

Área de Conocimiento Arquitectura y Construcción

“DISEÑO SÍSMICO DE LA NAVE INDUSTRIAL, PARA LA TERMINAL DE TRANSPORTE TERRESTRE DE LA CIUDAD DE NUEVA GUINEA, UBICADA EN LA REGIÓN AUTÓNOMA DE LA COSTA CARIBE SUR (RACCS) DE NICARAGUA, EN EL AÑO 2023”.

Trabajo Monográfico para optar al título de
Ingeniero Civil

Elaborado por:

Br. Marlon Antonio
Selva Zamora
Carnet: 2018-0903U

Br. Eduardo José
Suazo Osorio
Carnet: 2018-0938U

Tutor:

MSc. Ing. Marco Antonio Palma Cerrato

05 de junio de 2026
Managua Nicaragua

Contenido

1	Capítulo I: Generalidades	
1.1	Introducción.	1
1.2	Antecedentes	3
1.3	Justificación.....	4
1.4	Objetivos	6
1.4.1	Objetivo General:.....	6
1.4.2	Objetivos específicos.	6
1.5	Contexto Del Proyecto	7
1.5.1	Ubicación Geográfica.	7
1.6	Demografía.....	8
1.7	Clima y temperatura	8
2	Capítulo II: Marco Teórico.....	9
2.1	Marco Teórico.	10
2.1.1	Naves Industriales.	10
	Figura 2: Terminal de buses del norte o COTRAN norte, Estelí.	10
2.2	Sistema estructural de la Nave industrial.	12
2.3	Diseño estructural.....	12
2.4	Filosofía de Diseño.....	13
2.4.1	Diseño por esfuerzos permisibles ASD:	13
2.4.2	Diseño por factores de carga y resistencia LRFD.....	14
2.5	Factores de Resistencia.	14
2.6	Determinación de cargas de diseño.	15
2.7	Acciones variables.....	15
2.8	Acciones accidentales:	15
2.9	Combinaciones de cargas.	16
2.10	Norma AISC 341-22: Provisiones Sísmicas para Edificios de Acero Estructural.	17
2.10.1	Requerimientos para el diseño sísmico.....	17
	Figura 3: Zonificación Sísmica de Nicaragua.	19
2.11	Método estático equivalente para el análisis sísmico.	21
2.11.1	Descripción del método estático equivalente.....	21
2.12	Análisis eólico de las naves industriales (Método estático de análisis).	25
2.12.1	Generalidades.....	25

4.1.1.	Clasificación de las estructuras para análisis de viento según RNC-07.	26
2.13	Método Estático De Análisis según RNC-07.	27
4.1.2.	Determinación de la velocidad de diseño VD	27
2.13.1	Figura 4: Rugosidad del Terreno.	27
2.13.2	Figura 5: Zonificación eólica de Nicaragua para Análisis por viento.	28
2.14	Diseño de miembros estructurales.	31
2.14.1	Diseño de elementos a tensión de acuerdo a capítulo D AISC 360-22.	32
2.14.2	Diseño de elementos a compresión de acuerdo a capítulo E AISC 360-22.	33
2.14.3	Diseño de elementos a flexión de acuerdo a capítulo F AISC 360-22.	34
2.14.4	Estado límite de pandeo lateral torsional:	34
2.14.5	Revisión de deflexiones	37
2.15	Diseño de conexiones.	38
2.15.1	Diseño de soldadura.	39
2.16	Diseño de placa base.....	41
2.16.1	Diseño de pernos de anclajes para placa base.....	50
2.17	Diseño de cimentaciones.	58
2.17.1	Diseño de pedestales o bloque corto.	59
2.17.2	Diseño por capacidad de carga axial (ACI 318-19, 2019).	60
2.17.3	Diseño por flexión.....	60
2.17.4	Diseño por cortante.	61
2.17.5	Detalle de armado de acero longitudinal y transversal en columnas.	62
2.18	Diseño de zapata aislada.	62
Capítulo III: Marco Metodológico.		67
3.1	MARCO METODOLÓGICO.	68
3.2	Etapa 1: Modelado de la nave industrial.	68
3.3	Etapa 2: Análisis de cargas (Cargas permanentes y eventuales) de la estructura. 68	
3.4	Etapa 3: Análisis estructural.....	69
3.5	Etapa 4: Diseño de la superestructura.	69
3.6	Diseño de vigas	69
3.7	Diseño de columnas:	70
3.8	Diseño de conexiones:.....	70
3.9	Diseño de cimentaciones:.....	70
4	Capítulo IV: Análisis Y Diseño De Elementos De La Nave Industrial.....	71

4.1	Cálculos de fuerzas.....	72
4.2	Acciones permanentes:.....	72
4.2.1	Estimación de cargas muertas:.....	72
4.2.2	Acciones Variables	72
4.3	Diseño de los elementos de la Nave Industrial.	90
4.4	Diseño de elemento a Flexión, cortante y deflexión (vigas de acero).....	90
4.5	Diseño de elemento a compresión (Columna).	94
4.6	Diseño de placa base.	100
4.7	Diseño de la Zapata aislada.....	108
4.8	Diseño de la conexión Viga-Columna.	113
	Normas y criterios aplicados:.....	113
	Conclusiones Y Recomendaciones.	118
4.9	Conclusiones	119
4.10	Recomendaciones.	121
	Anexos	122
4.11	Modelo de la estructura en Etabs.....	123
4.12	Hojas de calculo.....	126

1 Capítulo I: Generalidades

1.1 Introducción.

Nueva Guinea es una ciudad ubicada en la Región Autónoma de la costa caribe sur, se encuentra ubicado entre las coordenadas 11° 41' latitud Norte y 84° 27' longitud Oeste, posee los siguientes límites: Norte: Municipios Muelle de los Bueyes y El Rama. Sur: Municipios de San Carlos, El Castillo y Bluefields. Este: Municipio de El Rama y Bluefields. Oeste: Municipios de El Almendro, Villa Sandino y San Miguelito, con un crecimiento poblacional exponencial en la últimas décadas, con una vía de acceso terrestre (carretera) muy eficientes desde su construcción en los años 70 y a la cual se la ha dado mantenimiento continuo, sumado a esto se completó la conexión directa con la ciudad de Bluefields dando apertura a una nueva actividad vehicular y permitiendo un mayor crecimiento económico, cultural y social, para los diferentes mercados de producción que se desarrollan en la ciudad.

La nave industrial que presenta actualmente diseñada para la terminal de la ciudad fue fundada en el año 1980, la cual funciona como un punto de llegada y de salida para los diferentes ciudadanos que hacen su viaje hacia las colonias y ciudades que se comunican a través de la carretera de manera directa, la aglomeración de los ciudadanos en la terminal es de aproximadamente unos 1000 a 1500 pasajeros diarios, que viajan a sus diferentes destinos, esta nave industrial donde esperan los diferentes viajeros ha sido remodelada en múltiples ocasiones, como plan de mantenimiento de la estructura, pero la estructura principal original se mantiene, y este es el problema principal, porque no tiene suficiente superficie para mitigar el problema principal que afecta la ciudad.

Debido a este problema de una sobrepoblación que se concentra en la terminal de buses, elaboramos **“Diseño Sísmico de la Nave Industrial, Para la Terminal del Transporte Terrestre de la Ciudad de Nueva Guinea, Ubicada en la Región Autónoma de la Costa Caribe Sur (RACCS) de Nicaragua, en el Año 2025”**. La cual será capaz de contribuir con espacio y condiciones apropiadas para el transporte de la zona.

Esta estructura constará con un solo nivel, formadas por elementos de concreto reforzado y acero, distribuidos en diferentes secciones que forman el

conjunto de la nave industrial, en el proyecto se dará un diseño sísmico detallado desde las zapatas, perfiles para columnas, vigas y sistemas de entechado.

Esta nave industrial se hará mediante las diferentes metodologías y normativas aplicadas a nivel nacional e internacional que permiten una estructura con las condiciones mínimas exigidas por las diferentes entidades que regulan el área de las construcciones nicaragüense.

Sumado a esto se realizará una evaluación mediante el software ETABS, para saber el comportamiento de cada uno de los elementos diseñados ante amenazas sísmicas y de vientos, donde se comprobará la resistencias y capacidad que tendrá la nave industrial a este tipo de cargas.

1.2 Antecedentes

La terminal de transporte colectivo de la ciudad de Nueva Guinea inició operaciones en 1980. Se encuentra ubicada en el mercado municipal y, desde su inauguración, ha funcionado de manera ininterrumpida. Durante sus 43 años de existencia, la infraestructura ha sido objeto de diversas mejoras con el propósito de optimizar la calidad del servicio brindado a los usuarios que transitan dentro del territorio o visitan la ciudad.

Por otro lado, tras una búsqueda exhaustiva de trabajos monográficos en formatos físicos y digitales, se constató la ausencia de investigaciones relacionadas específicamente con el diseño de una nave industrial para la terminal de Nueva Guinea. Esta carencia de antecedentes se identificó tanto en el ámbito nacional como en el internacional.

Si bien es cierto todas las naves industriales construidas para terminales en los diferentes departamento y ciudades en todo el país son similares, no se encontró ningún registro de los diseños de cada elemento que la forman, por lo que se puede afirmar que.

El “Diseño Sísmico de la Nave Industrial, Para la Terminal del Transporte Terrestre de la Ciudad de Nueva Guinea, Ubicada en la Región Autónoma de la Costa Caribe Sur (RACCS) de Nicaragua, en el Año 2025”. Será el primer diseño estructural en su tipo, para uso de una terminal, y servirá de evidencias para estudios posteriores relacionados al área de diseños sísmicos de la zona.

1.3 Justificación

La construcción de una nueva terminal para la ciudad de Nueva Guinea es un reto muy importante y una necesidad que debe ser erradicada a la brevedad posible por el incremento exponencial de los viajeros que experimenta la ciudad, así como el crecimiento de la afluencia de transporte terrestre colectivo, debido a la apertura de la carretera de Bluefields a Nueva Guinea en mayo 2019, esto representa un reto muy importante para el gobierno municipal, tanto en lo comercial como en económico.

Actualmente la estructura o nave industrial de la terminal tiene aproximadamente 325 metros cuadrados, lo que la hace muy pequeña para la demanda de vehículos y personas que se dirigen a diferentes colonias o ciudades cercanas que hacen uso del transporte terrestres y donde esta representa punto de llegada y de salida para diferentes lugares de la región.

La necesidad de mejorar el servicio de calidad para las diferentes unidades vehiculares usadas como transporte público que concentra dicha terminal es notoria, así como las áreas de esperas donde se ven rebasadas en su totalidad, en cuanto sus instalaciones no brindan una calidad de movilización, por lo que, es necesario trabajar de manera inmediata en una construcción de una nueva edificación que permita evitar estos tipos de problemáticas que actualmente suceden a diario, pero debido al poco espacio que tienen la alcaldía municipal para expandirse de forma horizontal, es necesario una nueva instalación para brindar este servicio tan necesario en la ciudadanía.

Es por eso que la propuesta de diseño sísmico de una nave industrial en acero le permitirá al gobierno municipal encontrar una salida optima a la problemática planteada, por tal razón se estará presentando un modelo de nave diseñada sísmicamente, que permita cumplir con las condiciones de seguridad mínimas requeridas por las normas nacionales e internacionales.

Por lo tanto, el proyecto: **“Diseño Sísmico de la Nave Industrial, Para la Terminal del Transporte Terrestre de la Ciudad de Nueva Guinea, Ubicada en la Región Autónoma de la Costa Caribe Sur (RACCS) de Nicaragua, en el Año 2025”**. Tendrá beneficios directos e indirectos en diferentes ramas del conocimiento en la zona, dado que será un punto de partida para nuevos diseños que se planteen por estudiantes de las diferentes universidades que cursan Ingeniería Civil.

1.4 Objetivos

1.4.1 Objetivo General:

- Realizar el Diseño Sísmico de la Nave Industrial, para la Terminal del Transporte Terrestre de la Ciudad de Nueva Guinea, Ubicada en la Región Autónoma de la Costa Caribe Sur (RACCS) de Nicaragua, en el Año 2025.

1.4.2 Objetivos específicos.

- Analizar de manera sísmica y eólica la nave industrial usando el reglamento nacional de la construcción (RNC 07), apoyados del software ETABS.
- Diseñar de manera sísmica la nave industrial de acero, basados en la norma AISC 341-16 (American Institute of Steel Construction).
- Diseñar las cimentaciones de la nave industrial, mediante especificaciones del reglamento para concreto estructural del Instituto Americano del Concreto (ACI 318 – 19).

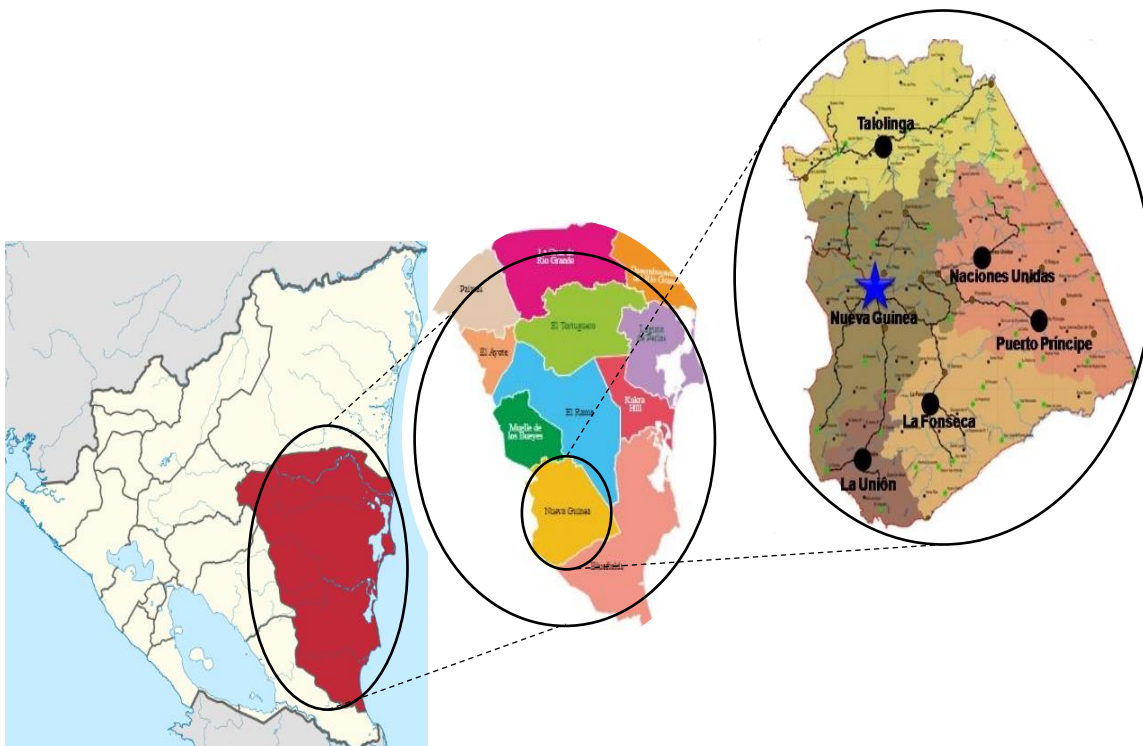
1.5 Contexto Del Proyecto

1.5.1 Ubicación Geográfica.

La nave industrial se diseña para que pueda ser construido en una propiedad contiguo al actual mercado de la ciudad de Nueva Guinea, ubicada al sureste de la capital, a unos 282 km, geográficamente limita al norte con los municipios Muelle de los Bueyes y El Rama, al sur con los municipios de San Carlos, El Castillo y Bluefields, al este con los municipios de El Rama y Bluefields y al oeste con los municipios de El Almendro, El Coral y San Miguelito. Tiene una altitud promedio de 210 msnm y sus coordenadas geográficas son:

- a) Coordenadas decimales: Latitud 11.6833 y longitud -84.45
- b) Coordenadas GMS (grados, minutos y segundos): 11° 40' 60" Norte y 84° 7' Oeste.

Figura 1: Macro y micro localización de la ciudad de Nueva Guinea.



La imagen 1 muestra la localización exacta de donde se construirá el proyecto.
Fuente: <https://www.google.com.ni>

1.6 Demografía.

La población de Nueva Guinea es de 136, 347 habitantes en una extensión territorial de 2,774 km². (109,234 en el área rural y 27,113 en el área urbana)

1.7 Clima y temperatura

Según la Alcaldía Municipal de Nueva Guinea (AMNG, 2023) El clima del municipio es un clima de selva tropical, es decir la precipitación promedio anual es de 2.245 milímetros. Por ser un clima muy húmedo se toma en consideración para el diseño de la estructura debido a que puede ocasionar diferentes factores en la misma, como el asentamiento en la estructura, debido a la sobre saturación del suelo, para lo que es necesario su estudio para proponer un mejoramiento adecuado.

La temperatura promedio es de 25 °C oscilando entre 22 °C y 26 °C, con una humedad relativa del 85%; variando entre 80% y 90%.

2 Capítulo II: Marco Teórico

2.1 Marco Teórico.

2.1.1 Naves Industriales.

Para llevar a cabo este diseño es necesario saber que una nave industrial la define (Calamino, 2023) como “estructuras metálicas de acero, utilizadas en distintos ámbitos para diversos propósitos que van desde almacenes o garajes hasta viviendas, escuelas o espacios agrícolas” las cuales cumple características como seguridad, costos accesibles, tamaño adaptables, pero a su vez podríamos definir como un conjunto de elementos diseñados estructuralmente para soportar cargas de los cuales entraremos a detalles a continuación.

Figura 2: Terminal de buses del norte o COTRAN norte, Estelí.



Nota: La imagen 2, muestra parte de la nave industrial de la terminal de autobuses en Estelí.
Fuente: ABC Stereo (Úbeda, 2022)

Elementos principales de una nave industrial.

El sistema estructural de las naves industriales generalmente está formado por una serie de elementos conectados de forma que la estructura sea estable y soporte las cargas a las que por su naturaleza estará sometida una vez esté en servicio, a continuación, se describen estos elementos:

Cubierta:

Es un elemento esencial en las edificaciones, la cual puede tener diferentes formas, está compuesto principalmente de láminas metálicas que se colocan sobre la estructura de la cubierta para proporcionar protección a los elementos y soporte estructural.

Vigas

En (McCormac J. C., 2011) se define a una viga como “aquellos miembros sometidos principalmente a fuerzas de flexión. Casi siempre son miembros horizontales sometidos a fuerzas de gravedad, aunque existen ciertas excepciones”. (Pág. 8).

Columnas:

Son miembros estructurales diseñado para soportar grandes cargas, el sitio web (Torices, 2022) las define como “los soportes verticales, que forman parte de los sistemas estructurales que sostienen una edificación. Estos elementos son los encargados de transmitir los esfuerzos de la edificación al suelo”.

Placas base

Las placas base son elementos estructurales de conexión, que constituyen la interface entre las columnas de acero y la cimentación de concreto. Una placa base recibe las cargas de la columna de acero y las distribuye en un área mayor del concreto localizado bajo dicha placa.

Cimentaciones

Las cimentaciones son las que sostienen y dan durabilidad a la estructura de acero, sobre la cual se transmiten las cargas al suelo, las cimentaciones de concreto usadas son de tipo aislada con pedestal.

Por lo que, para esto es necesario definir concreto y (Mc Cormac & Brown, 2017) define que “El concreto es una mezcla de arena, grava, roca triturada u otros agregados unidos en una masa rocosa por medio de una pasta de cemento y agua”. Dependiendo del tipo de construcción en algunos casos se debe agregar un aditivo adicional para mejorar su rendimiento.

En las cimentaciones se tiene:

Pedestales.

Los pedestales son también miembros estructurales llamados columnas con ciertas características, como ser más pequeñas y dimensiones más grade que la columna usada en la edificación, esta servirá como una conexión, entre la cimentación o zapata y la estructura metálica que saldrá a la superficie. Por lo que para el diseño de la nave se hará mediante miembros sometidos a carga axial y flexo-compresión.

2.2 Sistema estructural de la Nave industrial.

El sistema estructural adoptado en el presente documento corresponde a un pórtico ordinario resistente a momento (OMF, por sus siglas en inglés) de acero estructural. Este sistema se caracteriza por estar conformado por vigas y columnas unidas mediante conexiones rígidas capaces de transmitir momentos flectores, fuerzas cortantes y fuerzas axiales entre los elementos; esto permite que el marco resista tanto cargas gravitacionales como acciones laterales — sismo y viento— principalmente a través de la acción flexional de sus miembros.

De acuerdo con las disposiciones del American Institute of Steel Construction (AISC, 2016), específicamente en la norma AISC 341, los OMF constituyen un sistema de resistencia sísmica con requisitos de detallado menos rigurosos en comparación con los pórticos intermedios (IMF) y especiales (SMF). Su filosofía de diseño no exige la formación de rótulas plásticas altamente dúctiles ni el cumplimiento estricto del criterio columna fuerte-viga débil; sin embargo, deben satisfacer los requisitos mínimos de resistencia, estabilidad y continuidad estructural establecidos por la normativa vigente (AISC, 2016).

2.3 Diseño estructural.

El diseño estructural constituye un proceso integral orientado a determinar la geometría, las dimensiones y las especificaciones detalladas de una infraestructura. El objetivo fundamental de este procedimiento es garantizar que la estructura sea capaz de soportar las diversas solicitudes y cargas que se presenten durante su vida útil. En este apartado, se analizan los conceptos y procesos fundamentales que rigen las actividades de diseño, asegurando la integridad y funcionalidad de la obra (McCormac y Brown, 2015).

2.4 Filosofía de Diseño.

La especificación AISC proporciona dos métodos aceptables para diseñar miembros de acero estructural y sus conectores. Éstos son el Diseño con factores de carga y resistencia (LRFD: Load and Resistance Factor Design) y el Diseño por esfuerzos permisibles (ASD: Allowable Strength Design) ambos procedimientos se basan en los principios del diseño de estados límite, el cual proporciona las fronteras de la utilidad estructural.

El término estado límite describe la condición en la cual una estructura, o una sección de esta, cesa de cumplir con su función prescrita. Se distinguen dos categorías principales de estados límite:

1. **Estados límite de resistencia:** Estos definen la capacidad de la estructura para sustentar cargas y comprenden fenómenos como la fluencia excesiva, la fractura, el pandeo, la fatiga y el movimiento de cuerpo rígido.
2. **Estados límite de servicio:** Estos se refieren al comportamiento funcional bajo condiciones de uso, incluyendo aspectos como la deflexión, el agrietamiento, los deslizamientos, la vibración y el deterioro superficial (McCormac y Csernak, 2012).

2.4.1 Diseño por esfuerzos permisibles ASD:

El diseño por esfuerzos permisibles (ASD, por sus siglas en inglés) es un método de cálculo de componentes estructurales que garantiza que, ante la aplicación de diversas combinaciones de cargas nominales, no se superen los valores admisibles de esfuerzo, fuerza o momento permitidos. Esta metodología se fundamenta en el análisis elástico de las estructuras, lo que exige que los miembros sean diseñados para operar dentro de este rango de comportamiento. Originalmente, el método fue desarrollado a partir de la experiencia empírica para establecer los factores de seguridad pertinentes (Segui, 2019).

2.4.2 Diseño por factores de carga y resistencia LRFD.

El diseño por factores de carga y resistencia (LRFD, por sus siglas en inglés) es una metodología utilizada en el diseño de estructuras de acero que garantiza que, ante todas las combinaciones de cargas aplicables, no se excedan los estados límite establecidos. Este método emplea criterios basados en la teoría plástica o una combinación de análisis y diseño plástico. Según este enfoque, el diseño estructural debe asegurar que la resistencia de diseño de cada componente sea mayor o igual a la resistencia requerida, determinada mediante las combinaciones de carga correspondientes (American Institute of Steel Construction [AISC], 2016).

En esta metodología (LRFD) se denomina estado límite, aquella condición de la estructura en la cual cesa de cumplir su función. El estado límite se divide en dos categorías: Resistencia y Servicio. El primer estado tiene que ver con el comportamiento para máxima resistencia dúctil, pandeos, fatiga, fractura, volteo o deslizamiento. El segundo estado tiene que ver con la funcionalidad de la estructura, en situaciones tales como deflexiones, vibraciones, deformación permanente y rajaduras.

Las magnitudes de los factores de carga varían, dependiendo del tipo de combinación de las cargas. La estructura se proporciona para que tenga una resistencia última de diseño suficiente para resistir las cargas factorizadas, esta resistencia es la resistencia teórica o nominal (R_n) del miembro estructural, multiplicada por un factor de resistencia (ϕ siempre menor que 1.0).

2.5 Factores de Resistencia.

Es muy importante notar que estos diferentes factores de resistencia están ligados a cada uno de los estados límites por los cuales los miembros se revisan, estos factores ayudan a cuantificar de manera segura la resistencia última que puede desarrollar un miembro de manera segura, algunos de los estados límites más comunes son: tensión, compresión, flexo compresión, pandeo lateral torsional cuya naturaleza y estudio se ampliarán en el desarrollo de documento. (American Institute of Steel Construction [AISC], 2016).

A manera de resumen colocamos algunos de los factores de resistencia dependiendo de cómo esté sometido el elemento:

Tabla 1: Factores de reducción para las cargas de servicio.

Factores de reducción ϕ	Elemento o conexión.
0.9	A tracción (Sección total).
0.75	Conexión en tracción (Sección neta).
0.9	Flexión (Elemento).
0.85	Compresión Axial (Elemento).
0.75	En tracción (Pernos).

2.6 Determinación de cargas de diseño.

Las cargas de diseño a las que estará sometida la estructura se definirán según el Reglamento Nacional de la Construcción RNC-07 para Nicaragua, según el Título I, Capítulo II de este mismo, debe diseñarse para resistir todas las cargas o acciones permanentes, variables y accidentales aplicables tales como cargas muertas, cargas vivas y cargas accidentales (como sismo, viento y cenizas)

2.7 Acciones variables.

Cargas vivas: son todas aquellas fuerzas que se producen por el uso de la estructura, tráfico o movimiento variable que se pueda dar en la estructura, solo por cierto intervalo de tiempo, y que se especifican en el artículo 11 del (RNC, 2007). La cual nos especifica que:

Para el caso de techos livianos de cubiertas onduladas (incluyendo la teja de barro), los elementos estructurales resistentes (tales como cuartones de madera o perlines metálicos), podrán ser diseñados para los efectos que resulten de la superposición de una carga concentrada de 100 Kg. En la mitad del claro del miembro resistente, más una carga uniformemente distribuida de 10 Kg/ m².

2.8 Acciones accidentales:

a) Cargas sísmicas: Las cargas sísmicas se definen como fuerzas que actúan sobre las estructuras por periodos breves durante su vida útil. Estas se calculan

conforme a normativas técnicas con el fin de analizar el comportamiento dinámico de la edificación. En el análisis de los efectos sísmicos, se considera el 100% de la fuerza actuante en la dirección principal y el 30% del efecto que obra de manera perpendicular. La determinación de estas magnitudes se rige estrictamente por lo establecido en el *Reglamento Nacional de Construcción* (RNC-07, 2007).

b) Cargas eólicas: Las cargas eólicas se definen como acciones que generan presiones, ya sea en forma de empuje o succión, producidas por el flujo del viento sobre las superficies de una edificación. Estas fuerzas son transmitidas posteriormente al sistema estructural para su estabilización. En el análisis de estas acciones, se considera el 100% de las fuerzas generadas en la dirección de estudio, cuya determinación se rige por los parámetros y coeficientes establecidos en el *Reglamento Nacional de Construcción* (Ministerio de Transporte e Infraestructura [MTI], 2007).

2.9 Combinaciones de cargas.

Las combinaciones de cargas son solicitaciones que combinan varios casos de carga, lo que las hace más críticas, en el caso del RNC-07 se determinan las siguientes combinaciones:

$$C1 = 1.4(CM)$$

$$C2 = 1.2(CM) + 1.6(CV + PS)$$

$$C3 = 1.2(CM) + 1.6(PZ) + CV$$

$$C4 = 1.2(CM) + FS + CV$$

$$C5 = 0.9(CM) + 1.6(PZ) + 1.6(PS)$$

$$C6 = 0.9(CM) + Fs + 1.6(PS)$$

Donde:

CM = Carga muerta.

CV = Carga viva máxima.

FS = Fuerza Sísmica horizontal.

PZ = Carga o presión de viento.

P_s = carga debido a la presión lateral de la tierra, a la presión del agua subterránea, o a la presión de materiales a granel.

2.10 Norma AISC 341-22: Provisiones Sísmicas para Edificios de Acero Estructural.

2.10.1 Requerimientos para el diseño sísmico

Clasificación de las estructuras.

En este punto es importante saber qué tipo de estructura estamos diseñando y para eso nos basamos en el artículo 20 del (RNC, 2007) donde expresa lo siguientes grupos de clasificación de acuerdo a su estructura:

- a.** Grupo A: son aquellas estructuras esenciales que por su importancia estratégica es necesario que permanezcan operativas luego de un sismo intenso.
- b.** Grupo B: son aquellas estructuras de normal importancia en el que el grado de seguridad requerido es intermedio.
- c.** Grupo C: son aquellas estructuras de menor importancia o que no pone en riesgo la vida de las personas.

Por lo tanto, de acuerdo a lo descrito en el artículo, la nave industrial que se diseñara está en el grupo A o estructuras esenciales, ya que se trata de una terminal de transporte terrestre.

Artículos a retomar en el diseño estructural del RNC 007.

También deben de tomarse en cuentas lo expresado en los artículos siguientes del reglamento nacional de la construcción sobre los diseños estructurales.

- **Artículo 21:**

Factor de reducción por ductilidad, para esto se debe tener en cuenta el tipo de sistema estructural que tendrá la estructura, en nuestro caso es un sistema OMF, Q (Capacidad ductilidad de la estructura), se adoptarán los valores especificados en el presente artículo del reglamento nacional de la construcción. En el proyecto se usará $Q=3$

- **Artículo 22:**

Factor de reducción por sobre resistencia este está dada por el factor $\Omega=2$. (RNC, 2007)

- **Artículo 23:**

Condiciones de regularidad, en este se especifica cada uno de los requisitos que se necesita para poder asociarla a una estructura regular como los siguientes:

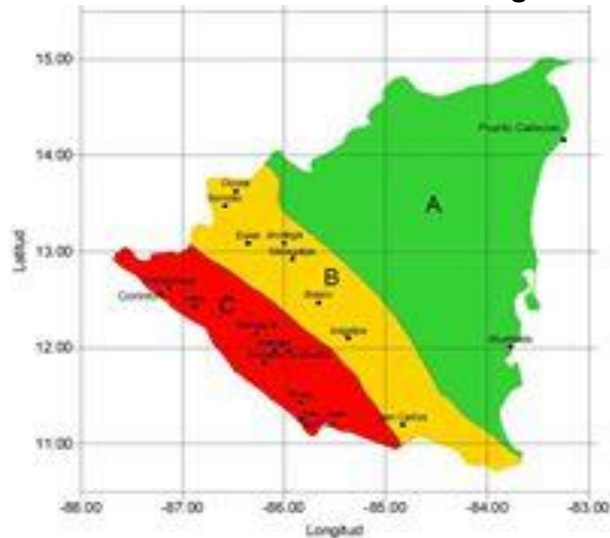
- a) Estructuras regulares Para que una estructura pueda considerarse regular debe satisfacer los requisitos estipulados en el Arto. 23 del reglamento nacional de la construcción
- b) Estructuras irregulares: Toda estructura que no satisfaga uno o más de los requisitos del inciso a) del artículo 23 será considerada irregular.
- c) Estructuras fuertemente irregulares: Una estructura será considerada fuertemente irregular si se cumple alguna de las condiciones siguientes:
 - La excentricidad torsional calculada estáticamente, es, excede en algún entrepiso de 20% de la dimensión en planta de ese entrepiso, medida paralelamente a la excentricidad mencionada.
 - La rigidez o la resistencia al corte de algún entrepiso excede en más de 100% a la del piso inmediatamente inferior.
- d) Corrección por irregulares: El factor de reducción expresado en (RNC, 2007) afirma que Q' (Factor por reducción por ductilidad), definido en el Artículo 21, se multiplicará por 0.9 cuando no se cumpla con uno de los requisitos de la del inciso a) del Arto. 23, por 0.8 cuando no cumpla con dos o más de dichos requisitos, y por 0.7 cuando la estructura sea fuertemente irregular según las condiciones del inciso c) del Arto. 23. en ningún caso el factor Q' se tomará menor que uno.

En este sentido podemos asegurar que nuestra estructura es regular ya que cumple los requerimientos expresados en el artículo 23 del reglamento nacional de la construcción.

- **Artículo 24**

En este artículo se nos proporciona la forma de calcular el coeficiente de diseño sismo resistente dependiendo de la ubicación de la edificación:

Figura 3: Zonificación Sísmica de Nicaragua.



Nota: Zonificación sísmica. **Fuente:** Reglamento Nacional de la construcción. (RNC, 2007), Pág.21

Como podemos notar nuestro proyecto está ubicado en la zona A del mapa sísmico, por lo que, el valor de isoaceleración $a_0 = 0.1$ en esta región.

El coeficiente sísmico de una estructura se calcula para el método estático equivalente con la siguiente igualdad:

$$c = \frac{V_0}{W_0} = \frac{S(2.7 * a_0)}{Q * \Omega} \text{ Pero nunca menor que } S * a_0$$

Donde:

$W_0 = CM + CVR$

V_0 = Cortante basal

CM = Carga muerte

CVR = Carga viva incidental o reducida.

- **Artículo 25**

En este artículo se aborda la influencia del suelo y el período del edificio teniendo en cuenta los efectos de amplificación del sismo debido a las características del terreno, los cuales se dividirán en 4 tipos de acuerdo a las siguientes características.

Tipo I: Afloramiento rocoso con $V_s > 750 \text{ m/s}$

Tipo II: Suelo firme con $360 < V_s \leq 750 \text{ m/s}$,

Tipo II: Suelo moderadamente blando, con $180 \leq V_s \leq 360 \text{ m/s}$

Tipo IV: Suelo muy blando, con $V_s < 180 \text{ m/s}$.

Siendo V_s la velocidad promedio de ondas de cortante calculada a una profundidad no menor de 10 m, que se determinará como:

$$V_s = \frac{\sum_{n=1}^N h_n}{\sum_{n=1}^N \frac{h_n}{V_n}}$$

Donde:

h_n = espesor del n-ésimo estrato

V_n = velocidad de ondas de corte del n-ésimo estrato.

N = número de estratos.

Si no se dispone de estos mapas de microzonificación, se utilizarán los siguientes factores de amplificación, S :

Tabla 2: Factores de amplificación por tipo de suelo, S .

Zona Sísmica	Tipo de suelo		
	I	II	III
A	1.0	1.8	2.4
B	1.0	1.7	2.2
C	1.0	1.5	2.0

Nota: depende de la zona sísmica y el tipo de suelo se proporciona el valor de “ S ” que podemos trabajar. **Fuente:** (RNC, 2007) Pág. 22.

- **Artículo 26**

Por último, en este artículo se especifica que la fuerza sísmica horizontal se determinará a partir de la siguiente expresión:

$$F_s = c * W_0$$

Dónde:

F_s = Fuerza cortante actuando a nivel basal.

c = Coeficiente de diseño sísmico.

W_0 = Carga o peso total del edificio.

2.11 Método estático equivalente para el análisis sísmico.

El método estático equivalente consiste en reemplazar la respuesta dinámica real de la estructura ante un sismo por un sistema de fuerzas laterales estáticas cuya magnitud y distribución se determinan a partir de parámetros sísmicos, propiedades dinámicas aproximadas (como el período fundamental) y características del sistema estructural.

El método estático equivalente es una herramienta fundamental para diseñar y calcular estructuras sismo resistentes, basándose en el desplazamiento, por lo cual se utilizan ecuaciones simples para determinar la respuesta de la estructura aislada; este método nos permite conocer el cortante basal de la estructura y con ello conocer las fuerzas que actúan en la estructura para finalmente resolverlo con un análisis estructural. (Kandrachoff, 2020)

2.11.1 Descripción del método estático equivalente.

- **Cálculo de fuerza cortante.**

El artículo 32 del reglamento nacional de la construcción nos describe el procedimiento que se debe seguir para ejecutar adecuadamente el método estático equivalente.

De acuerdo con este requisito, la fuerza lateral que actúa en el i -ésimo nivel, F_{s_i} , resulta ser

$$F_{s_i} = c * W_i'' * h_i * \frac{\sum W_i}{\sum W_i'' * h_i}$$

Donde:

W_i = es el peso de la i -ésima masa.

h_i = es la altura de la i -ésima masa sobre el desplante.

c = es el coeficiente sísmico definido en el artículo 24.

Para estructuras del Grupo A las fuerzas calculadas con la ecuación (11) deberán multiplicarse por 1.5.

- **Reducción de las fuerzas sísmicas.**

Se puede realizar una reducción de estas fuerzas si se conoce el valor aproximado del periodo fundamental de vibración de la estructura, el cual se podrá determinar a través de la siguiente formula:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum W_i x_i^2}{g \sum F_{s_i} x_i}}$$

Donde las variables nuevas son;

x_i = desplazamiento del nivel i

g = Aceleración de la gravedad.

T = Período fundamental de vibración de la estructura.

Cada una de las fuerzas lateral se tomará como:

$$F_{s_i} = \frac{a}{\Omega Q} W_i h_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i}$$

En la expresión anterior

a = Es la ordenada espectral definida en el Artículo 27 subtema II (Espectros para diseño sísmico) en función del periodo estructural.

Ω y Q = son los valores de reducción dados en el Artículo 22 y 21 respectivamente. El valor de a no se tomará menor que $S * a_0$.

- **Efectos de segundo orden.**

En el análisis estructural, deben considerarse explícitamente los efectos geométricos de segundo orden. Estos consisten en los momentos y cortantes adicionales generados por la interacción de las cargas verticales al actuar sobre la estructura cuando esta presenta desplazamientos laterales. El cumplimiento de este requerimiento es fundamental para garantizar la estabilidad global del edificio, conforme a las disposiciones establecidas en el *Reglamento Nacional de Construcción* (Ministerio de Transporte e Infraestructura [MTI], 2007).

Estos efectos pueden despreciarse en los entrepisos en los que se cumple la siguiente condición:

$$\frac{\Delta}{H} \leq 0.08 \frac{V}{P_v}$$

Donde:

Δ : desplazamiento lateral relativo entre los dos niveles que limitan el entrepiso considerado

H: altura del entre piso

V: fuerza cortante calculada en el entrepiso

P_v : construcción situada encima del entrepiso, incluyendo cargas muertas y vivas, multiplicadas por el factor de carga correspondiente.

- **Desplazamientos Laterales.**

Cuando para el análisis sísmico se use el método estático o alguno de los dinámicos, será necesario calcular los desplazamientos de la estructura en el estado límite de servicio de acuerdo con los siguientes criterios:

a) Cálculo de desplazamientos en el estado límite de servicio.

- Si para el análisis se ha usado el método estático, pero se ha ignorado el efecto del periodo estructural, tal como se prevé en el Artículo 32 inciso a), los desplazamientos serán los que resulten del análisis estructural ante fuerzas reducidas multiplicadas por el factor $Q * \Omega/2.5$.

- Si para el análisis se ha usado el método estático tomando en cuenta el efecto del periodo estructural, tal como se prevé en el Artículo 32 inciso b), o si se ha utilizado el método dinámico espectral, los desplazamientos serán los que resulten del análisis estructural ante fuerzas reducidas multiplicadas por el factor $Q' * \Omega/2.5$. El valor de Q' se calculará para el periodo fundamental de la estructura.

b) Cálculo de desplazamientos en el estado límite de colapso.

Los desplazamientos en este caso serán los que resulten del análisis estructural ante fuerzas reducidas multiplicados por el factor $Q * \Omega$

c) Revisión de desplazamientos laterales.

Cuando la estructura se analice por el método estático o el dinámico modal, se revisará que su rigidez lateral sea suficiente para cumplir con las dos condiciones siguientes:

- Para limitación de daños a elementos no estructurales, las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos, calculados como lo estipula el Artículo 34 inciso a), no excederán 0.002 veces las diferencias de elevaciones correspondientes, salvo que no haya elementos incapaces de soportar deformaciones apreciables, como muros de mampostería, o éstos estén separados de la estructura principal de manera que no sufran daños por sus deformaciones; en tal caso, el límite en cuestión será de 0.004.
- Para seguridad contra colapso, las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos, calculados como lo señala el Artículo 34 inciso b), divididas por las diferencias de elevaciones correspondientes, no excederán las distorsiones de entrepiso establecidas en la Tabla 4 para los distintos sistemas estructurales. Estos desplazamientos se emplearán también para revisar los requisitos de separación de edificios colindantes del artículo 38, así como para el cálculo de los efectos de segundo orden según el Artículo 32 inciso e).

Tabla 3: Distorsiones máximas permitidas.

Sistema estructural	Distorsión
Marcos dúctiles de concreto reforzado (Q= 3 ó 4)	0.0300
Marcos dúctiles de acero (Q= 3 ó 4)	0.0300
Marcos de acero o concreto con ductilidad limitada (Q= 1 ó 2)	0.0150
Losas planas sin muros o contravientos	0.0150
Marcos de acero con contravientos excéntricos	0.0200
Marcos de acero o concreto con contravientos concéntricos	0.0150
Muros combinados con marcos dúctiles de concreto (Q= 3)	0.0150
Muros combinados con marcos de concreto con ductilidad limitada (Q= 1 ó 2)	0.0100
Muros diafragma	0.0060
Muros de carga de mampostería confinada de piezas macizas con refuerzo horizontal o malla	0.0050
Muros de carga de: mampostería confinada de piezas macizas; mampostería de piezas huecas confinada y reforzada horizontalmente; o mampostería de piezas huecas confinada y reforzada con malla	0.0040
Muros de carga de mampostería de piezas huecas con refuerzo interior	0.0020
Muros de carga de mampostería que no cumplan las especificaciones para mampostería confinada ni para mampostería reforzada interiormente	0.0015

Nota: Al calcular los desplazamientos mencionados arriba pueden descontarse los debidos a la flexión de conjunto de la estructura. **Fuente: (RNC, 2007) Pág. 36**

2.12 Análisis eólico de las naves industriales (Método estático de análisis).

2.12.1 Generalidades.

Cargas de vientos.

Las tensiones o fuerzas que el viento provoca sobre una estructura se dominan cargas de vientos, por lo que se deben diseñar estructuras capaces de resistir estas cargas, sobre todo en la zona donde se ubicara la nave industrial, a pesar de que se dan solo por intervalos de tiempo y no de forma permanente, en la zona de nueva guinea suele caracterizarse por ser una zona critica con respecto al viento, las presiones más críticas son:

a) Presión de Barlovento: Las superficies ubicadas frente al viento y perpendiculares a su trayectoria reciben un efecto de impacto directo de la masa de aire en movimiento.

b) Presión de sotavento: En el lado de sotavento del objeto (opuesto a la dirección del viento), por lo regular, se presenta un efecto de succión, que consiste en una presión hacia afuera sobre la superficie del objeto.

4.1.1. Clasificación de las estructuras para análisis de viento según RNC-07.

Según el reglamento nacional de la construcción de acuerdo a la naturaleza de los principales efectos que el viento puede ocasionar las estructuras se clasifican en cuatro tipos los cuales están explícitos en el artículo 45. (RNC, 2007).

- Tipo 1: Comprende las estructuras poco sensibles a las ráfagas y a los efectos dinámicos de viento. Incluye las construcciones cerradas techadas con sistemas de cubierta rígidos, es decir, que sean capaces de resistir las cargas debidas a viento sin que varíe esencialmente su geometría.
- Tipo 2: Comprende las estructuras cuya esbeltez o dimensiones reducidas de su sección transversal las hace especialmente sensibles a las ráfagas de corta duración, y cuyos periodos naturales largos favorecen la ocurrencia de oscilaciones importantes.
- Tipo 3: Comprende estructuras como las definidas en el tipo 2 en que, además, la forma de la sección transversal propicia la generación periódica de vórtices o remolinos de ejes paralelos a la mayor dimensión de la estructura.
- Tipo 4: Comprende las estructuras que por su forma o por lo largo de sus periodos de vibración presentan problemas aerodinámicos especiales.

2.13 Método Estático De Análisis según RNC-07.

Para el cálculo de empujes y/o succiones sobre las construcciones del Tipo 1 debidas a la presión del viento, se podrá emplear el método estático al aplicar las presiones de diseño del artículo 53 y los coeficientes de presión señalados en el mismo artículo.

4.1.2. Determinación de la velocidad de diseño V_D

Los efectos estáticos del viento sobre una estructura o componente de la misma se determinan con base en la velocidad de diseño

$$V_D = F_{TR} * F_{\alpha} * V_R$$

Donde:

F_{TR} : Factor correctivo por topografía y rugosidad

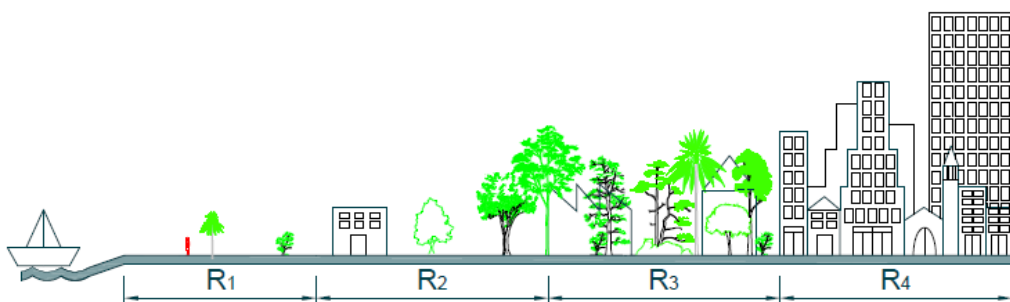
F_{α} : Factor de variación de altura

V_R : Velocidad regional

Determinación de Velocidad regional V_R

La velocidad regional es la velocidad máxima del viento que se presenta a una altura de 10 m sobre el lugar de desplante de la estructura, los valores de dicha velocidad se obtendrán de acuerdo con la zonificación eólica.

2.13.1 Figura 4: Rugosidad del Terreno.



Nota: Podemos observar la rugosidad del terreno en diferentes intervalos **Fuente: (NTC, 2015)**

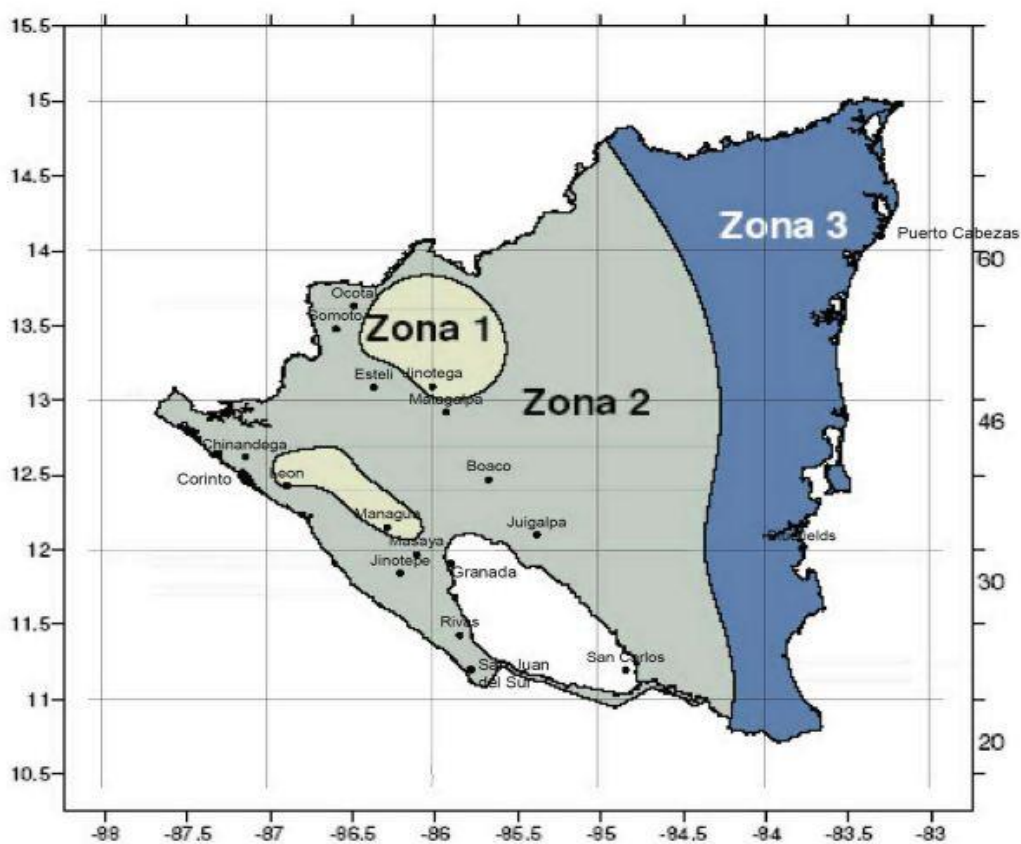
También para calcular esta velocidad debemos de tener en cuenta los siguientes datos que son de suma importancia.

Tabla 4: Velocidades regionales V_R

	Importancia de la construcción	
	Periodo de retorno	
Zona	50	200
1	30	36
2	45	60
3	56	70

Nota: En la tabla podemos observar la importancia de la construcción y la zonificación eólica, m/s. **Fuente: (RNC, 2007) Pág. 44.**

2.13.2 Figura 5: Zonificación eólica de Nicaragua para Análisis por



viento.

Nota: En la imagen podemos observar las 3 divisiones que tiene Nicaragua con respecto a fuerzas por viento. **Fuente (RNC, 2007) Pág. 44**

Factor de variación de altura F_α

Se establece la variación de velocidad del viento con respecto a la altura “z”, a través de las siguientes condiciones:

$$F_\alpha = 1.0 \quad \text{sí } z \leq 10 \text{ m}$$

$$F_\alpha = \left(\frac{z}{10}\right)^\alpha \quad \text{sí } 10 \text{ m} < z < \delta$$

$$F_\alpha = \left(\frac{\delta}{10}\right)^\alpha \quad \text{sí } z > \delta$$

Donde:

δ : altura gradiente, medida a partir del nivel del terreno de desplante, por encima de la cual la variación de la velocidad del viento no es importante y se puede suponer constante; δ y z están dadas en metros.

α : Exponente de la variación de la velocidad del viento con la altura.

Tabla 5: Rugosidad del terreno α y δ .

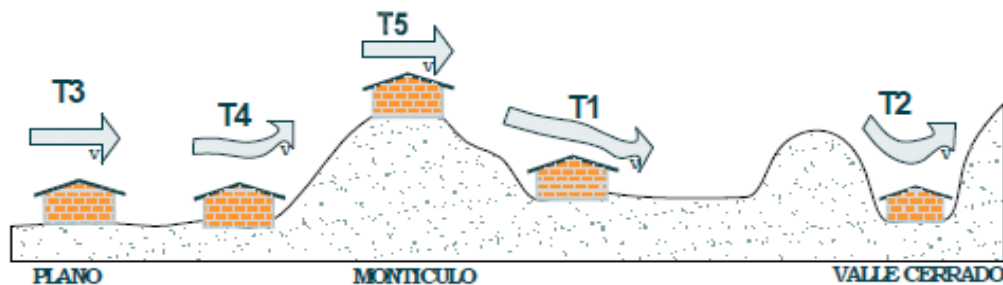
Tipos de terrenos		α	δ (m)
R1	Escasas o nulas obstrucciones al flujo de viento, como en campo abierto	0.099	245
R2	Terreno plano u ondulado con pocas obstrucciones	0.128	315
R3	Zona típica urbana y suburbana. El sitio esta rodeado predominantemente por construcciones de mediana y baja altura o por áreas arboleadas y no se cumplen las condiciones del tipo R4	0.156	390
R4	Zona de gran densidad de edificios altos. Por lo menos la mitad de las edificaciones que se encuentran en un radio de 500 m alrededor de la estructura en estudio tiene altura superior a 20 m	0.170	455

Nota: En la tabla se puede ver Los coeficientes α y δ están en función de la rugosidad del terreno **Fuente: (RNC, 2007) Pág. 45.**

Factor correctivo por topografía y rugosidad F_{TR} .

Este factor toma en cuenta el efecto topográfico local del sitio en donde se desplante la estructura y a su vez la variación de la rugosidad de los alrededores del sitio como se muestra en la figura:

Figura 6: Formas topográficas locales.



2.13.2.1 Nota: En la figura podemos observar los diferentes niveles topográficos y el comportamiento del viento **Fuente: (NTC, 2015)**

Este comportamiento de F_{TR} se puede resumir a través de la siguiente tabla:

Tabla 6: Factor F_{TR} (Factor de topografía y rugosidad del terreno).

Tipos de Topografía (Figura)	Rugosidad de terrenos en alrededores		
	Terreno tipo R2	Terreno tipo R3	Terreno tipo R4
T1 Base protegida de promontorios y faldas de serranías del lado de sotavento	0.8	0.7	0.66
T2 Valles cerrados	0.9	0.79	0.74
T3 Terreno prácticamente plano, campo abierto, ausencia de cambios topográficos importantes, con pendientes menores de 5 % (normal)	1	0.88	0.82
T4 Terrenos inclinados con pendientes entre 5 y 10 %	1.1	0.97	0.9
T5 Cimas de promontorios, colinas o montañas, terrenos con pendientes mayores de 10 %, cañadas o valles cerrados	1.2	1.06	0.98

Nota: En terreno de tipo R1, según se define en la Tabla 5, el factor de topografía y rugosidad F_{TR} , se tomará en todos los casos igual a 1. **Fuente: (RNC, 2007). Pág. 46.**

Presión de diseño P_z

La presión que ejerce el flujo del viento sobre una construcción determinada, P_z , en kg/m^2 , se obtiene tomando en cuenta su forma y está dada de manera general por la siguiente ecuación:

$$P_z = 0.0479 * C_p * V_D^2 \text{ (kg/m}^2\text{)}$$

Donde:

C_p : factor o coeficiente local de presión

V_D : velocidad de diseño.

Coeficiente de presión C_p

Los C_p para el método estático se determina según el tipo y forma de la construcción, de acuerdo al reglamento nacional de la construcción en su artículo 54 estos se pueden clasificar de la siguiente manera:

- **Caso I: son los edificios y construcciones cerradas.**

Tabla 7: Coeficiente de presión para construcciones cerradas.

	C_p
Pared de barlovento	0.8
Pared de sotavento	-0.4
Paredes laterales	-0.8
Techos planos	-0.8
Techos inclinados, lado de sotavento	-0.7
Techos inclinados, lado de barlovento	$-0.8 < 0.04\theta -1.6 < 1.8$
Techos curvos	véase la tabla

Nota: θ es el ángulo de inclinación del techo en grados. **Fuente: (RNC, 2007) Pág. 47.**

2.14 Diseño de miembros estructurales.

El diseño de miembros de acero estructural tiene como objetivo principal prevenir la falla o el colapso de la edificación mediante el control de los esfuerzos internos. Para lograr una estructura segura, es imperativo gestionar adecuadamente

las solicitudes de tensión, compresión y flexión, entre otras. En este apartado, se detallan las ecuaciones que validan el diseño de los elementos bajo el método de diseño por factores de carga y resistencia (LRFD, por sus siglas en inglés), el cual constituye la base metodológica para el cálculo de la nave industrial (American Institute of Steel Construction [AISC], 2016).

2.14.1 Diseño de elementos a tensión de acuerdo a capítulo D AISC 360-22.

Los elementos sometidos a tracción pura no tienen límite de esbeltez máxima. Sin embargo, es aconsejable mantener una razón de esbeltez L/r no mayor a 300. El factor U se utiliza para simplificar la distribución no uniforme del esfuerzo. El cual está condicionado a la sección transversal del elemento y a la longitud de su conexión.

La resistencia de diseño en elementos sometidos a tracción, ϕP_n , deberá ser la menor obtenida según los estados límites de fluencia en tensión, tomando la sección bruta. Y la ruptura en tracción, tomando la sección neta.

a) Para fluencia en tracción tomando la sección bruta:

$$\phi * P_n = \phi * F_y * A_g \text{ considerar } \phi = 0.90$$

b) Para ruptura en tracción tomando la sección neta:

$$\phi * P_n = \phi * F_u * A_e \text{ considerar } \phi = 0.75$$

Donde:

P_n = Resistencia nominal del elemento a tensión.

F_y = Fluencia del acero.

A_g = Área bruta.

F_u = Resistencia a la fractura del acero.

A_e = Área efectiva ($A_e = A_n * U$)

A_n = Área neta (Considerar $A_n = A_g$ si el miembro está soldado).

U = Factor de retraso del corte.

En el caso de Elementos sin perforaciones, completamente conectados por soldadura, se debe realizar los cálculos con el valor de U. Donde U, es el factor de corte diferido determinado conforme a la tabla D3.1 de la AISC 360-22.

2.14.2 Diseño de elementos a compresión de acuerdo a capítulo E AISC 360-22.

Cuando se habla de elementos a compresión siempre se asume un miembro que recibe esfuerzos de axiales capaces de comprimirlo. Sin embargo, en el acero se producen tres tipos de fallas producto de la compresión:

- El pandeo flexionante: Conocido también por el pandeo de Euler, se produce cuando el elemento en flexión llega a la inestabilidad.
- El pandeo local: Se produce en ciertas partes de la columna que sean delgadas, lo cual hace que se pandea localmente en compresión antes de producirse algún otro tipo de pandeo. Se puede prevenir la susceptibilidad de una columna por pandeo local, para ello es necesario controlar la relación ancho y espesor de la sección transversal.

Teniendo en cuenta todos estos criterios y consideraciones al momento de diseñar, abordemos las fórmulas de diseño:

$$\phi_c * P_n = \phi_c * F_{cr} * A_g \text{ considerando } \phi_c = 0.90$$

Donde:

P_n = Resistencia nominal a la compresión.

F_{cr} = Esfuerzo de pandeo a flexión.

A_g = Área de la sección transversal.

Para este caso debemos calcular el esfuerzo de pandeo flexionante (F_{cr}), por lo que nos apoyaremos de las fórmulas proporcionada por (McCORMAC, 2013) en la pág. 149, para miembros sin elemento esbeltos:

$$\text{a) Si } \frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ (o } \frac{F_y}{F_e} \leq 2.25) \text{ entonces } F_{cr} = \left[0.658^{\frac{F_y}{F_e}} \right] F_y$$

Considere

$$\mathbf{K=1.00}$$

$$\text{b) Si } \frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ (o } \frac{F_y}{F_e} \leq 2.25) \text{ entonces } F_{cr} = 0.877 F_e$$

Pero también necesitaríamos saber ¿cuál es el valor de F_e ?, dado que esto es el pandeo crítico elástico, es decir el esfuerzo de Euler por lo que recurrimos a nuestra primera fórmula: $F_e = \frac{\pi^2 * E *}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$ y se representa gráficamente:

2.14.3 Diseño de elementos a flexión de acuerdo a capítulo F AISC 360-22.

En el presente trabajo, los elementos estructurales que conforman el pórtico ordinario a momento serán seleccionados y diseñados como **secciones compactas**, aunque para pórticos OMF este requisito no es obligatorio, sin embargo, por esta razón, el diseño en flexión se realizará conforme a lo establecido en la **Sección F2 de la AISC 360-22**.

La Sección F2 aplica específicamente a **miembros doblemente simétricos y secciones tipo I o H compactas**, sometidas a flexión alrededor de su eje fuerte, que constituyen la tipología más común en vigas y columnas de pórticos a momento, dentro de la sección F2 se evalúan dos estados límites que describiremos a continuación:

Estado límite de fluencia:

$$M_n = M_p = F_y Z_x$$

Donde:

M_p = Momento plástico.

M_n = Momento Nominal

F_y = Módulo de elasticidad del acero usado

Z = Módulo de sección plástico entorno al eje.

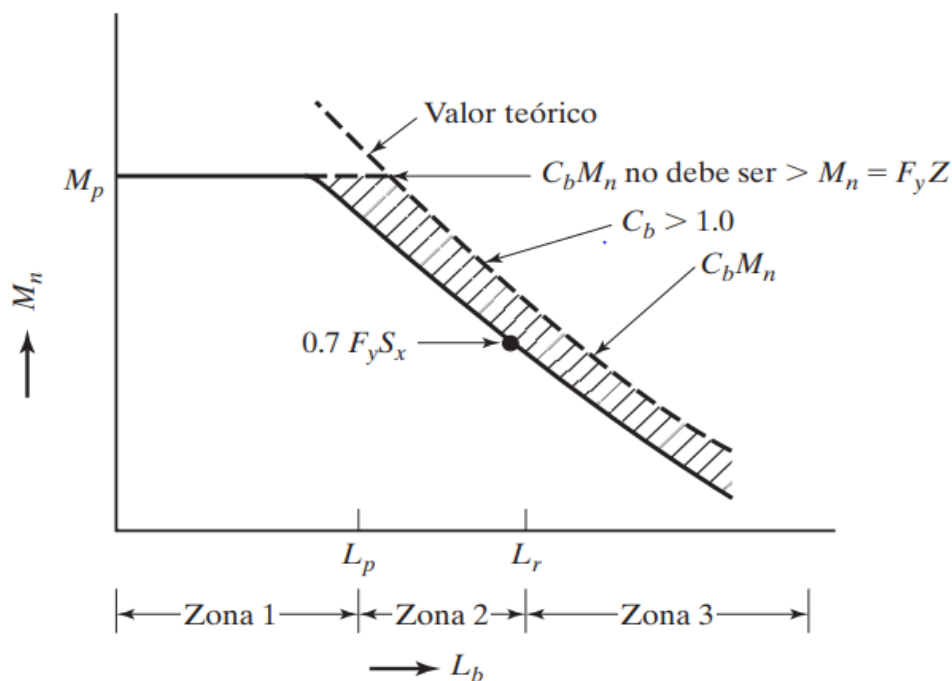
2.14.4 Estado límite de pandeo lateral torsional:

Cuando el elemento no se encuentra completamente arriostrado lateralmente, la resistencia nominal deberá evaluarse considerando los límites de pandeo lateral-torsional establecidos en la Sección F2, en función de la longitud no arriostrada

Dentro del cálculo del momento nominal para el estado límite por pandeo lateral torsional tenemos tres formas de calcularlo, cada una de estas formas dependerá de L_b = Longitud sin soporte lateral, L_p = Longitud no arriostrada para el estado límite de fluencia, L_r = Longitud no arriostrada para el estado límite de pandeo lateral torsional

Inicialmente debemos definir el coeficiente de modificación por pandeo lateral torsional

Figura 7: Curva comparativa para el valor teórico de C_b



Nota: Acá se observa el valor teórico de C_b . **Fuente (McCORMAC, 2013). Pág. 279.**

El valor de C_b para miembros de simetría simple en curvatura sencilla y todos los miembros de simetría doble se determina con la siguiente expresión:

$$C_b = \frac{12.5M_{\max}}{2.5M_{\max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C}$$

Dónde:

$M_{\max}$ = valor absoluto del máximo momento en el segmento no arriostrado

M_A = valor absoluto del momento en primer cuarto del segmento no arriostrado

M_B = valor absoluto del momento en el centro del segmento no arriostrado,

M_C = valor absoluto del momento en tercer cuarto del segmento no arriostrado.

Con todos estos valores expresados podemos concluir que La resistencia nominal de momento para las longitudes sin soporte lateral entre L_p y L_r se calcula con la siguiente ecuación:

$$L_p < L_b < L_r$$

$$\phi_b * M_n = \phi_b * C_b \left[M_p - (M_p - 0.7 * F_y * S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq \phi_b * M_p$$

$$\text{También podemos usar } \phi_b * M_n = C_b [\phi_b M_{px} - BF(L_b - L_p)] \leq \phi_b * M_{px}$$

Considerando $\phi_b = 0.90$

L_r se define como una combinación del área transversal, módulo de elasticidad, esfuerzo de fluencia y sus propiedades por torsión y alabeo. Para lo cual se utilizará la siguiente ecuación:

$$L_r = \left(\frac{r_y x_1}{F_{res}} \right) \left(\sqrt{1 + \sqrt{1 + x_2 F_{res}^2}} \right)$$

$$x_1 = \frac{\pi}{S_x} \sqrt{\frac{E * G * J * A}{2}}$$

$$x_1 = 4 \left(\frac{C_w}{I_y} \right) \left(\frac{S_x}{G * J} \right)^2$$

Dónde:

L_r = Límite de longitud inelástico.

r_y = Radio de giro respecto al eje y

x_1 = Factor 01 para determinación de zona del elemento.

x_2 = Factor 02 para determinación de zona del elemento.

F_{res} = Esfuerzo residual del acero ($F_{res} = 0.75 F_y$)

E = Módulo de elasticidad del acero

G = Módulo de corte del acero

J = Constante de torsión

A = Área de la sección

C_w = Constante de alabeo

I_y = Momento de inercia con respecto al eje y

2.14.5 Revisión de deflexiones

La deflexión es el término utilizado para describir la cantidad de desplazamiento o curvatura experimentada por un elemento estructural cuando se somete a cargas. En otras palabras, la deflexión es la medida de la flexión o deformación de un elemento debido a la acción de fuerzas externas. Las deflexiones son críticas para el diseño y análisis de estructuras, ya que pueden afectar la funcionalidad, estabilidad y seguridad de la misma.

Según el libro de (McCORMAC, 2013) Las deflexiones de las vigas de acero generalmente se limitan a ciertos valores máximos. Algunas de las buenas razones para limitar las deflexiones son las siguientes:

- a) Las deflexiones excesivas pueden dañar los materiales unidos o soportados por la viga considerada. Las grietas en los plafones ocasionadas por grandes deflexiones en los largueros que los soportan son un ejemplo.
- b) La apariencia de las estructuras se ve afectada por deflexiones excesivas.
- c) Las deformaciones excesivas no inspiran confianza en las personas que utilizan una estructura, aunque exista una completa seguridad desde el punto de vista de la resistencia.
- d) Puede ser necesario que diferentes vigas que soportan la misma carga, tengan las mismas deflexiones.

Aplicando diferentes métodos teóricos para calcular deflexiones entre los que se encuentran viga conjugada y del trabajo virtual podemos llegar a la fórmula para la deflexión en el centro del claro de una viga simple con carga uniformemente repartida.

$$\Delta_{\theta} = \frac{5 * w * L^4}{384 * E * I}$$

Dónde:

Δ_{θ} = Deflexión máxima producida en el elemento.

w = Carga distribuida de servicio (carga muerta, viva, de nieve o viento)

L = Longitud del elemento

E = Módulo de elasticidad del acero

I = Momento de inercia en el eje longitudinal.

En la página 3-7 del Manual del AISC, se presenta la siguiente fórmula sencilla para determinar las deflexiones máximas en vigas con secciones W, M, HP, S, C y MC para diversas condiciones de carga:

$$\Delta = \frac{M * L^2}{C_1 I_x}$$

Dónde:

M = Momento de la carga máxima de servicio.

L = Longitud del claro.

C_1 = Constante.

I_x = Momento de inercia.

La deflexión se limita en función a las deflexiones máximas permisibles, las cuales se resumen en el siguiente cuadro:

Tabla 8: Límites de deflexión tomados del IBC 2009

Miembros	Condiciones de carga		
	L	D + L	S o W
Para miembros de piso	$\frac{L}{360}$	$\frac{L}{240}$	—
Para miembros de techo que soportan plafón de yeso*	$\frac{L}{360}$	$\frac{L}{240}$	$\frac{L}{360}$
Para miembros de techo que soportan plafones que no son de yeso*	$\frac{L}{240}$	$\frac{L}{180}$	$\frac{L}{240}$
Para miembros de techo que no soportan plafones*	$\frac{L}{180}$	$\frac{L}{120}$	$\frac{L}{180}$

Nota: En la tabla se presenta deflexiones máximas permisibles para varios tipos de miembros y condiciones de carga. **Fuente: (McCORMAC, 2013). Pág. 313.**

2.15 Diseño de conexiones.

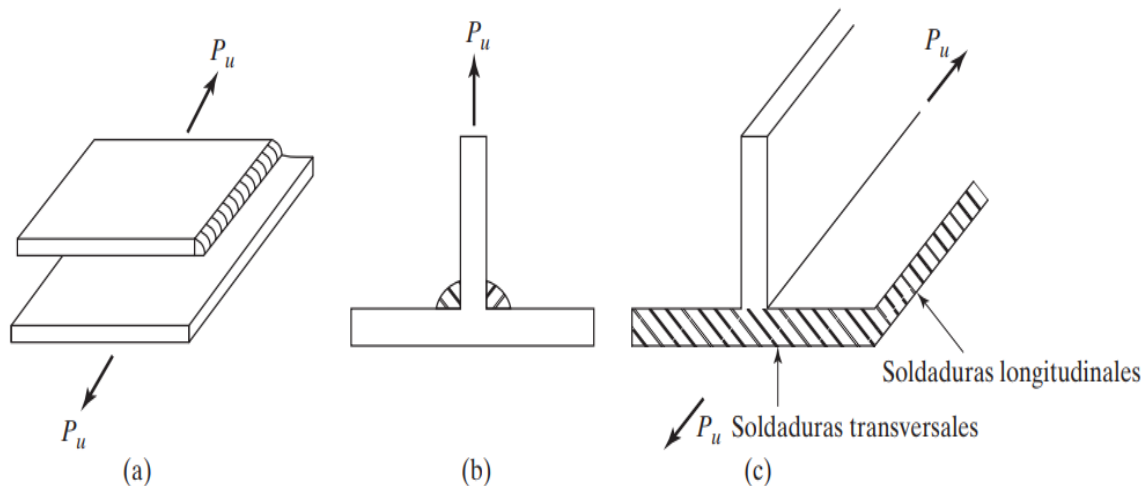
Las conexiones principales que se dan en una estructura de acero son: las conexiones viga-columna, viga-viga, columna-placa base. Todas ellas estas sujetas a esfuerzos de corte, tensión e incluso a momentos.

2.15.1 Diseño de soldadura.

Estos casos de conexiones se harán para los elementos conectados viga-columna, viga-viga, columna-placa base y realizaremos soldaduras de filetes entre perfiles W, columnas unidas a las placas bases y estas a su vez que se unirán al pedestal de la estructura.

Para estas uniones usaremos soldadura de filete, está es un tipo común de unión utilizada en la soldadura. Consiste en unir dos piezas de metal colocando el material de soldadura en la unión entre las dos superficies, formando un cordón o filete. Este cordón de soldadura generalmente tiene forma triangular o trapezoidal y se forma mediante el proceso de fusión de los materiales base y de aporte.

Figura 8: Soldadura de filete longitudinal (a). Soldadura de filete transversal (b). Soldaduras transversales y longitudinales (c).



Fuente (McCORMAC, 2013). **Pág. 48** **6.**

El método para determinar la resistencia de los filetes a lo largo de sus ejes longitudinales, independientemente de la dirección de la carga, tiene por objetivo simplificar los cálculos. Generalmente se determinen la resistencia de todas las soldaduras de filete suponiendo que las cargas se aplican en la dirección longitudinales.

Según la (AISC 360-22, 2022), La resistencia de diseño, ϕR_n , de uniones soldadas. será el valor más bajo de la resistencia del material base determinado de acuerdo con los estados límite de rotura por tracción y rotura por corte y la

resistencia del metal de soldadura determinado según el estado límite de ruptura de la siguiente manera.

a) Para metal base

$$R_n = F_{nBM} * A_{BM}$$

Para soldaduras de filete $R_n = F_{nw} * A_{we} * k_{des}$

Donde:

A_{BM} = Área de la sección transversal del metal base.

F_{nBM} = Tensión nominal del metal base.

F_{nw} = Tensión nominal del metal de soldadura.

A_{we} = Área efectiva de la soldadura.

k_{des} = Factor de aumento de fuerza direccional.

El factor de aumento de fuerzas direccionales lo podemos usar de 3 maneras

- 1) para soldaduras de filete donde se considera la compatibilidad de deformación de los diversos elementos de soldadura.

$$k_{des} = (1.0 + 0.50 \sin^{1.5} \theta)$$

- 2) Para soldaduras de filete a los extremos de HSS rectangular cargado en tensión.

$$k_{des} = 1.0$$

- 3) Para todas las demás condiciones

$$k_{des} = 1.0$$

θ = Ángulo entre la línea de acción de la fuerza requerida y la soldadura. eje longitudinal, grados.

Los valores de ϕ , F_{nBM} y F_{nw} , y sus limitaciones, se dan en la Tabla:

Tabla 9: Fragmento de la tabla de Resistencias Disponibles de juntas soldadas.

Fuente (AISC 360-22, 2022). Pág. 16.1-132.

SOLDADURAS DE FILETE INCLUYENDO FILETES EN AGUJEROS Y EN RANURAS Y JUNTAS T ESVIADAS					
Corte	Base	Gobernado por J4			Se permite un metal de aporte con un nivel de resistencia igual o menor que el metal de aporte compatible con metal base.
	Soldadura	$\phi = 0,75$ $\Omega = 2,00$	$0,60 F_{EXX}^{[d]}$	Ver J2.2a	
Tensión o Compresión Paralelo al eje de soldadura	No se necesita considerar la tracción o la compresión paralela a una soldadura en el diseño de las soldaduras que unen las partes.				

- b) Para el metal de soldadura aplicaremos la fórmula $R_n = F_{nw} * A_{we}$ cuyas variables ya fueron definidas.

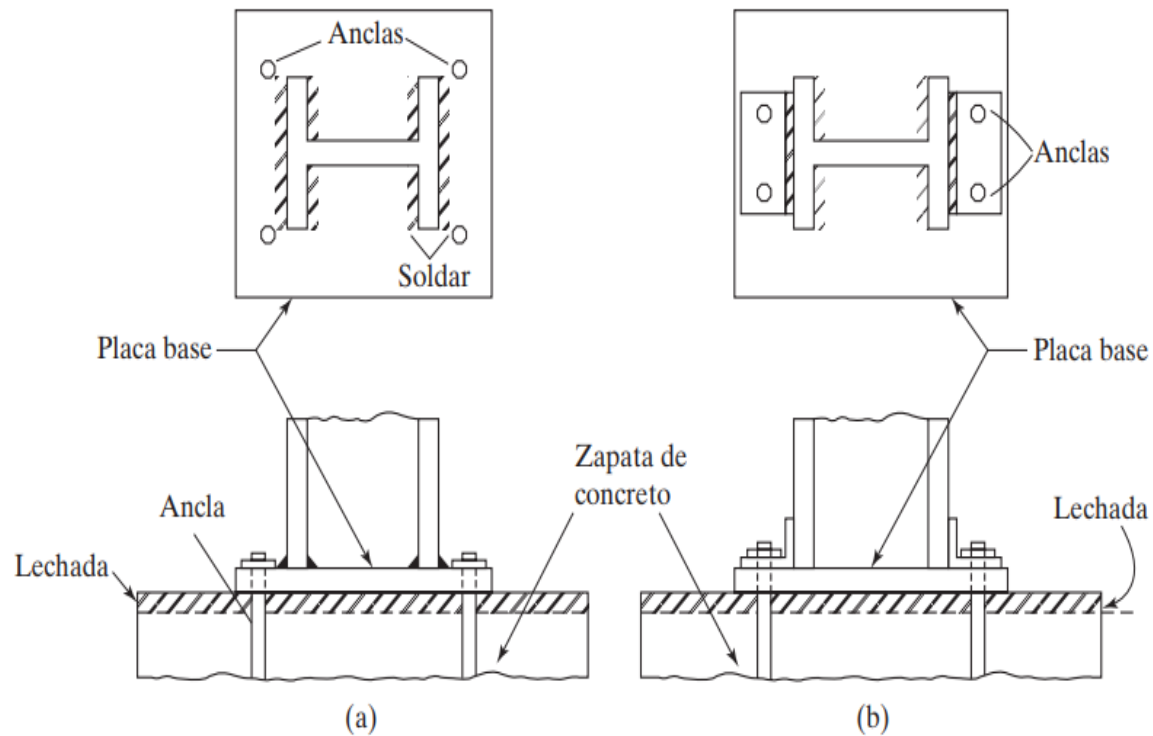
2.16 Diseño de placa base

La placa base de acero constituye un componente estructural fundamental diseñado para establecer una conexión rígida entre una columna y su cimentación, generalmente una base o losa de concreto. Este elemento se emplea de manera extendida en la construcción de edificaciones, puentes e infraestructuras industriales, donde se requiere una transferencia eficiente de cargas entre la estructura vertical y el sistema de fundación.

Estas placas se dimensionan para resistir y transmitir cargas axiales, fuerzas cortantes, así como momentos flectores y torsores derivados del análisis estructural. Comúnmente, se fabrican con acero estructural de alta resistencia para asegurar la estabilidad, integridad y durabilidad de la interfaz columna-base (Fisher y Kloiber, 2006).

Las placas base de las columnas de acero pueden soldarse directamente a las columnas, o pueden ligarse por medio de alguna oreja de ángulo remachada o soldada como se muestra:

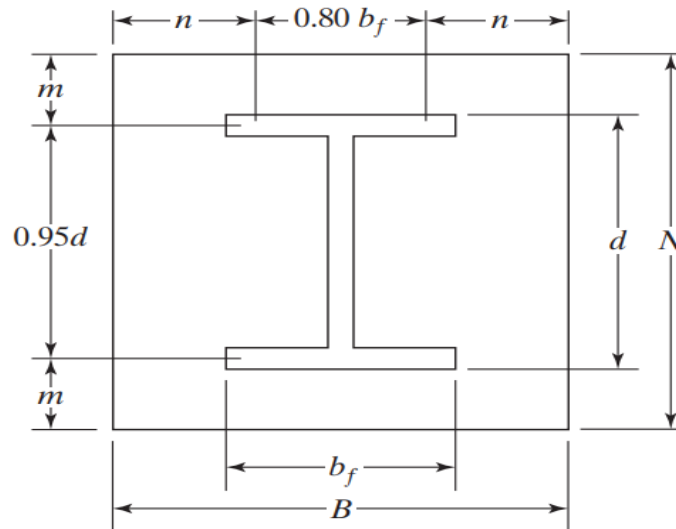
Figura 9: Placas base para columnas.



Nota: se muestran diferentes formas de anclaje de placas bases. **Fuente (McCORMAC, 2013). Pág. 219.**

La placa base se configura de manera tal que sea capaz de soportar y distribuir adecuadamente la sobrecarga de las columnas en las zapatas. El Manual del AISC sugiere que los momentos máximos en una placa base ocurren a distancias entre $0.80b_f$ y $0.95d$ como se muestra a continuación.

Figura 10: Momentos máximos en una placa base. Fuente (McCORMAC, 2013). Pág. 221.



Donde:

N = Longitud en el eje longitudinal.

B = Longitud en el eje transversal.

b_f = Longitud total del ala (patín)

d = peralte de la sección.

$$m = \frac{(N - 0.95d)}{2}$$

$$n = \frac{(B - 0.80b_f)}{2}$$

- **Carga Axial a Compresión Concéntrica.**

Cuando la base de la columna solo recibirá cargas axiales de compresión, la placa debe ser grande para resistir las fuerzas de apoyos transfiriendo desde la placa base y debe tener un espesor suficiente. Teniendo en cuenta todo lo abordado, se puede determinar la resistencia de diseño de contacto del concreto debajo de la placa base se debe considerar lo siguiente:

- **Límite de aplastamiento del concreto.**

La resistencia de diseño del concreto de soporte, se define en ACI 318-19 como $\phi_c(0.85f'_cA_1)$. Para esto se debe considerar que $\sqrt{\frac{A_1}{A_2}} \leq 2$ para placas que no cubren el área entera del soporte de concreto, que será nuestro caso, con esta información la AISC 360-19, en la guía de diseño de Placa base y Diseño de varilla

de anclaje (James M. Fisher, 2015) plantea la capacidad de carga nominal, P_p , tal como se enuncia a continuación.

$$P_p = \phi_c (0.85 f'_c A_1) \sqrt{\frac{A_1}{A_2}} \leq 1.7 f'_c A_1 \quad \text{Considerar } \phi_c = 0.65$$

Donde:

P_p = Resistencia nominal de contacto del concreto.

f'_c = Resistencia a la compresión del concreto a 28 días

A_1 = Área de la placa base.

A_2 = Área máxima de la porción de concreto soportante.

La resistencia nominal a compresión se puede convertir en un esfuerzo dividiendo el término de área de tal forma que: área de contacto completa.

$$f_{p(máx)} = 0.85 f'_c$$

Cuando la base de concreto es más grande que el área cargada en los cuatro lados

$$f_{p(máx)} = (0.85 f'_c) \sqrt{\frac{A_1}{A_2}} \leq 1.7 f'_c$$

La conversión de la presión nominal genérica a un esfuerzo de contacto disponible

$$f_{pu(máx)} = \phi_c f_{p(máx)}$$

Donde:

$f_{p(máx)}$ = Máximo esfuerzo de aplastamiento en el concreto.

Además, El esfuerzo de aplastamiento en el concreto no debe ser mayor que $f_{p(máx)}$:

$$\frac{P_u}{A_1} \leq f_{pu(máx)}$$

Así:

$$A_{1(req)} = \frac{P_u}{f_{pu(máx)}}$$

Cuando $A_1 = A_2$ El requerimiento de área mínima de la placa base puede ser determinada como:

$$A_{1(req)} = \frac{P_u}{0.85 f'_c}$$

- **Límite de fluencia de la placa base (W).**

Para placas base cargadas axialmente el esfuerzo de aplastamiento requerido debajo de la placa base se supone con una distribución uniformemente y se puede expresar como:

$$f_{pu} = \frac{P_u}{BN}$$

Esta presión de aplastamiento provoca que la placa se doble en las secciones críticas, también causa que la placa base se doble en el área entre las aletas de la columna, por lo tanto, el área de la placa base, se debe determinar el espesor de la placa. Esto se calcula con lo propuesto por Thornton que indica: $l = \max(m, n \text{ ó } \lambda n')$, los valores de n y m ya fueron presentado en el punto anterior, pero podemos afirmar que el valor λ no implica un cambio relevante para el diseño de la placa, éste se podrá considerar como 1.0.

Donde:

l = Longitud máxima determinada de la ecuación anterior.

$n' = \sqrt{\frac{d*b_f}{4}}$ Distancia de voladizo teórica medida desde el alma o aleta de la columna. Pero si no tomáramos el valor de $\lambda = 1$ lo podemos calcular:

$$\lambda = \frac{2\sqrt{x}}{1+\sqrt{1-x}} \leq 1 \text{ considerando también } x = \left(\frac{4db_f}{(d+b_f)^2}\right) \frac{P_u}{\phi_c P_p}$$

Donde:

P_u = Resistencia requerida a compresión axial

Usando el valor de l que fue seleccionado del $\max(m, n \text{ ó } \lambda n')$ encontramos que el mayor momento en la placa es igual a $\frac{P_u * l^2}{2BN}$ y los momentos resistentes para las placas serán $\frac{\phi_b * F_y * t^2}{4}$, considerando $\phi_b = 0.90$ Si estos momentos resistentes se igualan a los momentos de flexión máximos, puede despejarse el espesor o profundidad t de las expresiones resultantes con los siguientes resultados, observando que $b = 1.0$ dándonos como resultado

$$t_{req} = l \sqrt{\frac{2P_U}{0.90F_y * B * N}}$$

Donde

t_{req} = Espesor de la placa base.

P_U = Carga axial aplicada en la columna.

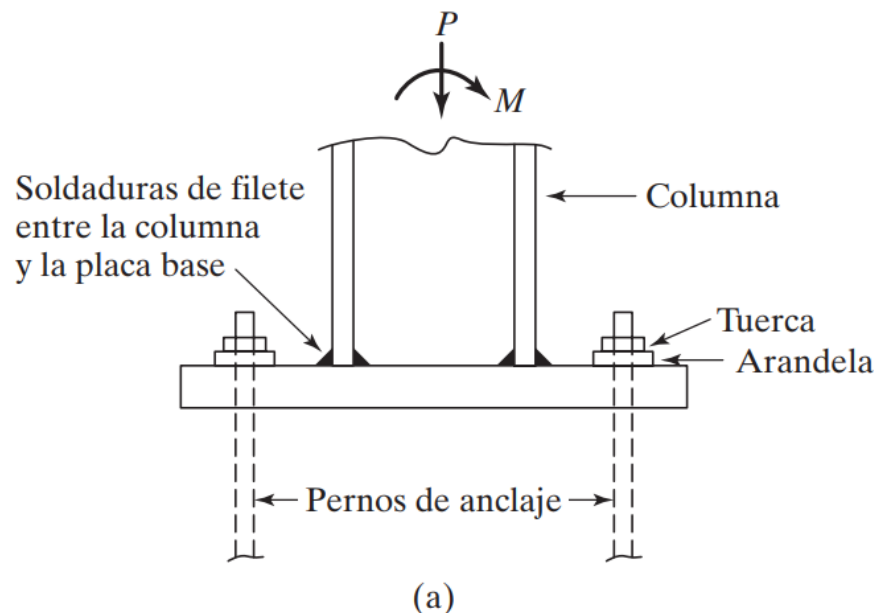
F_y = Esfuerzo a la fluencia.

- **Diseño por resistencia a momentos.**

Una carga axial genera compresión entre una placa de base y la zapata de soporte, mientras que un momento incrementa la compresión de un lado y la disminuye en el otro. Para momentos pequeños, las fuerzas se pueden transferir a las zapatas por flexión de la placa de base. Cuando son muy grandes, deben usarse conexiones rigidizadas, como se muestra:

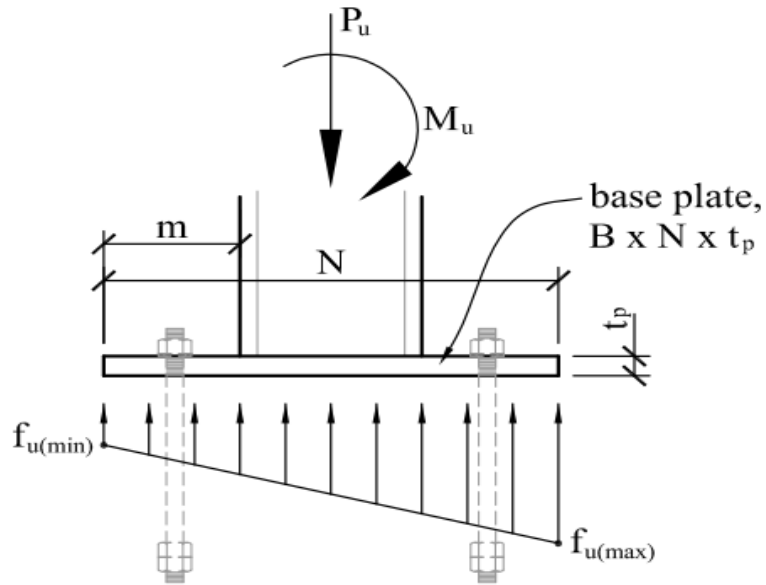
Figura 11: Placas de base resistentes a momento de columnas.

Fuente (McCORMAC, 2013). Pág. 689.



Lo que se busca es diseñar una placa base para una columna que presente una carga axial y un momento flexionante de baja magnitud capaz de situar la carga resultante entre las alas de la columna. El cual se puede representar gráficamente

Figura 12: Placa base de columna con carga axial y momento pequeño momento.



Nota: En la imagen se muestra las tensiones mínimas y máximas que se presentan en la placa base. **Fuente (Aghayere & Vigil., 2020). Pág. 558.**

El proceso de diseño de placas base, según (Aghayere & Vigil., 2020) lo podemos realizar por una serie de procesos teniendo en cuenta las tensiones que se presentan en las placas, estas tensiones se pueden calcular mediante las siguientes fórmulas:

$$f_{u,min} = \frac{P_u}{BN} - \frac{M_u}{\left(\frac{BN^2}{6}\right)} \geq 0$$

$$f_{u,máz} = \frac{P_u}{BN} + \frac{M_u}{\left(\frac{BN^2}{6}\right)} \leq \phi_c f_p$$

considere $\phi_{cb} f_p = \frac{\phi_c P_p}{A_1} = 0.65(0.85 f'_c)$

Donde:

P_u = Carga de compresión axial mayorada aplicada en la base de la columna calculada utilizando las combinaciones de carga LRFD.

B = Ancho de la placa base,

N = Longitud de la placa base,

M_u = Momento aplicado factorizado en la base de la columna calculado usando las combinaciones de carga LRFD.

f'_c = Resistencia a la compresión del hormigón a los 28 días,

P_p = Resistencia nominal al soporte.

Teniendo las tensiones calculamos:

1. Determine la carga axial mayorada, P_u , y el momento mayorado, M_u , para la base de la columna.
2. Seleccione un ancho de placa base de prueba, B , y una longitud de placa base, N , tal que $B \geq b_f + 4 \text{ pulg.}$ y $N \geq d + 4 \text{ pulg.}$
3. Determine la excentricidad de la carga, $e = M_u/P_u$.
 - Si $e \leq N/6 \Rightarrow$ Pequeños momentos.
 - Si $e > N/6 \Rightarrow$ Grandes momentos.
4. Determine las longitudes del voladizo de las placas, m y n , usando las fórmulas ya proporcionadas.
5. Determine las presiones mínima y máxima de los rodamientos utilizando las ecuaciones:

$$t_p = \sqrt{\frac{2T_u x}{0.90BF_y}} \text{ y } M_u = \frac{T_u}{2n}$$

Donde:

T_u = Fuerza de elevación neta factorizada total sobre la columna.

n = Número total de varillas de anclaje en tensión.

x = Distancia desde el centroide de la varilla de anclaje a la cara más cercana de la columna de acero.

y = Distancia desde el centroide de la varilla de anclaje al alma de la columna de ala ancha.

B = Ancho de la placa base (generalmente paralela al ala de la columna).

Si no se satisfacen las ecuaciones $f_{u,min}$ y $f_{u,máz}$, aumente el tamaño de la placa base hasta que se cumplan ambas ecuaciones.

6. Determine el momento máximo en la placa en la cara del ala de la columna (es decir, a una distancia m del borde de la placa). La presión máxima de apoyo a una distancia m del borde de la placa.

$$f_{u,m} = f_{u,mín} + (f_{u,máz} - f_{u,mín})\left(\frac{N - m}{N}\right)$$

El momento flector máximo aplicado por unidad de ancho en la placa a una distancia m del borde de la placa es:

$$M_{u,m} = (f_{u,m})\frac{m^2}{2} + \frac{1}{2}(f_{u,máz} - f_{u,m})(m)\left(\frac{2}{3}m\right)$$

La resistencia a la flexión por unidad de ancho de la placa base es:

$$\phi_b M_u = \phi_b Z_y = \phi_b \left(\frac{b_p t_p^2}{4} \right) F_y$$

Igualando las expresiones de momentos, podemos encontrar la fórmula de la placa base para LRFD como:

$$t_p = \sqrt{\frac{4M_{u,m}}{0.90b_p F_y}}$$

Dónde:

$M_{u,m}$ = Momento flector máximo factorizado por unidad de ancho en la placa base, pulgadas-kips/pulg. Ancho.

b_p = Ancho de la unidad de placa base = 1 pulg.

F_y = Límite elástico de la placa base.

Mientras que “Base Plate and Anchor Rod Design” en su segunda edición explica el procedimiento que se usa para encontrar las dimensiones de estas placas para un momento pequeño es un poco diferentes y el cual se describirá a continuación:

1. Calcule la fuerza requerida P_u y M_u .
2. Elija el tamaño de la placa base de prueba. La dimensión de la placa base $N \times B$ debe ser lo suficientemente grande para la instalación de cuatro varillas de anclaje, según lo exige OSHA. Usando como punto de partida $B \geq b_f + 6 \text{ pulg.}$ y $N \geq d + 6 \text{ pulg.}$
3. Determine e y e_{crit} usando las fórmulas siguientes:

$$e = \frac{M_u}{P_u}$$

$$f_{p(max)} = (0.85f'_c) \sqrt{\frac{A_1}{A_2}}$$

$$q_{max} = f_{p(max)} * B$$

$$e_{crit} = \frac{N}{2} - \frac{P_u}{2q_{max}}$$

Con estos resultados hacemos la siguiente evaluación para elegir si se trata de momento pequeño o grande:

- $e < e_{crit}$. Se usa las fórmulas para diseños de placa base para momento pequeño.
- $e > e_{crit}$. Se usa las fórmulas para diseños de placa base para momento grande.

4. Determinar la longitud del rodamiento, $Y = N - 2e$

Verifique la presión del rodamiento: $q = \frac{P_u}{Y}$, con esto se debe de cumplir que $q < q_{max}$

5. Determine el espesor mínimo de la placa en la interfaz del rodamiento:

$$m = \frac{N - 0.95d}{2}$$

$$f_p = \frac{P_u}{BY}$$

El espesor mínimo puede calcularse a partir de la ecuación siguiente, si $Y \geq m$.

$$t_{p(req)} = 1.5m \sqrt{\frac{f_p}{F_y}}$$

Compruebe el espesor utilizando el valor de $n = \frac{B - 0.8b_f}{2}$

2.16.1 Diseño de pernos de anclajes para placa base.

Todos Los pernos de anclaje sujetos a una base de concreto deberán cumplir con los requisitos de tensión y corte. Los cuales se detallarán según lo detalla en el capítulo 17 de la ACI-318-19. Los cuales detallaremos a continuación.

Diseño para cargas a tensión.

Los diseños a tensión se dividirán en cinco apartados:

1. Resistencia del acero en tensión
2. Resistencia al arrancamiento del concreto en tensión
3. Resistencia a la extracción por deslizamiento en tensión
4. Resistencia al desprendimiento lateral del concreto en tensión.

Para la resistencia nominal del acero en tensión, que es el punto 1, la resistencia nominal de un solo anclaje será:

$$N_{sa} = A_{se} * f_{uta}$$

$$\phi N_{sa} \geq N_{ua} \text{ considere } \phi = 0.75$$

Donde:

N_{sa} = Resistencia nominal a la tensión del perno

A_{se} = Área útil del perno.

$f_{uta} = f_u$ = Resistencia a la fractura del acero

N_{ua} = Tensión máxima sobre un perno. Para el área útil de los pernos y otros datos de diseño los podemos sacar de la siguiente tabla: **Tabla 10: Fragmento de la tabla de**

Información de diseño		Símbolo	Unidades	Diámetro nominal de la varilla (pulg.)					
				3/8	1/2	5/8	3/4	7/8	1
Varilla (Diámetro exterior).		d	in.	0.375	0.5	0.625	0.75	0.875	1
Área de sección transversal efectiva de la varilla		A_{se}	in. ² (mm ²)	0.0775 (50)	0.1419 (92)	0.2260 (146)	0.3345 (216)	0.4617 (298)	0.6057 (391)
HAS-V-36 HAS-V-36 HDG ASTM F1554 Gr. 36 ^{1,4}	Resistencia nominal gobernada por la resistencia del acero	N_{sa}	lb (kN)	4,495 (20.0)	8,230 (36.6)	13,110 (58.3)	19,400 (86.3)	26,780 (119.1)	35,130 (156.3)
		V_{sa}	lb (kN)	2,695 (12.0)	4,940 (22.0)	7,865 (35.0)	11,640 (51.8)	16,070 (71.5)	21,080 (93.8)
	Factor de reducción, cortante sísmico	$a_{v,sis}$	-	0.6					
	Factor de reducción de resistencia ϕ para tensión 2	ϕ	-	0.75					
	Factor de reducción de resistencia ϕ para cortante 2	ϕ	-	0.65					
HAS-E-55 HAS-E-55 HDG ASTM F1554 Gr. 55 ^{1,4}	Resistencia nominal gobernada por la resistencia del acero	N_{sa}	lb (kN)	5,815 (25.9)	10,645 (47.4)	16,950 (75.4)	25,090 (111.6)	34,630 (154.0)	45,430 (202.1)
		V_{sa}	lb (kN)	3,490 (15.5)	6,385 (28.4)	10,170 (45.2)	15,055 (67.0)	20,780 (92.4)	27,260 (121.3)
	Factor de reducción, cortante sísmico	$a_{v,sis}$	-	0.7 ⁽²⁾					
	Factor de reducción de resistencia ϕ para tensión 2	ϕ	-	0.75					
	Factor de reducción de resistencia ϕ para cortante 2	ϕ	-	0.65					

Información de diseño de acero para varillas roscadas Hilti HAS y varillas de anclaje Hilti HIT-Z para usar con ACI 318-19 Capítulo 17. (Tabla completo en anexos).

Fuente; (HILTI, 2018). Pág. 4.

Para el punto 2, Resistencia nominal al arrancamiento del concreto en tensión, se considerará para un perno y pernos que trabajan en grupo, por lo que las ecuaciones a utilizar son:

a) Para un solo anclaje

$$N_{cb} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \psi_{ed,N} \psi_{c,N} \psi_{cp,N} N_b$$

a) Para un grupo de anclajes

$$N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \psi_{ec,N} \psi_{ed,N} \psi_{c,N} \psi_{cp,N} N_b$$

$$N_{Nco} = 9h_{ef}^2$$

$$\psi_{ec,N} = \frac{1}{\left(1 + \frac{2e'_N}{3h_{ef}}\right)}$$

$$N_b = k_c \lambda_a \sqrt{f'_c} h_{ef}^{1.5}$$

$$N_{cbg} \geq N_{uag} \text{ considere } \phi = 0.75$$

Donde:

N_{cbg} = Resistencia nominal de arrancamiento del concreto en tensión (grupo de anclajes).

A_{Nc} = Área proyectada de superficie de falla para uno o un grupo de pernos.

A_{Nco} = Área proyectada de superficie de falla de un solo anclaje.

$\psi_{ec,N}$ = Factor de modificación para grupos de anclajes sometidos a cargas excéntricas de tensión.

$\psi_{ed,N}$ = Factor de modificación por efectos de borde.

$\psi_{c,N}$ = Factor de modificación por pernos pre-instalados ($\psi_{c,N} = 1.25$).

$\psi_{cp,N}$ = Factor de modificación para anclajes post-instalados ($\psi_{cp,N} = 1.0$).

h_{ef} = Longitud de empotramiento modificado.

e'_N = Excentricidad.

N_b = Resistencia al arrancamiento del concreto.

k_c = Coeficiente por instalación ($k_c=10$, para anclajes pre-instalados) o ($k_c=7$, para anclajes post-instalados).

λ_a = Factor de modificación para concreto de peso normal ($\lambda_a = 1.0$).

f'_c = Resistencia a la compresión del concreto

Los factores $\psi_{ed,N}$ y el área A_{Nc} se definen a continuación:

$$\text{Si: } c_{a,\min} \geq 1.5h_{ef} \quad \psi_{ed,N} = 1.0$$

$$c_{a,\min} < 1.5h_{ef} \quad \psi_{ed,N} = 0.7 + 0.3 \frac{c_{a,\min}}{1.5h_{ef}}$$

$$\text{Si } c_{a1} < 1.5h_{ef} \quad A_{Nc} = (c_{a1} + 1.5h_{ef})(3h_{ef})$$

$$c_{a1} < 1.5h_{ef} ; \quad s_1 < 3h_{ef} ; \quad A_{Nc} = (c_{a1} + s_1 + 1.5h_{ef})(3h_{ef})$$

$$c_{a1} \text{ y } c_{a2} < 1.5h_{ef} ; \quad s_1 \text{ y } s_2 < 3h_{ef}$$

$$A_{Nc} = (c_{a1} + s_1 + 1.5h_{ef})(c_{a2} + s_2 + 1.5h_{ef})$$

Dónde:

c_{a1} = Distancia del eje del perno al borde superior del pedestal en x.

c_{a2} = Distancia del eje del perno al borde superior del pedestal en y.

$c_{a,\min}$ = Valor mínimo entre c_{a1} y c_{a2} .

s_1 = Separación entre pernos en el eje x.

s_2 = Separación entre pernos en el eje y.

Se debe considerar que el valor h_{ef} para las ecuaciones anteriores se calculará en función a la siguiente condición:

$$h_{ef} = \text{mayor} \left(\frac{c_{a1}}{3}; \frac{c_{a2}}{3}; \frac{s_1}{3}; \frac{s_2}{3} \right).$$

Para el punto 3, se busca el valor N_{pn} usando las siguientes expresiones:

Pernos y tornillos con cabeza, preinstalados:

$$N_{pn} = \psi_{c,P} * N_p$$

$$N_p = 8A_{brg} * f'_c$$

Tornillos tipo J o L:

$$N_p = 0.9f'_c e_h d_a$$

Donde:

N_{pn} = Resistencia nominal a la extracción por deslizamiento en tensión.

$\psi_{c,P}$ = Factor de modificación por fisuras; para pernos donde no existen fisuras de cargas de servicio se considerará 1.4, caso contrario considerar 1.0.

N_p = Resistencia a la extracción por deslizamiento a la tensión de un perno con cabeza individual

A_{brg} = Área de la cabeza del perno.

e_h = Distancia de la parte interna del fuste del anclaje hasta la parte externa de la punta del perno J o L en mm. Donde $3d_a \leq e_h \leq 4.5d_a$.

d_a = Diámetro del anclaje en mm.

Con relación al punto 4, se considera la Resistencia Nominal al Desprendimiento Lateral del Concreto. Por lo que se utilizan las siguientes ecuaciones:

$$N_{sbg} = \left(1 + \frac{s}{6C_{a1}}\right) N_{sb}$$

$$N_{sb} = 13c_{a1} \sqrt{A_{brg} * \lambda_a * \sqrt{f'_c}}$$

$$\text{Si } C_{a2} < 3C_{a1} \quad \alpha = \frac{1 + \frac{C_{a2}}{C_{a1}}}{4} ; \quad \text{Caso contrario } \alpha = 1$$

$$\phi N_{sbg} \geq N_{uag} \text{ considere } \phi = 0.75$$

Donde:

N_{sbg} = Resistencia nominal de los pernos susceptibles a una falla por desprendimiento lateral del concreto.

N_{sb} = Resistencia nominal al desprendimiento lateral.

N_{uag} = Fuerza a la tensión sobre el grupo de pernos cercanos al borde.

Diseño de Anclajes Sometidos a Cargas de Cortante.

Para cargas de corte el ACI318-19 contempla tres estados limites los cuales se deben utilizar al momento de diseñar anclajes sometidos a cargas de cortantes, los cuales son:

- Resistencia del Acero del Anclaje Sometido a Cortante.
- Resistencia al arrancamiento del concreto de anclajes a Cortante.
- Resistencia de Anclajes en Cortante por Desprendimiento del Concreto por Cabeceo del Anclaje.
- Resistencia del Acero del Anclaje Sometido a Cortante.

Al igual que el chequeo del acero de anclajes en tracción la revisión se realiza teniendo en cuenta las propiedades del material del anclaje y sus dimensiones. Para esto se debe definir dependiendo del tipo de anclaje el área transversal efectiva, la cual para anclajes pos instalados que tengan reducción en su sección transversal deberá ser suministrada por el fabricante.

Para encontrar la resistencia del acero del perno sometido a corte usaremos las siguientes expresiones:

$$V_{sa} = A_{se,V} f_{uta}$$

$$\phi V_{sa} \geq V_u \text{ considere } \phi = 0.65$$

Donde:

V_u = Fuerza cortante máximo sobre un perno

V_{sa} = Resistencia nominal del perno al corte

$A_{se,V}$ = Área transversal efectiva del perno; $A_{se,V} = A_{se}$

f_{uta} = Resistencia a la fractura del acero

- **Resistencia al arrancamiento del concreto de anclajes a Cortante.**

Al igual que en el arrancamiento del concreto por tracción, en el cálculo de resistencia al arrancamiento del concreto de anclajes a cortante las ecuaciones suponen un cono de arrancamiento con base piramidal con un ángulo de 35° aproximadamente. Es así entonces que la zona de falla de arrancamiento está dada por una distancia mínima de falla al borde libre.

Figura 13: Área proyectada para un solo anclaje sometido a cortante y tracción. Fuente: (ACI 318-19, 2019). Pág. 247.

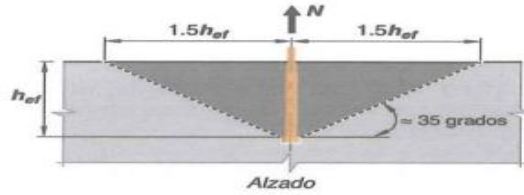


Fig. R17.5.1.3a — Cono de arrancamiento por tracción

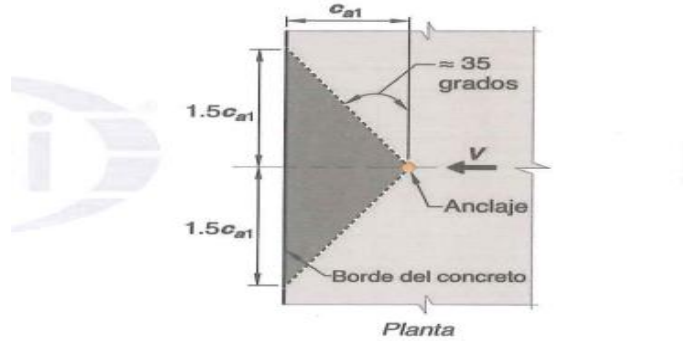


Fig. R17.5.1.3b — Cono de arrancamiento por cortante

Para el cálculo de esta Resistencia al arrancamiento del concreto de anclajes a Cortante perpendicular al borde para un grupo de pernos, usando las siguientes fórmulas:

$$V_{cbg} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \psi_{ec,V} \psi_{ed,V} \psi_{c,V} \psi_{h,V} V_b$$

$$A_{Vco} = 4.5 (c_{a1})^2$$

$$\text{Si: } h_a < 1.5 c_{a1}$$

$$A_{Vc} = 3 c_{a1} h_a$$

$$c_{a2} < 1.5 c_{a1}$$

$$A_{Vc} = 1.5 c_{a1} (1.5 c_{a1} + c_{a2})$$

$$h_a < 1.5 c_{a1}; \quad s_1 < 3 c_{a1}$$

$$A_{Vc} = (3 c_{a1} + s_1) * h_a$$

Para $V_b = \min[(a); (b)]$

$$\text{a) } V_b = 0.6 \left(\frac{l_e}{d_a} \right)^{0.2} \sqrt{d_a} \lambda_a \sqrt{f'_c} (c_{a1})^{1.5}$$

$$\text{b) } V_b = 3.7 \lambda_a \sqrt{f'_c} (c_{a1})^{1.5}$$

$$\text{Para } \psi_{ec,V} = \frac{1}{\left(1 + \frac{2e'V}{3h_{ef}} \right)} \leq 1.0$$

$$\text{Si } c_{a2} \geq 1.5 c_{a1}$$

$$\psi_{ed,V} = 1.0$$

$$c_{a2} < 1.5 c_{a1}$$

$$\psi_{ed,V} = 0.7 + \frac{0.2c_{a2}}{c_{a1}}$$

Para:
$$\psi_{h,V} = \sqrt{\frac{1.5c_{a1}}{h_a}} \geq 1.0$$

$\phi V_{cbg} \geq V_{uag}$ considere $\phi = 0.65$

Donde:

V_{cbg} = Resistencia nominal al arrancamiento del concreto por corte

A_{Vc} = Área proyectada de la superficie de falla sobre un lado del borde de concreto.

A_{Vco} = Área proyectada para un anclaje individual.

$\psi_{ec,V}$ = Factor de modificación para grupos de pernos sometidos a cargas excéntricas

$\psi_{ed,V}$ = Factor de modificación por efectos de borde

$\psi_{c,V}$ = Factor de modificación para concreto reforzado; considerar 1.0 para pernos en concreto fisurado sin refuerzo, 1.2 para pernos en concreto fisurado con refuerzo consistente

$\psi_{h,V}$ = Factor de modificación para pernos ubicados en un elemento de concreto

V_b = Resistencia básica al arrancamiento del concreto.

c_{a1} = Distancia desde el borde hasta el eje longitudinal de los anclajes

c_{a2} = Distancia desde el borde hasta el eje transversal de los anclajes.

h_a = Espesor

l_e = Longitud de apoyo de carga del perno de corte

d_a = Diámetro del perno

λ_a = Factor de modificación para concreto de peso normal (asumir: $\lambda_a = 1.0$)

e'_V = excentricidad

h_{ef} = Altura del perno

V_{uag} = Fuerza de corte sobre el grupo de pernos cercanos al borde

Para la longitud de apoyo (l_e) se obtendrá según las siguientes condiciones:

- $l_e = h_{ef}$; para anclajes de rigidez constante en toda la longitud de la sección.
- $l_e = 8d_a$; para anclajes de expansión de torque controlado

Resistencia de Anclajes en Cortante por Desprendimiento del Concreto por Cabeceo del Anclaje

La resistencia a cortante por desprendimiento del concreto por cabeceo se presenta regularmente en anclajes situados lejos de un borde libre y presenta arrancamiento del concreto debido a una rotación del anclaje. La resistencia por cabeceo de o un grupo de anclajes se determina así:

$$V_{cpg} = k_{cp} N_{cpg}$$

$\phi V_{cpg} \geq V_{uag}$ considere $\phi = 0.65$

Donde:

V_{cpg} = Resistencia nominal al desprendimiento por cabeceo del anclaje por corte

k_{cp} = Constante; tomar $k_{cp} = 1.0$ si $h_{ef} < 65 \text{ mm}$, caso contrario $k_{cp} = 2.0$

$N_{cpg} = N_{cbg}$ = Resistencia al arrancamiento del concreto.

Luego de haber comprobado los pernos de anclaje tanto por tensión y por corte, se deberá chequear la interacción de las fuerzas obtenidas en los apartados anteriores, para lo cual se utilizan las siguientes condiciones:

- a) Si $\frac{V_{ua}}{\phi V_n} \leq 0.2$ para la resistencia que gobierne en cortante, entonces se permite usar la resistencia total en tracción: $\phi N_n \geq N_{ua}$
- b) Si $\frac{N_{ua}}{\phi N_n} \leq 0.2$ para la resistencia que gobierne en tensión, entonces se permite usar la resistencia total por cortante: $\phi V_n \geq V_{ua}$
- c) Si $\frac{V_{ua}}{\phi V_n} \leq 0.2$ para la resistencia que gobierne en cortante y Si $\frac{N_{ua}}{\phi N_n} \leq 0.2$ para la resistencia que gobierne en tensión, entonces:

$$\frac{N_{ua}}{\phi N_n} + \frac{V_{ua}}{\phi V_n} \leq 1.2$$

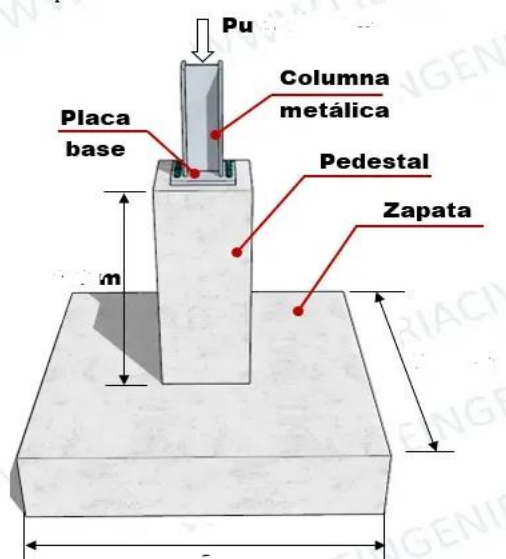
De acuerdo a una de las condiciones y fórmulas se llevará a cabo el diseño de anclaje de la placa base con el pedestal que se describirá a continuación.

2.17 Diseño de cimentaciones.

Las cimentaciones constituyen elementos estructurales diseñados para transferir las cargas de una edificación, tales como edificios o puentes, hacia el suelo subyacente de manera segura y estable. Su función principal es garantizar la estabilidad y durabilidad de la infraestructura mediante la distribución uniforme de

las presiones, evitando así asentamientos diferenciales o movimientos no deseados que comprometan la integridad de la obra. El diseño y la tipología de una cimentación se determinan en función de variables críticas como la capacidad portante del suelo, la magnitud de las cargas estructurales y las condiciones geotécnicas específicas del sitio (Das, 2015).

Figura 14: Esquema del uso de cimentaciones para el proyecto de la nave industrial.



Nota; En la imagen podemos observar de manera conjunta el perfil, la placa base, pernos de anclaje, pedestal y zapata. **Fuente: (Condori, 2022). Pág. 1.**

2.17.1 Diseño de pedestales o bloque corto.

Según el blog de (Condori, 2022) lo podemos definir como: una estructura que tiene como función llevar las cargas de una columna metálica o de concreto a través del piso y el suelo hasta la zapata cuando está a cierta profundidad en el suelo de fundación, el objetivo, en caso de estructuras metálica, es evitar la corrosión de la columna y elementos metálicas de la placa base. También son miembros cuya relación entre la altura y la menor dimensión lateral es menor o igual a 3. Son usados principalmente para soportar cargas axiales a compresión.

El ACI en sus capítulos 10.14 especifica que: Un pedestal puede diseñarse con concreto simple o sin refuerzo, con un esfuerzo máximo de diseño a compresión

igual a $0.85\phi f'_c$ considere $\phi = 0.65$. Si la carga total aplicada al miembro es mayor que $0.85\phi f'_c A_g$ será necesario, ya sea incrementar el área de la sección transversal de pedestal o bien diseñarlo como una columna de concreto reforzado, como un elemento en acero, deberá cumplir con los diseños por capacidad de carga axial, flexión y cortante.

2.17.2 Diseño por capacidad de carga axial (ACI 318-19, 2019).

Para determinar la carga axial del pedestal a partir de las cargas aplicadas se utilizarán las ecuaciones a describir:

$$P_n = 0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}$$

$$\phi P_n = P_u \text{ considere } \phi = 0.65 \text{ (Columnas con estribos).}$$

Donde:

P_n = Resistencia a la compresión de la columna.

f'_c = Resistencia a la compresión del concreto.

A_g = Área total del pedestal.

A_{st} = Área total de la sección transversal del refuerzo longitudinal.

f_y = Fluencia del acero.

P_u = Carga axial última.

2.17.3 Diseño por flexión.

Las columnas se pueden diseñar por flexión como vigas. Previo a diseñar por flexión se debe cumplir con:

$$\alpha F_C > P_u$$

$$F_C = f'_c * a * b$$

Dónde:

F_C = Resistencia bruta a la compresión.

α = Factor de reducción para determinar el comportamiento del pedestal $\alpha = 0.1$

Una vez comprobamos que el elemento se comporta como una viga, se procede a calcular la resistencia nominal por flexión.

$$T = A_s f_y$$

$$C = f'_c * a * b$$

Si la distancia al centro de gravedad lo definimos como: $(d - \frac{a}{2})$; entonces:

$$M_n = T \left(d - \frac{a}{2} \right) = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} \text{ considere } \phi = 0.75$$

$$\phi M_n \geq M_u$$

Donde:

M_n = Momento nominal resistente

A_s = Área de acero en zona de tensión.

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero

d = Longitud efectiva ($d = B - 5 \text{ cm}$).

a = Longitud esforzada a compresión.

b = Ancho del pedestal perpendicular al eje analizado.

B = Longitud del pedestal en dirección al eje analizado.

M_u = Momento último en el pedestal.

2.17.4 Diseño por cortante.

Los elementos de concreto armado sometidos a fuerzas de corte pueden estar cargados por fuerzas axiales de compresión o tensión. Debido a los efectos que se pueden generar, estos elementos se diseñarán de acuerdo a lo siguiente:

$$V_c = \left(1 + \frac{N_u}{14 A_g} \right) \left(\frac{\lambda \sqrt{f'_c}}{6} \right) b_w d$$

$$\phi V_c \geq V_u \text{ considerando } \phi = 0.75$$

Donde:

V_c = Resistencia de la columna al corte

N_u = Carga axial

A_g = Área bruta del pedestal.

λ = Factor de modificación para el concreto normal (asumir $\lambda = 1.0$)

b_w = Longitud del pedestal en dirección al eje analizado.

d = Longitud del pedestal perpendicular al eje analizado.

V_u = Cortante último en el pedestal.

2.17.5 Detalle de armado de acero longitudinal y transversal en columnas.

Para el detalle de los estribos de una columna usaremos las siguientes definiciones:

L_0 es un tramo en el extremo superior e inferior de la columna, en la que los estribos se deben colocar a menor espaciamiento s . La distancia L_0 se toma como el valor mayor entre los tres valores siguientes:

$$L_0 \geq \left[\frac{1}{6} * L, h, 50 \text{ cm} \right]$$

L = Longitud libre de la columna, tomada desde la cara inferior de una viga de un nivel a la cara superior de la viga en el nivel inferior.

h = La mayor dimensión del pedestal.

La separación s entre estribos a lo largo de L_0 se toma como el valor menor entre:

$$\left\{ \begin{array}{l} 6 \text{ veces del diámetro de la varilla longitudinal.} \\ \frac{h}{4} \\ \frac{h}{4} \\ 4 \text{ pulgadas} \end{array} \right.$$

Donde b y h son las dimensiones del pedestal.

La separación s fuera de los tramos L_0 , es decir en el cuerpo principal de la columna se toma como el valor menor entre:

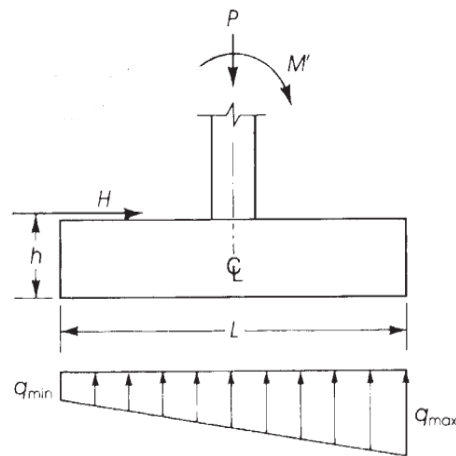
- 6 veces el diámetro de la varilla longitudinal.
- 6 pulgadas = 15 cm.

2.18 Diseño de zapata aislada.

Una zapata aislada es un tipo de cimiento utilizado en construcción para soportar cargas de una columna o muro. Se caracteriza por ser una losa de concreto armado que se coloca debajo de un pilar o columna, para distribuir su carga al suelo de manera uniforme y evitar que se hunda.

Para nuestro proyecto vamos a diseñar una zapata que esté sometida a carga axial y momento, teniendo en cuenta tres casos posibles que nos podemos encontrar al momento de evaluar las cargas y momentos.

Figura 15: Zapata única sometida a carga excéntrica:



Fuente (Hassoun, 2020). Pág. 414.

Donde:

L = Largo de la zapata

B = Ancho

h = Altura.

Los posibles casos se describen a continuación:

Primer caso: Cuando la excentricidad “e” es menor que la relación $L/6$. La presión del suelo debajo de la zapata tiene la forma de un trapecio como se muestra en la figura:

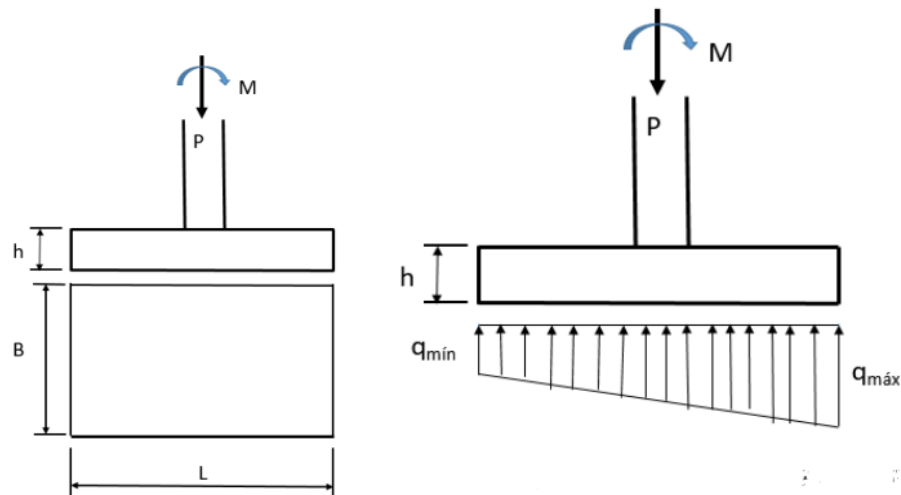


Figura 16: Cargas axiales y de momentos que producen presión en forma de trapecio. Fuente (Hassoun, 2020). Pág. 413 - 417.

$$e = \frac{M}{P} < \frac{L}{6}$$

$$q_{\text{máx}} = \frac{P}{A} + \frac{M_c}{I} = \frac{P}{LB} + \frac{6M}{BL^2}$$

$$q_{\text{mín}} = \frac{P}{A} - \frac{M_c}{I} = \frac{P}{LB} - \frac{6M}{BL^2}$$

Otra forma de escribir estas fórmulas es como sigue: Notando que $M = Pe$, y sustituyendo en las ecuaciones para $q_{\text{máx}}$ y $q_{\text{mín}}$, se tiene:

$$q = \frac{P}{BL} \pm \frac{6Pe}{BL^2} = \frac{P}{BL} \left(1 \pm \frac{6e}{L} \right)$$

$$q_{\text{mín}} = \frac{P}{BL} \left(1 - \frac{6e}{L} \right)$$

$$q_{\text{máx}} = \frac{P}{BL} \left(1 + \frac{6e}{L} \right)$$

Esta forma de escribir $q_{\text{mín}}$ y $q_{\text{máx}}$ es muy común encontrarlas en memorias de cálculo.

Segundo caso: Cuando la excentricidad “e” es igual a la relación $L/6$. La presión del suelo debajo de la zapata tiene la forma de un triángulo.

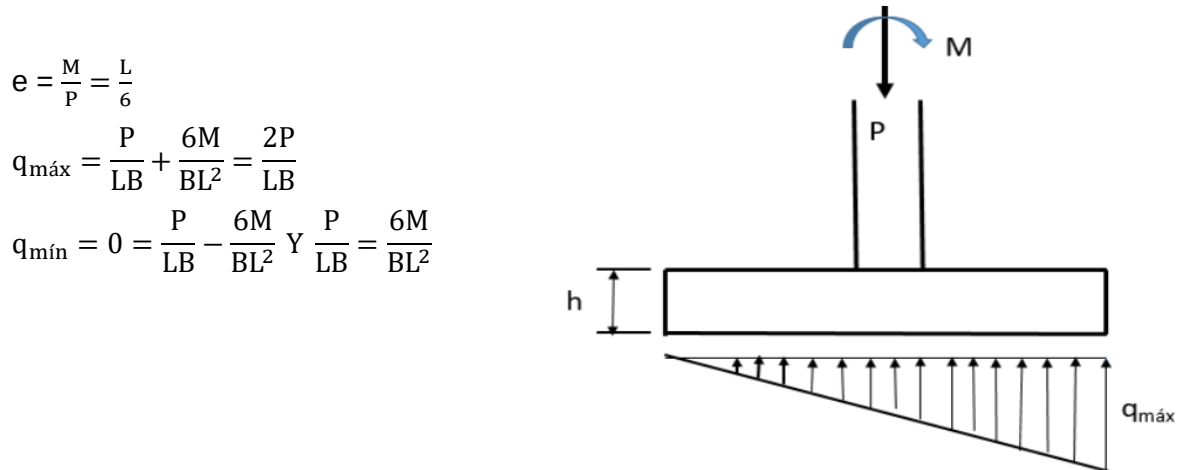


Figura 17: Presión en el suelo de forma triangular Fuente: (Hassoun, 2020). Pág. 413 – 417.

Tercer caso: Cuando la excentricidad “e” es mayor que la relación L/6. La presión del suelo debajo de la zapata también es triangular. También tiene que ser $q_{m\acute{a}x}$ sea menor o igual que $q_{efectivo}$.

$$e = \frac{M}{P} > \frac{L}{6}$$

$$x = \frac{L - y}{3} = \frac{L}{2} - e$$

$$P = q_{m\acute{a}x} \left(\frac{3x}{2} \right) B$$

$$q_{m\acute{a}x} = \frac{2P}{3xB} = \frac{4P}{3B(L - 2e)}$$

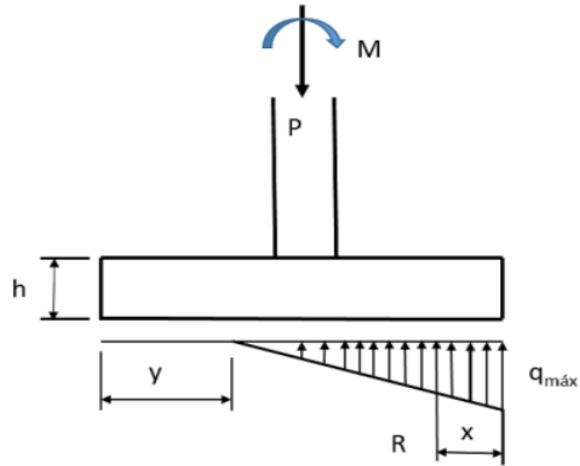


Figura 18: Presión en el suelo de forma triangular Fuente: (Hassoun, 2020). Pág. 413 – 417.

Para el diseño de placas aisladas vamos a seguir el procedimiento sugerido por el (Hassoun, 2020) en su capítulo 13, como se describen a continuación.

1. Suponer un espesor aproximado de la zapata.
2. Cálculo de carga requerida $P_u = P_{CM} + P_{CV}$.
3. Cálculo de momento flexionante. $M_f = M_{cm} + M_{cv}$
4. Cálculo de la excentricidad $e = \frac{\text{Momento flexionante}}{\text{Carga requerida}}$
5. Presión efectiva del terreno $q_e = q_{admisible} - \text{Peso}_{propiozapata} - \text{Peso}_{suelo}$
6. Área Requerida $A_R = \frac{C_M + C_V}{q_e}$
7. De ser rectangular se buscan dos valores cualesquiera.
8. Se analiza el tipo de zapata que diseñaremos, teniendo en cuenta los 3 casos anteriores, calculando $\frac{L}{6}$ y e con el fin de comparar estos valores.
9. Encontramos $q_{m\acute{a}x} = \frac{P_{CM} + P_{CV}}{\text{Área de la zapata}} + \frac{6 * \text{Momento flexionante}}{BL^2}$
10. Comprobar que $q_{m\acute{a}x} < q_{efectivo}$ si no se cumple se debe aumentar las dimensiones de la zapata.

11. Cálculo de Presión última del acero $q_u = \frac{1.2C_M + 1.6C_V}{\text{Área de la zapata}}$

12. Calcular la distancia del rectángulo $D_{rect.} = \frac{l}{2} - \frac{l_{columna}}{2} - d$

13. Se calcula el área sombreada $A_{somb.} = D_{rect.} * l$

14. Se chequea el cortante en una dirección.

$$V_{u1} = q_u * A_{somb.}$$

$$d_1 = \frac{V_{u1}}{\phi * 2 * \sqrt{f'_c} b_w} \text{ considere } \phi = 0.75 \text{ por flexión.}$$

15. Se chequea el cortante en dos direcciones.

$$A_{somb.} = A_{zapata} - (l_{columna} + d)^2$$

$$V_{u2} = q_u * A_{somb.}$$

$$d_1 = \frac{V_{u2}}{\phi * 4 * \sqrt{f'_c} b_0} \text{ considere } \phi = 0.75 \text{ por flexión}$$

$$b_0 = 4(l_{columna} + d)$$

$$d_1 = \frac{V_{u2}}{\phi * \left(\frac{\alpha_s * d}{b_0} + 2 \right) * \sqrt{f'_c} b_0}$$

$\alpha_s = 40$ para columnas interiores

$\alpha_s = 30$ para columnas de borde

$\alpha_s = 20$ para columnas esquineras

16. Cálculo de acero en las dos direcciones por flexión.

$$\frac{M_u}{\phi * b * d^2}$$

El valor obtenido se busca En la tabla A13 del MCcormac que provee ρ . Comparamos el ρ encontrado en el libro del MCcormac con ρ_{min} y observamos que está por encima del ρ_{min} , entonces conservamos el ρ encontrado en el libro del MCcormac. Si no fuese lo contrario, habría que hacer una interpolación entre los dos ρ , pero este no es caso, quedaría tal como está.

17. Calculamos el área de acero $A_s = \rho * b * d$ este dato obtenido lo buscamos en la tabla A14 del MCcormac.

18. Cálculo de espaciamiento libre en cada varilla en las dos direcciones.

19. Se elabora un croquis armado.

Capítulo III: Marco Metodológico.

3.1 MARCO METODOLÓGICO.

El proyecto se va a localizar en la ciudad de Nueva Guinea, situada aproximadamente a 282 km al sureste de la capital. Geográficamente, el municipio limita al norte con Muelle de los Bueyes y El Rama; al sur con San Carlos, El Castillo y Bluefields; al este con El Rama y Bluefields; y al oeste con El Almendro, El Coral y San Miguelito. La zona presenta una altitud promedio de 210 m s. n. m., con coordenadas geográficas de latitud 11.6833 y longitud -84.45 (Instituto Nicaragüense de Estudios Territoriales [INETER], s.f.).

Por otro lado, el desarrollo de la nave industrial se fundamenta en una metodología orientada a la obtención de una estructura óptima que garantice, de manera prioritaria, la seguridad estructural y, en segundo término, la eficiencia económica. Bajo esta premisa, el proceso de diseño se rige por la filosofía de factores de carga y resistencia (LRFD, por sus siglas en inglés), conforme a los estándares internacionales de ingeniería de acero (American Institute of Steel Construction [AISC], 2016).

3.2 Etapa 1: Modelado de la nave industrial.

En la etapa inicial del proyecto, se desarrolla una representación mecánica de la nave industrial. Esta propuesta dimensional permite visualizar la configuración real de la estructura, integrando elementos fundamentales como vigas, columnas, armaduras, placas de base, pedestales y zapatas. Esta primera etapa se llevará acabo con la normativa AISC 341-16 y el software ETABS.

3.3 Etapa 2: Análisis de cargas (Cargas permanentes y eventuales) de la estructura.

En este paso, se van a identificar todas las cargas que experimentará la estructura durante toda su vida útil, es decir todas aquellas perturbaciones que afectan a la estructura y que dichas acciones son generadas por cargas de viento, sismo, uso de la edificación y el peso propio de la superestructura.

Como se puede notar estas cargas están relacionada directamente con la ubicación y uso de la estructura. Para dimensionar correctamente que cargas

afectarán a nuestra edificación nos apoyaremos del Reglamento nacional de la construcción (RNC, 2007).

3.4 Etapa 3: Análisis estructural.

Se realizará un análisis de los miembros estructurales, para determinar su comportamiento al estar sometidos a diferentes estados de cargas, para ello se llevará a cabo el análisis para fuerzas de sismos usando para este, El Método Estático equivalente y para las cargas de vientos se empleará el método Estático de Análisis para cargas de vientos, estos procedimientos son descritos en el reglamento Nacional de la construcción de Nicaragua (RNC, 2007), se hace uso del Software ETABS, así como hojas de cálculo donde demuestre que el comportamiento cumple con los requerimientos mínimos (desplazamientos, vibraciones) para una estructura de esta índole.

3.5 Etapa 4: Diseño de la superestructura.

Con base al modelamiento de la nave industrial, obtención de cargas que actúan sobre esta y realizando el análisis de las cargas sísmicas y de vientos podremos proponer diferentes dimensiones de los elementos de la estructura y su tipo de material, haremos un pre dimensionamiento y se calibrará el modelo verificando si cumple con las condiciones de diseños requeridas, correspondiente a cada miembro en cuestión como lo especifican las normas de la AISC 341-16, AISC 360-16 y la ACI 318-19.

3.6 Diseño de vigas

Para las vigas se está proponiendo perfiles “W” unidos a través de soldadura que puedan proporcionar la seguridad de la estructura a través del cumplimiento de los requerimientos expresados por la norma de diseño AISC 341-16 para este tipo de sistema estructural.

3.7 Diseño de columnas:

Se evalúa la disposición óptima de las columnas con el fin de conformar un sistema estructural basado en pórticos resistentes a momento. Para este propósito, se seleccionan perfiles estructurales de ala ancha tipo "W" (*Wide Flange*), cuyas propiedades geométricas permiten una resistencia eficiente ante cargas axiales y fenómenos de flexocompresión, garantizando además una transmisión adecuada de esfuerzos hacia la cimentación. El diseño de estos componentes se realiza conforme a los lineamientos de la normativa *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings* (American Institute of Steel Construction [AISC], 2016), la cual establece los requisitos de diseño sísmico para sistemas de acero estructural.

3.8 Diseño de conexiones:

En el diseño de conexiones de la estructura estarán enfocados en 3 uniones tipo, los elementos de la nave industrial que se les debe diseñar la unión son: viga – columna, viga – viga, columna – placa base, para todas estas se propone una unión de elementos en caliente o soldaduras, mientras que para la unión correspondiente entre la placa base con el pedestal de concreto se hará a través de pernos, cada una de estas conexiones estarán regidas por la normativa ACI 360-16. (American Institute of Steel Construction [AISC], 2016) y las disposiciones de anclaje del American Concrete Institute (ACI, 2019).

3.9 Diseño de cimentaciones:

Para el diseño de las cimentaciones de concreto reforzado proponemos zapatas aisladas con su respectivo pedestal, las provisiones de diseño se basarán en el ACI 318-19, asegurando que las cargas bajen de forma segura y proporcionen la seguridad necesaria solicitadas por la normativa usada para el diseño.

4 Capítulo IV: Análisis Y Diseño De Elementos De La Nave Industrial.

Análisis Estructural De La Nave Industrial.

4.1 Cálculos de fuerzas.

Para asegurar la integridad estructural y un análisis preciso, la nave industrial debe dimensionarse para resistir las diversas acciones a las que será sometida, incluyendo su peso propio (carga muerta), así como las solicitaciones externas e internas que actúan sobre sus componentes. Por consiguiente, la cuantificación de estas fuerzas se realiza mediante la aplicación de normativas nacionales, como el *Reglamento Nacional de Construcción* (Ministerio de Transporte e Infraestructura [MTI], 2007), y estándares internacionales de referencia para cargas mínimas de diseño (American Society of Civil Engineers [ASCE], 2022).

4.2 Acciones permanentes:

4.2.1 Estimación de cargas muertas:

Las cargas muertas consideradas se obtuvieron según el anexo A del reglamento nacional de la construcción, se destaca que la estructura fungirá como terminal de transporte por lo que no posee accesorios que en otras estructuras deberían considerarse.

TIPO	PESO
Accesorios eléctricos	10 kg/m ²
Lamina de zinc Cl.24	6.1 kg/m ²

4.2.2 Acciones Variables

Estimación de cargas vivas:

Las cargas vivas se calculan con base al reglamento nacional de la construcción más concretamente en el artículo 10 tabla 1.

Ubicación	Carga Viva	Carga Viva Incidental
Carga concentrada	200 kg	-
Techo liviano	10 kg/m ²	10 g/m²

Cargas Sísmicas

Art. 20 → Grupos

La estructura a analizar se clasifica bajos los argumentos de este artículo y nos permite identificar que tan exigentes seremos con las sollicitaciones estructurales. Presentando las condiciones para el grupo “A” siendo una estructura de alta importancia.

Art. 21 → factor por reducción por ductilidad $Q=3$

Se utilizó un $Q=3$ según el RNC-07 y la NTC-2020 ya que la estructura presenta sistema de pórticos especial a momento “SMF” que son sistemas con alta ductilidad y capaces de desarrollar deformaciones inelásticas significativas. Para la evaluación del factor Q' se evaluarán las primeras 9 condiciones de regularidad estipuladas en el arto 23 de nuestro reglamento RNC-07, usando hasta esas instancias un valor de $Q'=3$, si se incumplen algunas de las 12 condiciones según lo impuesto por el arto 23 este valor de Q' será castigado e impuesto en los siguientes cálculos para el desarrollo del análisis.

Art. 22 → factor de reducción por sobre resistencia $\Omega=2$

El factor de reducción por resistencia está dado por el RNC-07, el cual está indicado que es igual a 2, un valor adimensional.

Art. 23 → Condiciones de regularidad

En este artículo se analizará las 12 condiciones de regularidad de la RNC-07 para garantizar si la estructura es regular, irregular o fuertemente irregular.

- 1) Su planta es sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales por lo que toca a masas, así como a muros y otros elementos resistentes. Estos son, además, sensiblemente paralelos a los ejes ortogonales principales del edificio.
- ✓ **Condición 1:** si se cumple ya que la planta presenta simetría para el eje X y el eje Y;

La relación de su altura a la dimensión menor de su base no pasa de 2.5.

H edificio(m)	B menor (m)	H/Bm
8	18	0.44

- ✓ **Condición 2:** Si se cumple, ya que la relación es menor a 2.5 en todas las plantas. La relación de largo a ancho de la base no excede de 2.5

Largo (m)	Ancho (m)	L/a
30	18	1.67

- ✓ **Condición 3: se cumple, debido a que la relación es menor a 2.5.**

En planta no tiene entrantes ni salientes cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección que se considera del entrante o saliente.

- ✓ **Condición 4: cumple ya que no se tiene entrantes ni salientes.**

En cada nivel tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente.

- ✓ **Condición 5: un solo nivel resistente y rígido.**

No tiene aberturas en sus sistemas de techo o piso cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión en planta medida paralelamente a la abertura; las áreas huecas no ocasionan asimetrías significativas ni difieren en posición de un piso a otro, y el área total de aberturas no excede en ningún nivel de 20 por ciento del área de la planta.

- ✓ **Condición 6: Si se cumple ya que no hay aberturas en el techo.**

El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que 110 por ciento de la del piso inmediato inferior, ni menor que el 70 por ciento de esta, se exime de este último requisito únicamente al último piso de la construcción.

- ✓ **Condición 7: esta condición no aplica, siendo la estructura de un único nivel.**

Ningún piso tiene un área, delimitada por los paños exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que 110 por ciento de la del piso inmediato inferior, ni menor que el 70 por ciento de esta, se exime de este último requisito únicamente al último piso de la construcción

- ✓ **Condición 8: esta condición no aplica, siendo la estructura de un único nivel.**

Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones sensiblemente ortogonales por diafragmas horizontales y por trabes o losas planas.

- ✓ **Condición 9: Todas las columnas están restringidas en dos direcciones ortogonales, siendo la estructura de un único nivel.**

La rigidez al corte de ningún entrepiso excede en más de 50 por ciento a la del entrepiso inmediatamente inferior. El último piso queda excluido de este requisito

- ✓ **Condición 10: Esta condición no aplica, siendo la estructura de un único nivel**

La resistencia al corte de ningún entrepiso excede en más de 50 por ciento a la del entrepiso inmediatamente inferior. El último piso queda excluido de este requisito

- ✓ **Condición 11: Esta condición no aplica, siendo la estructura de un único nivel.**

En ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente, e, excede del diez por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada

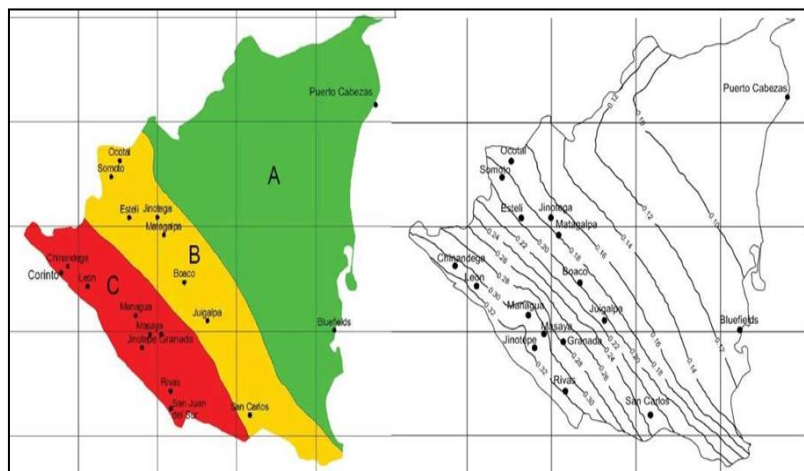
- ✓ **Condición 12: Si cumple, ya que la excentricidad torsional de cada piso no excede al diez por ciento de ninguna dirección, esto porque el centro de masa y el centro de rigidez coinciden, por lo tanto, no habrá asimetría entre el CM y el CR.**

NOTA: Las condiciones del arto.23 se evaluaron mediante la primera corrida del software Etabs. Reconociendo que nuestra estructura es del tipo regular y por esta razón no necesitaremos castigar Q' bajo los argumentos del artículo 23, es importante destacar que las condiciones de regularidad desde la numero 7 hasta la numero 11 no aplican a nuestra estructura.

Art. 24→ coeficiente de diseño sísmico- resistente para el método estático equivalente

$$c = \frac{V_0}{W_0} = \frac{S(2.7 * a_0)}{Q' * \Omega} \text{ Pero nunca menor que } (S)(a_0)$$

Figura 15: Mapa de zonificación sísmica e isoaceleraciones (RNC, 2007) .



Cálculo del cortante Basal

Art 26: Evaluación de la fuerza sísmica horizontal.

Según lo establecido por el artículo 26 el cortante basal es igual a la multiplicación del peso sísmico de la estructura por el coeficiente sísmico de diseño ya calculado en el artículo 24.

Cálculo de V a nivel basal			
Nivel	W0 (ton)	C	V (ton)
Nivel Basal	41.28	0.36	11.150

El peso sísmico está dado por CVR+CM, retomando los cálculos hechos anteriormente vamos a calcular las fuerzas sísmicas máximas.

1.1.1.1. Método estático equivalente Arto 32

Identificar la altura de cada nivel del edificio

- Definir el peso total del edificio
- Calcular el peso total de cada nivel por la altura de cada nivel: W*H
- Definir el coeficiente sísmico antes mencionado
- Calcular la fuerza sísmica máxima:

$$F_{S_i} = c W_i h_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i}$$

- Calcular el cortante basal que sería: (Sería la suma acumulada del cortante iniciando el último piso)
- Calcular el momento de volteo: (Fuerza sísmica máxima multiplica a la altura de piso.

Tabla 11- cálculo de fuerza sísmica

Nivel	H(m)	W (ton)	WH(ton.m)	C	FS	V	Mv
1	6	41.28	247.68	0.36	22.291	22.291	133.747
Σ		41.28	247.68		22.291		

Se reflejan los resultados de las operaciones descritas en el artículo 32, se calcularon los valores de la fuerza sísmica máxima para poder estimar una reducción en ella y evitar elementos sobredimensionados y grandes costos de producción y construcción, además de un mal desempeño estructural.

Calculadas las fuerzas sísmicas máximas procedemos a hacer uso del software Etabs para calcular la nueva información que nos permitirá reducir las fuerzas sísmicas, del software obtenemos los desplazamientos provocados por estas, y el producto con el peso de piso y fuerzas sísmicas nos ayudará a encontrar los periodos para ambas direcciones.

Tabla 12: Desplazamientos máximos				
Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
	m		cm	cm
Story1	6	Top	3.32	12.74

Una vez teniendo establecidos los desplazamientos tanto en “X” como en “Y”, Se hace el cálculo siguiente:

- Identificar la fuerza sísmica máxima de la estructura ya antes calculada.
- Establecer los desplazamientos para cada eje en centímetros
- Establecer el valor de gravedad tomada en cm
- Calcular el peso del piso, multiplicado al desplazamiento elevado al cuadrado para el eje X
- Calcular el peso del piso, multiplicado al desplazamiento elevado al cuadrado para el eje y
- Calcular una fuerza sísmica multiplicada por el valor del valor del eje X para la estructura.
- Calcular una fuerza sísmica multiplicada por el valor del valor del eje y para la estructura.
- Calcular un periodo “T” fundamental de vibración para cada eje, es decir, T_x Y T_y

Tabla 13-Calculo del periodo fundamental de la estructura.

Niveles	W(ton)	Fs	X(cm)	Y(cm)	wx2	Fsx	wy2	Fsy
1	41.28	22.291	0.334	7.3	4.605	7.445	2199.811	162.726
Σ					4.605	7.445		162.726

Teniendo estos nuevos cálculos, es momento de calcular la nueva fuerza sísmica (la reducida), para lo cual, se vuelve a calcular un nuevo coeficiente sísmico usando toda la información hallada anteriormente y apoyándonos del espectro de diseño sísmico que corresponde a Nicaragua, hallando los periodos de vibración de la estructura según el artículo 32 inciso “B” seguimos a evaluar dichos periodos en el espectro de diseño y encontrar el valor “a”.

Cálculo del periodo fundamental de vibración.

Se tomará igual a:

$$Tx = 2 * \pi * \sqrt{\frac{4.605}{981 * 7.445}} = 0.158 \text{ seg}$$

$$Ty = 2 * \pi * \sqrt{\frac{2199.811}{981 * 162.726}} = 0.738 \text{ seg}$$

Con base a estos periodos evaluaremos la ecuación de “a” que corresponda a la zona donde se sitúen los periodos Tx y Ty. Notamos que ambos periodos están situados en la zona entre Tb y Tc de nuestro espectro de diseño.

$$Fs_i = c W_i h_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i}$$

NORMAS MÍNIMAS PARA DETERMINAR CARGAS DEBIDA A SISMO / RNC-07-25

Tratándose de estructuras del Grupo B, a_0 se seleccionará del mapa de isoaceleraciones del anexo C del presente reglamento, mientras que $d = 2.7 a_0$, $T_a = 0.1$ seg, $T_b = 0.6$ seg, $T_c = 2$ seg y S es el factor de amplificación por tipo de suelo definido en el artículo 23. Para estructuras del Grupo A, las aceleraciones de diseño se multiplicarán por 1.5 y para el grupo C se tomarán igual al grupo B. Para el análisis estático equivalente y modal la aceleración a_0 se seleccionará del mapa de isoaceleraciones del anexo C del presente reglamento.



Cálculo de la aceleración espectral.

De acuerdo a lo establecido en arto.27: espectros para diseño sísmico, los periodos fundamentales de vibración se encuentran dentro del rango $T_b \leq T \leq T_c$.

Por lo tanto, la aceleración espectral estará dada por la ecuación:

$$S_d\left(\frac{T_b}{T}\right) \quad \text{si } T_b \leq T \leq T_c$$

$$a_x = 2.4 * 0.405 \frac{0.6}{0.601} = 0.972$$

$$a_y = 2.40.405 * \frac{0.6}{1.193} = 0.791$$

Se refleja en la tabla anterior todo lo que estipulo el reglamento para poder calcular los nuevos coeficientes sísmicos ya reducidos. Se utilizó la ecuación correspondiente a la curva 3 de nuestro espectro de diseño para hallar el valor “a”.

$$Cx = \frac{0.970}{4 * 2} = 0.162$$

$$ay = \frac{0.489}{4 * 2} = 0.132$$

El nuevo coeficiente se calculó con la siguiente ecuación: $C = \frac{a}{Q'\Omega}$

En este punto tenemos la información necesaria para poder reducir la fuerza sísmica, se procede de la siguiente manera:

N	H	W	W.H	FsxR (ton)	FsyR (ton)
1	6	41.28	247.68	6.687	5.440
Σ		41.28	247.68		

$$F_{sxR} = 0.121 * 247.68 * \frac{41.28}{247.68} = 6.687$$

$$F_{syR} = 0.061 * 247.68 * \frac{41.28}{247.68} = 6.442$$

Se calcularon las fuerzas sísmicas reducidas para ambas direcciones como se ve en las tablas anteriores. Dada la ecuación del artículo 32 inciso “b” el peso de la estructura sigue siendo el mismo y el producto del peso por altura de piso, es importante mencionar que para estas instancias se han valorado cada uno de los parámetros según dicta el reglamento partiendo desde el arto 20. (Ministerio de Transporte e Infraestructura [MTI], 2007).

Derivas de Piso en estado límite de servicio

Para el cálculo de derivas de piso determinamos los desplazamientos relativos de entrepiso y se multiplicaran por los factores de ductilidad y sobre resistencia, todo esto partido por 2.5 como se indica en el artículo 34 inciso “a”

Q'	4
Ω	2
Δ Max	0.004

Se considera que los muros no contribuyen a resistir fuerzas laterales y no se oponen a la deformación además que por la naturaleza de la estructura no se tienen muros en la estructura. Por esta razón el desplazamiento limite en servicio de nuestra estructura según nuestro reglamento será 0.004.

Para las nuevas derivas en el X de cada nivel respectivo tenemos lo siguiente.

- Alturas de cada nivel en cm
- Desplazamiento relativo en cm
- Deriva “X” y “Y” = $\frac{DESPL * Q' * \Omega}{2.5}$
- Observación: (Deriva de “X”/ h) no debe ser mayor a $\Delta_{\text{máx}}$ (0.004). si es así esta condición no se cumplirá.

N	Despl. x	Despl. xN	Dx	Condición	Despl. y	Despl. yN	Dy	Condición
1	3.000000	9.6000	0.0120	NO CUMPLE	2.650	8.4800	0.0106	NO CUMPLE

Deriva en Colapso.

Para la evaluación de las derivas de piso se calculan los desplazamientos relativos provocados por la fuerza sísmica reducida de manera tal que hallamos nuevos desplazamientos que serán calculados mediante el artículo 34 inciso b. Y serán evaluados por el inciso C del mismo artículo.

Q	4
Ω	2
Δ Max	0.03

Se propuso para el análisis un sistema estructural a base de pórticos especiales resistentes a momentos (SMF) al ser marcos con alta ductilidad $Q=4$ nos iremos a la tabla número 4 del artículo 34 inciso “C” y establecemos el límite de los desplazamientos relativos que pueden experimentar nuestra edificación dichos desplazamientos según nuestro reglamento no podrán exceder 0.03.

Para las nuevas derivas de cada nivel respectivo tenemos lo siguiente.

- Alturas de cada nivel en cm
- Desplazamiento relativo en cm
- Deriva “X” y “Y” = $DESPL * Q' * \Omega$
- Observación: Deriva x/ h no tiene que ser mayor a Δ_{max} (0.03) según RNC-07.

N	Despl. x	Despl. xN	Dx	Condición	Despl. y	Despl. yN	Dy	Condición
1	3.000000	24.0000	0.0300	CUMPLE	2.650	21.200	0.0265	CUMPLE

Cargas de viento

Es esta sección se presentaran los cálculos de las fuerzas de viento, los detalles del procedimiento de cálculo se encuentran en el apartado 6 de este documento incluyendo la elección de los factores necesarios.

Art. 44 → Generalidades:

Deberá revisarse la seguridad de la estructura principal ante el efecto de las fuerzas que se generan por las presiones (empujes o succiones) producidas por el viento sobre las superficies de la construcción expuestas al mismo y que son transmitidas al sistema estructural. Se entenderá, en lo que sigue, que la dirección de barlovento es aquella de donde viene el viento, mientras que la dirección de sotavento es aquella hacia dónde va el viento. La determinación de estas fuerzas debe realizarse

bajo los lineamientos del *Reglamento Nacional de Construcción* (Ministerio de Transporte e Infraestructura [MTI], 2007).

Art. 45 → Clasificación de la estructura:

La estructura a analizar se clasifica bajos los argumentos de este artículo y nos permite identificar que tan exigentes seremos con las solicitaciones estructurales. Presentando las condiciones para estructuras de tipo “1”.

Art. 46 → Efectos a considerar por carga de viento:

En el diseño de estructuras sometidas a la acción del viento se tomarán en cuenta aquellos de los efectos siguientes que puedan ser importantes en cada caso:

- I. Empujes y succiones estáticos
- II. Fuerzas dinámicas paralelas y transversales al flujo principal, causadas por turbulencia
- III. Vibraciones transversales al flujo causadas por vórtices alternantes, y
- IV. Inestabilidad aeroelástica

Para el diseño de estructuras Tipo 1 bastará tener en cuenta los efectos estáticos del viento, calculados de acuerdo con el Artículo 10, el Artículo 11 y el Artículo 14 de este reglamento.

Art. 48 → Generalidades (Método estático de análisis):

Para el cálculo de empujes y/o succiones sobre las construcciones del Tipo 1 debidas a la presión del viento, se podrá emplear el método estático al aplicar las presiones de diseño del artículo 53 y los coeficientes de presión señalados en este mismo artículo. El método simplificado podrá aplicarse para estructuras con altura no mayor de 15 m, con planta rectangular o formada por una combinación de rectángulos, tal que la relación entre una altura y la dimensión menor en planta sea menor que 4. En este último caso se aplicará la presión de diseño del artículo 57 pero los coeficientes de presión se tomarán de la Tabla No. 14. de este mismo artículo.

Art. 49 → Determinación de la velocidad de diseño Vd:

Los efectos estáticos del viento sobre una estructura o componente de la misma se determinan con base en la velocidad de diseño. Dicha velocidad de diseño se obtendrá de acuerdo con la ecuación en la sección 6 del presente documento se describe cada uno de los términos que componen la ecuación) siguiente:

$$V_D = F_{TR} F_{\alpha} V_R$$

$$Vd = 0.88 * 1 * 60 = 52.8 \text{ m/s}$$

Art. 49 → Determinación de la velocidad regional Vr:

$$Vr = 60 \text{ m/s}$$

Art. 51 → Factor de variación con la altura:

$$F_{\alpha} = 1 \text{ para } h \leq 10 \text{ m}$$

Art. 52 → Factor correctivo por topografía y rugosidad Ftr:

$$F_{TR} = 0.88 \text{ Para topografia tipo T3y Tipo de terreno R3.}$$

Art. 53 → Determinación de la presión de diseño Pz:

$$(p_z = 0.0479 C_p V_D^2 \text{ kg / m}^2)$$

$$P_z = 0.0479 * -0.8 * 52.8 = -106.83 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \text{ Barlovento}$$

$$P_z = 0.0479 * -0.7 * 52.8 = -93.48 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2} \text{ Sotavento}$$

Art. 54 → Determinación de los factores de presión Cp:

$$C_p = -0.8 \text{ para techo inclinado lado sotavento}$$

$$C_p = -0.7 \text{ para techo inclinado lado Barlovento}$$

Distribución de las presiones de viento a los elementos estructurales:

Los efectos de las cargas de viento se reparten a los elementos estructurales por medio de áreas tributarias como se muestran en la figura para las vigas centrales y vigas de extremo a continuación se presentan los resultados de la multiplicación de la presión de viento de Arto.53 con el área tributaria y dividiendo este producto entre la longitud de la viga. (Ministerio de Transporte e Infraestructura [MTI], 2007).

$$At = 27m^2 \text{ para vigas en los extremos}$$

$$At = 54m^2 \text{ para vigas centrales}$$

$$W = -53.41 \frac{Kg}{m} \text{ Barlovento en las vigas de los extremos}$$

$$W = -46.73 \frac{Kg}{m} \text{ sotavento en las vigas centrales}$$

$$W = -106.83 \frac{Kg}{m} \text{ Barlovento vigas de los extremos}$$

$$W = -93.48 \frac{Kg}{m} \text{ sotavento vigas centrales}$$

Resultados del análisis estructural.

Para proceder a realizar el diseño de la nave industrial es importante definir los valores obtenidos para Momentos flectores, cargas axiales y fuerzas cortantes que se desarrollan en los elementos que componen a la estructura como vigas, columnas y cimentaciones.

Se elige un solo marco critico (Marco N°3) para realizar el diseño de los elementos estructurales.

De las cargas actuantes se eligió la combinación de carga más desfavorable (Art.15 RNC-07) para nuestra estructura ya que esta es la que genera lo mayores valores de solicitaciones a la estructura. En las siguientes imágenes se muestran estos valores:

Figura 16- Marco Critico, diagrama de momentos flectores extraído del Software Etabs

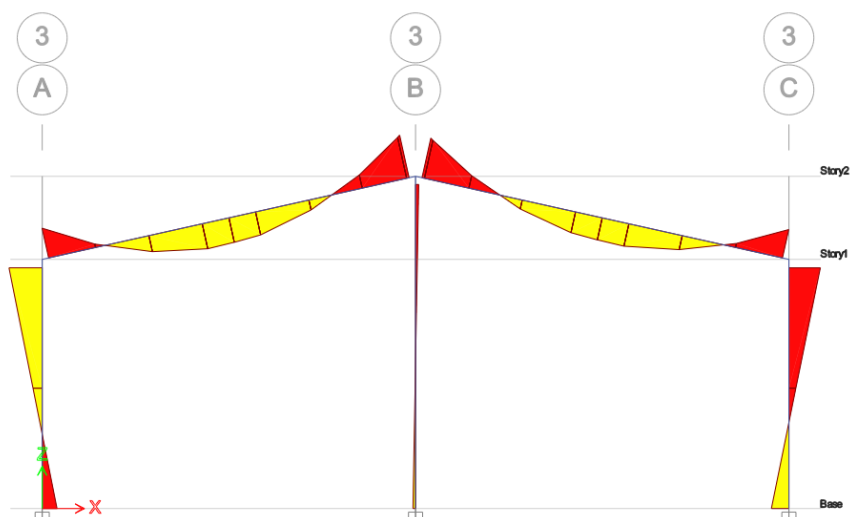
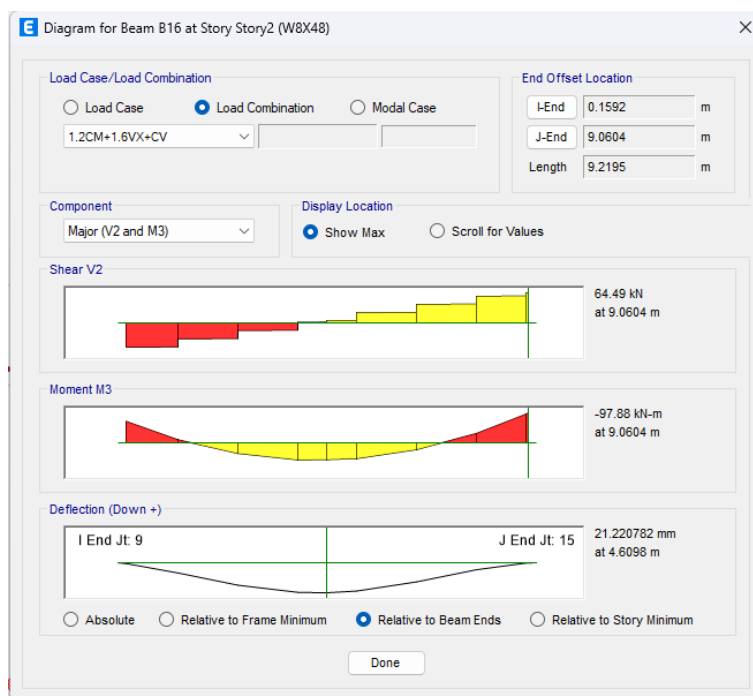


Figura 17- Diagrama de fuerzas internas (Cortante y momento flector), deflexión de la viga extraído del Software Etabs



En la siguiente imagen se muestra el diagrama de la carga axial de la viga:

Figura 18- Diagrama de fuerzas internas (Carga axial), de la viga extraído del Software Etabs

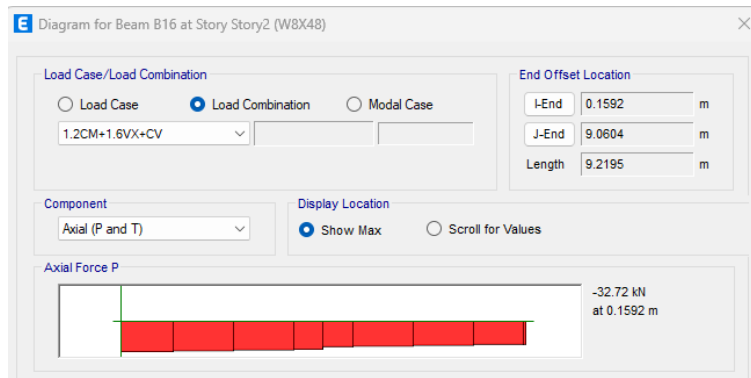


Figura 19-Diagrama de fuerzas internas de la columna (Cortante y momento flector) extraído del software Etabas

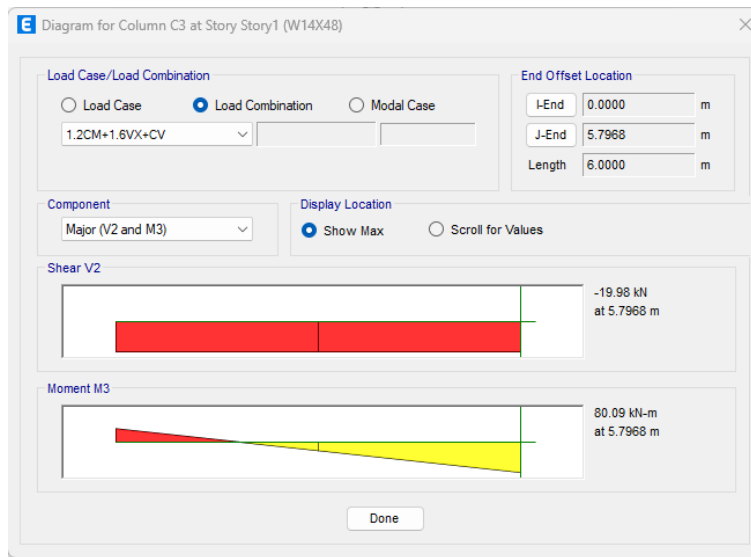
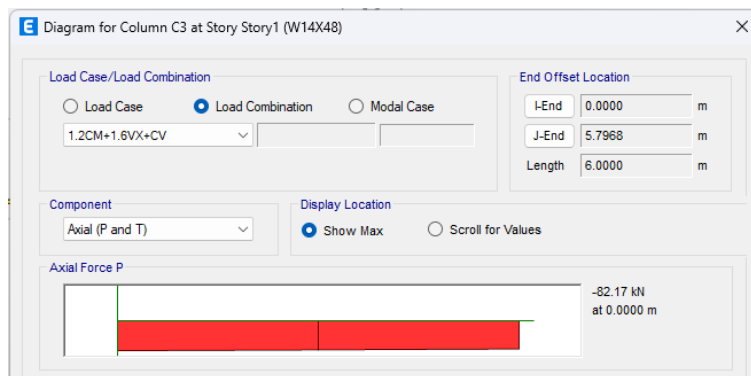


Figura 20- Diagrama de fuerzas internas (Carga axial) de la columna, extraído del Software Etabas



Los diagramas de fuerzas internas son los que definirán el diseño de los perfiles que debemos usar para asegurar el correcto comportamiento de la estructura, la combinación de carga más crítica obedece a la combinación de carga que incluye el efecto de viento, incluso por encima del sismo.

4.3 Diseño de los elementos de la Nave Industrial.

El presente diseño estructural de la nave industrial se desarrolla en conformidad con las normativas vigentes nacionales e internacionales, garantizando seguridad, funcionalidad y durabilidad de la estructura.

- ✓ RNC-07: Reglamento Nacional de Construcción de Nicaragua. Normativa obligatoria para el análisis y diseño estructural en territorio nicaragüense. Se adoptan los parámetros sísmicos, cargas mínimas y requisitos de zonificación establecidos para Managua y todo Nicaragua.
- ✓ ASCE/SEI 7-16: Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures. Norma internacional utilizada para la determinación de cargas gravitacionales, viento, sismo y combinaciones de carga.
- ✓ AISC 360-16: Specification for Structural Steel Buildings. Norma para el diseño, fabricación y montaje de elementos de acero estructural, conexiones y revisión de estados límite.
- ✓ ACI 318-29: Building Code Requirements for Structural Concrete. Norma para el diseño y detallado de elementos de concreto reforzado, incluyendo cimentaciones, pedestales, losas y vigas.

Todos los elementos estructurales se dimensionan cumpliendo con las disposiciones de las normativas citadas, prevaleciendo los criterios más conservadores en caso de discrepancia, para asegurar el cumplimiento legal y técnico del proyecto.

Los cálculos y revisiones de cada elemento se presentarán mediante hojas de cálculo en formato Excel, donde se detalla la geometría, solicitaciones, capacidades y porcentaje de trabajo de cada miembro estructural, facilitando la revisión y trazabilidad del diseño.

4.4 Diseño de elemento a Flexión, cortante y deflexión (vigas de acero).

El diseño de las vigas de acero de la nave industrial, sometidas a esfuerzos de flexión y cortante, se realiza conforme a las normativas nacionales e

- RNC-07: Se adoptan los requisitos de diseño, factores de carga y

- Los cálculos y revisiones de cada viga se presentarán mediante hojas de cálculo

Figura 21-Marco critico de diseño, extraído del

A continuación, se muestran las solicitaciones, e información de entrada:

Datos de entrada:

Momento ultimo aplicado, M_u (KN,m):

105 KN.m

Cortante ultima aplicada, V (KN):

69 KN

Carga axial aultima aplicada, P_u (Kgf):

33 KN

Longitud de la viga, L (m):

9.21

Longitud de trabajo, L_b (m):

1

Tipo de acero:

A-572 Gr. 50

Esfuerzo de fluencia del acero, F_y (Mpa):

345 MPa

Módulo elástico del acero, E_s (Mpa):

200000 MPa

Deflexión limite,

Δ_{lim}

$L / 360$

Tipo de viga:

W8X48

Tiene

rigidizadores?

No

En la siguiente tabla se presentan las propiedades geométricas de la viga, utilizadas para el cálculo de su resistencia, se utilizó acero grado 50 ya que este es de uso comercial y ampliamente utilizado en el mercado.

Propiedades Geométricas de la viga:

Peralte de la viga, d (mm):

216.0

Long libre del alma, h (mm):

161.2

Ancho del patín, b_f (mm):

206

Espesor del patín, t_f (mm):

17.4

Espesor del alma, t_w (mm):

10.2

Inercia en X, I_{xx} (mm⁴):

76586582

Inercia en Y, I_{yy} (mm⁴):

25348494

Area del perfil (mm²)

9100

Módulo de alabeo, C_w (mm⁶):

2.5E+11

Módulo de torsión, J (mm⁴):

8.2E+05

Módulo plástico, Z_x (mm³):

803000

Módulo elástico, S_x (mm³):

708000

Radio de giro efectivo, r_{st} (mm):

60

Radio de giro en Y, r_y (mm):

52.8

Dist entre centros de patín, h_o (mm):

198.6

Esbeltez local

Limite inferior de esbeltez en el patín:

Limite superior de esbeltez en el patín:

Limite de esbeltez en el patín:

Limite inferior de esbeltez en el alma:

Limite superior de esbeltez en el alma:

Limite de esbeltez en el alma:

Resistencia a flexión.

Longitud plástica, L_p (mm):

Longitud elástica, L_r (mm):

Resistencia a flexión, ΦM_n (KN.m):

Resistencia a cortante:

Coefficiente de pandeo, K_v :

Coefficiente C_v

Área de cortante A_w , (mm²):

Resistencia a cortante, ΦV_n (KN):

Análisis de deflexión:

Deflexión calculada, Δ (mm):

Deflexión permitida, Δ_{lim} (mm):

	9.15		
	24.09		
	5.92	Compacto	
	90.56		
	137.29		
	15.80	Compacto	
	2238.29		
	10742.92		
	249.14		1
$\Phi M_n \geq M_u$?	Cumple	✓	41%
	5.00		
	1.00		
	2203.20		
	410.15		
$\Phi V_n \geq V_u$?	Cumple	✓	17%
	24.3		
	25.6		
$\Delta_{lim} \geq \Delta$?	Cumple	✓	95%

Ejecutando el diseño obtenemos que la viga analizada (W8X48) cumple para cada uno de los estados límites de resistencia a flexión, cortante y deflexión establecidos la AISC 360-22 capítulo F.

Análisis a Tension:

Φ Area bruta

Φ Area neta

Resistencia a la fluencia

Resistencia a la fractura

	0.9		
	0.75		
	2823.42		
$P_{rn} > P_u$	Cumple	✓	1%
	2352.85		
$P_{rn} > P_u$	Cumple	✓	1%
	0.03		
	0.43		
	¡Cumple!		

Ecuacion de iteraccion

Relación resistencia axial a compresión, P_u / P_r :

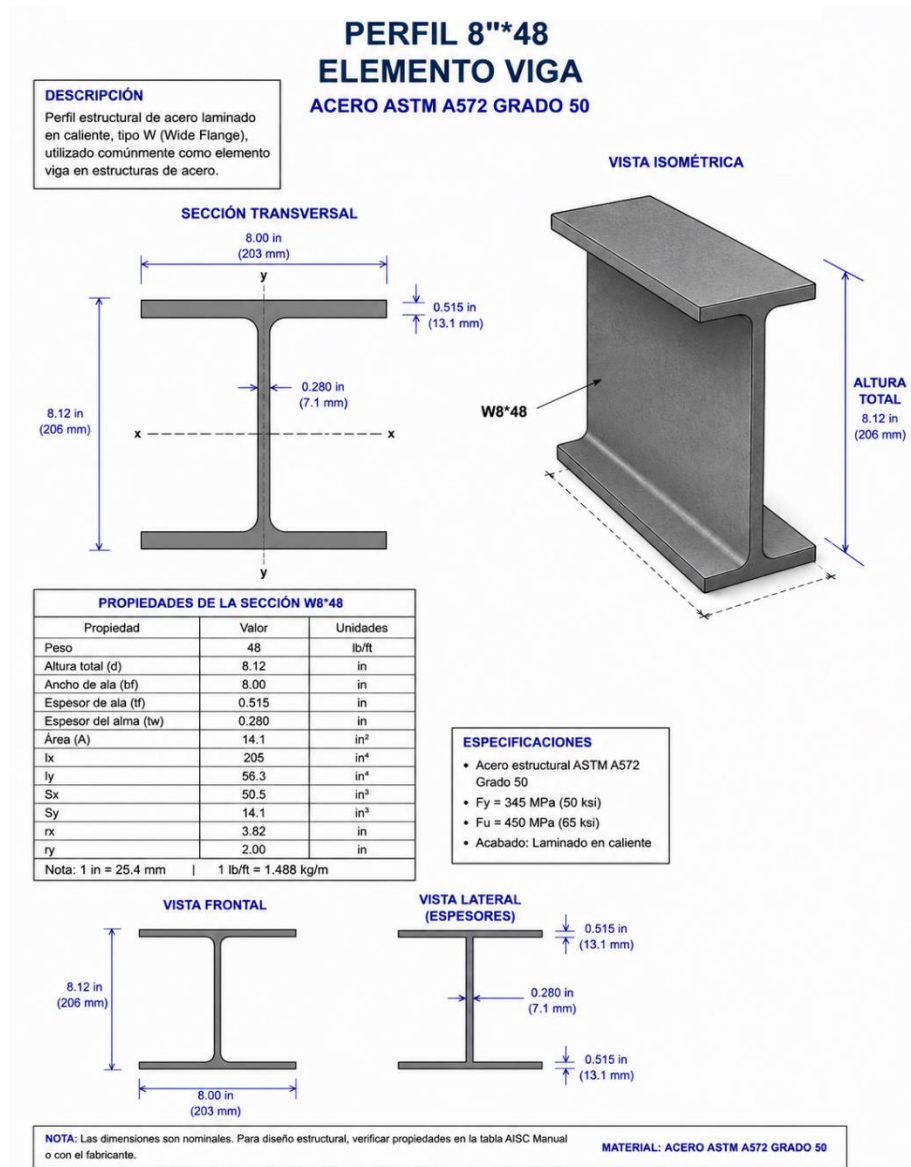
Chequeo de combinación de esfuerzos:

P_u / P_{rn}	0.03
H1-1b	0.43
	¡Cumple!

Además, se realizó el análisis a tensión de la viga (W8X48), evaluando en primera instancia la resistencia del elemento a la fluencia, y en segunda instancia a la fractura, en nuestro caso la conexión es a base de soldaduras de filete, por lo tanto, no hay efecto de retardo de cortante por perforaciones.

Se incluye el cumplimiento de la ecuación de interacción H1-b de la AISC.

Figura 22-Perfil W8X48 seleccionado de acuerdo al diseño para viga. (Elaboración propia)



4.5 Diseño de elemento a compresión (Columna).

El diseño de las columnas de acero de la nave industrial sometidas a carga axial de compresión se realiza conforme a las normativas nacionales e internacionales vigentes, garantizando la estabilidad y seguridad estructural ante las solicitaciones de gravedad, viento y sismo.

Normas y criterios aplicados:

- RNC-07: Se adoptan los requisitos de diseño, factores de carga y parámetros sísmicos establecidos en el Reglamento Nacional de Construcción para asegurar el cumplimiento legal en Nicaragua.
- AISC 360-16: El dimensionamiento se realiza según el Capítulo E Diseño de Miembros a Compresión, considerando los estados límite de pandeo por flexión, pandeo torsional y pandeo flexo-torsional. Se verifica la relación de esbeltez KL/r y se determina la resistencia nominal P_n de acuerdo con las curvas de pandeo aplicables.

El diseño considera la revisión de la resistencia requerida $P_u \leq \phi P_n$, el control de la esbeltez máxima según Tabla E1.1 y la verificación de los límites de compacidad de los elementos para prevenir pandeo local. Se incluyen también las placas base y anclajes diseñados según Capítulo J de AISC 360-16.

A continuación, los resultados de los cálculos y revisiones de la columna se presentarán mediante la siguiente hoja de cálculo en formato Excel, donde se detalla la sección, longitud efectiva, carga axial, capacidad y porcentaje de trabajo de cada miembro, facilitando la revisión y trazabilidad del diseño.

Condiciones y solicitaciones para el diseño de la columna:

Datos de entrada:

Condición de apoyo en la base:
 Desplazamiento lateral impedido en el eje X-X:
 Desplazamiento lateral impedido en el eje Y-Y:
 Longitud no arriostrada de la columna, L_x (m):
 Longitud no arriostrada de la columna, L_y (m):
 Esfuerzo de fluencia, F_y (Mpa):
 Módulo de cortante elástico de fluencia, G (Mpa):
 Módulo elástico del acero, E_s (Mpa):
 Carga axial a compresión, P_u (KN):
 Momento último en x, M_{ux} (KN.m):
 Momento último en y, M_{uy} (KN.m):
 Perfil seleccionado de columna:

Empotrado
No
No
6 m
6 m
345 MPa
77200 MPa
200000 MPa
77 kN
80 kN.m
0 kN.m
W14X48

En la siguiente tabla se presentan las propiedades geométricas de la columna, utilizadas para el cálculo de su resistencia, también se uso un acero grado 50 para la columna.

Propiedades Geométricas de la columna:

Peralte de la viga, d (mm):
 Long libre del alma, h (mm):
 Ancho del patín, b_f (mm):
 Espesor del patín, t_f (mm):
 Espesor del alma, t_w (mm):
 Dist, entre centros de patín, h_o :
 Inercia en X, I_{xx} (mm⁴):
 Inercia en Y, I_{yy} (mm⁴):
 Área gobal, A_g (mm²):
 Peso propio, P_p (Kg/m):
 Módulo de alabeo, C_w (mm⁶):
 Módulo de torsión, J (mm⁴):
 Módulo plástico, Z_x (mm³):
 Módulo plástico, Z_y (mm³):
 Módulo elástico, S_x (mm³):
 Módulo elástico, S_y (mm³):
 Radio de giro efectivo para LTB, r_{st} (mm):
 Radio de giro en X, r_x (mm):
 Radio de giro en Y, r_y (mm):

351
290.6
204
15.1
8.64
335
201456010
21394295.28
9100
72
6.0152E+11
603535.5671
1280000
321000
1150000
210000
55.9
149
48.5

Se calcularon los coeficientes de rigidez relativa y los coeficientes de longitud efectiva, los resultados se colocan en la siguiente tabla:

Datos de salida:

Coeficiente de rigidez relativa G, G_{Ax} =
 Coeficiente de rigidez relativa G, G_{Ay} =
 Coeficiente de rigidez relativa G, G_{Bx} =
 Coeficiente de rigidez relativa G, G_{By} =
 Coeficiente de longitud efectiva en x, K_x =
 Coeficiente de longitud efectiva en y, K_y =
 Coeficiente de Esbeltez en dirección X, λ_x =
 Coeficiente de Esbeltez en dirección Y, λ_y =
 Coeficiente de Esbeltez máximo, λ_{max} =

1
1
1.02
0.11
1.45
1.04
56.33
124.25
124.25

Para los valores de G de los nodos de las columnas con las cimentaciones tienen el valor de 1, ya que para el diseño se ha considerado esta unión en la base como empotrada.

Una vez obtenidos estos valores tenemos los insumos necesarios para evaluar los estados límites de la columna, obteniendo los siguientes resultados:

Análisis de esbeltez local:**Pandeo local en el patín**

Esbeltez del patín, $b_f/2t_f$:
 Esbeltez límite inferior:
 Esbeltez límite superior:
 Factor de reducción por pandeo del patín, Q_s :

6.8
13.5
24.8
1.0

Pandeo local en el alma

Esbeltez del alma, h/t_w :
 Esbeltez límite:
 Esfuerzo crítico, F_{cr} (Mpa):
 Factor de reducción por pandeo del alma, Q_a :

33.6
35.9
112.13
1.0
1.0

Factor de reducción por pandeo, Q:

Realizando los cálculos de esbeltez tanto en el alma como en los patines del perfil obtenemos que la relación entre el ancho del patín con el espesor del patín es menor a la esbeltez mínima por lo tanto su valor es de 1, para el caso del elemento atiesado o sea el alma, también la relación de la altura del alma con su espesor es menor que la esbeltez límite por lo tanto Q_a tiene un valor de 1.

Una vez obtenidos los valores de los factores de reducción podemos evaluar el estado límite de Pandeo-flexional:

Resistencia por pandeo flexional:Coeficiente de Esbeltez maximo, $\lambda_{\max}$:

124.25

Esbeltez limite, $\lambda_{\lim}$:

113.40

Esfuerzo critico de Euler, F_e (Mpa):

127.86

Esfuerzo critico de la columna, F_{cr} (Mpa):

112.131

Resistencia por pandeo flexional, ϕR_n (KN):

918.4

 ϕR_n

>

 P_u

Cumple

La resistencia obtenida de 918.4 Kn esta muy por encima de nuestra sollicitación con un valor de 77 Kn, por lo tanto, el perfil para el estado limite de pandeo-flexional es satisfactorio.

Resistencia por pandeo flexo torsional:Esfuerzo límite entre elást-Plást, $0.44 \cdot Q \cdot F_y$ (Mpa):

151.8

Esfuerzo critico de Euler, F (Mpa):

367.5

Esfuerzo critico de la columna, F_{cr} (Mpa):

232.9

Resistencia por pandeo flexo torsional, ϕR_n (KN):

1907.4

 ϕR_n

>

 P_u

Cumple

El resultado del cálculo indica que el valor de la resistencia al pandeo flexo torsional es superior a la sollicitación de las cargas, por lo tanto, el perfil es satisfactorio.

Una vez evaluados estos estados limites se calculan los valores de las resistencias del perfil en la dirección X y en la dirección Y, mismos valores que se aplicaran para poder hacer uso de la ecuación de interacción planteada en el AISC h1-1b:

Resistencia a momento en X:Longitud plástica, L_p (mm):

2055.23

Longitud elástica, L_r (mm):

6431.15

Resistencia a la flexión, ϕM_n (KN.m):

397.00

 $\phi M_n \geq$ M_u

¡Cumple!

Resistencia a momento en Y:Longitud plástica, L_p (mm):

6314.00

Resistencia a la flexión, ϕM_n (KN.m):

99.67

 $\phi M_n \geq$ M_u

¡Cumple!

Con los valores de las resistencias a momento del perfil, a carga axial, el momento ultimo y la carga de compresión aplicamos la ecuación de interacción de las cargas h1-1b:

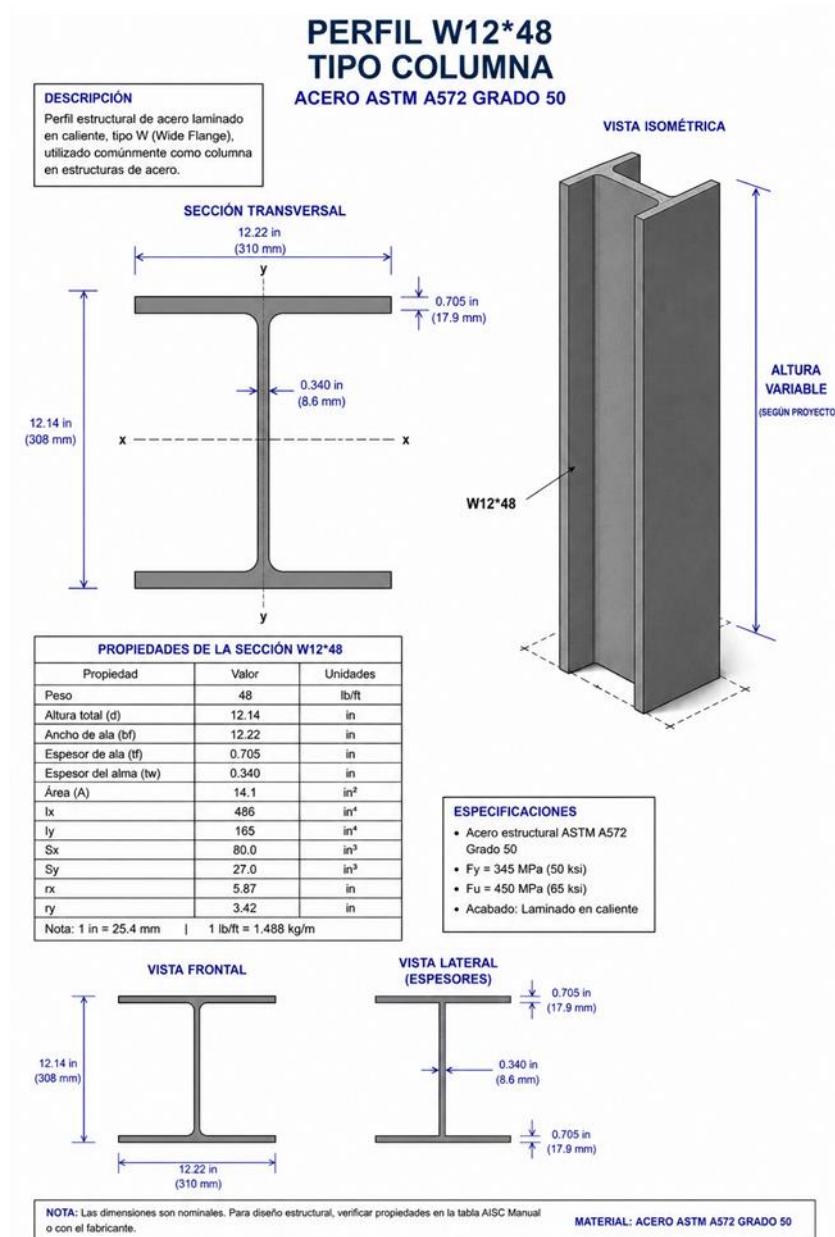
Ecuación de interacción:

Relación resistencia axial a compresión, P_u / P_r :

Chequeo de combinación de esfuerzos:

0.08
0.245
¡Cumple!

Figura 23-Perfil W12X48 seleccionado de acuerdo al diseño. (Elaboración propia)



4.6 Diseño de placa base.

El diseño del conjunto placa base y pernos de anclaje de las columnas de acero de la nave industrial se realiza conforme a las normativas nacionales e internacionales vigentes. Este sistema es el encargado de transmitir las cargas axiales, momentos flectores y fuerzas cortantes desde la columna hacia la cimentación, garantizando una distribución segura de esfuerzos al concreto.

Normas y criterios aplicados:

- RNC-07: Se adoptan los requisitos de diseño, factores de carga y combinaciones establecidas en el Reglamento Nacional de Construcción para asegurar el cumplimiento legal en Nicaragua.
- AISC 360-16: El dimensionamiento de la placa base se realiza según el Capítulo J.8, verificando los estados límite de aplastamiento del concreto y fluencia por flexión de la placa. Los pernos de anclaje se diseñan por resistencia a tensión y cortante según Capítulo J.9.
- ACI 318-19: Se verifica la resistencia al aplastamiento del concreto de la fundación conforme al Capítulo 22.8 y se diseña el anclaje al concreto según el Capítulo 17 – Anclaje al Concreto, revisando los modos de falla por extracción, desprendimiento del concreto, rotura del acero y falla por palanca.

El diseño considera la verificación de esfuerzos de aplastamiento $f_p \leq \phi(0.85f'_c A_1)$, el espesor de placa requerido por flexión, la capacidad a tensión y cortante de los pernos incluyendo efectos de interacción, así como los requisitos de distancia al borde, separación y longitud de empotramiento de los anclajes.

Los cálculos y revisiones del conjunto placa base y pernos de anclaje se presentarán en una misma hoja de cálculo en formato Excel, donde se detallan las dimensiones de la placa, cantidad, diámetro y longitud de anclajes, solicitaciones, capacidades y porcentaje de trabajo de cada componente, facilitando la revisión y trazabilidad del diseño.

El perfil que se unirá a la placa base será un perfil W14X48

Carga axial ultima, Pu:	82.17 kN
Momento último, Mu:	35.75 Kn.m
Cortante ultima, Vu:	19.98 kN
Tipo de acero de la placa base:	A-36
Tipo de acero del perno de anclaje	A325
Diámetro de perno, F:	3/4
Numero de pernos a tensión:	4
Profundidad propuesta de anclaje, heff:	700 mm
Capacidad a compresión del concreto, F'c:	28 Mpa
Esfuerzo de fluencia del acero, Fy:	248 Mpa
Lado de arandela cuadrada de platina	60 mm
Columna escogida:	W14X48
Espesor de platina propuesto	30 mm

Las cargas a las que la placa base será sometida han sido obtenidas mediante el análisis estructural, en el anexo 1 se colocan los resultados obtenidos del análisis estructural del software Etabs.

Puedes redactarlo de una manera más técnica y fluida así:

Para el diseño de la placa base se ha considerado acero estructural ASTM A36, aun cuando su esfuerzo de fluencia (F_y) es inferior al del acero empleado en la columna. Esta consideración corresponde a una práctica conservadora, ya que permite verificar que la placa base tenga la capacidad suficiente para transferir adecuadamente las cargas transmitidas por la columna. Dado que las solicitaciones actuantes no exceden los límites de fluencia ni de resistencia última de los materiales, las diferencias en las propiedades mecánicas del acero de la columna no afectan significativamente el comportamiento de la conexión ni las fuerzas resistentes que garantizan la estabilidad del sistema columna-placa base.

Asimismo, se ha considerado acero ASTM A325 para los pernos de anclaje y un concreto con resistencia a compresión de 28 MPa. Los valores adoptados para el espesor de la placa base y la profundidad de empotramiento de los pernos de anclaje fueron determinados mediante un procedimiento iterativo de diseño, verificando el cumplimiento de los criterios de resistencia y estabilidad establecidos por la normativa aplicable.

Esta redacción es más apropiada para una memoria de cálculo o para responder observaciones de revisión estructural.

Datos Geometricos placa base:

Peralte, d (mm):	350.52
Ancho patín, bf (mm):	203.962
espesor alma, tw (mm):	8.636

espesor patín, tf (mm):	15.113
Dimensión N de la placa (mm):	600
Dimensión B de la placa (mm):	500
Área placa base (mm2):	300000

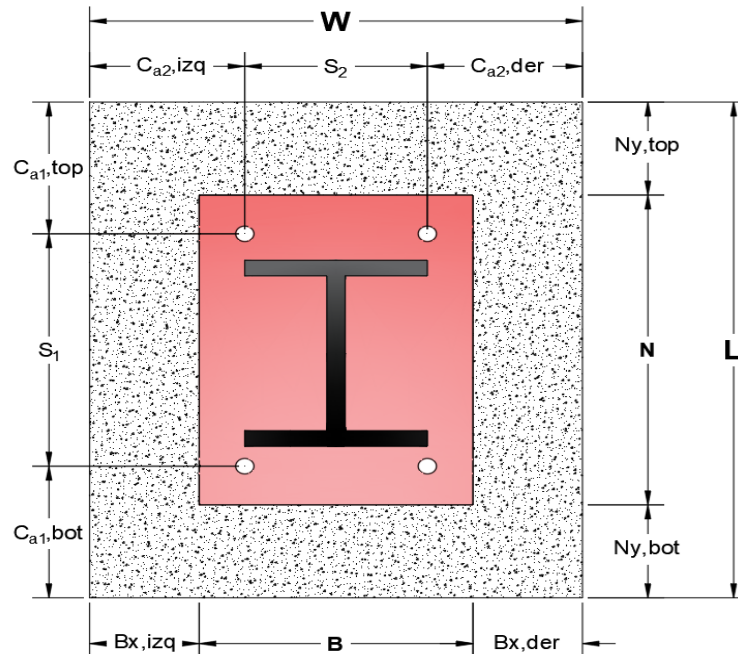
La geometría de la placa base debe poder cumplir con la separación mínima de pernos y distancias al borde de acuerdo a la AISC, los valores propuestos para los lados de la placa base se obtuvieron mediante el proceso iterativo de diseño.

En la siguiente tabla se muestran las propiedades geométricas del pedestal de concreto, cuya resistencia será evaluada como una columna corta mas adelante cuando se realicen los cálculos para la cimentación, además se agrega un esquema para facilitar la comprensión de los términos geométricos de la tabla:

Datos Geometricos pedestal de concreto:

Profundidad a compresión, ha:	1000
Separación pernos en Y,S1:	440
Separación pernos en X,S2:	340
Distancia NY top:	50
Distancia NY botton:	50
Distancia BX Left:	50
Distancia BX Right:	50
Dimensión L pedestal:	700
Dimensión W pedestal:	600
Área del pedestal	420000
Dist perno al borde,Ca1,top	130
Dist perno al borde,Ca1,bot	130
Dist perno al borde,Ca2,Left	130
Dist perno al borde,Ca2,Right	130

**Figura 24-Eschema de distancias en placa base
(Elaboración propia)**



Una vez definidos los parámetros involucrados en el diseño procedemos a determinar la excentricidad a la que está sometida la placa base con las cargas de llegada:

Determinar e y e_{crit} :

Excentricidad de la carga, e :

Capacidad a compresión, $f_{p(max)}$:

Presión aplicada distribuida, q_{max} :

Excentricidad critica,
 e_{crit} :

Capacidad a
compresión, f_p :

435.1	mm
18.3	Mpa
9152.2	N/mm
295.5	mm
14.4	Mpa

$e > e_{crit}$, entonces el momento es de
magnitud grande

Sabiendo que la excentricidad actuando es mayor a la excentricidad critica y que por consecuencia la magnitud del momento es grande se procede a calcular la longitud de soporte y tensión en los pernos:

Determinar longitud de soporte y tensión en los pernos:

Distancia del perno al borde de placa, a:

80 mm

Longitud f :

220 mm

Primer término de la raíz, a_1 :270400 mm²Segundo término de la raíz,
 a_2 :11762.8 mm² $a_1 > a_2$ ok $q < q_{\text{máx}}$ okLongitud de soporte, Y :

11.436 mm

Tensión última, T_u :

22.50 KN

Ya calculando estos valores y con la placa dimensionada, podemos calcular el espesor requerido:

Determinar espesor requerido:Longitud de voladizo, m :

133.50 mm

Longitud de voladizo, n :

168.42 mm

Máxima longitud de voladizo:

168.42 mm

Espesor en la fase de compresión, t_{p1} :

24.7 mm

Longitud de tensión, X :

44.74 mm

Espesor en la fase de tensión, t_{p2} :

6.01 mm

Espesor requerido de platina, T_p :

25.00 mm

1 in

El espesor mínimo calculado es de 25 mm o una pulgada, los cálculos se basaron en un espesor de 30 mm, es decir que comercialmente podría ser una placa 1 ¼ de pulgada.

Con el espesor de la placa base determinado procedemos con el cálculo de la resistencia del perno propuesto:

Determinar resistencia a tensión del perno:Tensión aplicada en el perno, T_r :

5.6

Área de un perno, A_r :

285.16

Límite de tensión de un perno, F_u :

758.4

Resistencia del perno a tensión, fR_n :

121.7

Comprobación
de resistencia: $fR_n > T_r$

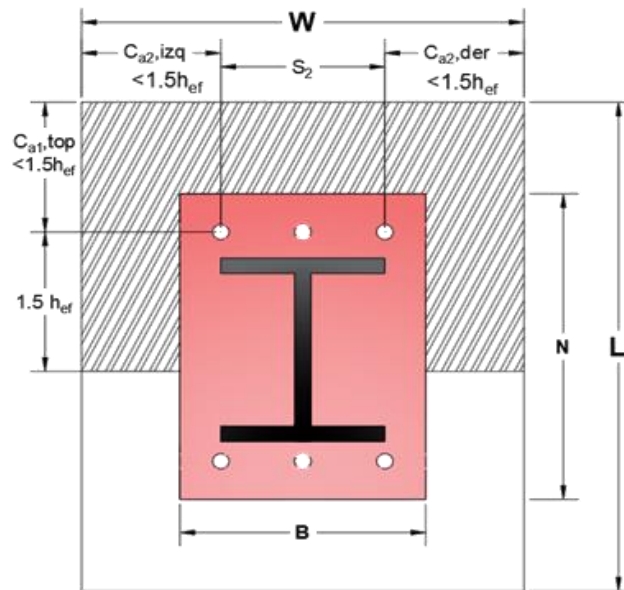
ok

5%

Con este cálculo se determinó la resistencia del perno, se demuestra que cumple holgadamente, por lo tanto, la resistencia del perno es satisfactoria.

A continuación, se evaluará la resistencia al desprendimiento del concreto y la fuerza necesaria del anclaje de acuerdo al ACI 318-19, capítulo 17:

Figura 25-Area critica por desprendimiento del concreto. (Elaboración propia)



De los cálculos anteriores nos traemos las distancias involucradas en el cálculo del anclaje y tenemos que:

Distancia al borde

Ca1:

Distancia al borde Ca2, izquierda:

Distancia al borde Ca2, derecha:

Distancia entre pernos, S2:

Máximo efecto de distancia desgarramiento, 1.5 heff:

130
130
130
340
1050

Cono de ruptura global $ANC_o = 9hef^2 =$

$ANC = (ca1 + 1.5hef)(ca2, \text{left} + S + ca2, \text{Right}) \leq n \cdot 9 \cdot hef^2 =$

4.41 m2
1.51 m2

1.51 m2 es el área de falla proyectada para un anclaje o para un grupo de anclajes, esta se usa para calcular la resistencia a tracción.

$$\psi_{ec, N} = 1 / (1 + (2e_n / 3h_{ef})) =$$

Distancia mínima al borde del concreto, Ca mín:

$$\psi_{ed, N} = 0.7 + 0.3c_{amin} / 1.5h_{ef}$$

$$\psi_{c, N} = 1.25$$

$$\psi_{cp, N} =$$

Coeficiente de resistencia al arrancamiento, Kc:

$$N_{b1} = K_c \lambda \sqrt{f_c'} h_{ef}^{1.5}$$

$$N_{b1} = 3.9 \sqrt{f_c'} h_{ef}^{5/3}$$

$$N_b = \min(N_{b1}, N_{b2}) =$$

0.7070
130
0.74
1.25
1
10
9800.00
1138.87
1138.87

$$N_{cbg} = (A_{Nc} / A_{Nco}) * \psi_{ed} * \psi_{cp} * \psi_c * \psi_{ec} * N_b$$

359.41 KN

Resistencia al desgarramiento del hormigón. $f R_n = f N_{cbg} =$

$$f R_n \geq T_u$$

269.56 KN
8.3%

Una vez calculado la resistencia del concreto al arrancamiento se compara con el valor de tensión ultima, dando como resultado una relación de demanda/capacidad de 8.3%, es importante destacar que los cálculos se hacen basándose en pernos preinstalados.

Resistencia nominal al desprendimiento debido a la tensión en el concreto de un perno (ACI318-19):

Área de la arandela, A_{brg}:

$$N_p = 8.A_{brg}.f_c' =$$

$$\psi_{cp, N} =$$

Resistencia nominal de desprendimiento para un perno, N_{pn}:

$$f R_n = f N_{cbg}$$

$$f R_n \geq T_r$$

3600	mm ²
806.4	KN
1	(Eq.17.4.2. 7a)
806.4	KN
604.8	KN
0.9%	

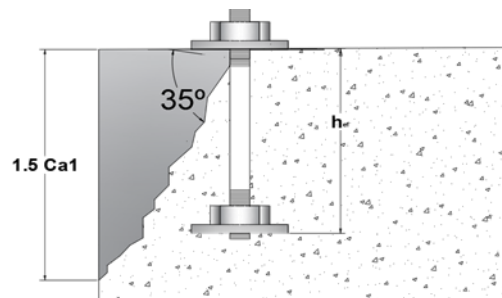
Una vez obtenido el valor factorizado de la resistencia al desprendimiento en el concreto de un perno se compara con la resistencia a la tensión del perno, dando un resultado de demanda/capacidad de 0.9%, por lo tanto, este estado limite no es determinante.

Resistencia de los pernos a cortante

Resistencia a cortante de un perno, V_{sa} (KN):

129.76 KN

**Figura 26- Sección crítica a cortante de un perno.
(Elaboración propia)**



Resistencia nominal a la ruptura del concreto por cortante en el perno (ACI318-14):

Proyección de área de falla a cortante, A_{vc} (mm²):

$$A_{vco} = 4.5 \cdot c_{a1}^2$$

$$\psi_{ed, v} = 0.7 + 0.3(c_{a2}/1.5c_{a1})$$

$$\psi_{c, v} = 1 \text{ Anchor in cracked concrete}$$

$$\psi_{h, v} =$$

Profundidad efectiva del anclaje por cortante, l_e (mm)=

$$V_{b1} = 0.6 \cdot (l_e/d_a)^{0.2} \cdot \text{Raiz}(d_a) \cdot \text{Raiz}(f'_c) \cdot c_{a1}^{1.5}$$

$$V_{b2} = 3.7 \cdot \text{Raiz}(f'_c) \cdot c_{a1}^{1.5}$$

$$V_b = \min (V_{b1}, V_{b2})$$

$$V_{cb} = (A_{vc}/A_{vco}) \psi_{ed, v} \cdot \psi_{c, v} \cdot \psi_{h, v} \cdot V_b$$

1.28	m2
0.076	m2
0.9	
1.0	
1.0	
152.4	mm
31.13	KN
29.0	KN
29.0	KN
439.6	KN

La resistencia del concreto a la ruptura ejercido por el perno al estar sometido a esfuerzo cortante es de 439.6 kN.

Procedemos con el calculo del tercer estado límite:

Resistencia al desprendimiento del concreto por cortante en el perno (ACI318-19):

Factor de modificación, K_{cp} :

Resistencia del concreto al desprendimiento por cortante,
 $V_{cp,g}$

2	
718.82	KN

Una vez obtenidos los tres valores de los estados limites calculados: Cortante de un solo perno, ruptura en el concreto por el cortante del perno y el ultimo la resistencia al desprendimiento del concreto por cortante en el perno.

Se elegirá el menor valor de los tres para determinar la capacidad a cortante en la base como sigue:

Capacidad a cortante en la base:

Máxima capacidad a cortante en la base, $f V_n$ (KN)

329.69	KN
9.99	KN
3.0%	

Carga a cortante aplicada, V_u (KN):

$$f V_n \geq V_u/2$$

Para finalizar con el diseño de la placa base debemos asegurarnos el correcto funcionamiento de la tensión y el cortante que actúan simultáneamente en la placa base:

$fR_n =$	269.56 KN
$fV_n =$	329.69 KN

Haciendo uso de las ecuaciones de interacción:

$$\left[\left(\frac{P_{u,T}}{\phi R_{n,T}} \right)^{5/3} + \left(\frac{V_{u,T}}{\phi V_n} \right)^{5/3} \right] = 0.019 < 1 \text{ OK. Para el máximo caso de tensión.}$$

$$\left[\left(\frac{P_{u,T}}{\phi R_{n,T}} \right)^{5/3} + \left(\frac{V_{u,T}}{\phi V_n} \right)^{5/3} \right] = 0.065 < 1 \text{ OK. Para el máximo caso de cortante.}$$

4.7 Diseño de la Zapata aislada

El diseño del conjunto zapata aislada y pedestal de la nave industrial, encargado de recibir las cargas de las columnas y transmitir las de forma segura al suelo de fundación, se realiza conforme a las normativas nacionales e internacionales vigentes, garantizando estabilidad ante solicitaciones de gravedad, viento y sismo, y asegurando que no se exceda la capacidad portante del terreno.

Normas y criterios aplicados:

- RNC-07: Se adoptan los requisitos de diseño geotécnico, factores de carga y combinaciones establecidas en el Reglamento Nacional de Construcción para asegurar el cumplimiento legal en Nicaragua. Se

considera la capacidad admisible del suelo reportada en el estudio geotécnico.

- ACI 318-22: El dimensionamiento de la zapata se realiza según el Capítulo 13 – Cimentaciones, verificando flexión según 13.3, cortante en una dirección según 22.5 y punzonamiento según 22.6. El pedestal se diseña como columna corta según Capítulo 10 – Columnas, revisando la resistencia a compresión axial y flexo-compresión según 10.5, y el cortante según 22.5. Se verifica la longitud de desarrollo y anclaje del acero según Capítulo 25.

El diseño considera, para la zapata, la verificación de presiones de contacto $q_{max} \leq q_{adm}$, resistencia a flexión $M_u \leq \phi M_n$, cortante como viga ancha y punzonamiento $V_u \leq \phi V_n$. Para el pedestal, se verifica $P_u \leq \phi P_n$, $M_u \leq \phi M_n$, interacción P-M según 10.5.1, y confinamiento del refuerzo transversal según Capítulo 18 si aplica diseño sísmico. Se revisa la transferencia de esfuerzos entre pedestal y zapata según 16.3, y los requisitos de recubrimiento y acero mínimo según Capítulo 7 y 24.

Los cálculos y revisiones del conjunto zapata-pedestal se presentarán en una misma hoja de cálculo en formato Excel, donde se detallan las dimensiones de ambos elementos, peraltes, acero de refuerzo, presiones de contacto, solicitaciones, capacidades y porcentaje de trabajo de cada componente, facilitando la revisión y trazabilidad del diseño.

La siguiente tabla muestra la información necesaria para llevar a cabo el diseño de la zapata y el pedestal:

DATOS:					
Concreto	F'c=	28.00 Mpa	qa=	215.00 kN/m2	
Fluencia Acero	Fy=	420 Mpa	$\gamma_c^o p =$	12.00 KN/m3	
Carga axial	Pcm=	82.3 kN	$\gamma_s =$	11.00 KN/m3	
Momento	Mcm=	82.90 kN-m	$\gamma_c^o z =$	24.00 KN/m3	
			$\gamma_c^o s =$	17.00 kN/m3	
			Df=	1.80 m	

Los valores de peso unitario y capacidad portante del suelo de cimentación han sido calibrados con estudios de mecánica de suelos cercanos a la zona, considerando valores críticos.

Para poder empezar con el proceso de diseño es necesario realizar un dimensionamiento inicial, cuyas dimensiones deberán ser verificadas tal como el espesor de la cimentación:

I. DIMENSIONAMIENTO			
Cálculo Área del acero de la columna y diámetro		db=	1.59 cm
		Ab=	1.979 cm ²
Cálculo peralte de la zapata normativas			
$Ld1=0.08*db*f_y/\sqrt{f'_c}$	10.1 cm	Ld max	20.00 cm
$Ld2=0.004*db*f_y$	2.7 cm	Ld asumido	20.05 cm
$Ld3\geq 20cm$	20.0 cm	Ld=	30.05 cm
Altura de la zapata		h=	40.05 cm

Se propone una zapata con as siguientes dimensiones:

L=	1.80 m
B=	1.80 m
Az=	3.2 m ²

Procedemos con la verificación de la presión de contacto de la zapata con la máxima presión admisible para que el suelo no falle:

II. VERIFICACIÓN DE PRESION $q_{max} < q_a$			
Carga Axial		Ps=	82.3 kN
Momento		Ms=	82.90 kN-m
$C=L/2$		C=	0.9
Cálculo de Inercia $I=(\frac{B*L^3}{12})$		I=	0.875 m ⁴
Presión máxima		$q_{m\acute{a}x}=$	11.07 kN/m ²
Verificación $11.07 < 215$		$q_{m\acute{a}x} < q_a$	OK

Ahora identificaremos como se distribuirá la presión de contacto:

Reacción amplificada del suelo

Carga axial	$P_u =$	82.3 kN
Momento último	$M_u =$	82.90 kN-m
$M = F * d \Rightarrow M_u = P_u * e$	$e = M_u / P_u$	1.007 m
	$L/6 =$	0.300 m
Verificación Presión del suelo	$e < L/6$	TRIANGULAR excentricidad fuera del núcleo

Nuestra presión de contacto al tener una excentricidad relativamente grande, será de distribución triangular.

Realizando la verificación por cortante en una dirección obtenemos que:

III. VERIFICACIÓN POR CORTANTE			
Presión a una dist. d cara de columna	$d = 30.05 \text{ cm}$	q'	82.31 kN/m ²
Fuerza cortante ultima		$V_u =$	52.0 kN
Resistencia del concreto @ corte		$\phi V_c =$	407.7 kN
Verificación		$V_u < \phi V_c =$	CONFORME

La zapata cumple satisfactoriamente el cortante de una dirección, por lo tanto, podemos proceder a evaluar el cortante en dos direcciones o punzonamiento, como sigue:

IV. VERIFICACIÓN POR PUNZONAMIENTO		
Cálculo de Perímetro de punzonamiento	$b_o =$	3.80 m
Relación lados de columna	$B_o =$	0.857142857
Área del punzonamiento	$A_p =$	0.90 m ²
Área del punzonamiento exterior	$A'p =$	2.34 m ²
Cálculo de presión a distancia de corte izquierdo	q''	-17.27 kN/m ²
Cálculo de presión a distancia de corte derecho	q'''	68.07 kN/m ²
Fuerza cortante última	$V_u =$	59.4 kN
Resistencia del concreto @ corte punzonamiento	$\phi V_c =$	294.7 kN
Verificación	$V_u \leq \phi V_c$	CONFORME

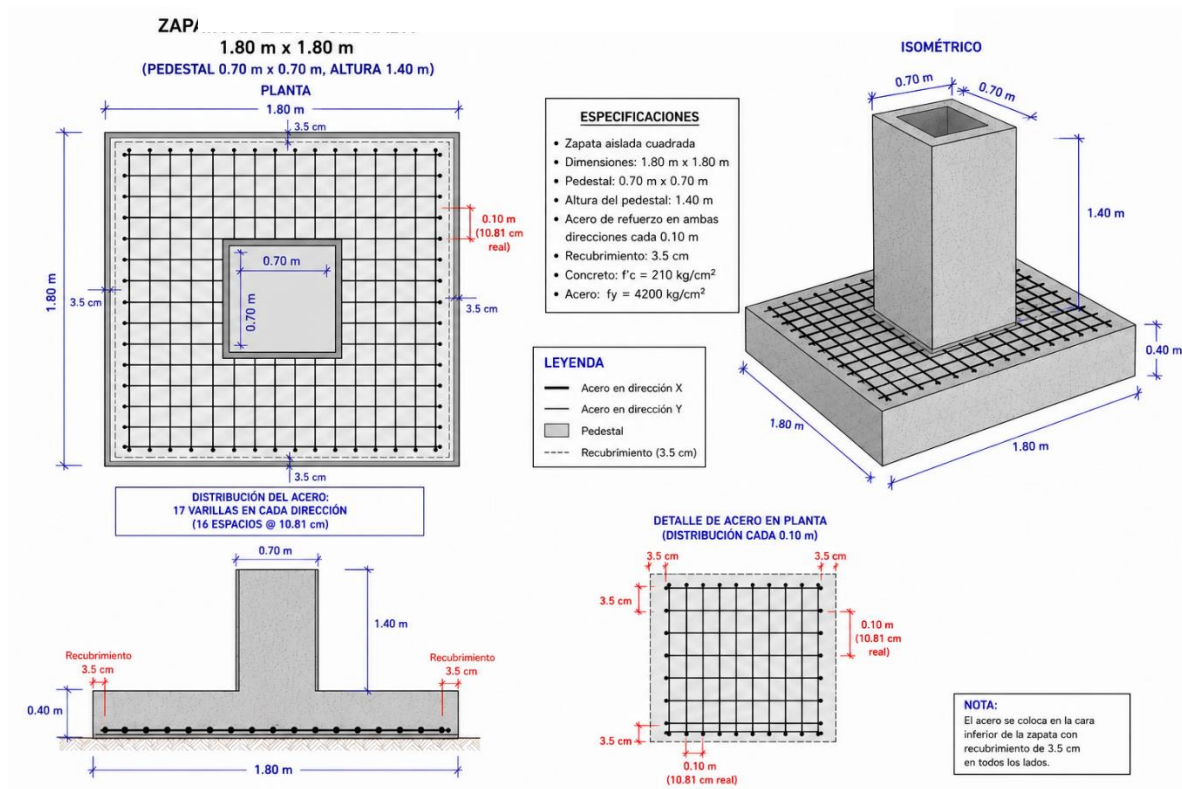
La zapata cumple adecuadamente para cortante en dos direcciones o punzonamiento.

Una vez hemos evaluado estos estados limites podemos realizar el cálculo y la distribución del refuerzo de acero.

V. DISEÑO DE REFUERZO LONGTUDINAL							
Cálculo de presión a la cara derecha del pedestal				distancia	0.90	q'''	25.40 kN/m2
Distancia L	0.90	F1=	22.8611	F2=		38.3796	
Cálculo de momento último						Mu=	33.32 kN-m
Datos de diseño:							
b=	100 cm	d=	30.05 cm	Mu=		33.32 kN-m	
β=	0.85	f'c=	280 kg/cm2	fy=		4200 kg/cm2	
Cálculo							
Sismicidad					Zona	No sísmica	
Cuantía y acro mínimo			Pmin=	0.002788867	Asmin=	8.38 cm2	
Cuantía y acero balanceada			Pb=	0.028333333	Asb=	85.14 cm2	
Cuantía y acero máxima	0.75 pb	Pmáx=	0.02125	Asmáx=	63.86 cm2		
			w1=	1.533053342	w2=	0.161861912	
Cuantía y acero de diseño			Pd=	0.010790794	Asd=	32.43 cm2	
Área de acero a usar					Asd=	32.43 cm2	
Acero a seleccionar		Ø 5/8"	As=	1.98 cm2	db=	1.59 cm	
Número de varillas:					N° varillas=	16 und	
Distribución de Acero:					S=	0.10 m	

Se obtiene del calculo que una parrilla con varilla N°5 separada a 0.10 m es adecuada para soportar los esfuerzos a flexion de la zapata.

**Figura 27-Modelo del diseño de la zapata.
(Elaboración propia)**



4.8 Diseño de la conexión Viga-Columna.

El diseño de las conexiones soldadas a cortante entre vigas y columnas de la nave industrial se realiza conforme a las normativas nacionales e internacionales vigentes, garantizando la transferencia segura de las fuerzas cortantes desde la viga hacia la columna y permitiendo la rotación del extremo de la viga bajo cargas de servicio.

Normas y criterios aplicados:

- RNC-07: Se adoptan los requisitos de diseño y factores de carga establecidos en el Reglamento Nacional de Construcción para asegurar el cumplimiento legal en Nicaragua.
- AISC 360-16: El dimensionamiento se realiza según el Capítulo J – Diseño de Conexiones. La soldadura se verifica conforme a J.2 – Soldaduras, revisando la resistencia de la soldadura de filete según Tabla J2.5 para el

cortante último V_u . Se considera el comportamiento como conexión simple según B3.4b, sin transmisión significativa de momento.

El diseño considera la verificación de la resistencia requerida de la soldadura $R_u \leq \phi R_n$, el uso típico de placas de cortante simple o ángulo doble soldados al alma de la viga y al patín o alma de la columna, y la revisión de los estados límite de rotura por cortante en la placa y aplastamiento de los elementos conectados según J.3 y J.4. Se especifica el tipo de electrodo, tamaño mínimo de soldadura según Tabla J2.4 y requisitos de inspección según Capítulo N.

Los cálculos y revisiones de cada conexión soldada a cortante se presentarán mediante hojas de cálculo en formato Excel, donde se detalla el tipo de conexión, dimensiones de placa, tamaño y longitud de soldadura, solicitaciones, capacidades y porcentaje de trabajo, facilitando la revisión y trazabilidad del diseño.

Para el diseño de la conexión debemos tener en cuenta que los perfiles que se van a analizar para la viga es un W8X48 y para la columna un W14X48

Datos de entrada:

Momento ultimo aplicado, M_u (KN,m):

Cortante ultima aplicada, V_u (KN):

Fuerza Par aplicada, $C=T$ P_u (Kgf):

Tipo de acero:

Esfuerzo de fluencia del acero, F_y (Mpa):

Módulo elástico del acero, E_s (Mpa):

Tipo de viga:

Tipo de columna:

73 KN.m
57 KN
370 KN
A-572 Gr. 50
345 MPa
200000 MPa
W8X48
W14X48

La fuerza C es el par equivalente al momento ultimo que llega a la conexión, las propiedades geométricas de la viga y de la columna ya la hemos descrito anteriormente, por lo que a continuación procederemos a realizar los cálculos de los estados limites como lo dicta el AISC capitulo J

Estados límites de la columna (Fluencia por flexion del patin):

Cedencia local del Patin

F_y (Mpa)

ϕ

R_n (kN)

345
0.9
491.28

F*Rn (Kn)	442.15
Cumplimiento	Cumple
<u>Cedencia local de Alma</u>	
Fyf (Mpa)	345
f	1.0
Kc (mm)	25
Rn (kN)	477
F*Rn (Kn)	477.46
Cumplimiento	Cumple
<u>Aplastamiento Local del Alma</u>	
Fyf (Mpa)	345
f	0.75
Rn (kN)	698.49
F*Rn (Kn)	523.87
Cumplimiento	Cumple
<u>Pandeo Local del Alma</u>	
Fyf (Mpa)	345
f	0.90
Rn (kN)	472.8
F*Rn (Kn)	425.49
Cumplimiento	Cumple

Una vez calculados los estados limites en la columna, elegimos el menor y este rige el diseño.

El menor valor corresponde al estado límite de pandeo local del alma.

Resistencia de diseño (Rige la menor)

F*Rn (Kn)	425.49
F*Rn (Kn)<Pf	No necesita rigidizador

Siendo el menor valor mayor que la fuerza par de llegada se concluye que para nuestro caso no es necesario utilizar rigidizadores.

Procedemos a diseñar la soldadura en filete que conectara a ambos perfiles, como sigue:

Tamaños de soldadura Viga-Patin de columna

Límite inferior de tamaño de soldadura (mm):

6.25

Límite superior de tamaño de soldadura (mm):

15.84

Tamaño de soldadura propuesto (mm):

9.00

Se determino el valor mínimo y valor máximo de la soldadura teniendo en cuenta el espesor de los elementos conectados.

Cálculo de resistencia para los patines Metal base

Longitud de soldadura (mm):	206.00
Area de metal base (mm ²):	3296.00
f	0.90
Rn (kN)	1136.26
fRn (kN)	1022.64
Cumplimiento	Cumple

se comparó la capacidad del metal base frente a las cargas actuantes para asegurar que no falle antes que la conexión, y este cumplió satisfactoriamente.

Cálculo de resistencia de la soldadura en los patines

Fexx (Mpa)	490.00
Longitud de soldadura (mm):	206.00
f	0.75
Fnw (Mpa)	418.26
Awe (m ²)	0.001311
Rn (kN)	548.24
fRn (kN)	822.36
Cumplimiento	Cumple

Al realizar los cálculos con los tamaños y longitudes de soldaduras estimados anteriormente, cumplimos satisfactoriamente con la resistencia requerida para la fuerza par actuante.

Ahora evaluaremos la soldadura de filete en el alma del perfil W8X48 con el patín W12X48:

Cálculo de resistencia de la soldadura en el alma

Fexx (Mpa)	490.00
Longitud de soldadura (mm):	131.00
f	0.75
Fnw (Mpa)	418.26
Awe (m ²)	0.000834
Rn (kN)	348.64
fRn (kN)	522.96
Cumplimiento	Cumple

Cálculo de resistencia de la soldadura en los patines (abajo del patin)

Fexx (Mpa)	490.00
Longitud de soldadura (mm):	206.00
f	0.75
Fnw (Mpa)	418.26
Awe (m2)	0.001311
Rn (kN)	548.24
fRn (kN)	822.36
Cumplimiento	Cumple

Se comprueba que el tamaño y longitud de soldadura es satisfactorio para la unión del alma de la viga con el patín de la columna, así mismo la soldadura debajo de los patines de la viga.

Conclusiones Y Recomendaciones.

4.9 Conclusiones

- Se aplicó el análisis sísmico usando el método estático equivalente Art.32 (RNC, 2007) y el método estático de análisis dispuesto en el capítulo II del (RNC, 2007) para el análisis de viento, utilizando el software Etabs, los resultados permitieron determinar Los valores del momento flector, fuerzas cortantes, cargas axiales y los desplazamientos, dando como resultado el cumplimiento satisfactorio de las derivas en colapso, en cuanto a las derivas de servicio, si bien no se cumple con el mínimo desplazamiento recomendado por el (RNC, 2007), la incidencia en el desempeño de la estructura no es relevante para el caso de estudio y esto obedece a la premisa del uso de la estructura, destinada a una terminal de transporte donde no tenemos la presencia de elementos no estructurales sensibles a deformaciones (como mampostería o acabados frágiles).
- Se realizó el diseño sísmico de la nave industrial de acero utilizando un sistema de pórticos a momento ordinarios (OMF), conforme a los lineamientos establecidos en la norma AISC 341-16 del American Institute of Steel Construction. Este enfoque permitió definir un sistema estructural con capacidad adecuada para resistir las solicitaciones sísmicas, acorde con el nivel de ductilidad moderado característico de este tipo de sistema, algo que es importante de destacar es que las cargas mas criticas se deben a las producidas por el viento esto por la configuración geométrica, ubicación y baja masa de la nave industrial. En consecuencia, el diseño final de los elementos se realizó considerando la combinación de carga más desfavorable, integrando tanto los efectos sísmicos como eólicos. De esta manera, se asegura que la estructura no solo cumple con los requisitos del AISC 341-16 del American Institute of Steel Construction en términos de

desempeño sísmico, sino también con las exigencias de seguridad ante cargas de viento.

- Se llevo a cabo el diseño de la zapata aislada conforme a las disposiciones del (ACI 318-19, 2019) capítulo 13, considerando las cargas transmitidas por la superestructura bajo las combinaciones más desfavorables, estas cargas generaron una excentricidad grande e incidió directamente en la verificación de los estados límite de resistencia, cortante unidireccional, punzonamiento y acero de refuerzo; colocando doble armado de acero por una posible inversión de esfuerzos, obteniéndose un diseño que cumple con los requisitos normativos y garantiza un comportamiento estructural seguro y adecuado para la nave industrial.

4.10 Recomendaciones.

- Se recomienda realizar las verificaciones geotécnicas de la cimentación, ya sea por capacidad de carga como por asentamientos.
- Se recomienda que en los diseños de naves industriales se le brinde la importancia necesaria a los efectos del viento, ya que estos podrían ser predominantes para este tipo de estructuras.

Anexos

4.11 Modelo de la estructura en Etabs

Figura 28-Modelo en vista 3D de la nave industrial, extraído del Software Etabs

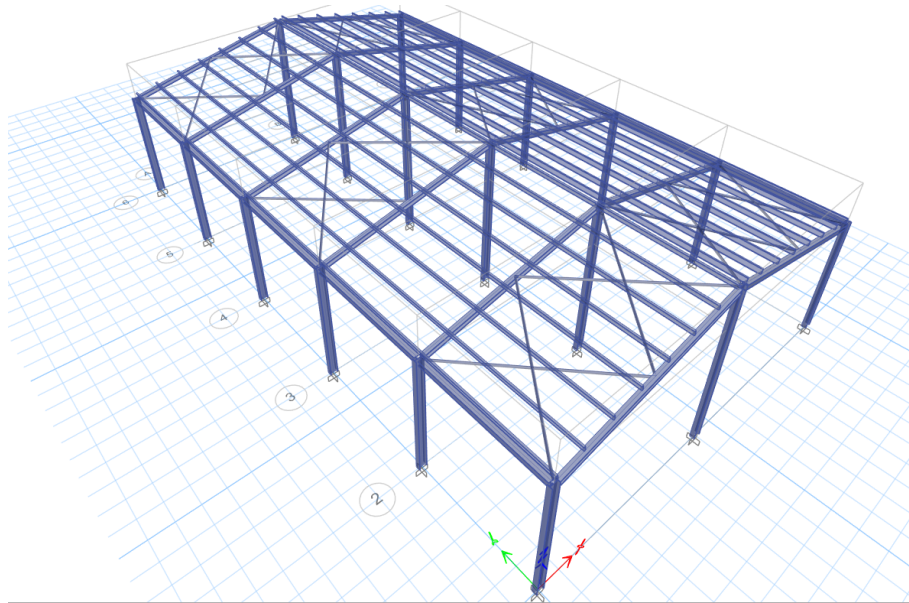


Figura 29-Modelo en elevacion de la nave industrial, extraído del Software Etabs

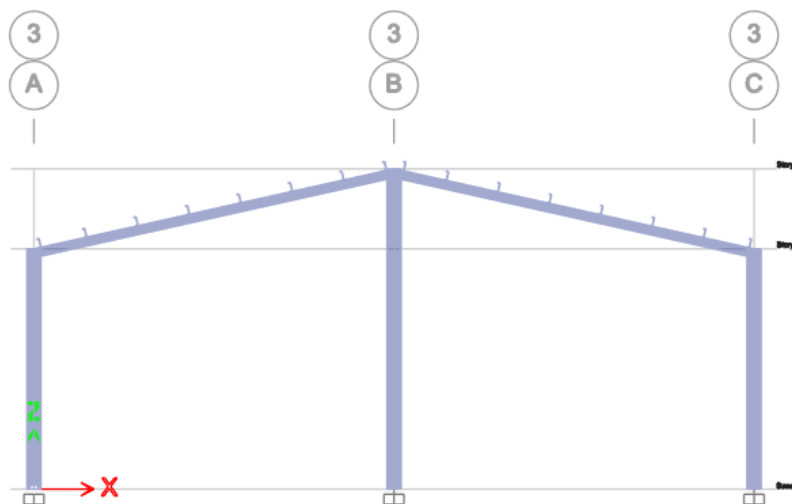


Figura 30-Diagrama de momentos flectores, extraído del Software Etabs

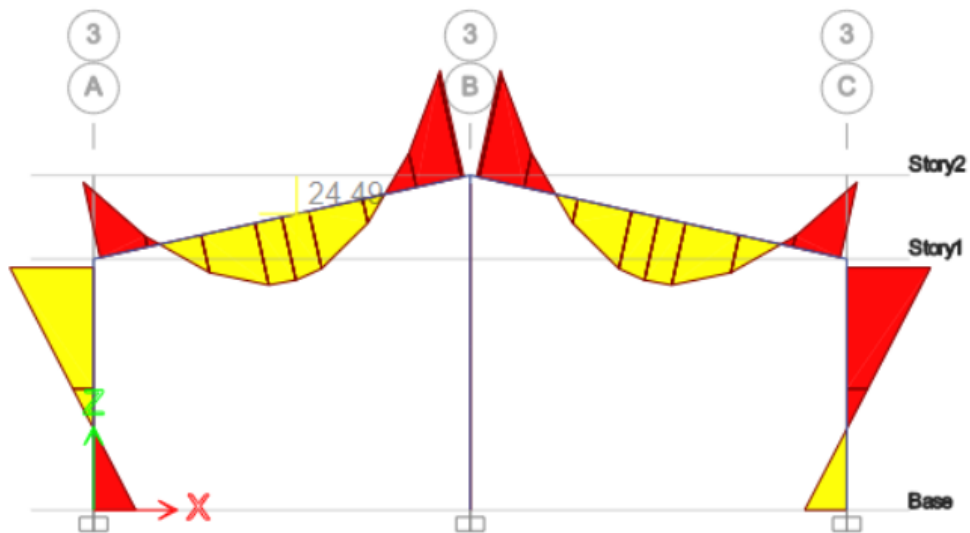


Figura 31-Diagrama de fuerzas cortantes, extraído del Software Etabs

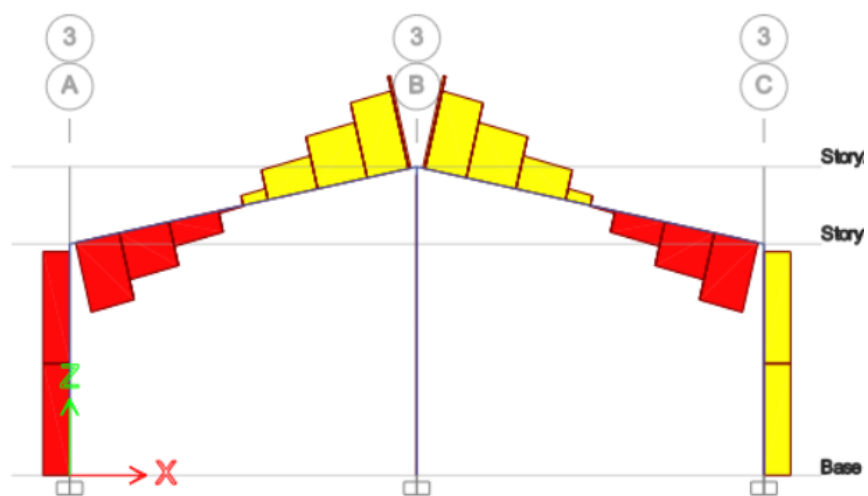
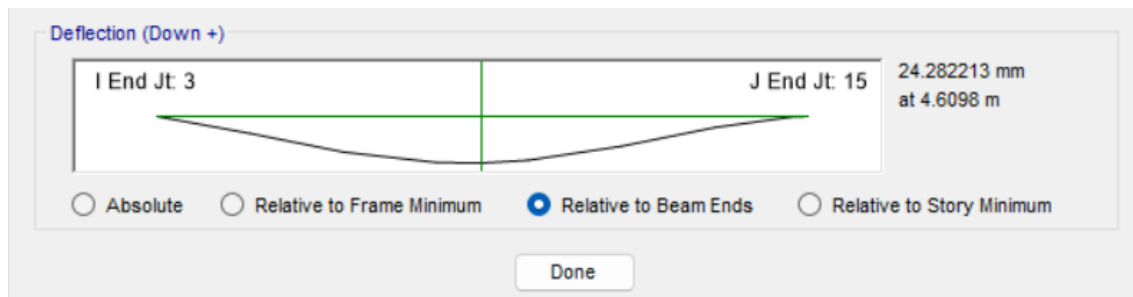


Figura 32-Valor de la deflexión máxima de la viga, extraído del Software Etabs



4.12 Hojas de calculo

Hoja de Cálculo de la Viga

DISEÑO DE ELEMENTOS A FLEXIÓN Y CORTANTE	
OBRA:	DISEÑO SISMICO DE LA NAVE INDUSTRIAL, PARA LA TERMINAL DE TRANSPORTE TERRESTRE
CLIENTE:	Tesis
DISEÑO:	Marlon Zamora



Datos de entrada:

Momento ultimo aplicado, M_u (KN,m):

103 KN.m

Cortante ultima aplicada, V_u (KN):

69 KN

Carga axial aultima aplicada, P_u (Kgf):

33 KN

Longitud de la viga, L (m):

9.21

Longitud de trabajo, L_b (m):

1

Tipo de acero:

A-572 Gr. 50

Esfuerzo de fluencia del acero, F_y (Mpa):

345 MPa

Módulo elástico del acero, E_s (Mpa):

200000 MPa

Deflexión limite, Δ_{lim}

$L / 360$

Tipo de viga:

W8X48

Tiene rigidizadores?

No

Propiedades Geométricas de la viga:

Peralte de la viga, d (mm):

216.0

Long libre del alma, h (mm):

161.2

Ancho del patín, b_f (mm):

206

Espesor del patín, t_f (mm):

17.4

Espesor del alma, t_w (mm):

10.2

Inercia en X, I_{xx} (mm4):

76586582

Inercia en Y, I_{yy} (mm4):

25348494

Area del perfil (mm2)

9100

Módulo de alabeo, C_w (mm6):

2.5E+11

Módulo de torsión, J (mm4):

8.2E+05

Módulo plástico, Z_x (mm3):

803000

Módulo elástico, S_x (mm3):

708000

Radio de giro efectivo, r_{st} (mm):

60

Radio de giro en Y, r_y (mm):

52.8

Dist entre centros de patín, h_o (mm)

198.6

Esbeltez local

Limite inferior de esbeltez en el patín:

9.15

Limite superior de esbeltez en el patín:

24.09

Limite de esbeltez en el patín:

5.92

Compacto

Limite inferior de esbeltez en el alma:

90.56

Limite superior de esbeltez en el alma:

137.29

Limite de esbeltez en el alma:

15.80

Compacto

Resistencia a flexión.

Longitud plástica, L_p (mm):

2238.29

Longitud elástica, L_r (mm):

10742.92

Resistencia a flexión, ΦM_n (KN.m):

249.14

$\Phi M_n \geq M_u$?

Cumple

✓ 41%

Resistencia a cortante:

Coefficiente de pandeo, K_v :

5.00

Coefficiente C_v

1.00

Área de cortante A_w , (mm2):

2203.20

Resistencia a cortante, ΦV_n (KN):

410.15

$\Phi V_n \geq V_u$?

Cumple

✓ 17%

Análisis de deflexión:

Deflexión calculada, Δ (mm):

24.3

Deflexión permitida, Δ_{lim} (mm):

25.6

$\Delta_{lim} \geq \Delta$?

Cumple

✓ 95%

Análisis a Tension:

ϕ Area bruta

0.9

ϕ Area neta

0.75

Análisis a Tension:

ϕ Area bruta

0.9

ϕ Area neta

0.75

Resistencia a la fluencia

2823.42

$P_m > P_u$

Cumple

✓ 1%

Resistencia a la fractura

2352.85

$P_m > P_u$

Cumple

✓ 1%

Ecuacion de iteraccion

Relación resistencia axial a compresión, P_u / P_r :

P_u / P_m

0.03

Chequeo de combinación de esfuerzos:

H1-1b

0.43

¡Cumple!

Hoja de Cálculo de la Columna

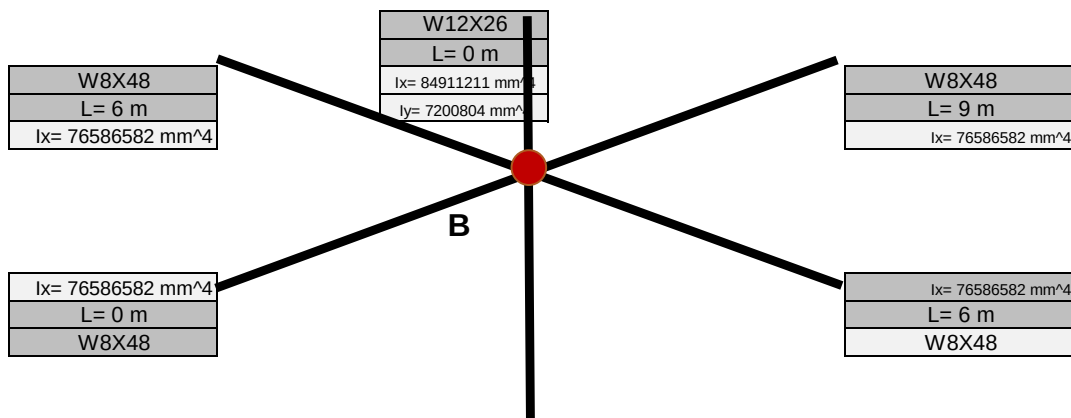
DISEÑO DE ELEMENTO A COMPRESIÓN



Datos de entrada:

Condición de apoyo en la base:
 Desplazamiento lateral impedido en el eje X-X? :
 Desplazamiento lateral impedido en el eje Y-Y? :
 Longitud no arriostrada de la columna, L_x (m) :
 Longitud no arriostrada de la columna, L_y (m) :
 Esfuerzo de fluencia, F_y (Mpa):
 Módulo de cortante elástico de fluencia, G (Mpa):
 Módulo elástico del acero, E_s (Mpa):
 Carga axial a compresión, P_u (kN):
 Momento último en x, M_{ux} (kN.m):
 Momento último en y, M_{uy} (kN.m):
 Perfil seleccionado de columna:

Empotrado	Articulado
No	Empotrado
No	Si
6 m	No
6 m	
345 MPa	
77200 MPa	
200000 MPa	
77 kN	
80 kN.m	
0 kN.m	
W14X48	



Propiedades Geométricas de la columna:

Peralte de la viga, d (mm):
 Long libre del alma, h (mm):
 Ancho del patín, b_f (mm):
 Espesor del patín, t_f (mm):
 Espesor del alma, t_w (mm):
 Dist, entre centros de patín, h_o :
 Inercia en X, I_{xx} (mm⁴):
 Inercia en Y, I_{yy} (mm⁴):
 Área global, A_g (mm²):
 Peso propio, P_p (Kg/m):
 Módulo de alabeo, C_w (mm⁶):
 Módulo de torsión, J (mm⁴):
 Módulo plástico, Z_x (mm³):
 Módulo plástico, Z_y (mm³):
 Módulo elástico, S_x (mm³):
 Módulo elástico, S_y (mm³):
 Radio de giro efectivo para LTB, r_{st} (mm):
 Radio de giro en X, r_x (mm):
 Radio de giro en Y, r_y (mm):

351
290.6
204
15.1
8.64
335
201456010
21394295.28
9100
72
6.0152E+11
603535.5671
1280000
321000
1150000
210000
55.9
149
48.5

Datos de salida:

Coefficiente de rigidez relativa G, G_Ax =
 Coeficiente de rigidez relativa G, G_Ay =
 Coeficiente de rigidez relativa G, G_Bx =
 Coeficiente de rigidez relativa G, G_By =
 Coeficiente de longitud efectiva en x, K_x =
 Coeficiente de longitud efectiva en y, K_y =
 Coeficiente de Esbeltez en dirección X, λ_x =
 Coeficiente de Esbeltez en dirección Y, λ_y =
 Coeficiente de Esbeltez máximo, λ_{max} =

1
1
1.02
0.11
1.45
1.04
56.33
124.25
124.25

Análisis de esbeltez local:**Pandeo local en el patín**

Esbeltez del patín, $b_f/2*t_f$:	6.8	1
Esbeltez límite inferior:	13.5	
Esbeltez límite superior:	24.8	
Factor de reducción por pandeo del patín, Q_s :	1.0	

Pandeo local en el alma

Esbeltez del alma, h/t_w :	33.6
Esbeltez límite:	35.9
Esfuerzo crítico, F_{cr} (Mpa):	112.13
Factor de reducción por pandeo del alma, Q_a :	1.0
Factor de reducción por pandeo , Q:	1.0

Resistencia por pandeo flexional:

Coeficiente de Esbeltez maximo, $\lambda_{m\acute{a}x}$:	124.25
Esbeltez limite, λ_{lim} :	113.40
Esfuerzo critico de Euler, F_e (Mpa):	127.86
Esfuerzo critico de la columna, F_{cr} (Mpa):	112.131
Resistencia por pandeo flexional, f_{Rn} (KN):	918.4
ϕR_n > P_u ?	Cumple ✓ 8.39%

Resistencia por pandeo flexo torsional:

Esfuerzo limite entre elást-Plást, 0,44*Q*Fy (Mpa):	151.8		
Esfuerzo critico de Euler, Fe (Mpa):	367.5		
Esfuerzo critico de la columna, Fcr (Mpa):	232.9		
Resistencia por pandeo flexotorsional, fRn (KN):	1907.4		
ϕRn > Pu?	Cumple	✓	4.04%

Resistencia a momento en X:

Longitud plástica, Lp (mm):	2055.23		
Longitud elástica, Lr (mm):	6431.15		
Resistencia a la flexión, φMn (KN.m):	397.00		2
fMn >= Mu ?	¡Cumple!	✓	20%

Resistencia a momento en Y:

Longitud plástica, Lp (mm):	6314.00	
Resistencia a la flexión, ϕM_n (KN.m):	99.67	
$fM_n \geq M_u$?	¡Cumple!	0%

Ecuación de interacción:**Ecuación de interacción:**

Relación resistencia axial a compresión, Pu / Pr:	0.08	
Chequeo de combinación de esfuerzos:	0.245	
	¡Cumple!	✓ 25%

Hoja de Cálculo de la conexión Viga-Columna

DISEÑO DE CONEXIONES SOLDADAS	
OBRA:	DISEÑO SISMICO DE LA NAVE INDUSTRIAL, PARA LA TERMINAL DE TRANSPORTE TERRESTRE
DISEÑO:	Marlon Zamora y Eduardo Suazo



Datos de entrada:

Momento ultimo aplicado, Mu (KN.m):

Cortante ultima aplicada, Vu (KN):

Fuerza Par aplicada, C=T Pu (Kgf):

Tipo de acero:

Esfuerzo de fluencia del acero, Fy (Mpa):

Módulo elástico del acero, Es (Mpa):

Tipo de viga:

Tipo de columna:

73 KN.m
57 KN
370 KN
A-572 Gr. 50
345 MPa
200000 MPa
W8X48
W14X48

Propiedades Geométricas de la viga:

Peralte de la viga, d (mm):	216.0
Long libre del alma, h(mm):	161.2
Ancho del patín, bf (mm):	206
Espesor del patín, tf(mm):	17.4
Espesor del alma, tw (mm):	10.2
Inercia en X, Ixx (mm4):	76586582
Inercia en Y, Iyy (mm4):	25348494
Area del perfil (mm2)	9100

Módulo de alabeo, Cw (mm6):	2.5E+11
Módulo de torsión, J(mm4):	8.2E+05
Módulo plástico, Zx (mm3):	803000
Módulo elástico, Sx (mm3):	708000
Radio de giro efectivo, rst (mm):	60
Radio de giro en Y, ry (mm):	52.8
Dist entre centros de patín, ho(mm)	198.6

Propiedades Geométricas de la columna:

Peralte de la viga, d (mm):	345.0
Long libre del alma, h(mm):	271.9
Ancho del patín, bf (mm):	204
Espesor del patín, tf(mm):	15.1
Espesor del alma, tw (mm):	8.6
Inercia en X, Ixx (mm4):	201456010
Inercia en Y, Iyy (mm4):	21394295
Area del perfil (mm2)	9100

Módulo de alabeo, Cw (mm6):	6.0E+11
Módulo de torsión, J(mm4):	6.0E+05
Módulo plástico, Zx (mm3):	1280000
Módulo elástico, Sx (mm3):	1150000
Radio de giro efectivo, rst (mm):	56
Radio de giro en Y, ry (mm):	48.5
Dist entre centros de patín, ho(mm)	198.6

Estados limites de la columna (Fluencia por flexion del patin):

Cedencia local del Patin

Fyf (Mpa)	345
φ	0.9
Rn (kN)	491.28
Φ*Rn (Kn)	442.15
Cumplimiento	Cumple

$$R_n = 6.25 F_{yf} t_f^2$$

Cedencia local de Alma

Fyf (Mpa)	345
φ	1.0
Kc (mm)	25
Rn (kN)	477
Φ*Rn (Kn)	477.46
Cumplimiento	Cumple

$$R_n = F_{yw} t_w (2.5k + l_b)$$

Aplastamiento Local del Alma

Fyf (Mpa)	345
φ	0.75
Rn (kN)	698.49
Φ*Rn (Kn)	523.87
Cumplimiento	Cumple

$$R_n = 0.80 t_w^2 \left[1 + 3 \left(\frac{l_b}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E F_{yw} t_f}{t_w}} Q_f$$

Pandeo Local del Alma

Fyf (Mpa)	345
ϕ	0.90
Rn (kN)	472.8
$\Phi * Rn$ (Kn)	425.49
Cumplimiento	Cumple

Resistencia de diseño (Rige la menor)

$\Phi * Rn$ (Kn)	425.49
$\Phi * Rn$ (Kn) < Pf	No necesita rigidizador

Tamaños de soldadura Viga-Patin de columna

Limite inferior de tamaño de soldadura (mm):	6.25
Limite superior de tamaño de soldadura (mm):	15.84
Tamaño de soldadura propuesto (mm):	9.00

Calculo de resistencia para los patines Metal base

Longitud de soldadura (mm):	206.00
Area de metal base (mm2):	3296.00
ϕ	0.90
Rn (kN)	1136.26
ϕRn (kN)	1022.64
Cumplimiento	Cumple 36%

Calculo de resistencia de la soldadura en los patines

Fexx (Mpa)	490.00
Longitud de soldadura (mm):	206.00
ϕ	0.75
Fnw (Mpa)	418.26
Awe (m2)	0.001311
Rn (kN)	548.24
ϕRn (kN)	822.36
Cumplimiento	Cumple 45%

$$R_n = F_{mw} A_{we} k_{ds}$$

Calculo de resistencia de la soldadura en el alma

Fexx (Mpa)	490.00
Longitud de soldadura (mm):	131.00
ϕ	0.75
Fnw (Mpa)	418.26
Awe (m2)	0.000834
Rn (kN)	348.64
ϕRn (kN)	522.96
Cumplimiento	Cumple 71%

Calculo de resistencia de la soldadura en los patines (abajo del patin)

Fexx (Mpa)	490.00
Longitud de soldadura (mm):	206.00
ϕ	0.75
Fnw (Mpa)	418.26
Awe (m2)	0.001311
Rn (kN)	548.24
ϕRn (kN)	822.36
Cumplimiento	Cumple 45%

$$R_n = \left(\frac{24t_w^3 \sqrt{EF_{yw}}}{h} \right) Q_f$$

Hoja de Cálculo de la Placa Base

DISEÑO DE PLACA BASE

Datos de entrada:

Carga axial ultima, Pu:	82.17	KN
Momento ultimo, Mu:	35.75	KN.m
Cortante ultima, Vu:	19.98	KN
Tipo de acero de la placa base:	A-36	
Tipo de acero del perno de anclaje	A325	
Diametro de perno, Φ :	3/4	in
Numero de pernos a tensión:	4	Pernos
Profundidad propuesta de anclaje, heff:	700	mm
Capacidad a compresión del concreto, F'c:	28	mPa
Esfuerzo de fluencia del acero, Fy:	248	mPa
Lado de arandela cuadrada de platina	60	mm
Columna escogida:	W14X48	
Espesor de platina propuesto	38.1	mm

Datos Geometricos placa base:

Peralte, d (mm):	350.52	mm
Ancho patín, bf (mm):	203.962	mm
espesor alma, tw (mm):	8.636	mm
espesor patín, tf (mm):	15.113	mm
Dimensión N de la placa (mm):	600	mín: 529
Dimensión B de la placa (mm):	500	mín: 382
Área placa base (mm2):	300000	mm ²

Datos Geometricos pedestal de concreto:

Profundidad a compresión, ha:	1000	mm
Separación pernos en Y,S1:	440	mm
Separación pernos en X,S2:	340	mm
Distancia NY top:	50	mm
Distancia NY botton:	50	mm
Distancia BX Left:	50	mm
Distancia BX Right:	50	mm
Dimensión L pedestal:	700	
Dimensión W pedestal:	600	
Área del pedestal	420000	
Dist perno al borde,Ca1,top	130	
Dist perno al borde,Ca1,bot	130	
Dist perno al borde,Ca2,Left	130	
Dist perno al borde,Ca2,Right	130	

Determinar e y e_{crit} :

Excentricidad de la carga, e:	435.1	mm
Capacidad a compresión, $f_{p(m\acute{a}x)}$:	18.3	Mpa
Presión aplicada distribuida, $q_{m\acute{a}x}$:	9152.2	N/mm
Excentricidad critica, e_{crit} :	295.5	mm
Capacidad a compresión, fp:	14.4	Mpa

$e > e_{crit}$, entonces el momento es de magnitud grande

Determinar longitud de soporte y tensión en los pernos:

Distancia del perno al borde de placa, a:

Longitud f :

Primer termino de la raíz, a1:

Segundo termino de la raíz, a2:

 $a1 > a2$ $q < q_{\text{máx}}$

Longitud de soporte, Y:

Tensión ultima, Tu:

80	mm
220	mm
270400	mm ²
11762.8	mm ²

11.436	mm
22.50	KN

Determinar espesor requerido:

Longitud de voladizo, m:

Longitud de voladizo, n:

Máxima longitud de voladizo:

Espesor en la fase de compresión, tp1:

Longitud de tensión, X:

Espesor en la fase de tensión, tp2:

Espesor requerido de platina, Tp:

133.50	mm
168.42	mm
168.42	mm
24.7	mm
44.74	mm
6.01	mm
25.00	mm
1	in

Determinar resistencia a tensión del perno:

Tensión aplicada en el perno, Tr:

Area de un perno, Ar:

Limite de tensión de un perno, Fu:

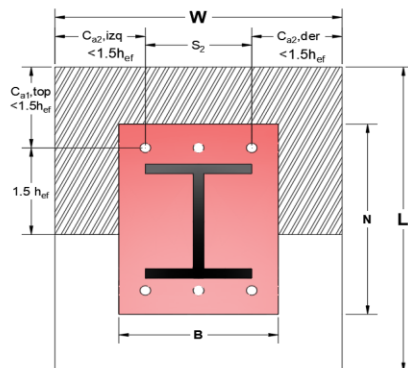
Resistencia del perno a tensión, ϕR_n :

Comprobación de resistencia:

5.6	KN
285.16	mm ²
758.4	Mpa
121.7	KN

 $\phi R_n > T_r$ 

5%

Resistencia nominal al desprendimiento debido a la tensión en el concreto:

Distancia al borde Ca1:
 Distancia al borde Ca2, izquierda:
 Distancia al borde Ca2, derecha:
 Distancia entre pernos, S2:
 Máximo efecto de distanciaa desgarramiento, 1.5 heff:

130	mm
130	mm
130	mm
340	mm
1050	mm

Cono de ruptura local de un perno

Cono de ruptura global $A_{NCo} = 9hef^2 =$

4.41 m2
1.51 m2

$A_{NC} = (ca1 + 1.5hef)(ca2, left + S + ca2, Right) \leq n.9.hef^2 =$

$$\psi_{ec, N} = 1 / (1 + (2e_n / 3h_{ef})) =$$

0.7070	(Eq.17.4.2.4)
--------	---------------

Distancia mínima al borde del concreto, Ca mín:

$$\psi_{ed, N} = 0.7 + 0.3ca_{min} / 1.5hef$$

130	
0.74	(Eq.17.4.2.5a)

$$\psi_{c, N} = 1.25$$

1.25	(Eq.17.4.2.6)
------	---------------

$$\psi_{cp, N} =$$

1	(Eq.17.4.2.7a)
---	----------------

Coefficiente de resistencia al arrancamiento, Kc:

$$N_{b1} = K_c \lambda \sqrt{f_{c'}} h_{ef}^{1.5}$$

10	
9800.00	(Eq.17.4.2.1b)

$$N_{b1} = 3.9 \sqrt{f_{c'}} h_{ef}^{5/3}$$

1138.87	(Eq.17.4.2.2b)
---------	----------------

$$N_b = \min(N_{b1}, N_{b2}) =$$

1138.87

$$N_{cbg} = (A_{NC} / A_{NCo}) * \psi_{ed} * \psi_{cp} * \psi_{c} * \psi_{ec} * N_b$$

359.41 KN

Resistencia al desgarramiento del hormigón. $f R_n = f N_{cbg} =$

269.56 KN
8.3%

$$f R_n \geq T_u$$



Resistencia nominal al desprendimiento debido a la tensión en el concreto de un perno (ACI318-14):

Área de la arandela, A_{brg}:

$$N_p = 8.A_{brg}.f_c' =$$

3600	mm2
806.4	KN

$$\psi_{cp, N} =$$

1	(Eq.17.4.2.7a)
---	----------------

Resistencia nominal de desprendimiento para un perno, N_{pn}:

$$\phi R_n = \phi N_{cbg}$$

806.4	KN
604.8	KN

$$\phi R_n \geq T_r$$

0.9%

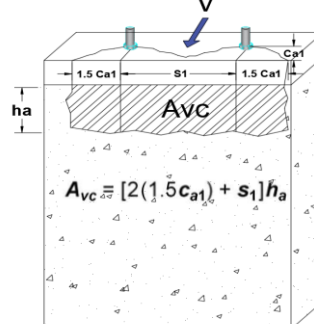
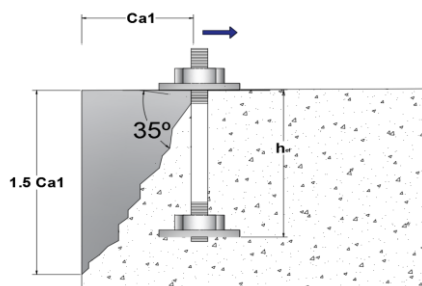


Resistencia de los pernos a cortante

Resistencia a cortante de una perno, V_{sa} (KN):

129.76	KN
--------	----

Resistencia nominal a la ruptura del concreto por cortante en el perno (ACI318-14):



Proyección de área de falla a cortante, A_{vc} (mm²):

$$A_{vc0} = 4.5 \cdot c_{a1}^2$$

$$\psi_{ed,v} = 0.7 + 0.3(c_{a2}/1.5c_{a1})$$

$$\psi_{c,v} = 1 \text{ Anchour in cracked concrete}$$

$$\psi_h, v =$$

$$\text{Profundidad efectiva del anclaje por cortante, } l_e \text{ (mm)} =$$

$$V_{b1} = 0.6 \cdot (l_e/d_a)^{0.2} \cdot \text{Raiz}(d_a) \cdot \text{Raiz}(f'_c) \cdot c_{a1}^{1.5}$$

$$V_{b2} = 3.7 \cdot \text{Raiz}(f'_c) \cdot c_{a1}^{1.5}$$

$$V_b = \min(V_{b1}, V_{b2})$$

$$V_{cb} = (A_{vc}/A_{vc0}) \psi_{ed,v} \psi_{c,v} \psi_h, v V_b$$

1.28	m2
0.076	m2
0.9	
1.0	
1.0	
152.4	mm
31.13	KN
29.0	KN
29.0	KN
439.6	KN

Resistencia al desprendimiento del concreto por cortante en el perno (ACI318-14):

Factor de modificación, K_{cp} :

Resistencia del concreto al desprendimiento por cortante, $V_{cp,g}$

Capacidad a cortante en la base:

Máxima capacidad a cortante en la base, ϕV_n (KN)

Carga a cortante aplicada, V_u (KN):

$$\phi V_n \geq V_u/2$$

2	
718.82	KN
329.69	KN
9.99	KN
3.0%	



Interacción de cortante y tensión:

$$\left[\left(\frac{P_{u,T}}{\phi R_{n,T}} \right)^{5/3} + \left(\frac{V_u}{\phi V_n} \right)^{5/3} \right] \leq 1$$

$\phi R_n =$	269.56 KN
$\phi V_n =$	329.69 KN

Máximo caso de tensión:

$$\left[\left(\frac{P_{u,T}}{\phi R_{n,T}} \right)^{5/3} + \left(\frac{V_u}{\phi V_n} \right)^{5/3} \right] = 0.019 < 1$$



Máximo caso de cortante:

$$\left[\left(\frac{P_{u,T}}{\phi R_{n,T}} \right)^{5/3} + \left(\frac{V_u}{\phi V_n} \right)^{5/3} \right] = 0.005 < 1$$

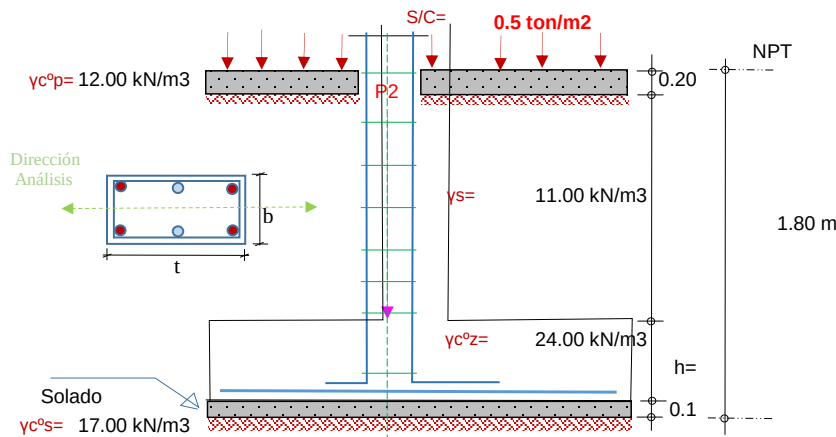


Hoja de Cálculo de la Zapata

DISEÑO DE ZAPATA AISLADA

DATOS:					
Concreto	F'c=	28.00 Mpa		qa=	215.00 kN/m2
Fluencia Acero	Fy=	420 Mpa		yc°p=	12.00 KN/m3
Carga axial	Pcm=	82.3 kN		ys=	11.00 KN/m3
Momento	Mcm=	82.90 kN-m		yc°z=	24.00 KN/m3
				yc°s=	17.00 kN/m3
				Df=	1.80 m

Columna detalles	b=	70 cm	Refuerzo	10	Ø 5/8"
	t=	60 cm		10	Ø 5/8"



I. DIMENSIONAMIENTO		
Cálculo Área del acero de la columna y diámetro	db=	1.59 cm
	Ab=	1.979 cm2

Cálculo peralte de la zapata normativas		
Ld1=0.08*db*fy / (f'c)	10.1 cm	Ld max 20.00 cm
Ld2=0.004*db*fy	2.7 cm	Ld asumido 20.05 cm
Ld3≥20cm	20.0 cm	Ld= 30.05 cm
Altura de la zapata	h=	40.05 cm

Ld = Ld asu
h = Ld + 1(

Capacidad portante neta del terreno (qn)		
qn=qa-(yc°s x hs)-(yc°z x hz)-(ys x hs)-(yc°p x hp)- s/c	qn=	212.37 kN/m2

Área de la zapata	$A = \frac{PT}{qn} = \frac{Pcm + Pcv}{qn}$	A=	0.039 m2
-------------------	--	----	----------

$$A = (t + 2m)(b + 2m)$$

$$0.039 = (0.6 + 2m)(0.7 + 2m)$$

$$0.039 = 0.42 + 1.2m + 1.4m + 4m^2$$

$$4.0m^2 + 2.6m + 0.4 = 0$$

	m=	-0.22		
L = t + 2m	L=	0.15 m	L=	1.80 m
B = b + 2m	B=	0.25 m	B=	1.80 m
Cálculo del área definido	Az=B x L		Az=	3.2 m2

II. VERIFICACIÓN DE PRESION qmax < qa		
Carga Axial	Ps=	82.3 kN
Momento	Ms=	82.90 kN-m
C=L/2	C=	0.9
Cálculo de Inercia	I=([B*L]^3)/12	I= 0.875 m4
Presión máxima	qmáx=	11.07 kN/m2
Verificación	11.07 < 215	qmáx < qa OK

$$q_{máx} = \frac{Ps}{Az}$$

CARGAS DE DISEÑO (Pu, Mu)

Reacción amplificada del suelo

Carga axial	Pu=	82.3 kN
Momento último	Mu=	82.90 kN-m
$M=F*d \Rightarrow Mu=Pu*e \quad e=Mu/Pu$	e=	1.007 m
	L/6=	0.300 m
Verificación Presión del suelo	$e < L/6$	TRIANGULAR excentricidad fu

PRESIONES PARA EL DISEÑO (MÉTODO DE RESISTENCIA ULTIMA)

$$q_{1,2} = \frac{Pu}{Az} \pm \frac{Mu * c}{I}$$

$q_1 =$	110.69 kN/m2
$q_2 =$	-59.89 kN/m2

III. VERIFICACIÓN POR CORTANTE

Presion a una dist. d cara de col	d=	30.05 cm	q'	82.31 kN/m2	
Fuerza cortante ultima	Vu=	52.0 kN			
Resistencia del concreto @ corte	$\phi V_c =$	407.7 kN			$\phi V_c = \phi * 0$
Verificación	$Vu < \phi V_c =$	CONFORME			$Vu \leq \phi V_c$

IV. VERIFICACIÓN POR PUNZONAMIENTO

Cálculo de Perímetro de punzonamiento	$b_o =$	3.80 m		
Relación lados de columna	$B_o =$	0.857142857		
Área del punzonamiento	$A_p =$	0.90 m2		
Área del punzonamiento exterior	$A'p =$	2.34 m2		
Cálculo de presion a distancia de corte izquierdo	$q'' =$	-17.27 kN/m2		
Cálculo de presion a distancia de corte derecho	$q''' =$	68.07 kN/m2		
Fuerza cortante última	$Vu =$	59.4 kN		
Resistencia del concreto @ corte punzonamiento	$\phi V_c =$	294.7 kN		
Verificación	$Vu \leq \phi V_c =$	CONFORME		

$$B_o = \frac{La}{La}$$

V. DISEÑO DE REFUERZO LONGITUDINAL

Cálculo de presión a la cara derecha del ped distancia	0.90	$q'''' =$	25.40 kN/m2
Distancia l	0.90	$F1 =$	22.8611
		$F2 =$	38.3796
Cálculo de momento último		$Mu =$	33.32 kN-m

Datos de diseño:

b=	100 cm	d=	30.05 cm	$Mu =$	33.32 kN-m
$\beta =$	0.85	$f'c =$	280 kg/cm2	$fy =$	4200 kg/cm2

$$0.59w^2 -$$

Cálculo

Sismicidad				Zona	No sísmica
Cuantía y acero mínimo	Pmin=	0.002788867		Asmin=	8.38 cm2
Cuantía y acero balanceada	Pb=	0.028333333		Asb=	85.14 cm2
Cuantía y acero máxi 0.75 pb	Pmáx=	0.02125		Asmáx=	63.86 cm2
	w1=	1.533053342		w2=	0.161861912
Cuantía y acero de diseño	Pd=	0.010790794		Asd=	32.43 cm2

$$A_{smin}$$

$$A_b = \rho$$

$$A_{smáx} =$$

$$0$$

Área de acero a usar	Asd=	32.43 cm2
Acero a seleccionar Ø 5/8"	As=	1.98 cm2
	db=	1.59 cm

$As_d :$

Número de varillas:	N° varillas=	16 und
Distribución de Acero:	S=	0.10 m

$$N = \frac{Asd \cdot B}{As \cdot \phi}$$

$$S = \frac{B - 2r - l}{N - 1}$$

Acero Longitudinal: **16** **Ø 5/8"** **0.10 m**

VI. DISEÑO DE REFUERZO TRANSVERSAL

Acero a seleccionar **Ø 5/8"** As= 1.98 cm2 db= 1.59 cm

Número de varillas:	N° varillas=	16 und
Distribución de Acero:	S=	10.2 cm

Acero Longitudinal: **16** **Ø 5/8"** **0.102 m**