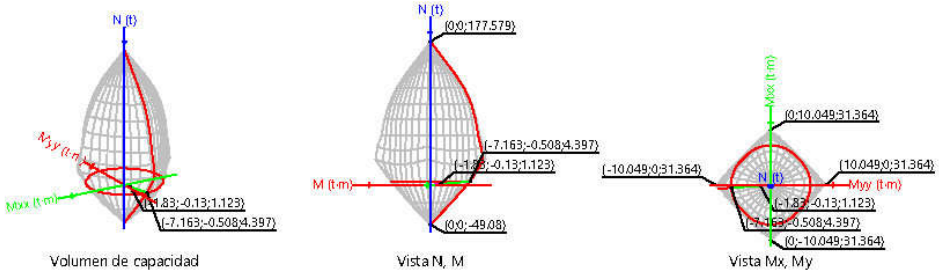
Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas)
(NSR-10, Título C, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa".

Se debe satisfacer:

$$\eta_i = \frac{\sqrt{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}}{\sqrt{(\phi \cdot P_n)^2 + (\phi \cdot M_{n,x})^2 + (\phi \cdot M_{n,y})^2}} \leq 1$$

η : **0.255** ✓



Comprobación de resistencia de la sección (η_i)

P_u,M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u: Esfuerzo normal de cálculo. — **P_u** : 1.123 t

M_u: Momento de cálculo de primer orden. — **$M_{u,x}$** : -0.130 t·m; **$M_{u,y}$** : -1.830 t·m

$\phi \cdot P_n$,$\phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento. — **$\phi \cdot P_n$** : 4.397 t

$\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento. — **$\phi \cdot M_{n,x}$** : -0.508 t·m; **$\phi \cdot M_{n,y}$** : -7.163 t·m

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 10.2):

(a) El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.

(b) Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.

(c) La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

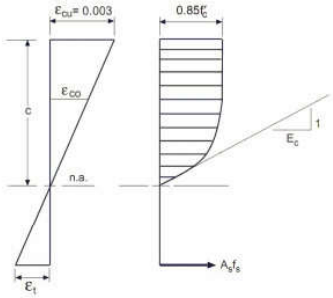
Comprobaciones del pilar C7

(d) El esfuerzo en el refuerzo cuando sea menor que f_y debe tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias mayores que las correspondientes a f_y, el esfuerzo se considera independiente de la deformación unitaria e igual a f_y.

(e) La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.

(f) La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que dé origen a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos.

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.

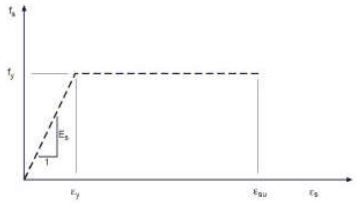


f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. f'_c : 210.00 kp/cm²

ε_{cu}: Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión. ε_{cu} : 0.0030

ε_{c0}: Deformación unitaria bajo carga máxima. ε_{c0} : 0.0020

Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.

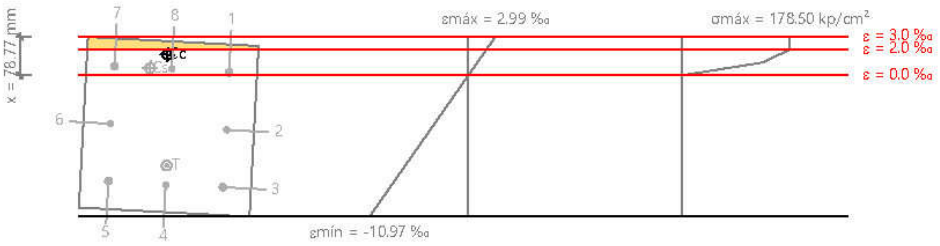


f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. f_y : 4200.00 kp/cm²

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C7

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm²)	ε
1	#5	-117.54	117.54	+449.23	+0.000220
2	#4	0.00	119.13	-4200.00	-0.004231
3	#5	117.54	117.54	-4200.00	-0.008676
4	#4	119.13	0.00	-4200.00	-0.008499
5	#5	117.54	-117.54	-4200.00	-0.008202
6	#4	0.00	-119.13	-4200.00	-0.003750
7	#5	-117.54	-117.54	+1416.28	+0.000695
8	#4	-119.13	0.00	+1055.44	+0.000518

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	32.444	-147.26	-10.48
Cs	5.029	-117.96	-44.73
T	32.588	79.41	0.00

$P_n = C_c + C_s - T$ — P_n : *4.886* t

$M_{n,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$ — $M_{n,x}$: *-0.565* t·m

$M_{n,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$ — $M_{n,y}$: *-7.959* t·m

Donde:

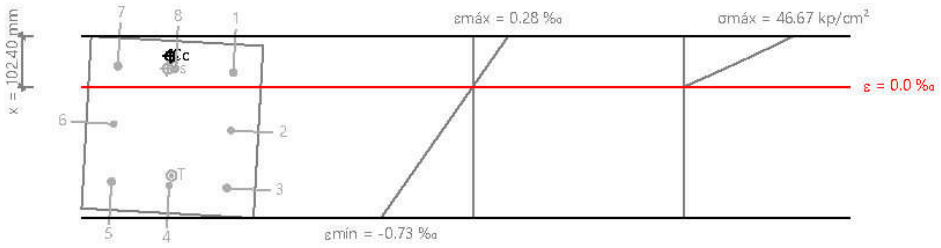
- C_c: Resultante de compresiones en el hormigón. — C_c : *32.444* t
- C_s: Resultante de compresiones en el acero. — C_s : *5.029* t
- **T**: Resultante de tracciones en el acero. — **T** : *32.588* t
- e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y. — $e_{cc,x}$: *-147.26* mm; $e_{cc,y}$: *-10.48* mm
- e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. — $e_{cs,x}$: *-117.96* mm; $e_{cs,y}$: *-44.73* mm

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C7

e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{T,x}$:	79.41	mm
	$e_{T,y}$:	0.00	mm
ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	ε_{cmax} :	0.0030	
ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.	ε_{smax} :	0.0087	
σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	σ_{cmax} :	178.50	kp/cm²
σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.	σ_{smax} :	4200.00	kp/cm²

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm²)	ε
1	#5	-117.54	117.54	+161.08	+0.000079
2	#4	0.00	119.13	-496.63	-0.000244
3	#5	117.54	117.54	-1153.36	-0.000566
4	#4	119.13	0.00	-1125.64	-0.000552
5	#5	117.54	-117.54	-1080.15	-0.000530
6	#4	0.00	-119.13	-422.44	-0.000207
7	#5	-117.54	-117.54	+234.29	+0.000115
8	#4	-119.13	0.00	+206.57	+0.000101

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	7.090	-143.49	-11.94
Cs	1.044	-117.94	-16.31
T	7.011	98.34	4.03

$P_u = C_c + C_s - T$ — P_u : 1.123 t

$M_{u,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$ — $M_{u,x}$: -0.130 t·m

$M_{u,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$ — $M_{u,y}$: -1.830 t·m

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.	C_c :	7.090	t
C_s: Resultante de compresiones en el acero.	C_s :	1.044	t

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C7

T: Resultante de tracciones en el acero.	T	7.011	t
e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cc,x}$	-143.49	mm
	$e_{cc,y}$	-11.94	mm
e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cs,x}$	-117.94	mm
	$e_{cs,y}$	-16.31	mm
e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{T,x}$	98.34	mm
	$e_{T,y}$	4.03	mm
ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	ε_{cmax}	0.0003	
ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.	ε_{smax}	0.0006	
σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	σ_{cmax}	46.67	kp/cm²
σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.	σ_{smax}	1153.36	kp/cm²

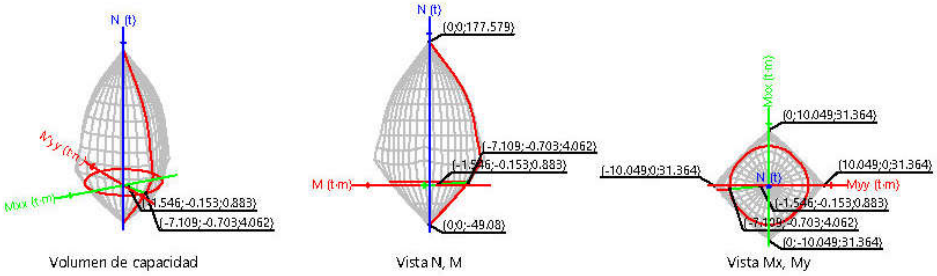
Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones sísmicas) (NSR-10, Título C, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa+SX+0.3·SY".

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \frac{\sqrt{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}}{\sqrt{(\phi \cdot P_n)^2 + (\phi \cdot M_{n,x})^2 + (\phi \cdot M_{n,y})^2}} \leq 1$$

η : **0.217** ✓



Volumen de capacidad | Vista N, M | Vista Mx, My

Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

P_u,M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u: Esfuerzo normal de cálculo.	P_u	0.883	t
M_u: Momento de cálculo de primer orden.	$M_{u,x}$	-0.153	t·m
	$M_{u,y}$	-1.546	t·m

$\phi \cdot P_n$,$\phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento.	$\phi \cdot P_n$	4.062	t

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C7

ϕM_n: Momentos de agotamiento.

$\phi M_{n,x}$: -0.703 t·m
$\phi M_{n,y}$: -7.109 t·m

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 10.2):

(a) El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.

(b) Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.

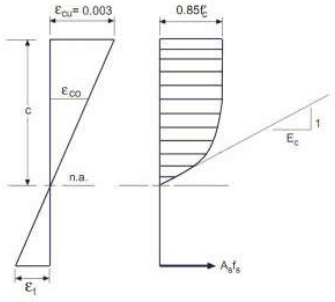
(c) La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.

(d) El esfuerzo en el refuerzo cuando sea menor que f_y debe tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias mayores que las correspondientes a f_y, el esfuerzo se considera independiente de la deformación unitaria e igual a f_y.

(e) La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.

(f) La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que dé origen a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos.

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. f'_c : 210.00 kp/cm²

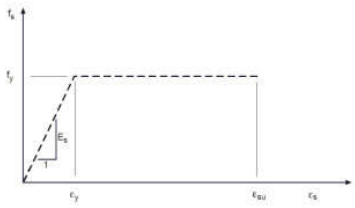
ε_{cu}: Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión. ε_{cu} : 0.0030

ε_{co}: Deformación unitaria bajo carga máxima. ε_{co} : 0.0020

Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.

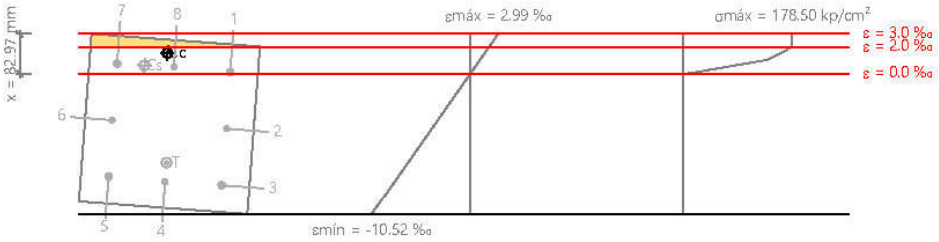
Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C7



f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. f_y : 4200.00 kp/cm²

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm²)	ε
1	#5	-117.54	117.54	+273.26	+0.000134
2	#4	0.00	119.13	-4200.00	-0.004087
3	#5	117.54	117.54	-4200.00	-0.008300
4	#4	119.13	0.00	-4200.00	-0.008040
5	#5	117.54	-117.54	-4200.00	-0.007666
6	#4	0.00	-119.13	-4200.00	-0.003444
7	#5	-117.54	-117.54	+1566.79	+0.000768
8	#4	-119.13	0.00	+1036.34	+0.000508

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	32.146	-147.03	-14.92
Cs	4.954	-117.96	-60.73
T	32.588	79.41	0.00

$P_n = C_c + C_s - T$ P_n : 4.513 t

$M_{n,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$ $M_{n,x}$: -0.781 t·m

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

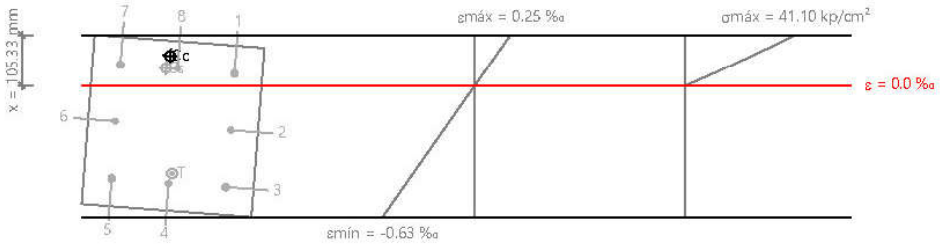
Comprobaciones del pilar C7

$M_{n,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$ — $M_{n,y}$: -7.899 t·m

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.	C_c :	32.146	t
C_s: Resultante de compresiones en el acero.	C_s :	4.954	t
T: Resultante de tracciones en el acero.	T :	32.588	t
e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cc,x}$:	-147.03	mm
	$e_{cc,y}$:	-14.92	mm
e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cs,x}$:	-117.96	mm
	$e_{cs,y}$:	-60.73	mm
e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{T,x}$:	79.41	mm
	$e_{T,y}$:	0.00	mm
ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	ε_{cmax} :	0.0030	
ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.	ε_{smax} :	0.0083	
σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	σ_{cmax} :	178.50	kp/cm²
σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.	σ_{smax} :	4200.00	kp/cm²

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm²)	ε
1	#5	-117.54	117.54	+121.19	+0.000059
2	#4	0.00	119.13	-435.80	-0.000214
3	#5	117.54	117.54	-991.63	-0.000486
4	#4	119.13	0.00	-956.20	-0.000469
5	#5	117.54	-117.54	-905.72	-0.000444
6	#4	0.00	-119.13	-348.72	-0.000171
7	#5	-117.54	-117.54	+207.11	+0.000102
8	#4	-119.13	0.00	+171.68	+0.000084

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	5.976	-143.56	-16.68

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C7

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cs	0.867	-117.94	-23.04
T	5.960	98.26	5.56

$P_u = C_c + C_s - T$ — P_u : 0.883 t

$M_{u,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$ — $M_{u,x}$: -0.153 t·m

$M_{u,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$ — $M_{u,y}$: -1.546 t·m

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.	C_c :	5.976 t
C_s: Resultante de compresiones en el acero.	C_s :	0.867 t
T: Resultante de tracciones en el acero.	T :	5.960 t
e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cc,x}$:	-143.56 mm
	$e_{cc,y}$:	-16.68 mm
e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cs,x}$:	-117.94 mm
	$e_{cs,y}$:	-23.04 mm
e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{T,x}$:	98.26 mm
	$e_{T,y}$:	5.56 mm
ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	ε_{cmax} :	0.0002
ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.	ε_{smax} :	0.0005
σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	σ_{cmax} :	41.10 kp/cm²
σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.	σ_{smax} :	991.63 kp/cm²

Criterios de diseño por sismo (NSR-10, Capítulo C.21)

La dimensión menor de la sección transversal medida en una línea recta que pasa a través del centroide geométrico, no debe ser menor de 250 mm (Artículo C.21.3.5.1).

$b_1 \geq 250$ mm — **350 mm ≥ 250 mm** ✓

El área del refuerzo longitudinal A_{st}, no debe ser menor que $A_{st,min}$ (Artículo C.21.3.5.2).

$A_{st} \geq A_{st,min}$ — **1298.40 mm² ≥ 1225.00 mm²** ✓

Donde:

$A_{st,min} = 0,01 \cdot A_g$ — $A_{st,min}$: 1225.00 mm²

Siendo:

A_g: Área bruta de la sección de concreto. — A_g : 122500.00 mm²

El área del refuerzo longitudinal A_{st}, no debe ser mayor que $A_{st,max}$ (Artículo C.21.3.5.2).

$A_{st} \leq A_{st,max}$ — **1298.40 mm² ≤ 4900.00 mm²** ✓

Donde:

$A_{st,max} = 0,04 \cdot A_g$ — $A_{st,max}$: 4900.00 mm²

Siendo:

A_g: Área bruta de la sección de concreto. — A_g : 122500.00 mm²

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C7

El refuerzo transversal debe disponerse mediante estribos cerrados de confinamiento como mínimo de diámetro Nº 3 (3/8"), o 10M (10 mm) (Artículo C.21.3.5.8).

$d_b \geq 9,5$ mm **9.5 mm ≥ 9.5 mm** ✓

El espaciamiento de los ganchos suplementarios o ramas con estribos de confinamiento rectilineos h_x, no debe exceder 350 mm centro a centro en la dirección perpendicular al eje longitudinal del elemento (Artículo C.21.3.5.8).

$h_x \leq 350$ mm **130 mm ≤ 350 mm** ✓

El área total de la sección transversal del refuerzo de estribos cerrados de confinamiento rectangulares A_{sh}, no debe ser menor que $A_{sh,min}$ (Artículo C.21.3.5.7).

En el eje X:

$A_{sh} \geq A_{sh,min}$ **213.54 mm² ≥ 125.65 mm²** ✓

Donde:

$A_{sh,min}$: Valor máximo entre A_1, y A_2. $A_{sh,min}$: 125.65 mm²

$$A_1 = 0,2 \cdot \frac{s \cdot b_c \cdot f'_c}{f_{yt}} \cdot \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}}\right) - 1\right]$$ A_1 : 125.65 mm²

$$A_2 = 0,06 \cdot \frac{s \cdot b_c \cdot f'_c}{f_{yt}}$$ A_2 : 46.80 mm²

Siendo:

s: Espaciamiento medido de centro a centro de la armadura transversal. s : 60 mm

b_c: Dimensión transversal del núcleo del elemento medida entre los bordes externos del refuerzo transversal. b_c : 260 mm

f'_c: Resistencia especificada a la compresión del concreto. f'_c : 20.60 MPa

f_{yt}: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal. f_{yt} : 412.02 MPa

A_g: Área bruta de la sección de concreto. A_g : 122500.00 mm²

A_{ch}: Área de la sección transversal de un elemento estructural, medida entre los bordes exteriores del refuerzo transversal. A_{ch} : 67849.83 mm²

En el eje Y:

$A_{sh} \geq A_{sh,min}$ **213.54 mm² ≥ 125.65 mm²** ✓

Donde:

$A_{sh,min}$: Valor máximo entre A_1, y A_2. $A_{sh,min}$: 125.65 mm²

$$A_1 = 0,2 \cdot \frac{s \cdot b_c \cdot f'_c}{f_{yt}} \cdot \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}}\right) - 1\right]$$ A_1 : 125.65 mm²

$$A_2 = 0,06 \cdot \frac{s \cdot b_c \cdot f'_c}{f_{yt}}$$ A_2 : 46.80 mm²

Siendo:

s: Espaciamiento medido de centro a centro de la armadura transversal. s : 60 mm

b_c: Dimensión transversal del núcleo del elemento medida entre los bordes externos del refuerzo transversal. b_c : 260 mm

f'_c: Resistencia especificada a la compresión del concreto. f'_c : 20.60 MPa

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C7

f_{yt}: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal.	f_{yt} :	412.02	MPa
A_g: Área bruta de la sección de concreto.	A_g :	122500.00	mm²
A_{ch}: Área de la sección transversal de un elemento estructural, medida entre los bordes exteriores del refuerzo transversal.	A_{ch} :	67849.83	mm²

El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder de s_{max} (Artículo C.21.3.5.6).

$s_0 \leq s_{max}$ **60 mm ≤ 102 mm** ✓

Donde:

s_{max}: Valor mínimo de s_1, s_2, s_3, y s_4.	s_{max} :	102	mm
$s_1 = 8 \cdot \phi_{min}$	s_1 :	102	mm
$s_2 = 16 \cdot \phi_t$	s_2 :	152	mm
$s_3 = \frac{c_1}{3}$	s_3 :	117	mm
$s_4 = 150$ mm	s_4 :	150	mm

Siendo:

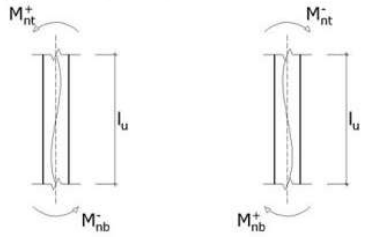
$Ø_{min}$: Diámetro de las armaduras longitudinales más pequeñas.	$Ø_{min}$:	12.7	mm
$Ø_t$: Diámetro de la barra del estribo.	$Ø_t$:	9.5	mm
c_1: Menor dimensión de la sección transversal de la columna.	c_1 :	350	mm

Resistencia mínima a flexión de columnas. (NSR-10, Título C)

En esta zona no son aplicables las comprobaciones de diseño por capacidad. ✓

Cortante de diseño para columnas. (NSR-10, Título C)

El $\phi \cdot V_n$ de columnas que resisten efectos sísmicos, E, no debe ser menor que el menor de (a) y (b) (Artículo 21.3.3.2):
(a) La suma del cortante debido a flexión en curvatura inversa asociado con el desarrollo de los momentos nominales de la columna en cada extremo restringido de la longitud libre. La resistencia a flexión de la columna debe calcularse para la fuerza axial mayorada, consistente con la dirección de las fuerzas laterales consideradas, que resulte en el mayor valor de la resistencia a flexión.



Se debe satisfacer:

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C7

$\phi \cdot V_n \geq V_e$

Donde:

ϕ: Factor de reducción de resistencia. ϕ : *0.75*

V_n: Resistencia nominal a cortante.

V_e: Fuerza cortante de diseño, obtenida como el máximo entre V_{e1}, V_{e2}.

$$V_{e1} = \frac{M_{nt}^{-} + M_{nb}^{+}}{l_u}$$

$$V_{e2} = \frac{M_{nt}^{+} + M_{nb}^{-}}{l_u}$$

Siendo:

l_u: Longitud sin soporte lateral de un elemento en compresión.

M_n: Momentos nominales del elemento en cada extremo.

	l_u (m)	M_{nb}^{+} (t·m)	M_{nb}^{-} (t·m)	M_{nt}^{+} (t·m)	M_{nt}^{-} (t·m)	V_{e1} (t)	V_{e2} (t)	V_e (t)	$\phi \cdot V_n$ (t)	
Cortante en el eje X	0.60	6.69	6.69	6.67	6.67	22.27	22.27	22.27	25.91	✓ *
Cortante en el eje Y	0.60	6.69	6.69	6.67	6.67	22.27	22.27	22.27	26.55	✓

(*): pésimo

(b) El cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga de diseño que incluyan E, con E incrementado por medio de Ω_0.

$\phi \cdot V_n \geq V_E \quad ; \quad V_E = \Omega_0 \cdot V_u$

Donde:

ϕ: Factor de reducción de resistencia. ϕ : *0.75*

Ω_0: Factor de sobrerresistencia. Ω_0 : *3*

V_n: Resistencia nominal a cortante.

V_E: El cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga de diseño que incluyan E, con E incrementado por medio de Ω_0.

	V_E (t)	$\phi \cdot V_n$ (t)	
Cortante en el eje X	1.79	26.43	✓ *
Cortante en el eje Y	0.27	26.55	✓

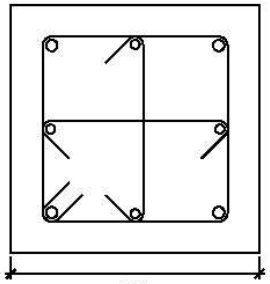
(*): pésimo

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C7

2. CUBIERTA (0.925 - 2.7 M)

Datos del pilar



Geometría			
Dimensiones	: 35x35 cm		
Tramo	: -0.500/2.700 m		
Altura libre	: 2.85 m		
Recubrimiento geométrico	: 4.0 cm		
Tamaño máximo de árido	: 15 mm		
Materiales		Longitud de pandeo	
Hormigón	: f'c=210	Plano ZX	: 2.85 m
Acero	: Grade 60	Plano ZY	: 2.85 m
Armadura longitudinal		Armadura transversal	
Esquina	: 4#5	Estribos	: 1e#3+X1r#3+Y1r#3
Cara X	: 2#4	Separación	: 10 cm
Cara Y	: 2#4		
Cuantía	: 1.06 %		

Disposiciones relativas a las armaduras (NSR-10, Título C, Artículos 7.6 y 7.10)

Armadura longitudinal

En elementos a compresión reforzados con espirales o estribos, la distancia libre entre barras longitudinales no debe ser menor de $s_{l,min}$ (Artículo 7.6.3):

$s_l \geq s_{l,min}$ **103 mm ≥ 40 mm** ✓

Donde:

$s_{l,min}$: Valor máximo de s_1, s_2, s_3. $s_{l,min}$: 40 mm

$s_1 = 1.5 \cdot d_b$ s_1 : 24 mm

$s_2 = 40$ mm s_2 : 40 mm

$s_3 = 1.33 \cdot d_{ag}$ s_3 : 20 mm

Siendo:

d_b: Diámetro de la barra más gruesa. d_b : 15.9 mm

d_{ag}: Tamaño máximo nominal del agregado grueso. d_{ag} : 15 mm

Estribos

En elementos a compresión reforzados con espirales o estribos, la distancia libre entre refuerzos transversales no debe ser menor de $s_{t,min}$ (Artículo 7.6.3):

$s_t \geq s_{t,min}$ **100 mm ≥ 40 mm** ✓

Donde:

$s_{t,min}$: Valor máximo de s_1, s_2, s_3. $s_{t,min}$: 40 mm

$s_1 = 1.5 \cdot d_{b,t}$ s_1 : 14 mm

$s_2 = 40$ mm s_2 : 40 mm

$s_3 = 1.33 \cdot d_{ag}$ s_3 : 20 mm

Siendo:

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C7

$d_{b,t}$: Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal. $d_{b,t}$: 9.5 mm

d_{ag}: Tamaño máximo nominal del agregado grueso. d_{ag} : 15 mm

El espaciamiento vertical de los estribos no debe exceder $s_{t,max}$ (Artículo 7.10.5.2):

$s_t \leq s_{t,max}$ **100 mm ≤ 203 mm** ✓

Donde:

$s_{t,max}$: Valor mínimo de s_1, s_2, s_3. $s_{t,max}$: 203 mm

$s_1 = 16 \cdot d_b$ s_1 : 203 mm

$s_2 = 48 \cdot d_{b,t}$ s_2 : 457 mm

$s_3 = b_{min}$ s_3 : 350 mm

Siendo:

d_b: Diámetro de la barra comprimida más delgada. d_b : 12.7 mm

$d_{b,t}$: Diámetro de la barra más delgada de la armadura transversal. $d_{b,t}$: 9.5 mm

b_{min}: Menor dimensión del elemento sometido a compresión. b_{min} : 350 mm

Todas las barras no preesforzadas deben estar confinadas por medio de estribos transversales de por lo menos diámetro No. 3 (3/8") ó 10M (10 mm), para barras longitudinales No. 10 (1-1/4") ó 32M (32 mm) o menores; y diámetro No. 4 (1/2") ó 12M (12 mm) como mínimo, para barras longitudinales No. 11 (1-3/8") ó 36M (36 mm), No. 14 (1-3/4") ó 45M (45 mm) y No. 18 (2-1/4") ó 55M (55 mm) y paquetes de barras (Artículo 7.10.5.1):

$d_b \leq$ 1-1/4" ó 32 mm $\rightarrow$ $d_{b,t} \geq$ 3/8" ó 10 mm **#3 ≥ 3/8" ó 10 mm** ✓

Donde:

d_b: Diámetro de la barra comprimida más gruesa. d_b : #5

$d_{b,t}$: Diámetro de la barra más delgada de la armadura transversal. $d_{b,t}$: #3

Armadura mínima y máxima (NSR-10, Título C, Artículo 10.9.1)

El área de refuerzo longitudinal, A_{st}, para elementos no compuestos a compresión no debe ser menor que $0.01 \cdot A_g$ ni mayor que $0.04 \cdot A_g$ (Artículo 10.9.1):

$A_{st} \geq 0.01 \cdot A_g$ **12.98 cm² ≥ 12.25 cm²** ✓

$A_{st} \leq 0.04 \cdot A_g$ **12.98 cm² ≤ 49.00 cm²** ✓

Donde:

A_g: Área total de la sección de hormigón. A_g : 1225.00 cm²

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C7

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (NSR-10, Título C, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \sqrt{\left(\frac{V_{u,x}}{\phi \cdot V_{n,x}}\right)^2 + \left(\frac{V_{u,y}}{\phi \cdot V_{n,y}}\right)^2} \leq 1$$

η : *0.143* ✓

Donde:

$\mathbf{V_u}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$\mathbf{V_{u,x}}$: *0.522* t

$\mathbf{V_{u,y}}$: *0.770* t

$\phi\mathbf{V_n}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$\phi\mathbf{V_{n,x}}$: *9.781* t

$\phi\mathbf{V_{n,y}}$: *5.823* t

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '1.85 m', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección X:

Resistencia nominal a cortante en piezas que no requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$\mathbf{V_n} = V_c$

$\mathbf{V_n}$: *13.041* t

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

Cuando M_m es negativo, V_c debe calcularse por medio de la ecuación:

$$\mathbf{V_c} = 0.29 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g}}$$

$\mathbf{V_c}$: *13.041* t

([MPa] N_u/A_g y f'_c)

Donde:

$\mathbf{f'_c}$: Resistencia especifica a compresión del hormigón.

f'_c : *210.00* kp/cm²

$\sqrt{f'_c} \geq 8.3$ MPa

Siendo:

$\mathbf{b_w}$: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$\mathbf{b_w}$: *350* mm

$\mathbf{d}$: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$\mathbf{d}$: *254* mm

$$\mathbf{M_m} = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$

$\mathbf{M_m}$: *-0.272* t·m

Donde:

$\mathbf{M_u}$: Momento mayorado en la sección.

$\mathbf{M_u}$: *0.908* t·m

$\mathbf{N_u}$: Carga axial mayorada normal a la sección transversal.

$\mathbf{N_u}$: *8.243* t

$\mathbf{h}$: Altura de un elemento.

$\mathbf{h}$: *350.00* mm

$\mathbf{A_g}$: Área total de la sección de hormigón.

$\mathbf{A_g}$: *1225.00* cm²

Cortante en la dirección Y:

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C7

Resistencia nominal a cortante en piezas que no requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$\mathbf{V_n} = V_c$ — $\mathbf{V_n}$: 7.765 t

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

$$\mathbf{V_c} = \left(0.16 \cdot \sqrt{f'_c} + 17 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_m}\right) \cdot b_w \cdot d$$

$\mathbf{V_c}$: 7.765 t

([MPa] f'_c)

Al calcular V_c por medio de la ecuación (11-5), $V_u d/M_u$ no debe tomarse mayor que 1.0, y M_u ocurre simultáneamente con V_u en la sección considerada.

Sin embargo, V_c no debe tomarse mayor que:

$$\mathbf{V_c} = 0.29 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g}}$$

$\mathbf{V_c}$: 13.041 t

([MPa] N_u/A_g y f'_c)

Donde:

$\mathbf{f'_c}$: Resistencia especifica a compresión del hormigón. — $\mathbf{f'_c}$: 210.00 kp/cm²

$\sqrt{f'_c} \neq 8.3$ MPa

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$

ρ_w : 0.009

Siendo:

$\mathbf{A_s}$: Área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción. — $\mathbf{A_s}$: 7.76 cm²

$\mathbf{b_w}$: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. — $\mathbf{b_w}$: 350 mm

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. — **d** : 254 mm

$$\mathbf{M_m} = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$

$\mathbf{M_m}$: 0.225 t·m

Donde:

$\mathbf{M_u}$: Momento mayorado en la sección. — $\mathbf{M_u}$: -1.405 t·m

$\mathbf{N_u}$: Carga axial mayorada normal a la sección transversal. — $\mathbf{N_u}$: 8.243 t

h: Altura de un elemento. — **h** : 350.00 mm

$\mathbf{A_g}$: Área total de la sección de hormigón. — $\mathbf{A_g}$: 1225.00 cm²

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C7

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas) (NSR-10, Título C, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \sqrt{\left(\frac{V_{u,x}}{\phi \cdot V_{n,x}}\right)^2 + \left(\frac{V_{u,y}}{\phi \cdot V_{n,y}}\right)^2} \leq 1$$

η : 0.500 ✓

Donde:

$\mathbf{V_u}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$\mathbf{V_{u,x}}$: 2.833 t

$\mathbf{V_{u,y}}$: 0.915 t

$\mathbf{\phi \cdot V_n}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$\mathbf{\phi \cdot V_n}$: 5.952 t

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '1.85 m', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa-SX-0.3·SY".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección X:

Resistencia nominal a cortante en piezas que no requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$\mathbf{V_n} = V_c$$

$\mathbf{V_n}$: 7.936 t

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

$$\mathbf{V_c} = \left(0.16 \cdot \sqrt{f'_c} + 17 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_m}\right) \cdot b_w \cdot d$$

$\mathbf{V_c}$: 7.936 t

([MPa] f'_c)

Al calcular V_c por medio de la ecuación (11-5), $V_u d/M_u$ no debe tomarse mayor que 1.0, y M_u ocurre simultáneamente con V_u en la sección considerada.

Sin embargo, V_c no debe tomarse mayor que:

$$\mathbf{V_c} = 0.29 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g}}$$

$\mathbf{V_c}$: 12.736 t

([MPa] N_u/A_g y f'_c)

Donde:

$\mathbf{f'_c}$: Resistencia especifica a compresión del hormigón.

$\mathbf{f'_c}$: 210.00 kp/cm²

$\sqrt{f'_c} \geq 8.3$ MPa

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$

ρ_w : 0.009

Siendo:

$\mathbf{A_s}$: Área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción.

$\mathbf{A_s}$: 7.76 cm²

$\mathbf{b_w}$: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$\mathbf{b_w}$: 350 mm

$\mathbf{d}$: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$\mathbf{d}$: 254 mm

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C7

$$M_m = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$ M_m : 0.551 t·m

Donde:

M_u: Momento mayorado en la sección. M_u : 1.392 t·m

N_u: Carga axial mayorada normal a la sección transversal. N_u : 5.874 t

h: Altura de un elemento. h : 350.00 mm

A_g: Área total de la sección de hormigón. A_g : 1225.00 cm²

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que no requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n = V_c$$ V_n : 7.936 t

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

$$V_c = \left(0.16 \cdot \sqrt{f'_c} + 17 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_m}\right) \cdot b_w \cdot d$$ V_c : 7.936 t

([MPa] f'_c)

Al calcular V_c por medio de la ecuación (11-5), $V_u d/M_u$ no debe tomarse mayor que 1.0, y M_u ocurre simultáneamente con V_u en la sección considerada.

Sin embargo, V_c no debe tomarse mayor que:

$$V_c = 0.29 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g}}$$ V_c : 12.736 t

([MPa] N_u/A_g y f'_c)

Donde:

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. f'_c : 210.00 kp/cm²

$\sqrt{f'_c} \geq 8.3$ MPa

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$ ρ_w : 0.009

Siendo:

A_s: Área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción. A_s : 7.76 cm²

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. b_w : 350 mm

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. d : 254 mm

$$M_m = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$ M_m : 0.123 t·m

Donde:

M_u: Momento mayorado en la sección. M_u : -0.964 t·m

N_u: Carga axial mayorada normal a la sección transversal. N_u : 5.874 t

h: Altura de un elemento. h : 350.00 mm

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C7

A_g: Área total de la sección de hormigón. A_g : 1225.00 cm²

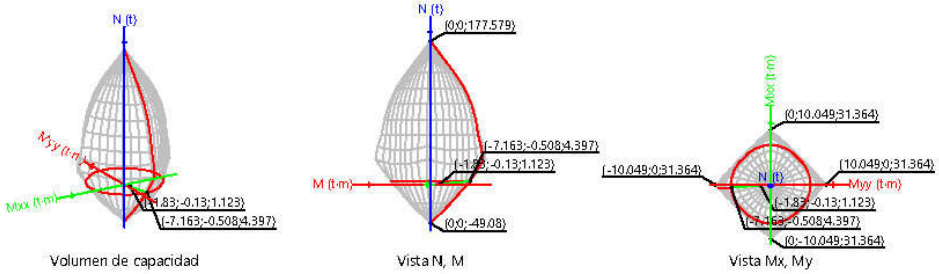
Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas)
(NSR-10, Título C, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '2.7 m', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa".

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}{(\phi \cdot P_n)^2 + (\phi \cdot M_{n,x})^2 + (\phi \cdot M_{n,y})^2}} \leq 1$$

η : 0.255 ✓



Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

P_u,M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u: Esfuerzo normal de cálculo. P_u : 1.123 t

M_u: Momento de cálculo de primer orden. $M_{u,x}$: -0.130 t·m

$M_{u,y}$: -1.830 t·m

$\phi \cdot P_n$,$\phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento. $\phi \cdot P_n$: 4.397 t

$\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento. $\phi \cdot M_{n,x}$: -0.508 t·m

$\phi \cdot M_{n,y}$: -7.163 t·m

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 10.2):

(a) El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.

(b) Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C7

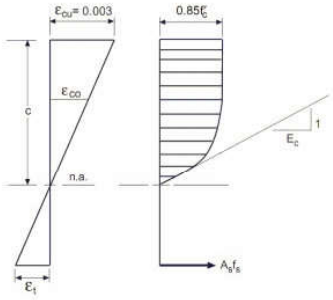
(c) La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.

(d) El esfuerzo en el refuerzo cuando sea menor que f_y debe tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias mayores que las correspondientes a f_y, el esfuerzo se considera independiente de la deformación unitaria e igual a f_y.

(e) La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.

(f) La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que dé origen a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos.

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.

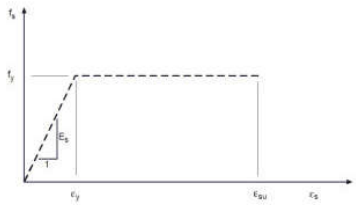


f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. f'_c : 210.00 kp/cm²

ε_{cu}: Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión. ε_{cu} : 0.0030

ε_{c0}: Deformación unitaria bajo carga máxima. ε_{c0} : 0.0020

Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.

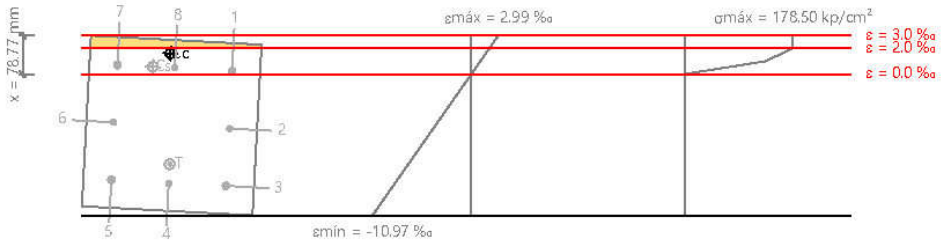


Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C7

f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. f_y : 4200.00 kp/cm²

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm²)	ε
1	#5	-117.54	117.54	+449.23	+0.000220
2	#4	0.00	119.13	-4200.00	-0.004231
3	#5	117.54	117.54	-4200.00	-0.008676
4	#4	119.13	0.00	-4200.00	-0.008499
5	#5	117.54	-117.54	-4200.00	-0.008202
6	#4	0.00	-119.13	-4200.00	-0.003750
7	#5	-117.54	-117.54	+1416.28	+0.000695
8	#4	-119.13	0.00	+1055.44	+0.000518

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	32.444	-147.26	-10.48
Cs	5.029	-117.96	-44.73
T	32.588	79.41	0.00

$P_n = C_c + C_s - T$ P_n : 4.886 t

$M_{n,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$ $M_{n,x}$: -0.565 t·m

$M_{n,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$ $M_{n,y}$: -7.959 t·m

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón. C_c : 32.444 t

C_s: Resultante de compresiones en el acero. C_s : 5.029 t

T: Resultante de tracciones en el acero. **T** : 32.588 t

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y. $e_{cc,x}$: -147.26 mm

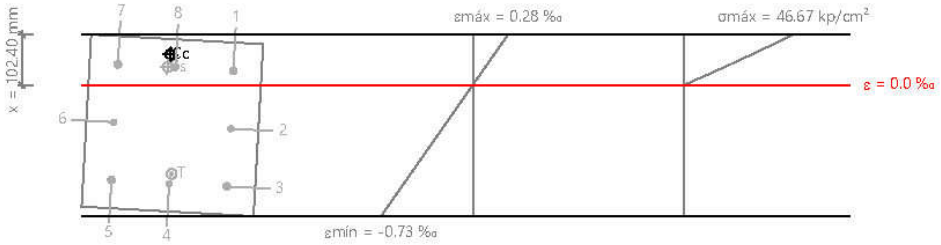
$e_{cc,y}$: -10.48 mm

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C7

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cs,x}$:	-117.96	mm
	$e_{cs,y}$:	-44.73	mm
e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{T,x}$:	79.41	mm
	$e_{T,y}$:	0.00	mm
ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	ε_{cmax} :	0.0030	
ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.	ε_{smax} :	0.0087	
σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	σ_{cmax} :	178.50	kp/cm²
σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.	σ_{smax} :	4200.00	kp/cm²

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm²)	ε
1	#5	-117.54	117.54	+161.08	+0.000079
2	#4	0.00	119.13	-496.63	-0.000244
3	#5	117.54	117.54	-1153.36	-0.000566
4	#4	119.13	0.00	-1125.64	-0.000552
5	#5	117.54	-117.54	-1080.15	-0.000530
6	#4	0.00	-119.13	-422.44	-0.000207
7	#5	-117.54	-117.54	+234.29	+0.000115
8	#4	-119.13	0.00	+206.57	+0.000101

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	7.090	-143.49	-11.94
Cs	1.044	-117.94	-16.31
T	7.011	98.34	4.03

$P_u = C_c + C_s - T$ — P_u : 1.123 t

$M_{u,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$ — $M_{u,x}$: -0.130 t·m

$M_{u,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$ — $M_{u,y}$: -1.830 t·m

Donde:

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C7

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.	C_c :	7.090	t
C_s: Resultante de compresiones en el acero.	C_s :	1.044	t
T: Resultante de tracciones en el acero.	T :	7.011	t
e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cc,x}$:	-143.49	mm
	$e_{cc,y}$:	-11.94	mm
e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cs,x}$:	-117.94	mm
	$e_{cs,y}$:	-16.31	mm
e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{T,x}$:	98.34	mm
	$e_{T,y}$:	4.03	mm
ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	ε_{cmax} :	0.0003	
ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.	ε_{smax} :	0.0006	
σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	σ_{cmax} :	46.67	kp/cm²
σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.	σ_{smax} :	1153.36	kp/cm²

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones sísmicas) (NSR-10, Título C, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '1.85 m', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa-SX-0.3·SY".

Se debe satisfacer:

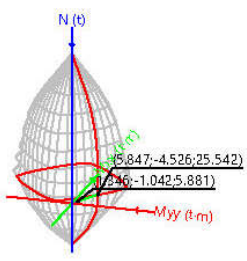
$$\eta_1 = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}{(\phi \cdot P_n)^2 + (\phi \cdot M_{n,x})^2 + (\phi \cdot M_{n,y})^2}} \leq 1$$

η : **0.228** ✓

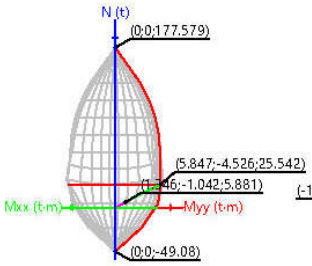
$$\eta_2 = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{c,x}^2 + M_{c,y}^2}{(\phi \cdot P_n)^2 + (\phi \cdot M_{n,x})^2 + (\phi \cdot M_{n,y})^2}} \leq 1$$

η : **0.230** ✓

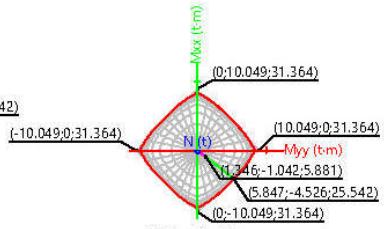
$P_u \leq \phi \cdot P_{n,max}$ **5.881 t ≤ 132.053 t** ✓



Volumen de capacidad



Vista N, M



Vista Mx, My

Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

P_u,M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C7

P_u: Esfuerzo normal de cálculo. P_u : 5.881 t
M_u: Momento de cálculo de primer orden. $M_{u,x}$: -1.032 t·m
$M_{u,y}$: 1.334 t·m

$\phi \cdot P_n, \phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento. $\phi \cdot P_n$: 25.784 t
$\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento. $\phi \cdot M_{n,x}$: -4.526 t·m
$\phi \cdot M_{n,y}$: 5.847 t·m

Comprobación del estado limite de inestabilidad (η_2)

P_u, M_c esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos obtenidos a partir de los de primer orden incrementados para tener en cuenta los efectos de segundo orden a causa de la esbeltez.

P_u: Axil solicitante de cálculo pésimo. P_u : 5.881 t
M_c: Momento flector solicitante de cálculo pésimo. $M_{c,x}$: -1.042 t·m
$M_{c,y}$: 1.346 t·m

$\phi \cdot P_n, \phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento. $\phi \cdot P_n$: 25.542 t
$\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento. $\phi \cdot M_{n,x}$: -4.526 t·m
$\phi \cdot M_{n,y}$: 5.847 t·m

En el eje x:

No se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen (Artículo 10.10.1):

$$\frac{k \cdot l_u}{r} > 22$$

28.2 > **22.0**

Donde:

kl_u: Longitud efectiva. kl_u : 2.850 m
r: Radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión. r : 10.10 cm

Los elementos a compresión deben diseñarse para la fuerza axial mayorada P_u y para el momento magnificado por los efectos de curvatura del elemento, M_c (Artículo 10.10.6):

$P_u = P_u$ P_u : 5.881 t

$M_c = \delta_{ns} \cdot M_2$ M_c : -1.042 t·m

Donde:

$M_2 = M_u \geq M_{2,min}$ M_2 : -1.032 t·m

Siendo:

$M_{2,min} = P_u \cdot (0.015 + 0.03 \cdot h)$ $M_{2,min}$: 0.150 t·m

h: Altura de un elemento. h : 350.00 mm

$$\delta_{ns} = \frac{1}{1 - \frac{P_u}{0.75 \cdot P_c}} \geq 1$$

δ_{ns} : 1.009

Siendo:

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C7

$$P_c = \frac{\pi^2 \cdot 0.25 \cdot E_c \cdot I_g}{(k \cdot l_u)^2}$$ P_c : 834.544 t

Donde:

E_c: Módulo de elasticidad del concreto. E_c : 219689.00 kp/cm²

I_g: Momento de inercia de la sección bruta del elemento con respecto al eje que pasa por el centroide, sin tener en cuenta el refuerzo. I_g : 125052.08 cm4

kl_u: Longitud efectiva. kl_u : 2.850 m

En el eje y:

No se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen (Artículo 10.10.1):

$$\frac{k \cdot l_u}{r} > 22$$ **28.2** > **22.0**

Donde:

kl_u: Longitud efectiva. kl_u : 2.850 m

r: Radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión. r : 10.10 cm

Los elementos a compresión deben diseñarse para la fuerza axial mayorada P_u y para el momento magnificado por los efectos de curvatura del elemento, M_c (Artículo 10.10.6):

$P_u = P_u$ P_u : 5.881 t

$M_c = \delta_{ns} \cdot M_2$ M_c : 1.346 t·m

Donde:

$M_2 = M_u \geq M_{2,min}$ M_2 : 1.334 t·m

Siendo:

$M_{2,min} = P_u \cdot (0.015 + 0.03 \cdot h)$ $M_{2,min}$: 0.150 t·m

h: Altura de un elemento. h : 350.00 mm

$$\delta_{ns} = \frac{1}{1 - \frac{P_u}{0.75 \cdot P_c}} \geq 1$$ δ_{ns} : 1.009

Siendo:

$$P_c = \frac{\pi^2 \cdot 0.25 \cdot E_c \cdot I_g}{(k \cdot l_u)^2}$$ P_c : 834.544 t

Donde:

E_c: Módulo de elasticidad del concreto. E_c : 219689.00 kp/cm²

I_g: Momento de inercia de la sección bruta del elemento con respecto al eje que pasa por el centroide, sin tener en cuenta el refuerzo. I_g : 125052.08 cm4

kl_u: Longitud efectiva. kl_u : 2.850 m

Comprobación de resistencia axial de diseño

La fuerza axial mayorada P_u de elementos en compresión no debe tomarse mayor que $\phi \cdot P_{n,max}$ (Artículo 10.3.6).

$$\phi \cdot P_{n,max} = 0.75 \cdot \phi \cdot \left[0.85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}\right]$$ $\phi \cdot P_{n,max}$: 132.053 t

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C7

Siendo:

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón.	f'_c :	210.00	kp/cm²
f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.	f_y :	4200.00	kp/cm²
A_g: Área total de la sección de hormigón.	A_g :	1225.00	cm²
A_{st}: Área total de refuerzo longitudinal no preesforzado.	A_{st} :	12.98	cm²

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 10.2):

(a) El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.

(b) Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.

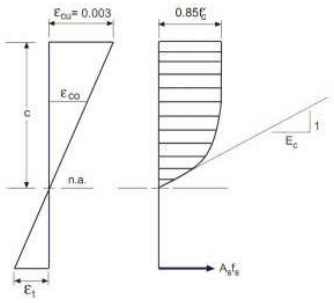
(c) La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.

(d) El esfuerzo en el refuerzo cuando sea menor que f_y debe tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias mayores que las correspondientes a f_y, el esfuerzo se considera independiente de la deformación unitaria e igual a f_y.

(e) La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.

(f) La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que dé origen a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos.

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. f'_c : 210.00 kp/cm²

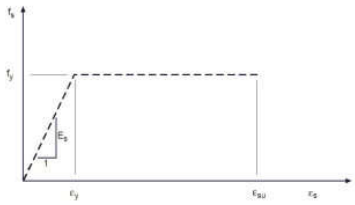
Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C7

ε_{cu}: Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión. ε_{cu} : 0.0030

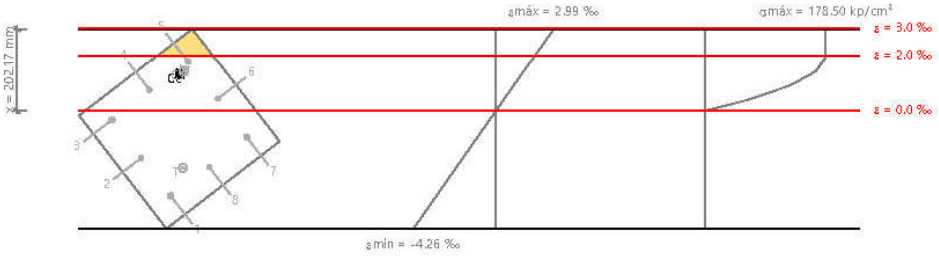
ε_{c0}: Deformación unitaria bajo carga máxima. ε_{c0} : 0.0020

Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. f_y : 4200.00 kp/cm²

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm²)	ε
1	#5	-117.54	117.54	-4200.00	-0.003073
2	#4	0.00	119.13	-3494.50	-0.001714
3	#5	117.54	117.54	-663.90	-0.000326
4	#4	119.13	0.00	+1535.98	+0.000753
5	#5	117.54	-117.54	+3660.06	+0.001795
6	#4	0.00	-119.13	+887.96	+0.000435
7	#5	-117.54	-117.54	-1942.64	-0.000953
8	#4	-119.13	0.00	-4142.52	-0.002032

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	47.374	103.94	-82.92

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C7

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cs	10.314	105.02	-95.54
T	23.146	-82.07	52.15

$P_n = C_c + C_s - T$ — P_n : 34.542 t

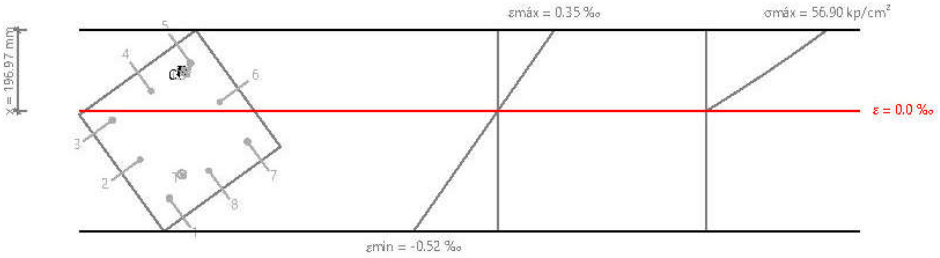
$M_{n,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$ — $M_{n,x}$: -6.121 t·m

$M_{n,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$ — $M_{n,y}$: 7.907 t·m

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.	C_c : 47.374	t
C_s: Resultante de compresiones en el acero.	C_s : 10.314	t
T: Resultante de tracciones en el acero.	**T** : 23.146	t
e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cc,x}$: 103.94	mm
	$e_{cc,y}$: -82.92	mm
e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cs,x}$: 105.02	mm
	$e_{cs,y}$: -95.54	mm
e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{T,x}$: -82.07	mm
	$e_{T,y}$: 52.15	mm
ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	ε_{cmax} : 0.0030	
ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.	ε_{smax} : 0.0031	
σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	σ_{cmax} : 178.50	kp/cm²
σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.	σ_{smax} : 4200.00	kp/cm²

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm²)	ε
1	#5	-117.54	117.54	-765.15	-0.000375
2	#4	0.00	119.13	-424.68	-0.000208
3	#5	117.54	117.54	-77.46	-0.000038
4	#4	119.13	0.00	+176.91	+0.000087
5	#5	117.54	-117.54	+421.98	+0.000207

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C7

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm²)	ε
6	#4	0.00	-119.13	+81.51	+0.000040
7	#5	-117.54	-117.54	-265.71	-0.000130
8	#4	-119.13	0.00	-520.08	-0.000255

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	8.109	113.58	-90.44
Cs	1.163	107.40	-95.02
T	3.390	-88.57	58.49

$P_u = C_c + C_s - T$ — P_u : 5.881 t

$M_{c,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$ — $M_{c,x}$: -1.042 t·m

$M_{c,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$ — $M_{c,y}$: 1.346 t·m

Donde:

- C_c: Resultante de compresiones en el hormigón. — C_c : 8.109 t
- C_s: Resultante de compresiones en el acero. — C_s : 1.163 t
- T: Resultante de tracciones en el acero. — T : 3.390 t
- e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y. — $e_{cc,x}$: 113.58 mm; $e_{cc,y}$: -90.44 mm
- e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. — $e_{cs,x}$: 107.40 mm; $e_{cs,y}$: -95.02 mm
- e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. — $e_{T,x}$: -88.57 mm; $e_{T,y}$: 58.49 mm
- ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón. — ε_{cmax} : 0.0003
- ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada. — ε_{smax} : 0.0004
- σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón. — σ_{cmax} : 56.90 kp/cm²
- σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada. — σ_{smax} : 765.15 kp/cm²

Criterios de diseño por sismo (NSR-10, Capítulo C.21)

La dimensión menor de la sección transversal medida en una línea recta que pasa a través del centroide geométrico, no debe ser menor de 250 mm (Artículo C.21.3.5.1).

$b_1 \geq 250$ mm — **350 mm ≥ 250 mm** ✓

El área del refuerzo longitudinal A_{st}, no debe ser menor que $A_{st,min}$ (Artículo C.21.3.5.2).

$A_{st} \geq A_{st,min}$ — **1298.40 mm² ≥ 1225.00 mm²** ✓

Donde:

$A_{st,min} = 0,01 \cdot A_g$ — $A_{st,min}$: 1225.00 mm²

Siendo:

A_g: Área bruta de la sección de concreto. — A_g : 122500.00 mm²

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C7

El área del refuerzo longitudinal A_{st}, no debe ser mayor que $A_{st,max}$ (Artículo C.21.3.5.2).

$A_{st} \leq A_{st,max}$ **1298.40 mm² ≤ 4900.00 mm²** ✓

Donde:

$A_{st,max} = 0,04 \cdot A_g$ $\mathbf{A_{st,max}}$: 4900.00 mm²

Siendo:

$\mathbf{A_g}$: Área bruta de la sección de concreto. $\mathbf{A_g}$: 122500.00 mm²

El refuerzo transversal debe disponerse mediante estribos cerrados de confinamiento como mínimo de diámetro Nº 3 (3/8"), o 10M (10 mm) (Artículo C.21.3.5.8).

$d_b \geq 9,5$ mm **9.5 mm ≥ 9.5 mm** ✓

El espaciamiento de los ganchos suplementarios o ramas con estribos de confinamiento rectilineos h_x, no debe exceder 350 mm centro a centro en la dirección perpendicular al eje longitudinal del elemento (Artículo C.21.3.5.8).

$h_x \leq 350$ mm **130 mm ≤ 350 mm** ✓

El área total de la sección transversal del refuerzo de estribos cerrados de confinamiento rectangulares A_{sh}, no debe ser menor que $A_{sh,min}$ (Artículo C.21.3.5.7).

En el eje X:

$A_{sh} \geq A_{sh,min}$ **213.54 mm² ≥ 209.41 mm²** ✓

Donde:

$\mathbf{A_{sh,min}}$: Valor máximo entre A_1, y A_2. $\mathbf{A_{sh,min}}$: 209.41 mm²

$$A_1 = 0,2 \cdot \frac{s \cdot b_c \cdot f'_c}{f_{yt}} \cdot \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}}\right) - 1\right]$$ $\mathbf{A_1}$: 209.41 mm²

$$A_2 = 0,06 \cdot \frac{s \cdot b_c \cdot f'_c}{f_{yt}}$$ $\mathbf{A_2}$: 78.00 mm²

Siendo:

s: Espaciamiento medido de centro a centro de la armadura transversal. **s** : 100 mm

$\mathbf{b_c}$: Dimensión transversal del núcleo del elemento medida entre los bordes externos del refuerzo transversal. $\mathbf{b_c}$: 260 mm

$\mathbf{f'_c}$: Resistencia especificada a la compresión del concreto. $\mathbf{f'_c}$: 20.60 MPa

$\mathbf{f_{yt}}$: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal. $\mathbf{f_{yt}}$: 412.02 MPa

$\mathbf{A_g}$: Área bruta de la sección de concreto. $\mathbf{A_g}$: 122500.00 mm²

$\mathbf{A_{ch}}$: Área de la sección transversal de un elemento estructural, medida entre los bordes exteriores del refuerzo transversal. $\mathbf{A_{ch}}$: 67849.83 mm²

En el eje Y:

$A_{sh} \geq A_{sh,min}$ **213.54 mm² ≥ 209.41 mm²** ✓

Donde:

$\mathbf{A_{sh,min}}$: Valor máximo entre A_1, y A_2. $\mathbf{A_{sh,min}}$: 209.41 mm²

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C7

$$A_1 = 0,2 \cdot \frac{s \cdot b_c \cdot f'_c}{f_{yt}} \cdot \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}}\right) - 1\right]$$

A_1 : 209.41 mm²

$$A_2 = 0,06 \cdot \frac{s \cdot b_c \cdot f'_c}{f_{yt}}$$

A_2 : 78.00 mm²

Siendo:

- **s**: Espaciamiento medido de centro a centro de la armadura transversal. — s : 100 mm
- **b_c**: Dimensión transversal del núcleo del elemento medida entre los bordes externos del refuerzo transversal. — b_c : 260 mm
- **f'_c**: Resistencia especificada a la compresión del concreto. — f'_c : 20.60 MPa
- **f_{yt}**: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal. — f_{yt} : 412.02 MPa
- **A_g**: Área bruta de la sección de concreto. — A_g : 122500.00 mm²
- **A_{ch}**: Área de la sección transversal de un elemento estructural, medida entre los bordes exteriores del refuerzo transversal. — A_{ch} : 67849.83 mm²

El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder de s_{max} (Artículo C.21.3.5.6).

$s_0 \leq s_{max}$ **100 mm ≤ 102 mm** ✓

Donde:

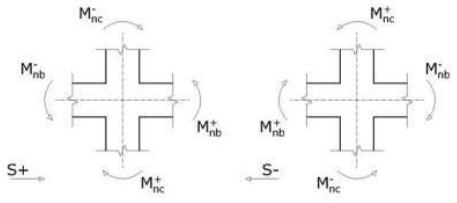
- **s_{max}**: Valor mínimo de s_1, s_2, s_3, y s_4. — s_{max} : 102 mm
- $s_1 = 8 \cdot \phi_{min}$ — s_1 : 102 mm
- $s_2 = 16 \cdot \phi_t$ — s_2 : 152 mm
- $s_3 = \frac{c_1}{3}$ — s_3 : 117 mm
- $s_4 = 150$ mm — s_4 : 150 mm

Siendo:

- **$Ø_{min}$**: Diámetro de las armaduras longitudinales más pequeñas. — $Ø_{min}$: 12.7 mm
- **$Ø_t$**: Diámetro de la barra del estribo. — $Ø_t$: 9.5 mm
- **c_1**: Menor dimensión de la sección transversal de la columna. — c_1 : 350 mm

Resistencia mínima a flexión de columnas. (NSR-10, Título C)

Las resistencias a flexión de las columnas deben satisfacer la ecuación (Artículo 21.3.6.2):
Para este caso, resulta más desfavorable el esfuerzo axil mínimo: N_d = 2.32 t.



Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C7

$\sum M_{nc} \geq 1{,}2 \cdot \sum M_{nb}$ **13.82 t·m ≥ 6.35 t·m** ✓

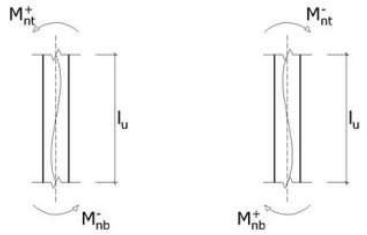
Donde:

ΣM_{nc}: Suma de los momentos nominales a flexión de las columnas.
ΣM_{nb}: Suma de los momentos resistentes nominales a flexión de las vigas.

Dirección y sentido de la acción sísmica	Sismo X		Sismo Y	
	S+	S-	S+	S-
ΣM_{nc} (t·m)	13.82	13.82	13.82	13.82
ΣM_{nb} (t·m)	3.70	3.70	5.05	5.29
(*): pésimo	✓	✓	✓	✓ *

Cortante de diseño para columnas. (NSR-10, Título C)

El $\phi \cdot V_n$ de columnas que resisten efectos sísmicos, E, no debe ser menor que el menor de (a) y (b) (Artículo 21.3.3.2):
(a) La suma del cortante debido a flexión en curvatura inversa asociado con el desarrollo de los momentos nominales de la columna en cada extremo restringido de la longitud libre. La resistencia a flexión de la columna debe calcularse para la fuerza axial mayorada, consistente con la dirección de las fuerzas laterales consideradas, que resulte en el mayor valor de la resistencia a flexión.



Se debe satisfacer:
$\phi \cdot V_n \geq V_e$

Donde:

ϕ: Factor de reducción de resistencia. ϕ : *0.75*
V_n: Resistencia nominal a cortante.
V_e: Fuerza cortante de diseño, obtenida como el máximo entre V_{e1}, V_{e2}.

$$V_{e1} = \frac{M_{nt}^{-} + M_{nb}^{+}}{l_u}$$

$$V_{e2} = \frac{M_{nt}^{+} + M_{nb}^{-}}{l_u}$$

Siendo:

l_u: Longitud sin soporte lateral de un elemento en compresión.
M_n: Momentos nominales del elemento en cada extremo.

l_u (m)	M_{nb}^{+} (t·m)	M_{nb}^{-} (t·m)	M_{nt}^{+} (t·m)	M_{nt}^{-} (t·m)	V_{e1} (t)	V_{e2} (t)	V_e (t)	$\phi \cdot V_n$ (t)

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C7

Cortante en el eje X	2.85	7.45	7.45	7.34	7.34	5.19	5.19	5.19	23.07	✓
Cortante en el eje Y	2.85	7.45	7.45	7.34	7.34	5.19	5.19	5.19	23.07	✓ *

(*): pésimo

(b) El cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga de diseño que incluyan E, con E incrementado por medio de Ω_0.

$\phi \cdot V_n \geq V_E \quad ; \quad V_E = \Omega_0 \cdot V_u$

Donde:

ϕ: Factor de reducción de resistencia. ϕ : 0.75

Ω_0: Factor de sobrerresistencia. Ω_0 : 3

V_n: Resistencia nominal a cortante.

V_E: El cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga de diseño que incluyan E, con E incrementado por medio de Ω_0.

	V_E (t)	$\phi \cdot V_n$ (t)	
Cortante en el eje X	2.67	23.07	✓ *
Cortante en el eje Y	1.13	23.07	✓

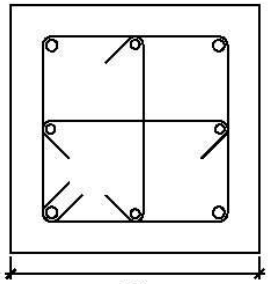
(*): pésimo

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C7

3. CUBIERTA (-0.5 - 0.925 M)

Datos del pilar



Geometría			
Dimensiones	: 35x35 cm		
Tramo	: -0.500/2.700 m		
Altura libre	: 2.85 m		
Recubrimiento geométrico	: 4.0 cm		
Tamaño máximo de árido	: 15 mm		
Materiales		Longitud de pandeo	
Hormigón	: f'c=210	Plano ZX	: 2.85 m
Acero	: Grade 60	Plano ZY	: 2.85 m
Armadura longitudinal		Armadura transversal	
Esquina	: 4#5	Estribos	: 1e#3+X1r#3+Y1r#3
Cara X	: 2#4	Separación	: 10 cm
Cara Y	: 2#4		
Cuantía	: 1.06 %		

Disposiciones relativas a las armaduras (NSR-10, Título C, Artículos 7.6 y 7.10)

Armadura longitudinal

En elementos a compresión reforzados con espirales o estribos, la distancia libre entre barras longitudinales no debe ser menor de $s_{l,min}$ (Artículo 7.6.3):

$s_l \geq s_{l,min}$ **103 mm ≥ 40 mm** ✓

Donde:

$s_{l,min}$: Valor máximo de s_1, s_2, s_3. $s_{l,min}$: 40 mm

$s_1 = 1.5 \cdot d_b$ s_1 : 24 mm

$s_2 = 40$ mm s_2 : 40 mm

$s_3 = 1.33 \cdot d_{ag}$ s_3 : 20 mm

Siendo:

d_b: Diámetro de la barra más gruesa. d_b : 15.9 mm

d_{ag}: Tamaño máximo nominal del agregado grueso. d_{ag} : 15 mm

Estribos

En elementos a compresión reforzados con espirales o estribos, la distancia libre entre refuerzos transversales no debe ser menor de $s_{t,min}$ (Artículo 7.6.3):

$s_t \geq s_{t,min}$ **100 mm ≥ 40 mm** ✓

Donde:

$s_{t,min}$: Valor máximo de s_1, s_2, s_3. $s_{t,min}$: 40 mm

$s_1 = 1.5 \cdot d_{b,t}$ s_1 : 14 mm

$s_2 = 40$ mm s_2 : 40 mm

$s_3 = 1.33 \cdot d_{ag}$ s_3 : 20 mm

Siendo:

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C7

$d_{b,t}$: Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal. $d_{b,t}$: 9.5 mm

d_{ag}: Tamaño máximo nominal del agregado grueso. d_{ag} : 15 mm

El espaciamiento vertical de los estribos no debe exceder $s_{t,max}$ (Artículo 7.10.5.2):

$s_t \leq s_{t,max}$ **100 mm ≤ 203 mm** ✓

Donde:

$s_{t,max}$: Valor mínimo de s_1, s_2, s_3. $s_{t,max}$: 203 mm

$s_1 = 16 \cdot d_b$ s_1 : 203 mm

$s_2 = 48 \cdot d_{b,t}$ s_2 : 457 mm

$s_3 = b_{min}$ s_3 : 350 mm

Siendo:

d_b: Diámetro de la barra comprimida más delgada. d_b : 12.7 mm

$d_{b,t}$: Diámetro de la barra más delgada de la armadura transversal. $d_{b,t}$: 9.5 mm

b_{min}: Menor dimensión del elemento sometido a compresión. b_{min} : 350 mm

Todas las barras no preesforzadas deben estar confinadas por medio de estribos transversales de por lo menos diámetro No. 3 (3/8") ó 10M (10 mm), para barras longitudinales No. 10 (1-1/4") ó 32M (32 mm) o menores; y diámetro No. 4 (1/2") ó 12M (12 mm) como mínimo, para barras longitudinales No. 11 (1-3/8") ó 36M (36 mm), No. 14 (1-3/4") ó 45M (45 mm) y No. 18 (2-1/4") ó 55M (55 mm) y paquetes de barras (Artículo 7.10.5.1):

$d_b \leq$ 1-1/4" ó 32 mm → $d_{b,t} \geq$ 3/8" ó 10 mm **#3 ≥ 3/8" ó 10 mm** ✓

Donde:

d_b: Diámetro de la barra comprimida más gruesa. d_b : #5

$d_{b,t}$: Diámetro de la barra más delgada de la armadura transversal. $d_{b,t}$: #3

Armadura mínima y máxima (NSR-10, Título C, Artículo 10.9.1)

El área de refuerzo longitudinal, A_{st}, para elementos no compuestos a compresión no debe ser menor que $0.01 \cdot A_g$ ni mayor que $0.04 \cdot A_g$ (Artículo 10.9.1):

$A_{st} \geq 0.01 \cdot A_g$ **12.98 cm² ≥ 12.25 cm²** ✓

$A_{st} \leq 0.04 \cdot A_g$ **12.98 cm² ≤ 49.00 cm²** ✓

Donde:

A_g: Área total de la sección de hormigón. A_g : 1225.00 cm²

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C7

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (NSR-10, Título C, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \sqrt{\left(\frac{V_{u,x}}{\phi \cdot V_{n,x}}\right)^2 + \left(\frac{V_{u,y}}{\phi \cdot V_{n,y}}\right)^2} \leq 1$$

η : 0.095 ✓

Donde:

$\mathbf{V_u}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$\mathbf{V_{u,x}}$: 0.522 t

$\mathbf{V_{u,y}}$: 0.770 t

$\mathbf{\phi \cdot V_n}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma. $\mathbf{\phi \cdot V_n}$: 9.831 t

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0 m', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección X:

Resistencia nominal a cortante en piezas que no requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$\mathbf{V_n} = V_c$ $\mathbf{V_n}$: 13.108 t

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

Cuando M_m es negativo, V_c debe calcularse por medio de la ecuación:

$$\mathbf{V_c} = 0.29 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g}}$$

$\mathbf{V_c}$: 13.108 t

([MPa] N_u/A_g y f'_c)

Donde:

$\mathbf{f'_c}$: Resistencia especifica a compresión del hormigón. $\mathbf{f'_c}$: 210.00 kp/cm²

$\sqrt{f'_c} \neq 8.3$ MPa

Siendo:

$\mathbf{b_w}$: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. $\mathbf{b_w}$: 350 mm

$\mathbf{d}$: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. $\mathbf{d}$: 254 mm

$$\mathbf{M_m} = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$

$\mathbf{M_m}$: -1.091 t·m

Donde:

$\mathbf{M_u}$: Momento mayorado en la sección. $\mathbf{M_u}$: 0.164 t·m

$\mathbf{N_u}$: Carga axial mayorada normal a la sección transversal. $\mathbf{N_u}$: 8.767 t

$\mathbf{h}$: Altura de un elemento. $\mathbf{h}$: 350.00 mm

$\mathbf{A_g}$: Área total de la sección de hormigón. $\mathbf{A_g}$: 1225.00 cm²

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que no requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C7

$\mathbf{V_n} = V_c$ — $\mathbf{V_n}$: 13.108 t

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

Cuando M_m es negativo, V_c debe calcularse por medio de la ecuación:

$$\mathbf{V_c} = 0.29 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g}}$$

$\mathbf{V_c}$: 13.108 t

([MPa] N_u/A_g y f'_c)

Donde:

$\mathbf{f'_c}$: Resistencia especifica a compresión del hormigón. — $\mathbf{f'_c}$: 210.00 kp/cm²

$\sqrt{f'_c} \neq 8.3$ MPa

Siendo:

$\mathbf{b_w}$: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. — $\mathbf{b_w}$: 350 mm

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. — **d** : 254 mm

$$\mathbf{M_m} = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$

$\mathbf{M_m}$: -0.948 t·m

Donde:

$\mathbf{M_u}$: Momento mayorado en la sección. — $\mathbf{M_u}$: -0.308 t·m

$\mathbf{N_u}$: Carga axial mayorada normal a la sección transversal. — $\mathbf{N_u}$: 8.767 t

h: Altura de un elemento. — **h** : 350.00 mm

$\mathbf{A_g}$: Área total de la sección de hormigón. — $\mathbf{A_g}$: 1225.00 cm²

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas) (NSR-10, Título C, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \sqrt{\left(\frac{V_{u,x}}{\phi \cdot V_{n,x}}\right)^2 + \left(\frac{V_{u,y}}{\phi \cdot V_{n,y}}\right)^2} \leq 1$$

η : 0.497 ✓

Donde:

$\mathbf{V_u}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo. — $\mathbf{V_{u,x}}$: 2.833 t; $\mathbf{V_{u,y}}$: 0.915 t

$\phi\mathbf{V_n}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma. — $\phi\mathbf{V_{n,x}}$: 5.801 t; $\phi\mathbf{V_{n,y}}$: 9.654 t

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa-SX-0.3·SY".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección X:

Resistencia nominal a cortante en piezas que no requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C7

$\mathbf{V_n} = V_c$ — $\mathbf{V_n}$: 7.735 t

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

$$\mathbf{V_c} = \left(0.16 \cdot \sqrt{f'_c} + 17 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_m}\right) \cdot b_w \cdot d$$

$\mathbf{V_c}$: 7.735 t

([MPa] f'_c)

Al calcular V_c por medio de la ecuación (11-5), $V_u d/M_u$ no debe tomarse mayor que 1.0, y M_u ocurre simultáneamente con V_u en la sección considerada.

Sin embargo, V_c no debe tomarse mayor que:

$$\mathbf{V_c} = 0.29 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g}}$$

$\mathbf{V_c}$: 12.872 t

([MPa] N_u/A_g y f'_c)

Donde:

$\mathbf{f'_c}$: Resistencia especifica a compresión del hormigón. — $\mathbf{f'_c}$: 210.00 kp/cm²

$\sqrt{f'_c} \geq 8.3$ MPa

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$

ρ_w : 0.009

Siendo:

$\mathbf{A_s}$: Área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción. — $\mathbf{A_s}$: 7.76 cm²

$\mathbf{b_w}$: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. — $\mathbf{b_w}$: 350 mm

$\mathbf{d}$: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. — $\mathbf{d}$: 254 mm

$$\mathbf{M_m} = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$

$\mathbf{M_m}$: 0.848 t·m

Donde:

$\mathbf{M_u}$: Momento mayorado en la sección. — $\mathbf{M_u}$: -1.839 t·m

$\mathbf{N_u}$: Carga axial mayorada normal a la sección transversal. — $\mathbf{N_u}$: 6.922 t

$\mathbf{h}$: Altura de un elemento. — $\mathbf{h}$: 350.00 mm

$\mathbf{A_g}$: Área total de la sección de hormigón. — $\mathbf{A_g}$: 1225.00 cm²

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que no requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$\mathbf{V_n} = V_c$ — $\mathbf{V_n}$: 12.872 t

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

Cuando M_m es negativo, V_c debe calcularse por medio de la ecuación:

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C7

$$V_c = 0.29 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g}}$$

V_c : 12.872 t

([MPa] N_u/A_g y f'_c)

Donde:

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. f'_c : 210.00 kp/cm²

$\sqrt{f'_c} \geq 8.3$ MPa

Siendo:

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. b_w : 350 mm

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. d : 254 mm

$$M_m = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$

M_m : -0.230 t·m

Donde:

M_u: Momento mayorado en la sección. M_u : 0.761 t·m

N_u: Carga axial mayorada normal a la sección transversal. N_u : 6.922 t

h: Altura de un elemento. h : 350.00 mm

A_g: Área total de la sección de hormigón. A_g : 1225.00 cm²

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas)
(NSR-10, Título C, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa".

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}{(\phi \cdot P_n)^2 + (\phi \cdot M_{n,x})^2 + (\phi \cdot M_{n,y})^2}} \leq 1$$

η : **0.135** ✓

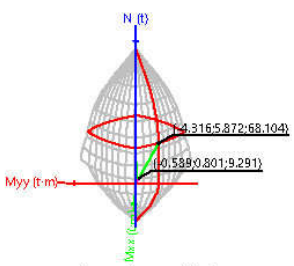
$$\eta_2 = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{c,x}^2 + M_{c,y}^2}{(\phi \cdot P_n)^2 + (\phi \cdot M_{n,x})^2 + (\phi \cdot M_{n,y})^2}} \leq 1$$

η : **0.136** ✓

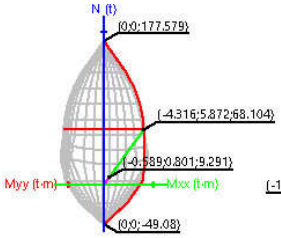
$P_u \leq \phi \cdot P_{n,max}$ **9.291 t ≤ 132.053 t** ✓

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

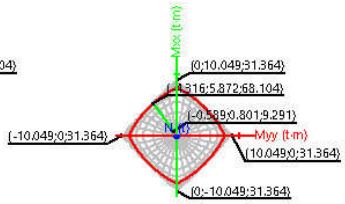
Comprobaciones del pilar C7



Volumen de capacidad



Vista N, M



Vista Mx, My

Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

P_u,M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u: Esfuerzo normal de cálculo. — P_u : 9.291 t

M_u: Momento de cálculo de primer orden. — $M_{u,x}$: 0.789 t·m; $M_{u,y}$: -0.580 t·m

$\phi \cdot P_n$,$\phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento. — $\phi \cdot P_n$: 69.046 t

$\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento. — $\phi \cdot M_{n,x}$: 5.865 t·m; $\phi \cdot M_{n,y}$: -4.310 t·m

Comprobación del estado limite de inestabilidad (η_2)

P_u,M_c esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos obtenidos a partir de los de primer orden incrementados para tener en cuenta los efectos de segundo orden a causa de la esbeltez.

P_u: Axil solicitante de cálculo pésimo. — P_u : 9.291 t

M_c: Momento flector solicitante de cálculo pésimo. — $M_{c,x}$: 0.801 t·m; $M_{c,y}$: -0.589 t·m

$\phi \cdot P_n$,$\phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento. — $\phi \cdot P_n$: 68.104 t

$\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento. — $\phi \cdot M_{n,x}$: 5.872 t·m; $\phi \cdot M_{n,y}$: -4.316 t·m

En el eje x:

No se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen (Artículo 10.10.1):

$$\frac{k \cdot l_u}{r} > 22$$

28.2 > **22.0**

Donde:

kl_u: Longitud efectiva. — kl_u : 2.850 m

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C7

r: Radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión. **r** : 10.10 cm

Los elementos a compresión deben diseñarse para la fuerza axial mayorada P_u y para el momento magnificado por los efectos de curvatura del elemento, M_c (Artículo 10.10.6):

$\mathbf{P_u} = P_u$ **P_u** : 9.291 t

$\mathbf{M_c} = \delta_{ns} \cdot M_2$ **M_c** : 0.801 t·m

Donde:

$\mathbf{M_2} = M_u \geq M_{2,min}$ **M_2** : 0.789 t·m

Siendo:

$\mathbf{M_{2,min}} = P_u \cdot (0.015 + 0.03 \cdot h)$ **$M_{2,min}$** : 0.237 t·m

h: Altura de un elemento. **h** : 350.00 mm

$$\delta_{ns} = \frac{1}{1 - \frac{P_u}{0.75 \cdot P_c}} \geq 1$$ δ_{ns} : 1.015

Siendo:

$$\mathbf{P_c} = \frac{\pi^2 \cdot 0.25 \cdot E_c \cdot I_g}{(k \cdot l_u)^2}$$ **P_c** : 834.544 t

Donde:

E_c: Módulo de elasticidad del concreto. **E_c** : 219689.00 kp/cm²

I_g: Momento de inercia de la sección bruta del elemento con respecto al eje que pasa por el centroide, sin tener en cuenta el refuerzo. **I_g** : 125052.08 cm4

kl_u: Longitud efectiva. **kl_u** : 2.850 m

En el eje y:

No se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen (Artículo 10.10.1):

$$\frac{k \cdot l_u}{r} > 22$$ **28.2** > **22.0**

Donde:

kl_u: Longitud efectiva. **kl_u** : 2.850 m

r: Radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión. **r** : 10.10 cm

Los elementos a compresión deben diseñarse para la fuerza axial mayorada P_u y para el momento magnificado por los efectos de curvatura del elemento, M_c (Artículo 10.10.6):

$\mathbf{P_u} = P_u$ **P_u** : 9.291 t

$\mathbf{M_c} = \delta_{ns} \cdot M_2$ **M_c** : -0.589 t·m

Donde:

$\mathbf{M_2} = M_u \geq M_{2,min}$ **M_2** : -0.580 t·m

Siendo:

$\mathbf{M_{2,min}} = P_u \cdot (0.015 + 0.03 \cdot h)$ **$M_{2,min}$** : 0.237 t·m

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C7

h: Altura de un elemento. **h** : 350.00 mm

$$\delta_{ns} = \frac{1}{1 - \frac{P_u}{0.75 \cdot P_c}} \geq 1$$

δ_{ns} : 1.015

Siendo:

$$P_c = \frac{\pi^2 \cdot 0.25 \cdot E_c \cdot I_g}{(k \cdot l_u)^2}$$

P_c : 834.544 t

Donde:

E_c: Módulo de elasticidad del concreto. E_c : 219689.00 kp/cm²

I_g: Momento de inercia de la sección bruta del elemento con respecto al eje que pasa por el centroide, sin tener en cuenta el refuerzo. I_g : 125052.08 cm4

kl_u: Longitud efectiva. kl_u : 2.850 m

Comprobación de resistencia axial de diseño

La fuerza axial mayorada P_u de elementos en compresión no debe tomarse mayor que $\phi \cdot P_{n,max}$ (Artículo 10.3.6).

$$\phi \cdot P_{n,max} = 0.75 \cdot \phi \cdot \left[0.85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}\right]$$

$\phi \cdot P_{n,max}$: 132.053 t

Siendo:

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. f'_c : 210.00 kp/cm²

f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. f_y : 4200.00 kp/cm²

A_g: Área total de la sección de hormigón. A_g : 1225.00 cm²

A_{st}: Área total de refuerzo longitudinal no preesforzado. A_{st} : 12.98 cm²

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 10.2):

(a) El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.

(b) Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.

(c) La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.

(d) El esfuerzo en el refuerzo cuando sea menor que f_y debe tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias mayores que las correspondientes a f_y, el esfuerzo se considera independiente de la deformación unitaria e igual a f_y.

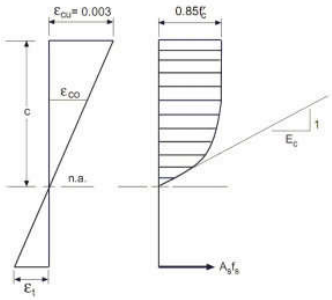
(e) La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.

(f) La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que dé origen a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos.

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C7

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.

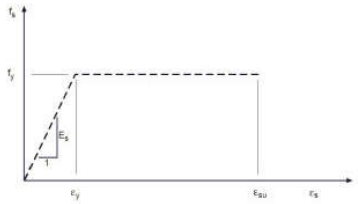


f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. f'_c : 210.00 kp/cm²

ε_{cu}: Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión. ε_{cu} : 0.0030

ε_{co}: Deformación unitaria bajo carga máxima. ε_{co} : 0.0020

Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.

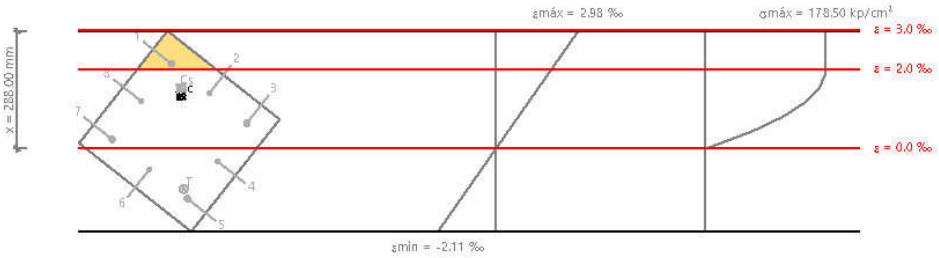


f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. f_y : 4200.00 kp/cm²

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C7

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm²)	ε
1	#5	-117.54	117.54	+4200.00	+0.002149
2	#4	0.00	119.13	+2869.82	+0.001407
3	#5	117.54	117.54	+1305.81	+0.000640
4	#4	119.13	0.00	-665.87	-0.000327
5	#5	117.54	-117.54	-2595.95	-0.001273
6	#4	0.00	-119.13	-1084.72	-0.000532
7	#5	-117.54	-117.54	+479.29	+0.000235
8	#4	-119.13	0.00	+2450.97	+0.001202

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	93.545	-51.10	71.24
Cs	18.586	-62.13	86.22
T	7.355	95.76	-104.36

$P_n = C_c + C_s - T$ — P_n : 104.775 t

$M_{n,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$ — $M_{n,x}$: 9.034 t·m

$M_{n,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$ — $M_{n,y}$: -6.639 t·m

Donde:

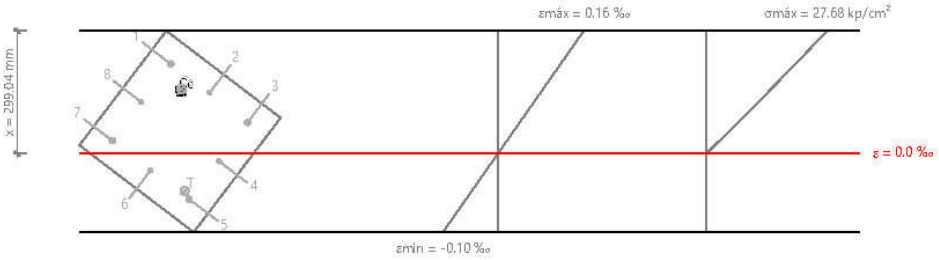
- C_c: Resultante de compresiones en el hormigón. — C_c : 93.545 t
- C_s: Resultante de compresiones en el acero. — C_s : 18.586 t
- T: Resultante de tracciones en el acero. — T : 7.355 t
- e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y. — $e_{cc,x}$: -51.10 mm; $e_{cc,y}$: 71.24 mm
- e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. — $e_{cs,x}$: -62.13 mm; $e_{cs,y}$: 86.22 mm

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C7

e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{T,x}$:	95.76	mm
	$e_{T,y}$:	-104.36	mm
ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	ε_{cmax} :	0.0030	
ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.	ε_{smax} :	0.0013	
σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	σ_{cmax} :	178.50	kp/cm²
σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.	σ_{smax} :	2595.95	kp/cm²

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm²)	ε
1	#5	-117.54	117.54	+240.82	+0.000118
2	#4	0.00	119.13	+163.79	+0.000080
3	#5	117.54	117.54	+83.98	+0.000041
4	#4	119.13	0.00	-20.18	-0.000010
5	#5	117.54	-117.54	-122.22	-0.000060
6	#4	0.00	-119.13	-45.20	-0.000022
7	#5	-117.54	-117.54	+34.62	+0.000017
8	#4	-119.13	0.00	+138.78	+0.000068

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	8.521	-57.71	79.05
Cs	1.095	-59.82	84.25
T	0.325	96.94	-108.56

$P_u = C_c + C_s - T$ — P_u : 9.291 t

$M_{c,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$ — $M_{c,x}$: 0.801 t·m

$M_{c,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$ — $M_{c,y}$: -0.589 t·m

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.	C_c :	8.521	t
C_s: Resultante de compresiones en el acero.	C_s :	1.095	t

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C7

T: Resultante de tracciones en el acero.	**T** :	0.325	t
e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cc,x}$:	-57.71	mm
	$e_{cc,y}$:	79.05	mm
e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cs,x}$:	-59.82	mm
	$e_{cs,y}$:	84.25	mm
e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{T,x}$:	96.94	mm
	$e_{T,y}$:	-108.56	mm
ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	ε_{cmax} :	0.0002	
ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.	ε_{smax} :	0.0001	
σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	σ_{cmax} :	27.68	kp/cm²
σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.	σ_{smax} :	122.22	kp/cm²

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones sísmicas) (NSR-10, Título C, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa-SX-0.3·SY".

Se debe satisfacer:

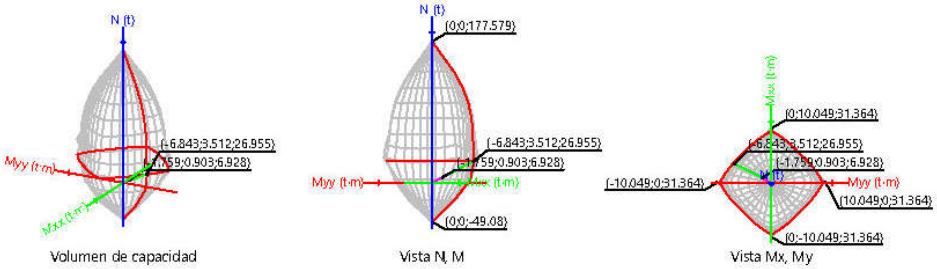
$$\eta_1 = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}{(\phi \cdot P_n)^2 + (\phi \cdot M_{n,x})^2 + (\phi \cdot M_{n,y})^2}} \leq 1$$

η : **0.254** ✓

$$\eta_2 = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{c,x}^2 + M_{c,y}^2}{(\phi \cdot P_n)^2 + (\phi \cdot M_{n,x})^2 + (\phi \cdot M_{n,y})^2}} \leq 1$$

η : **0.257** ✓

$P_u \leq \phi \cdot P_{n,max}$ **6.928 t ≤ 132.053 t** ✓



Volumen de capacidad | Vista N, M | Vista Mx, My

Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

P_u,M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u: Esfuerzo normal de cálculo. P_u : 6.928 t

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C7

$\mathbf{M_u}$: Momento de cálculo de primer orden.

$\mathbf{M_{u,x}}$: 0.893 t·m
$\mathbf{M_{u,y}}$: -1.739 t·m

$\phi \cdot P_n, \phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi\mathbf{P_n}$: Axil de agotamiento. $\phi\mathbf{P_n}$: 27.261 t

$\phi\mathbf{M_n}$: Momentos de agotamiento.

$\phi\mathbf{M_{n,x}}$: 3.513 t·m
$\phi\mathbf{M_{n,y}}$: -6.844 t·m

Comprobación del estado limite de inestabilidad (η_2)

P_u, M_c esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos obtenidos a partir de los de primer orden incrementados para tener en cuenta los efectos de segundo orden a causa de la esbeltez.

$\mathbf{P_u}$: Axil solicitante de cálculo pésimo. $\mathbf{P_u}$: 6.928 t

$\mathbf{M_c}$: Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

$\mathbf{M_{c,x}}$: 0.903 t·m
$\mathbf{M_{c,y}}$: -1.759 t·m

$\phi \cdot P_n, \phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi\mathbf{P_n}$: Axil de agotamiento. $\phi\mathbf{P_n}$: 26.955 t

$\phi\mathbf{M_n}$: Momentos de agotamiento.

$\phi\mathbf{M_{n,x}}$: 3.512 t·m
$\phi\mathbf{M_{n,y}}$: -6.843 t·m

En el eje x:

No se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen (Artículo 10.10.1):

$$\frac{k \cdot l_u}{r} > 22$$ **28.2** > **22.0**

Donde:

$\mathbf{kl_u}$: Longitud efectiva. $\mathbf{kl_u}$: 2.850 m

$\mathbf{r}$: Radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión. $\mathbf{r}$: 10.10 cm

Los elementos a compresión deben diseñarse para la fuerza axial mayorada P_u y para el momento magnificado por los efectos de curvatura del elemento, M_c (Artículo 10.10.6):

$\mathbf{P_u} = P_u$ $\mathbf{P_u}$: 6.928 t

$\mathbf{M_c} = \delta_{ns} \cdot M_2$ $\mathbf{M_c}$: 0.903 t·m

Donde:

$\mathbf{M_2} = M_u \geq M_{2,min}$ $\mathbf{M_2}$: 0.893 t·m

Siendo:

$\mathbf{M_{2,min}} = P_u \cdot (0.015 + 0.03 \cdot h)$ $\mathbf{M_{2,min}}$: 0.177 t·m

$\mathbf{h}$: Altura de un elemento. $\mathbf{h}$: 350.00 mm

$$\delta_{ns} = \frac{1}{1 - \frac{P_u}{0.75 \cdot P_c}} \geq 1$$ δ_{ns} : 1.011

Siendo:

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C7

$$P_c = \frac{\pi^2 \cdot 0.25 \cdot E_c \cdot I_g}{(k \cdot l_u)^2}$$ P_c : 834.544 t

Donde:

E_c: Módulo de elasticidad del concreto. E_c : 219689.00 kp/cm²

I_g: Momento de inercia de la sección bruta del elemento con respecto al eje que pasa por el centroide, sin tener en cuenta el refuerzo. I_g : 125052.08 cm4

kl_u: Longitud efectiva. kl_u : 2.850 m

En el eje y:

No se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen (Artículo 10.10.1):

$$\frac{k \cdot l_u}{r} > 22$$ **28.2** > **22.0**

Donde:

kl_u: Longitud efectiva. kl_u : 2.850 m

r: Radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión. r : 10.10 cm

Los elementos a compresión deben diseñarse para la fuerza axial mayorada P_u y para el momento magnificado por los efectos de curvatura del elemento, M_c (Artículo 10.10.6):

$P_u = P_u$ P_u : 6.928 t

$M_c = \delta_{ns} \cdot M_2$ M_c : -1.759 t·m

Donde:

$M_2 = M_u \geq M_{2,min}$ M_2 : -1.739 t·m

Siendo:

$M_{2,min} = P_u \cdot (0.015 + 0.03 \cdot h)$ $M_{2,min}$: 0.177 t·m

h: Altura de un elemento. h : 350.00 mm

$$\delta_{ns} = \frac{1}{1 - \frac{P_u}{0.75 \cdot P_c}} \geq 1$$ δ_{ns} : 1.011

Siendo:

$$P_c = \frac{\pi^2 \cdot 0.25 \cdot E_c \cdot I_g}{(k \cdot l_u)^2}$$ P_c : 834.544 t

Donde:

E_c: Módulo de elasticidad del concreto. E_c : 219689.00 kp/cm²

I_g: Momento de inercia de la sección bruta del elemento con respecto al eje que pasa por el centroide, sin tener en cuenta el refuerzo. I_g : 125052.08 cm4

kl_u: Longitud efectiva. kl_u : 2.850 m

Comprobación de resistencia axial de diseño

La fuerza axial mayorada P_u de elementos en compresión no debe tomarse mayor que $\phi \cdot P_{n,max}$ (Artículo 10.3.6).

$$\phi \cdot P_{n,max} = 0.75 \cdot \phi \cdot \left[0.85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}\right]$$ $\phi \cdot P_{n,max}$: 132.053 t

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C7

Siendo:

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón.	f'_c :	210.00	kp/cm²
f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.	f_y :	4200.00	kp/cm²
A_g: Área total de la sección de hormigón.	A_g :	1225.00	cm²
A_{st}: Área total de refuerzo longitudinal no preesforzado.	A_{st} :	12.98	cm²

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 10.2):

(a) El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.

(b) Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.

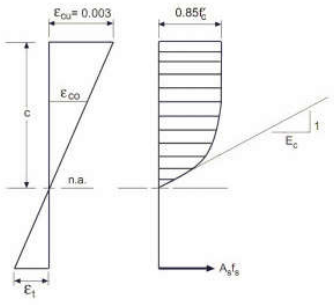
(c) La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.

(d) El esfuerzo en el refuerzo cuando sea menor que f_y debe tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias mayores que las correspondientes a f_y, el esfuerzo se considera independiente de la deformación unitaria e igual a f_y.

(e) La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.

(f) La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que dé origen a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos.

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. f'_c : 210.00 kp/cm²

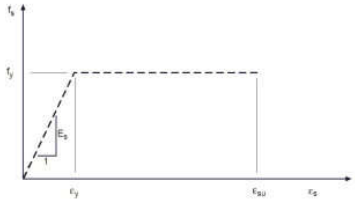
Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C7

ε_{cu}: Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión. ε_{cu} : 0.0030

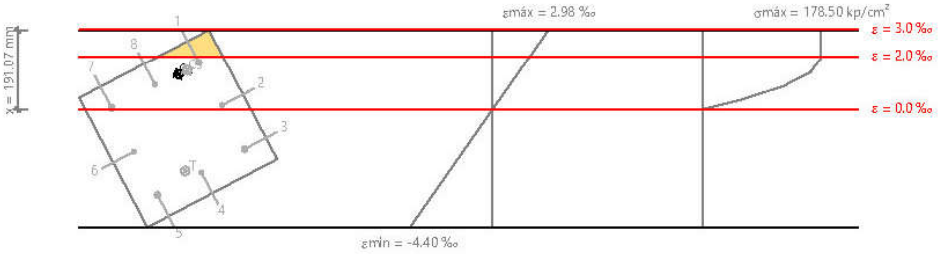
ε_{c0}: Deformación unitaria bajo carga máxima. ε_{c0} : 0.0020

Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. f_y : 4200.00 kp/cm²

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm²)	ε
1	#5	-117.54	117.54	+3614.11	+0.001772
2	#4	0.00	119.13	+324.88	+0.000159
3	#5	117.54	117.54	-3011.55	-0.001477
4	#4	119.13	0.00	-4200.00	-0.002355
5	#5	117.54	-117.54	-4200.00	-0.003188
6	#4	0.00	-119.13	-3211.37	-0.001575
7	#5	-117.54	-117.54	+125.06	+0.000061
8	#4	-119.13	0.00	+1914.40	+0.000939

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	49.412	-114.66	62.08

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C7

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cs	10.237	-113.19	84.07
T	23.662	97.69	-32.17

$P_n = C_c + C_s - T$ — P_n : 35.988 t

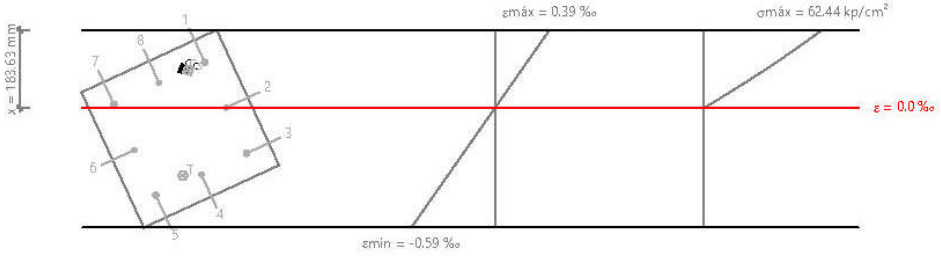
$M_{n,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$ — $M_{n,x}$: 4.689 t·m

$M_{n,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$ — $M_{n,y}$: -9.136 t·m

Donde:

- C_c: Resultante de compresiones en el hormigón. — C_c : 49.412 t
- C_s: Resultante de compresiones en el acero. — C_s : 10.237 t
- **T**: Resultante de tracciones en el acero. — **T** : 23.662 t
- e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y. — $e_{cc,x}$: -114.66 mm; $e_{cc,y}$: 62.08 mm
- e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. — $e_{cs,x}$: -113.19 mm; $e_{cs,y}$: 84.07 mm
- e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. — $e_{T,x}$: 97.69 mm; $e_{T,y}$: -32.17 mm
- ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón. — ε_{cmax} : 0.0030
- ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada. — ε_{smax} : 0.0032
- σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón. — σ_{cmax} : 178.50 kp/cm²
- σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada. — σ_{smax} : 4200.00 kp/cm²

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm²)	ε
1	#5	-117.54	117.54	+461.82	+0.000226
2	#4	0.00	119.13	+5.66	+0.000003
3	#5	117.54	117.54	-456.22	-0.000224
4	#4	119.13	0.00	-674.07	-0.000331
5	#5	117.54	-117.54	-879.50	-0.000431

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C7

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm²)	ε
6	#4	0.00	-119.13	-423.35	-0.000208
7	#5	-117.54	-117.54	+38.54	+0.000019
8	#4	-119.13	0.00	+256.39	+0.000126

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	9.640	-123.58	66.50
Cs	1.322	-117.29	75.11
T	4.034	102.25	-40.25

$P_u = C_c + C_s - T$ — P_u : 6.928 t

$M_{c,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$ — $M_{c,x}$: 0.903 t·m

$M_{c,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$ — $M_{c,y}$: -1.759 t·m

Donde:

- C_c: Resultante de compresiones en el hormigón. — C_c : 9.640 t
- C_s: Resultante de compresiones en el acero. — C_s : 1.322 t
- T: Resultante de tracciones en el acero. — T : 4.034 t
- e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y. — $e_{cc,x}$: -123.58 mm; $e_{cc,y}$: 66.50 mm
- e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. — $e_{cs,x}$: -117.29 mm; $e_{cs,y}$: 75.11 mm
- e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. — $e_{T,x}$: 102.25 mm; $e_{T,y}$: -40.25 mm
- ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón. — ε_{cmax} : 0.0004
- ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada. — ε_{smax} : 0.0004
- σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón. — σ_{cmax} : 62.44 kp/cm²
- σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada. — σ_{smax} : 879.50 kp/cm²

Criterios de diseño por sismo (NSR-10, Capítulo C.21)

La dimensión menor de la sección transversal medida en una línea recta que pasa a través del centroide geométrico, no debe ser menor de 250 mm (Artículo C.21.3.5.1).

$b_1 \geq 250$ mm — **350 mm ≥ 250 mm** ✓

El área del refuerzo longitudinal A_{st}, no debe ser menor que $A_{st,min}$ (Artículo C.21.3.5.2).

$A_{st} \geq A_{st,min}$ — **1298.40 mm² ≥ 1225.00 mm²** ✓

Donde:

$A_{st,min} = 0,01 \cdot A_g$ — $A_{st,min}$: 1225.00 mm²

Siendo:

- A_g: Área bruta de la sección de concreto. — A_g : 122500.00 mm²

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C7

El área del refuerzo longitudinal A_{st}, no debe ser mayor que $A_{st,max}$ (Artículo C.21.3.5.2).

$A_{st} \leq A_{st,max}$ **1298.40 mm² ≤ 4900.00 mm²** ✓

Donde:

$A_{st,max} = 0,04 \cdot A_g$ $A_{st,max}$: 4900.00 mm²

Siendo:

A_g: Área bruta de la sección de concreto. A_g : 122500.00 mm²

El refuerzo transversal debe disponerse mediante estribos cerrados de confinamiento como mínimo de diámetro Nº 3 (3/8"), o 10M (10 mm) (Artículo C.21.3.5.8).

$d_b \geq 9,5$ mm **9.5 mm ≥ 9.5 mm** ✓

El espaciamiento de los ganchos suplementarios o ramas con estribos de confinamiento rectilineos h_x, no debe exceder 350 mm centro a centro en la dirección perpendicular al eje longitudinal del elemento (Artículo C.21.3.5.8).

$h_x \leq 350$ mm **130 mm ≤ 350 mm** ✓

El área total de la sección transversal del refuerzo de estribos cerrados de confinamiento rectangulares A_{sh}, no debe ser menor que $A_{sh,min}$ (Artículo C.21.3.5.7).

En el eje X:

$A_{sh} \geq A_{sh,min}$ **213.54 mm² ≥ 209.41 mm²** ✓

Donde:

$A_{sh,min}$: Valor máximo entre A_1, y A_2. $A_{sh,min}$: 209.41 mm²

$$A_1 = 0,2 \cdot \frac{s \cdot b_c \cdot f'_c}{f_{yt}} \cdot \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}}\right) - 1\right]$$ A_1 : 209.41 mm²

$$A_2 = 0,06 \cdot \frac{s \cdot b_c \cdot f'_c}{f_{yt}}$$ A_2 : 78.00 mm²

Siendo:

s: Espaciamiento medido de centro a centro de la armadura transversal. s : 100 mm

b_c: Dimensión transversal del núcleo del elemento medida entre los bordes externos del refuerzo transversal. b_c : 260 mm

f'_c: Resistencia especificada a la compresión del concreto. f'_c : 20.60 MPa

f_{yt}: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal. f_{yt} : 412.02 MPa

A_g: Área bruta de la sección de concreto. A_g : 122500.00 mm²

A_{ch}: Área de la sección transversal de un elemento estructural, medida entre los bordes exteriores del refuerzo transversal. A_{ch} : 67849.83 mm²

En el eje Y:

$A_{sh} \geq A_{sh,min}$ **213.54 mm² ≥ 209.41 mm²** ✓

Donde:

$A_{sh,min}$: Valor máximo entre A_1, y A_2. $A_{sh,min}$: 209.41 mm²

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C7

$$A_1 = 0,2 \cdot \frac{s \cdot b_c \cdot f'_c}{f_{yt}} \cdot \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}}\right) - 1\right]$$ A_1 : 209.41 mm²

$$A_2 = 0,06 \cdot \frac{s \cdot b_c \cdot f'_c}{f_{yt}}$$ A_2 : 78.00 mm²

Siendo:

- **s**: Espaciamiento medido de centro a centro de la armadura transversal. — s : 100 mm
- **b_c**: Dimensión transversal del núcleo del elemento medida entre los bordes externos del refuerzo transversal. — b_c : 260 mm
- **f'_c**: Resistencia especificada a la compresión del concreto. — f'_c : 20.60 MPa
- **f_{yt}**: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal. — f_{yt} : 412.02 MPa
- **A_g**: Área bruta de la sección de concreto. — A_g : 122500.00 mm²
- **A_{ch}**: Área de la sección transversal de un elemento estructural, medida entre los bordes exteriores del refuerzo transversal. — A_{ch} : 67849.83 mm²

El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder de s_{max} (Artículo C.21.3.5.6).

$s_0 \leq s_{max}$ **100 mm ≤ 102 mm** ✓

Donde:

- **s_{max}**: Valor mínimo de s_1, s_2, s_3, y s_4. — s_{max} : 102 mm
  - $s_1 = 8 \cdot \phi_{min}$ — s_1 : 102 mm
  - $s_2 = 16 \cdot \phi_t$ — s_2 : 152 mm
  - $s_3 = \frac{c_1}{3}$ — s_3 : 117 mm
  - $s_4 = 150$ mm — s_4 : 150 mm

Siendo:

- **$Ø_{min}$**: Diámetro de las armaduras longitudinales más pequeñas. — $Ø_{min}$: 12.7 mm
- **$Ø_t$**: Diámetro de la barra del estribo. — $Ø_t$: 9.5 mm
- **c_1**: Menor dimensión de la sección transversal de la columna. — c_1 : 350 mm

Resistencia mínima a flexión de columnas. (NSR-10, Título C)

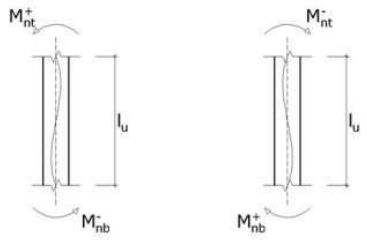
En esta zona no son aplicables las comprobaciones de diseño por capacidad. ✓

Cortante de diseño para columnas. (NSR-10, Título C)

El $\phi \cdot V_n$ de columnas que resisten efectos sísmicos, E, no debe ser menor que el menor de (a) y (b) (Artículo 21.3.3.2):
(a) La suma del cortante debido a flexión en curvatura inversa asociado con el desarrollo de los momentos nominales de la columna en cada extremo restringido de la longitud libre. La resistencia a flexión de la columna debe calcularse para la fuerza axial mayorada, consistente con la dirección de las fuerzas laterales consideradas, que resulte en el mayor valor de la resistencia a flexión.

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C7



Se debe satisfacer:

$\phi \cdot V_n \geq V_e$

Donde:

ϕ: Factor de reducción de resistencia. ϕ : *0.75*

$\mathbf{V_n}$: Resistencia nominal a cortante.

$\mathbf{V_e}$: Fuerza cortante de diseño, obtenida como el máximo entre V_{e1}, V_{e2}.

$$V_{e1} = \frac{M_{nt}^- + M_{nb}^+}{l_u}$$

$$V_{e2} = \frac{M_{nt}^+ + M_{nb}^-}{l_u}$$

Siendo:

$\mathbf{l_u}$: Longitud sin soporte lateral de un elemento en compresión.

$\mathbf{M_n}$: Momentos nominales del elemento en cada extremo.

	l_u (m)	M_{nb}^+ (t·m)	M_{nb}^- (t·m)	M_{nt}^+ (t·m)	M_{nt}^- (t·m)	V_{e1} (t)	V_{e2} (t)	V_e (t)	$\phi \cdot V_n$ (t)	
Cortante en el eje X	2.85	7.45	7.45	7.34	7.34	5.19	5.19	5.19	22.97	✓ *
Cortante en el eje Y	2.85	7.45	7.45	7.34	7.34	5.19	5.19	5.19	26.77	✓

(*): pésimo

(b) El cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga de diseño que incluyan E, con E incrementado por medio de Ω_0.

$\phi \cdot V_n \geq V_E \quad ; \quad V_E = \Omega_0 \cdot V_u$

Donde:

ϕ: Factor de reducción de resistencia. ϕ : *0.75*

Ω_0: Factor de sobrerresistencia. Ω_0 : *3*

$\mathbf{V_n}$: Resistencia nominal a cortante.

$\mathbf{V_E}$: El cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga de diseño que incluyan E, con E incrementado por medio de Ω_0.

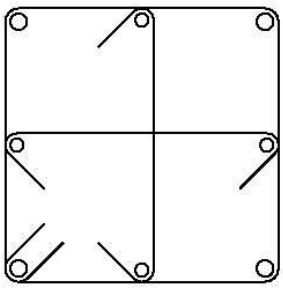
	V_E (t)	$\phi \cdot V_n$ (t)	
Cortante en el eje X	2.67	22.97	✓ *
Cortante en el eje Y	1.13	26.77	✓

(*): pésimo

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C7

4. CIMENTACIÓN

Datos del pilar		
	Geometría	
	Dimensiones : 35x35 cm	
	Tramo : -0.700/-0.500 m	
	Altura libre : 0.00 m	
	Recubrimiento geométrico : 4.0 cm	
	Tamaño máximo de árido : 15 mm	
	Materiales	Longitud de pandeo
	Hormigón : f'c=210	Plano ZX : 2.85 m
	Acero : Grade 60	Plano ZY : 2.85 m
	Armadura longitudinal	Armadura transversal
	Esquina : 4#5	Estribos : 1e#3+X1r#3+Y1r#3
	Cara X : 2#4	
	Cara Y : 2#4	
	Cuantía : 1.06 %	

Disposiciones relativas a las armaduras (NSR-10, Título C, Artículos 7.6 y 7.10)

La comprobación no procede

Armadura mínima y máxima (NSR-10, Título C, Artículo 10.9.1)

La comprobación no procede

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (NSR-10, Título C, Artículo 11)

La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas) (NSR-10, Título C, Artículo 11)

La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas) (NSR-10, Título C, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa.

Se debe satisfacer:

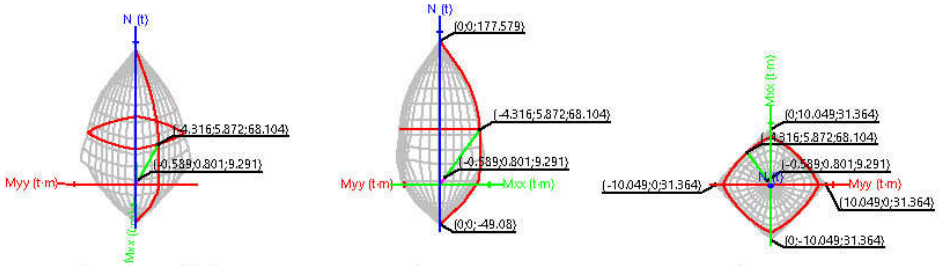
$$\eta_1 = \frac{\sqrt{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}}{\sqrt{(\phi \cdot P_n)^2 + (\phi \cdot M_{n,x})^2 + (\phi \cdot M_{n,y})^2}} \leq 1 \qquad \eta : \underline{\quad 0.135 \quad} \checkmark$$

$$\eta_2 = \frac{\sqrt{P_u^2 + M_{c,x}^2 + M_{c,y}^2}}{\sqrt{(\phi \cdot P_n)^2 + (\phi \cdot M_{n,x})^2 + (\phi \cdot M_{n,y})^2}} \leq 1 \qquad \eta : \underline{\quad 0.136 \quad} \checkmark$$

$$P_u \leq \phi \cdot P_{n,max} \qquad 9.291 \text{ t} \leq 132.053 \text{ t} \checkmark$$

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C7



Volumen de capacidad | Vista N, M | Vista Mx, My

Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

P_u,M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u: Esfuerzo normal de cálculo. — P_u : 9.291 t

M_u: Momento de cálculo de primer orden. — $M_{u,x}$: 0.789 t·m; $M_{u,y}$: -0.580 t·m

$\phi \cdot P_n$,$\phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento. — $\phi \cdot P_n$: 69.046 t

$\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento. — $\phi \cdot M_{n,x}$: 5.865 t·m; $\phi \cdot M_{n,y}$: -4.310 t·m

Comprobación del estado limite de inestabilidad (η_2)

P_u,M_c esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos obtenidos a partir de los de primer orden incrementados para tener en cuenta los efectos de segundo orden a causa de la esbeltez.

P_u: Axil solicitante de cálculo pésimo. — P_u : 9.291 t

M_c: Momento flector solicitante de cálculo pésimo. — $M_{c,x}$: 0.801 t·m; $M_{c,y}$: -0.589 t·m

$\phi \cdot P_n$,$\phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento. — $\phi \cdot P_n$: 68.104 t

$\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento. — $\phi \cdot M_{n,x}$: 5.872 t·m; $\phi \cdot M_{n,y}$: -4.316 t·m

En el eje x:

No se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen (Artículo 10.10.1):

$$\frac{k \cdot l_u}{r} > 22$$

28.2 > **22.0**

Donde:

kl_u: Longitud efectiva. — kl_u : 2.850 m

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C7

r: Radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión. **r** : 10.10 cm

Los elementos a compresión deben diseñarse para la fuerza axial mayorada P_u y para el momento magnificado por los efectos de curvatura del elemento, M_c (Artículo 10.10.6):

$\mathbf{P_u} = P_u$ **P_u** : 9.291 t

$\mathbf{M_c} = \delta_{ns} \cdot M_2$ **M_c** : 0.801 t·m

Donde:

$\mathbf{M_2} = M_u \geq M_{2,min}$ **M_2** : 0.789 t·m

Siendo:

$\mathbf{M_{2,min}} = P_u \cdot (0.015 + 0.03 \cdot h)$ **$M_{2,min}$** : 0.237 t·m

h: Altura de un elemento. **h** : 350.00 mm

$$\delta_{ns} = \frac{1}{1 - \frac{P_u}{0.75 \cdot P_c}} \geq 1$$ δ_{ns} : 1.015

Siendo:

$$\mathbf{P_c} = \frac{\pi^2 \cdot 0.25 \cdot E_c \cdot I_g}{(k \cdot l_u)^2}$$ **P_c** : 834.544 t

Donde:

E_c: Módulo de elasticidad del concreto. **E_c** : 219689.00 kp/cm²

I_g: Momento de inercia de la sección bruta del elemento con respecto al eje que pasa por el centroide, sin tener en cuenta el refuerzo. **I_g** : 125052.08 cm4

kl_u: Longitud efectiva. **kl_u** : 2.850 m

En el eje y:

No se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen (Artículo 10.10.1):

$\frac{k \cdot l_u}{r} > 22$ **28.2** > **22.0**

Donde:

kl_u: Longitud efectiva. **kl_u** : 2.850 m

r: Radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión. **r** : 10.10 cm

Los elementos a compresión deben diseñarse para la fuerza axial mayorada P_u y para el momento magnificado por los efectos de curvatura del elemento, M_c (Artículo 10.10.6):

$\mathbf{P_u} = P_u$ **P_u** : 9.291 t

$\mathbf{M_c} = \delta_{ns} \cdot M_2$ **M_c** : -0.589 t·m

Donde:

$\mathbf{M_2} = M_u \geq M_{2,min}$ **M_2** : -0.580 t·m

Siendo:

$\mathbf{M_{2,min}} = P_u \cdot (0.015 + 0.03 \cdot h)$ **$M_{2,min}$** : 0.237 t·m

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C7

h: Altura de un elemento. **h** : 350.00 mm

$$\delta_{ns} = \frac{1}{1 - \frac{P_u}{0.75 \cdot P_c}} \geq 1$$

δ_{ns} : 1.015

Siendo:

$$P_c = \frac{\pi^2 \cdot 0.25 \cdot E_c \cdot I_g}{(k \cdot l_u)^2}$$

P_c : 834.544 t

Donde:

E_c: Módulo de elasticidad del concreto. E_c : 219689.00 kp/cm²

I_g: Momento de inercia de la sección bruta del elemento con respecto al eje que pasa por el centroide, sin tener en cuenta el refuerzo. I_g : 125052.08 cm4

kl_u: Longitud efectiva. kl_u : 2.850 m

Comprobación de resistencia axial de diseño

La fuerza axial mayorada P_u de elementos en compresión no debe tomarse mayor que $\phi \cdot P_{n,max}$ (Artículo 10.3.6).

$$\phi \cdot P_{n,max} = 0.75 \cdot \phi \cdot \left[0.85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}\right]$$

$\phi \cdot P_{n,max}$: 132.053 t

Siendo:

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. f'_c : 210.00 kp/cm²

f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. f_y : 4200.00 kp/cm²

A_g: Área total de la sección de hormigón. A_g : 1225.00 cm²

A_{st}: Área total de refuerzo longitudinal no preesforzado. A_{st} : 12.98 cm²

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 10.2):

(a) El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.

(b) Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.

(c) La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.

(d) El esfuerzo en el refuerzo cuando sea menor que f_y debe tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias mayores que las correspondientes a f_y, el esfuerzo se considera independiente de la deformación unitaria e igual a f_y.

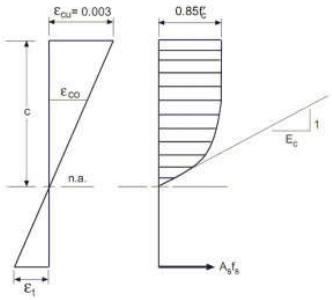
(e) La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.

(f) La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que dé origen a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos.

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C7

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.

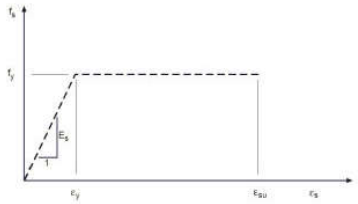


f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. f'_c : 210.00 kp/cm²

ε_{cu}: Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión. ε_{cu} : 0.0030

ε_{co}: Deformación unitaria bajo carga máxima. ε_{co} : 0.0020

Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.

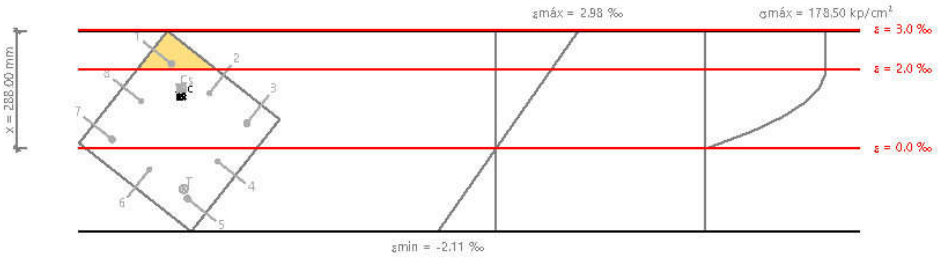


f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. f_y : 4200.00 kp/cm²

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C7

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm²)	ε
1	#5	-117.54	117.54	+4200.00	+0.002149
2	#4	0.00	119.13	+2869.82	+0.001407
3	#5	117.54	117.54	+1305.81	+0.000640
4	#4	119.13	0.00	-665.87	-0.000327
5	#5	117.54	-117.54	-2595.95	-0.001273
6	#4	0.00	-119.13	-1084.72	-0.000532
7	#5	-117.54	-117.54	+479.29	+0.000235
8	#4	-119.13	0.00	+2450.97	+0.001202

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	93.545	-51.10	71.24
Cs	18.586	-62.13	86.22
T	7.355	95.76	-104.36

$P_n = C_c + C_s - T$ — P_n : *104.775* t

$M_{n,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$ — $M_{n,x}$: *9.034* t·m

$M_{n,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$ — $M_{n,y}$: *-6.639* t·m

Donde:

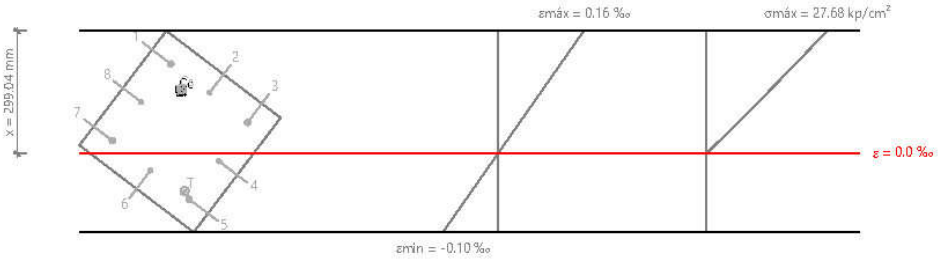
- C_c: Resultante de compresiones en el hormigón. — C_c : *93.545* t
- C_s: Resultante de compresiones en el acero. — C_s : *18.586* t
- T: Resultante de tracciones en el acero. — T : *7.355* t
- e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y. — $e_{cc,x}$: *-51.10* mm; $e_{cc,y}$: *71.24* mm
- e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. — $e_{cs,x}$: *-62.13* mm; $e_{cs,y}$: *86.22* mm

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C7

e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{T,x}$:	95.76	mm
	$e_{T,y}$:	-104.36	mm
ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	ε_{cmax} :	0.0030	
ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.	ε_{smax} :	0.0013	
σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	σ_{cmax} :	178.50	kp/cm²
σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.	σ_{smax} :	2595.95	kp/cm²

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm²)	ε
1	#5	-117.54	117.54	+240.82	+0.000118
2	#4	0.00	119.13	+163.79	+0.000080
3	#5	117.54	117.54	+83.98	+0.000041
4	#4	119.13	0.00	-20.18	-0.000010
5	#5	117.54	-117.54	-122.22	-0.000060
6	#4	0.00	-119.13	-45.20	-0.000022
7	#5	-117.54	-117.54	+34.62	+0.000017
8	#4	-119.13	0.00	+138.78	+0.000068

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	8.521	-57.71	79.05
Cs	1.095	-59.82	84.25
T	0.325	96.94	-108.56

$P_u = C_c + C_s - T$ — P_u : 9.291 t

$M_{c,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$ — $M_{c,x}$: 0.801 t·m

$M_{c,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$ — $M_{c,y}$: -0.589 t·m

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.	C_c :	8.521	t
C_s: Resultante de compresiones en el acero.	C_s :	1.095	t

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C7

T: Resultante de tracciones en el acero.	**T** :	0.325	t
e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cc,x}$:	-57.71	mm
	$e_{cc,y}$:	79.05	mm
e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cs,x}$:	-59.82	mm
	$e_{cs,y}$:	84.25	mm
e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{T,x}$:	96.94	mm
	$e_{T,y}$:	-108.56	mm
ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	ε_{cmax} :	0.0002	
ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.	ε_{smax} :	0.0001	
σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	σ_{cmax} :	27.68	kp/cm²
σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.	σ_{smax} :	122.22	kp/cm²

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones sísmicas) (NSR-10, Título C, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa-SX-0.3·SY.

Se debe satisfacer:

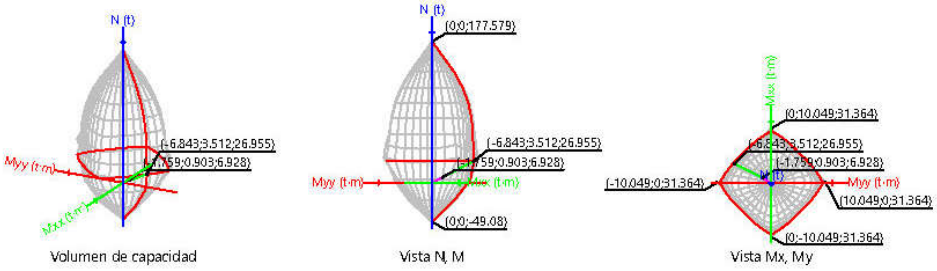
$$\eta_1 = \frac{\sqrt{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}}{\sqrt{(\phi \cdot P_n)^2 + (\phi \cdot M_{n,x})^2 + (\phi \cdot M_{n,y})^2}} \leq 1$$

η : **0.254** ✓

$$\eta_2 = \frac{\sqrt{P_u^2 + M_{c,x}^2 + M_{c,y}^2}}{\sqrt{(\phi \cdot P_n)^2 + (\phi \cdot M_{n,x})^2 + (\phi \cdot M_{n,y})^2}} \leq 1$$

η : **0.257** ✓

$P_u \leq \phi \cdot P_{n,max}$ **6.928 t ≤ 132.053 t** ✓



Volumen de capacidad | Vista N, M | Vista Mx, My

Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

P_u,M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u: Esfuerzo normal de cálculo. P_u : 6.928 t

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C7

$\mathbf{M_u}$: Momento de cálculo de primer orden.

$\mathbf{M_{u,x}}$: 0.893 t·m
$\mathbf{M_{u,y}}$: -1.739 t·m

$\phi \cdot P_n, \phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi\mathbf{P_n}$: Axil de agotamiento. $\phi\mathbf{P_n}$: 27.261 t

$\phi\mathbf{M_n}$: Momentos de agotamiento.

$\phi\mathbf{M_{n,x}}$: 3.513 t·m
$\phi\mathbf{M_{n,y}}$: -6.844 t·m

Comprobación del estado limite de inestabilidad (η_2)

P_u, M_c esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos obtenidos a partir de los de primer orden incrementados para tener en cuenta los efectos de segundo orden a causa de la esbeltez.

$\mathbf{P_u}$: Axil solicitante de cálculo pésimo. $\mathbf{P_u}$: 6.928 t

$\mathbf{M_c}$: Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

$\mathbf{M_{c,x}}$: 0.903 t·m
$\mathbf{M_{c,y}}$: -1.759 t·m

$\phi \cdot P_n, \phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi\mathbf{P_n}$: Axil de agotamiento. $\phi\mathbf{P_n}$: 26.955 t

$\phi\mathbf{M_n}$: Momentos de agotamiento.

$\phi\mathbf{M_{n,x}}$: 3.512 t·m
$\phi\mathbf{M_{n,y}}$: -6.843 t·m

En el eje x:

No se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen (Artículo 10.10.1):

$$\frac{k \cdot l_u}{r} > 22 \qquad \mathbf{28.2} > \mathbf{22.0}$$

Donde:

$\mathbf{kl_u}$: Longitud efectiva. $\mathbf{kl_u}$: 2.850 m

$\mathbf{r}$: Radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión. $\mathbf{r}$: 10.10 cm

Los elementos a compresión deben diseñarse para la fuerza axial mayorada P_u y para el momento magnificado por los efectos de curvatura del elemento, M_c (Artículo 10.10.6):

$\mathbf{P_u} = P_u$ $\mathbf{P_u}$: 6.928 t

$\mathbf{M_c} = \delta_{ns} \cdot M_2$ $\mathbf{M_c}$: 0.903 t·m

Donde:

$\mathbf{M_2} = M_u \geq M_{2,min}$ $\mathbf{M_2}$: 0.893 t·m

Siendo:

$\mathbf{M_{2,min}} = P_u \cdot (0.015 + 0.03 \cdot h)$ $\mathbf{M_{2,min}}$: 0.177 t·m

$\mathbf{h}$: Altura de un elemento. $\mathbf{h}$: 350.00 mm

$$\delta_{ns} = \frac{1}{1 - \frac{P_u}{0.75 \cdot P_c}} \geq 1$$ δ_{ns} : 1.011

Siendo:

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C7

$$P_c = \frac{\pi^2 \cdot 0.25 \cdot E_c \cdot I_g}{(k \cdot l_u)^2}$$ P_c : 834.544 t

Donde:

E_c: Módulo de elasticidad del concreto. E_c : 219689.00 kp/cm²

I_g: Momento de inercia de la sección bruta del elemento con respecto al eje que pasa por el centroide, sin tener en cuenta el refuerzo. I_g : 125052.08 cm4

kl_u: Longitud efectiva. kl_u : 2.850 m

En el eje y:

No se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen (Artículo 10.10.1):

$$\frac{k \cdot l_u}{r} > 22$$ **28.2** > **22.0**

Donde:

kl_u: Longitud efectiva. kl_u : 2.850 m

r: Radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión. r : 10.10 cm

Los elementos a compresión deben diseñarse para la fuerza axial mayorada P_u y para el momento magnificado por los efectos de curvatura del elemento, M_c (Artículo 10.10.6):

$P_u = P_u$ P_u : 6.928 t

$M_c = \delta_{ns} \cdot M_2$ M_c : -1.759 t·m

Donde:

$M_2 = M_u \geq M_{2,min}$ M_2 : -1.739 t·m

Siendo:

$M_{2,min} = P_u \cdot (0.015 + 0.03 \cdot h)$ $M_{2,min}$: 0.177 t·m

h: Altura de un elemento. h : 350.00 mm

$$\delta_{ns} = \frac{1}{1 - \frac{P_u}{0.75 \cdot P_c}} \geq 1$$ δ_{ns} : 1.011

Siendo:

$$P_c = \frac{\pi^2 \cdot 0.25 \cdot E_c \cdot I_g}{(k \cdot l_u)^2}$$ P_c : 834.544 t

Donde:

E_c: Módulo de elasticidad del concreto. E_c : 219689.00 kp/cm²

I_g: Momento de inercia de la sección bruta del elemento con respecto al eje que pasa por el centroide, sin tener en cuenta el refuerzo. I_g : 125052.08 cm4

kl_u: Longitud efectiva. kl_u : 2.850 m

Comprobación de resistencia axial de diseño

La fuerza axial mayorada P_u de elementos en compresión no debe tomarse mayor que $\phi \cdot P_{n,max}$ (Artículo 10.3.6).

$$\phi \cdot P_{n,max} = 0.75 \cdot \phi \cdot \left[0.85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}\right]$$ $\phi \cdot P_{n,max}$: 132.053 t

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C7

Siendo:

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón.	f'_c :	210.00	kp/cm²
f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.	f_y :	4200.00	kp/cm²
A_g: Área total de la sección de hormigón.	A_g :	1225.00	cm²
A_{st}: Área total de refuerzo longitudinal no preesforzado.	A_{st} :	12.98	cm²

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 10.2):

(a) El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.

(b) Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.

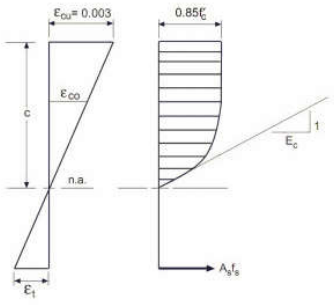
(c) La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.

(d) El esfuerzo en el refuerzo cuando sea menor que f_y debe tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias mayores que las correspondientes a f_y, el esfuerzo se considera independiente de la deformación unitaria e igual a f_y.

(e) La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.

(f) La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que dé origen a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos.

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. f'_c : 210.00 kp/cm²

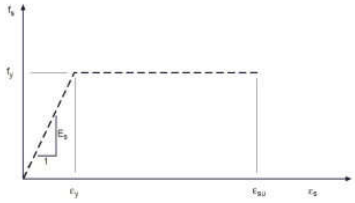
Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C7

ε_{cu}: Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión. ε_{cu} : 0.0030

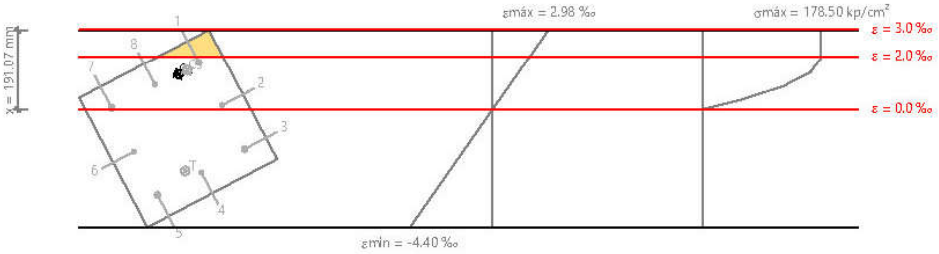
ε_{c0}: Deformación unitaria bajo carga máxima. ε_{c0} : 0.0020

Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. f_y : 4200.00 kp/cm²

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm²)	ε
1	#5	-117.54	117.54	+3614.11	+0.001772
2	#4	0.00	119.13	+324.88	+0.000159
3	#5	117.54	117.54	-3011.55	-0.001477
4	#4	119.13	0.00	-4200.00	-0.002355
5	#5	117.54	-117.54	-4200.00	-0.003188
6	#4	0.00	-119.13	-3211.37	-0.001575
7	#5	-117.54	-117.54	+125.06	+0.000061
8	#4	-119.13	0.00	+1914.40	+0.000939

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	49.412	-114.66	62.08

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C7

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cs	10.237	-113.19	84.07
T	23.662	97.69	-32.17

$P_n = C_c + C_s - T$ — P_n : 35.988 t

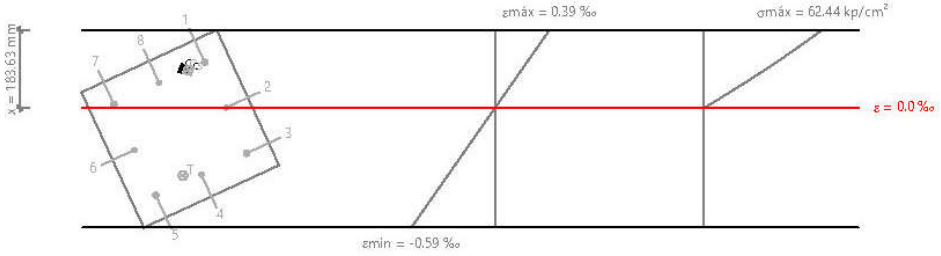
$M_{n,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$ — $M_{n,x}$: 4.689 t·m

$M_{n,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$ — $M_{n,y}$: -9.136 t·m

Donde:

- C_c: Resultante de compresiones en el hormigón. — C_c : 49.412 t
- C_s: Resultante de compresiones en el acero. — C_s : 10.237 t
- T: Resultante de tracciones en el acero. — T : 23.662 t
- e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y. — $e_{cc,x}$: -114.66 mm; $e_{cc,y}$: 62.08 mm
- e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. — $e_{cs,x}$: -113.19 mm; $e_{cs,y}$: 84.07 mm
- e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. — $e_{T,x}$: 97.69 mm; $e_{T,y}$: -32.17 mm
- ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón. — ε_{cmax} : 0.0030
- ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada. — ε_{smax} : 0.0032
- σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón. — σ_{cmax} : 178.50 kp/cm²
- σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada. — σ_{smax} : 4200.00 kp/cm²

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm²)	ε
1	#5	-117.54	117.54	+461.82	+0.000226
2	#4	0.00	119.13	+5.66	+0.000003
3	#5	117.54	117.54	-456.22	-0.000224
4	#4	119.13	0.00	-674.07	-0.000331
5	#5	117.54	-117.54	-879.50	-0.000431

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C7

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm²)	ε
6	#4	0.00	-119.13	-423.35	-0.000208
7	#5	-117.54	-117.54	+38.54	+0.000019
8	#4	-119.13	0.00	+256.39	+0.000126

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	9.640	-123.58	66.50
Cs	1.322	-117.29	75.11
T	4.034	102.25	-40.25

$P_u = C_c + C_s - T$ — P_u : 6.928 t

$M_{c,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$ — $M_{c,x}$: 0.903 t·m

$M_{c,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$ — $M_{c,y}$: -1.759 t·m

Donde:

- C_c: Resultante de compresiones en el hormigón. — C_c : 9.640 t
- C_s: Resultante de compresiones en el acero. — C_s : 1.322 t
- T: Resultante de tracciones en el acero. — T : 4.034 t
- e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y. — $e_{cc,x}$: -123.58 mm; $e_{cc,y}$: 66.50 mm
- e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. — $e_{cs,x}$: -117.29 mm; $e_{cs,y}$: 75.11 mm
- e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. — $e_{T,x}$: 102.25 mm; $e_{T,y}$: -40.25 mm
- ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón. — ε_{cmax} : 0.0004
- ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada. — ε_{smax} : 0.0004
- σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón. — σ_{cmax} : 62.44 kp/cm²
- σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada. — σ_{smax} : 879.50 kp/cm²

Criterios de diseño por sismo (NSR-10, Capítulo C.21)

La comprobación no procede

Resistencia mínima a flexión de columnas. (NSR-10, Título C)

En esta zona no son aplicables las comprobaciones de diseño por capacidad. ✓

Cortante de diseño para columnas. (NSR-10, Título C)

En esta zona no son aplicables las comprobaciones de diseño por capacidad. ✓

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

6.3.1.2 COMPROBACIONES COLUMNA TIPO 2: C4, C5, C6

ÍNDICE

1. CUBIERTA (0.925 - 2.7 M)..... 2

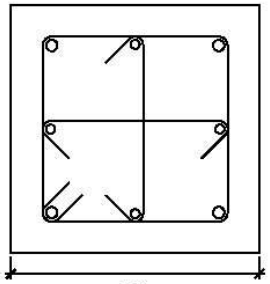
2. CUBIERTA (-0.5 - 0.925 M)..... 23

3. CIMENTACIÓN..... 45

Comprobaciones del pilar C4

1. CUBIERTA (0.925 - 2.7 M)

Datos del pilar



Geometría			
Dimensiones	: 35x35 cm		
Tramo	: -0.500/2.700 m		
Altura libre	: 2.85 m		
Recubrimiento geométrico	: 4.0 cm		
Tamaño máximo de árido	: 15 mm		
Materiales		Longitud de pandeo	
Hormigón	: f'c=210	Plano ZX	: 2.85 m
Acero	: Grade 60	Plano ZY	: 2.85 m
Armadura longitudinal		Armadura transversal	
Esquina	: 4#5	Estribos	: 1e#3+X1r#3+Y1r#3
Cara X	: 2#4	Separación	: 10 - 6 cm
Cara Y	: 2#4		
Cuantía	: 1.06 %		

Disposiciones relativas a las armaduras (NSR-10, Título C, Artículos 7.6 y 7.10)

Armadura longitudinal

En elementos a compresión reforzados con espirales o estribos, la distancia libre entre barras longitudinales no debe ser menor de $s_{l,min}$ (Artículo 7.6.3):

$s_l \geq s_{l,min}$ **103 mm ≥ 40 mm** ✓

Donde:

$s_{l,min}$: Valor máximo de s_1, s_2, s_3. $s_{l,min}$: 40 mm

$s_1 = 1.5 \cdot d_b$ s_1 : 24 mm

$s_2 = 40$ mm s_2 : 40 mm

$s_3 = 1.33 \cdot d_{ag}$ s_3 : 20 mm

Siendo:

d_b: Diámetro de la barra más gruesa. d_b : 15.9 mm

d_{ag}: Tamaño máximo nominal del agregado grueso. d_{ag} : 15 mm

Estribos

En elementos a compresión reforzados con espirales o estribos, la distancia libre entre refuerzos transversales no debe ser menor de $s_{t,min}$ (Artículo 7.6.3):

$s_t \geq s_{t,min}$ **100 mm ≥ 40 mm** ✓

Donde:

$s_{t,min}$: Valor máximo de s_1, s_2, s_3. $s_{t,min}$: 40 mm

$s_1 = 1.5 \cdot d_{b,t}$ s_1 : 14 mm

$s_2 = 40$ mm s_2 : 40 mm

$s_3 = 1.33 \cdot d_{ag}$ s_3 : 20 mm

Siendo:

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C4

$d_{b,t}$: Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal. $d_{b,t}$: 9.5 mm

d_{ag}: Tamaño máximo nominal del agregado grueso. d_{ag} : 15 mm

El espaciamiento vertical de los estribos no debe exceder $s_{t,max}$ (Artículo 7.10.5.2):

$s_t \leq s_{t,max}$ **100 mm ≤ 203 mm** ✓

Donde:

$s_{t,max}$: Valor mínimo de s_1, s_2, s_3. $s_{t,max}$: 203 mm

$s_1 = 16 \cdot d_b$ s_1 : 203 mm

$s_2 = 48 \cdot d_{b,t}$ s_2 : 457 mm

$s_3 = b_{min}$ s_3 : 350 mm

Siendo:

d_b: Diámetro de la barra comprimida más delgada. d_b : 12.7 mm

$d_{b,t}$: Diámetro de la barra más delgada de la armadura transversal. $d_{b,t}$: 9.5 mm

b_{min}: Menor dimensión del elemento sometido a compresión. b_{min} : 350 mm

Todas las barras no preesforzadas deben estar confinadas por medio de estribos transversales de por lo menos diámetro No. 3 (3/8") ó 10M (10 mm), para barras longitudinales No. 10 (1-1/4") ó 32M (32 mm) o menores; y diámetro No. 4 (1/2") ó 12M (12 mm) como mínimo, para barras longitudinales No. 11 (1-3/8") ó 36M (36 mm), No. 14 (1-3/4") ó 45M (45 mm) y No. 18 (2-1/4") ó 55M (55 mm) y paquetes de barras (Artículo 7.10.5.1):

$d_b \leq$ 1-1/4" ó 32 mm $\rightarrow$ $d_{b,t} \geq$ 3/8" ó 10 mm **#3 ≥ 3/8" ó 10 mm** ✓

Donde:

d_b: Diámetro de la barra comprimida más gruesa. d_b : #5

$d_{b,t}$: Diámetro de la barra más delgada de la armadura transversal. $d_{b,t}$: #3

Armadura mínima y máxima (NSR-10, Título C, Artículo 10.9.1)

El área de refuerzo longitudinal, A_{st}, para elementos no compuestos a compresión no debe ser menor que $0.01 \cdot A_g$ ni mayor que $0.04 \cdot A_g$ (Artículo 10.9.1):

$A_{st} \geq 0.01 \cdot A_g$ **12.98 cm² ≥ 12.25 cm²** ✓

$A_{st} \leq 0.04 \cdot A_g$ **12.98 cm² ≤ 49.00 cm²** ✓

Donde:

A_g: Área total de la sección de hormigón. A_g : 1225.00 cm²

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C4

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (NSR-10, Título C, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \sqrt{\left(\frac{V_{u,x}}{\phi \cdot V_{n,x}}\right)^2 + \left(\frac{V_{u,y}}{\phi \cdot V_{n,y}}\right)^2} \leq 1$$

η : *0.097* ✓

Donde:

$\mathbf{V_u}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$\mathbf{V_{u,x}}$: *0.992* t

$\mathbf{V_{u,y}}$: *0.002* t

$\mathbf{\phi \cdot V_n}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$\mathbf{\phi \cdot V_n}$: *10.190* t

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '1.7 m', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección X:

Resistencia nominal a cortante en piezas que no requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$\mathbf{V_n} = V_c$$

$\mathbf{V_n}$: *13.586* t

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

Cuando M_m es negativo, V_c debe calcularse por medio de la ecuación:

$$\mathbf{V_c} = 0.29 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g}}$$

$\mathbf{V_c}$: *13.586* t

([MPa] N_u/A_g y f'_c)

Donde:

$\mathbf{f'_c}$: Resistencia especifica a compresión del hormigón.

$\mathbf{f'_c}$: *210.00* kp/cm²

$\sqrt{f'_c} \neq 8.3$ MPa

Siendo:

$\mathbf{b_w}$: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular.

$\mathbf{b_w}$: *350* mm

$\mathbf{d}$: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

$\mathbf{d}$: *254* mm

$$\mathbf{M_m} = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$

$\mathbf{M_m}$: *-0.230* t·m

Donde:

$\mathbf{M_u}$: Momento mayorado en la sección.

$\mathbf{M_u}$: *1.578* t·m

$\mathbf{N_u}$: Carga axial mayorada normal a la sección transversal.

$\mathbf{N_u}$: *12.623* t

$\mathbf{h}$: Altura de un elemento.

$\mathbf{h}$: *350.00* mm

$\mathbf{A_g}$: Área total de la sección de hormigón.

$\mathbf{A_g}$: *1225.00* cm²

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que no requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C4

$\mathbf{V_n} = V_c$ — $\mathbf{V_n}$: 13.586 t

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

Cuando M_m es negativo, V_c debe calcularse por medio de la ecuación:

$$\mathbf{V_c} = 0.29 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g}}$$

$\mathbf{V_c}$: 13.586 t

([MPa] N_u/A_g y f'_c)

Donde:

$\mathbf{f'_c}$: Resistencia especifica a compresión del hormigón. — $\mathbf{f'_c}$: 210.00 kp/cm²

$\sqrt{f'_c} \neq 8.3$ MPa

Siendo:

$\mathbf{b_w}$: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. — $\mathbf{b_w}$: 350 mm

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. — **d** : 254 mm

$$\mathbf{M_m} = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$

$\mathbf{M_m}$: -1.805 t·m

Donde:

$\mathbf{M_u}$: Momento mayorado en la sección. — $\mathbf{M_u}$: 0.002 t·m

$\mathbf{N_u}$: Carga axial mayorada normal a la sección transversal. — $\mathbf{N_u}$: 12.623 t

h: Altura de un elemento. — **h** : 350.00 mm

$\mathbf{A_g}$: Área total de la sección de hormigón. — $\mathbf{A_g}$: 1225.00 cm²

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas) (NSR-10, Título C, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \sqrt{\left(\frac{V_{u,x}}{\phi \cdot V_{n,x}}\right)^2 + \left(\frac{V_{u,y}}{\phi \cdot V_{n,y}}\right)^2} \leq 1$$

η : **0.436** ✓

Donde:

$\mathbf{V_u}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo. — $\mathbf{V_{u,x}}$: 0.783 t

$\mathbf{V_{u,y}}$: 2.473 t

$\phi \cdot \mathbf{V_n}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma. — $\phi \cdot \mathbf{V_n}$: 5.952 t

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '1.7 m', para la combinación de hipótesis "0.9·PP+0.9·CM+0.3·SX+SY".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección X:

Resistencia nominal a cortante en piezas que no requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$\mathbf{V_n} = V_c$ — $\mathbf{V_n}$: 7.936 t

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C4

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

$$\mathbf{V_c} = \left(0.16 \cdot \sqrt{f'_c} + 17 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_m}\right) \cdot b_w \cdot d$$

$\mathbf{V_c}$: 7.936 t

([MPa] f'_c)

Al calcular V_c por medio de la ecuación (11-5), $V_u d/M_u$ no debe tomarse mayor que 1.0, y M_u ocurre simultáneamente con V_u en la sección considerada.

Sin embargo, V_c no debe tomarse mayor que:

$$\mathbf{V_c} = 0.29 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g}}$$

$\mathbf{V_c}$: 12.500 t

([MPa] N_u/A_g y f'_c)

Donde:

$\mathbf{f'_c}$: Resistencia especifica a compresión del hormigón. $\mathbf{f'_c}$: 210.00 kp/cm²

$\sqrt{f'_c} \geq 8.3$ MPa

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$

ρ_w : 0.009

Siendo:

$\mathbf{A_s}$: Área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción. $\mathbf{A_s}$: 7.76 cm²

$\mathbf{b_w}$: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. $\mathbf{b_w}$: 350 mm

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d** : 254 mm

$$\mathbf{M_m} = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$

$\mathbf{M_m}$: 0.043 t·m

Donde:

$\mathbf{M_u}$: Momento mayorado en la sección. $\mathbf{M_u}$: 0.626 t·m

$\mathbf{N_u}$: Carga axial mayorada normal a la sección transversal. $\mathbf{N_u}$: 4.078 t

h: Altura de un elemento. **h** : 350.00 mm

$\mathbf{A_g}$: Área total de la sección de hormigón. $\mathbf{A_g}$: 1225.00 cm²

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que no requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$\mathbf{V_n} = V_c$$

$\mathbf{V_n}$: 7.936 t

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

$$\mathbf{V_c} = \left(0.16 \cdot \sqrt{f'_c} + 17 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_m}\right) \cdot b_w \cdot d$$

$\mathbf{V_c}$: 7.936 t

([MPa] f'_c)

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C4

Al calcular V_c por medio de la ecuación (11-5), $V_u d/M_u$ no debe tomarse mayor que 1.0, y M_u ocurre simultáneamente con V_u en la sección considerada.

Sin embargo, V_c no debe tomarse mayor que:

$$\mathbf{V_c} = 0.29 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g}}$$

$\mathbf{V_c}$: 12.500 t

([MPa] N_u/A_g y f'_c)

Donde:

$\mathbf{f'_c}$: Resistencia especifica a compresión del hormigón. $\mathbf{f'_c}$: 210.00 kp/cm²

$\sqrt{f'_c} \geq 8.3$ MPa

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$

ρ_w : 0.009

Siendo:

$\mathbf{A_s}$: Área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción. $\mathbf{A_s}$: 7.76 cm²

$\mathbf{b_w}$: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. $\mathbf{b_w}$: 350 mm

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d** : 254 mm

$$\mathbf{M_m} = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$

$\mathbf{M_m}$: 0.183 t·m

Donde:

$\mathbf{M_u}$: Momento mayorado en la sección. $\mathbf{M_u}$: 0.767 t·m

$\mathbf{N_u}$: Carga axial mayorada normal a la sección transversal. $\mathbf{N_u}$: 4.078 t

h: Altura de un elemento. **h** : 350.00 mm

$\mathbf{A_g}$: Área total de la sección de hormigón. $\mathbf{A_g}$: 1225.00 cm²

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas)
(NSR-10, Título C, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '1.7 m', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa".

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \frac{\sqrt{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}}{\sqrt{(\phi \cdot P_n)^2 + (\phi \cdot M_{n,x})^2 + (\phi \cdot M_{n,y})^2}} \leq 1$$

η : **0.181** ✓

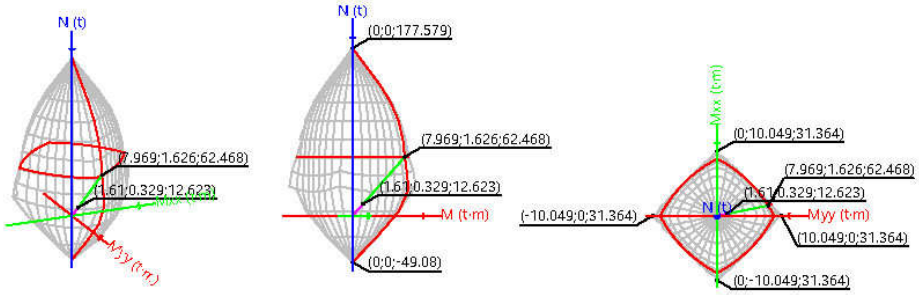
$$\eta_2 = \frac{\sqrt{P_u^2 + M_{c,x}^2 + M_{c,y}^2}}{\sqrt{(\phi \cdot P_n)^2 + (\phi \cdot M_{n,x})^2 + (\phi \cdot M_{n,y})^2}} \leq 1$$

η : **0.202** ✓

$P_u \leq \phi \cdot P_{n,max}$ **12.623 t ≤ 132.053 t** ✓

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C4



Volumen de capacidad | Vista N, M | Vista Mx, My

Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

P_u,M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u: Esfuerzo normal de cálculo. — P_u : 12.623 t

M_u: Momento de cálculo de primer orden. — $M_{u,x}$: 0.002 t·m; $M_{u,y}$: 1.578 t·m

$\phi \cdot P_n$,$\phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento. — $\phi \cdot P_n$: 69.809 t

$\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento. — $\phi \cdot M_{n,x}$: 0.012 t·m; $\phi \cdot M_{n,y}$: 8.726 t·m

Comprobación del estado limite de inestabilidad (η_2)

P_u,M_c esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos obtenidos a partir de los de primer orden incrementados para tener en cuenta los efectos de segundo orden a causa de la esbeltez.

P_u: Axil solicitante de cálculo pésimo. — P_u : 12.623 t

M_c: Momento flector solicitante de cálculo pésimo. — $M_{c,x}$: 0.329 t·m; $M_{c,y}$: 1.610 t·m

$\phi \cdot P_n$,$\phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento. — $\phi \cdot P_n$: 62.468 t

$\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento. — $\phi \cdot M_{n,x}$: 1.626 t·m; $\phi \cdot M_{n,y}$: 7.969 t·m

En el eje x:

No se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen (Artículo 10.10.1):

$$\frac{k \cdot l_u}{r} > 22$$

28.2 > **22.0**

Donde:

kl_u: Longitud efectiva. — kl_u : 2.850 m

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C4

r: Radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión. **r** : 10.10 cm

Los elementos a compresión deben diseñarse para la fuerza axial mayorada P_u y para el momento magnificado por los efectos de curvatura del elemento, M_c (Artículo 10.10.6):

$\mathbf{P_u} = P_u$ **P_u** : 12.623 t

$\mathbf{M_c} = \delta_{ns} \cdot M_2$ **M_c** : 0.329 t·m

Donde:

$\mathbf{M_2} = M_u \geq M_{2,min}$ **M_2** : 0.322 t·m

Siendo:

$\mathbf{M_{2,min}} = P_u \cdot (0.015 + 0.03 \cdot h)$ **$M_{2,min}$** : 0.322 t·m

h: Altura de un elemento. **h** : 350.00 mm

$$\delta_{ns} = \frac{1}{1 - \frac{P_u}{0.75 \cdot P_c}} \geq 1$$ δ_{ns} : 1.021

Siendo:

$$\mathbf{P_c} = \frac{\pi^2 \cdot 0.25 \cdot E_c \cdot I_g}{(k \cdot l_u)^2}$$ **P_c** : 834.544 t

Donde:

E_c: Módulo de elasticidad del concreto. **E_c** : 219689.00 kp/cm²

I_g: Momento de inercia de la sección bruta del elemento con respecto al eje que pasa por el centroide, sin tener en cuenta el refuerzo. **I_g** : 125052.08 cm4

kl_u: Longitud efectiva. **kl_u** : 2.850 m

En el eje y:

No se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen (Artículo 10.10.1):

$$\frac{k \cdot l_u}{r} > 22$$ **28.2** > **22.0**

Donde:

kl_u: Longitud efectiva. **kl_u** : 2.850 m

r: Radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión. **r** : 10.10 cm

Los elementos a compresión deben diseñarse para la fuerza axial mayorada P_u y para el momento magnificado por los efectos de curvatura del elemento, M_c (Artículo 10.10.6):

$\mathbf{P_u} = P_u$ **P_u** : 12.623 t

$\mathbf{M_c} = \delta_{ns} \cdot M_2$ **M_c** : 1.610 t·m

Donde:

$\mathbf{M_2} = M_u \geq M_{2,min}$ **M_2** : 1.578 t·m

Siendo:

$\mathbf{M_{2,min}} = P_u \cdot (0.015 + 0.03 \cdot h)$ **$M_{2,min}$** : 0.322 t·m

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C4

h: Altura de un elemento. **h** : 350.00 mm

$$\delta_{ns} = \frac{1}{1 - \frac{P_u}{0.75 \cdot P_c}} \geq 1$$

δ_{ns} : 1.021

Siendo:

$$P_c = \frac{\pi^2 \cdot 0.25 \cdot E_c \cdot I_g}{(k \cdot l_u)^2}$$

P_c : 834.544 t

Donde:

E_c: Módulo de elasticidad del concreto. E_c : 219689.00 kp/cm²

I_g: Momento de inercia de la sección bruta del elemento con respecto al eje que pasa por el centroide, sin tener en cuenta el refuerzo. I_g : 125052.08 cm4

kl_u: Longitud efectiva. kl_u : 2.850 m

Comprobación de resistencia axial de diseño

La fuerza axial mayorada P_u de elementos en compresión no debe tomarse mayor que $\phi \cdot P_{n,max}$ (Artículo 10.3.6).

$$\phi \cdot P_{n,max} = 0.75 \cdot \phi \cdot \left[0.85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}\right]$$

$\phi \cdot P_{n,max}$: 132.053 t

Siendo:

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. f'_c : 210.00 kp/cm²

f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. f_y : 4200.00 kp/cm²

A_g: Área total de la sección de hormigón. A_g : 1225.00 cm²

A_{st}: Área total de refuerzo longitudinal no preesforzado. A_{st} : 12.98 cm²

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 10.2):

(a) El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.

(b) Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.

(c) La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.

(d) El esfuerzo en el refuerzo cuando sea menor que f_y debe tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias mayores que las correspondientes a f_y, el esfuerzo se considera independiente de la deformación unitaria e igual a f_y.

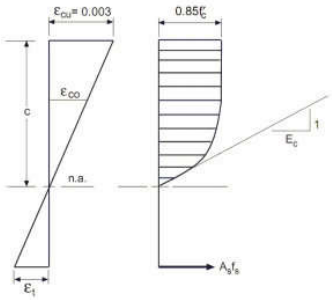
(e) La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.

(f) La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que dé origen a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos.

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C4

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.

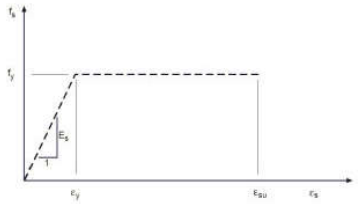


f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. f'_c : 210.00 kp/cm²

ε_{cu}: Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión. ε_{cu} : 0.0030

ε_{co}: Deformación unitaria bajo carga máxima. ε_{co} : 0.0020

Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.

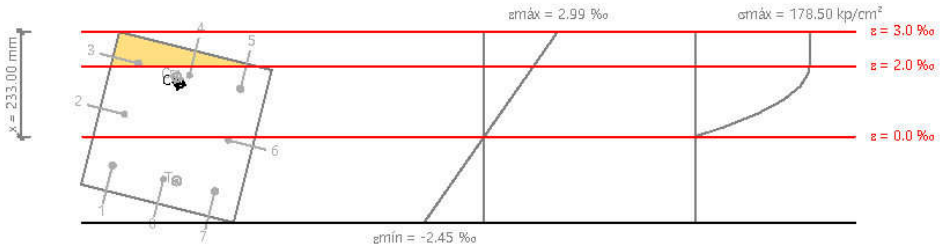


f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. f_y : 4200.00 kp/cm²

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C4

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm²)	ε
1	#5	-117.54	117.54	-1691.04	-0.000829
2	#4	0.00	119.13	+1297.60	+0.000636
3	#5	117.54	117.54	+4200.00	+0.002092
4	#4	119.13	0.00	+3561.30	+0.001747
5	#5	117.54	-117.54	+2775.92	+0.001361
6	#4	0.00	-119.13	-212.72	-0.000104
7	#5	-117.54	-117.54	-3181.21	-0.001560
8	#4	-119.13	0.00	-2476.42	-0.001215

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	89.192	96.34	17.89
Cs	19.962	108.22	26.41
T	13.049	-115.49	-29.02

$P_n = C_c + C_s - T$ — **P_n** : *96.104* t

$M_{n,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$ — **$M_{n,x}$** : *2.501* t·m

$M_{n,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$ — **$M_{n,y}$** : *12.260* t·m

Donde:

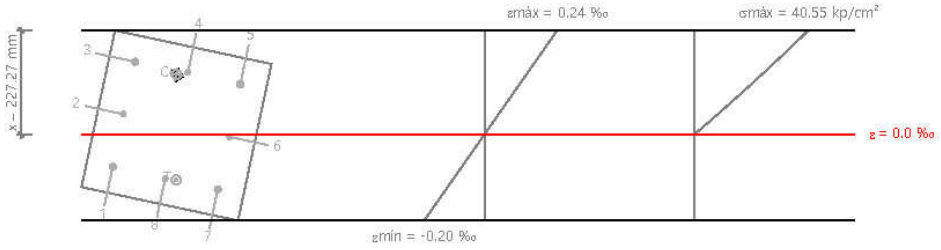
- **C_c**: Resultante de compresiones en el hormigón. — **C_c** : *89.192* t
- **C_s**: Resultante de compresiones en el acero. — **C_s** : *19.962* t
- **T**: Resultante de tracciones en el acero. — **T** : *13.049* t
- **e_{cc}**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y. — **$e_{cc,x}$** : *96.34* mm; **$e_{cc,y}$** : *17.89* mm
- **e_{cs}**: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. — **$e_{cs,x}$** : *108.22* mm; **$e_{cs,y}$** : *26.41* mm

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C4

e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{T,x}$:	-115.49	mm
	$e_{T,y}$:	-29.02	mm
ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	ε_{cmax} :	0.0030	
ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.	ε_{smax} :	0.0016	
σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	σ_{cmax} :	178.50	kp/cm²
σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.	σ_{smax} :	3181.21	kp/cm²

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm²)	ε
1	#5	-117.54	117.54	-153.61	-0.000075
2	#4	0.00	119.13	+96.43	+0.000047
3	#5	117.54	117.54	+345.03	+0.000169
4	#4	119.13	0.00	+295.07	+0.000145
5	#5	117.54	-117.54	+238.37	+0.000117
6	#4	0.00	-119.13	-11.67	-0.000006
7	#5	-117.54	-117.54	-260.27	-0.000128
8	#4	-119.13	0.00	-210.31	-0.000103

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	12.073	107.85	21.75
Cs	1.651	109.20	23.85
T	1.100	-116.35	-24.15

$P_u = C_c + C_s - T$ — P_u : 12.623 t

$M_{c,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$ — $M_{c,x}$: 0.329 t·m

$M_{c,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$ — $M_{c,y}$: 1.610 t·m

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.	C_c :	12.073	t
C_s: Resultante de compresiones en el acero.	C_s :	1.651	t

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C4

T: Resultante de tracciones en el acero.	T	1.100	t
e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cc,x}$	107.85	mm
	$e_{cc,y}$	21.75	mm
e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cs,x}$	109.20	mm
	$e_{cs,y}$	23.85	mm
e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{T,x}$	-116.35	mm
	$e_{T,y}$	-24.15	mm
ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	ε_{cmax}	0.0002	
ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.	ε_{smax}	0.0001	
σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	σ_{cmax}	40.55	kp/cm²
σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.	σ_{smax}	260.27	kp/cm²

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones sísmicas) (NSR-10, Título C, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '1.7 m', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa+0.3·SX+SY".

Se debe satisfacer:

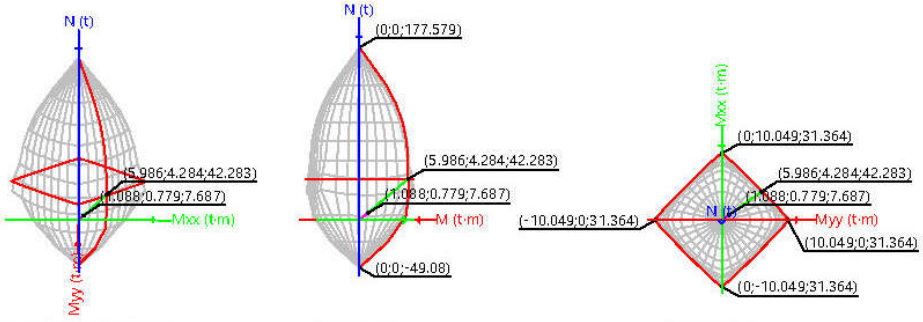
$$\eta_1 = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}{(\phi \cdot P_n)^2 + (\phi \cdot M_{n,x})^2 + (\phi \cdot M_{n,y})^2}} \leq 1$$

η : **0.180** ✓

$$\eta_2 = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{c,x}^2 + M_{c,y}^2}{(\phi \cdot P_n)^2 + (\phi \cdot M_{n,x})^2 + (\phi \cdot M_{n,y})^2}} \leq 1$$

η : **0.182** ✓

$P_u \leq \phi \cdot P_{n,max}$ **7.687 t ≤ 132.053 t** ✓



Volumen de capacidad | Vista N, M | Vista Mx, My

Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

P_u,M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u: Esfuerzo normal de cálculo. P_u : 7.687 t

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C4

$\mathbf{M_u}$: Momento de cálculo de primer orden.

$\mathbf{M_{u,x}}$: 0.769 t·m
$\mathbf{M_{u,y}}$: 1.075 t·m

$\phi \cdot P_n, \phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot \mathbf{P_n}$: Axil de agotamiento. $\phi \cdot \mathbf{P_n}$: 42.776 t

$\phi \cdot \mathbf{M_n}$: Momentos de agotamiento.

$\phi \cdot \mathbf{M_{n,x}}$: 4.280 t·m
$\phi \cdot \mathbf{M_{n,y}}$: 5.981 t·m

Comprobación del estado limite de inestabilidad (η_2)

P_u, M_c esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos obtenidos a partir de los de primer orden incrementados para tener en cuenta los efectos de segundo orden a causa de la esbeltez.

$\mathbf{P_u}$: Axil solicitante de cálculo pésimo. $\mathbf{P_u}$: 7.687 t

$\mathbf{M_c}$: Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

$\mathbf{M_{c,x}}$: 0.779 t·m
$\mathbf{M_{c,y}}$: 1.088 t·m

$\phi \cdot P_n, \phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot \mathbf{P_n}$: Axil de agotamiento. $\phi \cdot \mathbf{P_n}$: 42.283 t

$\phi \cdot \mathbf{M_n}$: Momentos de agotamiento.

$\phi \cdot \mathbf{M_{n,x}}$: 4.284 t·m
$\phi \cdot \mathbf{M_{n,y}}$: 5.986 t·m

En el eje x:

No se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen (Artículo 10.10.1):

$$\frac{k \cdot l_u}{r} > 22$$ **28.2** > **22.0**

Donde:

$\mathbf{kl_u}$: Longitud efectiva. $\mathbf{kl_u}$: 2.850 m

$\mathbf{r}$: Radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión. $\mathbf{r}$: 10.10 cm

Los elementos a compresión deben diseñarse para la fuerza axial mayorada P_u y para el momento magnificado por los efectos de curvatura del elemento, M_c (Artículo 10.10.6):

$\mathbf{P_u} = P_u$ $\mathbf{P_u}$: 7.687 t

$\mathbf{M_c} = \delta_{ns} \cdot M_2$ $\mathbf{M_c}$: 0.779 t·m

Donde:

$\mathbf{M_2} = M_u \geq M_{2,min}$ $\mathbf{M_2}$: 0.769 t·m

Siendo:

$\mathbf{M_{2,min}} = P_u \cdot (0.015 + 0.03 \cdot h)$ $\mathbf{M_{2,min}}$: 0.196 t·m

$\mathbf{h}$: Altura de un elemento. $\mathbf{h}$: 350.00 mm

$$\delta_{ns} = \frac{1}{1 - \frac{P_u}{0.75 \cdot P_c}} \geq 1$$ δ_{ns} : 1.012

Siendo:

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C4

$$P_c = \frac{\pi^2 \cdot 0.25 \cdot E_c \cdot I_g}{(k \cdot l_u)^2}$$ P_c : 834.544 t

Donde:

E_c: Módulo de elasticidad del concreto. E_c : 219689.00 kp/cm²

I_g: Momento de inercia de la sección bruta del elemento con respecto al eje que pasa por el centroide, sin tener en cuenta el refuerzo. I_g : 125052.08 cm4

kl_u: Longitud efectiva. kl_u : 2.850 m

En el eje y:

No se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen (Artículo 10.10.1):

$$\frac{k \cdot l_u}{r} > 22$$ **28.2** > **22.0**

Donde:

kl_u: Longitud efectiva. kl_u : 2.850 m

r: Radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión. r : 10.10 cm

Los elementos a compresión deben diseñarse para la fuerza axial mayorada P_u y para el momento magnificado por los efectos de curvatura del elemento, M_c (Artículo 10.10.6):

$P_u = P_u$ P_u : 7.687 t

$M_c = \delta_{ns} \cdot M_2$ M_c : 1.088 t·m

Donde:

$M_2 = M_u \geq M_{2,min}$ M_2 : 1.075 t·m

Siendo:

$M_{2,min} = P_u \cdot (0.015 + 0.03 \cdot h)$ $M_{2,min}$: 0.196 t·m

h: Altura de un elemento. h : 350.00 mm

$$\delta_{ns} = \frac{1}{1 - \frac{P_u}{0.75 \cdot P_c}} \geq 1$$ δ_{ns} : 1.012

Siendo:

$$P_c = \frac{\pi^2 \cdot 0.25 \cdot E_c \cdot I_g}{(k \cdot l_u)^2}$$ P_c : 834.544 t

Donde:

E_c: Módulo de elasticidad del concreto. E_c : 219689.00 kp/cm²

I_g: Momento de inercia de la sección bruta del elemento con respecto al eje que pasa por el centroide, sin tener en cuenta el refuerzo. I_g : 125052.08 cm4

kl_u: Longitud efectiva. kl_u : 2.850 m

Comprobación de resistencia axial de diseño

La fuerza axial mayorada P_u de elementos en compresión no debe tomarse mayor que $\phi \cdot P_{n,max}$ (Artículo 10.3.6).

$$\phi \cdot P_{n,max} = 0.75 \cdot \phi \cdot \left[0.85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}\right]$$ $\phi \cdot P_{n,max}$: 132.053 t

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C4

Siendo:

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón.	f'_c :	210.00	kp/cm²
f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.	f_y :	4200.00	kp/cm²
A_g: Área total de la sección de hormigón.	A_g :	1225.00	cm²
A_{st}: Área total de refuerzo longitudinal no preesforzado.	A_{st} :	12.98	cm²

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 10.2):

(a) El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.

(b) Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.

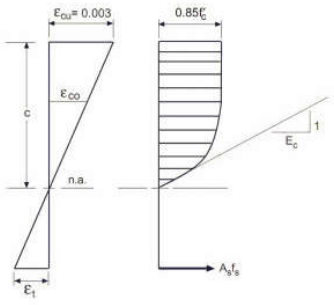
(c) La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.

(d) El esfuerzo en el refuerzo cuando sea menor que f_y debe tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias mayores que las correspondientes a f_y, el esfuerzo se considera independiente de la deformación unitaria e igual a f_y.

(e) La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.

(f) La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que dé origen a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos.

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. f'_c : 210.00 kp/cm²

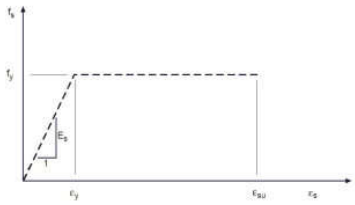
Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C4

ε_{cu}: Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión. ε_{cu} : 0.0030

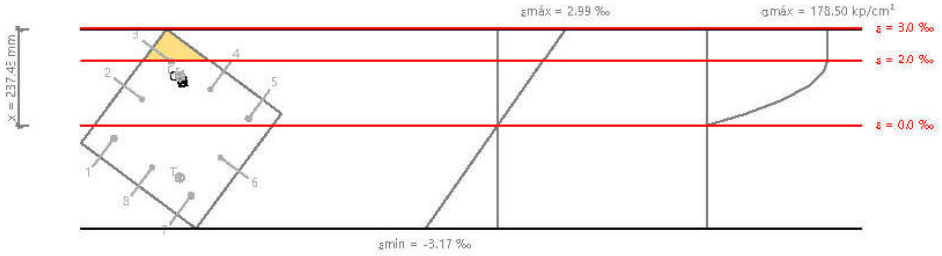
ε_{c0}: Deformación unitaria bajo carga máxima. ε_{c0} : 0.0020

Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. f_y : 4200.00 kp/cm²

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm²)	ε
1	#5	-117.54	117.54	-808.05	-0.000396
2	#4	0.00	119.13	+1632.95	+0.000801
3	#5	117.54	117.54	+4025.26	+0.001974
4	#4	119.13	0.00	+2258.31	+0.001108
5	#5	117.54	-117.54	+425.98	+0.000209
6	#4	0.00	-119.13	-2015.01	-0.000988
7	#5	-117.54	-117.54	-4200.00	-0.002162
8	#4	-119.13	0.00	-2640.38	-0.001295

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	65.802	92.44	65.04

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C4

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cs	13.739	100.17	78.88
T	15.809	-98.90	-69.15

$P_n = C_c + C_s - T$ — P_n : 63.732 t

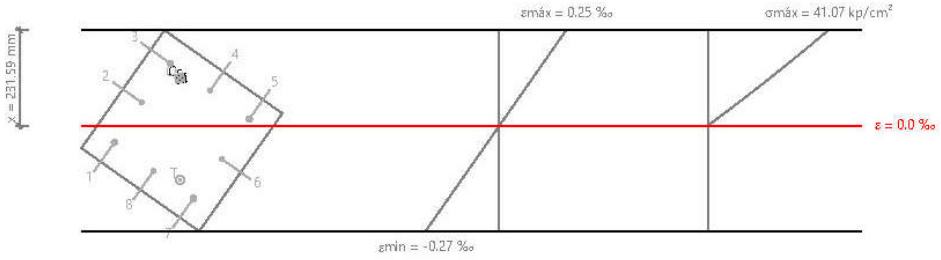
$M_{n,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$ — $M_{n,x}$: 6.456 t·m

$M_{n,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$ — $M_{n,y}$: 9.022 t·m

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.	C_c : 65.802	t
C_s: Resultante de compresiones en el acero.	C_s : 13.739	t
T: Resultante de tracciones en el acero.	**T** : 15.809	t
e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cc,x}$: 92.44	mm
	$e_{cc,y}$: 65.04	mm
e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cs,x}$: 100.17	mm
	$e_{cs,y}$: 78.88	mm
e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{T,x}$: -98.90	mm
	$e_{T,y}$: -69.15	mm
ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	ε_{cmax} : 0.0030	
ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.	ε_{smax} : 0.0022	
σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	σ_{cmax} : 178.50	kp/cm²
σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.	σ_{smax} : 4200.00	kp/cm²

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm²)	ε
1	#5	-117.54	117.54	-87.64	-0.000043
2	#4	0.00	119.13	+121.63	+0.000060
3	#5	117.54	117.54	+326.96	+0.000160
4	#4	119.13	0.00	+183.62	+0.000090
5	#5	117.54	-117.54	+34.66	+0.000017

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C4

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm²)	ε
6	#4	0.00	-119.13	-174.61	-0.000086
7	#5	-117.54	-117.54	-379.94	-0.000186
8	#4	-119.13	0.00	-236.60	-0.000116

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	8.032	103.58	74.47
Cs	1.102	101.44	78.33
T	1.446	-99.89	-65.23

$P_u = C_c + C_s - T$ — P_u : 7.687 t

$M_{c,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$ — $M_{c,x}$: 0.779 t·m

$M_{c,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$ — $M_{c,y}$: 1.088 t·m

Donde:

- C_c: Resultante de compresiones en el hormigón. — C_c : 8.032 t
- C_s: Resultante de compresiones en el acero. — C_s : 1.102 t
- T: Resultante de tracciones en el acero. — T : 1.446 t
- e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y. — $e_{cc,x}$: 103.58 mm; $e_{cc,y}$: 74.47 mm
- e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. — $e_{cs,x}$: 101.44 mm; $e_{cs,y}$: 78.33 mm
- e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. — $e_{T,x}$: -99.89 mm; $e_{T,y}$: -65.23 mm
- ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón. — ε_{cmax} : 0.0002
- ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada. — ε_{smax} : 0.0002
- σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón. — σ_{cmax} : 41.07 kp/cm²
- σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada. — σ_{smax} : 379.94 kp/cm²

Criterios de diseño por sismo (NSR-10, Capítulo C.21)

La dimensión menor de la sección transversal medida en una línea recta que pasa a través del centroide geométrico, no debe ser menor de 250 mm (Artículo C.21.3.5.1).

$b_1 \geq 250$ mm — **350 mm ≥ 250 mm** ✓

El área del refuerzo longitudinal A_{st}, no debe ser menor que $A_{st,min}$ (Artículo C.21.3.5.2).

$A_{st} \geq A_{st,min}$ — **1298.40 mm² ≥ 1225.00 mm²** ✓

Donde:

$A_{st,min} = 0,01 \cdot A_g$ — $A_{st,min}$: 1225.00 mm²

Siendo:

A_g: Área bruta de la sección de concreto. — A_g : 122500.00 mm²

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C4

El área del refuerzo longitudinal A_{st}, no debe ser mayor que $A_{st,max}$ (Artículo C.21.3.5.2).

$A_{st} \le A_{st,max}$ **1298.40 mm² ≤ 4900.00 mm²** ✓

Donde:

$A_{st,max} = 0,04 \cdot A_g$ $A_{st,max}$: *4900.00* mm²

Siendo:

A_g: Área bruta de la sección de concreto. A_g : *122500.00* mm²

El espaciamiento de los ganchos suplementarios o ramas con estribos de confinamiento rectilineos h_x, no debe exceder 350 mm centro a centro en la dirección perpendicular al eje longitudinal del elemento (Artículo C.21.3.5.8).

$h_x \le 350$ mm **130 mm ≤ 350 mm** ✓

Fuera de la longitud l_o, deben colocarse estribos de confinamiento, con la misma disposición, diámetro y resistencia a la fluencia, con un espaciamiento centro a centro que no debe ser mayor de dos veces el espaciamiento utilizado en la longitud l_o (Artículo C.21.3.5.11).

$s \le 2 \cdot s_{max}$ **100 mm ≤ 203 mm** ✓

Donde:

s_{max}: Valor mínimo de s_1, s_2, s_3, y s_4. s_{max} : *102* mm

$s_1 = 8 \cdot \phi_{min}$ s_1 : *102* mm

$s_2 = 16 \cdot \phi_t$ s_2 : *152* mm

$s_3 = \frac{c_1}{3}$ s_3 : *117* mm

$s_4 = 150$ mm s_4 : *150* mm

Siendo:

$Ø_{min}$: Diámetro de las armaduras longitudinales más pequeñas. $Ø_{min}$: *12.7* mm

$Ø_t$: Diámetro de la barra del estribo. $Ø_t$: *9.5* mm

c_1: Menor dimensión de la sección transversal de la columna. c_1 : *350* mm

Resistencia mínima a flexión de columnas. (NSR-10, Título C)

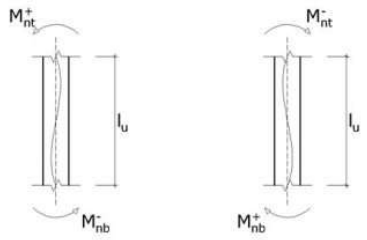
En esta zona no son aplicables las comprobaciones de diseño por capacidad. ✓

Cortante de diseño para columnas. (NSR-10, Título C)

El $\phi \cdot V_n$ de columnas que resisten efectos sísmicos, E, no debe ser menor que el menor de (a) y (b) (Artículo 21.3.3.2):
(a) La suma del cortante debido a flexión en curvatura inversa asociado con el desarrollo de los momentos nominales de la columna en cada extremo restringido de la longitud libre. La resistencia a flexión de la columna debe calcularse para la fuerza axial mayorada, consistente con la dirección de las fuerzas laterales consideradas, que resulte en el mayor valor de la resistencia a flexión.

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C4



Se debe satisfacer:

$\phi \cdot V_n \geq V_e$

Donde:

ϕ: Factor de reducción de resistencia. ϕ : *0.75*

$\mathbf{V_n}$: Resistencia nominal a cortante.

$\mathbf{V_e}$: Fuerza cortante de diseño, obtenida como el máximo entre V_{e1}, V_{e2}.

$$V_{e1} = \frac{M_{nt}^- + M_{nb}^+}{l_u}$$

$$V_{e2} = \frac{M_{nt}^+ + M_{nb}^-}{l_u}$$

Siendo:

$\mathbf{l_u}$: Longitud sin soporte lateral de un elemento en compresión.

$\mathbf{M_n}$: Momentos nominales del elemento en cada extremo.

	l_u (m)	M_{nb}^+ (t·m)	M_{nb}^- (t·m)	M_{nt}^+ (t·m)	M_{nt}^- (t·m)	V_{e1} (t)	V_{e2} (t)	V_e (t)	$\phi \cdot V_n$ (t)	
Cortante en el eje X	2.85	7.66	7.66	7.55	7.55	5.34	5.34	5.34	26.55	✓ *
Cortante en el eje Y	2.85	7.66	7.66	7.55	7.55	5.34	5.34	5.34	30.34	✓

(*): pésimo

(b) El cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga de diseño que incluyan E, con E incrementado por medio de Ω_0.

$\phi \cdot V_n \geq V_E \quad ; \quad V_E = \Omega_0 \cdot V_u$

Donde:

ϕ: Factor de reducción de resistencia. ϕ : *0.75*

Ω_0: Factor de sobrerresistencia. Ω_0 : *3*

$\mathbf{V_n}$: Resistencia nominal a cortante.

$\mathbf{V_E}$: El cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga de diseño que incluyan E, con E incrementado por medio de Ω_0.

	V_E (t)	$\phi \cdot V_n$ (t)	
Cortante en el eje X	2.22	26.55	✓ *
Cortante en el eje Y	0.77	29.95	✓

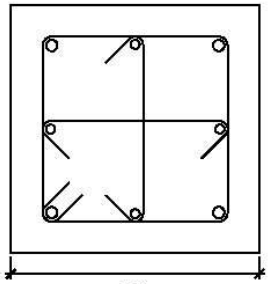
(*): pésimo

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C4

2. CUBIERTA (-0.5 - 0.925 M)

Datos del pilar



Geometría			
Dimensiones	: 35x35 cm		
Tramo	: -0.500/2.700 m		
Altura libre	: 2.85 m		
Recubrimiento geométrico	: 4.0 cm		
Tamaño máximo de árido	: 15 mm		
Materiales		Longitud de pandeo	
Hormigón	: f'c=210	Plano ZX	: 2.85 m
Acero	: Grade 60	Plano ZY	: 2.85 m
Armadura longitudinal		Armadura transversal	
Esquina	: 4#5	Estribos	: 1e#3+X1r#3+Y1r#3
Cara X	: 2#4	Separación	: 6 - 10 cm
Cara Y	: 2#4		
Cuantía	: 1.06 %		

Disposiciones relativas a las armaduras (NSR-10, Título C, Artículos 7.6 y 7.10)

Armadura longitudinal

En elementos a compresión reforzados con espirales o estribos, la distancia libre entre barras longitudinales no debe ser menor de $s_{l,min}$ (Artículo 7.6.3):

$s_l \geq s_{l,min}$ **103 mm ≥ 40 mm** ✓

Donde:

$s_{l,min}$: Valor máximo de s_1, s_2, s_3. $s_{l,min}$: 40 mm

$s_1 = 1.5 \cdot d_b$ s_1 : 24 mm

$s_2 = 40$ mm s_2 : 40 mm

$s_3 = 1.33 \cdot d_{ag}$ s_3 : 20 mm

Siendo:

d_b: Diámetro de la barra más gruesa. d_b : 15.9 mm

d_{ag}: Tamaño máximo nominal del agregado grueso. d_{ag} : 15 mm

Estribos

En elementos a compresión reforzados con espirales o estribos, la distancia libre entre refuerzos transversales no debe ser menor de $s_{t,min}$ (Artículo 7.6.3):

$s_t \geq s_{t,min}$ **60 mm ≥ 40 mm** ✓

Donde:

$s_{t,min}$: Valor máximo de s_1, s_2, s_3. $s_{t,min}$: 40 mm

$s_1 = 1.5 \cdot d_{b,t}$ s_1 : 14 mm

$s_2 = 40$ mm s_2 : 40 mm

$s_3 = 1.33 \cdot d_{ag}$ s_3 : 20 mm

Siendo:

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C4

$d_{b,t}$: Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal. $d_{b,t}$: 9.5 mm

d_{ag}: Tamaño máximo nominal del agregado grueso. d_{ag} : 15 mm

El espaciamiento vertical de los estribos no debe exceder $s_{t,max}$ (Artículo 7.10.5.2):

$s_t \leq s_{t,max}$ **60 mm ≤ 203 mm** ✓

Donde:

$s_{t,max}$: Valor mínimo de s_1, s_2, s_3. $s_{t,max}$: 203 mm

$s_1 = 16 \cdot d_b$ s_1 : 203 mm

$s_2 = 48 \cdot d_{b,t}$ s_2 : 457 mm

$s_3 = b_{min}$ s_3 : 350 mm

Siendo:

d_b: Diámetro de la barra comprimida más delgada. d_b : 12.7 mm

$d_{b,t}$: Diámetro de la barra más delgada de la armadura transversal. $d_{b,t}$: 9.5 mm

b_{min}: Menor dimensión del elemento sometido a compresión. b_{min} : 350 mm

Todas las barras no preesforzadas deben estar confinadas por medio de estribos transversales de por lo menos diámetro No. 3 (3/8") ó 10M (10 mm), para barras longitudinales No. 10 (1-1/4") ó 32M (32 mm) o menores; y diámetro No. 4 (1/2") ó 12M (12 mm) como mínimo, para barras longitudinales No. 11 (1-3/8") ó 36M (36 mm), No. 14 (1-3/4") ó 45M (45 mm) y No. 18 (2-1/4") ó 55M (55 mm) y paquetes de barras (Artículo 7.10.5.1):

$d_b \leq$ 1-1/4" ó 32 mm $\rightarrow$ $d_{b,t} \geq$ 3/8" ó 10 mm **#3 ≥ 3/8" ó 10 mm** ✓

Donde:

d_b: Diámetro de la barra comprimida más gruesa. d_b : #5

$d_{b,t}$: Diámetro de la barra más delgada de la armadura transversal. $d_{b,t}$: #3

Armadura mínima y máxima (NSR-10, Título C, Artículo 10.9.1)

El área de refuerzo longitudinal, A_{st}, para elementos no compuestos a compresión no debe ser menor que $0.01 \cdot A_g$ ni mayor que $0.04 \cdot A_g$ (Artículo 10.9.1):

$A_{st} \geq 0.01 \cdot A_g$ **12.98 cm² ≥ 12.25 cm²** ✓

$A_{st} \leq 0.04 \cdot A_g$ **12.98 cm² ≤ 49.00 cm²** ✓

Donde:

A_g: Área total de la sección de hormigón. A_g : 1225.00 cm²

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C4

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (NSR-10, Título C, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \sqrt{\left(\frac{V_{u,x}}{\phi \cdot V_{n,x}}\right)^2 + \left(\frac{V_{u,y}}{\phi \cdot V_{n,y}}\right)^2} \leq 1$$

η : *0.097* ✓

Donde:

$\mathbf{V_u}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$\mathbf{V_{u,x}}$: *0.992* t

$\mathbf{V_{u,y}}$: *0.002* t

$\mathbf{\phi \cdot V_n}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma. $\mathbf{\phi \cdot V_n}$: *10.238* t

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.15 m', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección X:

Resistencia nominal a cortante en piezas que no requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$\mathbf{V_n} = V_c$ $\mathbf{V_n}$: *13.650* t

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

Cuando M_m es negativo, V_c debe calcularse por medio de la ecuación:

$$\mathbf{V_c} = 0.29 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g}}$$

$\mathbf{V_c}$: *13.650* t

([MPa] N_u/A_g y f'_c)

Donde:

$\mathbf{f'_c}$: Resistencia especifica a compresión del hormigón. $\mathbf{f'_c}$: *210.00* kp/cm²

$\sqrt{f'_c} \neq 8.3$ MPa

Siendo:

$\mathbf{b_w}$: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. $\mathbf{b_w}$: *350* mm

$\mathbf{d}$: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. $\mathbf{d}$: *254* mm

$$\mathbf{M_m} = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$

$\mathbf{M_m}$: *-1.718* t·m

Donde:

$\mathbf{M_u}$: Momento mayorado en la sección. $\mathbf{M_u}$: *0.165* t·m

$\mathbf{N_u}$: Carga axial mayorada normal a la sección transversal. $\mathbf{N_u}$: *13.146* t

$\mathbf{h}$: Altura de un elemento. $\mathbf{h}$: *350.00* mm

$\mathbf{A_g}$: Área total de la sección de hormigón. $\mathbf{A_g}$: *1225.00* cm²

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que no requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C4

$\mathbf{V_n} = V_c$ — $\mathbf{V_n}$: 13.650 t

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

Cuando M_m es negativo, V_c debe calcularse por medio de la ecuación:

$$\mathbf{V_c} = 0.29 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g}}$$

$\mathbf{V_c}$: 13.650 t

([MPa] N_u/A_g y f'_c)

Donde:

$\mathbf{f'_c}$: Resistencia especifica a compresión del hormigón. — $\mathbf{f'_c}$: 210.00 kp/cm²

$\sqrt{f'_c} \neq 8.3$ MPa

Siendo:

$\mathbf{b_w}$: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. — $\mathbf{b_w}$: 350 mm

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. — **d** : 254 mm

$$\mathbf{M_m} = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$

$\mathbf{M_m}$: -1.882 t·m

Donde:

$\mathbf{M_u}$: Momento mayorado en la sección. — $\mathbf{M_u}$: -0.001 t·m

$\mathbf{N_u}$: Carga axial mayorada normal a la sección transversal. — $\mathbf{N_u}$: 13.146 t

h: Altura de un elemento. — **h** : 350.00 mm

$\mathbf{A_g}$: Área total de la sección de hormigón. — $\mathbf{A_g}$: 1225.00 cm²

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas) (NSR-10, Título C, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \sqrt{\left(\frac{V_{u,x}}{\phi \cdot V_{n,x}}\right)^2 + \left(\frac{V_{u,y}}{\phi \cdot V_{n,y}}\right)^2} \leq 1$$

η : **0.456** ✓

Donde:

$\mathbf{V_u}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo. — $\mathbf{V_{u,x}}$: 0.783 t; $\mathbf{V_{u,y}}$: 2.473 t

$\phi\mathbf{V_n}$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma. — $\phi\mathbf{V_{n,x}}$: 5.952 t; $\phi\mathbf{V_{n,y}}$: 5.659 t

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "0.9·PP+0.9·CM+0.3·SX+SY".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección X:

Resistencia nominal a cortante en piezas que no requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C4

$\mathbf{V_n} = V_c$ — $\mathbf{V_n}$: 7.936 t

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

$$\mathbf{V_c} = \left(0.16 \cdot \sqrt{f'_c} + 17 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_m}\right) \cdot b_w \cdot d$$ — $\mathbf{V_c}$: 7.936 t

([MPa] f'_c)

Al calcular V_c por medio de la ecuación (11-5), $V_u d/M_u$ no debe tomarse mayor que 1.0, y M_u ocurre simultáneamente con V_u en la sección considerada.

Sin embargo, V_c no debe tomarse mayor que:

$$\mathbf{V_c} = 0.29 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g}}$$ — $\mathbf{V_c}$: 12.604 t

([MPa] N_u/A_g y f'_c)

Donde:

$\mathbf{f'_c}$: Resistencia especifica a compresión del hormigón. — $\mathbf{f'_c}$: 210.00 kp/cm²

$\sqrt{f'_c} \geq 8.3$ MPa

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$ — ρ_w : 0.009

Siendo:

$\mathbf{A_s}$: Área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción. — $\mathbf{A_s}$: 7.76 cm²

$\mathbf{b_w}$: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. — $\mathbf{b_w}$: 350 mm

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. — **d** : 254 mm

$$\mathbf{M_m} = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$ — $\mathbf{M_m}$: 0.063 t·m

Donde:

$\mathbf{M_u}$: Momento mayorado en la sección. — $\mathbf{M_u}$: -0.760 t·m

$\mathbf{N_u}$: Carga axial mayorada normal a la sección transversal. — $\mathbf{N_u}$: 4.863 t

h: Altura de un elemento. — **h** : 350.00 mm

$\mathbf{A_g}$: Área total de la sección de hormigón. — $\mathbf{A_g}$: 1225.00 cm²

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que no requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$\mathbf{V_n} = V_c$ — $\mathbf{V_n}$: 7.545 t

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a compresión axial (Artículo 11.2.2.2):

$$\mathbf{V_c} = \left(0.16 \cdot \sqrt{f'_c} + 17 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_m}\right) \cdot b_w \cdot d$$ — $\mathbf{V_c}$: 7.545 t

([MPa] f'_c)

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C4

Al calcular V_c por medio de la ecuación (11-5), $V_u d/M_u$ no debe tomarse mayor que 1.0, y M_u ocurre simultáneamente con V_u en la sección considerada.

Sin embargo, V_c no debe tomarse mayor que:

$$\mathbf{V_c} = 0.29 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g}}$$

$\mathbf{V_c}$: *12.604* t

([MPa] N_u/A_g y f'_c)

Donde:

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. $\mathbf{f'_c}$: *210.00* kp/cm²

$\sqrt{f'_c} \geq 8.3$ MPa

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$

ρ_w : *0.009*

Siendo:

A_s: Área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción. $\mathbf{A_s}$: *7.76* cm²

b_w: Ancho del alma, o diámetro de la sección circular. $\mathbf{b_w}$: *350* mm

d: Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción. **d** : *254* mm

$$\mathbf{M_m} = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$

$\mathbf{M_m}$: *0.887* t·m

Donde:

M_u: Momento mayorado en la sección. $\mathbf{M_u}$: *-1.584* t·m

N_u: Carga axial mayorada normal a la sección transversal. $\mathbf{N_u}$: *4.863* t

h: Altura de un elemento. **h** : *350.00* mm

A_g: Área total de la sección de hormigón. $\mathbf{A_g}$: *1225.00* cm²

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas)
(NSR-10, Título C, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa".

Se debe satisfacer:

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}{(\phi \cdot P_n)^2 + (\phi \cdot M_{n,x})^2 + (\phi \cdot M_{n,y})^2}} \leq 1$$

η : ***0.154*** ✓

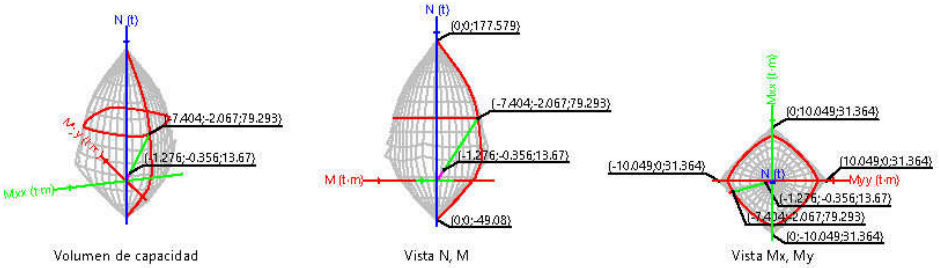
$$\eta_2 = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{c,x}^2 + M_{c,y}^2}{(\phi \cdot P_n)^2 + (\phi \cdot M_{n,x})^2 + (\phi \cdot M_{n,y})^2}} \leq 1$$

η : ***0.172*** ✓

$P_u \leq \phi \cdot P_{n,max}$ **13.670 t ≤ 132.053 t** ✓

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C4



Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

P_u,M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u: Esfuerzo normal de cálculo. — P_u : 13.670 t

M_u: Momento de cálculo de primer orden. — $M_{u,x}$: -0.004 t·m

$M_{u,y}$: -1.249 t·m

$\phi \cdot P_n$,$\phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento. — $\phi \cdot P_n$: 88.612 t

$\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento. — $\phi \cdot M_{n,x}$: -0.027 t·m

$\phi \cdot M_{n,y}$: -8.094 t·m

Comprobación del estado limite de inestabilidad (η_2)

P_u,M_c esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos obtenidos a partir de los de primer orden incrementados para tener en cuenta los efectos de segundo orden a causa de la esbeltez.

P_u: Axil solicitante de cálculo pésimo. — P_u : 13.670 t

M_c: Momento flector solicitante de cálculo pésimo. — $M_{c,x}$: -0.356 t·m

$M_{c,y}$: -1.276 t·m

$\phi \cdot P_n$,$\phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot P_n$: Axil de agotamiento. — $\phi \cdot P_n$: 79.293 t

$\phi \cdot M_n$: Momentos de agotamiento. — $\phi \cdot M_{n,x}$: -2.067 t·m

$\phi \cdot M_{n,y}$: -7.404 t·m

En el eje x:

No se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen (Artículo 10.10.1):

$$\frac{k \cdot l_u}{r} > 22$$

28.2 > **22.0**

Donde:

kl_u: Longitud efectiva. — kl_u : 2.850 m

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C4

r: Radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión. **r** : 10.10 cm

Los elementos a compresión deben diseñarse para la fuerza axial mayorada P_u y para el momento magnificado por los efectos de curvatura del elemento, M_c (Artículo 10.10.6):

$\mathbf{P_u} = P_u$ **P_u** : 13.670 t

$\mathbf{M_c} = \delta_{ns} \cdot M_2$ **M_c** : -0.356 t·m

Donde:

$\mathbf{M_2} = M_u \geq M_{2,min}$ **M_2** : -0.349 t·m

Siendo:

$\mathbf{M_{2,min}} = P_u \cdot (0.015 + 0.03 \cdot h)$ **$M_{2,min}$** : 0.349 t·m

h: Altura de un elemento. **h** : 350.00 mm

$$\delta_{ns} = \frac{1}{1 - \frac{P_u}{0.75 \cdot P_c}} \geq 1$$ δ_{ns} : 1.022

Siendo:

$$\mathbf{P_c} = \frac{\pi^2 \cdot 0.25 \cdot E_c \cdot I_g}{(k \cdot l_u)^2}$$ **P_c** : 834.544 t

Donde:

E_c: Módulo de elasticidad del concreto. **E_c** : 219689.00 kp/cm²

I_g: Momento de inercia de la sección bruta del elemento con respecto al eje que pasa por el centroide, sin tener en cuenta el refuerzo. **I_g** : 125052.08 cm4

kl_u: Longitud efectiva. **kl_u** : 2.850 m

En el eje y:

No se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen (Artículo 10.10.1):

$$\frac{k \cdot l_u}{r} > 22$$ **28.2** > **22.0**

Donde:

kl_u: Longitud efectiva. **kl_u** : 2.850 m

r: Radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión. **r** : 10.10 cm

Los elementos a compresión deben diseñarse para la fuerza axial mayorada P_u y para el momento magnificado por los efectos de curvatura del elemento, M_c (Artículo 10.10.6):

$\mathbf{P_u} = P_u$ **P_u** : 13.670 t

$\mathbf{M_c} = \delta_{ns} \cdot M_2$ **M_c** : -1.276 t·m

Donde:

$\mathbf{M_2} = M_u \geq M_{2,min}$ **M_2** : -1.249 t·m

Siendo:

$\mathbf{M_{2,min}} = P_u \cdot (0.015 + 0.03 \cdot h)$ **$M_{2,min}$** : 0.349 t·m

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C4

h: Altura de un elemento. **h** : 350.00 mm

$$\delta_{ns} = \frac{1}{1 - \frac{P_u}{0.75 \cdot P_c}} \geq 1$$ δ_{ns} : 1.022

Siendo:

$$P_c = \frac{\pi^2 \cdot 0.25 \cdot E_c \cdot I_g}{(k \cdot l_u)^2}$$ P_c : 834.544 t

Donde:

E_c: Módulo de elasticidad del concreto. E_c : 219689.00 kp/cm²

I_g: Momento de inercia de la sección bruta del elemento con respecto al eje que pasa por el centroide, sin tener en cuenta el refuerzo. I_g : 125052.08 cm4

kl_u: Longitud efectiva. kl_u : 2.850 m

Comprobación de resistencia axial de diseño

La fuerza axial mayorada P_u de elementos en compresión no debe tomarse mayor que $\phi \cdot P_{n,max}$ (Artículo 10.3.6).

$$\phi \cdot P_{n,max} = 0.75 \cdot \phi \cdot \left[0.85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}\right]$$ $\phi \cdot P_{n,max}$: 132.053 t

Siendo:

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. f'_c : 210.00 kp/cm²

f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. f_y : 4200.00 kp/cm²

A_g: Área total de la sección de hormigón. A_g : 1225.00 cm²

A_{st}: Área total de refuerzo longitudinal no preesforzado. A_{st} : 12.98 cm²

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 10.2):

(a) El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.

(b) Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.

(c) La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.

(d) El esfuerzo en el refuerzo cuando sea menor que f_y debe tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias mayores que las correspondientes a f_y, el esfuerzo se considera independiente de la deformación unitaria e igual a f_y.

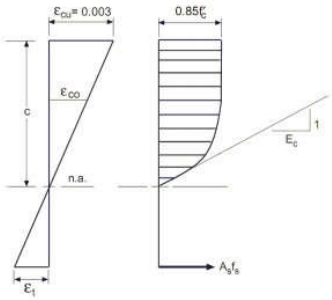
(e) La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.

(f) La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que dé origen a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos.

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C4

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.

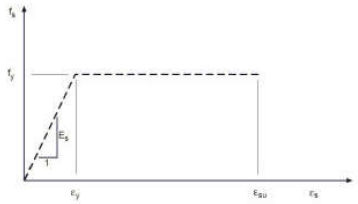


f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. f'_c : 210.00 kp/cm²

ε_{cu}: Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión. ε_{cu} : 0.0030

ε_{co}: Deformación unitaria bajo carga máxima. ε_{co} : 0.0020

Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.

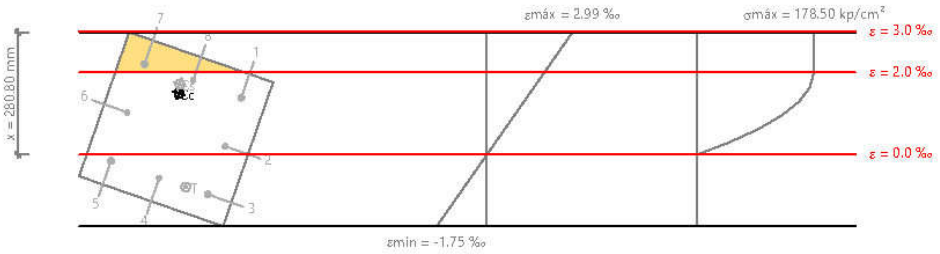


f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. f_y : 4200.00 kp/cm²

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C4

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm²)	ε
1	#5	-117.54	117.54	+2828.27	+0.001387
2	#4	0.00	119.13	+410.48	+0.000201
3	#5	117.54	117.54	-1984.69	-0.000973
4	#4	119.13	0.00	-1180.82	-0.000579
5	#5	117.54	-117.54	-311.85	-0.000153
6	#4	0.00	-119.13	+2105.94	+0.001033
7	#5	-117.54	-117.54	+4200.00	+0.002208
8	#4	-119.13	0.00	+3697.24	+0.001813

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	106.249	-79.87	-20.86
Cs	21.782	-100.68	-26.40
T	6.041	117.93	64.41

$P_n = C_c + C_s - T$ — P_n : *121.990* t

$M_{n,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$ — $M_{n,x}$: *-3.180* t·m

$M_{n,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$ — $M_{n,y}$: *-11.391* t·m

Donde:

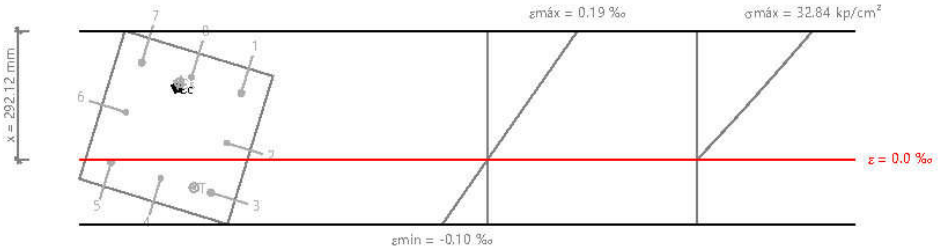
- C_c: Resultante de compresiones en el hormigón. — C_c : *106.249* t
- C_s: Resultante de compresiones en el acero. — C_s : *21.782* t
- **T**: Resultante de tracciones en el acero. — **T** : *6.041* t
- e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y. — $e_{cc,x}$: *-79.87* mm; $e_{cc,y}$: *-20.86* mm
- e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. — $e_{cs,x}$: *-100.68* mm; $e_{cs,y}$: *-26.40* mm

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C4

e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{T,x}$:	117.93	mm
	$e_{T,y}$:	64.41	mm
ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	ε_{cmax} :	0.0030	
ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.	ε_{smax} :	0.0010	
σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	σ_{cmax} :	178.50	kp/cm²
σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.	σ_{smax} :	1984.69	kp/cm²

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm²)	ε
1	#5	-117.54	117.54	+204.38	+0.000100
2	#4	0.00	119.13	+52.12	+0.000026
3	#5	117.54	117.54	-98.89	-0.000048
4	#4	119.13	0.00	-54.48	-0.000027
5	#5	117.54	-117.54	-5.96	-0.000003
6	#4	0.00	-119.13	+146.30	+0.000072
7	#5	-117.54	-117.54	+297.30	+0.000146
8	#4	-119.13	0.00	+252.89	+0.000124

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	12.382	-87.95	-24.14
Cs	1.565	-98.98	-22.90
T	0.277	117.94	78.17

$P_u = C_c + C_s - T$ — P_u : 13.670 t

$M_{c,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$ — $M_{c,x}$: -0.356 t·m

$M_{c,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$ — $M_{c,y}$: -1.276 t·m

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón. — C_c : 12.382 t

C_s: Resultante de compresiones en el acero. — C_s : 1.565 t

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C4

T: Resultante de tracciones en el acero.	**T** :	0.277	t
e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cc,x}$:	-87.95	mm
	$e_{cc,y}$:	-24.14	mm
e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cs,x}$:	-98.98	mm
	$e_{cs,y}$:	-22.90	mm
e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{T,x}$:	117.94	mm
	$e_{T,y}$:	78.17	mm
ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	ε_{cmax} :	0.0002	
ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.	ε_{smax} :	0.0000	
σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	σ_{cmax} :	32.84	kp/cm²
σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.	σ_{smax} :	98.89	kp/cm²

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones sísmicas) (NSR-10, Título C, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa+0.3·SX+SY".

Se debe satisfacer:

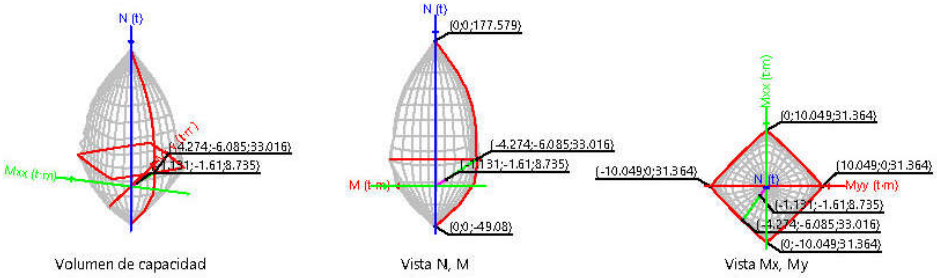
$$\eta_1 = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}{(\phi \cdot P_n)^2 + (\phi \cdot M_{n,x})^2 + (\phi \cdot M_{n,y})^2}} \leq 1$$

η : **0.261** ✓

$$\eta_2 = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{c,x}^2 + M_{c,y}^2}{(\phi \cdot P_n)^2 + (\phi \cdot M_{n,x})^2 + (\phi \cdot M_{n,y})^2}} \leq 1$$

η : **0.265** ✓

$P_u \leq \phi \cdot P_{n,max}$ **8.735 t ≤ 132.053 t** ✓



Volumen de capacidad | Vista N, M | Vista Mx, My

Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

P_u,M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u: Esfuerzo normal de cálculo. P_u : 8.735 t

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C4

$\mathbf{M_u}$: Momento de cálculo de primer orden.

$\mathbf{M_{u,x}}$: -1.587 t·m
$\mathbf{M_{u,y}}$: -1.115 t·m

$\phi \cdot P_n, \phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot \mathbf{P_n}$: Axil de agotamiento. $\phi \cdot \mathbf{P_n}$: 33.475 t

$\phi \cdot \mathbf{M_n}$: Momentos de agotamiento.

$\phi \cdot \mathbf{M_{n,x}}$: -6.084 t·m
$\phi \cdot \mathbf{M_{n,y}}$: -4.273 t·m

Comprobación del estado limite de inestabilidad (η_2)

P_u, M_c esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos obtenidos a partir de los de primer orden incrementados para tener en cuenta los efectos de segundo orden a causa de la esbeltez.

$\mathbf{P_u}$: Axil solicitante de cálculo pésimo. $\mathbf{P_u}$: 8.735 t

$\mathbf{M_c}$: Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

$\mathbf{M_{c,x}}$: -1.610 t·m
$\mathbf{M_{c,y}}$: -1.131 t·m

$\phi \cdot P_n, \phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi \cdot \mathbf{P_n}$: Axil de agotamiento. $\phi \cdot \mathbf{P_n}$: 33.016 t

$\phi \cdot \mathbf{M_n}$: Momentos de agotamiento.

$\phi \cdot \mathbf{M_{n,x}}$: -6.085 t·m
$\phi \cdot \mathbf{M_{n,y}}$: -4.274 t·m

En el eje x:

No se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen (Artículo 10.10.1):

$$\frac{k \cdot l_u}{r} > 22 \qquad \mathbf{28.2} > \mathbf{22.0}$$

Donde:

$\mathbf{kl_u}$: Longitud efectiva. $\mathbf{kl_u}$: 2.850 m

$\mathbf{r}$: Radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión. $\mathbf{r}$: 10.10 cm

Los elementos a compresión deben diseñarse para la fuerza axial mayorada P_u y para el momento magnificado por los efectos de curvatura del elemento, M_c (Artículo 10.10.6):

$\mathbf{P_u} = P_u$ $\mathbf{P_u}$: 8.735 t

$\mathbf{M_c} = \delta_{ns} \cdot M_2$ $\mathbf{M_c}$: -1.610 t·m

Donde:

$\mathbf{M_2} = M_u \geq M_{2,min}$ $\mathbf{M_2}$: -1.587 t·m

Siendo:

$\mathbf{M_{2,min}} = P_u \cdot (0.015 + 0.03 \cdot h)$ $\mathbf{M_{2,min}}$: 0.223 t·m

$\mathbf{h}$: Altura de un elemento. $\mathbf{h}$: 350.00 mm

$$\delta_{ns} = \frac{1}{1 - \frac{P_u}{0.75 \cdot P_c}} \geq 1$$ δ_{ns} : 1.014

Siendo:

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C4

$$P_c = \frac{\pi^2 \cdot 0.25 \cdot E_c \cdot I_g}{(k \cdot l_u)^2}$$ P_c : 834.544 t

Donde:

E_c: Módulo de elasticidad del concreto. E_c : 219689.00 kp/cm²

I_g: Momento de inercia de la sección bruta del elemento con respecto al eje que pasa por el centroide, sin tener en cuenta el refuerzo. I_g : 125052.08 cm4

kl_u: Longitud efectiva. kl_u : 2.850 m

En el eje y:

No se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen (Artículo 10.10.1):

$$\frac{k \cdot l_u}{r} > 22$$ **28.2** > **22.0**

Donde:

kl_u: Longitud efectiva. kl_u : 2.850 m

r: Radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión. r : 10.10 cm

Los elementos a compresión deben diseñarse para la fuerza axial mayorada P_u y para el momento magnificado por los efectos de curvatura del elemento, M_c (Artículo 10.10.6):

$P_u = P_u$ P_u : 8.735 t

$M_c = \delta_{ns} \cdot M_2$ M_c : -1.131 t·m

Donde:

$M_2 = M_u \geq M_{2,min}$ M_2 : -1.115 t·m

Siendo:

$M_{2,min} = P_u \cdot (0.015 + 0.03 \cdot h)$ $M_{2,min}$: 0.223 t·m

h: Altura de un elemento. h : 350.00 mm

$$\delta_{ns} = \frac{1}{1 - \frac{P_u}{0.75 \cdot P_c}} \geq 1$$ δ_{ns} : 1.014

Siendo:

$$P_c = \frac{\pi^2 \cdot 0.25 \cdot E_c \cdot I_g}{(k \cdot l_u)^2}$$ P_c : 834.544 t

Donde:

E_c: Módulo de elasticidad del concreto. E_c : 219689.00 kp/cm²

I_g: Momento de inercia de la sección bruta del elemento con respecto al eje que pasa por el centroide, sin tener en cuenta el refuerzo. I_g : 125052.08 cm4

kl_u: Longitud efectiva. kl_u : 2.850 m

Comprobación de resistencia axial de diseño

La fuerza axial mayorada P_u de elementos en compresión no debe tomarse mayor que $\phi \cdot P_{n,max}$ (Artículo 10.3.6).

$$\phi \cdot P_{n,max} = 0.75 \cdot \phi \cdot \left[0.85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}\right]$$ $\phi \cdot P_{n,max}$: 132.053 t

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C4

Siendo:

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón.	f'_c :	210.00	kp/cm²
f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.	f_y :	4200.00	kp/cm²
A_g: Área total de la sección de hormigón.	A_g :	1225.00	cm²
A_{st}: Área total de refuerzo longitudinal no preesforzado.	A_{st} :	12.98	cm²

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 10.2):

(a) El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.

(b) Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.

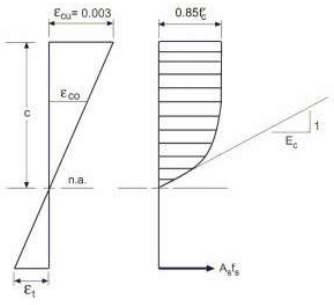
(c) La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.

(d) El esfuerzo en el refuerzo cuando sea menor que f_y debe tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias mayores que las correspondientes a f_y, el esfuerzo se considera independiente de la deformación unitaria e igual a f_y.

(e) La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.

(f) La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que dé origen a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos.

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. f'_c : 210.00 kp/cm²

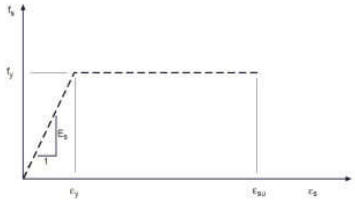
Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C4

ε_{cu}: Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión. ε_{cu} : 0.0030

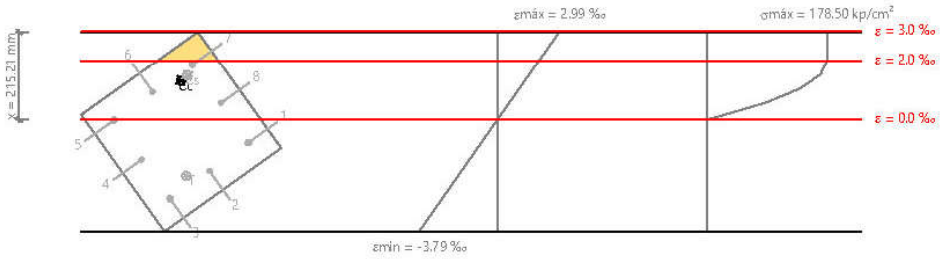
ε_{c0}: Deformación unitaria bajo carga máxima. ε_{c0} : 0.0020

Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. f_y : 4200.00 kp/cm²

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm²)	ε
1	#5	-117.54	117.54	-1589.91	-0.000780
2	#4	0.00	119.13	-3558.96	-0.001745
3	#5	117.54	117.54	-4200.00	-0.002675
4	#4	119.13	0.00	-2776.26	-0.001362
5	#5	117.54	-117.54	-45.41	-0.000022
6	#4	0.00	-119.13	+1923.64	+0.000943
7	#5	-117.54	-117.54	+3819.51	+0.001873
8	#4	-119.13	0.00	+1140.94	+0.000560

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	54.881	-72.05	-101.38

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C4

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cs	11.442	-92.70	-103.03
T	19.575	52.96	95.71

$P_n = C_c + C_s - T$ — P_n : 46.748 t

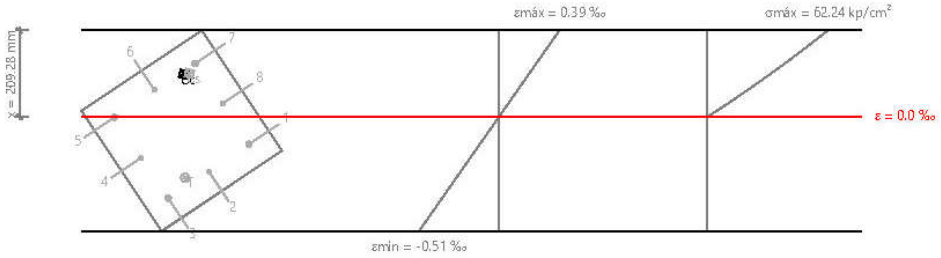
$M_{n,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$ — $M_{n,x}$: -8.616 t·m

$M_{n,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$ — $M_{n,y}$: -6.052 t·m

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.	C_c : 54.881	t
C_s: Resultante de compresiones en el acero.	C_s : 11.442	t
T: Resultante de tracciones en el acero.	**T** : 19.575	t
e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cc,x}$: -72.05	mm
	$e_{cc,y}$: -101.38	mm
e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cs,x}$: -92.70	mm
	$e_{cs,y}$: -103.03	mm
e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{T,x}$: 52.96	mm
	$e_{T,y}$: 95.71	mm
ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	ε_{cmax} : 0.0030	
ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.	ε_{smax} : 0.0027	
σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	σ_{cmax} : 178.50	kp/cm²
σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.	σ_{smax} : 4200.00	kp/cm²

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm²)	ε
1	#5	-117.54	117.54	-248.11	-0.000122
2	#4	0.00	119.13	-498.28	-0.000244
3	#5	117.54	117.54	-738.50	-0.000362
4	#4	119.13	0.00	-374.11	-0.000183
5	#5	117.54	-117.54	-3.08	-0.000002

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C4

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm²)	ε
6	#4	0.00	-119.13	+247.08	+0.000121
7	#5	-117.54	-117.54	+487.30	+0.000239
8	#4	-119.13	0.00	+122.91	+0.000060

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	10.365	-79.84	-111.45
Cs	1.433	-92.04	-105.12
T	3.064	55.89	99.22

$P_u = C_c + C_s - T$ — P_u : 8.735 t

$M_{c,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$ — $M_{c,x}$: -1.610 t·m

$M_{c,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$ — $M_{c,y}$: -1.131 t·m

Donde:

- C_c: Resultante de compresiones en el hormigón. — C_c : 10.365 t
- C_s: Resultante de compresiones en el acero. — C_s : 1.433 t
- T: Resultante de tracciones en el acero. — T : 3.064 t
- e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y. — $e_{cc,x}$: -79.84 mm; $e_{cc,y}$: -111.45 mm
- e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. — $e_{cs,x}$: -92.04 mm; $e_{cs,y}$: -105.12 mm
- e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. — $e_{T,x}$: 55.89 mm; $e_{T,y}$: 99.22 mm
- ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón. — ε_{cmax} : 0.0004
- ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada. — ε_{smax} : 0.0004
- σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón. — σ_{cmax} : 62.24 kp/cm²
- σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada. — σ_{smax} : 738.50 kp/cm²

Criterios de diseño por sismo (NSR-10, Capítulo C.21)

La dimensión menor de la sección transversal medida en una línea recta que pasa a través del centroide geométrico, no debe ser menor de 250 mm (Artículo C.21.3.5.1).

$b_1 \geq 250$ mm — **350 mm ≥ 250 mm** ✓

El área del refuerzo longitudinal A_{st}, no debe ser menor que $A_{st,min}$ (Artículo C.21.3.5.2).

$A_{st} \geq A_{st,min}$ — **1298.40 mm² ≥ 1225.00 mm²** ✓

Donde:

$A_{st,min} = 0,01 \cdot A_g$ — $A_{st,min}$: 1225.00 mm²

Siendo:

A_g: Área bruta de la sección de concreto. — A_g : 122500.00 mm²

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C4

El área del refuerzo longitudinal A_{st}, no debe ser mayor que $A_{st,max}$ (Artículo C.21.3.5.2).

$A_{st} \leq A_{st,max}$ **1298.40 mm² ≤ 4900.00 mm²** ✓

Donde:

$A_{st,max} = 0,04 \cdot A_g$ $\mathbf{A_{st,max}}$: 4900.00 mm²

Siendo:

$\mathbf{A_g}$: Área bruta de la sección de concreto. $\mathbf{A_g}$: 122500.00 mm²

El refuerzo transversal debe disponerse mediante estribos cerrados de confinamiento como mínimo de diámetro Nº 3 (3/8"), o 10M (10 mm) (Artículo C.21.3.5.8).

$d_b \geq 9,5$ mm **9.5 mm ≥ 9.5 mm** ✓

El espaciamiento de los ganchos suplementarios o ramas con estribos de confinamiento rectilineos h_x, no debe exceder 350 mm centro a centro en la dirección perpendicular al eje longitudinal del elemento (Artículo C.21.3.5.8).

$h_x \leq 350$ mm **130 mm ≤ 350 mm** ✓

El área total de la sección transversal del refuerzo de estribos cerrados de confinamiento rectangulares A_{sh}, no debe ser menor que $A_{sh,min}$ (Artículo C.21.3.5.7).

En el eje X:

$A_{sh} \geq A_{sh,min}$ **213.54 mm² ≥ 125.65 mm²** ✓

Donde:

$\mathbf{A_{sh,min}}$: Valor máximo entre A_1, y A_2. $\mathbf{A_{sh,min}}$: 125.65 mm²

$$A_1 = 0,2 \cdot \frac{s \cdot b_c \cdot f'_c}{f_{yt}} \cdot \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}}\right) - 1\right]$$ $\mathbf{A_1}$: 125.65 mm²

$$A_2 = 0,06 \cdot \frac{s \cdot b_c \cdot f'_c}{f_{yt}}$$ $\mathbf{A_2}$: 46.80 mm²

Siendo:

s: Espaciamiento medido de centro a centro de la armadura transversal. **s** : 60 mm

$\mathbf{b_c}$: Dimensión transversal del núcleo del elemento medida entre los bordes externos del refuerzo transversal. $\mathbf{b_c}$: 260 mm

$\mathbf{f'_c}$: Resistencia especificada a la compresión del concreto. $\mathbf{f'_c}$: 20.60 MPa

$\mathbf{f_{yt}}$: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal. $\mathbf{f_{yt}}$: 412.02 MPa

$\mathbf{A_g}$: Área bruta de la sección de concreto. $\mathbf{A_g}$: 122500.00 mm²

$\mathbf{A_{ch}}$: Área de la sección transversal de un elemento estructural, medida entre los bordes exteriores del refuerzo transversal. $\mathbf{A_{ch}}$: 67849.83 mm²

En el eje Y:

$A_{sh} \geq A_{sh,min}$ **213.54 mm² ≥ 125.65 mm²** ✓

Donde:

$\mathbf{A_{sh,min}}$: Valor máximo entre A_1, y A_2. $\mathbf{A_{sh,min}}$: 125.65 mm²

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C4

$$A_1 = 0,2 \cdot \frac{s \cdot b_c \cdot f'_c}{f_{yt}} \cdot \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right]$$ A_1 : 125.65 mm²

$$A_2 = 0,06 \cdot \frac{s \cdot b_c \cdot f'_c}{f_{yt}}$$ A_2 : 46.80 mm²

Siendo:

s: Espaciamiento medido de centro a centro de la armadura transversal.	s :	60 mm
b_c: Dimensión transversal del núcleo del elemento medida entre los bordes externos del refuerzo transversal.	b_c :	260 mm
f'_c: Resistencia especificada a la compresión del concreto.	f'_c :	20.60 MPa
f_{yt}: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal.	f_{yt} :	412.02 MPa
A_g: Área bruta de la sección de concreto.	A_g :	122500.00 mm²
A_{ch}: Área de la sección transversal de un elemento estructural, medida entre los bordes exteriores del refuerzo transversal.	A_{ch} :	67849.83 mm²

El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder de s_{max} (Artículo C.21.3.5.6).

$s_0 \leq s_{max}$ **60 mm ≤ 102 mm** ✓

Donde:

s_{max}: Valor mínimo de s_1, s_2, s_3, y s_4. s_{max} : 102 mm

$s_1 = 8 \cdot \phi_{min}$ s_1 : 102 mm

$s_2 = 16 \cdot \phi_t$ s_2 : 152 mm

$s_3 = \frac{c_1}{3}$ s_3 : 117 mm

$s_4 = 150$ mm s_4 : 150 mm

Siendo:

$Ø_{min}$: Diámetro de las armaduras longitudinales más pequeñas.	$Ø_{min}$:	12.7 mm
$Ø_t$: Diámetro de la barra del estribo.	$Ø_t$:	9.5 mm
c_1: Menor dimensión de la sección transversal de la columna.	c_1 :	350 mm

Resistencia mínima a flexión de columnas. (NSR-10, Título C)

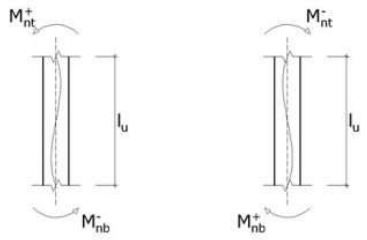
En esta zona no son aplicables las comprobaciones de diseño por capacidad. ✓

Cortante de diseño para columnas. (NSR-10, Título C)

El $\phi \cdot V_n$ de columnas que resisten efectos sísmicos, E, no debe ser menor que el menor de (a) y (b) (Artículo 21.3.3.2):
(a) La suma del cortante debido a flexión en curvatura inversa asociado con el desarrollo de los momentos nominales de la columna en cada extremo restringido de la longitud libre. La resistencia a flexión de la columna debe calcularse para la fuerza axial mayorada, consistente con la dirección de las fuerzas laterales consideradas, que resulte en el mayor valor de la resistencia a flexión.

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C4



Se debe satisfacer:

$\phi \cdot V_n \geq V_e$

Donde:

ϕ: Factor de reducción de resistencia. ϕ : *0.75*

$\mathbf{V_n}$: Resistencia nominal a cortante.

$\mathbf{V_e}$: Fuerza cortante de diseño, obtenida como el máximo entre V_{e1}, V_{e2}.

$$V_{e1} = \frac{M_{nt}^- + M_{nb}^+}{l_u}$$

$$V_{e2} = \frac{M_{nt}^+ + M_{nb}^-}{l_u}$$

Siendo:

$\mathbf{l_u}$: Longitud sin soporte lateral de un elemento en compresión.

$\mathbf{M_n}$: Momentos nominales del elemento en cada extremo.

	l_u (m)	M_{nb}^+ (t·m)	M_{nb}^- (t·m)	M_{nt}^+ (t·m)	M_{nt}^- (t·m)	V_{e1} (t)	V_{e2} (t)	V_e (t)	$\phi \cdot V_n$ (t)	
Cortante en el eje X	2.85	7.66	7.66	7.55	7.55	5.34	5.34	5.34	26.34	✓ *
Cortante en el eje Y	2.85	7.66	7.66	7.55	7.55	5.34	5.34	5.34	30.44	✓

(*): pésimo

(b) El cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga de diseño que incluyan E, con E incrementado por medio de Ω_0.

$\phi \cdot V_n \geq V_E \quad ; \quad V_E = \Omega_0 \cdot V_u$

Donde:

ϕ: Factor de reducción de resistencia. ϕ : *0.75*

Ω_0: Factor de sobrerresistencia. Ω_0 : *3*

$\mathbf{V_n}$: Resistencia nominal a cortante.

$\mathbf{V_E}$: El cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga de diseño que incluyan E, con E incrementado por medio de Ω_0.

	V_E (t)	$\phi \cdot V_n$ (t)	
Cortante en el eje X	2.22	26.34	✓ *
Cortante en el eje Y	0.77	30.03	✓

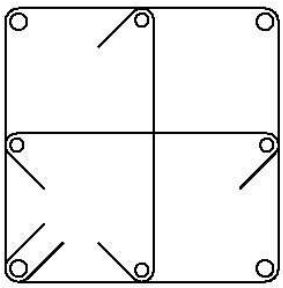
(*): pésimo

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C4

3. CIMENTACIÓN

Datos del pilar



Geometría			
Dimensiones	:	35x35 cm	
Tramo	:	-0.700/-0.500 m	
Altura libre	:	0.00 m	
Recubrimiento geométrico	:	4.0 cm	
Tamaño máximo de árido	:	15 mm	
Materiales			Longitud de pandeo
Hormigón	:	f'c=210	Plano ZX : 2.85 m
Acero	:	Grade 60	Plano ZY : 2.85 m
Armadura longitudinal			Armadura transversal
Esquina	:	4#5	Estribos : 1e#3+X1r#3+Y1r#3
Cara X	:	2#4	
Cara Y	:	2#4	
Cuantía	:	1.06 %	

Disposiciones relativas a las armaduras (NSR-10, Título C, Artículos 7.6 y 7.10)

La comprobación no procede

Armadura mínima y máxima (NSR-10, Título C, Artículo 10.9.1)

La comprobación no procede

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (NSR-10, Título C, Artículo 11)

La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas) (NSR-10, Título C, Artículo 11)

La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante.

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas) (NSR-10, Título C, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qa.

Se debe satisfacer:

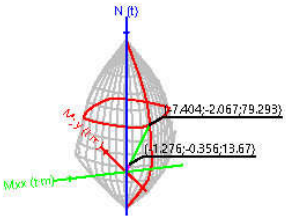
$$\eta_1 = \frac{\sqrt{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}}{\sqrt{(\phi \cdot P_n)^2 + (\phi \cdot M_{n,x})^2 + (\phi \cdot M_{n,y})^2}} \leq 1 \qquad \eta : \underline{\quad 0.154 \quad} \checkmark$$

$$\eta_2 = \frac{\sqrt{P_u^2 + M_{c,x}^2 + M_{c,y}^2}}{\sqrt{(\phi \cdot P_n)^2 + (\phi \cdot M_{n,x})^2 + (\phi \cdot M_{n,y})^2}} \leq 1 \qquad \eta : \underline{\quad 0.172 \quad} \checkmark$$

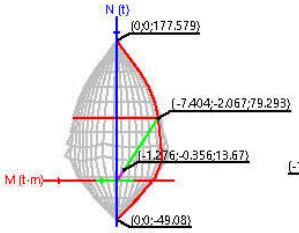
$$P_u \leq \phi \cdot P_{n,max} \qquad 13.670\ t \leq 132.053\ t \checkmark$$

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

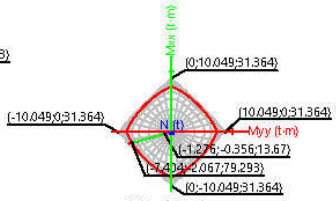
Comprobaciones del pilar C4



Volumen de capacidad



Vista N, M



Vista Mx, My

Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

P_u,M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_u: Esfuerzo normal de cálculo.	**P_u** :	13.670	t
M_u: Momento de cálculo de primer orden.	**$M_{u,x}$** :	-0.004	t·m
	$M_{u,y}$:	-1.249	t·m

$\phi \cdot P_n$,$\phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

ϕ-P_n: Axil de agotamiento.	**ϕ-P_n** :	88.612	t
ϕ-M_n: Momentos de agotamiento.	**ϕ-$M_{n,x}$** :	-0.027	t·m
	ϕ-$M_{n,y}$:	-8.094	t·m

Comprobación del estado limite de inestabilidad (η_2)

P_u,M_c esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos obtenidos a partir de los de primer orden incrementados para tener en cuenta los efectos de segundo orden a causa de la esbeltez.

P_u: Axil solicitante de cálculo pésimo.	**P_u** :	13.670	t
M_c: Momento flector solicitante de cálculo pésimo.	**$M_{c,x}$** :	-0.356	t·m
	$M_{c,y}$:	-1.276	t·m

$\phi \cdot P_n$,$\phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

ϕ-P_n: Axil de agotamiento.	**ϕ-P_n** :	79.293	t
ϕ-M_n: Momentos de agotamiento.	**ϕ-$M_{n,x}$** :	-2.067	t·m
	ϕ-$M_{n,y}$:	-7.404	t·m

En el eje x:

No se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen (Artículo 10.10.1):

$$\frac{k \cdot l_u}{r} > 22$$

28.2 > **22.0**

Donde:

kl_u: Longitud efectiva.	**kl_u** :	2.850	m

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C4

r: Radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión. **r** : 10.10 cm

Los elementos a compresión deben diseñarse para la fuerza axial mayorada P_u y para el momento magnificado por los efectos de curvatura del elemento, M_c (Artículo 10.10.6):

$\mathbf{P_u} = P_u$ **P_u** : 13.670 t

$\mathbf{M_c} = \delta_{ns} \cdot M_2$ **M_c** : -0.356 t·m

Donde:

$\mathbf{M_2} = M_u \geq M_{2,min}$ **M_2** : -0.349 t·m

Siendo:

$\mathbf{M_{2,min}} = P_u \cdot (0.015 + 0.03 \cdot h)$ **$M_{2,min}$** : 0.349 t·m

h: Altura de un elemento. **h** : 350.00 mm

$$\delta_{ns} = \frac{1}{1 - \frac{P_u}{0.75 \cdot P_c}} \geq 1$$ δ_{ns} : 1.022

Siendo:

$$\mathbf{P_c} = \frac{\pi^2 \cdot 0.25 \cdot E_c \cdot I_g}{(k \cdot l_u)^2}$$ **P_c** : 834.544 t

Donde:

E_c: Módulo de elasticidad del concreto. **E_c** : 219689.00 kp/cm²

I_g: Momento de inercia de la sección bruta del elemento con respecto al eje que pasa por el centroide, sin tener en cuenta el refuerzo. **I_g** : 125052.08 cm4

kl_u: Longitud efectiva. **kl_u** : 2.850 m

En el eje y:

No se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen (Artículo 10.10.1):

$$\frac{k \cdot l_u}{r} > 22$$ **28.2** > **22.0**

Donde:

kl_u: Longitud efectiva. **kl_u** : 2.850 m

r: Radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión. **r** : 10.10 cm

Los elementos a compresión deben diseñarse para la fuerza axial mayorada P_u y para el momento magnificado por los efectos de curvatura del elemento, M_c (Artículo 10.10.6):

$\mathbf{P_u} = P_u$ **P_u** : 13.670 t

$\mathbf{M_c} = \delta_{ns} \cdot M_2$ **M_c** : -1.276 t·m

Donde:

$\mathbf{M_2} = M_u \geq M_{2,min}$ **M_2** : -1.249 t·m

Siendo:

$\mathbf{M_{2,min}} = P_u \cdot (0.015 + 0.03 \cdot h)$ **$M_{2,min}$** : 0.349 t·m

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C4

h: Altura de un elemento. **h** : 350.00 mm

$$\delta_{ns} = \frac{1}{1 - \frac{P_u}{0.75 \cdot P_c}} \geq 1$$

δ_{ns} : 1.022

Siendo:

$$P_c = \frac{\pi^2 \cdot 0.25 \cdot E_c \cdot I_g}{(k \cdot l_u)^2}$$

P_c : 834.544 t

Donde:

E_c: Módulo de elasticidad del concreto. E_c : 219689.00 kp/cm²

I_g: Momento de inercia de la sección bruta del elemento con respecto al eje que pasa por el centroide, sin tener en cuenta el refuerzo. I_g : 125052.08 cm4

kl_u: Longitud efectiva. kl_u : 2.850 m

Comprobación de resistencia axial de diseño

La fuerza axial mayorada P_u de elementos en compresión no debe tomarse mayor que $\phi \cdot P_{n,max}$ (Artículo 10.3.6).

$$\phi \cdot P_{n,max} = 0.75 \cdot \phi \cdot \left[0.85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}\right]$$

$\phi \cdot P_{n,max}$: 132.053 t

Siendo:

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. f'_c : 210.00 kp/cm²

f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. f_y : 4200.00 kp/cm²

A_g: Área total de la sección de hormigón. A_g : 1225.00 cm²

A_{st}: Área total de refuerzo longitudinal no preesforzado. A_{st} : 12.98 cm²

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 10.2):

(a) El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.

(b) Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.

(c) La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.

(d) El esfuerzo en el refuerzo cuando sea menor que f_y debe tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias mayores que las correspondientes a f_y, el esfuerzo se considera independiente de la deformación unitaria e igual a f_y.

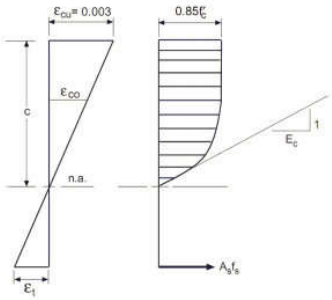
(e) La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.

(f) La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que dé origen a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos.

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C4

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.

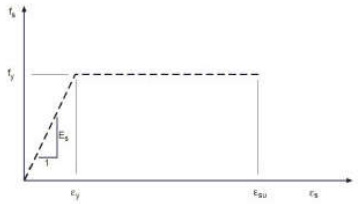


f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. f'_c : 210.00 kp/cm²

ε_{cu}: Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión. ε_{cu} : 0.0030

ε_{co}: Deformación unitaria bajo carga máxima. ε_{co} : 0.0020

Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.

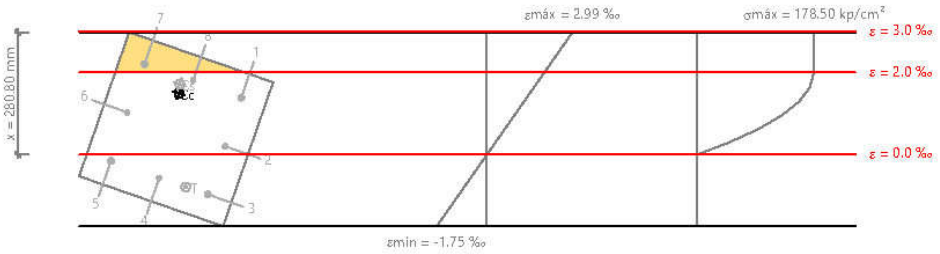


f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. f_y : 4200.00 kp/cm²

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C4

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm²)	ε
1	#5	-117.54	117.54	+2828.27	+0.001387
2	#4	0.00	119.13	+410.48	+0.000201
3	#5	117.54	117.54	-1984.69	-0.000973
4	#4	119.13	0.00	-1180.82	-0.000579
5	#5	117.54	-117.54	-311.85	-0.000153
6	#4	0.00	-119.13	+2105.94	+0.001033
7	#5	-117.54	-117.54	+4200.00	+0.002208
8	#4	-119.13	0.00	+3697.24	+0.001813

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	106.249	-79.87	-20.86
Cs	21.782	-100.68	-26.40
T	6.041	117.93	64.41

$P_n = C_c + C_s - T$ — P_n : *121.990* t

$M_{n,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$ — $M_{n,x}$: *-3.180* t·m

$M_{n,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$ — $M_{n,y}$: *-11.391* t·m

Donde:

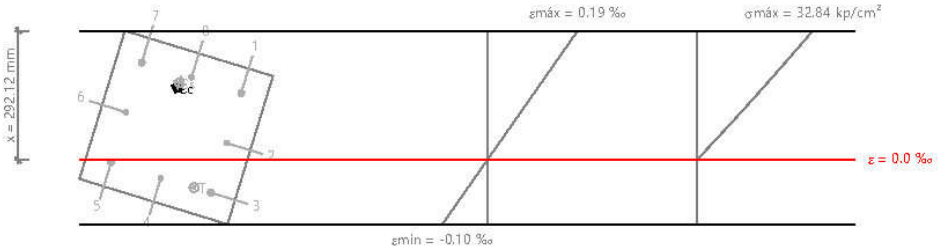
- C_c: Resultante de compresiones en el hormigón. — C_c : *106.249* t
- C_s: Resultante de compresiones en el acero. — C_s : *21.782* t
- **T**: Resultante de tracciones en el acero. — **T** : *6.041* t
- e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y. — $e_{cc,x}$: *-79.87* mm; $e_{cc,y}$: *-20.86* mm
- e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. — $e_{cs,x}$: *-100.68* mm; $e_{cs,y}$: *-26.40* mm

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C4

e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{T,x}$:	117.93	mm
	$e_{T,y}$:	64.41	mm
ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	ε_{cmax} :	0.0030	
ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.	ε_{smax} :	0.0010	
σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	σ_{cmax} :	178.50	kp/cm²
σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.	σ_{smax} :	1984.69	kp/cm²

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm²)	ε
1	#5	-117.54	117.54	+204.38	+0.000100
2	#4	0.00	119.13	+52.12	+0.000026
3	#5	117.54	117.54	-98.89	-0.000048
4	#4	119.13	0.00	-54.48	-0.000027
5	#5	117.54	-117.54	-5.96	-0.000003
6	#4	0.00	-119.13	+146.30	+0.000072
7	#5	-117.54	-117.54	+297.30	+0.000146
8	#4	-119.13	0.00	+252.89	+0.000124

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	12.382	-87.95	-24.14
Cs	1.565	-98.98	-22.90
T	0.277	117.94	78.17

$P_u = C_c + C_s - T$ — P_u : 13.670 t

$M_{c,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$ — $M_{c,x}$: -0.356 t·m

$M_{c,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$ — $M_{c,y}$: -1.276 t·m

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón. — C_c : 12.382 t

C_s: Resultante de compresiones en el acero. — C_s : 1.565 t

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C4

T: Resultante de tracciones en el acero.	**T** :	0.277	t
$\mathbf{e_{cc}}$: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.	$\mathbf{e_{cc,x}}$:	-87.95	mm
	$\mathbf{e_{cc,y}}$:	-24.14	mm
$\mathbf{e_{cs}}$: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$\mathbf{e_{cs,x}}$:	-98.98	mm
	$\mathbf{e_{cs,y}}$:	-22.90	mm
$\mathbf{e_T}$: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$\mathbf{e_{T,x}}$:	117.94	mm
	$\mathbf{e_{T,y}}$:	78.17	mm
ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	ε_{cmax} :	0.0002	
ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.	ε_{smax} :	0.0000	
σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	σ_{cmax} :	32.84	kp/cm²
σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.	σ_{smax} :	98.89	kp/cm²

Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones sísmicas) (NSR-10, Título C, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qa+0.3·SX+SY.

Se debe satisfacer:

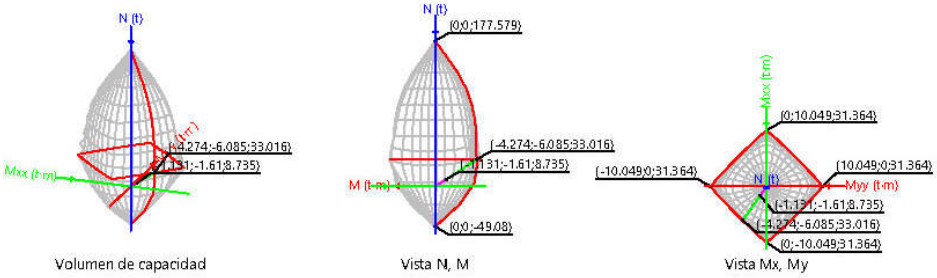
$$\eta_1 = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}{(\phi \cdot P_n)^2 + (\phi \cdot M_{n,x})^2 + (\phi \cdot M_{n,y})^2}} \leq 1$$

η : **0.261** ✓

$$\eta_2 = \sqrt{\frac{P_u^2 + M_{c,x}^2 + M_{c,y}^2}{(\phi \cdot P_n)^2 + (\phi \cdot M_{n,x})^2 + (\phi \cdot M_{n,y})^2}} \leq 1$$

η : **0.265** ✓

$P_u \leq \phi \cdot P_{n,max}$ **8.735 t ≤ 132.053 t** ✓



Volumen de capacidad | Vista N, M | Vista Mx, My

Comprobación de resistencia de la sección (η_1)

P_u,M_u son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

$\mathbf{P_u}$: Esfuerzo normal de cálculo. $\mathbf{P_u}$: 8.735 t

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C4

$\mathbf{M_u}$: Momento de cálculo de primer orden.

$\mathbf{M_{u,x}}$	:	-1.587	t·m
$\mathbf{M_{u,y}}$	:	-1.115	t·m

$\phi \cdot P_n, \phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi\mathbf{P_n}$: Axil de agotamiento.

$\phi\mathbf{M_n}$: Momentos de agotamiento.

$\phi\mathbf{P_n}$	:	33.475	t
$\phi\mathbf{M_{n,x}}$	:	-6.084	t·m
$\phi\mathbf{M_{n,y}}$	:	-4.273	t·m

Comprobación del estado limite de inestabilidad (η_2)

P_u, M_c esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos obtenidos a partir de los de primer orden incrementados para tener en cuenta los efectos de segundo orden a causa de la esbeltez.

$\mathbf{P_u}$: Axil solicitante de cálculo pésimo.

$\mathbf{M_c}$: Momento flector solicitante de cálculo pésimo.

$\mathbf{P_u}$	:	8.735	t
$\mathbf{M_{c,x}}$	:	-1.610	t·m
$\mathbf{M_{c,y}}$	:	-1.131	t·m

$\phi \cdot P_n, \phi \cdot M_n$ son los esfuerzos que producen el agotamiento de la sección con las mismas excentricidades que los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos.

$\phi\mathbf{P_n}$: Axil de agotamiento.

$\phi\mathbf{M_n}$: Momentos de agotamiento.

$\phi\mathbf{P_n}$	:	33.016	t
$\phi\mathbf{M_{n,x}}$	:	-6.085	t·m
$\phi\mathbf{M_{n,y}}$	:	-4.274	t·m

En el eje x:

No se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen (Artículo 10.10.1):

$$\frac{k \cdot l_u}{r} > 22$$

28.2 > **22.0**

Donde:

$\mathbf{kl_u}$: Longitud efectiva.

$\mathbf{r}$: Radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión.

$\mathbf{kl_u}$	:	2.850	m
$\mathbf{r}$	:	10.10	cm

Los elementos a compresión deben diseñarse para la fuerza axial mayorada P_u y para el momento magnificado por los efectos de curvatura del elemento, M_c (Artículo 10.10.6):

$\mathbf{P_u} = P_u$

$\mathbf{P_u}$	:	8.735	t

$\mathbf{M_c} = \delta_{ns} \cdot M_2$

$\mathbf{M_c}$	:	-1.610	t·m

Donde:

$\mathbf{M_2} = M_u \geq M_{2,min}$

$\mathbf{M_2}$	:	-1.587	t·m

Siendo:

$\mathbf{M_{2,min}} = P_u \cdot (0.015 + 0.03 \cdot h)$

$\mathbf{h}$: Altura de un elemento.

$\mathbf{M_{2,min}}$	:	0.223	t·m
$\mathbf{h}$	:	350.00	mm

$$\delta_{ns} = \frac{1}{1 - \frac{P_u}{0.75 \cdot P_c}} \geq 1$$

δ_{ns}	:	1.014	

Siendo:

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C4

$$P_c = \frac{\pi^2 \cdot 0.25 \cdot E_c \cdot I_g}{(k \cdot l_u)^2}$$ P_c : 834.544 t

Donde:

E_c: Módulo de elasticidad del concreto. E_c : 219689.00 kp/cm²

I_g: Momento de inercia de la sección bruta del elemento con respecto al eje que pasa por el centroide, sin tener en cuenta el refuerzo. I_g : 125052.08 cm4

kl_u: Longitud efectiva. kl_u : 2.850 m

En el eje y:

No se permite ignorar los efectos de esbeltez en elementos a compresión que satisfacen (Artículo 10.10.1):

$$\frac{k \cdot l_u}{r} > 22$$ **28.2** > **22.0**

Donde:

kl_u: Longitud efectiva. kl_u : 2.850 m

r: Radio de giro de la sección transversal de un elemento en compresión. r : 10.10 cm

Los elementos a compresión deben diseñarse para la fuerza axial mayorada P_u y para el momento magnificado por los efectos de curvatura del elemento, M_c (Artículo 10.10.6):

$P_u = P_u$ P_u : 8.735 t

$M_c = \delta_{ns} \cdot M_2$ M_c : -1.131 t·m

Donde:

$M_2 = M_u \geq M_{2,min}$ M_2 : -1.115 t·m

Siendo:

$M_{2,min} = P_u \cdot (0.015 + 0.03 \cdot h)$ $M_{2,min}$: 0.223 t·m

h: Altura de un elemento. h : 350.00 mm

$$\delta_{ns} = \frac{1}{1 - \frac{P_u}{0.75 \cdot P_c}} \geq 1$$ δ_{ns} : 1.014

Siendo:

$$P_c = \frac{\pi^2 \cdot 0.25 \cdot E_c \cdot I_g}{(k \cdot l_u)^2}$$ P_c : 834.544 t

Donde:

E_c: Módulo de elasticidad del concreto. E_c : 219689.00 kp/cm²

I_g: Momento de inercia de la sección bruta del elemento con respecto al eje que pasa por el centroide, sin tener en cuenta el refuerzo. I_g : 125052.08 cm4

kl_u: Longitud efectiva. kl_u : 2.850 m

Comprobación de resistencia axial de diseño

La fuerza axial mayorada P_u de elementos en compresión no debe tomarse mayor que $\phi \cdot P_{n,max}$ (Artículo 10.3.6).

$$\phi \cdot P_{n,max} = 0.75 \cdot \phi \cdot \left[0.85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}\right]$$ $\phi \cdot P_{n,max}$: 132.053 t

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C4

Siendo:

f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón.	f'_c :	210.00	kp/cm²
f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.	f_y :	4200.00	kp/cm²
A_g: Área total de la sección de hormigón.	A_g :	1225.00	cm²
A_{st}: Área total de refuerzo longitudinal no preesforzado.	A_{st} :	12.98	cm²

Cálculo de la capacidad resistente

El cálculo de la capacidad resistente última de las secciones se efectúa a partir de las hipótesis generales siguientes (Artículo 10.2):

(a) El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y cargas axiales debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.

(b) Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.

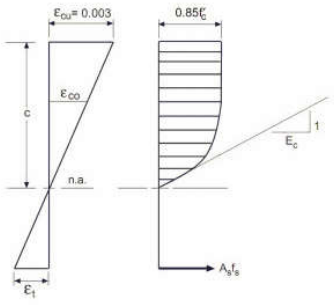
(c) La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del concreto se supone igual a 0.003.

(d) El esfuerzo en el refuerzo cuando sea menor que f_y debe tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias mayores que las correspondientes a f_y, el esfuerzo se considera independiente de la deformación unitaria e igual a f_y.

(e) La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.

(f) La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que dé origen a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos.

El diagrama de cálculo tensión-deformación del hormigón es del tipo parábola rectángulo. No se considera la resistencia del hormigón a tracción.



f'_c: Resistencia especifica a compresión del hormigón. f'_c : 210.00 kp/cm²

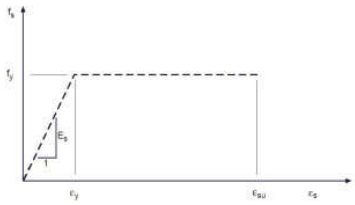
Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C4

ε_{cu}: Máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema de concreto a compresión. ε_{cu} : 0.0030

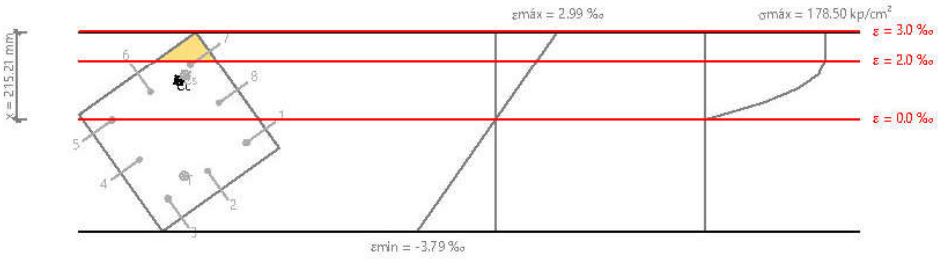
ε_{c0}: Deformación unitaria bajo carga máxima. ε_{c0} : 0.0020

Se adopta el siguiente diagrama de cálculo tensión-deformación del acero de las armaduras pasivas.



f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo. f_y : 4200.00 kp/cm²

Equilibrio de la sección para los esfuerzos de agotamiento, calculados con las mismas excentricidades que los esfuerzos de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm²)	ε
1	#5	-117.54	117.54	-1589.91	-0.000780
2	#4	0.00	119.13	-3558.96	-0.001745
3	#5	117.54	117.54	-4200.00	-0.002675
4	#4	119.13	0.00	-2776.26	-0.001362
5	#5	117.54	-117.54	-45.41	-0.000022
6	#4	0.00	-119.13	+1923.64	+0.000943
7	#5	-117.54	-117.54	+3819.51	+0.001873
8	#4	-119.13	0.00	+1140.94	+0.000560

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	54.881	-72.05	-101.38

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C4

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cs	11.442	-92.70	-103.03
T	19.575	52.96	95.71

$P_n = C_c + C_s - T$ — P_n : 46.748 t

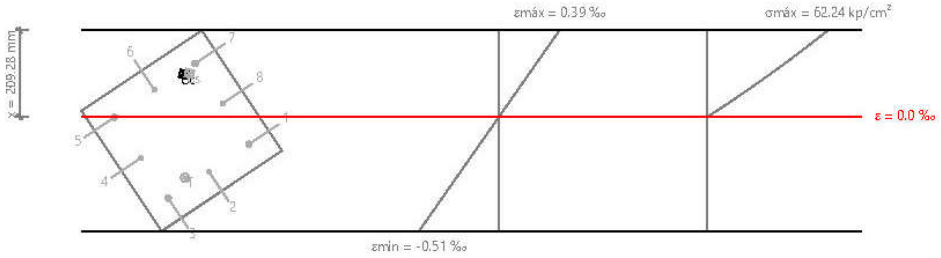
$M_{n,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$ — $M_{n,x}$: -8.616 t·m

$M_{n,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$ — $M_{n,y}$: -6.052 t·m

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.	C_c : 54.881	t
C_s: Resultante de compresiones en el acero.	C_s : 11.442	t
T: Resultante de tracciones en el acero.	**T** : 19.575	t
e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cc,x}$: -72.05	mm
	$e_{cc,y}$: -101.38	mm
e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{cs,x}$: -92.70	mm
	$e_{cs,y}$: -103.03	mm
e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.	$e_{T,x}$: 52.96	mm
	$e_{T,y}$: 95.71	mm
ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.	ε_{cmax} : 0.0030	
ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.	ε_{smax} : 0.0027	
σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.	σ_{cmax} : 178.50	kp/cm²
σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada.	σ_{smax} : 4200.00	kp/cm²

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm²)	ε
1	#5	-117.54	117.54	-248.11	-0.000122
2	#4	0.00	119.13	-498.28	-0.000244
3	#5	117.54	117.54	-738.50	-0.000362
4	#4	119.13	0.00	-374.11	-0.000183
5	#5	117.54	-117.54	-3.08	-0.000002

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones del pilar C4

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm²)	ε
6	#4	0.00	-119.13	+247.08	+0.000121
7	#5	-117.54	-117.54	+487.30	+0.000239
8	#4	-119.13	0.00	+122.91	+0.000060

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	10.365	-79.84	-111.45
Cs	1.433	-92.04	-105.12
T	3.064	55.89	99.22

$P_u = C_c + C_s - T$ — P_u : 8.735 t

$M_{c,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{T,y}$ — $M_{c,x}$: -1.610 t·m

$M_{c,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{T,x}$ — $M_{c,y}$: -1.131 t·m

Donde:

- C_c: Resultante de compresiones en el hormigón. — C_c : 10.365 t
- C_s: Resultante de compresiones en el acero. — C_s : 1.433 t
- **T**: Resultante de tracciones en el acero. — **T** : 3.064 t
- e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y. — $e_{cc,x}$: -79.84 mm; $e_{cc,y}$: -111.45 mm
- e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. — $e_{cs,x}$: -92.04 mm; $e_{cs,y}$: -105.12 mm
- e_T: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y. — $e_{T,x}$: 55.89 mm; $e_{T,y}$: 99.22 mm
- ε_{cmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón. — ε_{cmax} : 0.0004
- ε_{smax}: Deformación de la barra de acero más traccionada. — ε_{smax} : 0.0004
- σ_{cmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón. — σ_{cmax} : 62.24 kp/cm²
- σ_{smax}: Tensión de la barra de acero más traccionada. — σ_{smax} : 738.50 kp/cm²

Criterios de diseño por sismo (NSR-10, Capítulo C.21)

La comprobación no procede

Resistencia mínima a flexión de columnas. (NSR-10, Título C)

En esta zona no son aplicables las comprobaciones de diseño por capacidad. ✓

Cortante de diseño para columnas. (NSR-10, Título C)

En esta zona no son aplicables las comprobaciones de diseño por capacidad. ✓

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

6.3.2 COMPROBACIONES PARA TODAS LAS DEMÁS COLUMNAS: COMPROBACIONES E.L.U

Los listados E.L.U. contienen todas las comprobaciones que el software utilizado realiza para dimensionar determinados elementos de hormigón, acero, aluminio o madera. Cada comprobación hace referencia a la norma y al artículo que la requiere, o al criterio que se ha tenido en cuenta para realizarla.

La relación de comprobaciones realizadas es en una tabla que incluye las siguientes columnas:

Estado
Contiene una marca verde junto con el texto Cumple o roja junto con el texto No cumple.

Tipo
Indica el tipo de comprobación (resistencia, fisuración, flecha...)

Zona

Indica el intervalo del vano donde se realiza la comprobación y la zona de la sección transversal afectada (negativos o positivos). Si la comprobación afecta a todo el vano sólo aparece el texto "Todo el vano".

Comprobación

Incluye la descripción de la comprobación.

ÍNDICE

1. NOTACIÓN..... 2

2. PILARES..... 2
2.1. C1..... 2
2.2. C2..... 2
2.3. C3..... 3
2.4. C4..... 3
2.5. C5..... 3
2.6. C6..... 4
2.7. C7..... 4
2.8. C8..... 4
2.9. C9..... 5

Comprobaciones E.L.U.

Instituto Técnico Agrícola, sede Vega San Juan — Fecha: 29/09/25

1. NOTACIÓN

En las tablas de comprobación de pilares de acero no se muestran las comprobaciones con coeficiente de aprovechamiento inferior al 10%.

Disp.: Disposiciones relativas a las armaduras

Arm.: Armadura mínima y máxima

Q: Estado límite de agotamiento frente a cortante

N,M: Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales

Disp. S.: Criterios de diseño por sismo

Cap.: Diseño por capacidad

2. PILARES

2.1. C1

Sección de hormigón																		
Tramo	Dimensión (cm)	Posición	Comprobaciones							Esfuerzos pésimos								Estado
			Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Disp. S.	Cap.	Aprov. (%)	Naturaleza	Comp.	N (t)	Mxx (t·m)	Myy (t·m)	Qx (t)	Qy (t)		
Cub2 (2.7 - 3.6 m)	35x35	Cabeza	Cumple	Cumple	35.9	6.7	Cumple	Cumple	35.9	G, Q, S[Q1]	Q S.	0.66	0.04	-0.33	-2.12	0.32		Cumple
										G, S[Q1]	N,M S.	0.97	-0.01	0.52	-1.36	-0.09		
		Pie	Cumple	Cumple	53.3	25.4	Cumple	Cumple	53.3	G, Q[Q1]	Q,N,M	1.12	0.13	-1.82	-2.87	0.17		Cumple
Cubierta (0.925 - 2.7 m)	35x35	Cabeza	Cumple	Cumple	50.1	23.0	Cumple	Cumple	50.1	G, Q, S[Q1]	Q S.	5.88	0.98	1.41	-2.83	-0.93		Cumple
										G, Q, S[Q1]	N,M S.	5.89	1.05	1.35	-2.66	-1.14		
		1.85 m	Cumple	Cumple	50.1	23.0	Cumple	Cumple	50.1	G, Q, S[Q1]	Q S.	5.88	0.98	1.41	-2.83	-0.93		Cumple
										G, Q, S[Q1]	N,M S.	5.89	1.05	1.35	-2.66	-1.14		
Cubierta (-0.5 - 0.925 m)	35x35	0 m	Cumple	Cumple	49.7	25.7	Cumple	Cumple	49.7	G, Q, S[Q1]	Q S.	6.93	-0.78	-1.86	-2.83	-0.93		Cumple
										G, Q, S[Q1]	N,M S.	6.94	-0.92	-1.76	-2.66	-1.14		
		Pie	Cumple	Cumple	49.7	25.7	Cumple	Cumple	49.7	G, Q, S[Q1]	Q S.	6.93	-0.78	-1.86	-2.83	-0.93		Cumple
										G, Q, S[Q1]	N,M S.	6.94	-0.92	-1.76	-2.66	-1.14		
Cimentación	35x35	Arranque	N.P.[1]	N.P.[1]	N.P.[2]	25.7	N.P.[1]	Cumple	25.7	G, Q, S[Q1]	N,M S.	6.94	-0.92	-1.76	-2.66	-1.14		Cumple

Notas:
[1] La comprobación no procede
[2] La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante
[3] 1.2·PP+1.2·CM+0.5·Q2+SX+0.3·SY
[4] 1.2·PP+1.2·CM-SX-0.3·SY
[5] 1.2·PP+1.2·CM+1.6·Q2
[6] 1.2·PP+1.2·CM+0.5·Q2-SX-0.3·SY

2.2. C2

Sección de hormigón																		
Tramo	Dimensión (cm)	Posición	Comprobaciones							Esfuerzos pésimos								Estado
			Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Disp. S.	Cap.	Aprov. (%)	Naturaleza	Comp.	N (t)	Mxx (t·m)	Myy (t·m)	Qx (t)	Qy (t)		
Cub2 (2.7 - 3.6 m)	35x35	Cabeza	Cumple	Cumple	52.7	6.0	Cumple	Cumple	52.7	G, Q, S[Q1]	Q S.	1.57	-0.11	0.48	-3.14	-0.26		Cumple
										G, S[Q1]	N,M S.	1.16	-0.07	0.48	-2.83	-0.17		
		Pie	Cumple	Cumple	52.7	9.5	Cumple	Cumple	52.7	G, Q, S[Q1]	Q S.	1.79	-0.25	-0.44	-3.14	-0.26		Cumple
										G, Q[Q1]	N,M	1.86	-0.32	-0.65	-1.06	-0.31		
Cubierta (0.95 - 2.7 m)	35x35	Cabeza	Cumple	Cumple	47.8	23.3	Cumple	Cumple	47.8	G, S[Q1]	Q S.	7.07	0.85	1.18	-2.79	-0.90		Cumple
										G, Q, S[Q1]	N,M S.	9.37	1.14	1.26	-2.84	-1.05		
		1.9 m	Cumple	Cumple	47.8	23.3	Cumple	Cumple	47.8	G, S[Q1]	Q S.	7.07	0.85	1.18	-2.79	-0.90		Cumple
										G, Q, S[Q1]	N,M S.	9.37	1.14	1.26	-2.84	-1.05		
Cubierta (-0.5 - 0.95 m)	35x35	0 m	Cumple	Cumple	48.8	26.0	Cumple	Cumple	48.8	G, Q, S[Q1]	Q S.	10.43	-0.91	-1.76	-2.84	-1.05		Cumple
										G, Q, S[Q1]	N,M S.	10.43	-0.91	-1.76	-2.84	-1.05		
		Pie	Cumple	Cumple	48.8	26.0	Cumple	Cumple	48.8	G, Q, S[Q1]	Q S.	10.43	-0.91	-1.76	-2.84	-1.05		Cumple
										G, Q, S[Q1]	N,M S.	10.43	-0.91	-1.76	-2.84	-1.05		
Cimentación	35x35	Arranque	N.P.[1]	N.P.[1]	N.P.[2]	26.0	N.P.[1]	Cumple	26.0	G, Q, S[Q1]	N,M S.	10.43	-0.91	-1.76	-2.84	-1.05		Cumple

Notas:
[1] La comprobación no procede
[2] La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante
[3] 1.2·PP+1.2·CM+0.5·Q2-SX-0.3·SY
[4] 0.9·PP+0.9·CM-SX-0.3·SY
[5] 1.2·PP+1.2·CM+1.6·Q2
[6] 1.2·PP+1.2·CM-SX-0.3·SY

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones E.L.U.

Instituto Técnico Agrícola, sede Vega San Juan — Fecha: 29/09/25

2.3. C3

Tramo	Dimensión (cm)	Posición	Sección de hormigón: Comprobaciones: Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Disp. S.	Cap.	Aprov. (%)	Esfuerzos pésimos: Naturaleza	Comp.	N (t)	Mxx (t·m)	Myy (t·m)	Qx (t)	Qy (t)	Estado
Cub2 (2.7 - 3.6 m)	35x35	Cabeza	Cumple	Cumple	66.2	6.3	Cumple	Cumple	66.2	G, Q[2]	Q	1.00	0.02	0.24	3.94	0.14	Cumple
										G, S[4]	N,M S.	1.04	0.03	-0.53	1.44	0.32	
		Pie	Cumple	Cumple	73.5	37.0	Cumple	Cumple	73.5	G, Q[2]	Q,N,M	1.22	0.11	2.61	3.94	0.14	Cumple
Cubierta (0.925 - 2.7 m)	35x35	Cabeza	Cumple	Cumple	48.3	24.8	Cumple	Cumple	48.3	G, Q, S[6]	Q S.	6.26	1.01	-1.44	2.66	-1.09	Cumple
										G, Q[2]	N,M	9.05	1.39	-1.17	0.61	-0.75	
		1.85 m	Cumple	Cumple	48.3	24.8	Cumple	Cumple	48.3	G, Q, S[6]	Q S.	6.26	1.01	-1.44	2.66	-1.09	Cumple
										G, Q[2]	N,M	9.05	1.39	-1.17	0.61	-0.75	
Cubierta (-0.5 - 0.925 m)	35x35	0 m	Cumple	Cumple	49.5	25.3	Cumple	Cumple	49.5	G, Q, S[6]	Q S.	7.39	-1.97	0.64	0.87	-2.80	Cumple
										G, Q, S[7]	N,M S.	7.32	-0.92	1.71	2.62	-1.16	
		Pie	Cumple	Cumple	49.5	25.3	Cumple	Cumple	49.5	G, Q, S[6]	Q S.	7.39	-1.97	0.64	0.87	-2.80	Cumple
										G, Q, S[7]	N,M S.	7.32	-0.92	1.71	2.62	-1.16	
Cimentación	35x35	Arranque	N.P.[1]	N.P.[1]	N.P.[2]	25.3	N.P.[1]	Cumple	25.3	G, Q, S[7]	N,M S.	7.32	-0.92	1.71	2.62	-1.16	Cumple

Notas:
[1] La comprobación no procede
[4] La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante
[2] 1.2·PP+1.2·CM+1.6·Q
[6] 1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qx+SX+0.3·SY
[7] 1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qx+0.3·SX+SY
[7] 1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qx+SX+0.3·SY

2.4. C4

Tramo	Dimensión (cm)	Posición	Sección de hormigón: Comprobaciones: Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Disp. S.	Cap.	Aprov. (%)	Esfuerzos pésimos: Naturaleza	Comp.	N (t)	Mxx (t·m)	Myy (t·m)	Qx (t)	Qy (t)	Estado
Cubierta (0.925 - 2.7 m)	35x35	Cabeza	Cumple	Cumple	43.6	20.2	Cumple	Cumple	43.6	G, S[3]	Q S.	4.08	0.77	0.63	-0.78	-2.47	Cumple
										G, Q[2]	N,M	12.62	0.33	1.61	-0.99	0.00	
		1.7 m	Cumple	Cumple	43.6	20.2	Cumple	Cumple	43.6	G, S[3]	Q S.	4.08	0.77	0.63	-0.78	-2.47	Cumple
										G, Q[2]	N,M	12.62	0.33	1.61	-0.99	0.00	
Cubierta (-0.5 - 0.925 m)	35x35	0.15 m	Cumple	Cumple	45.6	26.5	Cumple	Cumple	45.6	G, S[3]	Q S.	4.86	-1.60	-0.77	-0.78	-2.47	Cumple
										G, Q, S[5]	N,M S.	8.73	-1.61	-1.13	-1.07	-2.48	
		Pie	Cumple	Cumple	45.6	26.5	Cumple	Cumple	45.6	G, S[3]	Q S.	4.86	-1.60	-0.77	-0.78	-2.47	Cumple
										G, Q, S[5]	N,M S.	8.73	-1.61	-1.13	-1.07	-2.48	
Cimentación	35x35	Arranque	N.P.[1]	N.P.[1]	N.P.[2]	26.5	N.P.[1]	Cumple	26.5	G, Q, S[5]	N,M S.	8.73	-1.61	-1.13	-1.07	-2.48	Cumple

Notas:
[1] La comprobación no procede
[4] La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante
[3] 0.9·PP+0.9·CM+0.3·SX+SY
[2] 1.2·PP+1.2·CM+1.6·Q
[5] 1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qx+0.3·SX+SY

2.5. C5

Tramo	Dimensión (cm)	Posición	Sección de hormigón: Comprobaciones: Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Disp. S.	Cap.	Aprov. (%)	Esfuerzos pésimos: Naturaleza	Comp.	N (t)	Mxx (t·m)	Myy (t·m)	Qx (t)	Qy (t)	Estado
Cubierta (0.95 - 2.7 m)	35x35	Cabeza	Cumple	Cumple	23.6	16.8	Cumple	Cumple	23.6	G, S[3]	Q S.	7.47	0.67	0.33	-0.64	-2.20	Cumple
										G, Q[2]	N,M	21.52	0.57	0.57	-0.34	0.00	
		1.75 m	Cumple	Cumple	23.6	16.8	Cumple	Cumple	23.6	G, S[3]	Q S.	7.47	0.67	0.33	-0.64	-2.20	Cumple
										G, Q[2]	N,M	21.52	0.57	0.57	-0.34	0.00	
Cubierta (-0.5 - 0.95 m)	35x35	0.15 m	Cumple	Cumple	37.6	21.8	Cumple	Cumple	37.6	G, S[3]	Q S.	8.27	-1.49	-0.52	-0.64	-2.20	Cumple
										G, Q, S[5]	N,M S.	14.64	-1.51	-0.66	-0.74	-2.21	
		Pie	Cumple	Cumple	37.6	21.8	Cumple	Cumple	37.6	G, S[3]	Q S.	8.27	-1.49	-0.52	-0.64	-2.20	Cumple
										G, Q, S[5]	N,M S.	14.64	-1.51	-0.66	-0.74	-2.21	
Cimentación	35x35	Arranque	N.P.[1]	N.P.[1]	N.P.[2]	21.8	N.P.[1]	Cumple	21.8	G, Q, S[5]	N,M S.	14.64	-1.51	-0.66	-0.74	-2.21	Cumple

Notas:
[1] La comprobación no procede
[4] La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante
[3] 0.9·PP+0.9·CM+0.3·SX+SY
[2] 1.2·PP+1.2·CM+1.6·Q
[5] 1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qx+0.3·SX+SY

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones E.L.U.

Instituto Técnico Agrícola, sede Vega San Juan — Fecha: 29/09/25

2.6. C6

Sección de hormigón																		
Tramo	Dimensión (cm)	Posición	Comprobaciones							Esfuerzos pésimos							Estado
			Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Disp. S.	Cap.	Aprov. (%)	Naturaleza	Comp.	N (t)	Mxx (t·m)	Myy (t·m)	Qx (t)	Qy (t)	
Cubierta (0.925 - 2.7 m)	35x35	Cabeza	Cumple	Cumple	47.5	30.1	Cumple	Cumple	47.5	G, $S^{(2)}$	Q S.	4.44	-0.83	-0.96	0.96	2.64	Cumple
										G, $Q^{(2)}$	N,M	13.73	-0.36	-2.64	1.56	0.00	
		1.7 m	Cumple	Cumple	47.5	30.1	Cumple	Cumple	47.5	G, $S^{(2)}$	Q S.	4.44	-0.83	-0.96	0.96	2.64	Cumple
										G, $Q^{(2)}$	N,M	13.73	-0.36	-2.64	1.56	0.00	
Cubierta (-0.5 - 0.925 m)	35x35	0.15 m	Cumple	Cumple	50.3	31.2	Cumple	Cumple	50.3	G, Q, $S^{(8)}$	Q S.,N,M S.	9.41	1.72	1.52	1.40	2.65	Cumple
		Pie	Cumple	Cumple	50.3	31.2	Cumple	Cumple	50.3	G, Q, $S^{(8)}$	Q S.,N,M S.	9.41	1.72	1.52	1.40	2.65	Cumple
Cimentación	35x35	Arranque	N.P.(1)	N.P.(1)	N.P.(2)	31.2	N.P.(1)	Cumple	31.2	G, Q, $S^{(8)}$	N,M S.	9.41	1.72	1.52	1.40	2.65	Cumple

Notas:
(1) La comprobación no procede
(2) La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante
(3) 0.9·PP+0.9·CM+0.3·SX-SY
(4) 1.2·PP+1.2·CM+1.6·Q±
(5) 1.2·PP+1.2·CM+0.5·Q±+0.3·SX-SY

2.7. C7

Sección de hormigón																		
Tramo	Dimensión (cm)	Posición	Comprobaciones							Esfuerzos pésimos							Estado
			Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Disp. S.	Cap.	Aprov. (%)	Naturaleza	Comp.	N (t)	Mxx (t·m)	Myy (t·m)	Qx (t)	Qy (t)	
Cub2 (2.7 - 3.6 m)	35x35	Cabeza	Cumple	Cumple	36.0	6.3	Cumple	Cumple	36.0	G, Q, $S^{(2)}$	Q S.	0.66	-0.04	-0.33	-2.14	-0.31	Cumple
										G, $S^{(2)}$	N,M S.	0.97	0.01	0.52	-1.36	0.09	
		Pie	Cumple	Cumple	53.7	25.5	Cumple	Cumple	53.7	G, $Q^{(2)}$	Q,N,M	1.12	-0.13	-1.83	-2.89	-0.17	Cumple
Cubierta (0.925 - 2.7 m)	35x35	Cabeza	Cumple	Cumple	50.0	22.9	Cumple	Cumple	50.0	G, Q, $S^{(6)}$	Q S.	5.87	-0.97	1.41	-2.83	0.92	Cumple
										G, Q, $S^{(6)}$	N,M S.	5.88	-1.04	1.35	-2.67	1.13	
		1.85 m	Cumple	Cumple	50.0	22.9	Cumple	Cumple	50.0	G, Q, $S^{(6)}$	Q S.	5.87	-0.97	1.41	-2.83	0.92	Cumple
										G, Q, $S^{(6)}$	N,M S.	5.88	-1.04	1.35	-2.67	1.13	
Cubierta (-0.5 - 0.925 m)	35x35	0 m	Cumple	Cumple	49.7	25.6	Cumple	Cumple	49.7	G, Q, $S^{(6)}$	Q S.	6.92	0.77	-1.86	-2.83	0.92	Cumple
										G, Q, $S^{(6)}$	N,M S.	6.93	0.90	-1.76	-2.67	1.13	
		Pie	Cumple	Cumple	49.7	25.6	Cumple	Cumple	49.7	G, Q, $S^{(6)}$	Q S.	6.92	0.77	-1.86	-2.83	0.92	Cumple
										G, Q, $S^{(6)}$	N,M S.	6.93	0.90	-1.76	-2.67	1.13	
Cimentación	35x35	Arranque	N.P.(1)	N.P.(1)	N.P.(2)	25.6	N.P.(1)	Cumple	25.6	G, Q, $S^{(6)}$	N,M S.	6.93	0.90	-1.76	-2.67	1.13	Cumple

Notas:
(1) La comprobación no procede
(2) La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante
(3) 1.2·PP+1.2·CM+0.5·Q±+SX+0.3·SY
(4) 1.2·PP+1.2·CM+SX-0.3·SY
(5) 1.2·PP+1.2·CM+1.6·Q±
(6) 1.2·PP+1.2·CM+0.5·Q±-SX-0.3·SY

2.8. C8

Sección de hormigón																		
Tramo	Dimensión (cm)	Posición	Comprobaciones							Esfuerzos pésimos							Estado
			Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Disp. S.	Cap.	Aprov. (%)	Naturaleza	Comp.	N (t)	Mxx (t·m)	Myy (t·m)	Qx (t)	Qy (t)	
Cub2 (2.7 - 3.6 m)	35x35	Cabeza	Cumple	Cumple	52.4	5.9	Cumple	Cumple	52.4	G, Q, $S^{(2)}$	Q S.	1.57	0.11	0.49	-3.11	0.25	Cumple
										G, $S^{(2)}$	N,M S.	1.57	0.10	0.50	-2.96	0.21	
		Pie	Cumple	Cumple	52.4	9.1	Cumple	Cumple	52.4	G, Q, $S^{(2)}$	Q S.	1.79	0.25	-0.42	-3.11	0.25	Cumple
										G, $Q^{(2)}$	N,M	1.86	0.32	-0.61	-1.03	0.31	
Cubierta (0.95 - 2.7 m)	35x35	Cabeza	Cumple	Cumple	47.7	23.1	Cumple	Cumple	47.7	G, $S^{(2)}$	Q S.	7.06	-0.85	1.17	-2.79	0.88	Cumple
										G, Q, $S^{(2)}$	N,M S.	9.36	-1.14	1.24	-2.83	1.04	
		1.9 m	Cumple	Cumple	47.7	23.1	Cumple	Cumple	47.7	G, $S^{(2)}$	Q S.	7.06	-0.85	1.17	-2.79	0.88	Cumple
										G, Q, $S^{(2)}$	N,M S.	9.36	-1.14	1.24	-2.83	1.04	
Cubierta (-0.5 - 0.95 m)	35x35	0 m	Cumple	Cumple	48.7	25.8	Cumple	Cumple	48.7	G, Q, $S^{(2)}$	Q S.,N,M S.	10.43	0.90	-1.75	-2.83	1.04	Cumple
		Pie	Cumple	Cumple	48.7	25.8	Cumple	Cumple	48.7	G, Q, $S^{(2)}$	Q S.,N,M S.	10.43	0.90	-1.75	-2.83	1.04	Cumple
Cimentación	35x35	Arranque	N.P.(1)	N.P.(1)	N.P.(2)	25.8	N.P.(1)	Cumple	25.8	G, Q, $S^{(2)}$	N,M S.	10.43	0.90	-1.75	-2.83	1.04	Cumple

Notas:
(1) La comprobación no procede
(2) La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante
(3) 1.2·PP+1.2·CM+0.5·Q±-SX+0.3·SY
(4) 1.2·PP+1.2·CM-SX+0.3·SY
(5) 1.2·PP+1.2·CM+1.6·Q±

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Comprobaciones E.L.U.

Instituto Técnico Agrícola, sede Vega San Juan — Fecha: 29/09/25

2.9. C9

Sección de hormigón																		
Tramo	Dimensión (cm)	Posición	Comprobaciones							Esfuerzos pésimos							Estado
			Disp.	Arm.	Q (%)	N,M (%)	Disp. S.	Cap.	Aprov. (%)	Naturaleza	Comp.	N (t)	Mxx (t·m)	Myy (t·m)	Qx (t)	Qy (t)	
Cub2 (2.7 - 3.6 m)	35x35	Cabeza	Cumple	Cumple	65.9	6.3	Cumple	Cumple	65.9	G, Q(2)	Q	1.00	-0.02	0.24	3.92	-0.14	Cumple
										G, S(4)	N, M S.	1.04	-0.03	-0.53	1.43	-0.32	
		Pie	Cumple	Cumple	73.1	36.8	Cumple	Cumple	73.1	G, Q(2)	Q,N,M	1.22	-0.11	2.59	3.92	-0.14	Cumple
Cubierta (0.925 - 2.7 m)	35x35	Cabeza	Cumple	Cumple	48.3	24.8	Cumple	Cumple	48.3	G, Q, S(5)	Q S.	6.26	-1.02	-1.44	2.65	1.12	Cumple
										G, Q(2)	N, M	9.05	-1.40	-1.18	0.61	0.76	
		1.85 m	Cumple	Cumple	48.3	24.8	Cumple	Cumple	48.3	G, Q, S(5)	Q S.	6.26	-1.02	-1.44	2.65	1.12	Cumple
										G, Q(2)	N, M	9.05	-1.40	-1.18	0.61	0.76	
Cubierta (-0.5 - 0.925 m)	35x35	0 m	Cumple	Cumple	49.7	25.4	Cumple	Cumple	49.7	G, Q, S(6)	Q S.	7.39	1.98	0.63	0.84	2.81	Cumple
										G, Q, S(7)	N, M S.	7.32	0.94	1.70	2.61	1.18	
		Pie	Cumple	Cumple	49.7	25.4	Cumple	Cumple	49.7	G, Q, S(6)	Q S.	7.39	1.98	0.63	0.84	2.81	Cumple
										G, Q, S(7)	N, M S.	7.32	0.94	1.70	2.61	1.18	
Cimentación	35x35	Arranque	N.P.(1)	N.P.(1)	N.P.(3)	25.4	N.P.(1)	Cumple	25.4	G, Q, S(7)	N, M S.	7.32	0.94	1.70	2.61	1.18	Cumple

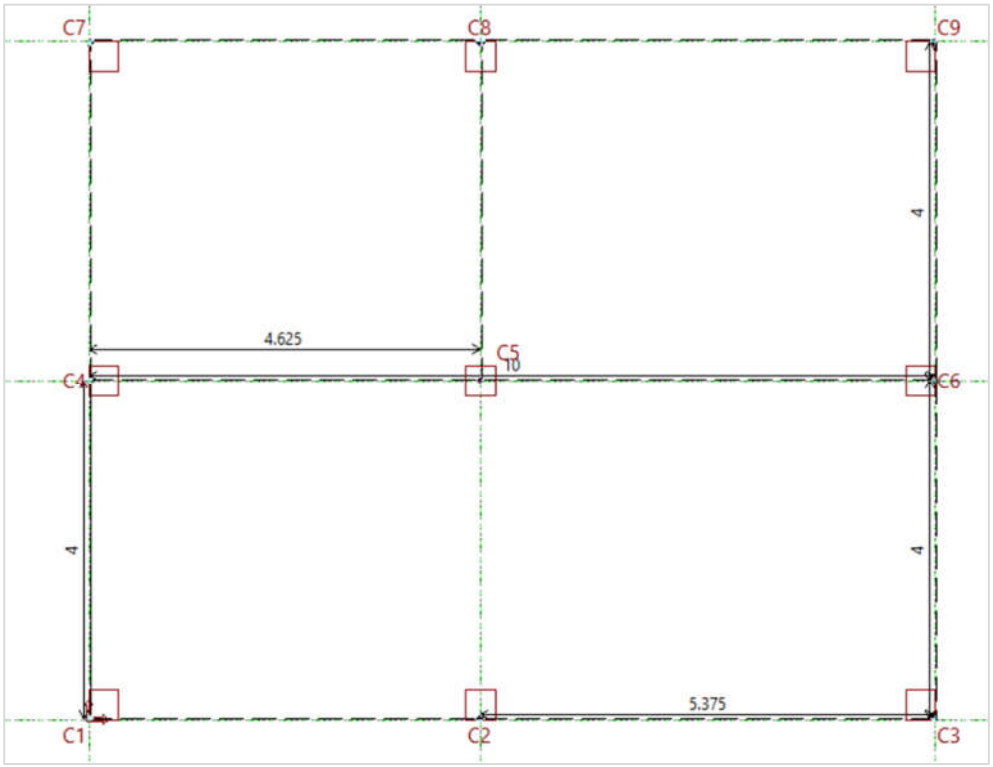
Notas:
(1) La comprobación no procede
(2) La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante
(3) 1.2·PP+1.2·CM+1.6·Qz
(4) 1.2·PP+1.2·CM+SX+0.3·SY
(5) 1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qz+SX+0.3·SY
(6) 1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qz+0.3·SX+SY
(7) 1.2·PP+1.2·CM+0.5·Qz+SX+0.3·SY

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

6.3.3 RESUMEN DEL CHEQUEO COLUMNA FUERTE – VIGA DÉBIL

Adicional a la información presentada en el numeral anterior -Comprobaciones ELU de columnas- se presenta a continuación un resumen de los resultados del chequeo columna fuerte – viga débil para cada uno de los elementos diseñados:

Imagen 14. Columnas

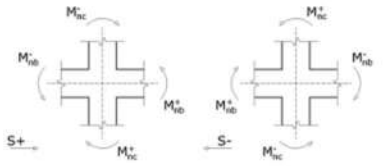


Fuente: Propia, 2.025

Columna C1

Resistencia mínima a flexión de columnas. (NSR-10, Título C)

Las resistencias a flexión de las columnas deben satisfacer la ecuación (Artículo 21.3.6.2):
Para este caso, resulta más desfavorable el esfuerzo axil mínimo: N_u = 2.32 t.



$\sum M_{nc} \geq 1{,}2 \cdot \sum M_{nb}$ **13.82 t·m ≥ 6.35 t·m** ✓

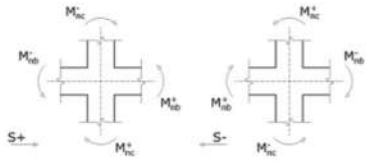
Donde:

ΣM$_{nc}$: Suma de los momentos nominales a flexión de las columnas.
ΣM$_{nb}$: Suma de los momentos resistentes nominales a flexión de las vigas.

Columna C2

Resistencia mínima a flexión de columnas. (NSR-10, Título C)

Las resistencias a flexión de las columnas deben satisfacer la ecuación (Artículo 21.3.6.2):
Para este caso, resulta más desfavorable el esfuerzo axil mínimo: N_u = 4.99 t.



$\sum M_{nc} \geq 1{,}2 \cdot \sum M_{nb}$ **14.50 t·m ≥ 11.45 t·m** ✓

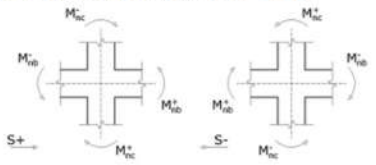
Donde:

ΣM$_{nc}$: Suma de los momentos nominales a flexión de las columnas.
ΣM$_{nb}$: Suma de los momentos resistentes nominales a flexión de las vigas.

Columna C3

Resistencia mínima a flexión de columnas. (NSR-10, Título C)

Las resistencias a flexión de las columnas deben satisfacer la ecuación (Artículo 21.3.6.2):
Para este caso, resulta más desfavorable el esfuerzo axil mínimo: N_u = 2.67 t.



$\sum M_{nc} \geq 1{,}2 \cdot \sum M_{nb}$ **13.92 t·m ≥ 5.44 t·m** ✓

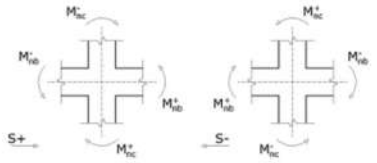
Donde:

ΣM$_{nc}$: Suma de los momentos nominales a flexión de las columnas.
ΣM$_{nb}$: Suma de los momentos resistentes nominales a flexión de las vigas.

Columna C7

Resistencia mínima a flexión de columnas. (NSR-10, Título C)

Las resistencias a flexión de las columnas deben satisfacer la ecuación (Artículo 21.3.6.2):
Para este caso, resulta más desfavorable el esfuerzo axil mínimo: N_u = 2.32 t.



$\sum M_{nc} \geq 1{,}2 \cdot \sum M_{nb}$ **13.82 t·m ≥ 6.35 t·m** ✓

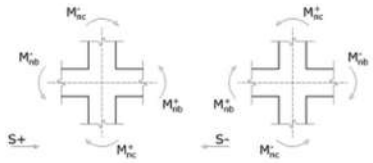
Donde:

ΣM_{nc}: Suma de los momentos nominales a flexión de las columnas.
ΣM_{nb}: Suma de los momentos resistentes nominales a flexión de las vigas.

Columna C8

Resistencia mínima a flexión de columnas. (NSR-10, Título C)

Las resistencias a flexión de las columnas deben satisfacer la ecuación (Artículo 21.3.6.2):
Para este caso, resulta más desfavorable el esfuerzo axil mínimo: N_u = 4.99 t.



$\sum M_{nc} \geq 1{,}2 \cdot \sum M_{nb}$ **14.50 t·m ≥ 11.45 t·m** ✓

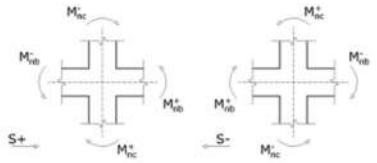
Donde:

ΣM_{nc}: Suma de los momentos nominales a flexión de las columnas.
ΣM_{nb}: Suma de los momentos resistentes nominales a flexión de las vigas.

Columna C9

Resistencia mínima a flexión de columnas. (NSR-10, Título C)

Las resistencias a flexión de las columnas deben satisfacer la ecuación (Artículo 21.3.6.2):
Para este caso, resulta más desfavorable el esfuerzo axil mínimo: N_u = 2.67 t.



$\sum M_{nc} \geq 1{,}2 \cdot \sum M_{nb}$ **13.92 t·m ≥ 5.44 t·m** ✓

Donde:

ΣM_{nc}: Suma de los momentos nominales a flexión de las columnas.
ΣM_{nb}: Suma de los momentos resistentes nominales a flexión de las vigas.

Columna C4, C5, C6:
Llegan a cubierta. No se aplica este chequeo.

Resistencia mínima a flexión de columnas. (NSR-10, Título C)	
En esta zona no son aplicables las comprobaciones de diseño por capacidad.	✓

6.4 DISEÑO DE LA LOSA DE ENTREPISO

El proyecto no lleva losa de entrepiso.

6.5 DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN

Para el diseño de la cimentación se tuvieron en cuenta los parámetros del Estudio de suelos recibido:

Tabla 18. Parámetros para el diseño de la cimentación, tomados del estudio de suelos recibido

Parámetro	Valor
Estudio de suelos No.	2943
Especialista en Geotecnia	Ing. Sandra Milena Anaya Leal M.P.68202-1394331 STD
Tipo de suelo	D
Capacidad de soporte	18.0 ton/m2 A -1.50m
Profundidad de desplante	150cm
Tipo de cimentación:	Zapatas aisladas
Composición general del suelo	El subsuelo consiste de un depósito de suelos coluviales, los cuales presentan meteorización por aguas lluvias. Se encuentra una primera capa de rellenos suelos de color negro de compresibilidad alta, con un espesor variable desde 0,40 hasta 1,60m; seguido de una capa de limos arcillosos, de color café, de plasticidad media, compresibilidad media, parcialmente saturados de agua, hasta una profundidad superior a 6,0 m. El suelo corresponde a un depósito coluvial matriz soportado con cantos de roca aislados, distribuidos al azar. El suelo presenta expansividad media.
Angulo de fricción	No se indica
Nivel freático:	No se encontró
Suelos colapsables	No es susceptible a colapso.
Potencial de expansión	Expansividad media.
Riesgo de licuación	No es susceptible a licuación.

Fuente: Estudio de Suelos del Proyecto, 2.025.

Recomendaciones adicionales del Estudio de Suelos:

El lote se encuentra en una terraza de ladera de ladera con pendiente suave a media, constituida por un perfil de suelos coluviales y sedimentarios de limos arcillosos de plasticidad media, de compresibilidad media. En el análisis de resistencia, el ángulo de fricción del subsuelo saturado es de 0°; el subsuelo se clasifica como no colapsable según el criterio de Gibbs.

La ladera presenta factores al deslizamiento, superiores a 3,9 considerando la carga muerta, la carga viva y la carga sísmica según el método de Bishop Modificado (Método pseudoestático para condiciones de suelo cohesivo saturado no drenado). Por el costado norte del lote se encuentra un talud pronunciado.

- Se encuentran rellenos (llenos) en el lote, los cuales alcanzan una profundidad de hasta 1,60 m, por el costado sur del lote. Los llenos son de profundidad variable y aumentan en dirección norte-sur. Se requiere sobrepasar los rellenos y arcillas de color negro, para desplantar la fundación de la edificación.

- Se recomienda cimentar la edificación, mediante el sistema de zapatas simples, desplantadas a la profundidad de 1,50 - 2,0 m. (por debajo de la superficie actual del terreno). No se puede cimentar en los rellenos ni en la capa arcillosa de color negro.

- Los suelos limosos presentan potencial de erosión hídrica. Se requiere diseñar drenajes para las aguas de escorrentía superficial. La casa debe contar con canaletas de drenaje de aguas lluvias.

Para los pisos, se recomienda nivelar y compactar la subrrasante, extender una tela del tipo geotextil tejido, seguido de una capa de base granular bien gradada, con un espesor de 10 -12,0 cms, seguido de la losa de piso. Esto es debido a que se encuentran llenos compresibles en el lote.

Se deben seguir las indicaciones del Estudio de Suelos.

6.5.1 DISEÑO DE ZAPATAS AISLADAS

Se presenta el diseño de la Zapata tipo.

Referencia: C5 Dimensiones: 100 x 100 x 30 Armados: Xi:#4c/20 Yi:#4c/20		
Comprobación	Valores	Estado
Tensiones sobre el terreno: *Criterio de CYPE*	Máximo: 1.8 kp/cm²	
- Tensión media en situaciones persistentes:	Calculado: 1.716 kp/cm²	Cumple
- Tensión máxima en situaciones persistentes:	Calculado: 1.716 kp/cm²	Cumple
Vuelco de la zapata: *Si el % de reserva de seguridad es mayor que cero, quiere decir que los coeficientes de seguridad al vuelco son mayores que los valores estrictos exigidos para todas las combinaciones de equilibrio.*		
- En dirección X:	Reserva seguridad: 326196.7 %	Cumple
- En dirección Y:	Reserva seguridad: 100000.0 %	Cumple
Flexión en la zapata:		
- En dirección X:	Momento: 2.28 t·m	Cumple
- En dirección Y:	Momento: 1.65 t·m	Cumple
Cortante en la zapata:		
- En dirección X:	Cortante: 2.90 t	Cumple
- En dirección Y:	Cortante: 2.74 t	Cumple
Compresión oblicua en la zapata: - Situaciones persistentes: *Criterio de CYPE*	Máximo: 630 t/m² Calculado: 87.38 t/m²	Cumple
Canto mínimo: *Capítulo C.15.7 (norma NSR-10)*	Mínimo: 23.5 cm Calculado: 30 cm	Cumple
Espacio para anclar arranques en cimentación: - C5:	Mínimo: 20 cm Calculado: 20 cm	Cumple
Cuantía geométrica mínima: *Capítulo C.7.12.2.1 (norma NSR-10)*	Mínimo: 0.0018	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 0.0021	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 0.0021	Cumple
Diámetro mínimo de las barras: - Parrilla inferior: *Criterio de CYPE*	Mínimo: 10 mm Calculado: 12.7 mm	Cumple
Separación máxima entre barras: *Criterio de CYPE*	Máximo: 30 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 20 cm	Cumple
Separación mínima entre barras: *Criterio de CYPE, basado en: J. Calavera. "Cálculo de Estructuras de Cimentación". Capítulo 3.16*	Mínimo: 10 cm	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 20 cm	Cumple
Longitud de anclaje: *Criterio del libro "Cálculo de estructuras de cimentación", J. Calavera. Ed. INTEMAC, 1991*	Mínimo: 28 cm	
- Armado inf. dirección X hacia der:	Calculado: 28 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 28 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 28 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 28 cm	Cumple
Longitud mínima de las patillas:	Mínimo: 20 cm	
- Armado inf. dirección X hacia der:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armado inf. dirección X hacia izq:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia arriba:	Calculado: 20 cm	Cumple
- Armado inf. dirección Y hacia abajo:	Calculado: 20 cm	Cumple

Referencia: C5 Dimensiones: 100 x 100 x 30 Armados: Xi:#4c/20 Yi:#4c/20		
Comprobación	Valores	Estado
Tensión máxima en la armadura para limitar la fisuración:	Máximo: 2520 kp/cm²	
- Armado inferior dirección X:	Calculado: 947.98 kp/cm²	Cumple
- Armado inferior dirección Y:	Calculado: 696.84 kp/cm²	Cumple
Avisos:		
Información adicional:		
- Relación rotura pésima (En dirección X): 0.61		
- Relación rotura pésima (En dirección Y): 0.44		
- Cortante de agotamiento (En dirección X): 13.92 t		
- Cortante de agotamiento (En dirección Y): 13.92 t		

6.5.2 DISEÑO DE LAS VIGAS DE CIMENTACIÓN

6.5.2.1 Viga de cimentación tipo 30x30

Referencia: Viga 30x30 [C7 - C8] (Viga centradora) -Dimensiones: 30.0 cm x 30.0 cm -Armadura superior: 2#5 -Armadura inferior: 2#5 -Estribos: 1x#3c/5		
Comprobación	Valores	Estado
Diámetro mínimo estribos:	Mínimo: 6 mm Calculado: 9.52 mm	Cumple
Separación mínima entre estribos: *Norma NSR-10. Artículo C.7.6*	Mínimo: 2.5 cm Calculado: 4 cm	Cumple
Separación mínima armadura longitudinal: *Norma NSR-10. Artículo C.7.6*	Mínimo: 2.5 cm	
- Armadura superior:	Calculado: 9.9 cm	Cumple
- Armadura inferior:	Calculado: 9.9 cm	Cumple
Separación máxima estribos: - Situaciones persistentes: *Norma NSR-10. Artículo C.11.4.5*	Máximo: 5.1 cm Calculado: 5 cm	Cumple
Separación máxima armadura longitudinal: *Artículo 42.3.1 de la norma EHE-08*	Máximo: 30 cm	
- Armadura superior:	Calculado: 9.9 cm	Cumple
- Armadura inferior:	Calculado: 9.9 cm	Cumple
Cuantía mínima para los estribos: - Situaciones persistentes: *Norma NSR-10. Artículo C.11.4.6.3*	Mínimo: 2.54 cm²/m Calculado: 28.52 cm²/m	Cumple
Cuantía geométrica mínima armadura traccionada: *Artículo 5.4.2.1 del Eurocódigo-2*	Mínimo: 0.0015	
- Armadura superior (Situaciones persistentes):	Calculado: 0.0043	Cumple
- Armadura inferior (Situaciones persistentes):	Calculado: 0.0043	Cumple
Armadura mínima por cuantía mecánica de flexión compuesta: *Norma NSR-10. Artículo C.10.5*	Calculado: 3.95 cm²	
- Armadura inferior (Situaciones persistentes):	Mínimo: 0.77 cm²	Cumple
- Armadura superior (Situaciones persistentes):	Mínimo: 1.36 cm²	Cumple
Comprobación de armadura necesaria por cálculo a flexión compuesta: Situaciones persistentes:	Momento flector: 0.31 t·m Axil: ± 0.00 t Momento flector: -0.55 t·m Axil: ± 0.00 t	Cumple Cumple
Longitud de anclaje barras superiores origen: - Situaciones persistentes: *El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares*	Mínimo: 30 cm Calculado: 30 cm	Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores origen: - Situaciones persistentes: *El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares*	Mínimo: 30 cm Calculado: 30 cm	Cumple
Longitud de anclaje barras superiores extremo: - Situaciones persistentes: *El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares*	Mínimo: 30 cm Calculado: 30 cm	Cumple
Longitud de anclaje barras inferiores extremo: - Situaciones persistentes: *El anclaje se realiza a partir del eje de los pilares*	Mínimo: 30 cm Calculado: 30 cm	Cumple
Tensión máxima en la armadura para limitar la fisuración:	Máximo: 2520 kp/cm²	
- Armadura inferior:	Calculado: 119.62 kp/cm²	Cumple
- Armadura superior:	Calculado: 331.91 kp/cm²	Cumple
Comprobación de cortante: - Situaciones persistentes:	Cortante: 0.37 t	Cumple
Se cumplen todas las comprobaciones		

Referencia: Viga 30x30 [C7 - C8] (Viga centradora) -Dimensiones: 30.0 cm x 30.0 cm -Armadura superior: 2#5 -Armadura inferior: 2#5 -Estribos: 1x#3c/5		
Comprobación	Valores	Estado
Avisos:		
Información adicional:		
- Diámetro mínimo de la armadura longitudinal (Recomendación del Artículo 58.8.2 de la EHE-08): Mínimo: 12.0 mm, Calculado: 15.9 mm (Cumple)		

6.6 DISEÑO DE MUROS NO ESTRUCTURALES

Mampostería reforzada:	Apoyada arriba y abajo
Altura libre de los muros:	2.40m Muro con viga intermedia en altura
Tipo de muro:	Mampostería de perforación vertical Bloque de perforación vertical Espesor 14.5cm
Refuerzo en dovelas:	1#4 Separación 1.00m entre ejes

Imagen 15. Ladrillo tipo MNE



Fuente: Propia, 2.025

Mortero de pega:	Tipo M (17.5MPa)
Mortero de relleno:	Tipo M (17.5MPa)

DISEÑO DE ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES
Proyecto: Colegio El Hato
MUROS NO ESTRUCTURALES Fachadas

Octubre 09/2022

CALCULO DE ACELERACION POR PISO

1- Especificaciones del Criterio de Diseño
A- Elementos no estructurales separados de la estructura (Según A.9.4.1)

2- Cuantificación de la Masa de la Edificación
(según memoria de cálculo)

PISO	MASA (ton)
Cubierta	39.93

M= 39.93 ton

3- Cálculo del Periodo Fundamental de la Edificación, Ta
Ta = 0.11 **seg**

4- Determinación de la Zona de Amenaza Sísmica y Coeficiente de Aceleración, Aa
Aa = 0.15

5- Determinación del Coeficiente de Importancia, I
I = 1.25

6- Determinación del Tipo de Perfil de Suelo
Suelo Tipo = D

7- Cálculo de la Aceleración Espectral, Sa
Sa = 0.141

8- Cálculo del Cortante Sísmico en la Base, Vs
Vs = 5.61 KN

9- Cálculo del Coeficiente de distribución, Cvx

PISO	ENTREPISO	ALTURA (m)	K	MASA*H	CVx
0		2.80	1.00	0.0	0.00
Cubierta	2.65	2.80	1.00	111.8	1.00
				111.8	1.00

DISEÑO DE ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES
Proyecto: Colegio El Hato
MUROS NO ESTRUCTURALES Fachadas

Octubre 09/2022

10 - Cálculo de Ax, en cada nivel Aa.Fa.I = As= 0.23

Fa = 1.20 h_{eq}= 2.10
Fv = 2.00 hn= 2.80

PISO	ax
0	0.188
0	0.188
0	0.188
0	0.188
0	0.188
0	0.188
0	0.188
0	0.188
0	0.188
0	0.188
0	0.188
0	0.188
0	0.188
Cubierta	0.188

A.9.4.2.1 — *Aceleración en el punto de soporte del elemento*, a_x — Corresponde a la aceleración horizontal que ocurre en el punto donde el elemento no estructural está soportado, o anclado, al sistema estructural de la edificación, cuando ésta se ve afectada por los movimientos sísmicos de diseño. Esta aceleración depende de las características dinámicas del sistema de resistencia sísmica de la edificación y de la localización del elemento dentro de ella. Debe evaluarse por medio de un análisis dinámico de la estructura que tenga en cuenta su capacidad de disipación de energía en el rango inelástico, o bien por medio de la siguiente ecuación compatible con las fuerzas sísmicas que se obtienen por medio del método de fuerza horizontal equivalente tal como se presenta en el Capítulo A.4 del Reglamento:

$$a_x = A_s + \frac{(S_s - A_s)h_x}{h_{eq}} \qquad h_x \le h_{eq}$$

$$a_x = S_s \frac{h_x}{h_{eq}} \qquad h_x \ge h_{eq} \qquad \text{(A.9.4-2)}$$

h_{eq} puede estimarse simplificadamente como $0.75h_n$.

11- Determinacion del grado de desempeño del Elemento No Estructural Según A.9.2.3 - Tabla A.9.2.1

Grupo de Uso: III
Grado de Desempeño: Superior

Definición de desempeño

Capítulo A.9.2.1 – NSR-10

(a) *Superior* — Es aquel en el cual el daño que se presenta en los elementos no estructurales es mínimo y no interfiere con la operación de la edificación debido a la ocurrencia del sismo de diseño.

(b) *Bueno* — Es aquel en el cual el daño que se presenta en los elementos no estructurales es totalmente reparable y puede haber alguna interferencia con la operación de la edificación con posterioridad a la ocurrencia del sismo de diseño.

(c) *Bajo* — Es aquel en el cual se presentan daños graves en los elementos no estructurales, inclusive no reparables, pero sin desprendimiento o colapso, debido a la ocurrencia del sismo de diseño.

Tabla A.9.2-1
Grado de desempeño mínimo requerido

Grupo de Uso	Grado de desempeño
IV	Superior
III	Superior
II	Bueno
I	Bajo

12- Determinacion del Coeficiente de Amplificación Sísmica, ap Según Tabla A.9.5.1

13- Determinacion del Coeficiente de Reducción, Rp

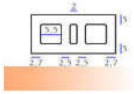
Elemento No Estructural	Ap	Rp (A.9.4.9)		
Mampostería reforzada, separada lateralmente de la estructura, apoyadas arriba y abajo	1	3	Dúctiles	**Muro biapoyado**
Mampostería reforzada, separada lateralmente de la estructura, apoyadas solo abajo	2.5	3	Dúctiles	**Muro en voladizo**

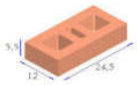
14- Cuantificacion de la masa del Elemento No Estructural (E.N.E)

14-1 Para un muro biapoyado:

Elemento: Muro Tipo piso en último piso

h =	2.40	m	Vol. muro =	0.29	m3
L =	1.00	m	Vol. friso =	0.07	m3
e =	0.12	m	Vol. relleno =	0.01	m3
p mamposteria =	1.30	Ton/m3	Masa muro =	0.37	Ton
p mortero =	2.10	Ton/m3	Masa friso =	0.15	Ton
friso =	2	caras	Masa relleno =	0.02	Ton
e friso =	0.015	m	**Masa total (Mp) =**	**0.55**	**Ton**





Altura (m, incl. pega) = 0.07
No. hiladas (und) = 35

DISEÑO DE ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES
Proyecto: Colegio El Hato
MUROS NO ESTRUCTURALES Fachadas

Octubre 09/2022

14-1 Para un muro en voladizo:

Elemento: Muro Tipo piso en último piso

h =	0.90	m	Vol. muro =	0.11	m3	
L =	1.00	m	Vol. friso =	0.03	m3	
e =	0.12	m	Vol. relleno =	0.00	m3	
ρ mamposteria =	1.30	Ton/m3	Masa muro =	0.14	Ton	
ρ mortero =	2.10	Ton/m3	Masa friso =	0.06	Ton	
friso =	2	caras	Masa relleno =	0.01	Ton	
e friso =	0.015	m	**Masa total (Mp) =**	**0.21**	**Ton**	

Espesor mínimo nominal: 120mm (D.8.1.3)

Altura (m, incl. pega) = 0.07
No. hiladas (und) = 13

15- Cálculo de la Fuerza Sísmica de Diseño, Fp, sobre el Elemento No Estructural A.9.4.2

15-1 Muro biapoyado: **Fp = 0.34 KN**
Revisar
Fp = 0.51 KN

$$F_p = \frac{a_x\, a_p}{R_p} g\, M_p \geq \frac{A_a I}{2} g\, M_p$$

Para el último piso: 0.34 0.51
Fp > (Aa*I*g*Mp)/2 (Aa*I*g*Mp)/2 = 0.51

15-2 Muro en voladizo: 0.32 0.19 **Fp = 0.32 KN**
OK

16- Cálculo de la Fuerza de Viento, Fv, sobre el Elemento No Estructural **Fv = 0.91 KN**

Fuerza de viento sobre piso mas alto =	7.25	KN	(según memoria de cálculo)
Ancho del panel =	8	m	Edificio: 10m x 8m
Fuerza viento /m =	0.91	KN	

17- Si |Fv| > 0.7 Fp, se diseña para 1.4 Fv ; Si |Fv| ≤ 0.7 Fp, se diseño para Fp

17-1 Muro biapoyado:
Fv = 0.91 KN Diseñar con: **Fp = 1.27 KN**
0.7 Fp = 0.35 KN

17-2 Muro en voladizo:
Fv = 0.91 KN Diseñar con: **Fp = 1.27 KN**
0.7 Fp = 0.22 KN

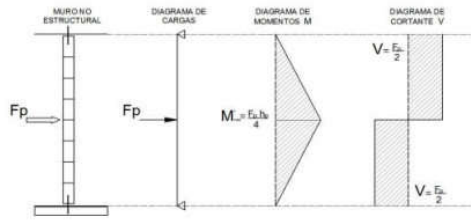
DISEÑO DE ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES
Proyecto: Colegio El Hato
MUROS NO ESTRUCTURALES Fachadas

Octubre 09/2022

18- Cálculo de fuerzas internas

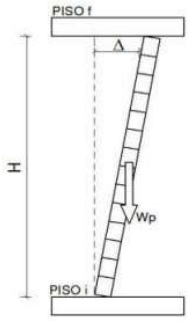
18-1 Muro biapoyado

Para el muro analizado, con anclajes arriba y abajo



M max1 = **0.76 KN-m**
0.08 Ton.m

V max1 = **0.63 KN**
0.06 Ton



Además debe considerarse la condición de carga sobre el muro cuando la edificiación experimenta la deriva máxima. Su propio peso inducirá un Momento y un Cortante adicionales.
(según memoria de cálculo)

dmax = 28 mm
Wp = 5.50 KN

M max2 = **0.039** KN-m

La deriva causa una inclinacion en el muro de 0.67 grados con respecto a la vertical, lo que resulta una componente perpendicular al muro debida a su propio peso de: 0.06 KN

V max2 = **0.032** KN

M tot = Mmax1 + Mmax2 **Mtot = 0.80 KN-m**
Vtot = Vmax1 - Vmax2 **Vtot = 0.67 KN**
Ntot = 5.50 KN

DISEÑO DE ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES
Proyecto: Colegio El Hato
MUROS NO ESTRUCTURALES Fachadas

Octubre 09/2022

19- Dimensionamiento del Elemento No Estructural

Se selecciona: Ladrillo prensado liviano (24.5cm x 12.0cm x 6.0cm) e pared (mm) = 22

19-1-Muro Biapoyado

Compresión axial para muros de mampostería: Fa = 0.20 x f'm x Re **D-1.5.2 NSR-10**

Se verifica la capacidad del muro no reforzado, especificando una resitencia mínima a la compresión de la mampostería

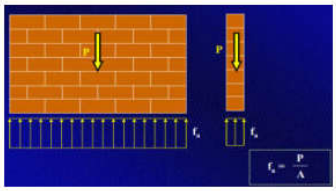
$$\frac{5f_a}{f'_m * R_e} + \frac{3f_b}{f'_m} \leq 1$$

fa= esfuerzo causado por la fuerza axial calculado con el área efectiva, Mpa
fb= esfuerzo de compresión causado por la flexión calculado con el área efectiva, Mpa
f'm= resistencia a la compresión de la mampostería

Fa =	5.00	MPa	**D-1.5.2**	**Fa**= Esfuerzo admisible de compresión por carga axial, Mpa
L diseño =	1,000.0	mm		
h' =	0.0	mm		**h'**= altura efectiva del muro D.5.4.3
Re =	1.00			**h'/t**= 0.00
fa =	0.13	Mpa		**Re**= coeficiente utilizado para tener en cuenta los efectos de esbeltez en elementos a compresión
fb =	1.09	Mpa	No debe ser mayor a 14MPa	
f'm =	25	Mpa		

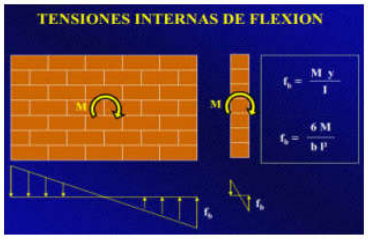
$$\frac{5f_a}{f'_m * R_e} + \frac{3f_b}{f'_m} = 0.16$$ Ok

f'm no debe ser menor de: 8Mpa (D.8.1.4)



Compresión por flexión: Fb **Fb**= Esfuerzo admisible de compresión debido a flexión, Mpa

Fb =	8.25	Mpa	No debe ser mayor a 14MPa	
f'm =	25.00	Mpa		
fb requerido =	10.77	Mpa	107.66 Kg/cm2	
e =	14.53	cm		
ek =	2	cm	Realizar diseño a flexión	
Es =	200,000	Mpa	2,000,000 Kg/cm2	Módulo de elasticidad del acero
Em =	18,750	MPa	**D.5.2-3 NSR-10**	Módulo de elasticidad de la mampostería
n =	11			
As =	1.06	cm2/m	(1 varilla de 1/2" cada 1.20m)	Separación de las varillas: 1.20 m
p =	0.002			
n .p =	0.019			
k =	0.18			
j =	0.94			
fb actuante =	26.81	Kg/cm2	OK	



DISEÑO DE ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES
Proyecto: Colegio El Hato
MUROS NO ESTRUCTURALES Fachadas

Octubre 09/2022

Tracción perpendicular a la junta: **Tabla D-1.5-1**

Mortero tipo: M

No se permite el uso de morteros tipo N (D.8.1.3)

Tabla D-1.5-1
Esfuerzos admisibles para tracción por flexión de la mampostería con aparejo trabado F_t (MPa)

Dirección de los esfuerzos de tracción por flexión y tipo de mampostería.	Morteros de cemento pórtland y cal		Morteros de cemento para mampostería	
	H, M, ó S	N	H, M, ó S	N
Perpendicular a las juntas horizontales				
- Unidades Macizas	0.28	0.21	0.17	0.10
- Unidades de perforación vertical[1]				
- Sin rellenar	0.17	0.13	0.10	0.06
- Rellenas con morteros de inyección	0.45	0.43	0.42	0.40
Perpendicular a la junta vertical				
- Unidades Macizas	0.55	0.41	0.33	0.21
- Unidades de perforación vertical				
- Sin rellenar	0.35	0.26	0.21	0.13
- Rellenas y parcialmente rellenas con morteros de inyección	0.55	0.41	0.33	0.21

1. Para mampostería parcialmente inyectada, los esfuerzos admisibles deberán ser determinados por interpolación lineal de los valores dados para las unidades de perforación vertical sin rellenar y las rellenas con mortero de relleno basada en la cantidad (porcentaje) relleno con mortero de relleno.



V = 666.48 N
Av = 26,275.00 mm2
fv = 0.03 Mpa
Ok

Capacidad a cortante: **D-1.5-7**

Para el método de los esfuerzos admisibles, en el álculo del cortante en muros de mampostería, se deben emplear los siguientes valores:

Fv = Capacidad a corte. Esfuerzo admisible de cortante, Mpa
Fv = 0.13 Mpa ≤ 0.56 Mpa Ok Mampostería no reforzada
Fv puede ser incrementado en 0.2Fam
(D-1.5.7.a)

fv = Esfuerzo cortante solicitado, Mpa $f_v = \frac{V}{bjd}$
V = 666.48 N
j = 0.94 (Factor del brazo de palanca traccion-compresión, adimensional
d = 44.00 mm
fv = 0.134 Mpa Esfuerzo cortante admisible en miros de mampostería con refuerzo
b = 120.00 mm

fv < Fv
0.134 < 0.13 Se requiere refuerzo a cortante, analizar caso 1 y caso 2, celda R y pantallazos

Fy = 4,200.00 MPa
Fs = 170.00 MPa
Av = 113.59 mm2
1.14 cm2

D-1.5.8.1 — El refuerzo transversal de cortante debe colocarse en piezas especiales tipo viga, ubicadas máximo cada 1.20 m. y a distancias no mayores a **d/2**. Dentro del área de refuerzo transversal de cortante no debe incluirse el refuerzo colocados en las juntas de mortero de la mampostería, el cual solo cumple funciones de disminución de la fisuración.

DISEÑO DE ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES
Proyecto: Colegio El Hato
MUROS NO ESTRUCTURALES Fachadas

Octubre 09/2022

20- Dimensionamiento de las Conexiones

Para el caso que nos ocupa, no se requieren Conexiones

21- Dimensionamiento de los anclajes

El muro se apoya directamente sobre la losa de concreto. El anclaje debe resistir la fuerza cortante máxima de:

V = 1.27 KN
M = 0.80 Ton.m

ϕ =	0.60	D.5.1.5
Fy =	420.00	Mpa
Fv =	226.8	Mpa
Av =	5.59	mm2/m
Av =	0.06	cm2/m

Diámetro	As colocado:				As suministrado	
9.53	3/8" =	0.71 cm2	Separación:	1.20 m	0.59 cm2	Ok
12.7	1/2" =	1.27 cm2			1.06 cm2	Ok
15.88	5/8" =	1.98 cm2			1.65 cm2	Ok
19.05	3/4" =	2.85 cm2			2.38 cm2	Ok
22.23	7/8" =	3.88 cm2			3.23 cm2	Ok

DISPOSICIONES DE REFUERZO MINIMO: (según NSR-10)

Cuantía mínima

** La cuantía de refuerzo en cada una de las direcciones, vertical u horizontal, no debe ser menor del 0.00027, evaluadas sobre el área bruta de la sección del muro, teniendo en cuenta en la evaluación de la cuantía únicamenteel refuerzo que sea continuo en el tramo del muro.*

As mínimo: Refuerzo vertical mínimo

** El espaciamiento entre refuerzos verticales no puede ser mayor de 2.40m*
** Se debe disponer como mínimo de una barra No.3 en cada extremo del muro*
** Se debe disponer como mínimo de una barra No.3 al lado de ventanas ó aberturas interiores mayores a 600mm horizotal ó verticalmente. Estas barras deben ser continuas dentro del tramo del muro.*

As mínimo: Refuerzo horizontal mínimo

** El refuerzo horizontal en as juntas de pega no puede ser menor de 4mm y no puede espaciarse a más de 60cm*
** El refuerzo horizontal colocado dentro de elementos embebidos dentro de unidades de mampostería especiales, no puede espaciarse verticalmente a más de 3.00m*
** Se debe disponer además refuerzo horizontal mínimo de dos barras No.3 en el remate y arranque de los muros, a nivel de las losas de entrepiso.*
** En la parte superior e inferior de las aberturas interiores mayores de 600mm. Este refuerzo debe extenderse dentro del muro al menos 600mm. - El refuerzo horizontal colocado en las juntas debe estar completamente embebido en el mortero, con un recubrimiento mínimo de 12mm cuando la mampostería está en contacto con la tierra o intemperie, o 6mm cuando no se encuentra en contacto con tierra o intemperie.*

6.7 DISEÑO DE CORREAS METÁLICAS EN CUBIERTA

Listado de pórticos

Nombre Obra: D:\LC Ingenieria\Contratos\LC_062 Colegio Daniel\Modelos\Colegio_Correas V01.gp3
Colegio El Hato

Fecha:09/10/22

Datos de la obra

Separación entre pórticos: 3.85 m
Con cerramiento en cubierta
- Peso del cerramiento: 70.00 kg/m²
- Sobrecarga del cerramiento: 35.00 kg/m²

Sin cerramiento en laterales.

Normas y combinaciones

Perfiles conformados	AISI/NASPEC-2007 (LRFD) ASCE 7
Perfiles laminados	AISC 360-10 (LRFD) ASCE 7
Desplazamientos	Derivas

Datos de viento

Normativa: NSR-10 Capítulo B.6 - Fuerzas de viento (Colombia)

Categoría del terreno: Categoría B
Velocidad básica del viento: 35.00 m/s
Categoría III
Clasificación según huecos: Edificio abierto
Orografía del terreno: Llano
1 - V(0°) H1: Wind at 0°, with clear wind flow, loadcase A.
2 - V(0°) H2: Wind at 0°, with obstructed wind flow, loadcase A.
3 - V(0°) H3: Wind at 0°, with clear wind flow, loadcase B.
4 - V(0°) H4: Wind at 0°, with obstructed wind flow, loadcase B.
5 - V(90°) H1: Wind at 90°, with clear wind flow, loadcase A.
6 - V(90°) H2: Wind at 90°, with obstructed wind flow, loadcase A.
7 - V(90°) H3: Wind at 90°, with clear wind flow, loadcase B.
8 - V(90°) H4: Wind at 90°, with obstructed wind flow, loadcase B.
9 - V(180°) H1: Wind at 180°, with clear wind flow, loadcase A.
10 - V(180°) H2: Wind at 180°, with obstructed wind flow, loadcase A.
11 - V(180°) H3: Wind at 180°, with clear wind flow, loadcase B.
12 - V(180°) H4: Wind at 180°, with obstructed wind flow, loadcase B.
13 - V(270°) H1: Wind at 270°, with clear wind flow, loadcase A.
14 - V(270°) H2: Wind at 270°, with obstructed wind flow, loadcase A.
15 - V(270°) H3: Wind at 270°, with clear wind flow, loadcase B.
16 - V(270°) H4: Wind at 270°, with obstructed wind flow, loadcase B.

Datos de nieve

Sin acción de nieve

Aceros en perfiles

Tipo acero	Acero	Lim. elástico kp/cm²	Módulo de elasticidad kp/cm²
Acero conformado	ASTM A 572 50 ksi	3517	2069317

Página 1

Listado de pórticos

Nombre Obra: D:\LC Ingenieria\Contratos\LC_062 Colegio Daniel\Modelos\Colegio_Correas V01.gp3
Colegio El Hato

Fecha:09/10/22

Datos de pórticos			
Pórtico	Tipo exterior	Geometría	Tipo interior
1	Dos aguas	Luz izquierda: 4.48 m Luz derecha: 5.23 m Alero izquierdo: 2.65 m Alero derecho: 2.65 m Altura cumbrera: 4.19 m	Pórtico rígido

Cargas en barras

Pórtico 1

Barra	Hipótesis	Tipo	Posición	Valor	Orientación
Cubierta	G	Uniforme	---	0.15 t/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Q	Uniforme	---	0.07 t/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	V(0°) H1	Uniforme	---	0.10 t/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	V(0°) H2	Uniforme	---	0.11 t/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	V(0°) H3	Uniforme	---	0.00 t/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	V(0°) H4	Uniforme	---	0.06 t/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	V(90°) H1	Uniforme	---	0.07 t/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	V(90°) H2	Uniforme	---	0.11 t/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	V(90°) H3	Uniforme	---	0.07 t/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	V(90°) H4	Uniforme	---	0.04 t/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	V(180°) H1	Uniforme	---	0.01 t/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	V(180°) H2	Uniforme	---	0.10 t/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	V(180°) H3	Uniforme	---	0.08 t/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	V(180°) H4	Uniforme	---	0.15 t/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	V(270°) H1	Uniforme	---	0.07 t/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	V(270°) H2	Uniforme	---	0.10 t/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	V(270°) H3	Uniforme	---	0.07 t/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	V(270°) H4	Uniforme	---	0.04 t/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	G	Uniforme	---	0.15 t/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Q	Uniforme	---	0.07 t/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	V(0°) H1	Uniforme	---	0.03 t/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	V(0°) H2	Uniforme	---	0.09 t/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	V(0°) H3	Uniforme	---	0.09 t/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	V(0°) H4	Uniforme	---	0.14 t/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	V(90°) H1	Uniforme	---	0.07 t/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	V(90°) H2	Uniforme	---	0.11 t/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	V(90°) H3	Uniforme	---	0.07 t/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	V(90°) H4	Uniforme	---	0.04 t/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	V(180°) H1	Uniforme	---	0.10 t/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	V(180°) H2	Uniforme	---	0.11 t/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	V(180°) H3	Uniforme	---	0.01 t/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	V(180°) H4	Uniforme	---	0.06 t/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	V(270°) H1	Uniforme	---	0.07 t/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	V(270°) H2	Uniforme	---	0.10 t/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Listado de pórticos

Nombre Obra: D:\LC Ingenieria\Contratos\LC_062 Colegio Daniel\Modelos\Colegio_Correas V01.gp3
Colegio El Hato

Fecha:09/10/22

Barra	Hipótesis	Tipo	Posición	Valor	Orientación
Cubierta	V(270°) H3	Uniforme	---	0.07 t/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	V(270°) H4	Uniforme	---	0.04 t/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)

Pórtico 2

Barra	Hipótesis	Tipo	Posición	Valor	Orientación
Cubierta	G	Uniforme	---	0.15 t/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Q	Uniforme	---	0.07 t/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	V(0°) H1	Uniforme	---	0.10 t/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	V(0°) H2	Uniforme	---	0.11 t/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	V(0°) H3	Uniforme	---	0.00 t/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	V(0°) H4	Uniforme	---	0.06 t/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	V(90°) H1	Uniforme	---	0.07 t/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	V(90°) H2	Uniforme	---	0.10 t/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	V(90°) H3	Uniforme	---	0.07 t/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	V(90°) H4	Uniforme	---	0.04 t/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	V(180°) H1	Uniforme	---	0.01 t/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	V(180°) H2	Uniforme	---	0.10 t/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	V(180°) H3	Uniforme	---	0.08 t/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	V(180°) H4	Uniforme	---	0.15 t/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	V(270°) H1	Uniforme	---	0.07 t/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	V(270°) H2	Uniforme	---	0.11 t/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	V(270°) H3	Uniforme	---	0.07 t/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	V(270°) H4	Uniforme	---	0.04 t/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	G	Uniforme	---	0.15 t/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	Q	Uniforme	---	0.07 t/m	EG: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	V(0°) H1	Uniforme	---	0.03 t/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	V(0°) H2	Uniforme	---	0.09 t/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	V(0°) H3	Uniforme	---	0.09 t/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	V(0°) H4	Uniforme	---	0.14 t/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	V(90°) H1	Uniforme	---	0.07 t/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	V(90°) H2	Uniforme	---	0.10 t/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	V(90°) H3	Uniforme	---	0.07 t/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	V(90°) H4	Uniforme	---	0.04 t/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	V(180°) H1	Uniforme	---	0.10 t/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	V(180°) H2	Uniforme	---	0.11 t/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	V(180°) H3	Uniforme	---	0.01 t/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	V(180°) H4	Uniforme	---	0.06 t/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	V(270°) H1	Uniforme	---	0.07 t/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	V(270°) H2	Uniforme	---	0.11 t/m	EXB: (0.00, 0.00, 1.00)
Cubierta	V(270°) H3	Uniforme	---	0.07 t/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)
Cubierta	V(270°) H4	Uniforme	---	0.04 t/m	EXB: (0.00, 0.00, -1.00)

Descripción de las abreviaturas:
EG : Ejes de la carga coincidentes con los globales de la estructura.
EXB : Ejes de la carga en el plano de definición de la misma y con el eje X coincidente con la barra.

Página 3

Listado de pórticos

Nombre Obra: D:\LC Ingenieria\Contratos\LC_062 Colegio Daniel\Modelos\Colegio_Correas V01.gp3
Colegio El Hato

Fecha:09/10/22

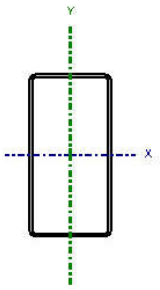
Datos de correas de cubierta	
Descripción de correas	Parámetros de cálculo
Tipo de perfil: ESTRUC RECT 120x60x2.0mm	Límite flecha: L / 250
Separación: 0.80 m	Número de vanos: Un vano
Tipo de Acero: A572 50ksi	Tipo de fijación: Fijación por gancho

Comprobación de resistencia

Comprobación de resistencia
El perfil seleccionado cumple todas las comprobaciones.
Aprovechamiento: 38.14 %

Barra pésima en cubierta

Perfil: ESTRUC RECT 120x60x2.0mm
Material: ASTM A 572 50 ksi



Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas			
Inicial	Final		Área (cm²)	I_x (1) (cm4)	I_y (1) (cm4)	I_t (2) (cm4)
9.326, 0.000, 2.763	9.326, 3.850, 2.763	3.850	6.90	130.51	44.96	108.22

Notas:
(1) Inercia respecto al eje indicado
(2) Momento de inercia a torsión uniforme

	Pandeo		Pandeo lateral	
	Plano ZX	Plano ZY	Ala sup.	Ala inf.
β	0.00	1.00	0.00	1.00
L_k	0.000	3.850	0.000	3.850
C_m	1.000	1.000	-	-
C_b	-		1.000	

Notación:
β: Coeficiente de pandeo
L_k: Longitud de pandeo (m)
C_m: Coeficiente de momentos
C_b: Factor de modificación para el momento crítico

Barra	COMPROBACIONES (AISI S100-07 (2007))															Estado
	w / t	T	P	Tr	M_x	M_y	V_x	V_y	M_xTr	M_yTr	M_xV_x	M_yV_y	MT	MP	TPTrMV	
pésima en cubierta	x: 0.642 m w / t ≤ $(w / t)_{lim}$ Cumple	N.P.(1)	N.P.(2)	N.P.(3)	x: 1.925 m η = 38.1	N.P.(4)	N.P.(5)	x: 0 m η = 3.3	N.P.(6)	N.P.(7)	x: 1.283 m η = 11.5	N.P.(8)	x: 1.925 m η = 38.1	N.P.(9)	N.P.(10)	**CUMPLE** **η = 38.1**

Notación:
w / t: Limitaciones geométricas
T: Resistencia a tracción
P: Resistencia a compresión
Tr: Resistencia a torsión
M_x: Resistencia a flexión alrededor del eje X
M_y: Resistencia a flexión alrededor del eje Y
V_x: Resistencia a corte en la dirección del eje X
V_y: Resistencia a corte en la dirección del eje Y
M_xTr: Resistencia a flexión alrededor del eje X combinada con torsión
M_yTr: Resistencia a flexión alrededor del eje Y combinada con torsión
M_xV_x: Resistencia a flexión alrededor del eje X combinada con corte en la dirección del eje Y
M_yV_y: Resistencia a flexión alrededor del eje Y combinada con corte en la dirección del eje X
MT: Resistencia a flexión combinada con tracción
MP: Resistencia a flexión combinada con compresión
TPTrMV: Flexión combinada con cortante, axil y torsión - Comprobación de Von Mises
x: Distancia al origen de la barra
η: Coeficiente de aprovechamiento (%)
N.P.: No procede

Comprobaciones que no proceden (N.P.):
(1) La comprobación no procede, ya que no hay axil de tracción
(2) La comprobación no procede, ya que no hay axil de compresión
(3) La comprobación no procede, ya que no hay torsión
(4) La comprobación no procede, ya que no hay momento flector alrededor del eje Y
(5) La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante en la dirección del eje X
(6) No hay interacción entre torsión y flexión alrededor del eje X para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede
(7) No hay interacción entre torsión y flexión alrededor del eje Y para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede
(8) No hay interacción entre esfuerzo cortante en la dirección del eje X y momento flector alrededor del eje Y para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede
(9) No hay interacción entre axil de compresión y momento flector para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede
(10) La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzos combinados

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Listado de pórticos

Nombre Obra: D:\LC Ingenieria\Contratos\LC_062 Colegio Daniel\Modelos\Colegio_Correas V01.gp3
Colegio El Hato

Fecha:09/10/22

Limitaciones geométricas (B1)

Se debe satisfacer:

$w_1/t \leq 500$

w_1 / t : **25.00** ✓

Donde:

w_1: Longitud del tramo recto del elemento horizontal (paralelo al eje X). w_1 : 50.00 mm

t: Espesor. t : 2.00 mm

$w_2/t \leq 200$

w_2 / t : **55.00** ✓

Donde:

w_2: Longitud del tramo recto del elemento vertical (paralelo al eje Y). w_2 : 110.00 mm

t: Espesor. t : 2.00 mm

Resistencia a tracción (Apéndices A & B, C2)

La comprobación no procede, ya que no hay axil de tracción.

Resistencia a compresión (C4)

La comprobación no procede, ya que no hay axil de compresión.

Resistencia a torsión (Comprobación adicional)

La comprobación no procede, ya que no hay torsión.

Resistencia a flexión alrededor del eje X (C3.1)

Se debe satisfacer:

$$\eta_B = \frac{M_f}{M_c} \leq 1$$

η_B : **0.381** ✓

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en un punto situado a una distancia de 1.925 m del nudo 9.326, 0.000, 2.763, para la combinación de acciones 1.20*G1 + 1.20*G2 + 0.50*Q + 1.60*V(180°) H1.

M_f: Resistencia a flexión crítica requerida para las combinaciones de carga LRFD. M_f : 0.277 t·m

M_c: Resistencia de diseño a flexión.

$M_c = \varphi_b M_n$ M_c : 0.727 t·m

Donde:

φ_b: Factor de resistencia para flexión. φ_b : 0.95

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Listado de pórticos

Nombre Obra: D:\LC Ingenieria\Contratos\LC_062 Colegio Daniel\Modelos\Colegio_Correas V01.gp3
Colegio El Hato

Fecha:09/10/22

M_n: La resistencia a flexión nominal mínima se calcula como la menor de las calculadas en los apartados aplicables del Capítulo C3.1.

M_n : 0.765 t·m

C3.1.1 Resistencia nominal de la sección.

La resistencia a flexión nominal se calcula según el Apartado C3.1.1, ya que se cumple la siguiente condición:

$L_{ub} \leq L_u$

Donde:

L_{ub}: Separación entre arriostramientos laterales de la barra. L_{ub} : 0.000 m

$$L_u = \frac{0.36 C_b \pi}{F_y S_{fx}} \sqrt{EGJI_y}$$ L_u : 13.234 m

Donde:

C_b: Coeficiente de momentos, que depende de la ley de momentos flectores. C_b : 1.0

F_y: Límite elástico del acero. F_y : 3516.82 kp/cm²

$$S_{fx} = \left| \frac{I_x I_y - I_{xy}^2}{I_y y_c - I_{xy} x_c} \right|$$ S_{fx} : 21.75 cm³

Donde:

I_x: Momento de inercia respecto al eje X. I_x : 130.51 cm4

I_y: Momento de inercia respecto al eje Y. I_y : 44.96 cm4

I_{xy}: Producto de inercia. I_{xy} : 0.00 cm4

x_c: Distancia a la fibra extrema comprimida en flexión. x_c : 25.00 mm

y_c: Distancia a la fibra extrema comprimida en flexión. y_c : 60.00 mm

E: Módulo de Young. **E** : 2069317.02 kp/cm²

G: Módulo de elasticidad transversal. **G** : 795891.16 kp/cm²

J: Momento de inercia a torsión uniforme. **J** : 108.22 cm4

$M_n = S_{ex} F_y$ M_n : 0.765 t·m

Donde:

$$S_{ex} = \left| \frac{I_{ex} I_{ey} - I_{exy}^2}{I_{ey} y - I_{exy} x} \right|$$ S_{ex} : 21.75 cm³

Donde:

I_{ex}: Momento eficaz de inercia respecto al eje X. I_{ex} : 130.51 cm4

I_{ey}: Momento eficaz de inercia respecto al eje Y. I_{ey} : 44.96 cm4

I_{exy}: Producto eficaz de inercia. I_{exy} : 0.00 cm4

x: Distancia a la fibra extrema en flexión. **x** : -25.00 mm

y: Distancia a la fibra extrema en flexión. **y** : -60.00 mm

F_y: Límite elástico del acero. F_y : 3516.82 kp/cm²

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Listado de pórticos

Nombre Obra: D:\LC Ingenieria\Contratos\LC_062 Colegio Daniel\Modelos\Colegio_Correas V01.gp3
Colegio El Hato

Fecha:09/10/22

Resistencia a flexión alrededor del eje Y (C3.1)

La comprobación no procede, ya que no hay momento flector alrededor del eje Y.

Resistencia a corte en la dirección del eje X (C3.2)

La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzo cortante en la dirección del eje X.

Resistencia a corte en la dirección del eje Y (C3.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta_v = \frac{V_f}{V_c} \leq 1$$

η_v : 0.033 ✓

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo 9.326, 0.000, 2.763, para la combinación de acciones 1.20*G1 + 1.20*G2 + 0.50*Q + 1.60*V(180°) H1.

Donde:

V_f: Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD. V_f : 0.144 t

La resistencia a corte requerida se ha reducido de forma que la fuerza aplicada se distribuye entre todos los elementos, puesto que la sección tiene más de un elemento que resiste cortante.

V_c: Resistencia de diseño a cortante.

$V_c = \phi_v V_n$ V_c : 4.410 t

Donde:

ϕ_v: Factor de resistencia para cortante. ϕ_v : 0.95

V_n: La resistencia nominal a cortante es el menor de los valores calculados según la Sección C3.2.1. V_n : 4.642 t

C3.2.1 Resistencia a cortante del alma descontando los agujeros.

$V_n = A_w F_v$ V_n : 4.642 t

Donde:

A_w: Área de los elementos paralelos a la dirección del cortante.

$A_w = ht$ A_w : 2.20 cm²

Donde:

h: Altura del tramo recto del alma. h : 110.00 mm

t: Espesor de los elementos paralelos a la dirección del cortante. t : 2.00 mm

(a) Para $\frac{h}{t} \leq \sqrt{\frac{Ek_v}{F_y}}$

$F_v = 0.6F_y$ F_v : 2110.09 kp/cm²

Donde:

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Listado de pórticos

Nombre Obra: D:\LC Ingenieria\Contratos\LC_062 Colegio Daniel\Modelos\Colegio_Correas V01.gp3
Colegio El Hato

Fecha:09/10/22

h: Altura del tramo recto del alma.	**h** :	110.00	mm
t: Espesor de los elementos paralelos a la dirección del cortante.	**t** :	2.00	mm
E: Módulo de Young.	**E** :	2069317.02	kp/cm²
F_y: Límite elástico del acero.	F_y :	3516.82	kp/cm²
1.Para almas sin rigidizadores transversales:			
K_v: Coeficiente de abolladura por cortante.	K_v :	5.34	

Resistencia a flexión alrededor del eje X combinada con torsión (C3.6)

No hay interacción entre torsión y flexión alrededor del eje X para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Resistencia a flexión alrededor del eje Y combinada con torsión (C3.6)

No hay interacción entre torsión y flexión alrededor del eje Y para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Resistencia a flexión alrededor del eje X combinada con corte en la dirección del eje Y (C3.3)

Se debe satisfacer:

$\eta \leq 1$ $\quad \eta$: **0.115** ✓

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en un punto situado a una distancia de 1.283 m del nudo 9.326, 0.000, 2.763, para la combinación de acciones 1.20*G1 + 1.20*G2 + 0.50*Q + 1.60*V(180°) H1.

Donde:

(a) Para vigas sin rigidizadores transversales.

$$\eta = \left(\frac{M_{fx}}{M_{cx}}\right)^2 + \left(\frac{V_{fy}}{V_{cy}}\right)^2$$ $\quad \eta$: 0.115

Donde:

M_{fx}: Resistencia requerida a flexión respecto al eje X para las combinaciones de carga LRFD.	M_{fx} :	0.246	t·m
M_{cx}: Resistencia de diseño a flexión alrededor del eje X.	M_{cx} :	0.727	t·m
V_{fy}: Resistencia a cortante requerida en la dirección del eje Y para las combinaciones de carga LRFD.	V_{fy} :	0.048	t
V_{cy}: Resistencia de diseño a cortante en la dirección del eje Y.	V_{cy} :	4.410	t

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Listado de pórticos

Nombre Obra: D:\LC Ingenieria\Contratos\LC_062 Colegio Daniel\Modelos\Colegio_Correas V01.gp3
Colegio El Hato

Fecha:09/10/22

Resistencia a flexión alrededor del eje Y combinada con corte en la dirección del eje X (C3.3)

No hay interacción entre esfuerzo cortante en la dirección del eje X y momento flector alrededor del eje Y para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Resistencia a flexión combinada con tracción (C5.1.2)

Se debe satisfacer:

$\eta_f \leq 1$ $\quad \eta_f$: ***0.381*** ✓

$\eta \leq 1$ $\quad \eta$: ***0.381*** ✓

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en un punto situado a una distancia de 1.925 m del nudo 9.326, 0.000, 2.763, para la combinación de acciones 1.20*G1 + 1.20*G2 + 0.50*Q + 1.60*V(180°) H1.

Donde:

$$\eta_f = \frac{M_{fx}}{\varphi_{bx} M_{nxt}} + \frac{M_{fy}}{\varphi_{by} M_{nyt}} + \frac{T_f}{\varphi_t T_n}$$ $\quad \eta_f$: 0.381

Donde:

φ_{bx}: Factor de resistencia para flexión alrededor del eje X. $\quad \varphi_{bx}$: 0.95

$\mathbf{M_{fx}}$: Resistencia requerida a flexión respecto al eje X para las combinaciones de carga LRFD. $\quad \mathbf{M_{fx}}$: 0.277 t·m

$M_{nxt} = S_{ftx} F_y$ $\quad \mathbf{M_{nxt}}$: 0.765 t·m

Donde:

$$S_{ftx} = \frac{I_x I_y - I_{xy}^2}{I_y y_t - I_{xy} x_t}$$ $\quad \mathbf{S_{ftx}}$: 21.75 cm³

Donde:

$\mathbf{I_x}$: Momento de inercia respecto al eje X. $\quad \mathbf{I_x}$: 130.51 cm4

$\mathbf{I_y}$: Momento de inercia respecto al eje Y. $\quad \mathbf{I_y}$: 44.96 cm4

$\mathbf{I_{xy}}$: Producto de inercia. $\quad \mathbf{I_{xy}}$: 0.00 cm4

$\mathbf{x_t}$: Distancia a la fibra extrema traccionada en flexión alrededor del eje X. $\quad \mathbf{x_t}$: -25.00 mm

$\mathbf{y_t}$: Distancia a la fibra extrema traccionada en flexión alrededor del eje X. $\quad \mathbf{y_t}$: -60.00 mm

$\mathbf{F_y}$: Límite elástico del acero. $\quad \mathbf{F_y}$: 3516.82 kp/cm²

φ_{by}: Factor de resistencia para flexión alrededor del eje Y. $\quad \varphi_{by}$: 0.95

$\mathbf{M_{fy}}$: Resistencia requerida a flexión respecto al eje Y para las combinaciones de carga LRFD. $\quad \mathbf{M_{fy}}$: 0.000 t·m

$M_{nyt} = S_{fty} F_y$ $\quad \mathbf{M_{nyt}}$: 0.527 t·m

Donde:

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Listado de pórticos

Nombre Obra: D:\LC Ingenieria\Contratos\LC_062 Colegio Daniel\Modelos\Colegio_Correas V01.gp3
Colegio El Hato

Fecha:09/10/22

$$S_{fty} = \frac{I_x I_y - I_{xy}^2}{I_x x_t - I_{xy} y_t}$$

S_{fty} : 14.99 cm³

Donde:

I_x: Momento de inercia respecto al eje X.	I_x :	130.51	cm4
I_y: Momento de inercia respecto al eje Y.	I_y :	44.96	cm4
I_{xy}: Producto de inercia.	I_{xy} :	0.00	cm4
x_t: Distancia a la fibra extrema traccionada en flexión alrededor del eje Y.	x_t :	30.00	mm
y_t: Distancia a la fibra extrema traccionada en flexión alrededor del eje Y.	y_t :	-55.00	mm
F_y: Límite elástico del acero.	F_y :	3516.82	kp/cm²
φ_t: Factor de resistencia para tracción.	φ_t :	0.90	
T_f: Resistencia a tracción requerida para las combinaciones de carga LRFD.	T_f :	0.000	t
T_n: Resistencia nominal a tracción, según la Sección C2.	T_n :	24.264	t

$$\eta = \frac{M_{fx}}{\varphi_{bx} M_{nx}} + \frac{M_{fy}}{\varphi_{by} M_{ny}} - \frac{T_f}{\varphi_t T_n}$$

η : 0.381

Donde:

φ_{bx}: Factor de resistencia para flexión alrededor del eje X.	φ_{bx} :	0.95	
M_{fx}: Resistencia requerida a flexión respecto al eje X para las combinaciones de carga LRFD.	M_{fx} :	0.277	t·m
M_{nx}: Resistencia nominal a flexión alrededor del eje X según la Sección C3.1.	M_{nx} :	0.765	t·m
φ_{by}: Factor de resistencia para flexión alrededor del eje Y.	φ_{by} :	0.95	
M_{fy}: Resistencia requerida a flexión respecto al eje Y para las combinaciones de carga LRFD.	M_{fy} :	0.000	t·m
M_{ny}: Resistencia nominal a flexión alrededor del eje Y según la Sección C3.1.	M_{ny} :	0.404	t·m
φ_t: Factor de resistencia para tracción.	φ_t :	0.90	
T_f: Resistencia a tracción requerida para las combinaciones de carga LRFD.	T_f :	0.000	t
T_n: Resistencia nominal a tracción, según la Sección C2.	T_n :	24.264	t

Resistencia a flexión combinada con compresión (C5.2.2)

No hay interacción entre axil de compresión y momento flector para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Página 10

Listado de pórticos

Nombre Obra: D:\LC Ingenieria\Contratos\LC_062 Colegio Daniel\Modelos\Colegio_Correas V01.gp3
Colegio El Hato

Fecha:09/10/22

Flexión combinada con cortante, axil y torsión - Comprobación de Von Mises (Comprobación adicional)

La comprobación no procede, ya que no hay esfuerzos combinados.

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

Listado de pórticos

Nombre Obra: D:\LC Ingenieria\Contratos\LC_062 Colegio Daniel\Modelos\Colegio_Correas V01.gp3
Colegio El Hato

Fecha:09/10/22

Comprobación de flecha

Comprobación de flecha
El perfil seleccionado cumple todas las comprobaciones.
Porcentajes de aprovechamiento:
- Flecha: 92.26 %

Coordenadas del nudo inicial: 9.326, 0.000, 2.763
Coordenadas del nudo final: 9.326, 3.850, 2.763
El aprovechamiento pésimo se produce para la combinación de hipótesis 1.20*G1 + 1.20*G2 + 1.60*Q + 0.50*V(180°) H1 a una distancia 1.925 m del origen en el primer vano de la correa.
(Iy = 131 cm4) (Iz = 45 cm4)

Medición de correas			
Tipo de correas	Nº de correas	Peso lineal kg/m	Peso superficial kg/m²
Correas de cubierta	15	81.24	8.37

Teléfono de contacto: +57 3006534271
Correo electrónico: luzconsueloluna@lcingenieria.com.co

6.8 CHEQUEO CUMPLIMIENTO CAPÍTULO J

Teniendo en cuenta los requisitos del Capítulo J, para protección de la estructura contra incendio, se tienen en resumen las siguientes especificaciones de recubrimientos para elementos de concreto reforzado:

Tabla 19. Requisitos de recubrimientos en elementos de concreto

Elemento	Requisito de recubrimiento
Vigas de cimentación	
Recubrimiento lateral	7.5cm
Recubrimiento inferior y superior en contacto con el suelo	7.5cm
Recubrimiento inferior en contacto con concreto ciclópeo	5.0cm
Zapatas	
Recubrimiento lateral	7.5cm
Recubrimiento inferior y superior en contacto con el suelo	7.5cm
Recubrimiento inferior en contacto con concreto ciclópeo	5.0cm
Pantallas	2.5cm
Columnas	4.0cm
Vigas de entrepiso	4.0cm
Viguetas de concreto	2.0cm
Placa maciza	2.0cm

Fuente: Propia, 2.025

La edificación cumple con los requisitos mínimos de protección contra incendios establecidos en el capítulo J de la NSR-10, correspondientes al uso de la edificación y su grupo de ocupación.

A continuación, se presenta el chequeo realizado para los requisitos adicionales del capítulo J.

6.8.1 Clasificación de la estructura en función del Grupo de Ocupación, Según J.1.1

Se acuerdo con lo indicado en NSR-10 para la estructura en estudio se tiene la siguiente clasificación:

Tabla 20. Parámetros capítulo J. Según tabla J.1.1.-1

Grupo y subgrupo de ocupación	Clasificación	Sección del Reglamento
I	Institucional	K.2.6
I-3	Educación	

Fuente: Propia, 2.025

Imagen 16. Información Tabla J.1.1-1 de NSR-10

Tabla J.1.1-1
Grupos y subgrupos de ocupación

Grupos y Subgrupos de ocupación	Clasificación	Sección del Reglamento
A	**ALMACENAMIENTO**	K.2.2
A-1	Riesgo moderado	
A-2	Riesgo bajo	
C	**COMERCIAL**	K.2.3
C-1	Servicios	
C-2	Bienes	
E	**ESPECIALES**	K.2.4
F	**FABRIL E INDUSTRIAL**	K.2.5
F-1	Riesgo moderado	
F-2	Riesgo bajo	
I	**INSTITUCIONAL**	K.2.6
I-1	Reclusión	
I-2	Salud o incapacidad	
I-3	Educación	
I-4	Seguridad pública	
I-5	Servicio público	

Fuente: NSR-10, 2.025

Imagen 17. Información Tabla J.1.1-1 de NSR-10 (Continuación)

Grupos y Subgrupos de ocupación	Clasificación	Sección del Reglamento
L	**LUGARES DE REUNION**	K.2.7
L-1	Deportivos	
L-2	Culturales y teatros	
L-3	Sociales y recreativos	
L-4	Religiosos	
L-5	De transporte	
M	**MIXTO Y OTROS**	K.2.8
P	**ALTA PELIGROSIDAD**	K.2.9
R	**RESIDENCIAL**	K.2.10
R-1	Unifamiliar y bifamiliar	
R-2	Multifamiliar	
R-3	Hoteles	
T	**TEMPORAL**	K.2.11

Fuente: NSR-10, 2.025

6.8.2 Clasificación de la edificación en función del riesgo de pérdida de vidas humanas o amenaza de combustión

Se acuerdo con lo indicado en NSR-10 para la estructura en estudio se tiene la siguiente clasificación:

Tabla 21. Parámetros capítulo J. Según tabla J.3.3.-1

Grupo y subgrupo de ocupación	Área total construida (m32)	Número de pisos	Categorización
I-3	At < 1.000m2	1	N.A

Fuente: Propia, 2.025

Imagen 18. Información tabla J.3.3.-1 de NSR-10

Tabla J.3.3-1
Categorización de las edificaciones para efectos de resistencia contra el fuego de acuerdo con su uso, área construida, y número de pisos.

Grupos y subgrupos de ocupación	Área total construida, A_T m²	Número de pisos						
		1	2	3	4	5	6	≥ 7
(C-1)	$A_T > 1500$	III	III	II	II	II	I	I
	$A_T < 1500$	III	III	III	II	II	II	I
(C-2)	$A_T > 500$	II	I	I	I	I	I	I
	$A_T < 500$			II	I	I	I	I
(E)	Sin límite	III	III	III	II	II	II	I
(I-2), (I-4)	$A_T > 1000$	III	II	II	I	I	I	I
	$500 < A_T < 1000$	III	III	II	II	I	I	I
	$A_T < 500$	III	III	III	II	II	II	I
(I-3)	$A_T > 1000$	II	II	I	I	I	I	I
	$A_T < 1000$		III	II	II	I	I	I
(L-1), (L-2), (L-3), (L-4)	$A_T > 1000$	II	I	I	I	I	I	I
(L-5), (I-1), (I-5)	$500 < A_T < 1000$	II	II	I	I	I	I	I
	$A_T < 500$	III	III	II	II	I	I	I
(R-1), (R-2)	Unidades > 140 m²				II	I	I	I
	Unidades ≤ 140 m²				III	II	II	I
(R-3)	$A_T > 5000$	III	II	I	I	I	I	I
	$A_T < 5000$	III	II	II	II	I	I	I

Notas: (1). En edificios para vivienda, el límite de 140 m² por unidad corresponde al promedio aritmético de las áreas de todas las unidades, sin tener en cuenta las zonas comunes.

Fuente: NSR-10, 2.025

6.8.3 Resistencia requerida al fuego

A continuación, se presentan las excepciones establecidas por el Reglamento NSR-10 respecto a las edificaciones que no requieren la cuantificación de la resistencia al fuego. El texto correspondiente a la estructura en estudio ha sido resaltado en color azul, Según aplique.

J.3.3.3 Edificaciones que no requieren cuantificación de la resistencia contra el fuego: Las edificaciones cuyas características las eximen del requisito de cuantificación de su resistencia contra el fuego se listan a continuación. Independiente de esta excepción, toda estructura está sujeta a las especificaciones para detección y extinción de incendios dadas en el capítulo J.4

J.3.3.3.1 – Edificaciones clasificadas en el grupo de ocupación C (Comercial), de acuerdo con J.1.1.2, que no tengan más de dos (2) pisos y cuya área construida no exceda 500m2 por piso.

J.3.3.3.2 – Edificaciones clasificadas en el subgrupo de ocupación I-3 (Educación), que tengan un solo piso cuya área construida no exceda 1.200m2.

J.3.3.3.3 – Edificaciones clasificadas en los subgrupos de ocupación R-1 y R-2 (Residencial), que no tengan más de tres (3) pisos, independiente de la magnitud del área construida.

J.3.3.3.4 – Edificaciones clasificadas en el grupo de ocupación E (Especial), que no tengan más de dos (2) pisos.

J.3.3.3.5 – Edificios para estacionamiento que no tengan cerramiento en por lo menos el 40% de:

a) *Dos (2) fachadas, para edificios con menos de 3.000m2 de área construida.*
b) *Tres (3) de sus fachadas para edificios con área construida entre 3.000m2 y 3.70m2.*

J.3.3.3.6 – Edificaciones clasificadas en el grupo de ocupación F (Fabril e industrial), que no contengan materiales explosivos o inflamables, que no tengan más de dos (2) pisos y cuya área construida no exceda 1.000m2 por piso.

J.3.3.3.7 – Edificaciones clasificadas en el grupo de ocupación (Fabril e industrial), que tengan un solo piso y con espacios vacío de más de 10 metros a todo su alrededor, independientemente de la magnitud del área construida.

J.3.3.3.8 – Edificaciones con estructuras de material incombustible y que tienen una densidad de carga combustible de 500 MJ/m2 o menos, siempre y cuando el edificio no sea clasificado de gran altura.

J.3.3.3.9 – Edificaciones clasificadas en el grupo de ocupación T (Temporal y misceláneo), cuando su uso sea estrictamente temporal.

J.3.3.3.10 – Las áreas máximas construidas para clasificar las edificaciones que no requieran cuantificación de la resistencia contra el fuego Según los numerales J.3.3.3.1 a J.3.3.3.6, podrán aumentarse para edificios adyacentes a calles o espacios libres de más de 6.0m de ancho, e n los porcentajes del área construida presentados en la tabla J.3.3-3 por cada metro en exceso de 6. La consideración de espacios libres no incluye lotes vacantes que puedan alojar construcciones futuras.

J.3.3.3.11 – Los recintos de edificios con aberturas en por lo menos dos de sus muros, que representen más del 50% del área total de dichos muros no requieren protección especial contra fuego.

J.3.3.3.12 – Las estructuras de cubierta de material incombustible que estén a una altura sobre el piso de 7.5m o más.

J.3.3.3.13 – Cuando se trate de edificios de uso mixto, se deben considerar siempre la altura total del edificio analizado y no solamente la altura destinada a un uso particular.

Por lo anterior, la estructura en estudio no requiere cuantificación de la resistencia al fuego.

6.8.4 Resistencia al fuego en horas de elementos de una edificación en todos los grupos de ocupación excepto R-1 y R-2

La estructura en estudio pertenece al grupo I-3

Imagen 19. Información Tabla J.3.4-3 de NSR-10

Tabla J.3.4-3
Resistencia requerida al fuego normalizado NTC 1480 (ISO 834), en horas, de elementos de una edificación de todos los grupos de ocupación excepto R-1 y R-2. (Véase Nota 1)

Elementos de la construcción	Categoría según la clasificación dada en J.3.3.1		
	I	II	III
Muros Cortafuego	3	2	1
Muros de cerramiento de escaleras, ascensores, buitrones, ductos para basuras y corredores de evacuación protegidos	2	2	1
Muros divisorios entre unidades	1	1	1
Muros interiores no portantes	½	¼	-
Elementos estructurales de los materiales cubiertos por los Títulos C a G del Reglamento NSR-10	2	1	1
Cubiertas	1	1	½
Escaleras interiores no encerradas con muros	2	1	1

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

Fuente: NSR-10, 2.025

6.8.5 Evaluación de las provisiones de resistencia contra el fuego en elementos de edificaciones, conforme a J.3.5

Conforme a lo indicado en NSR-10, se tienen los siguientes parámetros para el cumplimiento de la resistencia contra fuego de los elementos estructurales:

Tabla 22. Parámetros capítulo J para columnas de concreto

Parámetro de chequeo	Columnas (DES)	Columnas (DMO)
Dimensión mínima	30cm para resistencia de 3 horas	25cm para resistencia de 2 horas

Fuente: Propia, 2.025

Los requisitos de recubrimiento para concreto construido en sitio dados en C.7.7.1 de 40mm para estribos, espirales y armadura principal, son adecuados para resistencia al fuego requerida hasta de tres (3) horas.

Tabla 23. Parámetros capítulo J para muros de concreto

Parámetro de chequeo	Ancho mínimo de muros estructurales	Horas de resistencia al fuego
Ancho mínimo	15cm	3 horas
Ancho mínimo	10cm	2 horas
Ancho mínimo	8cm	1 hora

Fuente: Propia, 2.025

Los requisitos de recubrimiento para concreto construido en sitio dados en C.7.7.1 de 20mm para refuerzo con barras No.11 (1.3/8" ó 36mm), solo es adecuado para resistencia al fuego requerida hasta de una (1) hora.

Para resistencia al fuego requerida de dos (2) horas o más, el recubrimiento para concreto construido en sitio debe ser al menos de 25mm.

Tabla 24. Parámetros capítulo J para Losas macizas

Parámetro de chequeo	Espesor mínimo	Horas de resistencia al fuego
Espesor mínimo para losas macizas	15cm	3 horas
Espesor mínimo para losas macizas	12.5cm	2 horas
	8 cm	1 hora

Fuente: Propia, 2.025

Los requisitos de recubrimiento para concreto construido en sitio dados en C.7.7.1 de 20mm para refuerzo con barras No.11 (1.3/8" ó 36mm), solo es adecuado para resistencia al fuego requerida hasta de una (1) hora.

Para resistencia al fuego requerida de dos (2) horas o más, el recubrimiento para concreto construido en sitio debe ser al menos de 25mm.

Tabla 25. Parámetros capítulo J para viguetas de concreto estructural.

Parámetro de chequeo	Espesor mínimo	Horas de resistencia al fuego
Espesor mínimo para el alma de viguetas de concreto	15cm	3 horas
Espesor mínimo para el alma de viguetas de concreto	12.5cm	2 horas
Espesor mínimo para el alma de viguetas de concreto	8cm	1 hora

Fuente: Propia, 2.025

Los requisitos de recubrimiento para concreto construido en sitio dados en C.7.7.1 de 20mm para refuerzo con barras No.11 (1.3/8" ó 36mm), solo es adecuado para resistencia al fuego requerida hasta de una (1) hora.

Para resistencia al fuego requerida de dos (2) horas o más, el recubrimiento para concreto construido en sitio debe ser al menos de 25mm.

Tabla 26. Parámetros capítulo J para vigas de concreto estructural

Parámetro de chequeo	Ancho mínimo de vigas (DES)	Ancho mínimo de vigas (DMO)
Ancho mínimo para vigas de concreto	25cm 3 horas	20cm 2horas
Ancho mínimo para vigas de concreto		2 horas

Fuente: Propia, 2.025

Los requisitos de recubrimiento para concreto construido en sitio dados en C.7.7.1 de 40mm para estribos, espirales y armadura principal, son adecuados para resistencia al fuego requerida de dos (2) horas.

Para tres (3) horas de resistencia al fuego requerida se debe emplear un recubrimiento de 60mm.

6.8.6 Elementos de mampostería estructural y no estructural. Espesor mínimo de muros y losas de concreto en mm, para resistencias iguales o mayores a una (1) hora.

Conforme a lo indicado en el Reglamento NSR-10, capítulo J.3.5.3, se tiene lo siguiente:

Imagen 20. Información de tabla J.3.5-1

Tabla J.3.5-1
Espesor mínimo equivalente, e_E, de muros de mampostería de arcilla, en mm, en función de la resistencia al fuego en horas. Véase la Nota-1

Tipo de unidad	Resistencia al fuego en horas		
	1 Nota-2	2	3
Maciza	60	90	110
De perforación vertical	50	80	100
De perforación horizontal	45	65	90

Nota-1: Las unidades de mampostería de arcilla deben cumplir los requisitos dados en D.3.6 respecto a propiedades y normas técnicas.
Nota-2: La resistencia al fuego de 1 hora se considera que se cumple implícitamente en las siguientes unidades de arcilla:
(a) Para unidades macizas hasta con 25% de vacíos, 1 hora de resistencia al fuego se cumple con unidades de ancho nominal de 100 mm.
(b) Para unidades de perforación vertical hasta con 65% de vacíos (máximo porcentaje de vacíos permitido por D.3.6.4.1) y con sus celdas para alojar refuerzo vertical con o sin mortero de relleno, 1 hora de resistencia al fuego se cumple con unidades con ancho nominal de 120 mm.
(c) Para unidades de perforación horizontal que cumplan con los espesores mínimos de pared establecidos en la norma NTC 4205, 1 hora de resistencia al fuego se cumple con unidades con ancho nominal de 100 mm.

Fuente: NSR-10, 2.025

Imagen 21. Información de tabla J.3.5-1

Tabla J.3.5-2
Espesor mínimo equivalente, e_E, de muros de mampostería de concreto, en mm, en función de la resistencia al fuego en horas.

Tipo de agregado	Resistencia al fuego en horas		
	1	2	3
Pómez o escoria expandida	50	80	100
Arcilla, lutita o pizarra expandidas	70	90	110
Caliza, ceniza, o escoria enfriada en aire	70	100	130
Grava silícea o calcárea	70	110	130

Fuente: NSR-10, 2.025

6.8.7 Prevención de la propagación del fuego hacia el interior, conforme a J.2.5, necesidad de muros cortafuegos

Tabla 27. Parámetros capítulo J. Prevención de la propagación del fuego hacia el interior de una edificación

Parámetro de chequeo	Aplica (A) No aplica (N.A)
Toda área mayor de 1.000m2	No Requiere
Excepciones: recintos polideportivos, hipermercados, pabellones para ferias y exposiciones, iglesias, terminales de transporte y otras edificaciones destinadas al acceso público, siempre y cuando por lo menos el 90% de su área construida, cualquiera que sea su magnitud, se desarrolle en una sola planta, que sus salidas comuniquen directamente con el exterior, que al menos el 75% de su perímetro sea fachada y que no exista sobre dicho recinto ninguna zona habitable.	N.A

Fuente: Propia, 2.025

Por lo anterior, teniendo en cuenta el área de la edificación en estudio, no se requieren muros cortafuego.

6.8.8 Detección y extinción de incendios, conforme a J.4

Las edificaciones deben contar con sistemas de alarma de incendio, que se puedan activar de forma manual, por medio de detectores, o por medio del sistema de extinción automática, de acuerdo con el grupo de ocupación en que se clasifiquen. Estos sistemas deben contar con programas de mantenimiento periódicos para garantizar su adecuado funcionamiento.

J.4.2.4.3 — *Grupo I-3 Educación* — Se debe contar con un sistema de iniciación manual que permita la activación del sistema de notificación de alarma. Cuando se cuente con sistemas de rociadores automáticos o detectores de incendio estos deben conectarse al sistema de alarma contra incendios. Se deben cumplir los siguientes requisitos:

(a) Los dispositivos de iniciación manual no son necesarios si la carga de ocupación es menor a 50 personas.

(b) Los dispositivos de iniciación manual no son necesarios si se cumple con todas las condiciones siguientes:

- Los pasillos interiores están protegidos por los detectores de incendio.
- Los auditorios, cafeterías, gimnasios y áreas similares están protegidos por detectores de calor u otros dispositivos de detección. • Los talleres y laboratorios están protegidos por detectores de calor o de otros dispositivos de detección apropiados.
- Se tiene la capacidad de activar la señal de evacuación desde un punto localizado cerca del centro de la edificación.

6.8.9 Sistemas y equipos para extinción de incendios, según J.4.3

Conforme a lo indicado en el Reglamento, para cada tipo de edificación se requiere lo siguiente:

Tabla 28. Sistemas y equipos para extinción de incendios. Requiere (R), No requiere (NR), Exentas (E)

Grupo de ocupación	Rociadores automáticos	Tomas fijas para bomberos y mangueras	Extintores portátiles de fuego
Grupo I (Institucional)	**Todas** R		
Grupo I-3 Institucional	**Todas** R	**Todas** R	**Todas** R

Fuente: Propia, 2.025

7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Por tratarse de un análisis especial este tipo de edificaciones deben ser especialmente cuidadosas, por ende, se deben seguir las correctas verificaciones de calidad den los materiales y los procedimientos de obra recomendaciones que se citan puntualmente en el capítulo C y D del reglamento y de las cuales se amplían algunas adicionales en este numeral.

7.1 ESPECIFICACIONES DE CONSTRUCCIÓN

Los trabajos de construcción deben ejecutarse de acuerdo con las especificaciones contenidas en el documento que acompaña el presente diseño de las cuales enseguida se transcriben algunas de ellas.

7.2 ASPECTOS GENERALES

El constructor y/o la interventoría deberán tener por lo menos una copia de las especificaciones que acompañan este diseño. En la oficina de la obra reposarán durante el tiempo que dure la construcción.

7.3 MATERIALES

- **Cemento:** El cemento utilizado en obra debe corresponder a aquel sobre el cual se basa la selección de las dosificaciones del concreto.

- **Agua:** El agua para la mezcla del concreto debe cumplir con los requisitos de la norma NTC 3318 (ASTM C 94).

- **Aditivos:** Cuando se requiera o permita, los aditivos a ser utilizados en el concreto deberán cumplir con las especificaciones apropiadas a continuación:

  - ✓ Aditivos incorporados de aire NTC 3502 (ASTM C 260).
  - ✓ Aditivos reductores de agua, retardantes y acelerantes de fraguado NTC 1299, (ASTM C 494), o NTC 4023 (ASTM C 1017).
  - ✓ Aditivos puzolánicos NTC 3493 (ASTM C 618).

Los aditivos utilizados en obra deberán ser de la misma composición que los utilizados en la determinación de las dosificaciones requeridas para el concreto.

- **Agregados:** Los agregados para concreto de peso normal deberán cumplir con la norma NTC 174 (ASTM C 33).

  Los agregados finos y gruesos deberán considerarse como materiales separados, cada tamaño de agregado grueso, así como la combinación de tamaños cuando se utilicen dos o más; deberán cumplir con las normas apropiadas, de las normas NTC ó ASTM que sean aplicables.

- **Concreto:** La resistencia a la compresión específicamente del concreto f'c, para cada porción de la estructura debe ser la que se estipula en las memorias y en los presentes planos. Los requisitos de resistencia deberán basarse en resistencias a la compresión del promedio de dos cilindros normalizados ensayados a los 28 días.

  Las dosificaciones para concreto deberán ser por peso. Se prohíben las dosificaciones por volumen.

  El concreto deberá dosificarse y producirse para tener un asentamiento de 10 cm o menos; si la compactación se hace por vibrado, y de 13 cm o menos; si la compactación se hace por métodos diferentes al vibrado. Deberá permitirse una tolerancia de hasta 2.5 cm a la máxima indicada para una cualquiera de cinco mezclas consecutivas ensayadas. El asentamiento deberá determinarse de acuerdo con la norma NTC 396 (ASTM C 143).

- **Acero de Refuerzo:** Las barras de refuerzo principal y las de los flejes serán de acero estructural según la designación ASTM A706 y de las dimensiones y formas que se detallan en los planos respectivos.

  Todos los amarres, con alambre negro calibre No. 16, dejarán las puntas hacia dentro contemplando el espacio entre barras traslapadas, las que no deben quedar en contacto para que se efectúe apropiadamente la transferencia de esfuerzos.

  No se permitirá el uso de acero especificado en milímetros.

  Los traslapos del refuerzo en sentido longitudinal deben intercalarse para no crear continuidad.

7.4 FORMALETAS

Las formaletas deben tener la resistencia suficiente para soportar la presión resultante de la colocación y del vibrado del concreto, y deberán tener la rigidez suficiente para mantener las tolerancias especificadas.

El diseño de la formaleta, así como su construcción, deberán ser responsabilidad del constructor. Las formaletas deben diseñarse para las cargas verticales y las presiones laterales. En el diseño deben tomarse en cuenta las cargas de viento, los esfuerzos permitidos y otros requisitos aplicables de la NSR-10. Las formaletas deben ser suficientemente herméticas para prevenir escapes de mortero desde el concreto. Deben proveerse medios adecuados de ajuste (cuñas o prensas) para puntales o riostras. Las formaletas deben arriostrarse para prevenir deflexiones laterales.

Antes de colocar ya sea el acero de refuerzo o el concreto, las superficies de las formaletas deben cubrirse con un material protector que prevenga efectivamente la absorción de humedad e impide la unión con el concreto sin dejar manchas en la superficie del mismo. Puede utilizarse un agente removedor aplicado en la formaleta en obra, un sellante, o un forro no absorbente de aplicación industrial.

7.5 JUNTAS DE CONSTRUCCIÓN

Las juntas de construcción deben localizarse cerca del tercio de la luz de las losas, vigas o viguetas, a menos que una viga intercepte una viga principal en esta zona, en cuyo caso las juntas de construcción deben desplazarse una distancia igual al doble del ancho de la viga. Las juntas de construcción en muros y columnas deben localizarse en el lado inferior de los pisos, losas, vigas o viguetas, ménsulas, capiteles de columnas, cartelas y ábacos, deben vaciarse al mismo tiempo y monolíticamente con el sistema de losas. La superficie del concreto en todas las juntas de construcción debe limpiarse completamente y debe removerse toda la lechada y agua estancada antes del vaciado del concreto adyacente.

Cuando se requiera o permita, la adherencia debe obtenerse por medio de alguno de los métodos siguientes:

La utilización de un adhesivo aprobado, la utilización de un retardador químico aprobado, que retarda, pero no impide el fraguado de la superficie del mortero. El mortero retardado debe moverse dentro de las 24 horas siguientes a su colocación para producir una

superficie de unión de agregados expuestos limpia. Picando la superficie del concreto de una manera aprobada, para exponer uniformemente el agregado y lograr una superficie libre de partículas de agregado sueltas y de concreto deteriorado.

7.6 ESPECIFICACIONES DEL CONCRETO

Se deben cumplir los requisitos de calidad, mezclado y colocación estipulados en la NSR-10 en los capítulos C.3 y C.5.

Se alterna fleje a fleje la esquina en la cual se localiza el gancho.

Antes de fundir columnas verificar columnas con niveles con formaletas estructurales, prever cambios de nivel, vigas descolgadas y anclajes de muros de contención.

7.6.1 Recubrimientos

Cimentación

- Inferior en contacto con el suelo: 75 mm
- Inferior en contacto con concreto ciclópeo: 50 mm
- Inferior en contacto con concreto pobre: 50 mm
- Lateral expuesto con el suelo: 50 mm

Elementos Aéreos

- Columnas: 40 mm
- Vigas: 30 mm

7.6.2 Durabilidad

- Máxima Relación: A/C = 0.45
- Mínimo contenido de material cementante: 250 $kg/m3$
- Abertura máxima de fisuras: 0.60 mm
- Tiempo mínimo de curado: 15 $dias$

7.6.3 Vaciado de Concreto

El concreto debe depositarse continuamente o en capas de un espesor tal que no quede depositado sobre el concreto que haya endurecido lo suficiente para causar la formación de grietas o de planos de debilidad en la sección. Si una sección no puede colocarse continuamente, debe localizarse juntas de construcción como se muestra en los planos de construcción o como se apruebe. El vaciado debe hacerse a una tasa tal que el concreto que se esté integrando al concreto fresco esté aún plástico. El concreto que se haya endurecido parcialmente o que haya sido contaminado por materiales extraños no debe depositarse en la estructura.

Los separadores temporales de las formaletas deben removerse cuando el vaciado del concreto haya alcanzado una elevación tal que haga que su servicio sea innecesario. Estos pueden permanecer embebidos en el concreto únicamente si son de metal o de concreto y si se ha obtenido aprobación previa.

El vaciado del concreto en elementos soportados por elementos de concreto no debe empezar hasta que el concreto vaciado previamente en columnas y muros dejen de ser plástico y hayan permanecido en su sitio por lo menos (2) horas.

El porcentaje de aire incorporado (si se usó) no debe ser menor del 4% ni mayor al 6%. Durante la colocación del concreto especialmente en concretos enterrados deberá evitarse su contaminación con partes del suelo o elementos que modifique las secciones establecidas en los elementos estructurales.

La velocidad de colocación del concreto debe ser tal que este pueda permanecer en estado plástico, especialmente para que la mezcla pueda fluir fácilmente entre el acero de refuerzo.

Cuando el concreto sufra un endurecimiento parcial no deberá incluirse dentro de los elementos estructurales.

Durante la colocación del concreto se deberá efectuar un vibrado apropiado para garantizar la resistencia de diseño, usando medios de compactación que permitan su vaciado entre el acero de refuerzo y las esquinas de la formaleta, con el fin de asegurar su densificación y evitar hormigueos.

7.6.4 Segregación

El concreto debe depositarse tan cerca como sea posible a su posición final para evitar la segregación debida al manejo o al flujo. El concreto no debe someterse a ningún procedimiento que cause segregación.

7.6.5 Compactación

Todo concreto debe compactarse con vibrador, pala, rodillo o varilla de manera que sea trabajado intensamente alrededor del refuerzo, alrededor de instalaciones embebidas y en las esquinas de las formaletas, eliminando así las bolsas de aire y de agregado grueso que pueden causar porosidades, hormigueros o planos de debilidad. Los vibradores internos deben ser de dimensiones y potencia máximas posibles de acuerdo con las características de la obra. Estos deben ser operados por personal competente.

No debe permitirse la utilización de vibradores para mover el concreto dentro de las formaletas. los vibradores deben introducirse y retirarse en puntos separados aproximadamente 45 cm. La duración de cada aplicación debe ser suficiente para consolidar el concreto, pero no suficiente para causar segregación, generalmente entre 5 y 15 segundos.

Debe mantenerse en el sitio de trabajo un vibrador de repuesto durante todas las operaciones de vaciado del concreto. Cuando el concreto vaya a tener un acabado burdo, debe crearse una superficie de mortero contra la formaleta por el proceso de vibración, complementado si fuese necesario por el uso de palas para alejar los agregados gruesos de la superficie terminada.

7.6.6 Curado de Concreto

Inmediatamente después de la colocación, el concreto debe protegerse del secado prematuro, de temperaturas excesivamente alta o bajas, de daño mecánico y debe mantenerse a una temperatura relativamente constante con pérdidas mínimas de humedad, durante el periodo necesario para que ocurra la hidratación del cemento y el endurecimiento del concreto.

Los materiales y métodos deben ser aprobados previamente a su uso. Debe aplicarse uno de los siguientes procedimientos:

- Las superficies de concreto que no estén en contacto con las formaletas, inmediatamente después de completar el vaciado y el acabado se debe humedecer o rociar continuamente.
- Colocación de telas absorbentes que se mantienen continuamente húmedas.
- Colocación de arena mantenida húmeda constantemente.
- Aplicación de algún cobertor aprobado que retenga la humedad.
- Aplicación de un componente de curado, que cumpla con la "Especificación para Compuestos que Forman Membrana Liquida para el Curado de Concreto" (ASTM C 309).

El componente debe aplicarse de acuerdo con las recomendaciones del fabricante inmediatamente después de que cualquier resplandor de agua que pueda desarrollarse después del acabado haya desaparecido de la superficie del concreto. El componente no debe utilizarse en ninguna superficie contra la cual vaya a adherirse concreto adicional u otro material, a menos que se compruebe que el componente de curado no impida la adherencia, o a menos que se tomen medidas adecuadas para removerlo completamente de sitios donde se realicen aplicaciones de adherencia.

Deben minimizar las pérdidas de humedad de superficies de concreto colocadas contra formaletas de madera o formaletas metálicas expuestas al calentamiento del sol, manteniendo las formaletas humedades hasta que estas puedan removerse sin peligro. Después de la remoción de las formaletas en concreto debe curarse hasta el final.

El curado debe continuar por lo menos durante 7 días para todo el concreto excepto para concreto de alta resistencia inicial para los cuales el periodo debe ser por lo menos de 3 días. Alternativamente, si se realizan ensayos de cilindros mantenidos al pie de la estructura y curados por los mismos métodos, las medidas de retención de humedad pueden finalizar cuando la resistencia promedio a compresión haya alcanzado el 70% de la resistencia especificada, f'c. Las medidas de retención de humedad pueden también terminarse cuando la temperatura del concreto se mantiene por lo menos a 10°C, durante el mismo período de tiempo que se mantienen los cilindros curados en el laboratorio para alcanzar el 85% de la resistencia especificada, f'c.

7.6.7 Mezclado de Concreto

El mezclado de los concretos debe hacerse de forma continua y debe durar al menos unos minutos después que todos los materiales estén en la máquina.

7.6.8 Transporte del Concreto

Cuando el concreto deba transportarse desde el lugar de la mezcla hasta el lugar de vaciado deberá realizarse mediante procedimientos constructivos que eviten la segregación y perdida

7.6.9 Preparación de equipos para vaciado del concreto

Los equipos mezcladores y de transporte deben estar limpios y libres de concreto. Al ser usadas las formaletas deben ser retirados cualquier tipo de residuos, cuando se requiera en la parte interna de la misma protección, esta deberá estar con las características adecuadas especificadas en los planos.
Al final de realizar las excavaciones se debe verificar que estas permanezcan libres de cualquier tipo de residuo y más durante el vaciado del concreto.

El lugar de vaciado del concreto debe estar libre de agua y cualquier tipo de impureza antes de depositarlo.

Cuando se vaya a colocar concreto adicional sobre concreto ya endurecido, se debe verificar que las superficies están libres de lechada o de cualquier material perjudicial para su correcto funcionamiento, de no ser así cumplir las recomendaciones exigidas en los planos.

7.6.10 Reparaciones de Áreas Defectuosas

Todo hormiguero o cualquier otro defecto del concreto debe repararse para obtener un concreto sano. Si es necesario picar, los brotes del hueco deben ser perpendiculares a la

superficie o ligeramente inclinados. El área al ser separada y un área circundante a la misma de por lo menos 15 cm de ancho debe humedecerse para prevenir la absorción de agua del mortero de reparación Debe prepararse una lechada de adherencia hasta 1 parte de arena fina que pase el tamiz No. 30, mezclada hasta obtener una consistencia de crema espesa, para luego retocarla correctamente la superficie.

La mezcla de reparación debe hacerse de los mismos materiales y aproximadamente con las mismas proporciones usadas para el concreto, excepto que debe omitirse el agregado grueso y el mortero debe consistir en no más de 1 parte de cemento por 2 partes de arena en volumen húmedo suelto. El cemento blanco debe sustituirse por una parte de cemento Portland gris en el concreto a la vista, con el fin de producir un color que iguale el color del concreto circundante, tal como lo determina una reparación de ensayo. La cantidad de agua de mezcla debe ser mínima. El mortero de la reparación debe mezclarse con anterioridad y debe mantenerse sin adición de más agua, mezclándolo frecuentemente de manera manual hasta que alcance la consistencia más rígida que permite su colocación.

Después que el agua, superficial se haya evaporado de áreas que va a ser reparada, el mortero de adherencia debe aplicarse correctamente sobre la superficie. Cuando el mortero de adherencia comienza a perder el brillo debido al agua, debe aplicarse el mortero de reparación premezclado. El mortero debe compactarse intensamente en su lugar y debe esparcirse hasta dejar el parche ligeramente más alto que la superficie circundante. Para permitir la retracción inicial, el mortero no debe alterarse durante por lo menos una hora antes de realizar el acabado definitivo. El área reparada debe mantenerse húmeda durante siete días. En muros de concreto a la vista, no debe utilizarse herramientas metálicas en el acabado de las superficies que se reparan.