



TECNOLÓGICO
NACIONAL DE MÉXICO



TECNOLÓGICO NACIONAL DE MÉXICO

INSTITUTO TECNOLÓGICO DE APIZACO

Departamento de Ciencias de la Tierra
INGENIERÍA CIVIL

Reporte final de proyecto de residencias.

Nombre de proyecto: "Análisis y Diseño Estructural de una Nave Industrial"

Elaborado por: García Hernández Erika Lizeth.

Número de control: 20370009.

Asesor interno: Ing. Ricardo Fernández de Lara Grant.

Asesor externo: Ing. Héctor Paredes Tapia.

FECHA: 22/ 10 / 2025.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco sinceramente al Instituto Tecnológico de Apizaco, por brindarme la oportunidad de formarme como profesionista y proporcionarme las herramientas teóricas y prácticas necesarias para enfrentar los desafíos del ejercicio de la ingeniería civil.

Mi más profundo agradecimiento a la empresa CIR Proyectos S.A. de C.V., por haberme recibido como residente profesional y permitirme integrarme en un proyecto real que representó un gran aprendizaje. Agradezco de manera especial al Ing. Ricardo Fernandez de Lara Grant, por su orientación, paciencia y disposición para compartir su experiencia en cada etapa del análisis estructural de la nave industrial.

Reconozco y valoro el apoyo del Ing. Ricardo Fernandez de Lara Grant, quien me acompañó desde el ámbito institucional, guiándome con sus observaciones, comentarios técnicos y compromiso con mi formación profesional.

Extiendo también mi gratitud a mis compañeros de carrera, docentes y amigos, quienes formaron parte del camino académico y profesional que culmina en este documento. A todos ellos, gracias por sus palabras, apoyo, colaboración y enseñanzas.

Finalmente, a mi familia, por ser mi pilar emocional, por su confianza, motivación constante y por acompañarme con amor incondicional en cada etapa de este proceso. Este logro también es suyo.

RESUMEN

El presente informe documenta las actividades realizadas durante la residencia profesional desarrollada en la empresa CIR Proyectos S.A. de C.V., cuyo objetivo principal fue el análisis y diseño estructural de una nave industrial ubicada en el estado de Hidalgo. La residencia se llevó a cabo en un periodo de tiempo determinado, durante el cual se aplicaron conocimientos teóricos adquiridos en la carrera de Ingeniería Civil, combinados con el uso de herramientas tecnológicas especializadas como el software STAAD.Pro.

A lo largo del proyecto se realizaron tareas como la recopilación de información arquitectónica, levantamiento de condiciones del sitio, análisis de cargas estructurales (muertas, vivas, de viento y sísmicas), modelado tridimensional de la estructura y evaluación de resultados conforme a normativas nacionales, incluyendo las Normas Técnicas Complementarias y el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

El informe incluye una descripción detallada de los procedimientos técnicos, los resultados obtenidos y las competencias desarrolladas por el residente. El trabajo permitió consolidar habilidades en diseño estructural, manejo de software, interpretación normativa, pensamiento analítico y comunicación técnica. Asimismo, la residencia contribuyó al fortalecimiento profesional del estudiante, permitiéndole participar activamente en un proyecto real con implicaciones técnicas y sociales significativas.

Palabras clave: análisis estructural, STAAD.Pro, nave industrial, diseño estructural, ingeniería civil.

INDICE

AGRADECIMIENTOS	2
RESUMEN	3
CAPÍTULO I. CONTEXTO INSTITUCIONAL Y PLANTEAMIENTO DEL PROYECTO.....	9
INTRODUCCIÓN.	9
DESCRIPCIÓN DE LA EMPRESA U ORGANIZACIÓN Y PUESTO O ÁREA DEL TRABAJO DEL ESTUDIANTE.	10
PLANTEAMIENTO A RESOLVER, PRIORIZÁNDOLOS.....	11
JUSTIFICACIÓN.....	12
OBJETIVO GENERAL	13
OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	13
 CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO	14
FUNDAMENTOS DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL	14
LAS CARGAS ESTRUCTURALES SE CLASIFICAN EN:.....	14
EL ANÁLISIS ESTRUCTURAL TAMBIÉN INCLUYE LA EVALUACIÓN DE:	16
NORMATIVIDAD APLICADA AL DISEÑO	17
MANUAL DE DISEÑO POR VIENTO Y SISMO DE LA CFE (1993).....	17
ENTRE LOS ELEMENTOS APLICADOS DE ESTE MANUAL DESTACAN:..	17
MANUAL AISC-ASD (AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION)	18
EL AISC FUE CLAVE PARA:.....	19
CRITERIOS COMPLEMENTARIOS DE DISEÑO	19
IMPORTANCIA DEL DISEÑO ESTRUCTURAL EN NAVES INDUSTRIALES..	19
¿POR QUÉ APLIQUE EL SOFTWARE STAAD.PRO?	20
INTEGRACIÓN NORMATIVA Y TECNOLÓGICA.....	22
 CAPÍTULO III. PROYECTO ARQUITECTÓNICO Y ANTECEDENTES	24
PROYECTO ARQUITECTÓNICO.....	24
ANTECEDENTES.....	24
MATERIALES	27
MODELO DE ANALISIS ESTRUCTURAL.	27

CAPÍTULO IV. ESPECIFICACIONES DE CARGAS	28
ESPECIFICACIONES DE CARGAS	28
4.PESO PROPIO.....	28
4.1 LOAD 3 LOADTYPE DEAD TITLE PESO PROPIO SELFWEIGHT Y -1	28
4.2 CARGA MUERTA	28
4.3 CARGA POR METRO LINEAL A CONSIDERAR SEPARACIÓN DE LARGUEROS	29
DISEÑO DE VIENTO.....	30
4.5 CLASIFICACIÓN DE LA ESTRUCTURA SEGÚN SU IMPORTANCIA (4.1.3 CFE)	30
4.6 CLASIFICACIÓN DE LA ESTRUCTURA SEGÚN SU RESPUESTA ANTE LA ACCIÓN DEL VIENTO:.....	30
DETERMINACIÓN DE LA VELOCIDAD BÁSICA DE DISEÑO	31
4.8 VELOCIDAD REGIONAL VR	33
CARGA POR VIENTO EN SENTIDO X Y Z.....	42
COEFICIENTES DE PRESIÓN EXTERIOR PLANTA RECTANGULAR CERRADA.	43
COMBINACIONES POR VIENTO.....	51
SISMO EN SENTIDO X Y Z.....	52
 CAPÍTULO V. DISEÑO ESTRUCTURAL.....	56
REVISIÓN POR RELACIÓN DE ESFUERZOS.....	56
DISEÑO DE LARGUERO EN CUBIERTA.....	61
REVISIÓN POR CARGAS GRAVITACIONALES.....	62
DISEÑO DE LA CONTRABE 1	67
DISEÑO DE LA CONTRABE 2	75
DISEÑO DE LA CONTRABE 3	82
DATOS ZAPATA 0.85X0.84	94
DATOS ZAPATA 0.40X0.72	100
DATOS ZAPATA 0.40X0.72 H:160	106
DATOS ZAPATA 0.40X0.72 H:130	112
DISEÑO DE PLACAS BASE TIPO I 0.72X040	123
DISEÑO DE PLACAS BASE TIPO I 0.72X040 M	128

DISEÑO DE PLACAS BASE TIPO I 0.85X0.84	133
CAPÍTULO VI. PROCEDIMIENTO Y DESCRIPCIÓN DE ACTIVIDADES REALIZADAS.....	138
RECOPILACIÓN Y ANÁLISIS DE INFORMACIÓN PRELIMINAR	138
6. DISEÑO CONCEPTUAL DE LA NAVE INDUSTRIAL	139
6.1 ARRIOSTRAMIENTOS HORIZONTALES Y VERTICALES DE PERFILES REDONDOS O ANGULARES PARA EVITAR DESPLAZAMIENTOS LATERALES Y TORSIONES.....	139
6.2 MODELADO Y ANÁLISIS ESTRUCTURAL CON STAAD.PRO	139
6. 3 CONFIGURACIÓN INICIAL DEL PROYECTO EN STAAD.PRO	140
6.4 CONDICIONES DE FRONTERA Y APOYOS	141
6.5 ANÁLISIS Y REVISIÓN DE RESULTADOS.....	142
6.6 AJUSTES Y OPTIMIZACIÓN.....	142
6.7 EVALUACIÓN Y VALIDACIÓN DE RESULTADOS	142
6.8 ANÁLISIS ESTÁTICO LINEAL	142
6.8 ANÁLISIS DE COMBINACIONES DE CARGA	143
6.9 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD GLOBAL.....	143
6. 10 IMPORTANCIA DEL ANÁLISIS CORRECTO	144
PROCEDIMIENTO Y DESCRIPCIÓN DE ACTIVIDADES REALIZADAS.....	145
6. 13 CATÁLOGOS DE PERFILES METÁLICOS Y ESPECIFICACIONES DE DISEÑO POR PARTE DEL PROVEEDOR ESTRUCTURAL.	145
6. 14 CÁLCULO DE CARGAS Y COMBINACIONES	146
6. 14 INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS Y AJUSTES DE DISEÑO	150
6. 15 ELABORACIÓN DE PLANOS Y MEMORIA TÉCNICA	150
CAPÍTULO VII. RESULTADOS OBTENIDOS	152
CONCLUSIÓN	161
COMPETENCIAS DESARROLLADAS	162
FUENTES DE INFORMACIÓN	163
ANEXOS.....	164

INDICE DE IMÁGENES

Ilustración 1.-Distribución de cargas muertas y vivas en un edificio	14
Ilustración 2.-Representación gráfica de cargas vivas actuando sobre una losa estructural.	15
Ilustración 3.- Estructuras en construcción sometidas a análisis de carga de viento.	15
Ilustración 4. Simulación de una estructura sometida a cargas sísmicas.	16
Ilustración 5.-Localización del municipio de Hidalgo.	24
Ilustración 6.-Planta arquitectónica Nave fase 4.....	25
Ilustración 7.-Sección tipo Nave fase 4.	26
Ilustración 8.-Modelo en Staad Pro.	27
Ilustración 9.-Ficha técnica de la lámina Zintro Alum R-101 Cal-24.....	28
Ilustración 10.-Resultados de carga muerta.	29
Ilustración 11.-Representación del modelo en Staad Pro.	37
Ilustración 12.-Representación del modelo en Staad Pro.	37
Ilustración 13.-Representación de grados en la cubierta.....	39
Ilustración 14.-Convencion de signos para presiones ejercidas por el viento en una edificación con aberturas en barlovento o sotavento.....	40
Ilustración 15.-Figura 4.3.2 Definición de parámetros de construcción con planta cerrada.....	41
Ilustración 16.-Aplicación de carga de Viento.....	45
Ilustración 17.-Aplicacion de carga de Viento.....	45
Ilustración 18.- Carga en viento en X.	46
Ilustración 19.- Representación de áreas y momentos.	47
Ilustración 20.- Representación de área y momentos en la parte trasera.	48
Ilustración 21.-Representación de área y momentos en la parte delantera.	49
Ilustración 22.-Representacion de cargas X,Z.....	50
Ilustración 23.- Representación de combinaciones en Staad Pro.....	51
Ilustración 24.- Representación de combinaciones en Staad Pro.....	51
Ilustración 25.-. Mapa de Regionalización sísmica de la República Mexicana C.F.E 1993 SISMOS.	53
Ilustración 26.- Los espectros de diseño.	53
Ilustración 27.- Análisis de sismo en Z.	54
Ilustración 28.- Análisis de sismo en X.....	54
Ilustración 29.- Representación de combinaciones en sismo en servicio por ultimo X,Z.	55
Ilustración 30.-Relación de esfuerzos nave fase 4.	56
Ilustración 31.-Relación de esfuerzos eje más esforzado.....	57
Ilustración 32.-Relación de esfuerzos eje 1 (cabecero)	57
Ilustración 33.- Propiedades de perfiles de acero.....	62
Ilustración 34.-Manual de concreto y armado pag.741	69
Ilustración 35.- Representación de carga máxima en Y.	88
Ilustración 36.- Representación en planta Zapata1	93

Ilustración 37.- Representación en planta Zapata2.	99
Ilustración 38.-Representación en planta Zapata3.	105
Ilustración 39.-Representación en planta Zapata3.	111
Ilustración 40.- Representación en planta Zapata 4.	117
Ilustración 41.-Factores de utilización por elemento estructural.	153
Ilustración 42.-Comparativa de esfuerzos admisibles vs. esfuerzos actuantes...	159

INDICE DE TABLAS

Tabla 1.-Categoría del terreno según su rugosidad.	32
Tabla 2.-VALORES DE α , δ Y c RECOMENDADOS	34
Tabla 3.-Tabla 4.2.4 Factor de topografía Local Ft.....	34
Tabla 4.-Tabla 4.2.5 Relación entre la altitud y la presión barométrica.	35
Tabla 5.-Tabla 4.3.4 Factor de reducción para, K_A para techos y muros laterales.	38
Tabla 6.-Tabla 4.3.1 Coeficiente de presión exterior, C_{pe} para muros en barlovento (MB) y sotavento (MS) de construcción con planta rectangular cerrada.....	39
Tabla 7.-Tabla 4.2.3 Factor de presión local. K_L para recubrimiento y sus soportes.	39
Tabla 8.-Tabla 4.3.3 (b) coeficiente de presión exterior C_{pe} , para zonas de techos de construcciones con plantas rectangulares cerradas. Cubiertas de barlovento (CB) y cubierta de sotavento (CS) para Y	40
Tabla 9.-Elaboración propia con base en CFE (1993) y NTC-Sismo CDMX (2017).	148
Tabla 10.-Combinaciones normativas de carga aplicadas en el análisis estructural.	149
Tabla 12.-Desplazamientos máximos por eje y verificación normativa. ¡Error! Marcador no definido.	
Tabla 13.-Elaboración propia con base en catálogos de perfiles laminados europeos.....	159

Capítulo I. Contexto institucional y planteamiento del proyecto

Introducción.

El análisis y diseño estructural de una nave industrial es un proceso fundamental en la ingeniería civil, ya que garantiza la estabilidad, seguridad y funcionalidad de este tipo de construcciones. Las naves industriales son edificaciones de grandes dimensiones destinadas a procesos productivos, almacenamiento o ensamblaje, por lo que están expuestas a cargas variables y condiciones ambientales que pueden comprometer su integridad si no se consideran adecuadamente desde la etapa de proyecto.

¿Por qué tengo que hacer un análisis de una nave industrial?

La respuesta se fundamenta en la responsabilidad profesional que tiene el ingeniero civil de garantizar que cualquier estructura cumpla con los parámetros técnicos, normativos y de seguridad establecidos por la normativa vigente. En el caso específico de una nave industrial, el análisis estructural es esencial para asegurar que la edificación pueda soportar las solicitaciones a las que estará sometida durante su vida útil, considerando tanto las cargas permanentes como las acciones externas que dependen del entorno geográfico, como los sismos y los vientos. Además, el análisis permite optimizar el uso de materiales, reducir costos innecesarios y prevenir fallas estructurales que podrían derivar en pérdidas humanas y económicas. Este proyecto se desarrolla dentro del marco normativo mexicano, aplicando las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (NTC-RCDF), así como los manuales de la Comisión Federal de Electricidad (CFE) y el Manual del American Institute of Steel Construction (AISC). Estas normativas proporcionan los lineamientos para el cálculo de cargas y diseño de estructuras metálicas y de concreto. Otro aspecto relevante es que el análisis estructural de una nave industrial fomenta la aplicación de tecnologías de vanguardia, como los programas de simulación estructural. Al emplear herramientas especializadas, se logra un diseño más preciso y eficiente, que reduce la probabilidad de errores humanos y permite visualizar el comportamiento real de la estructura bajo diferentes condiciones. Este enfoque no solo mejora el desempeño del proyecto, sino que también fortalece la formación profesional del estudiante al aplicar conocimientos teóricos en un caso práctico.

Descripción de la empresa u organización y puesto o área del trabajo del estudiante.

La residencia profesional se llevó a cabo en la empresa CIR Proyectos S.A. de C.V., ubicada en el estado de Tlaxcala. Esta firma se especializa en ingeniería estructural aplicada al diseño y construcción de naves industriales, edificios de mediana altura, obras civiles y proyectos de infraestructura urbana. Su enfoque combina el uso de tecnología de punta con el cumplimiento riguroso de normativas nacionales e internacionales.

CIR Proyectos cuenta con personal técnico capacitado, incluyendo ingenieros civiles, arquitectos y proyectistas, quienes se encargan de realizar cálculos estructurales, modelado 3D, análisis de cargas y supervisión de obra. La empresa trabaja conforme a los lineamientos establecidos por la AISI (American Institute of Steel Construction), el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (NTC-RCDF) y los Manual de Diseño por Viento y Sismo de la CFE.

El residente fue asignado al área de diseño estructural, colaborando directamente con el equipo responsable del desarrollo técnico de una nave industrial denominada Nave Fase 4, localizada en el complejo de Greenbrier Hidalgo. Sus actividades consistieron en el análisis de planos arquitectónicos, determinación de cargas estructurales (muertas, vivas, viento y sismo), selección de perfiles de acero, y diseño de cimentaciones superficiales como zapatas, trabes y dados.

Asimismo, el estudiante participó en la modelación estructural utilizando el software STAAD.Pro, aplicando combinaciones de carga y validando los elementos según esfuerzos y desplazamientos permitidos. También contribuyó en la elaboración de planos estructurales y memorias técnicas, consolidando su formación práctica.

Esta experiencia en un entorno real permitió aplicar los conocimientos adquiridos en el aula, fortaleciendo habilidades en el uso de herramientas de simulación, interpretación normativa, toma de decisiones técnicas y redacción de documentos técnicos. Su colaboración fue clave en las etapas de análisis y diseño, cumpliendo con los objetivos de su formación profesional.

Planteamiento a resolver, priorizándolos.

Durante el desarrollo del proyecto de análisis y diseño estructural de la nave industrial “Fase 4” se identificaron diversos problemas técnicos que requerían atención para asegurar el cumplimiento de las normativas estructurales y la viabilidad constructiva. El principal reto fue garantizar que todos los elementos estructurales tanto metálicos como de cimentación cumplieran con los criterios de resistencia, rigidez y estabilidad establecidos en los reglamentos técnicos.

El primer problema identificado fue la selección inadecuada de algunos perfiles estructurales en el diseño preliminar. En varios casos, los perfiles propuestos inicialmente no satisfacían las condiciones de esfuerzo permisible, lo que implicaba riesgos de falla bajo carga viva, viento o sismo. Este aspecto obligó a realizar un análisis iterativo mediante el software STAAD.Pro, ajustando espesores y dimensiones hasta lograr una solución segura y funcional. En segundo lugar, se detectaron inconsistencias en la distribución de cargas, especialmente en los puntos nodales de la estructura tridimensional. La correcta asignación de cargas muertas, vivas, de viento y sísmicas resultó crítica para obtener resultados realistas en el modelado estructural. Esto llevó a recalcular combinaciones de carga y revisar las condiciones de frontera, considerando las recomendaciones de las normas de diseño por viento y sismo de la CFE. Un tercer problema fue el diseño de la cimentación. Se observaron discrepancias entre los esfuerzos transmitidos por la superestructura y la capacidad portante del suelo reportada en los estudios geotécnicos. Para resolverlo, fue necesario ajustar las dimensiones de zapatas, dados y contratraveses, asegurando un reparto adecuado de cargas y evitando asentamientos diferenciales que pudieran comprometer la integridad de la nave. Surgieron limitaciones prácticas de fabricación y montaje, como la disponibilidad de perfiles específicos y las restricciones en el proceso constructivo. Estos factores obligaron a considerar alternativas de diseño que conservaran la eficiencia estructural sin alejarse de la realidad del sitio y los materiales disponibles. Priorizar y resolver estos problemas fue esencial para asegurar un diseño estructural sólido, optimizado y conforme a las exigencias del cliente y la normativa.

Justificación.

El diseño estructural de una nave industrial representa una tarea de alta responsabilidad en el ámbito de la ingeniería civil, ya que se trata de edificaciones destinadas a procesos productivos, almacenamiento o logística, donde la seguridad estructural y la eficiencia operativa son fundamentales. Justamente por ello, resulta necesario aplicar un enfoque normativo riguroso, herramientas de análisis avanzadas y criterios técnicos sólidos que permitan garantizar la estabilidad de la edificación ante distintas condiciones de carga.

La necesidad de justificar este proyecto radica en que la nave industrial, ubicada en el estado de Hidalgo, debía cumplir con todas las normativas nacionales aplicables, como las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas y Cimentaciones, el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF) y los Manuales de Diseño por Viento y Sismo de la Comisión Federal de Electricidad (CFE). Estas disposiciones establecen lineamientos que aseguran el correcto comportamiento de la estructura ante cargas estáticas (peso propio, cargas muertas y vivas) y dinámicas (viento y sismo), fundamentales en una región con actividad sísmica moderada.

Además, la justificación técnica del proyecto responde a la necesidad de utilizar recursos estructurales de forma eficiente, reduciendo el desperdicio de materiales y optimizando perfiles y secciones para mantener la economía del proyecto sin comprometer la seguridad. Este principio de optimización permite garantizar un diseño confiable, competitivo y alineado con los estándares de la industria.

Otro elemento que justifica el desarrollo del presente proyecto es la aplicación de herramientas computacionales especializadas como STAAD.Pro, que permiten realizar análisis precisos mediante modelado tridimensional, distribución realista de cargas y revisión automática de condiciones de esfuerzo. Este software fue clave para validar cada componente estructural y asegurar que los elementos metálicos y de cimentación trabajaran dentro de los márgenes permisibles.

El desarrollo de este diseño estructural permitió al residente profesional aplicar conocimientos teóricos en un caso real, reforzando su formación integral como ingeniero civil.

Objetivo general

Diseñar y analizar estructuralmente una nave industrial mediante la aplicación de normas técnicas nacionales e internacionales, considerando las cargas muertas, vivas, de viento y sismo, a fin de garantizar la estabilidad, funcionalidad y seguridad de la edificación, utilizando como herramienta principal el software STAAD.Pro.

Objetivos específicos

Determinar las cargas estructurales relevantes, incluyendo cargas muertas, cargas vivas, acciones del viento y efectos sísmicos, en cumplimiento con las especificaciones del Manual de Diseño por Viento y Sismo de la CFE, las Normas Técnicas Complementarias y el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal.

Seleccionar y dimensionar los perfiles estructurales más adecuados, asegurando que cumplan con los valores permisibles de esfuerzo y sean compatibles con el entorno normativo y el software de análisis estructural STAAD.Pro.

Modelar tridimensionalmente la estructura utilizando STAAD.Pro, aplicando correctamente las combinaciones de carga y validando los esfuerzos y desplazamientos obtenidos.

Diseñar los elementos de cimentación, tales como zapatas aisladas, trabes de liga y dados, con base en los esfuerzos transmitidos por la superestructura y las condiciones del suelo, garantizando una correcta distribución de cargas.

Elaborar memorias de cálculo y planos estructurales detallados, que sustenten las decisiones técnicas y faciliten la ejecución del proyecto constructivo conforme a estándares de calidad y seguridad.

Estos objetivos orientaron el desarrollo metodológico del proyecto, permitiendo que el diseño de la nave industrial respondiera de forma técnica, económica y normativa a las necesidades del cliente y a las condiciones reales del sitio.

Capítulo II. Marco Teórico

Fundamentos del análisis estructural

El análisis estructural es una disciplina fundamental de la ingeniería civil que permite predecir el comportamiento de una estructura cuando está sometida a diversas acciones internas y externas. Su objetivo central es garantizar que todos los elementos estructurales como columnas, vigas, largueros, contravientos y cimentaciones sean capaces de resistir las fuerzas aplicadas sin sufrir deformaciones excesivas ni fallas, asegurando así la seguridad y funcionalidad de la construcción.

Para comprender el comportamiento de una nave industrial es imprescindible considerar el sistema estructural como un conjunto de elementos interconectados que trabajan en conjunto para distribuir cargas. En este tipo de estructuras, con grandes claros y alturas considerables, los efectos de carga son más sensibles, por lo que una falla en el análisis puede derivar en consecuencias económicas, funcionales o incluso humanas.

Las cargas estructurales se clasifican en:

Cargas muertas: Son aquellas permanentes durante la vida útil de la estructura. Incluyen el peso propio de los elementos constructivos, como columnas de acero, láminas de cubierta, sistemas de iluminación, y cualquier otro componente fijo. Estas cargas son fáciles de calcular y aportan información clave sobre la magnitud mínima de esfuerzos a considerar.

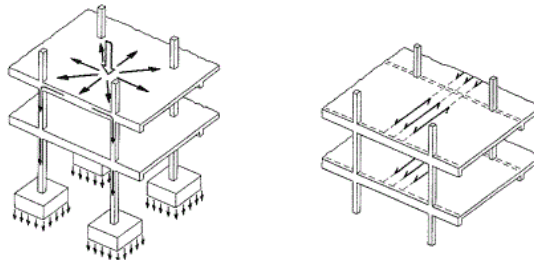


Ilustración 1.-Distribución de cargas muertas y vivas en un edificio

Nota. Tomado de Cargas muertas en un edificio por Structuralia, s. f., <https://blog.structuralia.com/cargas-muertas-edificio>

Cargas vivas: Representan las cargas móviles o transitorias como el tránsito de operarios, equipos, materiales almacenados y maquinaria en movimiento. Son más complejas de estimar, pues varían según el uso del edificio. Las normas establecen valores mínimos de carga viva para diferentes tipos de ocupación.



Ilustración 2.-Representación gráfica de cargas vivas actuando sobre una losa estructural.

Cargas de viento: Son acciones horizontales generadas por el empuje del viento sobre los muros, techos o cualquier superficie expuesta. Su magnitud depende de factores como la zona geográfica, la rugosidad del terreno, la forma de la estructura y su altura. Este tipo de carga es especialmente importante en estructuras ligeras o de gran altura como las naves industriales. El diseño debe evitar el colapso por succión o empuje lateral.



Ilustración 3.- Estructuras en construcción sometidas a análisis de carga de viento.

Nota. Tomado de Carga de viento por Grupo Argenia, s. f., <https://grupoargenia.com/carga-de-viento/>

Cargas sísmicas: Resultan de la aceleración del terreno durante un sismo. Estas cargas no solo provocan movimientos horizontales, sino que inducen deformaciones complejas que deben ser analizadas dinámicamente. En México, se aplican los espectros de diseño establecidos por el Manual de Diseño por Sismo de la CFE (1993), los cuales varían según la zona sísmica y el tipo de suelo. Las estructuras deben diseñarse para absorber energía y permitir deformaciones controladas sin colapsar.

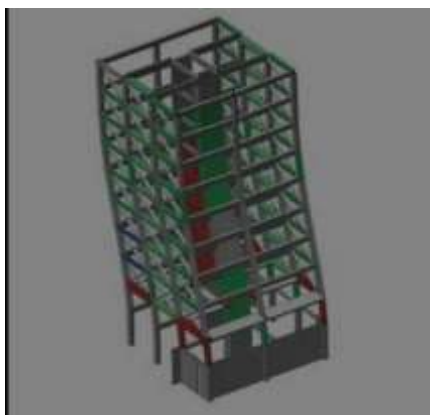


Ilustración 4. Simulación de una estructura sometida a cargas sísmicas.

Nota. Tomado de Simulación de estructuras bajo efecto de cargas sísmicas por Habitissimo, s. f., https://fotos.habitissimo.com.mx/foto/simulacion-de-estructuras-bajo-efecto-de-cargas-sismicas_370438

El análisis estructural también incluye la evaluación de:

Esfuerzos internos: Como momentos flectores, cortantes y axiales, que permiten determinar si un elemento estructural puede resistir la carga sin romperse o pandeo.

Desplazamientos y deformaciones: Es necesario controlar el nivel de flexión o deflexión de una viga o columna para garantizar el servicio adecuado de la edificación y evitar daños a componentes no estructurales (muros, cerramientos, puertas).

Estabilidad global: Se analiza la capacidad de la estructura para mantenerse en equilibrio bajo cargas excéntricas o asimétricas. La estabilidad es crítica en estructuras esbeltas, como las naves industriales, que son susceptibles a volcamiento o pandeo lateral.

Combinaciones de carga: Las normas especifican cómo combinar cargas simultáneamente para evaluar las condiciones más desfavorables. Por ejemplo:

carga muerta + carga viva + carga de viento, o carga muerta + sismo en X + 0.3 sismo en Z.

Todo este conjunto de estudios se realiza mediante principios de la estática, la dinámica estructural, la resistencia de materiales, el análisis matricial y la teoría de elasticidad. En el pasado, estos cálculos eran desarrollados manualmente, lo que implicaba aproximaciones conservadoras. Hoy, con el uso de herramientas computacionales como STAAD.Pro, es posible aplicar el método de los elementos finitos para representar la estructura como un conjunto de nodos y barras con propiedades definidas, permitiendo obtener resultados mucho más precisos en tiempo real.

El dominio de estos fundamentos no solo es indispensable para el diseño estructural seguro, sino también para la toma de decisiones en obra, la evaluación de alternativas constructivas y la prevención de errores que puedan comprometer la integridad de la edificación a corto y largo plazo.

Normatividad aplicada al diseño

El diseño estructural de edificaciones, y en particular de naves industriales, debe regirse por una base normativa rigurosa que garantice seguridad estructural, durabilidad, eficiencia y cumplimiento legal. La aplicación de normas permite establecer criterios objetivos y cuantificables para el cálculo de cargas, la selección de materiales, la verificación de esfuerzos y el dimensionamiento de elementos estructurales, lo que asegura la calidad del proyecto desde la etapa de análisis hasta la ejecución constructiva.

En este proyecto de residencia profesional se aplicaron tres grupos normativos fundamentales: las normas mexicanas (CFE y NTC-RCDF), normas internacionales (AISC), y criterios de diseño estructural universalmente aceptados. A continuación, se describen de forma detallada los principales marcos normativos utilizados:

Manual de Diseño por Viento y Sismo de la CFE (1993)

Este manual es una referencia obligatoria en México para el análisis de acciones dinámicas sobre estructuras, particularmente en edificaciones industriales, energéticas o de gran magnitud. El documento, elaborado por la Comisión Federal de Electricidad (CFE) en conjunto con el Instituto de Investigaciones Eléctricas (IIE), ofrece criterios específicos para el cálculo de fuerzas sísmicas y de viento, dependiendo de la zona geográfica, la categoría estructural y la exposición del terreno.

Entre los elementos aplicados de este manual destacan:

Regionalización sísmica del país, que divide a México en cuatro zonas (A, B, C y D) según la intensidad esperada de los sismos. En el caso de este proyecto, ubicado

en el estado de Hidalgo, se emplearon los espectros de diseño para la zona B, correspondiente a sismicidad intermedia.

Clasificación de estructuras por su importancia: las naves industriales se ubican en el Grupo B, lo que implica un grado de seguridad estructural moderado, adecuado para edificaciones que, aunque no críticas, deben mantenerse operativas durante y después de un evento sísmico o de viento.

Análisis de viento: se calculó la presión dinámica del viento en función de la velocidad regional, el factor topográfico (F_t), el factor de exposición (F_{rz}) y la categoría de terreno. Se aplicaron coeficientes de presión sobre techos, muros de barlovento y sotavento, así como zonas críticas de succión.

Estas disposiciones permitieron definir con precisión las cargas horizontales aplicables a la nave, simulando empujes reales que comprometerían la integridad de la estructura si no fueran considerados adecuadamente.

Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (NTC-RCDF)

Aunque estas normas fueron desarrolladas para la Ciudad de México, son ampliamente utilizadas como marco de referencia a nivel nacional debido a su robustez técnica y cobertura normativa. En este proyecto se emplearon las siguientes NTC específicas:

NTC para diseño y construcción de estructuras metálicas (2004): proporciona procedimientos detallados para verificar los esfuerzos permisibles en perfiles de acero bajo flexión, compresión, tracción y cortante. También establece criterios para conexiones soldadas o apernadas, así como pandeo lateral y torsional.

NTC para cimentaciones (2004): regula el diseño de zapatas, dados y contratraveses. Se especificaron los criterios de distribución de carga, asentamientos admisibles, cuantías mínimas de acero y diseño por flexión y cortante en elementos de concreto reforzado. Este apartado fue esencial para dimensionar los elementos de cimentación de acuerdo al tipo de suelo reportado por el estudio geotécnico.

Estas normas permitieron un diseño estructurado y con márgenes de seguridad acordes a la práctica profesional moderna, alineando los cálculos con la normativa de mayor uso en ingeniería estructural mexicana.

Manual AISC-ASD (American Institute of Steel Construction)

El AISC (American Institute of Steel Construction) es la principal guía técnica en el diseño de estructuras de acero a nivel internacional. En este proyecto se utilizó el método ASD (Allowable Stress Design), el cual establece esfuerzos máximos permisibles para diferentes tipos de sollicitación estructural, con factores de seguridad integrados.

El AISC fue clave para:

Verificar la resistencia de perfiles I, canales y secciones compuestas.

Calcular módulos plásticos y elásticos de las secciones estructurales.

Determinar longitudes no arriostradas y condiciones de pandeo.

Validar que todos los elementos trabajaran por debajo de los límites de carga.

Gracias a este manual, los perfiles utilizados fueron seleccionados no solo por su capacidad estructural, sino también por su disponibilidad comercial y facilidad de fabricación, garantizando un diseño eficiente y ejecutable.

Criterios complementarios de diseño

Además de las normas citadas, se consideraron principios generales del análisis estructural, tales como el equilibrio de fuerzas, el principio de superposición y la compatibilidad de deformaciones. Estos principios fueron aplicados en conjunto con las combinaciones de carga sugeridas por la normatividad mexicana, como:

1.0 CM + 1.0 CV

1.0 CM + 1.0 CV reducida + 1.0 viento X

1.0 CM + 1.0 CV reducida + 1.0 sismo Z

Estas combinaciones permitieron obtener las condiciones más desfavorables posibles para la estructura, garantizando un diseño robusto y confiable ante eventos extremos.

Importancia del diseño estructural en naves industriales

El diseño estructural es una etapa crítica en el desarrollo de naves industriales, ya que define las características físicas y funcionales de la edificación que permitirán su operación eficiente, segura y sostenible a largo plazo. Este tipo de estructuras se distingue por tener grandes claros, alturas considerables y techumbres extensas, por lo que están especialmente expuestas a cargas dinámicas, deformaciones por temperatura, movimientos del terreno y esfuerzos derivados del uso intensivo del espacio.

Las naves industriales suelen destinarse a procesos como manufactura, almacenamiento, ensamble o distribución, lo cual implica que las condiciones de carga pueden ser altamente variables y, en algunos casos, concentradas en ciertas zonas. Por ello, el diseño estructural debe prever no solo las condiciones normales de operación, sino también los posibles escenarios extremos como sobrecargas, vientos fuertes o movimientos sísmicos, que podrían comprometer la estabilidad de la estructura si no son adecuadamente considerados.

Una de las características más relevantes de este tipo de construcciones es que, al poseer elementos estructurales largos y esbeltos, son susceptibles a fenómenos como pandeo lateral, torsión, vibraciones naturales y acumulación de esfuerzos no deseados. Por ello, no basta con verificar que los perfiles soporten una carga puntual; es necesario estudiar la interacción entre elementos, la rigidez general del sistema y la capacidad de disipar o redistribuir energía. Esto cobra especial importancia en zonas con actividad sísmica como Hidalgo, donde se deben aplicar espectros de diseño normativos y combinar adecuadamente las cargas verticales y horizontales.

El diseño estructural permite garantizar que todos los elementos que componen la nave desde columnas y vigas hasta trabes de liga, largueros y zapatas trabajen dentro de los márgenes de seguridad establecidos. La correcta selección de perfiles, el uso de materiales adecuados y la configuración geométrica de la estructura son factores que determinan si una nave podrá resistir condiciones reales de operación sin sufrir deterioro prematuro, deformaciones excesivas o colapsos progresivos.

El diseño estructural tiene un impacto directo en el costo de construcción y operación. Un diseño deficiente puede llevar al sobredimensionamiento de elementos (incrementando costos innecesarios) o al subdimensionamiento (poniendo en riesgo la seguridad). Por ello, se busca un equilibrio entre seguridad y economía mediante el uso de herramientas de optimización estructural y modelado avanzado, como el software STAAD.Pro, que permite evaluar con precisión los esfuerzos en cada componente y ajustar las dimensiones con base en datos reales.

La importancia de esta etapa radica también en la planificación a futuro. Una nave bien diseñada estructuralmente tiene capacidad de adaptación a nuevas funciones, puede ser ampliada con facilidad, y mantiene su valor de uso durante décadas. Esto resulta esencial para los inversionistas y empresarios, quienes requieren infraestructura duradera y confiable para sus actividades productivas.

¿Por qué apliqué el software STAAD.Pro?

El uso de herramientas computacionales en ingeniería estructural es hoy en día una práctica esencial para lograr resultados precisos, confiables y acordes con las exigencias normativas y constructivas modernas. En este proyecto se optó por aplicar el software STAAD.Pro debido a sus capacidades avanzadas de modelado, análisis y verificación estructural, así como por su compatibilidad con normas internacionales como las del AISC, y su eficiencia para simular condiciones reales en estructuras tridimensionales como las naves industriales.

STAAD.Pro es un programa desarrollado por la empresa Bentley Systems, ampliamente utilizado por despachos de ingeniería civil, constructoras, oficinas de diseño estructural y dependencias públicas en todo el mundo. Su base se fundamenta en el método de los elementos finitos, el cual permite descomponer una estructura compleja en un conjunto de nodos, barras y superficies que interactúan entre sí. A partir de estos elementos, el software calcula de manera precisa los

esfuerzos internos, las reacciones en apoyos, desplazamientos, deformaciones y factores de seguridad.

La elección de STAAD.Pro se debió principalmente a su capacidad de integrar múltiples combinaciones de carga en un mismo modelo, lo que resulta esencial en el análisis de estructuras industriales. En el caso de la nave diseñada, fue posible aplicar simultáneamente cargas muertas, vivas, de viento y sísmicas, evaluando cómo estas interactúan en diferentes escenarios. Por ejemplo, se simularon combinaciones como:

- 1.0 carga muerta + 1.0 carga viva + 1.0 viento en dirección X,
- 1.0 carga muerta + 0.3 sismo Z + 1.0 sismo X,
- 1.0 carga muerta + 1.0 viento longitudinal + 0.75 carga viva.

Estas combinaciones permitieron identificar los casos más críticos para cada elemento estructural y validar su resistencia frente a condiciones extremas.

Otra razón clave para aplicar este software fue su funcionalidad gráfica y su interfaz de resultados visuales, que facilita la interpretación técnica. El programa permite observar mediante escalas de colores los niveles de esfuerzo en cada miembro, los desplazamientos nodales, las zonas de pandeo y las deformaciones totales. Esta representación gráfica complementa los cálculos numéricos, permitiendo tomar decisiones más informadas respecto al diseño, reforzamiento o modificación de elementos estructurales.

STAAD.Pro cuenta con una amplia base de datos de perfiles metálicos, como canales, vigas tipo I, tubulares y secciones compuestas, incluyendo las series más comunes disponibles en el mercado mexicano. Esta función facilitó la selección de perfiles comerciales compatibles con el proyecto, lo cual es crucial en términos de ejecución constructiva, logística y costos. También permite incluir propiedades personalizadas, como módulos de elasticidad, coeficientes térmicos y densidades específicas, en caso de que se trabajen con materiales no convencionales.

Desde el punto de vista formativo, el uso de STAAD.Pro en esta residencia profesional representó una oportunidad invaluable para el desarrollo de competencias prácticas. Como estudiante de ingeniería civil, aplicar este software implicó la transición del conocimiento teórico (resistencia de materiales, análisis estructural matricial, cargas normativas) a la resolución de problemas reales, modelando la estructura completa de una nave industrial desde su concepción hasta la validación final.

Este proceso también fortaleció habilidades en interpretación normativa, ya que los datos de entrada como espectros sísmicos, coeficientes de presión, combinaciones de carga o condiciones de frontera debieron ser definidos con base en la NTC-RCDF y el Manual de Diseño por Sismo y Viento de la CFE (1993). Así, el software no reemplazó el criterio del ingeniero, sino que lo complementó, convirtiéndose en una herramienta poderosa para verificar que el diseño cumpla con los requisitos técnicos y legales.

Se aplicó STAAD.Pro no solo por su precisión en el análisis estructural, sino por su aporte formativo, su integración normativa, su versatilidad para estructuras industriales, y su utilidad en el entorno profesional contemporáneo. Como concluyen Rodríguez y Sánchez (2020), “la modelación tridimensional en software estructural ha revolucionado la forma de concebir proyectos, al permitir predecir con mayor exactitud la respuesta de las edificaciones ante eventos extremos”.

Integración normativa y tecnológica

La integración entre normatividad estructural y herramientas tecnológicas especializadas representa uno de los mayores avances en la ingeniería moderna, ya que permite lograr diseños seguros, eficientes y acordes con las exigencias del entorno constructivo contemporáneo. En el desarrollo de la nave industrial analizada en este proyecto de residencia profesional, se logró una articulación coherente entre los criterios normativos mexicanos y las capacidades avanzadas del software STAAD.Pro, lo que aseguró resultados estructuralmente sólidos y verificables desde múltiples perspectivas.

El punto de partida para dicha integración fue el conocimiento riguroso de las normas aplicables. Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción (NTC) y el Manual de Diseño por Viento y Sismo de la CFE (1993) establecen, entre otros elementos, las cargas que deben considerarse en el diseño: peso propio, sobrecargas, cargas de viento, cargas sísmicas, presiones laterales, efectos de temperatura y combinaciones de carga. Cada uno de estos aspectos requiere una interpretación precisa, ya que un error en los datos de entrada puede comprometer el resultado global del diseño.

Por otro lado, STAAD.Pro actúa como un entorno de integración que transforma esas cargas normativas en simulaciones estructurales tridimensionales. A través de su interfaz de modelado, es posible ingresar propiedades de los materiales (como módulo de elasticidad y peso volumétrico), condiciones de frontera (apoyos fijos, empotrados, móviles), y definir con exactitud las combinaciones de carga de

acuerdo a lo estipulado por la normatividad. Esto genera una interacción directa entre el criterio del ingeniero, la reglamentación y la herramienta tecnológica.

En este proyecto, el proceso de integración se estructuró de la siguiente manera:

Primero, se definieron los criterios normativos con base en el tipo de estructura, su ubicación geográfica y su uso industrial. Esta etapa implicó determinar la zona sísmica (zona B), la categoría del terreno, el factor de exposición al viento y la categoría estructural (Grupo B), de acuerdo con la clasificación del manual CFE.

Posteriormente, se trasladaron esos parámetros al entorno de modelado del software STAAD.Pro. Por ejemplo, el espectro sísmico fue configurado manualmente con base en los periodos dominantes del sitio y los coeficientes de amplificación sísmica. Las cargas de viento se introdujeron mediante funciones que simulan la presión sobre muros y techos en función de la dirección del viento y la forma geométrica de la nave.

Finalmente, las salidas del programa (esfuerzos, reacciones, deformaciones, factores de utilización) fueron comparadas con los límites permisibles establecidos por normas como el AISC-ASD, lo que permitió validar el diseño bajo estándares internacionales y nacionales.

Este enfoque dual garantiza no solo la conformidad con la ley y la seguridad estructural, sino también la eficiencia operativa. Por ejemplo, gracias a la capacidad del software para realizar múltiples iteraciones, fue posible optimizar secciones estructurales, reduciendo perfiles innecesariamente sobredimensionados, y ajustando otros que estaban cercanos a su límite. Esto implicó una reducción en el consumo de acero, ahorro económico en materiales y una estructura más ligera, sin comprometer su estabilidad.

La tecnología no solo complementó la norma, sino que potenció el aprendizaje práctico del residente profesional. La visualización tridimensional de la estructura, la simulación de su comportamiento bajo diferentes escenarios, y la verificación gráfica de desplazamientos, permitió comprender de manera más profunda los conceptos teóricos estudiados en materias como Análisis Estructural, Mecánica de Materiales y Diseño de Elementos Metálicos. Así, la integración normativa-tecnológica se convirtió también en una estrategia pedagógica y formativa.

Esta sinergia también se alinea con los retos actuales del sector de la construcción, que exige estructuras cada vez más resilientes, sostenibles y adaptadas a nuevas normativas ambientales y de seguridad. Según Ramírez y Gómez (2021), “la eficiencia estructural ya no depende solo de la experiencia del proyectista, sino de su capacidad de integrar el conocimiento normativo con las herramientas digitales más avanzadas disponibles en el mercado”.

Capítulo III. Proyecto arquitectónico y antecedentes

Proyecto arquitectónico.

Antecedentes



Ilustración 5.-Localización del municipio de Hidalgo.

La siguiente memoria se extiende para respaldar el diseño estructural de la nave industrial denominada NAVE FASE 4 ubicada dentro de la planta GREENBRIER HIDALGO. La estructura será a base de zapatas aisladas de concreto armado, marcos rígidos de acero con sección I de peralte variable.

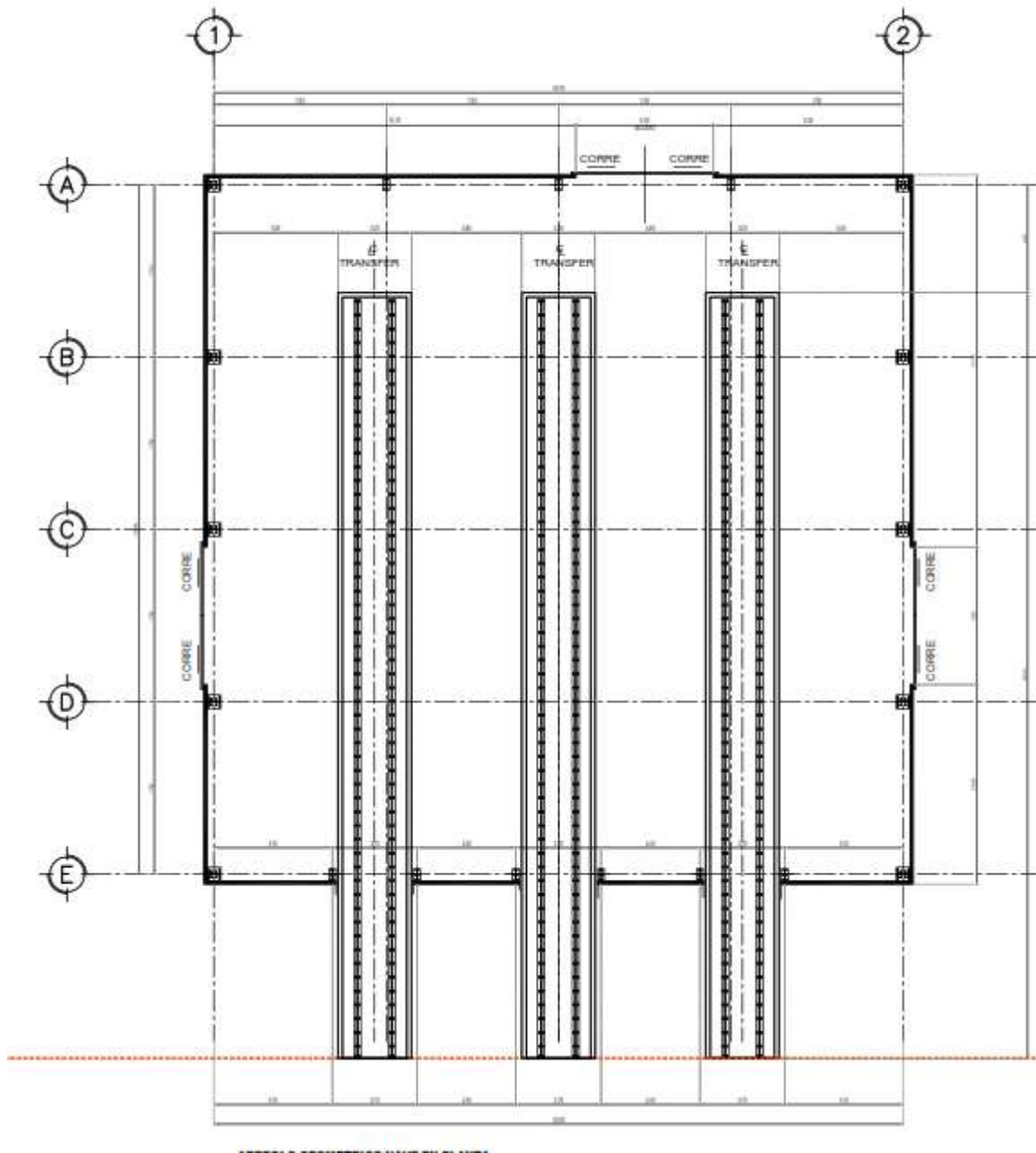


Ilustración 6.-Planta arquitectónica Nave fase 4.

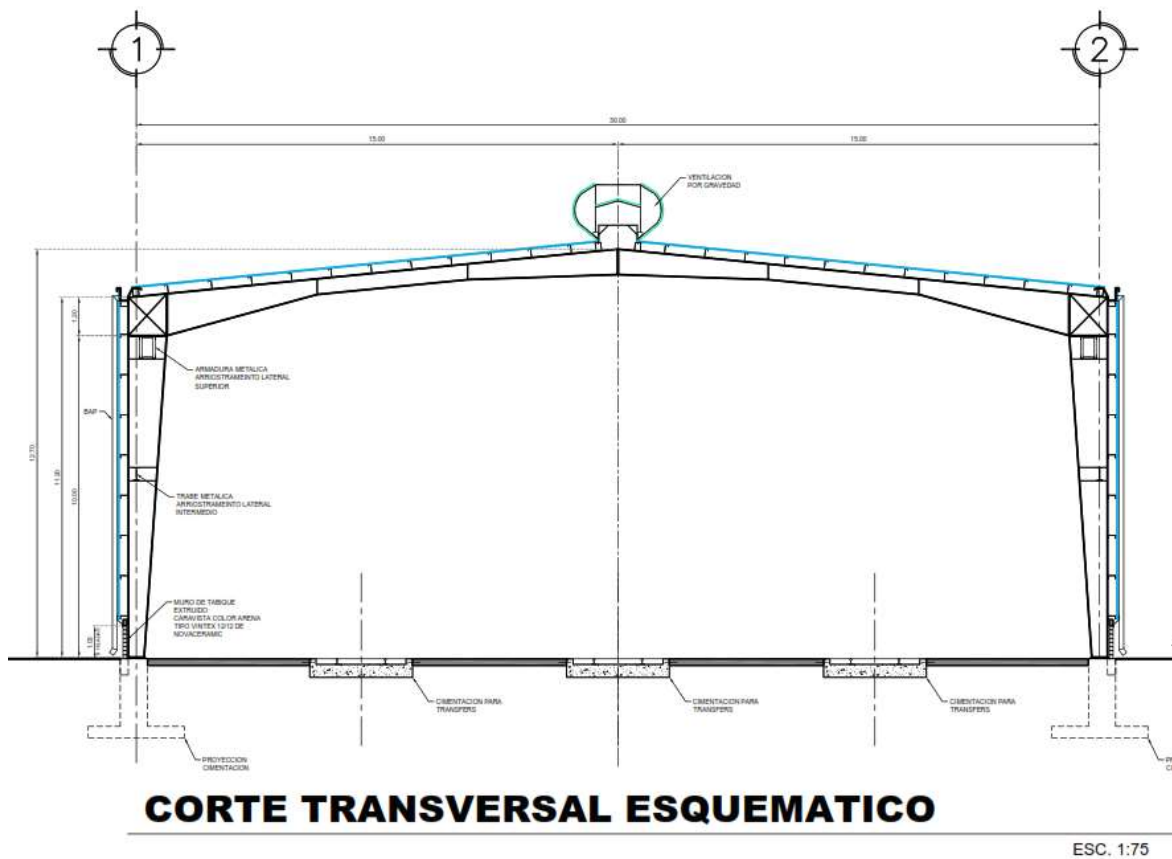


Ilustración 7.-Sección tipo Nave fase 4.

Normatividad:

Para el análisis se emplearán las siguientes normas y/o publicaciones:

Manual AISC-ASD, (American Institute of steel construction).

Manual de Diseño de Obras Civiles y el Manual de Diseño por Viento y Sismo (DV-CFE-93, DS-CFE-93), de la Comisión Federal de Electricidad.

Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (NTC-RCDF 2004) para diseño de estructuras metálicas, diseño y construcción de cimentaciones y para diseño y construcción de estructuras de concreto.

MATERIALES

Se emplearán los siguientes materiales y especificaciones:

La cimentación tendrá un concreto con resistencia a la compresión $f'_c=250\text{Kg/cm}^2$ y módulo de elasticidad igual a de acuerdo con las especificaciones del proveedor.

Acero estructural (ASTM A-36) con un esfuerzo de fluencia mínimo $F_y=2530\text{ kg/cm}^2$ en placas, clips y anclas.

Perfil monten CF se encuentran constituidos a base de acero estructural ASTM-A440-66.

MODELO DE ANALISIS ESTRUCTURAL.

Para la revisión estructural, se utilizará un modelo de análisis tridimensional, elaborado en el programa STAAD PRO V8i, en el cual se simula la geometría, características, propiedades y cargas utilizadas, y del cual se obtienen los elementos mecánicos actuantes en la estructura y las relaciones de esfuerzos existentes, por medio de las cuales determinaremos en porcentaje el trabajo que realiza cada uno de los elementos que conforma la estructura.

En la siguiente figura puede verse el modelo de análisis utilizado.

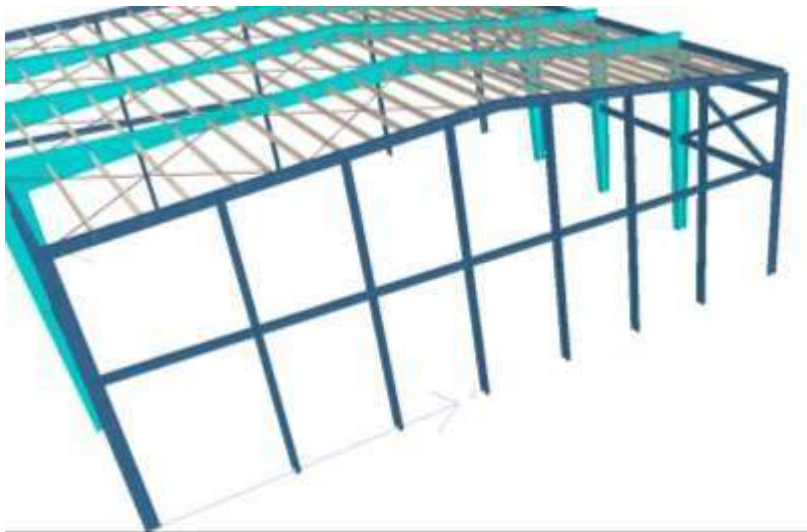


Ilustración 8.-Modelo en Staad Pro.

Capítulo IV. Especificaciones de cargas

Especificaciones de cargas

4. Peso propio.

El programa de análisis estructural calcula el peso de todos los elementos modelados.

4.1 LOAD 3 LOADTYPE Dead TITLE PESO PROPIO SELFWEIGHT Y -1

4.2 Carga muerta

Se trata del peso de los elementos no modelados, tales como la lámina de la cubierta y una carga adicional por las instalaciones convencionales (alumbrado etc.).

CARGAS UNITARIAS CUBIERTA LIGERA (nave principal)

MATERIAL	ESPESOR	PESO VOL	W
	M.	KG/M3.	KG/M2.
LAMINA ZINTRO ALUM R-101 CAL-24			5.80
INSTALACIONES			5.00
LARGUEROS	CONSIDERADO EN EL MODELO		
	CARGA MUERTA		
			10.80
			40.00
			20.00



Ilustración 9.-Ficha técnica de la lámina Zintro Alum R-101 Cal-24

Se trata del peso en la nave industrial del tipo de estructura del material específico
continuación (carga muerta, carga viva, carga por red considerando el peso de la
lámina.

SEPARACION DE LARGUEROS

0.70

CARGA MUERTA	15.23	7.56		KG/M
CARGA VIVA	56.40	28.00		KG/M
CARGA VIVA RED.	28.20	14.00		KG/M

Carga Muerta

De acuerdo con lo especificado en las NTC DF.

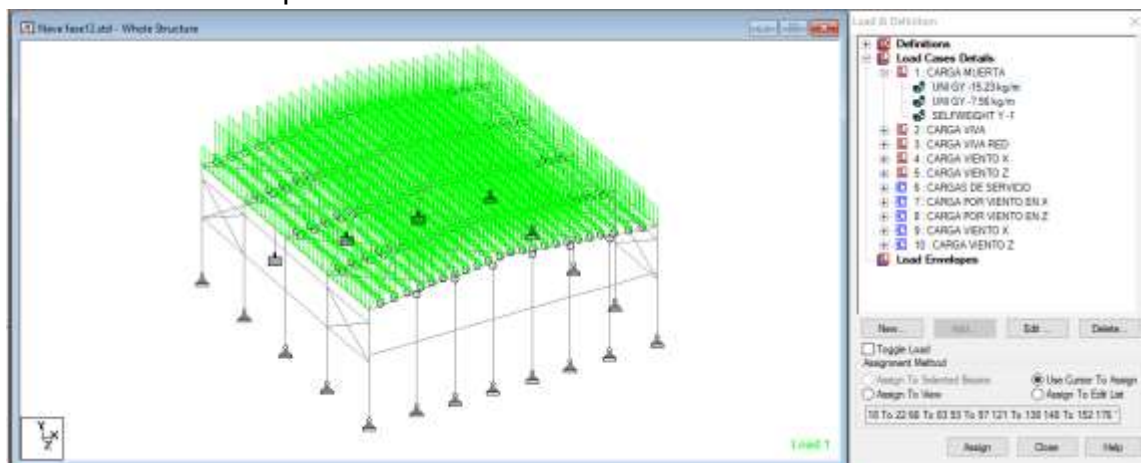


Ilustración 10.-Resultados de carga muerta.

4.5 Clasificación de la estructura según su importancia (4.1.3 CFE)

Según las normas de CFE tomaremos nuestra estructura como: GRUPO B

Estructuras para las que según se recomiendan un grado de seguridad moderado, se clasifican en este grupo aquellas que, al fallar generan baja pérdida de vidas humanas, y ocasionan daños materiales de magnitud inmediata; aquellas cuya falla por viento pueda poner en peligro a otras de este grupo o del anterior;

4.6 Clasificación de la estructura según su respuesta ante la acción del viento:

Según las normas de (CFE) tomaremos nuestra estructura como: TIPO 1

Estructuras poco sensibles a las ráfagas y a los efectos dinámicos del viento.

Se consideran este tipo de la mayoría de los edificios para habitación u oficinas, bodegas, naves industriales teatros y auditorios, puentes cortos.

Acciones del viento que deben considerarse (4.1.5 CFE)

En el diseño de las estructuras pertenecientes al Tipo 1, bastara analizar la respuesta de estructuras ante el empuje medio del viento según se establece en el 4.3 de las normas de CFE.S e empleara la velocidad de diseño que especifica en el 4.2 de las normad de (CFE).

Determinación de la velocidad básica de diseño

La velocidad básica de diseño V_D , es la velocidad a partir de la cual se calculan los efectos del viento de la estructura o sobre la estructura o sobre un componente de esta. La velocidad básica de diseño en km/h se obtendrá con la ecuación:

$$V_D = F_T * F_{rz} * V_R$$

Dónde:

F_T = Factor que depende de la topografía del sitio, adimensional

F_{rz} = Factor que toma en cuenta el efecto de las características de exposición local, adimensional.

V_R = Velocidad regional en km/hr.

Categorías de terrenos según su rugosidad 4.2.1 CFE

En la dirección del viento que se esté analizando, el terreno inmediato a la estructura deberá ser la misma rugosidad(categoría) cuando menos en una distancia denominada longitud mínima de desarrollo la cual consigna en la Tabla 4.2.1

Tabla 1.-Categoría del terreno según su rugosidad.

Cat	Descripción	Ejemplo	Limitaciones
1	Terreno abierto, prácticamente plano, sin obstrucciones y superficies de agua	Franjas costeras planas, zonas de pantanoso de lagos, campos aéreos, pastizales y tierras de cultivo sin setos o bardas alrededor, superficiales nevadas.	La Longitud mínima de este tipo de terreno en la dirección del viento debe ser 2000 m o 10 veces la altura de la construcción por diseñar, la que sea mayor.
2	Terreno plano u ondulado con pocas obstrucciones.	Campos de cultivo o granjas con pocas obstrucciones tales como setos o bardas alrededor, árboles y construcciones dispersas.	Las obstrucciones existentes, tienen alturas de 1.5 a 10 m, la longitud mínima debe ser la altura de la construcción por diseñar
3	Terreno con numerosas obstrucciones estrechamente espaciadas.	Áreas urbanas, suburbanas y de bosques o cualquier terreno con numerosas obstrucciones estrechamente espaciadas. Tamaño de las construcciones corresponde al casas y viviendas.	Las obstrucciones existentes presentan alturas de 3 a 5 m. La longitud mínima de este tipo de terreno en la dirección del viento debe ser de 500 m a 10 veces la altura de la nueva construcción, la que sea nueva construcción, la que se mayor.
4	Terreno con numerosas obstrucciones largas, altas y estrechamente espaciadas.	Centros de grandes ciudades y complejos industriales bien desarrollados.	Por lo menos el 50 % de edificios tienen una altura mayor que 20 m. Las obstrucciones miden de 10 a 30 m de altura. La Longitud mínima de este tipo de terreno en la dirección de viento debe ser mayor entre 400 m y 10 veces la altura de nueva

4.8 Velocidad Regional VR

De acuerdo con las normas de CFE la velocidad regional de ráfaga para el diseño podrá determinarse empleando la importancia de la estructura que está relacionada con periodos de retornos fijo, tal como se indica en el inciso 4.2.2.1 de las mismas normas

Se emplearán el enfoque tradicional con el primer procedimiento para el diseño de estructuras A, B, C.

Velocidad Regional para un periodo de retorno fijo (4.2.2.1 CFE)

La velocidad regional de ráfaga del viento. VR es la velocidad máxima que pueden ser excedida en un cierto periodo de retorno, T en años, en zona o región determina el país. La velocidad regional de ráfaga VR, km/hr.se determina tomando en consideración la importancia de las estructuras como su localización geográfica de su sitio de desplante.

Factor de exposición Frz (4.2.3 CFE)

Factor de exposición local, Frz, establece la variación de la velocidad del viento con altura, en función de la categoría del terreno. Este Factor se obtiene de acuerdo con las expresiones siguientes:

$$F_{rz} = c \quad \text{si } z \leq 10 \text{ metros}$$

$$F_{rz} = c \left[\frac{Z}{10} \right]^\alpha \quad \text{si } 10 \text{ metros} < z < \infty$$

$$F_{rz} = c \left(\frac{\delta}{10} \right)^\alpha \quad \text{si } z \geq 0$$

Altura por encima del terreno natural a la cual se desea conocer la velocidad de

Z=Altura por encima del terreno natural a la cual se desea conocer la velocidad de diseño

δ =Altura 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 puede suponerse constante, altura gradiente

c= Coeficiente de escala de rugosidad, adimensional

** Importante checar la altura Z para conocer Frz.

Las variables α , δ y c están en función de la rugosidad del terreno, los valores recomendados se presentan en la Tabla 4.2.3 de las CFE

Tabla 2.-VALORES DE α , δ Y c RECOMENDADOS

CATAGORIA DEL TERRENO	α	δ	c
1	0.099	245	1.137
2	0.128	315	1.000
3	0.156	390	0.881
4	0.17	415	0.815

Con los siguientes valores:

$$Frz = C$$

Sustituimos los valores:

$$Frz = 1.000$$

Factor de Topografía 4.2.4 (CFE)

Este factor toma en cuenta el efecto topográfico local del sitio en donde se desplantará la estructura. F_t

Tabla 3.-Tabla 4.2.4 Factor de topografía Local F_t

Protegidos	Valles cerrados	0.9
Normales	Terreno prácticamente plano. Campo abierto, ausencia de cambios topográficos importantes, con pendientes menores de 5 %	1.0
Expuestos	Promontorios Montes, cerros, lomas, cimas, colinas, montañas Terraplenes, peñascos, acantilados, precipicios, diques, presas	Véanse las ecuaciones (4.2.6) a (4.2.8)

NOTA: Para los sitios expuestos, está la se aplica con ayuda de las Figuras 4.2.6

Con todos los valores anteriores podemos proceder a calcular básica de diseño:

$$V_D = F_T * Frz * V_R$$

Sustituimos:

$$VD = 1 * 1 * 130 = 130 \text{ Km/hr}$$

Presión dinámica de base (qz)

El viento genera presiones sobre sus superficies, según la intensidad de la velocidad y la dirección del viento. La presión que ejerce el flujo del viento sobre una superficie plana perpendicular a él, se denomina presión dinámica de base qz en Pa.

Las presiones y succiones debidas a los efectos del viento se calcularán de acuerdo con la siguiente expresión:

Donde:

G= Factor de corrección por temperatura y por la altura respecto al nivel del mar

VD= Velocidad de diseño en km/hr.

qZ= Presión dinámica de base a una altura Z sobre el nivel del terreno kg/m2.

$$qz = 0.0048 * 0.867 * 130 * 130 = 76.36 \text{ KG/m}^2$$

El valor de G se obtiene con la siguiente expresión:

$$G = \frac{0.392 \Omega}{273 + \tau} =$$

Ω = Presion barométrica en mm de hg.

τ = Temperatura ambiental en °C

Para su cálculo se presenta la relación entre los valores de la altitud en msnm y la presión barométrica en mm de Hg.

Para su cálculo se presenta la relación entre los valores de la altitud en msnm y la presión Para esto utilizaremos la altura sobre el nivel del mar del lugar.

$$G = \frac{0.392 * 635}{273 + 14} = 0.867$$

En la tabla 4.2.5 se presenta la relación entre los valores de la altitud Hm, en metros

Tabla 4.-Tabla 4.2.5 Relación entre la altitud y la presión barométrica.

sobre el nivel msnm, y la presión barométrica Ω

En mm de Hg mercurio.

$$P_e = C_{pe} * K_A * K_L * q_Z$$

ALTITUD, h _m (msnm)	PRESIÓN BAROMETRICA, Ω (mm de Hg)
0.0	760
500	720
1000	675
1500	635
2000	600
2500	565
3000	530
3500	495

La presión exterior actuante sobre la superficie de una construcción cerrada está dada por:

Pe=	Presión exterior en kg/m ² .
Cpe=	Coeficiente de presión exterior adimensional
KA=	Factor de reducción de presión por tamaño de área
KL=	Factor de presión local adimensional
qz=	Presión dinámica de la base kg/m ² .

Largo (b)= 30.00 m.

Ancho (d)= 30.00 m.

Altura (H)= 12.7 m.

Altura (h)= 11.2 m

Relación d/b=

$$R = \frac{30}{12.7} = 2.3622$$

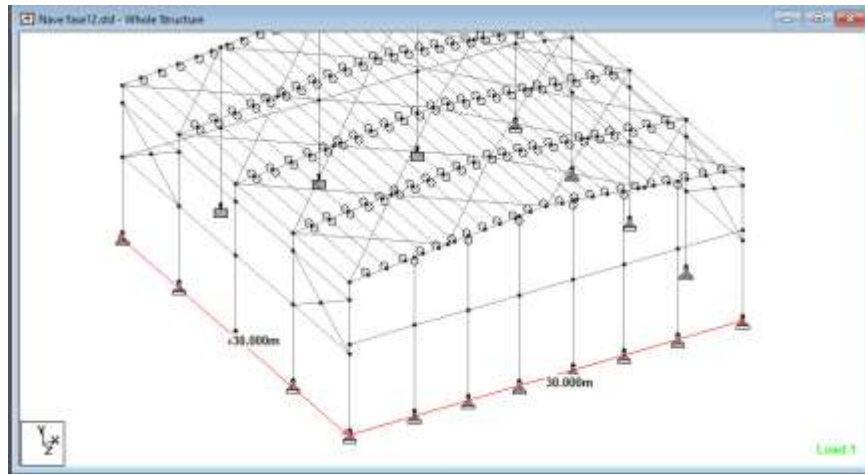


Ilustración 11.-Representación del modelo en Staad Pro.

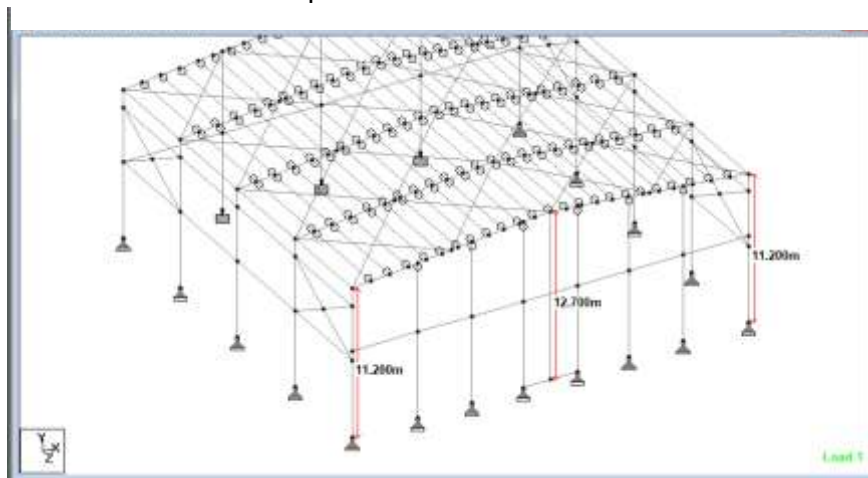


Ilustración 12.-Representación del modelo en Staad Pro.

Factor de reducción KA se indican en la tabla 4.3.4 y solo se aplican las presiones exteriores; en ella puede observarse que este factor depende del área tributaria de diseño:

$$\text{Area: } 30 * 30 = 900 \text{ m}^2$$

Tabla 5.-Tabla 4.3.4 Factor de reducción para, KA para techos y muros laterales.

ÁREA TRIBUTARIA (M ²)	FACTOR REDUCCIÓN	DE
≤ 10	1.0	
25	0.9	
≥ 100	0.8	

Nota: Para valores del área tributaria, A los de KA Pueden interpolar.

Factor de reducción KA= 0.80 Tabla 4.3.4 depende del área.

Para diseño de estructura principal para el diseño de
Factor de reducción.

KL= largueros se aplicará según 1.00 Tabla

Factor de presión local KL

El factor de presión local KL se obtendrá de la Tabla 4.3.5 para las áreas afectación indicadas

Tabla 7.-Tabla 4.2.3 Factor de presión local. KL para recubrimiento y sus soportes.

	de las áreas		$A_f (m^2)$	al borde	
Empuje (+)	MBA	Cualquiera	$\leq 0.25 a_0^2$	Cualquiera	1.25
	CBA	Cualquiera	$\leq a_0^2$	$< a_0$	1.50
	CBA2	Cualquiera	$\leq 0.25 a_0^2$	$< 0.5 a_0$	2.00
	CSA3	Cualquiera	$\leq a_0^2$	$< a_0$	1.50
	CSA4	Cualquiera	$\leq 0.25 a_0^2$	$< 0.5 a_0$	2.00
Succión (-)	MLA1		$\leq a_0^2$	$< a_0$	1.50
	MLA2	≤ 25	$\leq 0.25 a_0^2$	$< 0.5 a_0$	2.00
	MLA3		$\leq 0.25 a_0^2$	$< a_0$	1.50
	MLA4		$\leq a_0^2$	$< a_0$	2.00
	MLA5	> 25	$\leq 0.25 a_0^2$	$< 0.5 a_0$	3
Todas las otras áreas, empuje o succión.		Cualquiera			1.00

Tabla 6.-Tabla 4.3.1 Coeficiente de presión exterior, Cpe para muros en barlovento (MB) y sotavento (MS) de construcción con planta rectangular cerrada.

Muro	Dirección del viento θ , en grados	d/b	Inclinación del techo γ en grados	Cpe
	Normal ($\theta = 0^\circ$) o paralela ($\theta = 90^\circ$) a las generatrices	Cualquiera	Cualquiera	0.8

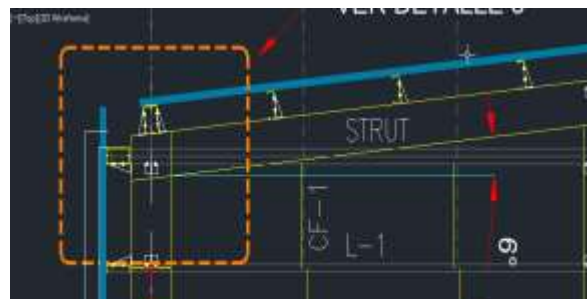


Ilustración 13.-Representación de grados en la cubierta..

Tabla 8.-Tabla 4.3.3 (b) coeficiente de presión exterior C_{pe} , para zonas de techos de construcciones con plantas rectangulares cerradas. Cubiertas de barlovento (CB) y cubierta de sotavento (CS) para Y .

Zona e inclinación del techo		Relación h/d	Distancia horizontal sobre el techo medida a partir de la arista superior del muro de barlovento	Cpe	
Cubierta transversal (CT) de techos a una o dos aguas Y	Cubierta de barlovento (CB) y cubierta de sotavento (CS)			Caso 1	Caso 2
Cualquiera	$Y < 10^\circ$	≤ 0.5	0 a 0.5h	-0.9	-0.40
			0.5 a 1h	-0.9	-0.40
			1h a 2h	-0.5	0
			2h a 3h	-0.3	0.10
			>3h	-0.2	0.20
		≥ 1.0	0 a 0.5h	-1.3	-0.60
			0.5 a 1h	-0.7	-0.30
			1h a 2h	(-0.7)	(-0.3)
			2h a 3h	(-0.7)	(-0.3)
			>3h	(-0.7)	(-0.3)

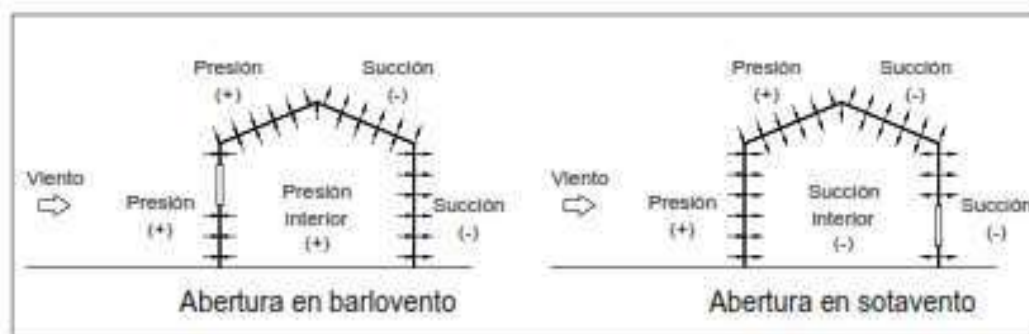


Figura 4.3.1 Convención de signos para las presiones ejercidas por el viento en una edificación con aberturas en barlovento o sotavento.

Ilustración 14.-Convención de signos para presiones ejercidas por el viento en una edificación con aberturas en barlovento o sotavento.

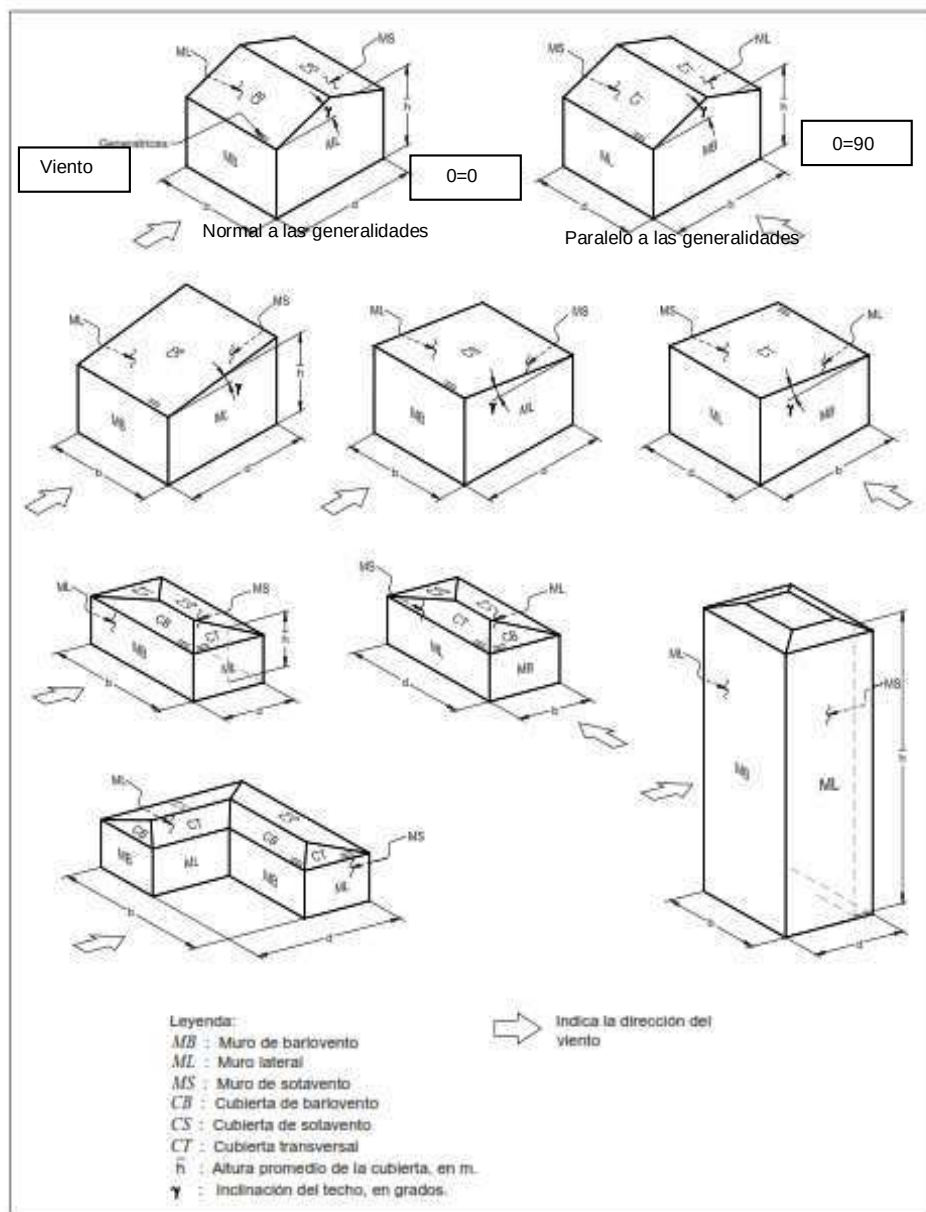


Figura 4.3.2 Definición de parámetros de construcciones con planta cerrada.

Ilustración 15.-Figura 4.3.2 Definición de parámetros de construcción con planta cerrada.

Carga por viento en sentido X y Z.

De acuerdo a lo especificado por el Manual de diseño de obras civiles, en su apartado de diseño por viento, se considerará la aplicación de carga por viento en 2 sentidos, de acuerdo a lo siguiente:

La presión exterior actuante sobre la superficie de una construcción cerrada está dada por:

$$P_e = C_{pe} * K_A * K_L * q_z$$

Pe= Presión exterior en kg/m2.

Cpe= Coeficiente de presión exterior adimensional

KA= Factor de reducción de presión por tamaño de área.

KL= Factor de presión local adimensional

qz= Presión dinámica de la base kg/m2.

Relación d/b=

Ancho (d)=30 m

Altura(H)= 12.70m

$$Relacion = \frac{30}{12.70} = 2.3622$$

Relación H/d=

Altura(H)= 12.70m

Ancho (d)=30 m

$$Relacion = \frac{12.70}{30} = 0.4233$$

Factor de reducción KA= 0.8 * tabla 4.3.4 depende del área

Factor de reducción KL= 1.00, para diseño de estructura principal para el diseño de largueros se ampliará según la tabla.

Coeficientes de presión exterior planta rectangular cerrada.

Viento transversal (normal a las generatrices) $f=0^\circ$ (DIR-X)

TECHO zona barlovento (CB)= -0.90 succión, *Tabla 4.3.3 (b) coeficiente de presión exterior C_{pe} .

$$h/d = 11.20/30 = 0.3733$$

$$\text{Altura (h)} = 11.20$$

$$\text{Ancho (d)} = 30 \text{ m}$$

$$\text{Inclinación} = 6 \text{ grados}$$

$$\text{Techo zona barlovento (B)} = -0.90 * 0.80 * 1.00 * 70.36 = -50.657 \text{ kg/m}^2 \text{ succión.}$$

$$\text{Techo zona sotavento (S)} = -0.000 \text{ kg/m}^2 \text{ succión.}$$

Viento longitudinal (paralelo a las generatrices) $f=90^\circ$ (DIR-Z)

$$\text{Techo 0 a h} = 12.70 \text{ m.}$$

$$-0.90 \text{ succión, Tabla 4.3.3 (b) coeficiente de presión exterior } C_{pe}.$$

$$h/d = 11.20/30 = 0.3733$$

$$\text{Altura (h)} = 11.20$$

$$\text{Ancho (d)} = 30 \text{ m}$$

$$\text{TECHO unico} = -0.90 * 0.80 * 1.00 * 70.36 = -50.657 \text{ kg/m}^2 \text{ succión.}$$

MUROS

Coeficientes de presión exterior planta rectangular cerrada.

Viento transversal (normal a las generatrices) $f=0^\circ$ (DIR-X).

$$\text{Muros zona barlovento (MB)} = 0.8 \text{ presión.}$$

$$\text{Muros zona sotavento (MS)} = -0.30 \text{ presión.}$$

$$d/b = \frac{30}{30} = 1$$

$$\text{Ancho (d)} = 30 \text{ m}$$

$$\text{Largo (b)} = 30 \text{ m}$$

$$\text{Muros zona barlovento (B)} = 0.8 * 0.80 * 1.00 * 70.36 = 45.028 \text{ kg/m}^2 \text{ presión.}$$

$$\text{Muros zona sotavento (MS)} = -0.30 * 0.80 * 1.00 * 70.36 = -16.886 \text{ kg/m}^2 \text{ presión.}$$

MUROS

Coeficientes de presión exterior planta rectangular cerrada.

VIENTO LATERALES (normal a las generatrices) $\phi=0^\circ$ (DIR-X).

Muros zona lateral (ML)= -0.2 presión.

Muros zona sotavento (ML)= -0.2 succión.

Muros zona barlovento (B)= $-0.2 * 0.80 * 1.00 * 70.36 = -11.257 \text{ kg/m}^2$ presión.

Muros zona sotavento (MS)= $-0.20 * 0.80 * 1.00 * 70.36 = -11.257 \text{ kg/m}^2$ succión.

Área Tributaria en cada sección zona barlovento y sotavento

Muros de zona barlovento 45.028 kg/m^2

$$11.20 * 7.50 = 84 \text{ m}^2$$

$$84 * 45.028 = 3782.3520 \text{ kg/m}$$

$$\frac{3782.3520}{2} = 1891.1760 \text{ kg/m}$$

Entre la distancia

$$\frac{1891.1760 \frac{\text{kg}}{\text{m}}}{11.20} = 168.850 \text{ kg/m}$$

$$94.5616 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * 2 = 337.071 \text{ kg/m}$$

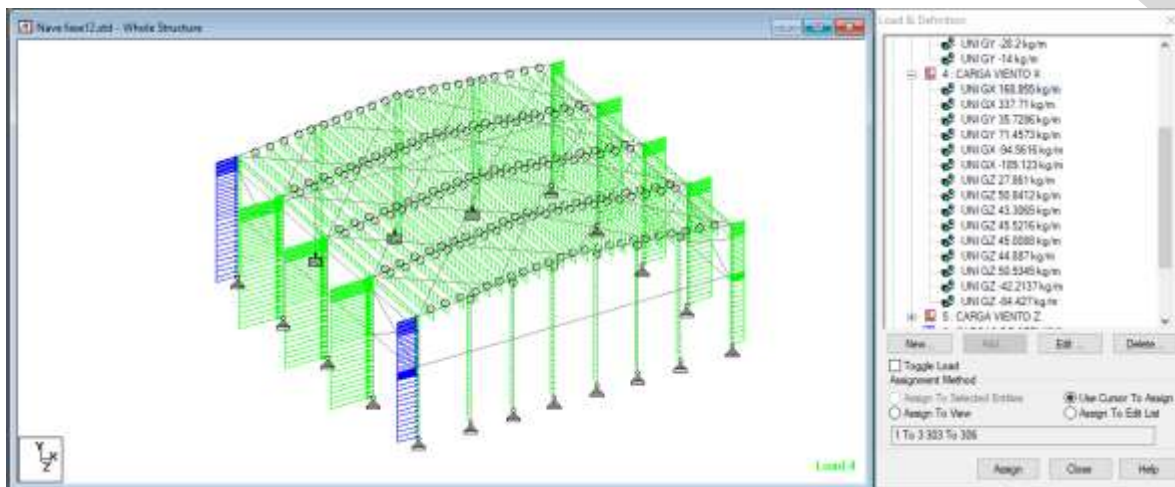


Ilustración 16.-Aplicación de carga de Viento.

Muros de zona sotavento -16.886 kg/m²

$$11.20 * 7.50 = 84m^2$$

$$84 * -16.886 = -1418.424$$

$$-1418.424 / 2 = -709.212$$

Entre la distancia

$$-709.212 \text{ kg m} / 7.50 = 94.5616 \text{ kg m}$$

$$94.5616 \text{ kg m} * 2 = 189.1232 \text{ kg/m}$$

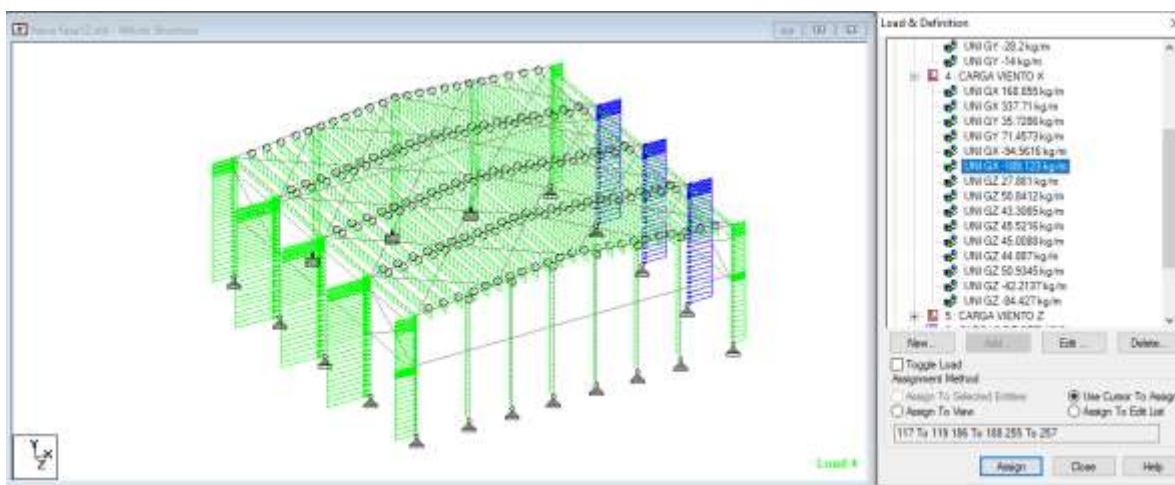


Ilustración 17.-Aplicacion de carga de Viento.

Área Tributaria en cada sección zona barlovento y sotavento X

Viento longitudinal -50.657 kg/m²

$$1.41 * 7.50 = 10.575 \text{ m}^2$$

$$10.575 * -50.657 = -535.8881$$

$$-535.8881 / 2 = -267.9440 \text{ kg/m}$$

Entre la distancia

$$-267.9440 \frac{\text{kg}}{\text{m}} / 7.50 = 35.7286 \text{ kg m}$$

$$94.5616 \text{ kg m} * 2 = 71.4573 \text{ kg/m}$$

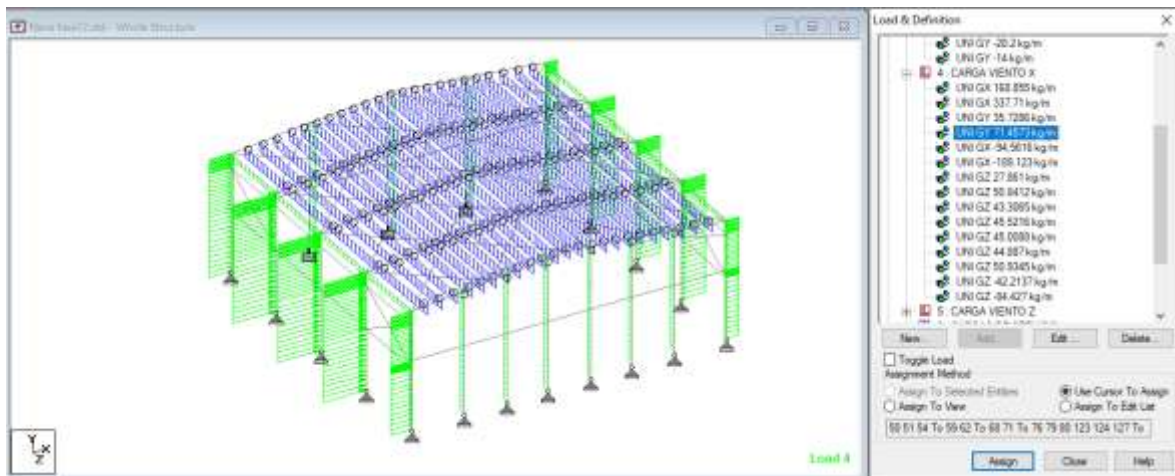


Ilustración 18.- Carga en viento en X.

Cargas en viento en X

$$11.20 + 11.695 = 22.895$$

$$1. -56.6651 * -11.257 = \frac{637.8790}{22.895} = 27.86106$$

$$11.695 + 12.105 = 23.90$$

$$2. -48.7900 * -11.257 = \frac{549.2290}{23.90} = 22.9802$$

$$12.105 + 12.405 = 24.60$$

$$3. - 48.7900 * -11.257 = \frac{549.2290}{24.60} = 22.3263$$

$$12.495 + 12.497 = 24.992$$

$$4. -51.4967 * -11.257 = \frac{579.6983}{24.992} = 23.1953$$

$$12.497 + 12.105 = 24.80$$

$$5. -48.1230 * -11.257 = 579.6983 / 24.80 = 21.8135$$

$$12.105 + 11.695 = 23.80$$

$$6. - 48.7900 * -11.257 = 549.2290 / 23.80 = 23.1953$$

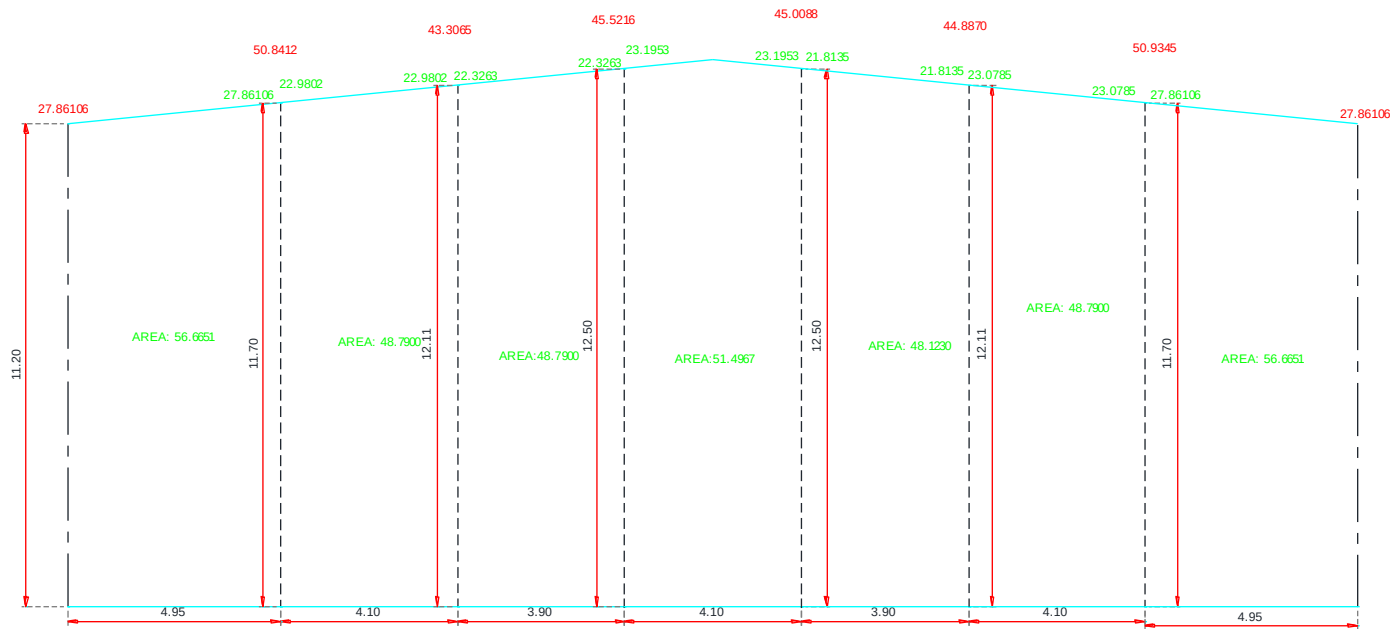


Ilustración 19.- Representación de áreas y momentos.

$$11.20 + 11.95 = 23.15$$

$$1. -86.8125 * 16.886 = \frac{1465.9158}{23.15} = 63.3224$$

$$11.95 + 12.70 = 24.65$$

$$2. -92.4375 * 16.886 = \frac{1560.8996}{24.65} = 63.3224$$

$$63.3224 + 63.3224 = 126.6348$$

$$63.3224 + 63.3224 = 126.6448$$

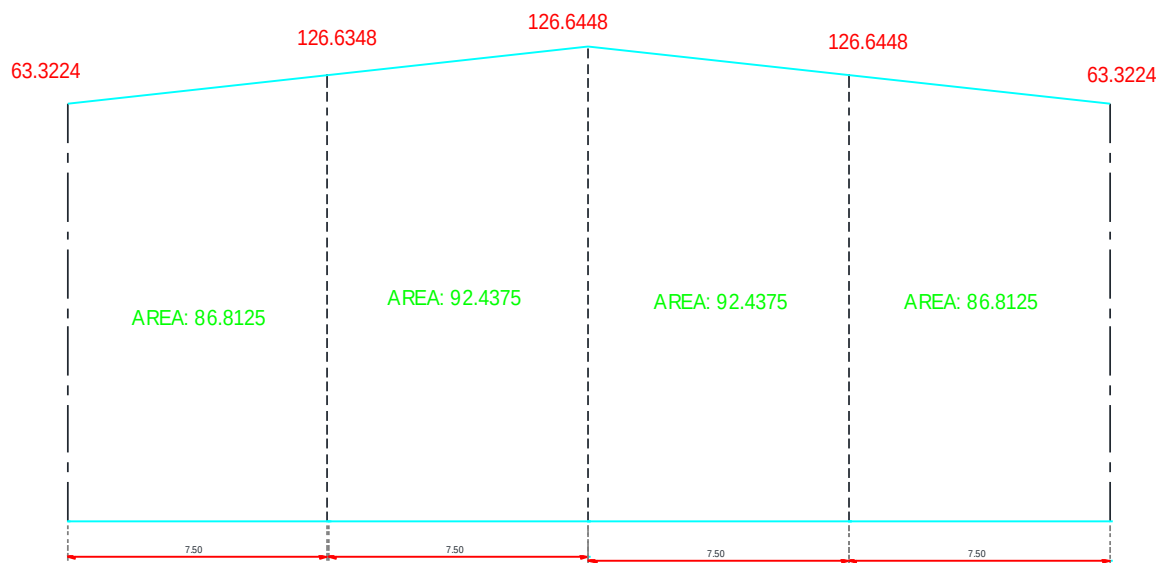


Ilustración 20.- Representación de área y momentos en la parte trasera.

Carga en viento z

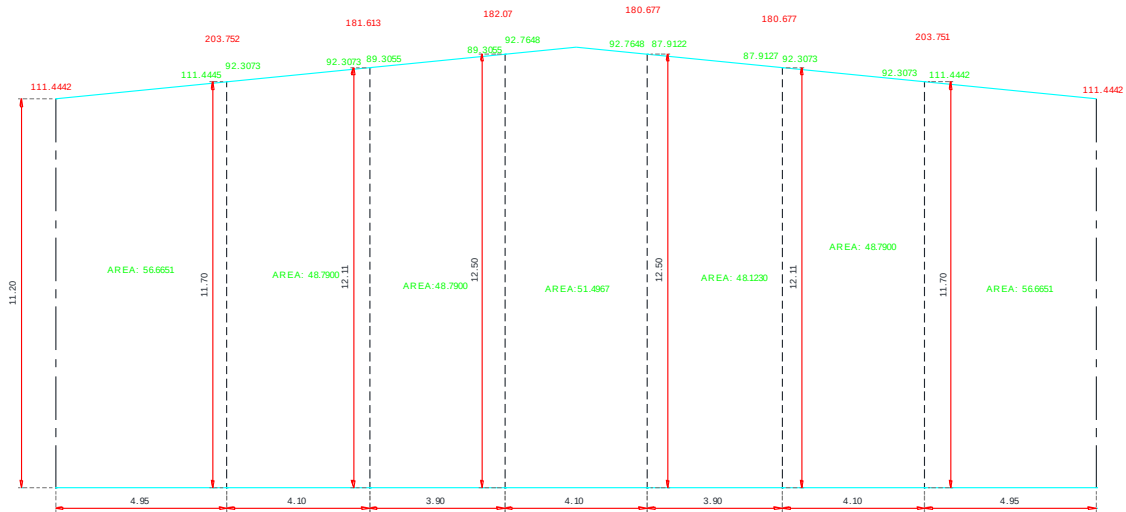


Ilustración 21.-Representación de área y momentos en la parte delantera.

$$11.20 + 11.695 = 22.895$$

$$1. - 56.6651 * 45.028 = \frac{2551.5161}{22.895} = 111.4442$$

$$11.695 + 12.105 = 23.80$$

$$2. - 48.7900 * 45.028 = \frac{2196.9161}{23.80} = 92.302$$

$$12.105 + 12.405 = 24.60$$

$$3. - 48.7900 * 45.028 = \frac{2196.9161}{24.60} = 89.3055$$

$$12.495 + 12.497 = 24.992$$

$$4. - 51.4967 * 45.028 = \frac{2318.6569}{24.992} = 92.7648$$

$$12.497 + 12.105 = 24.60$$

$$5. -48.1230 * 45.028 = 579.6983/24.60 = 92.30787.9122$$

$$12.105 + 11.695 = 23.80$$

$$6. -48.7900 * 45.028 = 21969161/23.80 = 23.0785$$

$$11.20 + 11.95 = 23.15$$

$$1. -86.8125 * 16.886 = 1465.9158/23.15 = 63.3224$$

$$11.95 + 12.70 = 24.65$$

$$2. -92.4375 * 16.886 = \frac{1560.8996}{24.65} = 63.3224$$

$$63.3224 + 63.3224 = 126.6348$$

$$63.3224 + 63.3224 = 126.6448$$

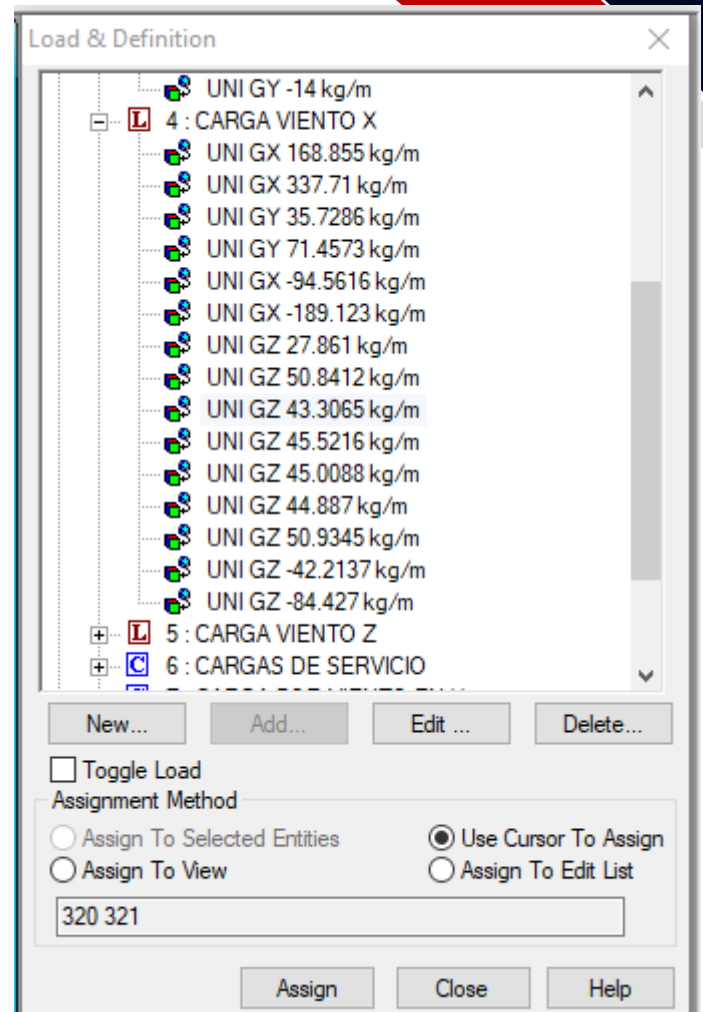


Ilustración 22.-Representacion de cargas X,Z.

Combinaciones por viento

Cargas por servicio: CM+ CV max

Cargas por viento en x:

1.0 CM+1.0 C. RED+ 1 Viento X

Carga por viento en Z: 1.0 CM+1.0 C. RED+ 1 Viento Z

Carga viento X: 1.0 CM+ 1.0 Viento X

Carga viento Z: CM+ 1.0 Viento Z

Load & Definition

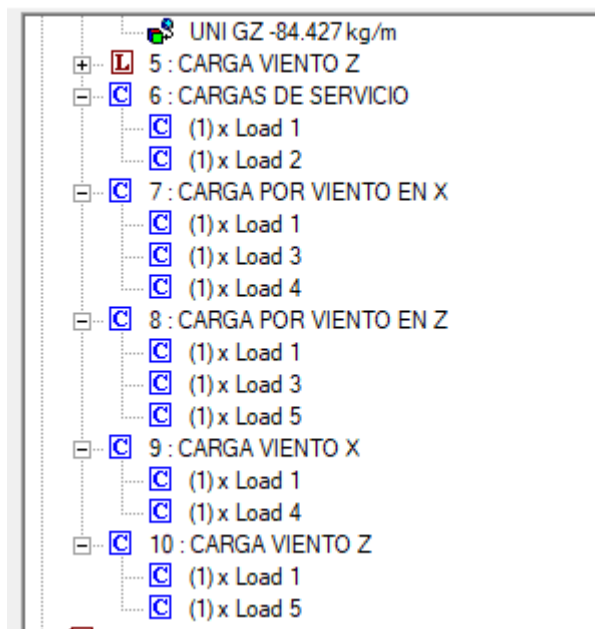


Ilustración 24.- Representación de combinaciones en Staad Pro.

Load & Definition

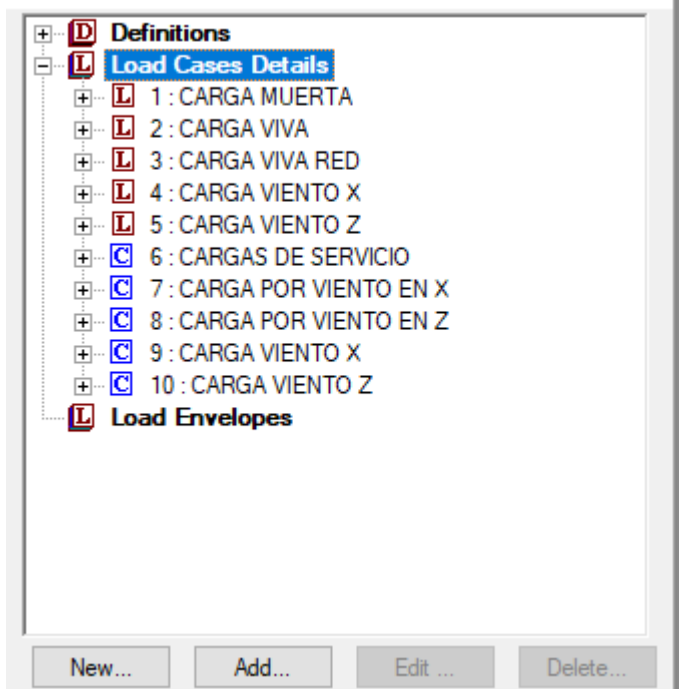


Ilustración 23.- Representación de combinaciones en Staad Pro.

Sismo en sentido X y Z

Clasificación de estructuras:

Los temblores futuros se pueden describir solo términos probabilistas. Es imposible acotar dentro de límites prácticos la máxima intensidad sísmica que puede ocurrir en lugar dado

La manera adecuada de distinguir entre los diversos tipos de estructuras para obtener datos

que requiere el software, que consiste en el empleo de dos parámetros;

La seguridad aconsejable para la estructura

Las características estructurales que influyen en la respuesta sísmica.

Clasificación de construcciones según su destino

Es Grupo B:

Son estructuras en que se requiere un grado de seguridad intermedio. Construcciones cuya falla estructura lo ocasiona pérdidas de magnitud inmediata o podrías en peligro otras construcciones, tales como naves industriales, locales comerciales, estructuras comunes destinadas.

Regionalización sísmica y espectros de diseño

La fuerza sísmica se aplicará de acuerdo con lo establecido en el manual de obras civiles del CFE para diseño por sismo.

Del estudio de mecánica de suelo se considera del Capítulo V Las características sísmicas.

La interacción de esta obra es mostrar el estado actual del conocimiento sobre el diseño sísmico. El movimiento que suelo en sitios de terreno blando puede ser diferente.

El Manual de diseño de obras civiles “Diseño por sismos” Comisión Federal de electricidad, Instituto de investigación Eléctricas 1993. Nos habla de una organización del todo el territorio nacional con fines de diseño sísmico, dicha regionalización se divide en cuatro zonas principales, siendo la zona A la menor de la intensidad sísmica; mientras la zona D de mayor actividad sísmica, como se puede apreciar en la siguiente figura.



Ilustración 25.- Mapa de Regionalización sísmica de la República Mexicana C.F.E 1993 SISMOS.

Datos:

Terreno: Tipo I

Clasificación de construcciones según su destino: Grupo B

Clasificación de construcciones según su Estructuración: Tipo I

Factor de comportamiento: Q3

De acuerdo con la localización del lugar en estudio del lugar en estudio, la zona sísmica B, por lo que se considera espectros de acuerdo con la figura:

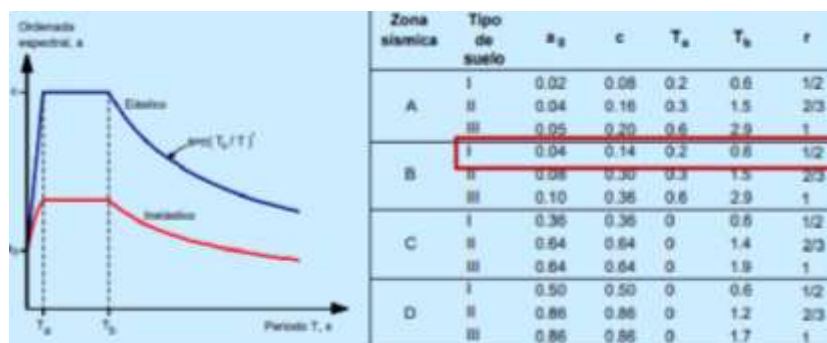


Ilustración 26.- Los espectros de diseño.

Los espectros de diseño especificados son aplicables a estructuras del grupo B.

espectros

La presente figura 28 y 27 .- ilustra la aplicación del software para el análisis y diseño estructural conforme a los lineamientos establecidos en el Reglamento de Diseño por Sismo de la CFE 1993. En ella se observa cómo se implementan los parámetros normativos para evaluar el comportamiento estructural de edificaciones sujetas a cargas sísmicas, permitiendo así verificar el cumplimiento de los criterios de seguridad y desempeño.

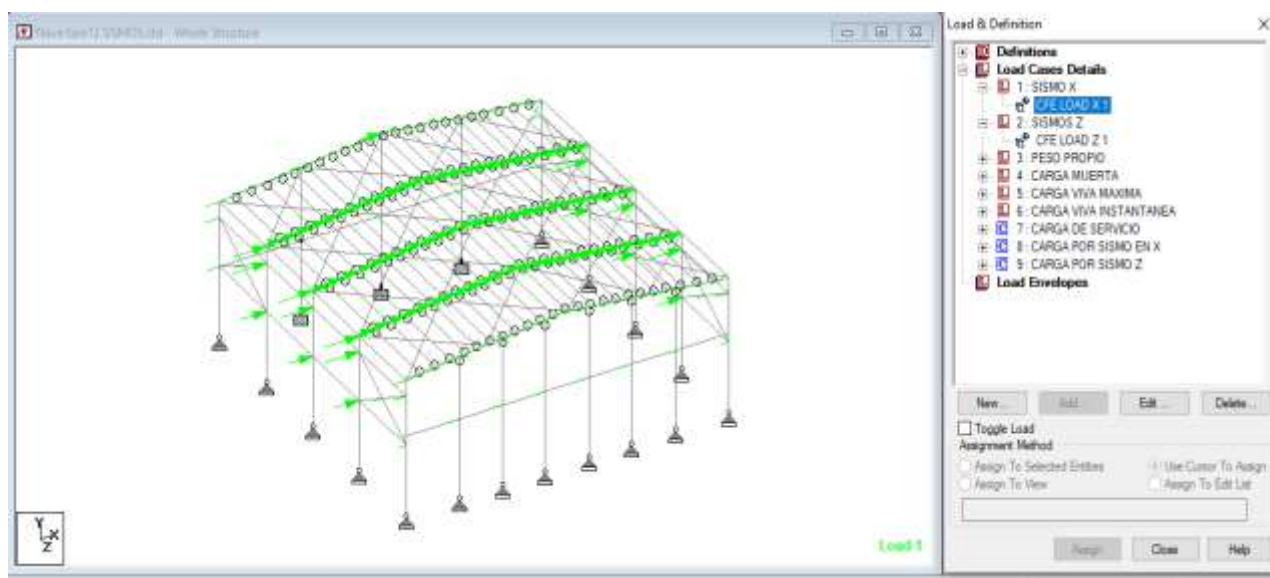


Ilustración 28.- Análisis de sismo en X.

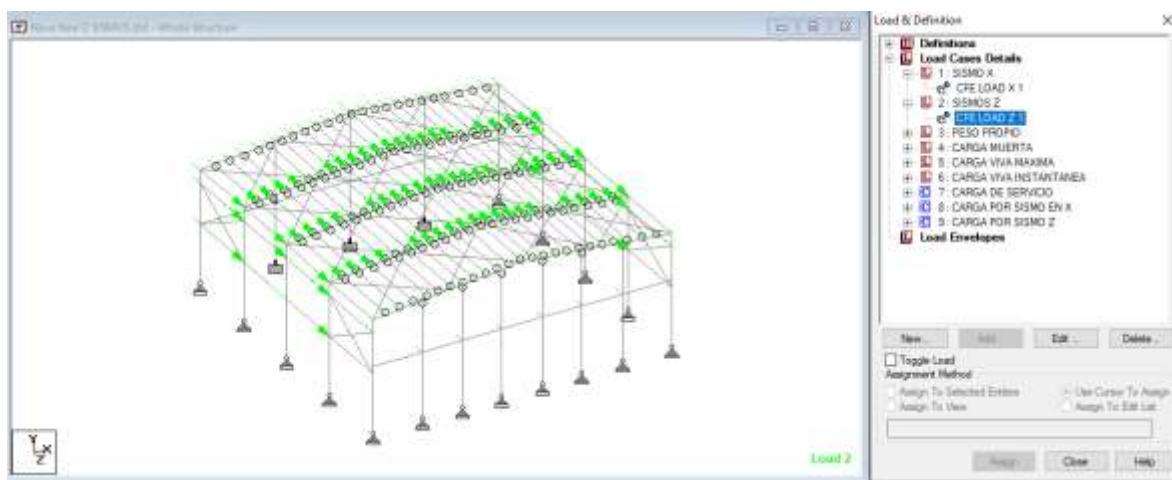


Ilustración 27.- Análisis de sismo en Z.

Combinaciones en sismos

Cargas de servicio: Peso propio + Carga muerta+ Carga viva máxima

Carga por sismos en X: Sismo $x+0.3$ sismo en z+ Peso propio+ Carga muerta + Carga viva instantánea

Carga por sismos en Z: Sismo $x 0.3$ + Sismo en z+ Peso propio+ Carga muerta +Carga viva instantánea

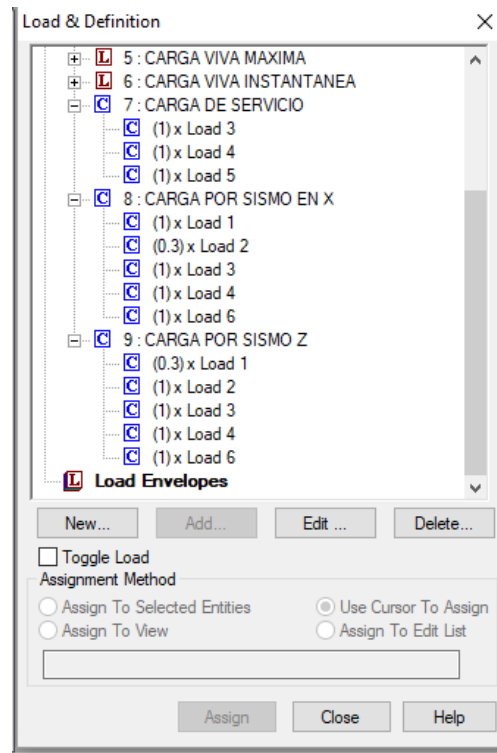


Ilustración 29.- Representación de combinaciones en sismo en servicio por ultimo X,Z.

Capítulo V. DISEÑO ESTRUCTURAL.

Revisión por relación de esfuerzos

De la corrida estructural, se obtiene un diagrama de relación de esfuerzos cuya finalidad es comparar el esfuerzo obtenido de a que estará trabajando cada uno de los elementos con el esfuerzo permisible del mismo de acuerdo a los reglamentos; en el diagrama podemos observar las siguientes variables:

- ELEMENTOS POR ABAJO DEL ESFUERZO PERMISIBLE (QUE PASAN)
- ELEMENTOS AL LÍMITE DE SU ESFUERZO, PERO ACEPTABLE (MÁXIMO ESFUERZO)
- ELEMENTOS POR ARRIBA DE SU ESFUERZO PERMISIBLE (QUE FALLAN)

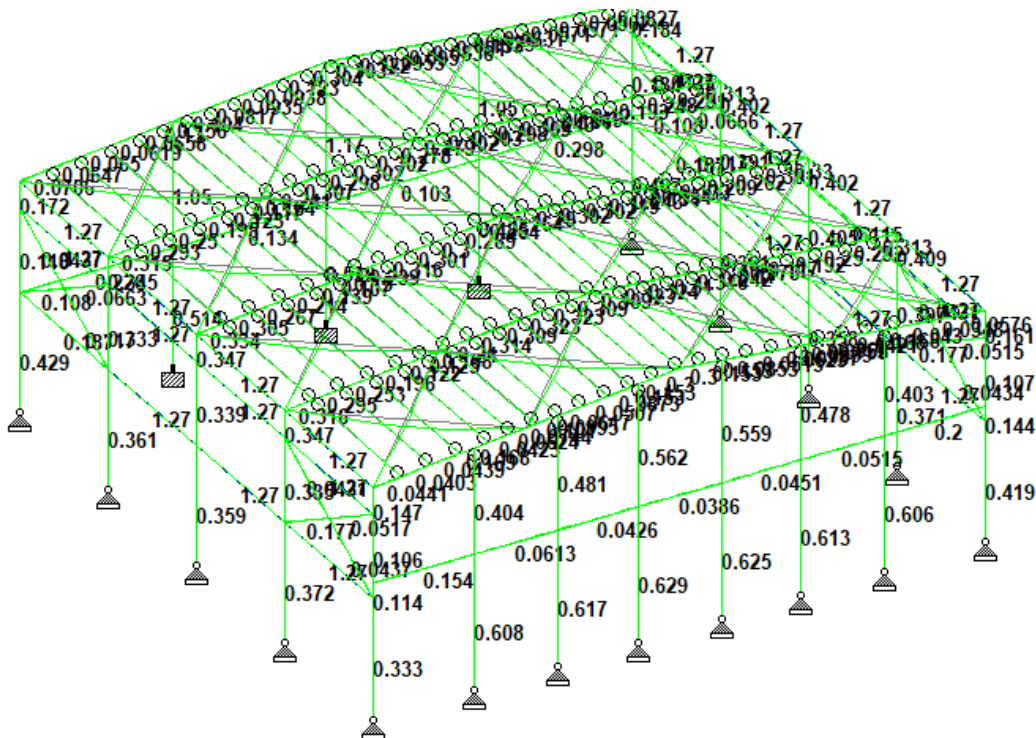
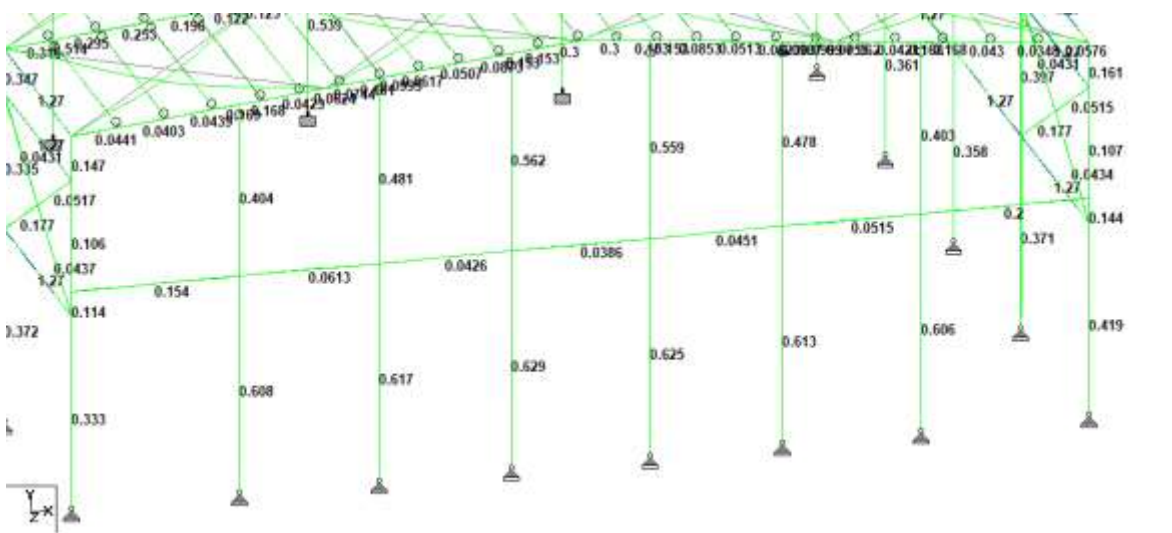
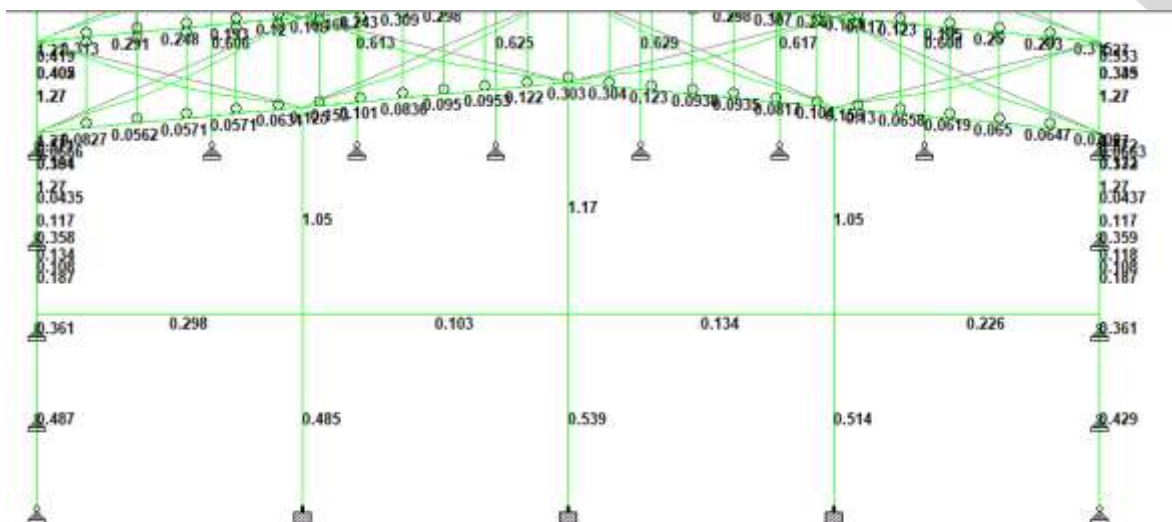
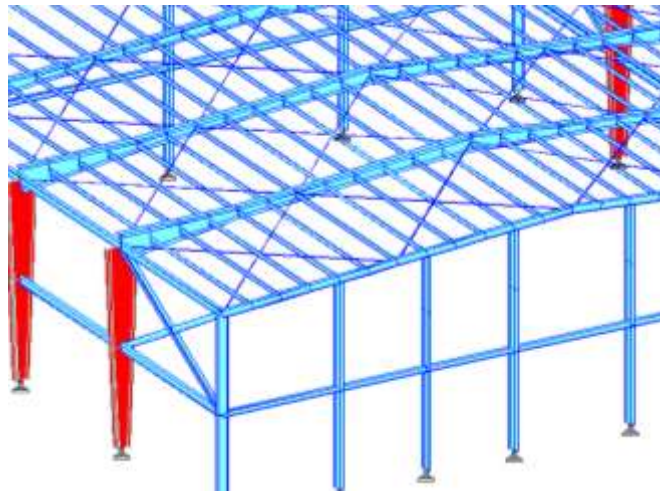


Ilustración 30.-Relación de esfuerzos nave fase 4.

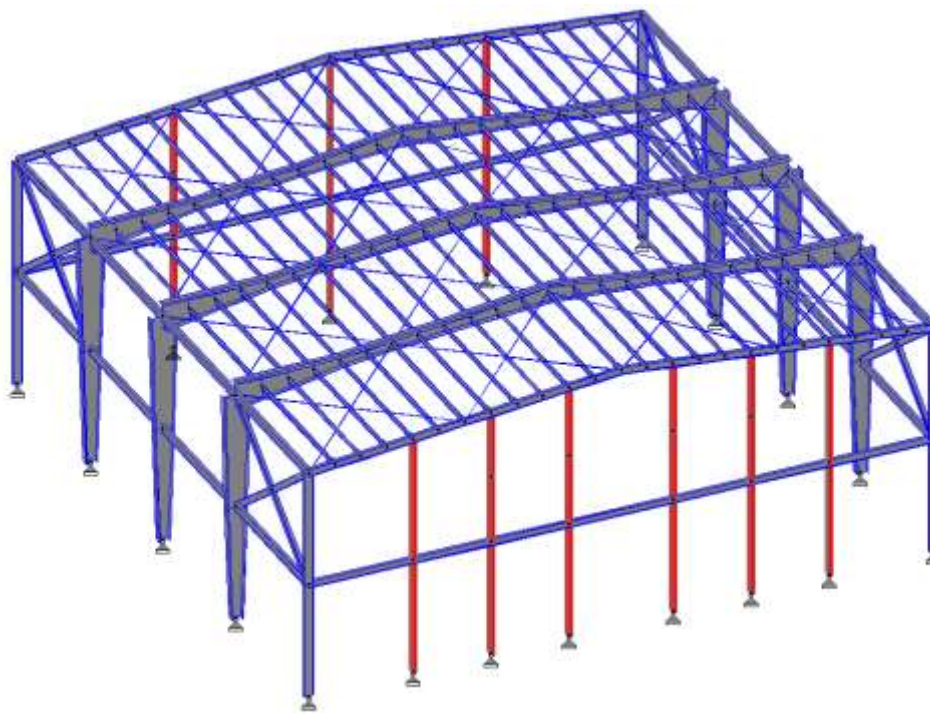


Columnas principales
Sección "I" 3 placas
Patines 1/2"
Alma 3/8"



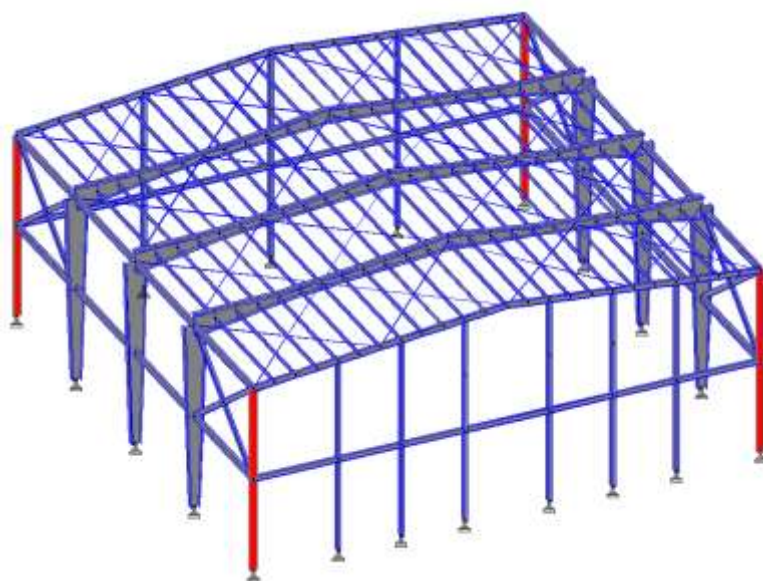
Columnas de viento
Sección "IR" 16"X36 LB/FT

Sección "IR" 16"X36 LB/FT



Columnas de marcos extremos

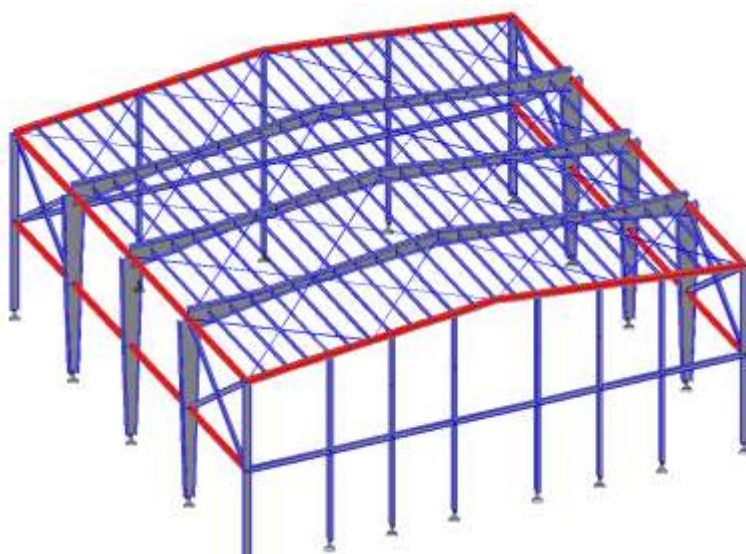
Sección "IR" 18"X35 LB/FT



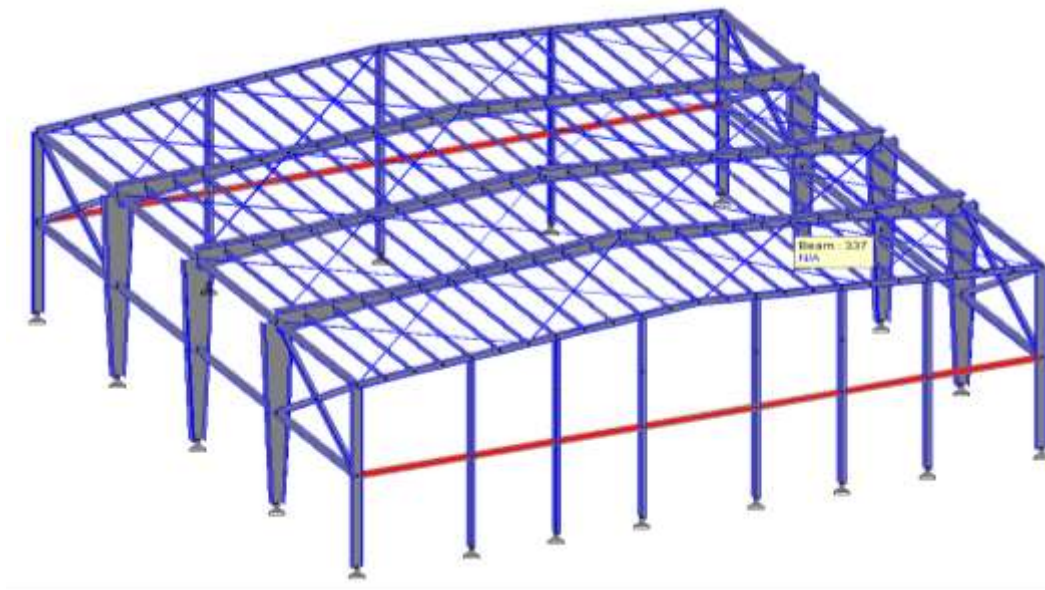
Vigas de arriostrameinto media altura

Sección "IR" 16"X36 LB/FT

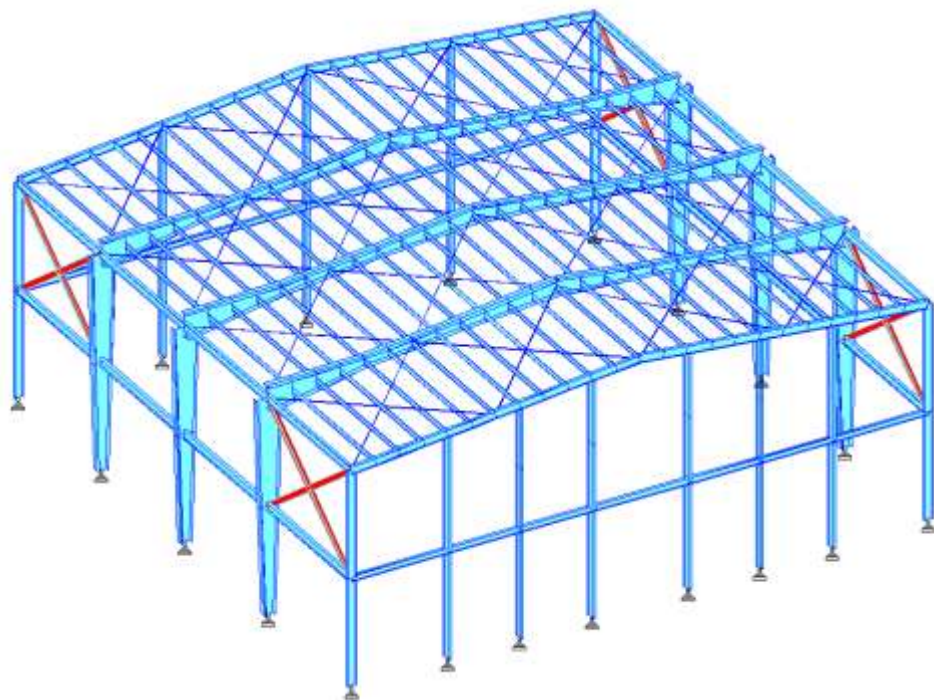
Sección "IR" 16"X31 LB/FT



Vigas de arriostramiento media altura
Sección "IR" 12"X30 LB/FT

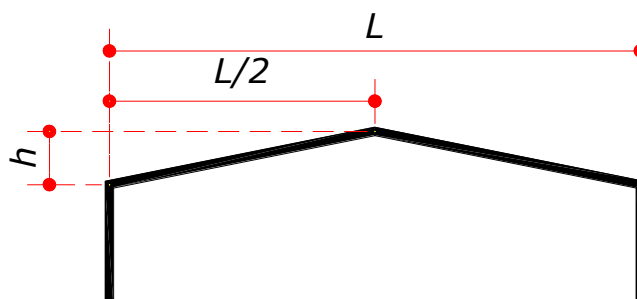
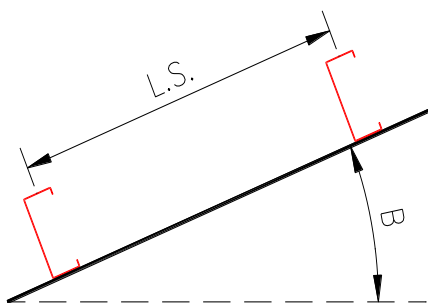


Contravientos laterales
Sección "IR"
12"X26 LB/FT



DISEÑO DE LARGUERO EN CUBIERTA

El monten se apoya en tramos separados de la armadura manera que se analizara como viga simplemente apoya.



Análisis de la carga:

Carga muerta	10.80	KG/M2
Peso propio de los largueros	5.00	KG/M2

Carga viva	40.00	KG/M2
Total:	55.80	KG/M2

Carga por viento (succión)	50.66	KG/M2
----------------------------	-------	-------

Datos de la sección:

Polín estructural prolamsa

Sección 10-EP-14 CALIDAD AR A570

Sx=	57.66	cm3.	LS=	1.41	m.
Sy=	8.87	cm3.	SEP.ARM LT=	7.50	m.
Peso	6.82	kg/m.	Claro l=	30.00	m.
Fy=	3500.00	kg/cm2	H=	1.50	m.
Fb=0.6 *Fy	2100.00	kg/cm2			

SEPARACION
DE
ARMADURAS 7.50 m.

CLAVE DEL POLIN (1)	DIMENSIÓN EXTERIOR	CAL	DIMENSIONES DE LAS SECCIONES						LARGO STD (4)	PROPIEDADES DE LA SECCIÓN TOTAL														FACTOR COLUMNA	SEPARACIÓN SOPORTES LATERALES	
										EJE X - X							EJE Y - Y									
			A X B Pulgadas	A mm	B mm	C mm	t mm	R mm		m	PESO (3) kg/m	AREA cm2	Sx(ef) cm3	Ix cm4	Sx cm3	rx cm	ly cm4	Sy cm3	ry cm	Xz cm	M cm	Q (2)	Lsc m			
12EP10	12 X 3 1/2	10	304	89	25	3.42	3.96	12	14.40	17.42	153.71	2342.53	153.71	11.60	168.18	25.58	3.11	2.32	3.72	0.70	1.75					
12EP12	12 X 3 1/2	12	304	89	25	2.66	3.96	12	11.10	13.65	119.35	1848.96	119.35	11.64	134.85	20.50	3.14	2.31	3.77	0.64	1.77					
12EP14	12 X 3 1/2	14	304	89	25	1.90	3.96	12	8.00	9.82	87.95	1340.06	87.93	11.68	99.27	15.09	3.18	2.31	3.79	0.53	1.78					
10EP10	10 X 2 3/4	10	254	69	19	3.42	3.96	10	11.22	13.96	100.02	1270.21	100.02	9.54	77.49	14.76	2.36	1.74	2.69	0.74	1.36					
10EP12	10 X 2 3/4	12	254	69	19	2.66	3.96	10	8.80	10.96	79.25	1006.52	79.25	9.56	62.73	11.94	2.39	1.73	2.74	0.68	1.39					
10EP14	10 X 2 3/4	14	254	69	19	1.90	3.96	10	6.34	7.90	56.86	732.34	57.66	9.63	46.62	8.87	2.43	1.73	2.80	0.59	1.41					
10EP16	10 X 2 3/4	16	254	69	19	1.52	3.96	10	5.10	6.35	44.75	591.27	46.56	9.65	38.04	7.23	2.45	1.72	2.82	0.53	1.42					
9EP10	9 X 2 3/4	10	228	69	19	3.42	3.96	9	10.52	13.09	86.34	986.91	86.34	8.88	75.21	14.62	2.40	1.84	2.79	0.78	1.39					
9EP12	9 X 2 3/4	12	228	69	19	2.66	3.96	9	8.26	10.28	68.49	782.88	68.49	8.73	60.89	11.83	2.43	1.84	2.85	0.72	1.41					
9EP14	9 X 2 3/4	14	228	69	19	1.90	3.96	9	5.96	7.42	49.17	570.24	49.89	8.77	45.25	8.78	2.47	1.83	2.90	0.63	1.43					
9EP16	9 X 2 3/4	16	228	69	19	1.52	3.96	9	4.79	5.96	38.68	460.64	40.30	8.79	36.92	7.16	2.49	1.83	2.93	0.56	1.44					
8EP10	8 X 2 3/4	10	203	69	19	3.42	3.96	8	9.82	12.23	73.41	745.84	73.41	7.81	72.62	14.44	2.44	1.96	2.91	0.82	1.41					
8EP12	8 X 2 3/4	12	203	69	19	2.66	3.96	8	7.72	9.61	58.31	592.42	58.31	7.85	58.79	11.69	2.47	1.96	2.96	0.76	1.43					
8EP14	8 X 2 3/4	14	203	69	19	1.90	3.96	8	5.57	6.93	41.88	432.06	42.53	7.89	43.69	8.68	2.51	1.95	3.01	0.67	1.45					
8EP16	8 X 2 3/4	16	203	69	19	1.52	3.96	8	4.48	5.57	32.93	349.24	34.37	7.92	35.65	7.06	2.53	1.95	3.04	0.60	1.46					
7EP10	7 X 2 3/4	10	177	69	19	3.42	3.96	7	9.12	11.36	61.22	544.22	61.22	6.92	69.62	14.24	2.48	2.09	3.03	0.87	1.43					
7EP12	7 X 2 3/4	12	177	69	19	2.66	3.96	7	7.17	8.93	48.70	432.94	48.70	6.96	56.37	11.52	2.51	2.09	3.09	0.81	1.46					
7EP14	7 X 2 3/4	14	177	69	19	1.90	3.96	7	5.18	6.45	35.01	316.24	35.57	7.00	41.89	8.66	2.55	2.09	3.14	0.72	1.48					
7EP16	7 X 2 3/4	16	177	69	19	1.52	3.96	7	4.17	5.19	27.52	255.82	28.78	7.02	34.18	6.99	2.57	2.09	3.16	0.64	1.49					
6EP10	6 X 2	10	152	50	19	3.42	3.96	6	7.38	9.19	40.28	306.92	40.28	5.78	30.05	8.47	1.81	1.53	2.20	0.91	1.05					
6EP12	6 X 2	12	152	50	19	2.66	3.96	6	5.82	7.24	32.21	245.47	32.21	5.82	24.62	6.93	1.84	1.53	2.25	0.84	1.07					
6EP14	6 X 2	14	152	50	19	1.90	3.96	6	4.21	5.24	23.65	180.24	23.65	5.86	18.51	5.21	1.88	1.53	2.31	0.76	1.09					
6EP16	6 X 2	16	152	50	19	1.52	3.96	6	3.39	4.22	19.12	146.17	19.18	5.88	15.19	4.27	1.90	1.53	2.34	0.71	1.10					
5EP10	5 X 2	10	127	50	19	3.42	3.96	5	6.66	8.32	31.23	198.31	31.23	4.88	28.27	8.30	1.84	1.67	2.33	0.96	1.07					
5EP12	5 X 2	12	127	50	19	2.66	3.96	5	5.27	6.57	25.05	159.08	25.05	4.92	23.16	6.80	1.88	1.67	2.39	0.90	1.09					
5EP14	5 X 2	14	127	50	19	1.90	3.96	5	3.82	4.76	18.45	117.14	18.45	4.96	17.42	5.11	1.91	1.67	2.44	0.82	1.11					
5EP16	5 X 2	16	127	50	19	1.52	3.96	5	3.08	3.84	14.93	95.14	14.98	4.98	14.30	4.19	1.93	1.67	2.48	0.77	1.12					
4EP10	4 X 2	10	101	50	19	3.42	3.96	*	5.98	7.45	22.94	116.54	22.94	3.96	26.07	8.07	1.87	1.85	2.49	1.00	1.08					
4EP12	4 X 2	12	101	50	19	2.66	3.96	*	4.73	5.89	18.48	93.87	18.48	3.99	21.38	6.62	1.90	1.85	2.54	0.96	1.10					
4EP14	4 X 2	14	101	50	19	1.90	3.96	*	3.44	4.28	13.66	69.40	13.66	4.03	16.09	4.98	1.94	1.85	2.59	0.90	1.12					
4EP16	4 X 2	16	101	50	19	1.52	3.96	*	2.77	3.45	11.08	56.48	11.12	4.05	13.21	4.09	1.96	1.85	2.61	0.85	1.13					
4EP10	4 X 1 1/2	10	101	38	19	3.42	3.96	6	5.17	6.58	18.78	95.40	18.78	3.81	12.77	5.16	1.39	1.33	1.86	1.00	0.81					
4EP12	4 X 1 1/2	12	101	38	19	2.66	3.96	6	4.10	5.21	15.20	77.22	15.20	3.85	10.64	4.29	1.43	1.33	1.94	0.96	0.83					
4EP14	4 X 1 1/2	14	101	38	19	1.90	3.96	6	2.98	3.79	11.28	57.33	11.28	3.89	8.13	3.28	1.46	1.33	2.01	0.88	0.85					
4EP16	4 X 1 1/2	16	101	38	19	1.52	3.96	6	2.41	3.06	9.21	46.79	9.21	3.91	6.72	2.71	1.48	1.33	2.05	0.83	0.86					
3EP12	3 X 1 1/2	12	76	38	19	2.66	3.96	6	3.60	4.54	10.10	38.50	10.10	2.91	8.56	4.16	1.45	1.51	1.95	1.00	0.84					
3EP14	3 X 1 1/2	14	76	38	19	1.90	3.96	6	2.40	3.31	7.55	28.76	7.55	2.95	7.30	3.17	1.48	1.51	2.01	0.97	0.86					

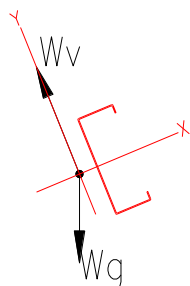
NOTAS: 1.- El primer número indica el peralte en pulgadas. EP-Estructural Prolamsa. El último número indica el calibre de la lámina.
2.- El esfuerzo de flexión se consideró en FB=2100 kg/cm² para el módulo de sección efectiva en flexión y para el factor columna.
3.- Los pesos teóricos pueden variar +/- 5 %.
4.- Los productos contenidos en esta tabla se puede fabricar en cualquier largo, sobre pedido.
5.- En caso de necesitar algún producto con dimensiones o calibres fuera de los que contiene esta tabla contacte a su agente de ventas para evaluar la posibilidad de fabricarlo en base a las corridas mínimas de nuestros molinos.

(*) Se fabrican en 4, 5 y 6 metros de largo.

Ilustración 33.- Propiedades de perfiles de acero.

Revisión por cargas gravitacionales

Componentes de las cargas que produce la flexión con respecto al eje X



$$WG_y = 85.07 \quad \text{kg/m.}$$

$$WG_x = 8.51 \quad \text{kg/m.}$$

Momentos en cada sentido

$$M_x = 59817.438 \quad \text{kg*cm}$$

$$M_y = 5981.744 \quad \text{kg*cm}$$

B = 5.711 GRADOS

$$B = \text{ATAN}\left(\frac{1.50}{\frac{30}{2}}\right) * 180/\pi = 5.711 \text{ grados}$$

$$WG_y = (((55.80 * 1.41) + 6.82 * \cos\left(5.711 * \frac{\pi}{180}\right))) = 85.07 \text{ kg/m}$$

$$WG_x = (((55.80 * 1.41) + 6.82 * \text{seno}\left(5.711 * \frac{\pi}{180}\right))) = 8.51 \text{ kg/m}$$

Momentos sin sentido

$$M_x = \left(\frac{((85.07 * 7.50^2))}{8}\right) * 100 = 59817.438 \text{ kg} * \text{cm}$$

$$M_y = \left(\frac{((8.51 * 7.50^2))}{8}\right) * 100 = 5981.744 \text{ kg} * \text{cm}$$

Se calcula el "f" con la fórmula de la escuadria

$$M_y/S_y = 674.38$$

$$M_x/S_x = 1037.42 \quad \text{No hay problema en } m_x$$

$$f_b = \frac{M_y}{S_y} + \frac{M_x}{S_x} = 1711.80 \quad \text{kg/cm}^2$$

$$\frac{f_b}{F_b} = 0.82 < 1.00$$

Si pasa, se acepta la sección
no requiere contraflambeos

Iteracion de esfuerzos

Numero de contraflambeos 0.00

Numero de espacios 1.00

Long. De análisis (m) 7.50

$$M_y = 5,981.74 \text{ kg} * \text{cm}$$

$$M_y/S_y = 674.38 \quad M_x/S_x = 1037.42$$

$$f_b = \frac{M_y}{S_y} + \frac{M_x}{S_x} =$$

$$1,711.80 \quad \text{kg/cm}^2 \quad \text{Si pasa son suficientes los contraflambeos.}$$

$$\frac{f_b}{F_b} =$$

0.82 Interaccion de esfuerzos considerando cf

Revision por efecto del viento más cargas gravitacionales

$$C = 10.80 + 5.00 = 15.80$$

$$WG = 15.80 + 6.82 = 22.62 \text{ kg/m}$$

$$\text{Carga con viento } wv: Wv = 50.66 * 1.41 = 71.43 \text{ kg m}$$

$$Fb = 2100 \text{ kg cm}^2 * 1.3 = 2730.00 \text{ kg m}^2$$

La presión Neta resulta igual:

$$Wv = 71.43 - 22.62 = 48.81 \text{ kg m}$$

$$Mx = (71.43 * 7.50 / 2) * 100 = 50224.64063 \text{ kg/m}$$

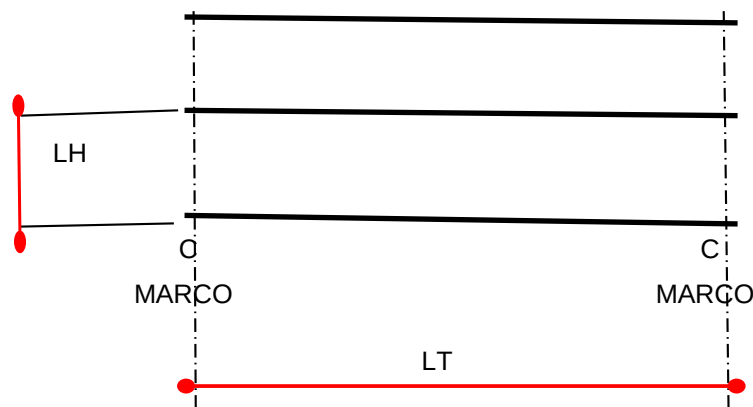
$$f = 50224.64063 / 57.66 = 871.05$$

SI $(871.05 < 2730)$ "Si pasa se acepta la seccion"

Nota: Si no, pasa se recomienda aumentar la seccion.

Diseño de larguero por diseño

El monten se apoya en tramos separados de la armadura de manera que se analizara como viga simplemente apoyada.



Datos de la carga

Peso de la lámina: 5.80 kg/m²

Peso propio del larguero: 5.00 kg/m²

Total 10.80 kg/m²

Sección 10-EP-14 CALIDAD AR A570

S_x= 57.66 cm³. LS= 1.41 m.

S_y= 8.87 cm³. SEP.ARM LT= 7.50 m.

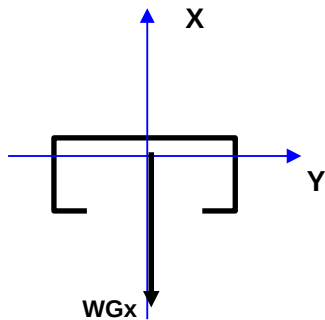
Peso 8.87 kg/m. Claro l= 30.00 m.

F_y= 3500.00 kg/cm² H= 1.50 m.

F_b=0.6* F_y 2100.00 kg/cm²

Revisión

SEPARACION
DE
ARMADURAS 7.50 m. por cargas



gravitacionales

Componentes de las cargas que produce la flexión con respecto al eje x

$$WGx = (T \text{ Lámina} * LH) + \text{Peso} = (10.80 * 1.41) + 5.57 = 20.80$$

$$My = (((20.80 * 7.50^2 / 8) * 100) = 14623.59$$

Se calcula el "f" con la fórmula de la escuadría.

$$\frac{My}{S_y} = \frac{14623.59}{8.87} = 1,648.66 \text{ kg/cm}^2$$

Nota: no hay problema en my, no necesita contraflambeos.

Numero de
contraflambeos 2.00

Numero de
espacios 3.00

Long. De análisis 2.50

$s = M_y / S_y = 183.18 \text{ KG/CM}^2$ SI PASA

Revision por efecto del viento

$W_v = 64.86 \text{ KG/M.}$

La presion neta resulta igual

$W_v = 64.86 \text{ KG/M.}$

$M_x = 45604.6875 \text{ KG*CM}$

$f_b = 2310.00 \text{ KG/CM}^2$

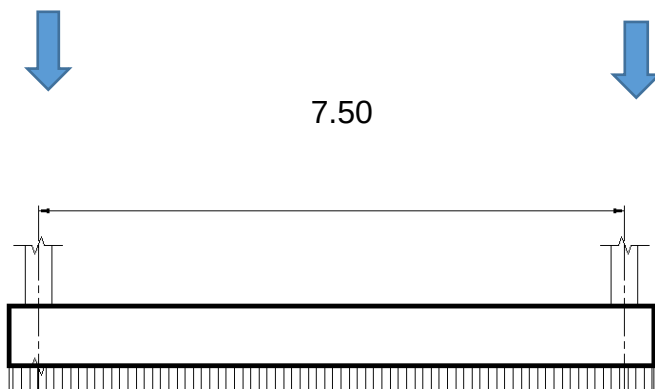
$f = M_x / S_x = 790.92 \text{ KG/CM}^2$

Si pasa, se acepta la seccion

Diseño de la contrabe 1

Node	L/C	Force-X kg	Force-Y kg	Force-Z kg	Moment-X MTon-m	Moment-Y MTon-m	Moment-Z MTon-m
74	7 CARGA DE SERVICIO	4287.87	12442.301	-1.447	0	0	0

** Esta es la descarga máxima que se presenta en las columnas y la cual será transmitida a la contratrabe, esta descarga se reparte en ambas contratraves que conectan a al dado. Y se factorizara por 1.5 para su diseño.



Claro: 7.50 m.

Descarga en columna: 12.44 ton

Carga distribuida w : $12.44/7.50 =$

Carga distribuida w : 1.66 ton*m

Cortante máximo: $1.66 \cdot 7.50 / 2 =$

Cortante máximo = 6.22 ton

Momento máximo: $1.66 \cdot 7.50 \cdot 7.50 / 12 =$

Momento máximo = 7.78 ton*m

Momento al centro: $1.66 \cdot 7.50 \cdot 7.50 / 24 =$

Momento al centro = 3.89 ton*m

Dimensionamiento con el Momento del centro

MOMENTO
ULTIMO= 3.89 TON*M

CORTANTE
ULTIMO

(Vu)= 6.22 TON

MATERIALES Y CONSTANTES

ACERO (fy)= 4200.00 KG/CM2

CONCRETO(f' c)= 250.00 KG/CM2

f*c= 200.00 KG/CM2

f'c= 170.00 KG/CM2

$P_{min} = (0.7 \cdot \text{RAIZ}(4200)) / 250$

$P_{min} = 0.002635231$

Calculo de dimensiones de la sección

PORCENTAJE
BALANCEADO

(rb)= 0.0190 $P_b = (f'c / F_y) \cdot (4800 / (F_y + 6000))$

Pmax.= 0.0143 $P_{max.} = 0.75 P_b$

SUPONIENDO

$r = 0.30 r_b$ 0.0057

Utilizando las ayudas de diseño se tiene que para el

Porcentaje anterior $\mu / b d^2 = 20.20$

Para mezclas de concreto con asentamiento menor a 0.000264, se debe considerar la Tabla X de la NMX-C-159-ONNCCE-2012, que especifica los requisitos de calidad del concreto.

10057
57
Apéndice 8 741

0.001
 0.00129
 0.00264

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$			$f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$			$\rho_b = 2.022\%$		
	ρ (%)	M_u/bd^2 (kg/cm ²)		ρ (%)	M_u/bd^2 (kg/cm ²)		ρ (%)	M_u/bd^2 (kg/cm ²)
1	0.1000	3.733	49	0.5753	20.20	97	1.051	34.56
2	0.1099	4.098	50	0.5852	20.52	98	1.061	34.84
3	0.1198	4.462	51	0.5951	20.84	99	1.070	35.11
4	0.1297	4.824	52	0.6050	21.16	100	1.080	35.39
5	0.1396	5.186	53	0.6149	21.48	101	1.090	35.66
6	0.1495	5.547	54	0.6248	21.79	102	1.100	35.93
7	0.1594	5.907	55	0.6347	22.11	103	1.110	36.21
8	0.1693	6.266	56	0.6446	22.43	104	1.120	36.48
9	0.1792	6.624	57	0.6545	22.74	105	1.130	36.75
10	0.1891	6.982	58	0.6644	23.05	106	1.140	37.02
11	0.1990	7.338	59	0.6743	23.37	107	1.150	37.28
12	0.2089	7.693	60	0.6842	23.68	108	1.160	37.55
13	0.2188	8.048	61	0.6941	23.99	109	1.169	37.82
14	0.2287	8.40	62	0.7040	24.30	110	1.179	38.08
15	0.2386	8.75	63	0.7139	24.61	111	1.189	38.35
16	0.2485	9.11	64	0.7238	24.91	112	1.199	38.61
17	0.2584	9.46	65	0.7337	25.22	113	1.209	38.88
18	0.2683	9.81	66	0.7436	25.53	114	1.219	39.14
19	0.2782	10.16	67	0.7535	25.83	115	1.229	39.40
20	0.2881	10.50	68	0.7634	26.14	116	1.239	39.66
21	0.2980	10.85	69	0.7733	26.44	117	1.249	39.92
22	0.3079	11.20	70	0.7832	26.74	118	1.259	40.18
23	0.3178	11.54	71	0.7931	27.04	119	1.268	40.43
24	0.3277	11.89	72	0.8030	27.34	120	1.278	40.69
25	0.3377	12.23	73	0.8130	27.64	121	1.288	40.95
26	0.3476	12.57	74	0.8229	27.94	122	1.298	41.20
27	0.3575	12.92	75	0.8328	28.24	123	1.308	41.46
28	0.3674	13.26	76	0.8427	28.54	124	1.318	41.71
29	0.3773	13.60	77	0.8526	28.83	125	1.328	41.96
30	0.3872	13.93	78	0.8625	29.13	126	1.338	42.21
31	0.3971	14.27	79	0.8724	29.42	127	1.348	42.46
32	0.4070	14.61	80	0.8823	29.71	128	1.358	42.71
33	0.4169	14.95	81	0.8922	30.01	129	1.367	42.96
34	0.4268	15.28	82	0.9021	30.30	130	1.377	43.21
35	0.4367	15.62	83	0.9120	30.59	131	1.387	43.45
36	0.4466	15.95	84	0.9219	30.88	132	1.397	43.70
37	0.4565	16.28	85	0.9318	31.17	133	1.407	43.94
38	0.4664	16.61	86	0.9417	31.45	134	1.417	44.19
39	0.4763	16.94	87	0.9516	31.74	135	1.427	44.43
40	0.4862	17.27	88	0.9615	32.03	136	1.437	44.67
41	0.4961	17.60	89	0.9714	32.31	137	1.447	44.91
42	0.5060	17.93	90	0.9813	32.60	138	1.457	45.15
43	0.5159	18.26	91	0.9912	32.88	139	1.466	45.39
44	0.5258	18.58	92	1.001	33.16	140	1.476	45.63
45	0.5357	18.91	93	1.011	33.44	141	1.486	45.87
46	0.5456	19.23	94	1.021	33.72	142	1.496	46.11
47	0.5555	19.56	95	1.031	34.00	143	1.506	46.35
48	0.5654	19.88	96	1.041	34.28	144	1.516	46.59

Ilustración 34.-Manual de concreto y armado pag.741

Despejando "bd²" tenemos: $= (3.89 \cdot 100 \cdot 1000) / 2.20$

Despejando "bd²" tenemos 19245.05

Si decimos que $b = d/2$ entonces $d^3/2 = 19245.05$

Despejando "d" el peralte resulta: $= \text{POTENCIA}(19245.05 \cdot 2, 1/3)$

Despejando "d" el peralte resulta 33.76 CM.

Se propone la sección siguiente

r= 5.00 CM

d= 38.76 CM

h= 45.00 CM

b= 25.00 CM

** SE CONSIDERA PERALTE DE 45

Diseño a flexión centro del claro

*Aplicando la formula $M_u = f' c w (1 - 0.59w)$

Donde $M_u / f' c = 0.0460$

Igual a $w (1 - 0.59w)$

Igualando a cero quedaría =

$$0.0460 \quad (-w) \quad 0.59 w^2 \quad 0$$

Dividiendo todo entre 0.59

$$0.078 \quad -1.695 w \quad w^2 \quad 0$$

Resolviendo la ecuación con la formula general

a= 1.000

b= -1.695

c= 0.078

w1= 1.648

w2= 0.047

$p = w (f' c / f_y) = 0.002816$

Porcentaje de acero necesario= 0.002816

Porcentaje de acero mínimo= 0.002635

El área de acero por flexión presentada A_s =

2.73 CM2

VAR #3= 3.84 PZAS.

VAR #4= 2.15 PZAS.

VAR #5= 1.37 PZAS.

VAR #6= 0.95 PZAS.

VAR #8= 0.54 PZAS.

El área de acero por flexión presentada A_s =

2.55 CM2

VAR #3= 3.60 PZAS.

VAR #4= 2.01 PZAS.

VAR #5= 1.28 PZAS.

Diseño a cortante

*Esfuerzo cortante que toma el concreto

$V_{cr} = FR b d (0.2 + 30p)$ raíz f'_c = 3,119.16 kg

$V_{cr} = 0.5 FR b d$ raíz f'_c = 6,129.07 kg

$h/b = 1.80 < 6$ NO REDUCIR V_{cr}

$h = 45.00 < 70$ NO REDUCIR V_{cr}

*Esfuerzo que tomaran los estribos

$V'_u = 1,929.65$ KG

Necesita estribos

Separación máxima de estribo

" f_y "	PARA	
estribos=	4200	KG/CM2
Varilla	para	
estribo=	No.3	
as=	0.71	CM2

$$S_{max} \leq (F_R A_v f_y) / 3.5$$

$$b = 109.06 \text{ CM.}$$

$$S_{max} = d/2 = 19.38 \text{ CM.}$$

$$S_{min} = 10.00 \text{ CM.}$$

Donde:

FR= Factor de reducción (0.8)

Av= área de acero de las dos o más ramas

fy= esfuerzo del acero

b= base de sección

Separación máxima de estribos	19.38	Cm.
-------------------------------	-------	-----

Separación de estribos verticales

$$S = (F_R A_v f_y d) / (V_u) = 191.69 \text{ cm.}$$

Diseño a flexión con momento en los extremos

MOMENTO ULTIMO=	7.78	TON*M
--------------------	------	-------

CORTANTE ULTIMO (Vu)=	6.22	TON
--------------------------	------	-----

MATERIALES Y CONSTANTES

ACERO (fy)=	4200.00	KG/CM2
-------------	---------	--------

CONCRETO(f' c)=	250.00	KG/CM2
-----------------	--------	--------

f*c=	200.00	KG/CM2
------	--------	--------

f" c=	170.00	KG/CM2
-------	--------	--------

Pmin=	0.00263523
-------	------------

Calculo de dimensiones de la sección

PORCENTAJE BALANCEADO (rb)=0.0190

$$P_b = (f'_c / F_y) * (4800 / (F_y + 6000))$$

$$P_{max.} = 0.0143 \quad P_{max.} = 0.75 P_b$$

$$\text{SUPONIENDO } r = 0.30 \quad r_b = 0.0057$$

Utilizando las ayudas de diseño se tiene que para el

$$\text{Porcentaje anterior } \mu / b d^2 = 20.20$$

Para mezclas de concreto con asentamiento menor a 0.000264, se debe considerar la Tabla X de la NMX-C-159-ONNCCE-2012, que especifica los requisitos de calidad del concreto

$$\text{Despejando "bd"}^2 \text{ TENEMOS} \quad 38490.10$$

$$\text{Si decimos QUE } b = d/2 \text{ ENTONCES } d^3/2 = \quad 38490.10$$

$$\text{Despejando "d" el peralte resulta } 42.54 \text{ CM.}$$

Se propone la sección siguiente

$$r = \quad 5.00 \quad \text{CM}$$

$$d = \quad 38.76 \quad \text{CM}$$

$$h = \quad 45.00 \quad \text{CM}$$

$$b = \quad 25.00 \quad \text{CM}$$

Diseño a flexión en los extremos conexión con dado

$$\text{*Aplicando la formula } \mu = f'_c b d^2 w (1 - 0.59w)$$

$$\text{Donde } \mu / f'_c b d^2 = 0.0864$$

$$\text{Igual a } w (1 - 0.59w)$$

$$\text{Igualando a cero quedaría } =$$

$$0.0864 \quad (-w) \quad 0.59 w^2 \quad 0$$

$$\text{Dividiendo todo entre } 0.59$$

$$0.146 \quad -1.695 w \quad w^2 \quad 0$$

Resolviendo la ecuación con la formula general

$$a = \quad 1.000$$

$$b = \quad -1.695$$

$$c = \quad 0.146$$

$$w_1 = \quad 1.604$$

$$w_2 = 0.091$$

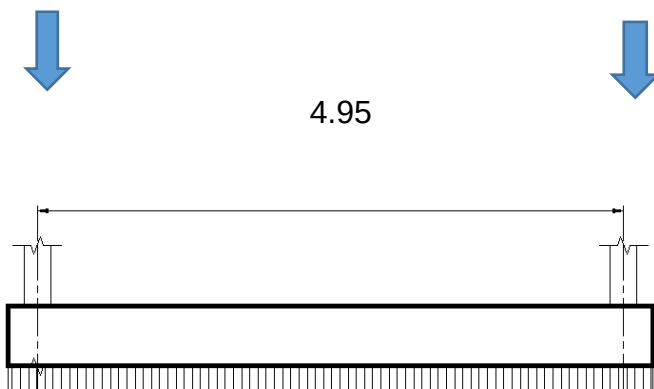
$$p = w (f'_c / f_y) = 0.0005435$$

El área de acero (A_s)= 5.43 CM2
VAR #4= 4.28 PZAS.
VAR #5= 2.73 PZAS.
VAR #6= 1.88 PZAS.
VAR #8= 1.07 PZAS.

Diseño de la contrabe 2

Node	L/C	Force-X kg	Force-Y kg	Force-Z kg	Moment-X MTon-m	Moment-Y MTon-m	Moment-Z MTon-m
4	9 CARGA POR SISMO Z	-50.817	3234.209	-17.904	0	0	0

** Esta es la descarga máxima que se presenta en las columnas y la cual será trasmitida a la contratrabe, esta descarga se reparte en ambas contratraves que conectan a al dado. Y se factorizara por 1.5 para su diseño



Claro: 4.95 m.

Descarga en columna: 3.23 ton

Carga distribuida w: $3.23/4.95=$

Carga distribuida w: 0.65 ton*m

Cortante máximo: $0.65*4.95/2=$

Cortante máximo=1.62 ton

Momento máximo: $0.65*4.95*4.95/12=$

Momento máximo =1.33 ton*m

Momento al centro: $0.65*4.95*4.95/24=$

Momento al centro=0.67 ton*m

Dimensionamiento con el Momento del centro

Momento ultimo= 0.67 TON*M

Cortante ultimo (vu)= 1.62 TON

MATERIALES Y CONSTANTES

Acero (fy)= 4200.00 KG/CM2

Concreto(f'c)= 250.00 KG/CM2

f*c= 200.00 KG/CM2

f''c= 170.00 KG/CM2

$P_{min} = (0.7 * RAIZ(4200)) / 250$

$P_{min} = 0.002635231$

Calculo de dimensiones de la sección

PORCENTAJE BALANCEADO

(rb)= 0.0190 $P_b = (f''c / F_y) * (4800 / (F_y + 6000))$

Pmax.= 0.0143 $P_{max.} = 0.75 P_b$

SUPONIENDO
r=0.30 rb

0.0057

Utilizando las ayudas de diseño se tiene que para el

Porcentaje anterior $\mu / bd^2 = 20.20$

Para mezclas de concreto con asentamiento menor a 0.000264, se debe considerar la Tabla X de la NMX-C-159-ONNCCE-2012, que especifica los requisitos de calidad del concreto.

Despejando "bd2" tenemos: $= (0.67 * 100 * 1000) / 2.20$

Despejando "bd2" tenemos 3297.96

Si decimos que $b = d/2$ entonces $d^3/2 = 3297.96$

DESPEJANDO "d" EL PERALTE RESULTA: $= POTENCIA (3297.96 * 2, 1/3)$

DESPEJANDO "d" EL PERALTE RESULTA 18.75 CM.

Se propone la sección siguiente

r= 5.00 CM

d= 38.76 CM
h= 45.00 CM
b= 25.00 CM

** SE CONSIDERA PERALTE DE 45*

Diseño a flexión centro del claro

*Aplicando la formula $M_u = f' c b d^2 w (1 - 0.59w)$

Donde $M_u / f' c b d^2 = 0.0210$

Igual a $w (1 - 0.59w)$

Igualando a cero quedaría =

$$0.0210 \quad (-w) \quad 0.59 w^2 \quad 0$$

Dividiendo todo entre 0.59

$$0.036 \quad -1.695 \quad 1 \quad 0$$

Resolviendo la ecuación con la formula general

a= 1.000

b= -1.695

c= 0.036

w1= 1.674

w2= 0.021

$p = w (f' c / f_y) = 0.002816$

Porcentaje de acero necesario= 0.002625

Porcentaje de acero mínimo= 0.002635

El área de acero por flexión presentada $A_s =$

1.56 CM²

VAR #3= 2.20 PZAS.

VAR #4= 1.23 PZAS.

VAR #5= 0.79 PZAS.

VAR #6= 0.54 PZAS.

VAR #8= 0.31 PZAS.

El área de acero por flexión presentada $A_s =$

1.56 CM²

Var #3= 2.20 Pzas.

Var #4= 1.23 Pzas.

Var #5= 0.79 Pzas.

Diseño a cortante

*Esfuerzo cortante que toma el concreto

$V_{cr} = FR b d (0.2 + 30p) \text{ raíz } f'_c = 1,598.75 \text{ kg}$

$V_{cr} = 0.5 FR b d \text{ raíz } f'_c = 3,755.82 \text{ kg}$

$h/b = 1.80 < 6$ NO REDUCIR V_{cr}

$h = 45.00 < 70$ NO REDUCIR V_{cr}

*Esfuerzo que tomaran los estribos

$V_{cr} = 2,629.08 \text{ kg}$

$V_u = 1,615.00 \text{ kg}$

Necesita estribos

Separación máxima de estribo

" f_y "	PARA		
estribos=	4200	KG/CM ²	
Varilla	para		
estribo=	No.3		
$a_s =$	0.71	CM ²	

$S_{max} \leq (FR A_v f_y) / 3.5$
 $b = 109.06 \text{ CM.}$

$S_{max} = d/2 = 11.88 \text{ CM.}$

$$S_{min.} = 10.00 \text{ CM.}$$

Donde:

FR= Factor de reducción (0.8)

Av= área de acero de las dos o más ramas

fy= esfuerzo del acero

b= base de sección

Separación máxima de estribos	11.88	Cm.
-------------------------------	-------	-----

Separación de estribos verticales

$$S = (FR \cdot A_v \cdot f_y \cdot d) / (V' u) = -223.52 \text{ cm.}$$

Diseño a flexión con momento en los extremos

$$\text{Momento ultimo} = 1.33 \text{ TON} \cdot \text{M}$$

$$\text{Cortante ultimo (vu)} = 1.62 \text{ TON}$$

Materiales y constantes

$$\text{ACERO (fy)} = 4200.00 \text{ KG/CM}^2$$

$$\text{CONCRETO (f'c)} = 250.00 \text{ KG/CM}^2$$

$$F^*c = 200.00 \text{ KG/CM}^2$$

$$F''c = 170.00 \text{ KG/CM}^2$$

$$P_{min} = 0.00263523$$

Calculo de dimensiones de la sección

$$\text{Porcentaje balanceado (rb)} = 0.0190$$

$$P_b = (f''c / F_y) \cdot (4800 / (F_y + 6000))$$

$$P_{max.} = 0.0143 \quad P_{max.} = 0.75 P_b$$

$$\text{SUPONIENDO } r = 0.30 \quad r_b = 0.0057$$

Utilizando las ayudas de diseño se tiene que para el

$$\text{Porcentaje anterior } \mu / b d^2 = 20.20$$

Para mezclas de concreto con asentamiento menor a 0.000264, se debe considerar la Tabla X de la NMX-C-159-ONNCCE-2012, que especifica los requisitos de calidad del concreto

Despejando "bd²" TENEMOS 6595.92

Si decimos QUE $b=d/2$ ENTONCES $d^3/2= 6595.92$

Despejando "d" el peralte resulta 23.63 CM.

Se propone la sección siguiente

r= 5.00 CM

d= 40.00 CM

h= 45.00 CM

b= 25.00 CM

Diseño a flexión en los extremos conexión con dado

*Aplicando la formula $M_u = f b d^2 f' c w (1-0.59w)$

Donde $M_u / f b d^2 f' c = 0.0148$

Igual a $w (1-0.59w)$

Igualando a cero quedaría =

$$0.0148 \quad (-w) \quad 0.59 w^2 \quad 0$$

Dividiendo todo entre 0.59

$$0.025 \quad -1.695 \quad 1 \quad 0$$

Resolviendo la ecuación con la formula general

a= 1.000

b= -1.695

c= 0.025

w1= 1.680

w2= 0.015

$p=w (f' c/f_y) = 0.000889$

2.64 CM²

Var #4= 2.07 PZAS.

Var #5= 1.32 PZAS.

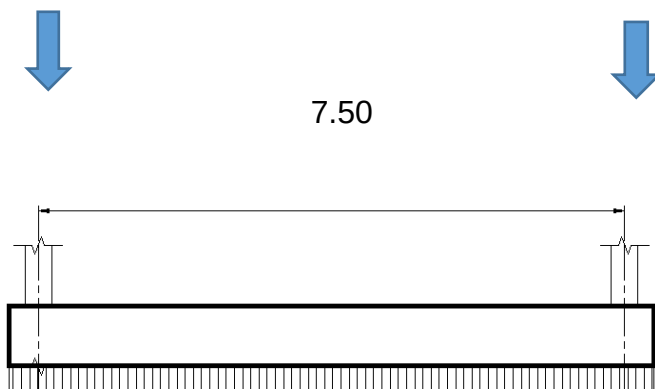


Var #6=	0.91	PZAS.
Var #8=	0.52	PZAS.

Diseño de la contrabe 3

Node	L/C	Force-X kg	Force-Y kg	Force-Z kg	Moment-X MTon-m	Moment-Y MTon-m	Moment-Z MTon-m
167	7 CARGA DE SERVICIO	-5.711	4383.385	13.738	0	0	0

** Esta es la descarga máxima que se presenta en las columnas y la cual será transmitida a la contratrabe, esta descarga se reparte en ambas contratraves que conectan a al dado. Y se factorizara por 1.5 para su diseño



Claro: 7.50 m.

Descarga en columna: 4.38 ton

Carga distribuida w: $4.38/7.50=$

Carga distribuida w: 0.58 ton*m

Cortante máximo: $0.58*7.50/2=$

Cortante máximo= 2.19 ton

Momento máximo: $0.58*4.38*4.38/12=$

Momento máximo =2.74 ton*m

Momento al centro: $0.58*4.38*4.38/24=$

Momento al centro=1.37 ton*m

Dimensionamiento con el Momento del centro

Momento ultimo= 1.37 TON*M

Cortante ultimo (vu)= 2.19 TON

MATERIALES Y CONSTANTES

Acero (fy)= 4200.00 KG/CM2

Concreto(f'c)= 250.00 KG/CM2

f*c= 200.00 KG/CM2

f''c= 170.00 KG/CM2

$P_{min} = (0.7 * RAIZ(4200)) / 250$

$P_{min} = 0.002635231$

Calculo de dimensiones de la sección

PORCENTAJE BALANCEADO

(rb)= 0.0190 $P_b = (f''c / F_y) * (4800 / (F_y + 6000))$

Pmax.= 0.0143 $P_{max.} = 0.75 P_b$

SUPONIENDO

$r = 0.30 r_b$ 0.0057

UTILIZANDO LAS AYUDAS DE DISEÑO SE TIENE QUE PARA EL

PORCENTAJE ANTERIO $\mu_u / b d^2 = 20.20$

Para mezclas de concreto con asentamiento menor a 0.000264, se debe considerar la Tabla X de la NMX-C-159-ONNCCE-2012, que especifica los requisitos de calidad del concreto.

Despejando "bd2" tenemos: $= (1.37 * 100 * 1000) / 2.20$

Despejando "bd2" tenemos 6775.99

Si decimos que $b = d/2$ entonces $d^3/2 = 6775.99$

DESPEJANDO "d" EL PERALTE RESULTA: $= POTENCIA (6775.99 * 2, 1/3)$

DESPEJANDO "d" EL PERALTE RESULTA 23.84 CM.

Se propone la sección siguiente

r= 5.00 CM

d= 38.76 CM
h= 45.00 CM
b= 25.00 CM

** SE CONSIDERA PERALTE DE 45

Diseño a flexión centro del claro

*Aplicando la formula $M_u = f'c b d^2 w (1 - 0.59w)$

Donde $M_u / f'c b d^2 = 0.0210$

Igual a $w (1 - 0.59w)$

Igualando a cero quedaría =

$$0.0293 (-w) - 0.59 w^2 = 0$$

Dividiendo todo entre 0.59

$$0.050 - 1.695 w + w^2 = 0$$

Resolviendo la ecuación con la formula general

a= 1.000

b= -1.695

c= 0.050

w1= 1.665

w2= 0.030

$p = w (f'c / f_y) = 0.001772$

Porcentaje de acero necesario= 0.002635

Porcentaje de acero mínimo= 0.002635

El área de acero por flexión presentada $A_s =$

1.90 CM2

Var #3= 2.68 PZAS.

Var #4= 1.50 PZAS.

Var #5= 0.95 PZAS.

Var #6= 0.66 PZAS.

Var #8= 0.37 PZAS.

El área de acero por flexión presentada $A_s =$

1.90 CM²

Var #3= 2.68 PZAS.

Var #4= 1.50 PZAS.

Var #5= 0.95 PZAS.

Diseño a cortante

*Esfuerzo cortante que toma el concreto

$V_{cr} = FR \cdot b \cdot d \cdot (0.2 + 30p) \cdot \text{raiz } f'_c = 2,065.27 \text{ kg}$

$V_{cr} = 0.5 \cdot FR \cdot b \cdot d \cdot \text{raiz } f'_c = 4,560.25 \text{ kg}$

$h/b = 1.80 < 6$ NO REDUCIR V_{cr}

$h = 45.00 < 70$ NO REDUCIR V_{cr}

*Esfuerzo que tomaran los estribos

$V_{cr} = 3,192.17 \text{ kg}$

$V_u = 2,190.00 \text{ kg}$

Necesita estribos

Separación máxima de estribo

" f_y " PARA
estribos= 4200 KG/CM²

Varilla para
estribo= No.3

$a_s = 0.71 \text{ CM}^2$

$S_{max} \leq (FR \cdot A_v \cdot f_y) / 3.5$
 $b = 109.06 \text{ CM.}$

$S_{max} = d/2 = 14.42 \text{ CM.}$

$S_{min} = 10.00 \text{ CM.}$

Donde:

FR= Factor de reducción (0.8)

Av= área de acero de las dos o más ramas

fy= esfuerzo del acero

b= base de sección

Separación máxima de estribos	14.42	Cm.
-------------------------------	-------	-----

Separación de estribos verticales

$$S=(FR*Av*fy*d) / (V'u)= -274.62 \quad \text{cm.}$$

Diseño a flexión con momento en los extremos

$$\text{Momento ultimo}= 2.74 \quad \text{TON*M}$$

$$\text{Cortante ultimo (vu)}= 2.19 \quad \text{TON}$$

Materiales y constantes

$$\text{ACERO (fy)}= 4200.00 \quad \text{KG/CM}^2$$

$$\text{CONCRETO (f'c)}= 250.00 \quad \text{KG/CM}^2$$

$$F^*c= 200.00 \quad \text{KG/CM}^2$$

$$F''c= 170.00 \quad \text{KG/CM}^2$$

$$P_{min}= 0.00263523$$

Calculo de dimensiones de la sección

$$\text{Porcentaje balanceado (rb)}=0.0190$$

$$P_b=(f''c/F_y)*(4800/(F_y+6000))$$

$$P_{max.}=0.0143 \quad P_{max.}=0.75P_b$$

$$\text{SUPONIENDO } r=0.30 \quad r_b= 0.0057$$

UTILIZANDO LAS AYUDAS DE DISEÑO SE TIENE QUE PARA EL

$$\text{PORCENTAJE ANTERIO } \mu / b d^2= 20.20$$

Para mezclas de concreto con asentamiento menor a 0.000264, se debe considerar la Tabla X de la NMX-C-159-ONNCCE-2012, que especifica los requisitos de calidad del concreto

Despejando "bd²" TENEMOS 13551.98

Si decimos QUE $b=d/2$ ENTONCES $d^3/2=$ 13551.98

Despejando "d" el peralte resulta 30.04 CM.

Se propone la sección siguiente

r= 5.00 CM

d= 40.00 CM

h= 45.00 CM

b= 25.00 CM

Diseño a flexión en los extremos conexión con dado

*Aplicando la formula $M_u = f' c w (1-0.59w)$

Donde $M_u / f' c = 0.0148$

Igual a $w (1-0.59w)$

Igualando a cero quedaría =

$$0.0304 (-w) - 0.59 w^2 = 0$$

Dividiendo todo entre 0.59

$$0.052 - 1.695 w + w^2 = 0$$

Resolviendo la ecuación con la formula general

a= 1.000

b= -1.695

c= 0.052

w₁= 1.664

w₂= 0.031

$p=w (f' c/f_y) = 0.002635$

2.64 CM²

Var #4= 2.07 PZAS.

Var #5= 1.32 PZAS.

Var #6= 0.91 PZAS.

Var #8= 0.52 PZAS.

Cálculo de zapata aislada con momentos en una dirección
CON EL REGLAMENTO DEL D.F Y NORMAS TECNICAS

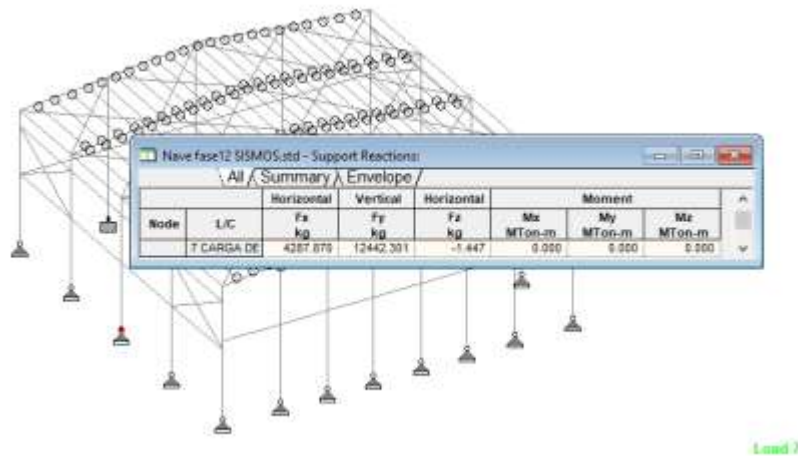
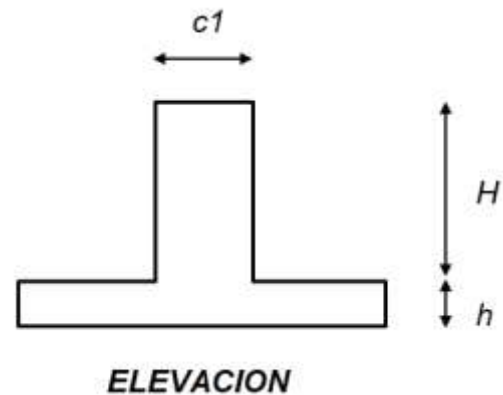


Ilustración 35.- Representación de carga máxima en Y.

DATOS

$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 $F_y = 12.44 \text{ ton}$
 $F_z = 4.87 \text{ ton}$
 $M_x = 0\text{-ton m}$
 $Q_t = 37.71 \text{ ton/m}^2$



$$P \text{ esp. conc} = 2.4 \text{ ton/m}^3$$

$$P \text{ esp. terr.} = 1.6 \text{ ton/m}^3$$

$$\text{Prof. H} = 1.3 \text{ m}$$

$$\text{Dado } c1 = 0.65 \text{ m}$$

$$c2 = 0.85 \text{ m}$$

$$F_s = 1.4$$

$$F_{rc} = 0.8$$

$$F_{rp} = 0.8$$

Área de desplante

$$A = P * F_s / Q$$

$$= 0.462 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área propuesta } L = 2 \text{ m}$$

$$B = 2 \text{ m}$$

$$A = 4 \text{ m}^2$$

$$\text{Peraltes } h = 0.2 \text{ m}$$

$$r = 0.05 \text{ m}$$

$$d = 0.15 \text{ m}$$

$$\text{PROF. DE DESPLANTE } H_t = H + h$$

$$= 1.30 \text{ m}$$

$$P \text{ propio} = 3.3786 \text{ ton}$$

$$P \text{ relleno} = 6.0676 \text{ ton}$$

$$P \text{ total} = (P_p + P_r + P_y) F_s$$

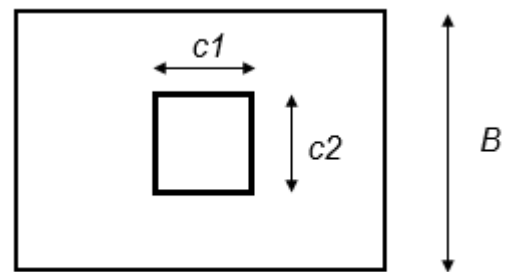
$$= 30.641 \text{ ton}$$

$$M \text{ total} = M * F_s$$

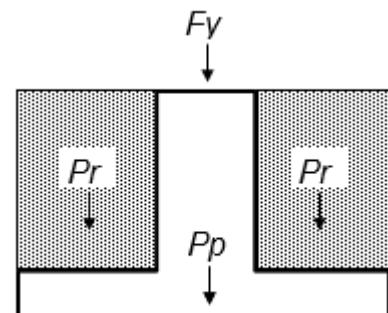
$$= 8.863 \text{ ton m}$$

$$e = M / P$$

$$= 0.289 \text{ m}$$



PLANTA



PLANTA

$$Q = (P t / A) * (1 + 6 * e / L)$$

$$Q1 = 14.308 \text{ kg/m}^2$$

$$Q2 = 1.013 \text{ kg/m}^2$$

PRIMERA CONDICION

$$e * 6 < L$$

$$1.736 < 2$$

Si pasa, se garantiza que no habrá tensiones

Nota: SI (1.736< 2,"Si pasa, se garantiza que no habrá tensiones", "No pasa por presentarse tensiones en la base").

SEGUNDA CONDICION

$$Q1 < Qt$$

$$14.308 < 37.71$$

Si pasa, no rebasa la capacidad de carga

Nota: SI (14.307<37.71,"Si pasa, no rebasa la capacidad de carga", "No pasa por presentar posibles hundimientos")

Presiones actuantes netas

$$L' = L - 2 e$$

$$= 1.421 \text{ m}$$

$$Qn = P t / (L' * B)$$

$$= 10.778 \text{ kg/m}^2$$

Revisión del peralte propuesto

$$l1 = (L - d) / 2$$

$$= 0.675 \text{ m}$$

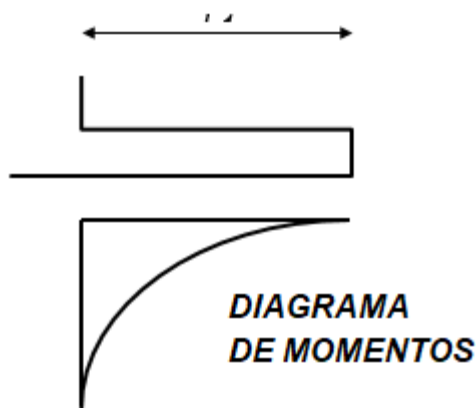
$$M_{act} = W * l1^2 / 2$$

$$= 2.455 \text{ ton m}$$

$$M_u / b d^2 = 10.913$$

Apoyándonos en las ayudas de diseño

$$p_{min} = 0.0026$$



TERCERA CONDICION

En este caso el valor de p es menor al minimo por lo que rige este último para diseño.

Revisión por cortante como viga ancha

$$VCR = Frc \cdot (0.2 + 20 \cdot p) \text{ raíz } (f \cdot c) \cdot b \cdot d$$

$$= 4290.158 \text{ kg}$$

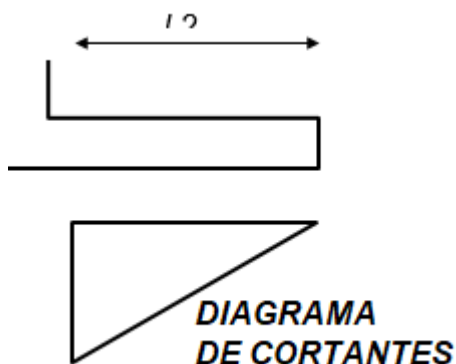
$$= 4.290 \text{ ton}$$

$$l_2 = l_1 - d$$

$$= 0.53 \text{ m}$$

$$VACT = W \cdot l_2$$

$$= 5.658\text{-ton m}$$



Revisión por penetración

$$c_1 = 0.65 \text{ m}$$

$$c_2 = 0.85 \text{ m}$$

$$d = 0.15 \text{ m}$$

$$\text{Perímetro} = 3.60 \text{ m}$$

$$\text{Área} = 0.54 \text{ m}^2$$

$$VCR = Frp \cdot \text{raíz } (f \cdot c)$$

$$= 11.314 \text{ kg/cm}^2$$

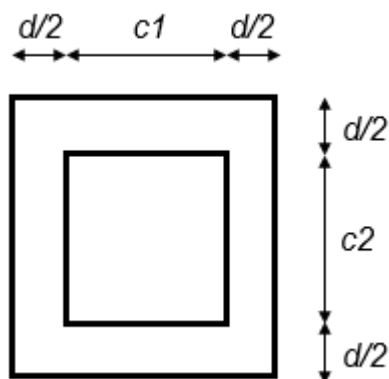
$$VACT = Pt - (A_i \cdot W)$$

$$= 22.018 \text{ ton}$$

$$Vu = VACT / \text{Área}$$

$$= 40.775 \text{ ton/m}^2$$

$$= 4.077 \text{ kg/cm}^2$$



Armado por flexión

Sentido largo

$$p_{\min} = 0.00264$$

$$A_s = p b d$$

$$= 3.96 \text{ cm}^2$$

$$\text{Con var. del } \# \quad 4 = 1.27 = 32 \quad \text{la separación máxima.}$$

$$5 = 1.98 = 50 \quad \text{en losas será de 50 cm.}$$

$$6 = 2.85 = 72 \quad \text{o } 3.5 h$$

Sentido corto

$$I_3 = 0.575 \text{ m}$$

$$M_{\text{act}} = W * I_3^2 / 2$$

$$= 1.782$$

$$M_u / b d^2 = 7.919$$

Apoyándonos en las ayudas de diseño

$$p_{\min} = 0.00264 \text{ rige}$$

$$A_s = p b d$$

$$= 3.96 \text{ cm}^2$$

$$\text{Con var. del } \# \quad 4 \quad a = 1.27 \quad s = 32$$

$$5 = 1.98 = 50$$

$$6 = 2.85 = 72$$

Armado por temperatura

Sentido largo y corto

$$A_s = (66000 h) / (f_y (h + 100))$$

$$= 2.6190 \text{ cm}^2$$

$$\text{Con var. del } \# \quad 3 \quad a = 0.71 \quad s = 27$$

$$4 = 1.27 = 48$$

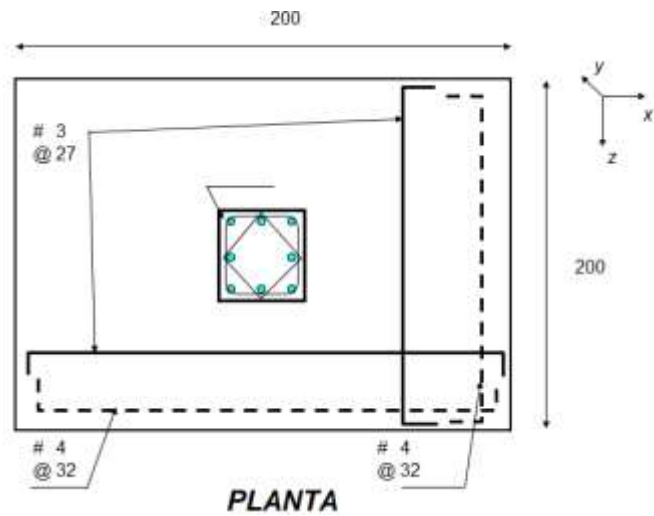
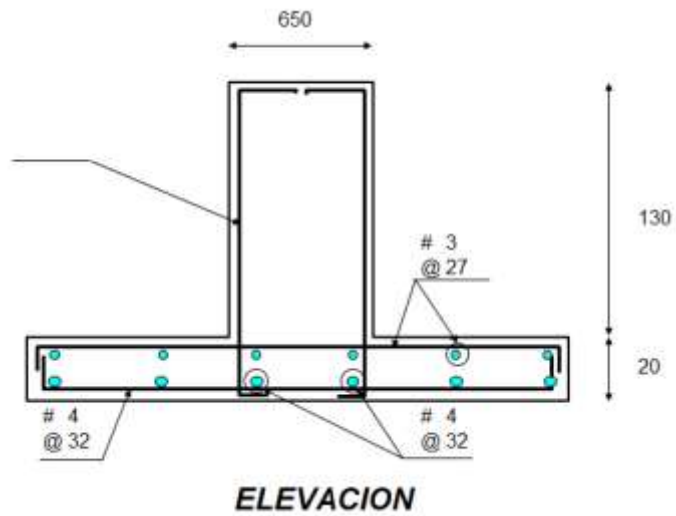


Ilustración 36.- Representación en planta Zapata1

DATOS ZAPATA 0.85X0.84

$$\begin{aligned}
 f'c &= 250 \text{ kg/cm}^2 \\
 f_y &= 4200 \text{ kg/cm}^2 \\
 F_y &= 1.978 \text{ ton} \\
 F_z &= 0.002 \text{ ton} \\
 M_x &= 0\text{-ton m} \\
 Q_t &= 37.71 \text{ ton/m}^2 \\
 P_{\text{esp. conc}} &= 2.4 \text{ ton/m}^3 \\
 P_{\text{esp. terr.}} &= 1.6 \text{ ton/m}^3 \\
 \text{Prof. H} &= 1.6 \text{ m} \\
 \text{Dado } c_1 &= 0.85 \text{ m} \\
 c_2 &= 0.84 \text{ m} \\
 F_s &= 1.4 \\
 F_{rc} &= 0.8 \\
 F_{rp} &= 0.8
 \end{aligned}$$

Área de desplante

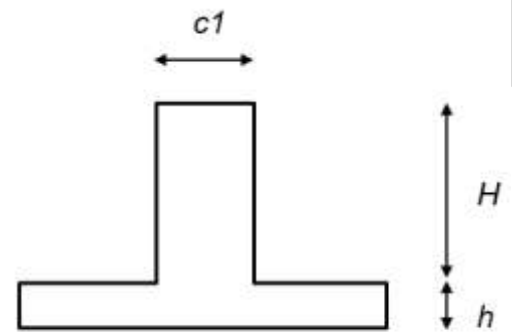
$$\begin{aligned}
 A &= P * F_s / Q \\
 &= 0.052 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Área propuesta} \quad L &= 2 \text{ m} \\
 B &= 2 \text{ m} \\
 A &= 4 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

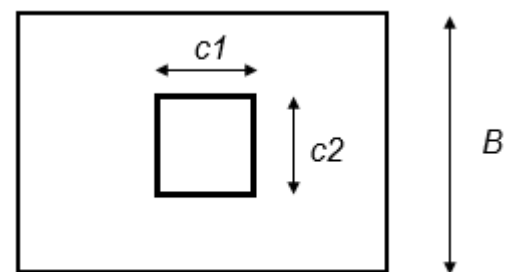
$$\begin{aligned}
 \text{Peraltes} \quad h &= 0.2 \text{ m} \\
 r &= 0.05 \text{ m} \\
 d &= 0.15 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{PROF. DE DESPLANTE } H_t &= H + h \\
 &= 1.60 \text{ m}
 \end{aligned}$$

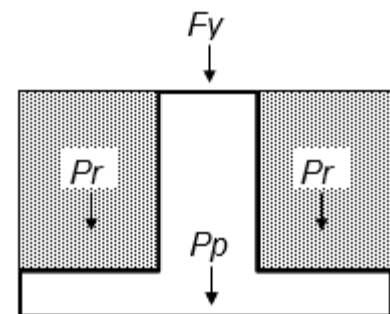
$$P_{\text{propio}} = 4.31904 \text{ ton}$$



ELEVACION



PLANTA



PLANTA

$$P_{\text{relleno}} = 7.36064 \text{ ton}$$

$$P_{\text{total}} = (P_p + P_r + P_y) F_s$$

$$= 13.658 \text{ ton}$$

$$M_{\text{total}} = M * F_s$$

$$= 0.003 \text{ ton m}$$

$$e = M / P$$

$$= 0.000 \text{ m}$$

$$Q = (P_t / A) * (1 + 6 * e / L)$$

$$Q_1 = 3.417 \text{ kg/m}^2$$

$$Q_2 = 3.412 \text{ kg/m}^2$$

PRIMERA CONDICION

$$e * 6 < L$$

$$0.001 < 2$$

Si pasa, se garantiza que no habrá tensiones

Nota: SI $(0.001 < 2)$, "Si pasa, se garantiza que no habrá tensiones", "No pasa por presentarse tensiones en la base").

SEGUNDA CONDICION

$$Q_1 < Q_t$$

$$3.417 < 37.71$$

Si pasa, no rebasa la capacidad de carga

Nota: SI $(3.417 < 37.71)$, "Si pasa, no rebasa la capacidad de carga", "No pasa por presentar posibles hundimientos").

Presiones actuantes netas

$$L' = L - 2e$$

$$= 2.000 \text{ m}$$

$$Q_n = P_t / (L' * B)$$

$$= 3.415 \text{ kg/m}^2$$

Revisión del peralte propuesto

$$l_1 = (L - d) / 2$$

$$= 0.565 \text{ m}$$

$$M_{act} = W * l_1^2 / 2$$

$$= 0.565 \text{ ton m}$$

$$M_u / b d^2 = 2.509$$

Apoyándonos en las ayudas de diseño

$$p_{min} = 0.00264$$

TERCERA CONDICION

En este caso el valor de p es menor al minimo por lo que rige este último para diseño.

Revisión por cortante como viga ancha

$$VCR = Frc * (0.2 + 20 * p) \text{ raiz } (f * c) * b * d$$

$$= 4290.158 \text{ kg}$$

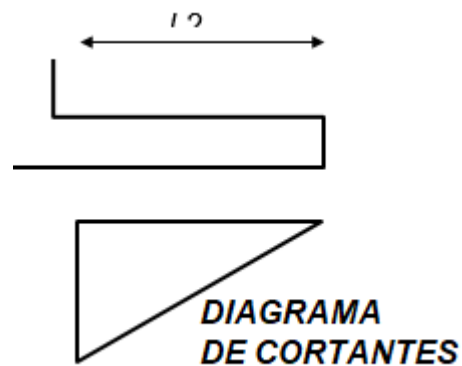
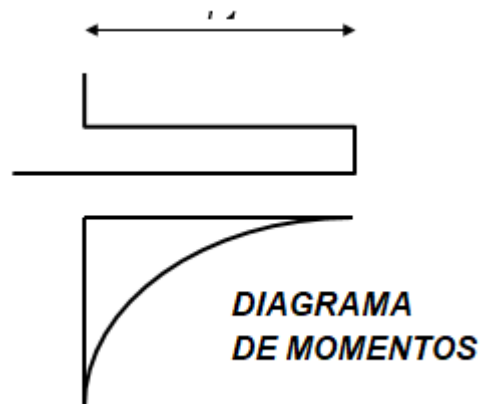
$$= 4.290 \text{ ton}$$

$$l_2 = l_1 - d$$

$$= 0.43 \text{ m}$$

$$VACT = W * l_2$$

$$= 1.451\text{-ton m}$$



CUARTA CONDICION

$$VCR > VACT$$

$$4.290 > 1.451$$

Si pasa, el cortante resistente no fue rebasado

Revisión por penetración

$$c1 = 0.85 \text{ m}$$

$$c2 = 0.84 \text{ m}$$

$$d = 0.15 \text{ m}$$

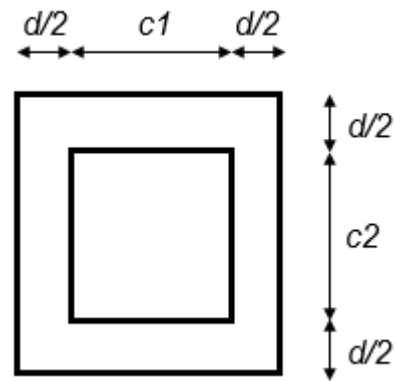
$$\text{Perímetro} = 3.98 \text{ m}$$

$$\text{Área} = 0.597 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{VCR} &= \text{Frp} * \text{raíz} (f * c) \\ &= 11.314 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{VACT} &= \text{Pt} - (\text{Ai} * \text{W}) \\ &= 10.277 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Vu} &= \text{VACT} / \text{Área} \\ &= 17.214 \text{ ton/m}^2 \\ &= 1.721 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$



QUINTA CONDICIÓN

$$\text{VCR} > \text{VU}$$

$$11.314 > 1.721$$

Si pasa, el cortante resistente no fue rebasado

Armado por flexión

Sentido largo

$$p \text{ min} = 0.00264$$

$$\begin{aligned} \text{As} &= p b d \\ &= 3.96 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Con var. del \#} \quad 4 &= 1.27 = 32 \text{ la separación máxima.} \\ 5 &= 1.98 = 50 \text{ en losas será de 50cm.} \\ 6 &= 2.85 = 72 \text{ o 3.5 h} \end{aligned}$$

Sentido corto

$$l_3 = 0.58 \text{ m}$$

$$M_{act} = W * l_3 / 2$$

$$= 0.574$$

$$M_u / b d^2 = 2.553$$

Apoyándonos en las ayudas de diseño

$$p_{min} = 0.00264 \text{ rige}$$

$$A_s = p b d$$

$$= 3.96 \text{ cm}^2$$

Con var. del #	4	a=	1.27	s =	32
----------------	---	----	------	-----	----

	5	=	1.98	=	50
--	---	---	------	---	----

	6	=	2.85	=	72
--	---	---	------	---	----

Armado por temperatura

Sentido largo y corto

$$A_s = (66000 h) / (f_y (h + 100))$$

$$= 2.6190 \text{ cm}^2$$

Con var. del #	3	a =	0.71	s =	27
----------------	---	-----	------	-----	----

$$4 = 1.27 = 48$$

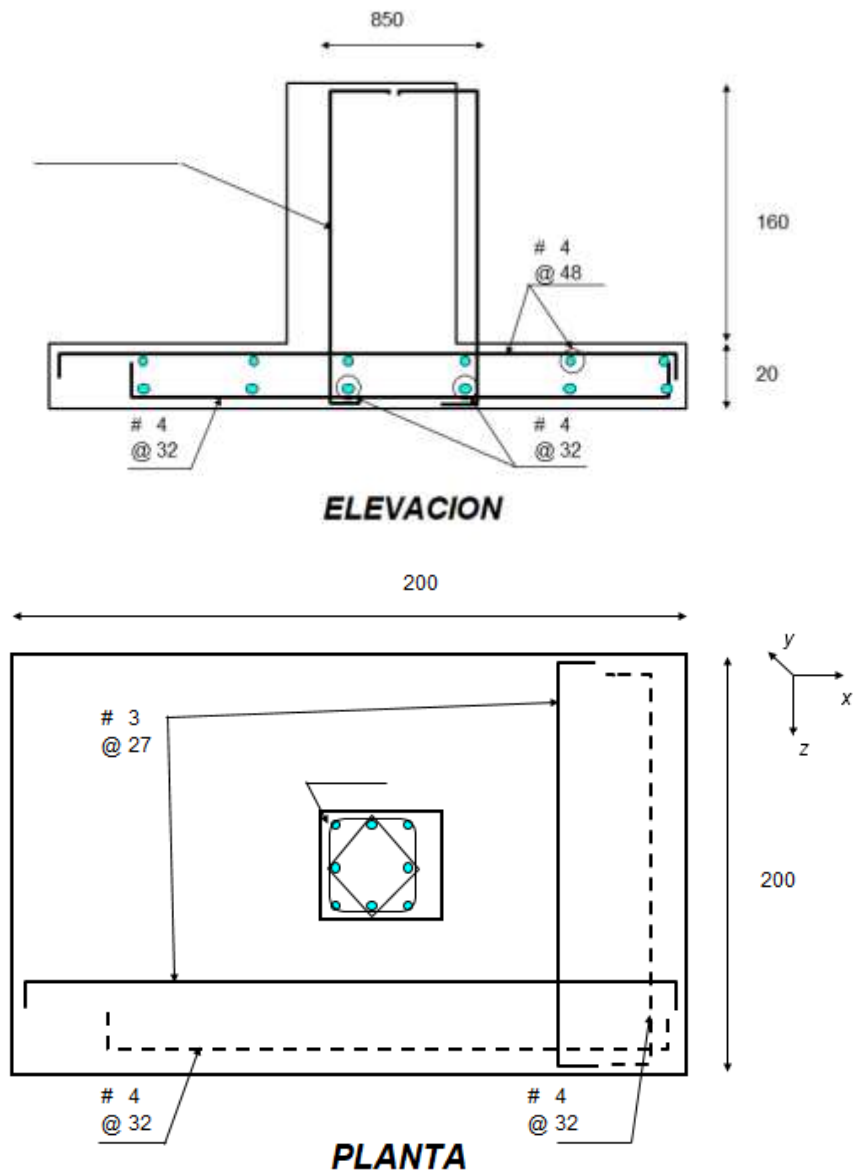


Ilustración 37.- Representación en planta Zapata2.

DATOS ZAPATA 0.40X0.72

$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 $F_y = 4.458 \text{ ton}$
 $F_z = 0.0027 \text{ ton}$
 $M_x = 0 \text{ ton m}$
 $Q_t = 37.71 \text{ ton/m}^2$
 $P_{\text{esp. conc}} = 2.4 \text{ ton/m}^3$
 $P_{\text{esp. terr.}} = 1.6 \text{ ton/m}^3$
 $\text{Prof. H} = 1.3 \text{ m}$
 $\text{Dado } c1 = 0.40 \text{ m}$
 $c2 = 0.72 \text{ m}$
 $F_s = 1.$
 $F_{rc} = 0.8$
 $F_{rp} = 0.8$

Área de desplante

$$A = P * F_s / Q$$

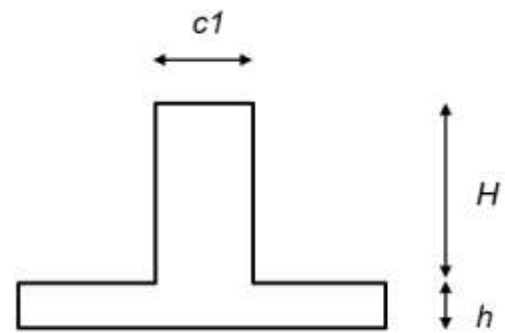
$$= 0.118 \text{ cm}^2$$

Área propuesta $L = 2 \text{ m}$
 $B = 2 \text{ m}$
 $A = 4 \text{ m}^2$

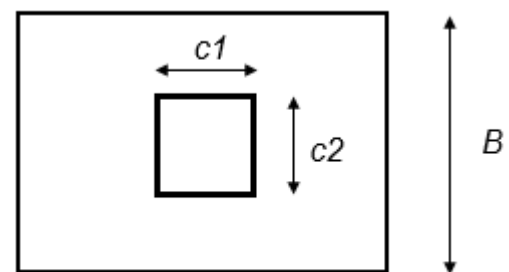
Peraltes $h = 0.2 \text{ m}$
 $r = 0.05 \text{ m}$
 $d = 0.15 \text{ m}$

PROF. DE DESPLANTE $H_t = H + h$
 $= 1.30 \text{ m}$

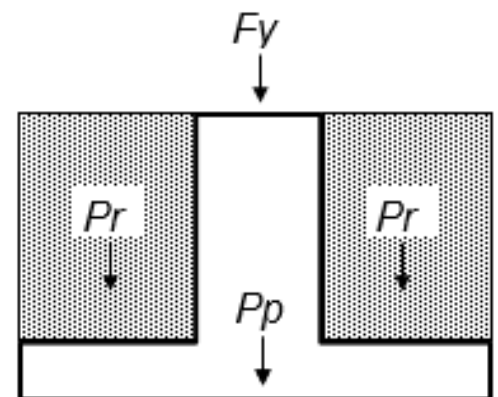
$P_{\text{propio}} = 2.68032 \text{ ton}$



ELEVACION



PLANTA



PLANTA

$$\begin{aligned}
 P_{\text{relleno}} &= 6.53312 \text{ ton} \\
 P_{\text{total}} &= (P_p + P_r + P_y) F_s \\
 &= 13.671 \text{ ton} \\
 M_{\text{total}} &= M * F_s \\
 &= 0.004 \text{ ton m} \\
 e &= M / P \\
 &= 0.000 \text{ m} \\
 Q &= (P_t / A) * (1 + 6 * e / L) \\
 Q_1 &= 3.420 \text{ kg/m}^2 \\
 Q_2 &= 3.415 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

PRIMERA CONDICION

$$\begin{aligned}
 e * 6 &< L \\
 0.002 &< 2
 \end{aligned}$$

Si pasa, se garantiza que no habrá tensiones

Nota: SI $(0.002 < 2)$, "Si pasa, se garantiza que no habrá tensiones", "No pasa por presentarse tensiones en la base").

SEGUNDA CONDICION

$$\begin{aligned}
 Q_1 &< Q_t \\
 3.420 &< 37.71
 \end{aligned}$$

Si pasa, no rebasa la capacidad de carga

Nota: SI $(3.420 < 37.71)$, "Si pasa, no rebasa la capacidad de carga", "No pasa por presentar posibles hundimientos").

Presiones actuantes netas

$$\begin{aligned}
 L' &= L - 2e \\
 &= 1.999 \text{ m} \\
 Q_n &= P t / (L' * B) \\
 &= 3.419 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

Revisión del peralte propuesto

$$\begin{aligned}
 l_1 &= (L - d) / 2 \\
 &= 0.8 \text{ m} \\
 M_{act} &= W * l_1^2 / 2 \\
 &= 1.094 \text{ ton m}
 \end{aligned}$$

$$M_u / b d^2 = 4.862$$

Apoyándonos en las ayudas de diseño

$$p_{min} = 0.00264$$

TERCERA CONDICION

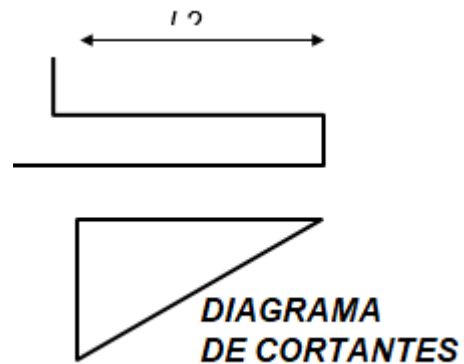
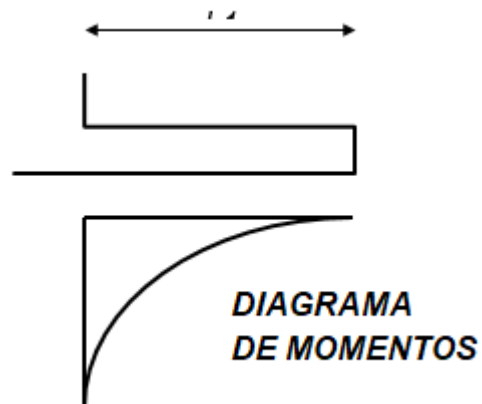
En este caso el valor de p es menor al minimo por lo que rige este último para diseño.

Revisión por cortante como viga ancha

$$\begin{aligned}
 VCR &= Frc * (0.2 + 20 * p) \text{ raiz } (f * c) * b * d \\
 &= 4208.700 \text{ kg} \\
 &= 4.290 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 l_2 &= l_1 - d \\
 &= 0.65 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 VACT &= W * l_2 \\
 &= 2.222 \text{ ton m}
 \end{aligned}$$



CUARTA CONDICION

$$\begin{aligned}
 VCR &> VACT \\
 4.209 &> 2.222
 \end{aligned}$$

Si pasa, el cortante resistente no fue rebasado

Revisión por penetración

$$c1 = 0.40 \text{ m}$$

$$c2 = 0.72 \text{ m}$$

$$d = 0.15 \text{ m}$$

$$\text{Perímetro} = 0.426 \text{ m}$$

$$\text{Área} = 0.597 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{VCR} &= \text{Frp} * \text{raíz} (f * c) \\ &= 11.314 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

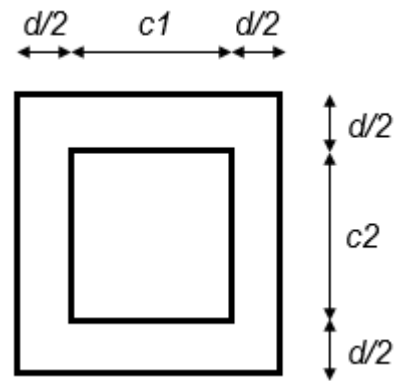
$$\text{VACT} = \text{Pt} - (\text{Ai} * \text{W})$$

$$= 12.036 \text{ ton}$$

$$\text{Vu} = \text{VACT} / \text{Área}$$

$$= 28.253 \text{ ton/m}^2$$

$$= 2.825 \text{ kg/cm}^2$$



QUINTA CONDICIÓN

$$\text{VCR} > \text{VU}$$

$$11.314 > 2.825$$

Si pasa, el cortante resistente no fue rebasado

Armado por flexión

Sentido largo

$$p_{\min} = 0.00264$$

$$\text{As} = p b d$$

$$= 3.6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Con var. del } \# \quad 4 = 1.27 = 35 \text{ la separación máxima.}$$

$$5 = 1.98 = 55 \text{ en losas será de 50cm.}$$

$$6 = 2.85 = 79 \text{ o } 3.5 h$$

Sentido corto

$$l_3 = 0.64 \text{ m}$$

$$M_{act} = W * l_3 / 2$$

$$= 0.700$$

$$M_u / b d^2 = 3.112$$

Apoyándonos en las ayudas de diseño

$$p_{min} = 0.00264 \text{ rige}$$

$$A_s = p b d$$

$$= 3.6 \text{ cm}^2$$

Con var. del #	4	a=	1.27	s =	35
----------------	---	----	------	-----	----

	5	=	1.98	=	55
--	---	---	------	---	----

	6	=	2.85	=	79
--	---	---	------	---	----

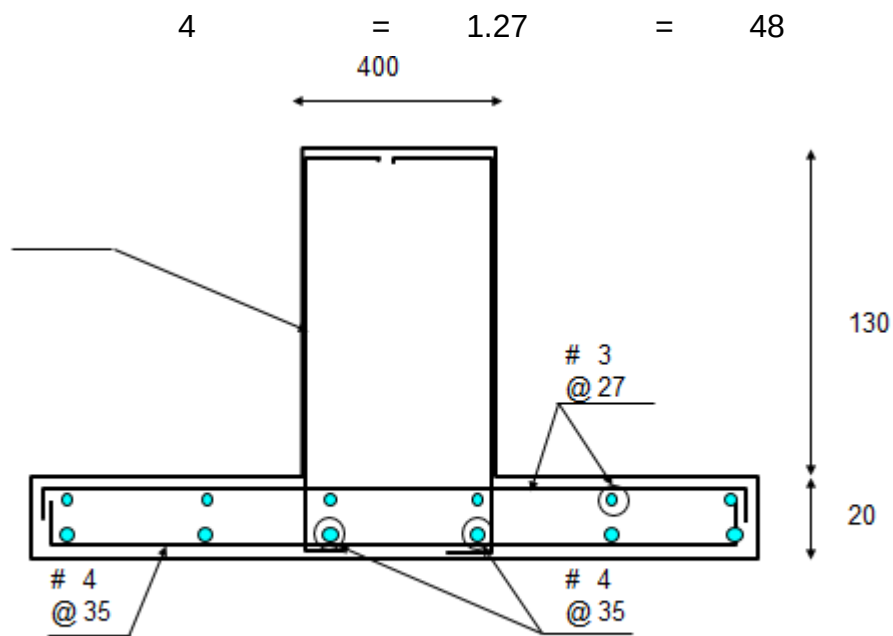
Armado por temperatura

Sentido largo y corto

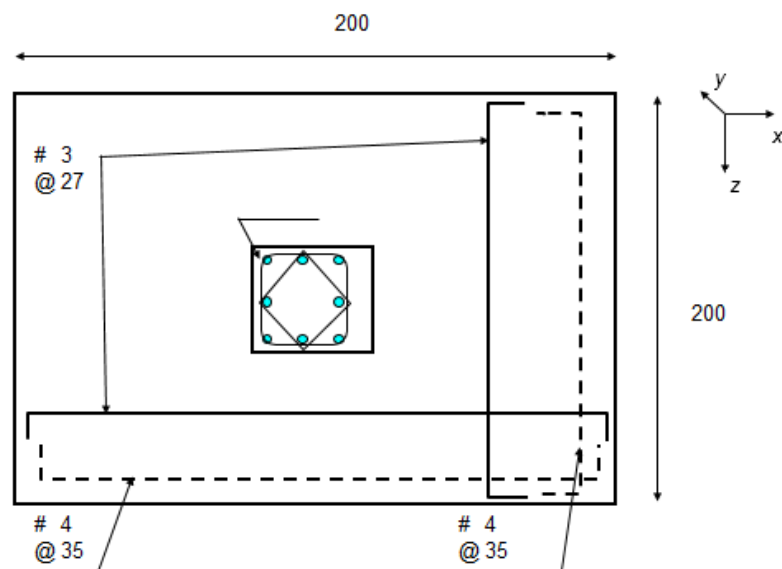
$$A_s = (66000 h) / (f_y (h + 100))$$

$$= 2.6190 \text{ cm}^2$$

Con var. del #	3	a =	0.71	s =	27
----------------	---	-----	------	-----	----



ELEVACION



PLANTA

Ilustración 38.-Representación en planta Zapata3.

DATOS ZAPATA 0.40X0.72 H:160

$$\begin{aligned}
 f'c &= 250 \text{ kg/cm}^2 \\
 f_y &= 4200 \text{ kg/cm}^2 \\
 F_y &= 2.754 \text{ ton} \\
 F_z &= 0.0026 \text{ ton} \\
 M_x &= 0\text{-ton m} \\
 Q_t &= 37.71 \text{ ton/m}^2 \\
 P_{\text{esp. conc}} &= 2.4 \text{ ton/m}^3 \\
 P_{\text{esp. terr.}} &= 1.6 \text{ ton/m}^3 \\
 \text{Prof. H} &= 1.6 \text{ m} \\
 \text{Dado } c_1 &= 0.40 \text{ m} \\
 c_2 &= 0.72 \text{ m} \\
 F_s &= 1. \\
 F_{rc} &= 0.8 \\
 F_{rp} &= 0.8
 \end{aligned}$$

Área de desplante

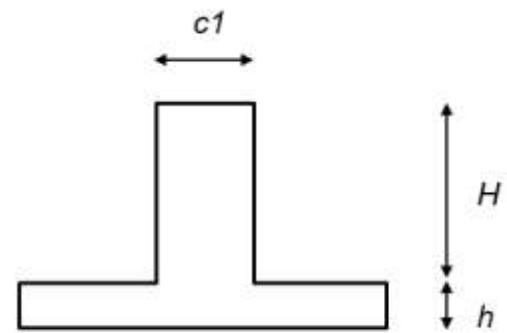
$$\begin{aligned}
 A &= P * F_s / Q \\
 &= 0.118 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Área propuesta} \quad L &= 2 \text{ m} \\
 B &= 2 \text{ m} \\
 A &= 4 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

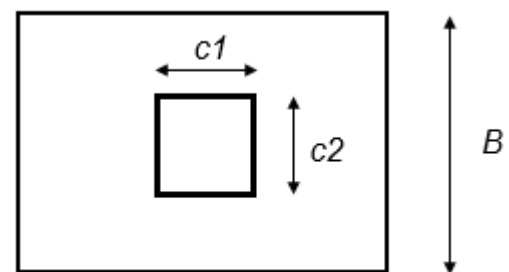
$$\begin{aligned}
 \text{Peraltes} \quad h &= 0.2 \text{ m} \\
 r &= 0.05 \text{ m} \\
 d &= 0.15 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{PROF. DE DESPLANTE } H_t &= H + h \\
 &= 1.60 \text{ m}
 \end{aligned}$$

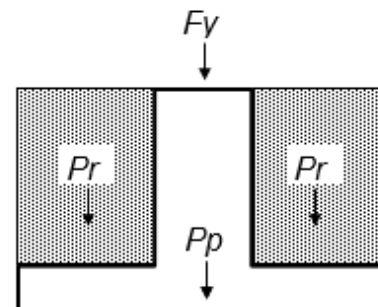
$$P_{\text{propio}} = 2.88768 \text{ ton}$$



ELEVACION



PLANTA



PLANTA

$$\begin{aligned}
 P_{\text{relleno}} &= 8.31488 \text{ ton} \\
 P_{\text{total}} &= (P_p + P_r + P_y) F_s \\
 &= 13.957 \text{ ton} \\
 M_{\text{total}} &= M * F_s \\
 &= 0.004 \text{ ton m} \\
 e &= M / P \\
 &= 0.000 \text{ m} \\
 Q &= (P_t / A) * (1 + 6 * e / L) \\
 Q_1 &= 3.492 \text{ kg/m}^2 \\
 Q_2 &= 3.486 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

PRIMERA CONDICION

$$\begin{aligned}
 e * 6 &< L \\
 0.002 &< 2
 \end{aligned}$$

Si pasa, se garantiza que no habrá tensiones

Nota: SI $(0.002 < 2)$, "Si pasa, se garantiza que no habrá tensiones", "No pasa por presentarse tensiones en la base").

SEGUNDA CONDICION

$$\begin{aligned}
 Q_1 &< Q_t \\
 3.492 &< 37.71
 \end{aligned}$$

Si pasa, no rebasa la capacidad de carga

Nota: SI $(3.492 < 37.71)$, "Si pasa, no rebasa la capacidad de carga", "No pasa por presentar posibles hundimientos").

Presiones actuantes netas

$$L' = L - 2e$$

$$= 1.999 \text{ m}$$

$$Q_n = P_t / (L' * B)$$

$$= 3.490 \text{ kg/m}^2$$

Revisión del peralte propuesto

$$l_1 = (L - d) / 2$$

$$= 0.8 \text{ m}$$

$$M_{act} = W * l_1^2 / 2$$

$$= 1.117\text{-ton m}$$

$$M_u / b d^2 = 4.964$$

Apoyándonos en las ayudas de diseño

$$p_{min} = 0.00264$$

TERCERA CONDICION

En este caso el valor de p es menor al minimo por lo que rige este último para diseño.

Revisión por cortante como viga ancha

$$VCR = Frc * (0.2 + 20 * p) \text{ raiz } (f * c) * b * d$$

$$= 4208.700 \text{ kg}$$

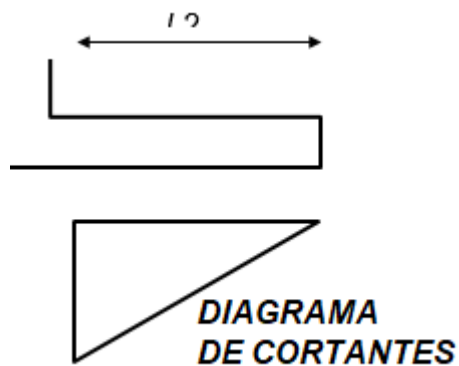
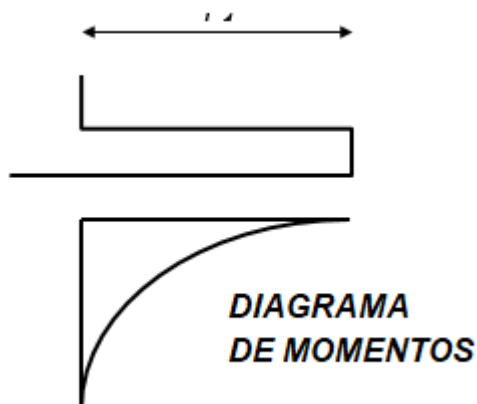
$$= 4.209 \text{ ton}$$

$$l_2 = l_1 - d$$

$$= 0.65 \text{ m}$$

$$VACT = W * l_2$$

$$= 2.269 \text{ ton m}$$



CUARTA CONDICION

$$VCR > VACT$$

$$4.209 > 2.269$$

Si pasa, el cortante resistente no fue rebasado

Revisión por penetración

$$c1 = 0.40 \text{ m}$$

$$c2 = 0.72 \text{ m}$$

$$d = 0.15 \text{ m}$$

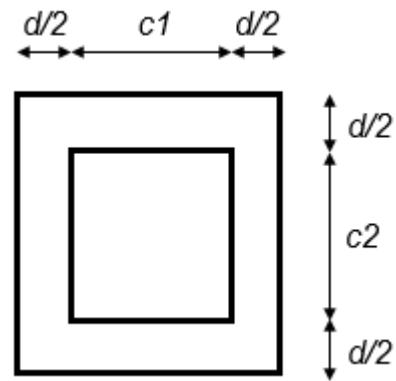
$$\text{Perímetro} = 0.426 \text{ m}$$

$$\text{Área} = 0.426 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{VCR} &= \text{Frp} * \text{raíz} (f * c) \\ &= 11.314 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{VACT} &= \text{Pt} - (\text{Ai} * \text{W}) \\ &= 12.287 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Vu} &= \text{VACT} / \text{Área} \\ &= 28.842 \text{ ton/m}^2 \\ &= 2.884 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$



QUINTA CONDICIÓN

$$\text{VCR} > \text{VU}$$

$$11.314 > 2.884$$

Si pasa, el cortante resistente no fue rebasado

Armado por flexión

Sentido largo

$$p \text{ min} = 0.00264$$

$$\begin{aligned} \text{As} &= p b d \\ &= 3.6 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Con var. del \#} \quad 4 &= 1.27 = 35 \text{ la separación máxima.} \\ 5 &= 1.98 = 55 \text{ en losas será de 50cm.} \\ 6 &= 2.85 = 79 \text{ o 3.5 h} \end{aligned}$$

Sentido corto

$$l_3 = 0.64 \text{ m}$$

$$M_{act} = W * l_3^2 / 2$$

$$= 0.715$$

$$M_u / b d^2 = 3.177$$

Apoyándonos en las ayudas de diseño

$$p_{min} = 0.00264 \text{ rige}$$

$$A_s = p b d$$

$$= 3.6 \text{ cm}^2$$

Con var. del #	4	a=	1.27	s =	35
----------------	---	----	------	-----	----

	5	=	1.98	=	55
--	---	---	------	---	----

	6	=	2.85	=	79
--	---	---	------	---	----

Armado por temperatura

Sentido largo y corto

$$A_s = (66000 h) / (f_y (h + 100))$$

$$= 2.6190 \text{ cm}^2$$

Con var. del #	3	a =	0.71	s =	27
----------------	---	-----	------	-----	----

$$4 = 1.27 = 48$$

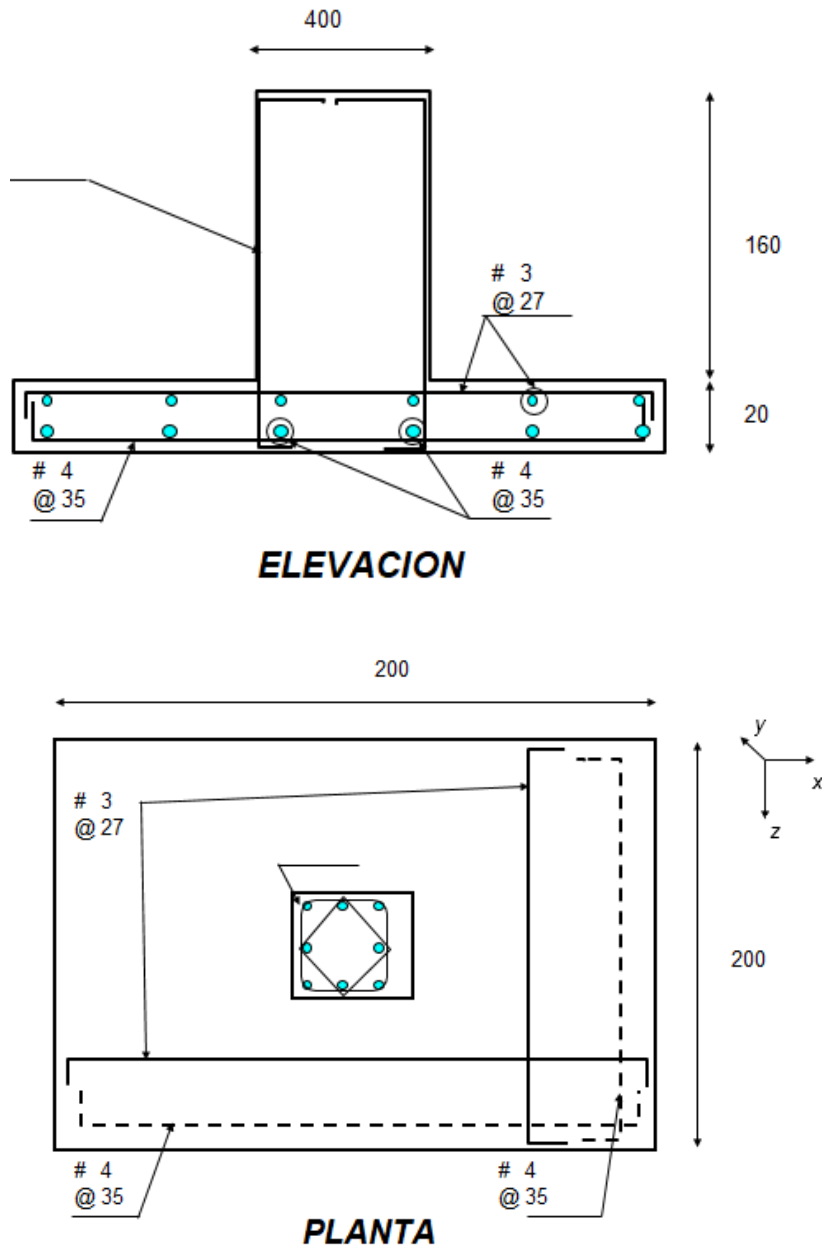


Ilustración 39.-Representación en planta Zapata3.

DATOS ZAPATA 0.40X0.72 H:130

Con momento

$$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$Fy = 1.1093 \text{ ton}$$

$$Fz = 0.9453 \text{ ton}$$

$$Mx = 0\text{-ton m}$$

$$Q t = 37.71 \text{ ton/m}^2$$

$$P \text{ esp. conc} = 2.4 \text{ ton/m}^3$$

$$P \text{ esp. terr.} = 1.6 \text{ ton/m}^3$$

$$\text{Prof. H} = 1.3 \text{ m}$$

$$\text{Dado } c1 = 0.40 \text{ m}$$

$$c2 = 0.72 \text{ m}$$

$$Fs. = 1.$$

$$Frc. = 0.8$$

$$Frp. = 0.8$$

Área de desplante

$$A = P * Fs / Q$$

$$= 0.118 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área propuesta } L = 2 \text{ m}$$

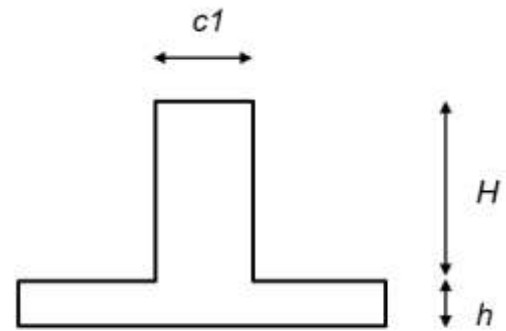
$$B = 2 \text{ m}$$

$$A = 4 \text{ m}^2$$

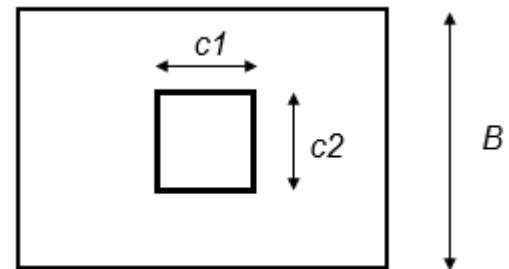
$$\text{Peraltes } h = 0.2 \text{ m}$$

$$r = 0.05 \text{ m}$$

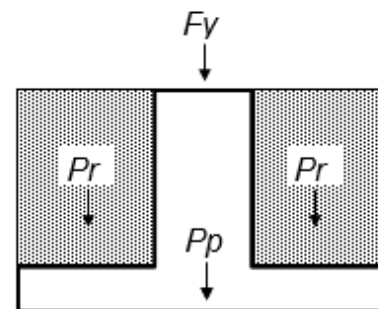
$$d = 0.15 \text{ m}$$



ELEVACION



PLANTA



PLANTA

$$\text{PROF. DE DESPLANTE } H t = H + h$$

$$= 1.30 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 P_{\text{propio}} &= 2.68032 \text{ ton} \\
 P_{\text{relleno}} &= 6.53312 \text{ ton} \\
 P_{\text{total}} &= (P_p + P_r + P_y) F_s \\
 &= 10.323 \text{ ton} \\
 M_{\text{total}} &= M * F_s \\
 &= 2.919 \text{ ton m} \\
 e &= M / P \\
 &= 0.283 \text{ m} \\
 Q &= (P_t / A) * (1 + 6 * e / L) \\
 Q_1 &= 4.770 \text{ kg/m}^2 \\
 Q_2 &= 0.392 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

PRIMERA CONDICION

$$e * 6 < L$$

$$1.696 < 2$$

Si pasa, se garantiza que no habrá tensiones

Nota: SI $(1.696 < 2)$, "Si pasa, se garantiza que no habrá tensiones", "No pasa por presentarse tensiones en la base").

SEGUNDA CONDICION

$$Q_1 < Q_t$$

$$4.770 < 37.71$$

Si pasa, no rebasa la capacidad de carga

Nota: SI $(4.770 < 37.71)$, "Si pasa, no rebasa la capacidad de carga", "No pasa por presentar posibles hundimientos").

Presiones actuantes netas

$$L' = L - 2e$$

$$= 1.435 \text{ m}$$

$$Q_n = P_t / (L' * B)$$

$$= 3.598 \text{ kg/m}^2$$

Revisión del peralte propuesto

$$l_1 = (L - d) / 2$$

$$= 0.8 \text{ m}$$

$$M_{act} = W * l_1^2 / 2$$

$$= 1.151\text{-ton m}$$

$$M_u / b d^2 = 5.117$$

Apoyándonos en las ayudas de diseño

$$p_{min} = 0.00264$$

TERCERA CONDICION

En este caso el valor de p es menor al minimo por lo que rige este último para diseño.

Revisión por cortante como viga ancha

$$VCR = Frc * (0.2 + 20 * p) \text{ raiz } (f * c) * b * d$$

$$= 4290.158 \text{ kg}$$

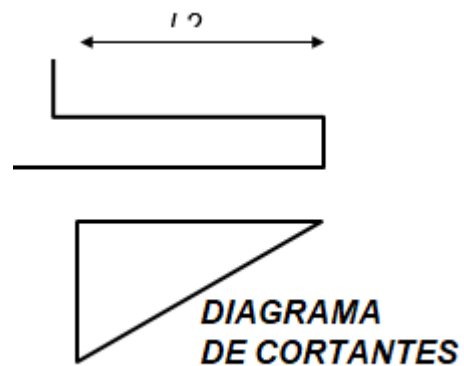
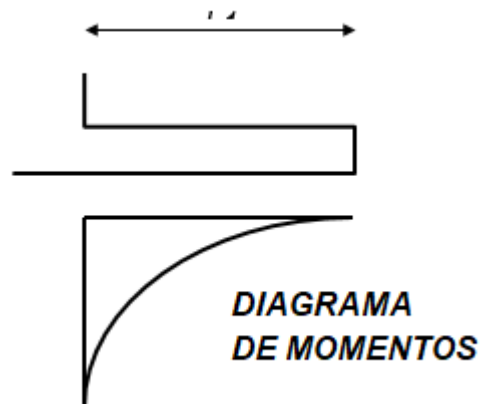
$$= 4.290 \text{ ton}$$

$$l_2 = l_1 - d$$

$$= 0.65 \text{ m}$$

$$VACT = W * l_2$$

$$= 2.339 \text{ ton m}$$



CUARTA CONDICION

$$VCR > VACT$$

$$4.290 > 2.339$$

Si pasa, el cortante resistente no fue rebasado

Revisión por penetración

$$c1 = 0.40 \text{ m}$$

$$c2 = 0.72 \text{ m}$$

$$d = 0.15 \text{ m}$$

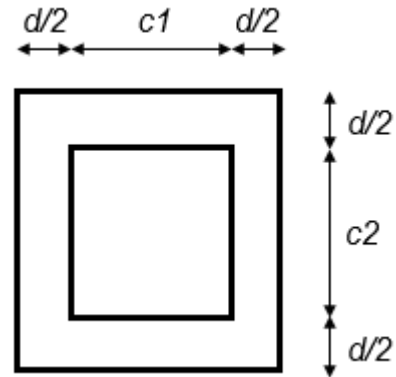
$$\text{Perímetro} = 0.426 \text{ m}$$

$$\text{Área} = 0.426 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{VCR} &= \text{Frp} * \text{raíz} (f * c) \\ &= 11.314 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{VACT} &= \text{Pt} - (\text{Ai} * \text{W}) \\ &= 8.601 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Vu} &= \text{VACT} / \text{Área} \\ &= 20.190 \text{ ton/m}^2 \\ &= 2.019 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$



QUINTA CONDICIÓN

$$\text{VCR} > \text{VU}$$

$$11.314 > 2.019$$

Si pasa, el cortante resistente no fue rebasado

Armado por flexión

Sentido largo

$$p_{\min} = 0.00264$$

$$\begin{aligned} \text{As} &= p b d \\ &= 3.96 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Con var. del } \# & \quad 4 = 1.27 = 32 \quad \text{la separación máxima.} \\ & \quad 5 = 1.98 = 50 \quad \text{en losas será de 50cm.} \\ & \quad 6 = 2.85 = 72 \quad \text{o 3.5 h} \end{aligned}$$

Sentido corto

$$I_3 = 0.64 \text{ m}$$

$$M_{act} = W * I_3 / 2$$

$$= 0.737$$

$$M_u / b d^2 = 3.275$$

Apoyándonos en las ayudas de diseño

$$p_{min} = 0.00264 \text{ rige}$$

$$A_s = p b d$$

$$= 3.96 \text{ cm}^2$$

Con var. del #	4	a=	1.27	s =	32
----------------	---	----	------	-----	----

	5	=	1.98	=	50
--	---	---	------	---	----

	6	=	2.85	=	72
--	---	---	------	---	----

Armado por temperatura

Sentido largo y corto

$$A_s = (66000 h) / (f_y (h + 100))$$

$$= 2.6190 \text{ cm}^2$$

Con var. del #	3	a =	0.71	s =	27
----------------	---	-----	------	-----	----

$$4 = 1.27 = 48$$

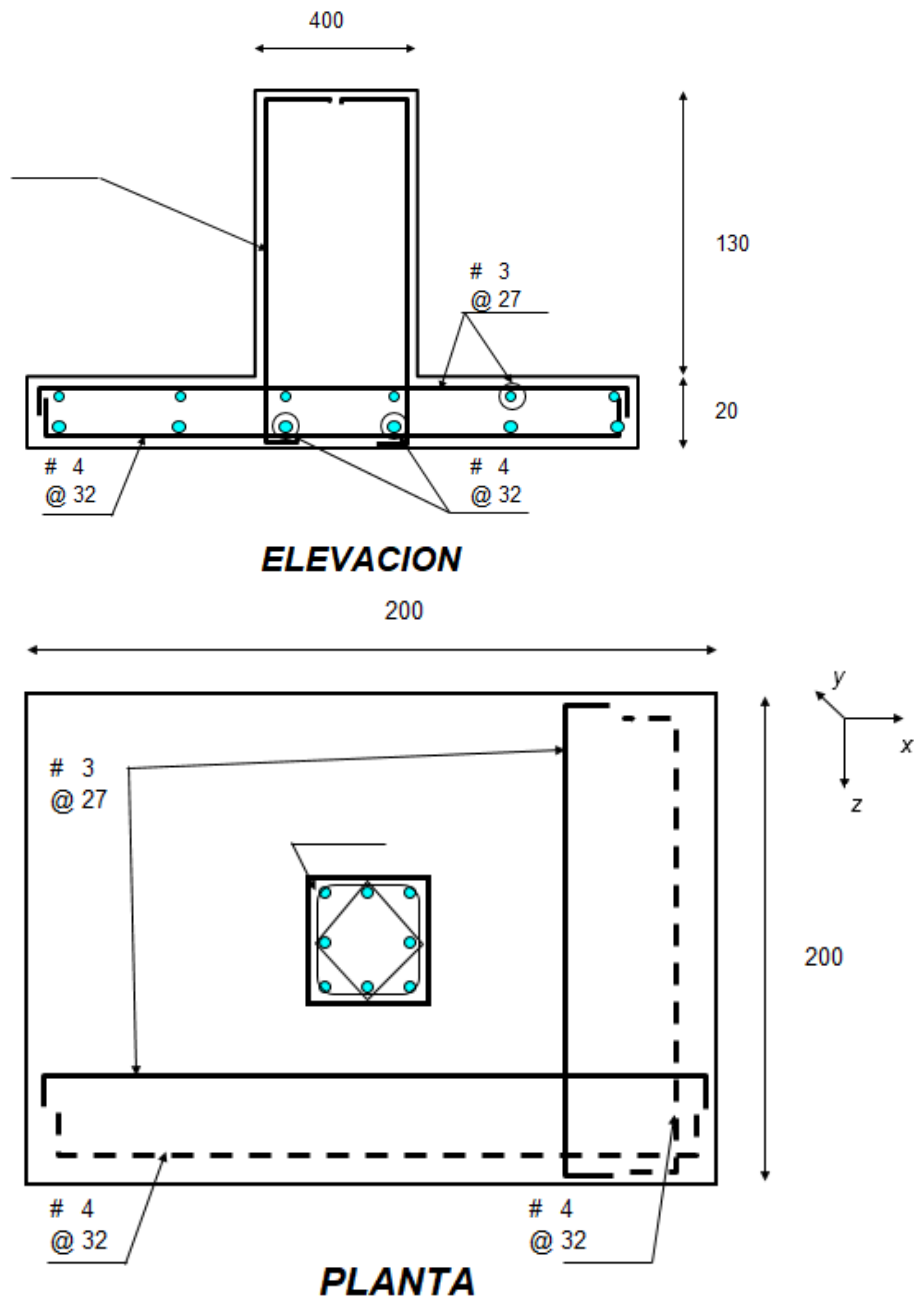


Ilustración 40.- Representación en planta Zapata 4.

Diseño de placas base Tipo I 0.85x0.65

Datos generales

Momento $m_z=0$ ton*m

Momento $m_x=0$ ton*m

Carga vertical=3.23 ton

Cortante $f_x= 0.157$ ton

Momento flexión biaxial=0.000 ton*m

$F= 60.00$ CM.

$G= 20.00$ CM.

$H= 60.00$ CM.

$C= 7.00$ CM.

$D= 10.00$ CM.

$E= 20.00$ CM.

DADO

$K= 85.00$ CM. Ancho

$L= 65.00$ CM. Largo

CONCRETO $F'C= 250$ KG/CM²

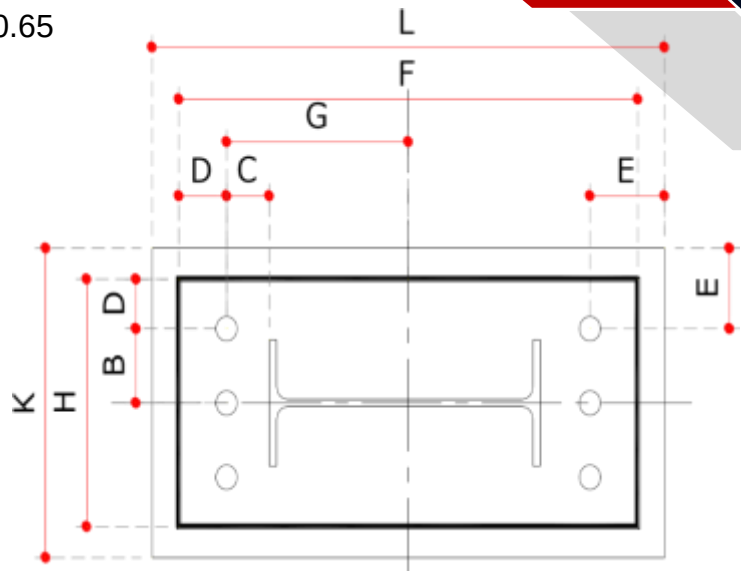
$F_b= 1897.5$ KG/CM²

$F_t= 1518$ KG/CM²

$F_v= 1012$ KG/CM²

Calculo de esfuerzos

$$f= P / A + - M_x/S_x=$$

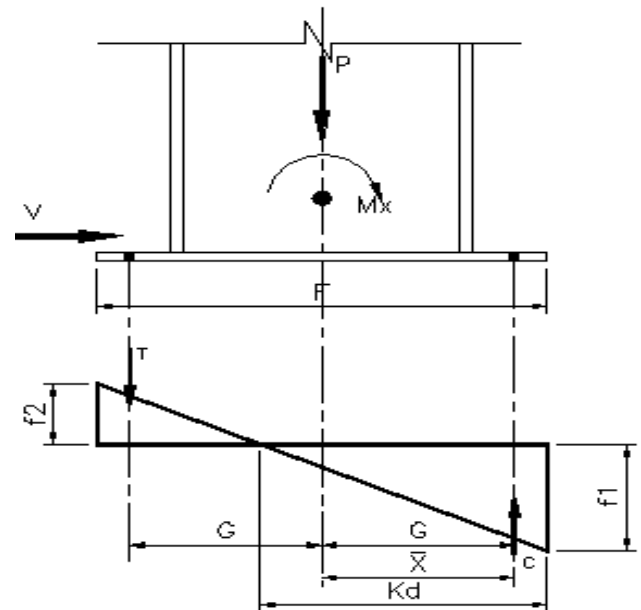


AREA PLACA BASE

$$A=F*H \quad 3600.00 \text{ CM}^2$$

MODULO DE SECCION

$$S_x=HF^2 / 6 \quad 36,000.00 \text{ CM}^3$$



f1= 0.90 KG/CM2 Compresion

F2= 0.90 kg/cm2 Tension

Revisión por aplastamiento en el concreto

Área de aplastamiento (A1) =3600.00 cm2

Área de concreto (A2) =5525 cm2

$$f_p = 0.375 \cdot f'_c \cdot \sqrt{A_2/A_1} = 116.14 \text{ KG/CM}^2$$

$f_p > f_1$ Pasa por aplastamiento del concreto

Análisis

Sumas de fuerzas verticales

$\sum F_y = 0$

$$\begin{array}{rclclclcl} T + P - C & = & & 0 & & & & \\ T & + & 3,230.00 & - & 26.92 & Kd & = & 0 \\ \\ T & & 3,230.00 & & -26.92 & Kd & = & 0 \end{array}$$

Suma de momentos

$\sum M = 0$ $TG + CX - Mx = 0$

$$20.00 T + 26.9167 Kd (30 - 0.333333333 Kd) - 0$$

$f_1 \cdot H/2 = C$ X Mx

$$20.00 T + 807.50 Kd - 8.97 Kd^2 - 0$$

Dividiendo la ecuación anterior entre

Para poder despejar "t" se tiene: -20.00

$$-1 T + -40.38 Kd - 0.45 Kd^2 - 0.00$$

Verificar la multiplicación de signos

$$-1 \quad T \quad -40.38 \quad Kd \quad 0.45 \quad Kd^2 \quad 0.00$$

EC.1.2

Sumando las ecuaciones 1.1 y 1.2

$0.45 \quad Kd^2$ a	$-67.29 \quad Kd$ b	3230.00 c	=0
------------------------	------------------------	----------------	----

Resolviendo la formula general

$$a = -0.449$$

$$b = 67.292$$

$$c = 3230.000$$

$$Kd \ 1 = -38.25 \text{ CM}$$

$$Kd \ 2 = 188.25 \text{ CM} \quad \text{Toma el valor menor a F}$$

Sustituyendo Kd en (Ecu. 1.1) y despejando "t"

Verificar el despeje de los signos

$$T = -3230 \quad 5066.996$$

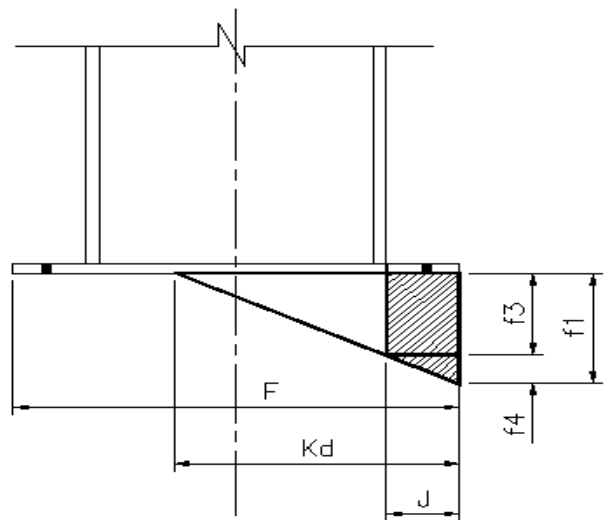
$T = 1,837.00 \text{ KG}$ ** con este valor se calculan las anclas

$$J = 17.00 \text{ CM.}$$

$$Kd - J = 171.25 \text{ CM.}$$

$$f3 = 0.82 \text{ KG/CM}^2$$

$$f4 = 0.08 \text{ KG/CM}^2$$



Diseño anclas

Calculo del número de anclas

$$\text{No. De Anclas} = T / (As * Ft)$$

	Area Neta	No. De Anclas
Anclas De 1/2"	0.81 cm2	1.49

Anclas De 5/8"	1.38	cm2	0.88
Anclas De 3/4"	2.87	cm2	0.42
Anclas De 1"	5.07	cm2	0.24

** Se Proponen El Siguiete Numero De Anclas De 1" Por Lado

2.00PZAS.

De acuerdo al diámetro se obtiene el número de anclas que se requieren para resistir el cortante actuante.

$$No. ANCLAS = \left(\frac{V_U}{F_v} \right) \div a_s ANCLA =$$

0.054055171

El número de anclas por lado es suficiente por cortante.

Espesor de placa

Calculo del momento actuante

$$M_p = (f_3 * J^2)/2 + (f_4 * J^2)/3 = 125.75 \text{ kg*cm}$$

Calculo de espesor de placa base

$$t = \sqrt{6 M_p / F_b} =$$

6.31 mm

Tomar espesor de placa no requiere cartabones.

Se propone un espesor comercial t= 25 mm

** Seguir con este procedimiento siempre y cuando se requieran cartabones

Cuando se use cartabones el momento se calculará como sigue:

** se colocarán 2 cartabones por lado.

$$M_p = 0.50 * ((f_1 * J) / 2) = 64.82 \text{ KG*CM}$$

$$t = \sqrt{6 M_p / F_b} =$$

$$0.45 \text{ CM.}$$

Se propone un espesor comercial $t = 19 \text{ mm}$

Diseño de placas base Tipo I 0.72x040

Datos generales

Momento $m_z=0$ ton*m

Momento $m_x=0$ ton*m

Carga vertical=2.76 ton

Cortante $f_x= 0.018$ ton

Momento flexión biaxial=0.000 ton*m

$F= 0.50$ CM.

$G= 25.00$ CM.

$H= 30.00$ CM.

$C= 25.00$ CM.

$D= 25.00$ CM.

$E= 30.00$ CM.

DADO

$K= 72.00$ CM. Ancho

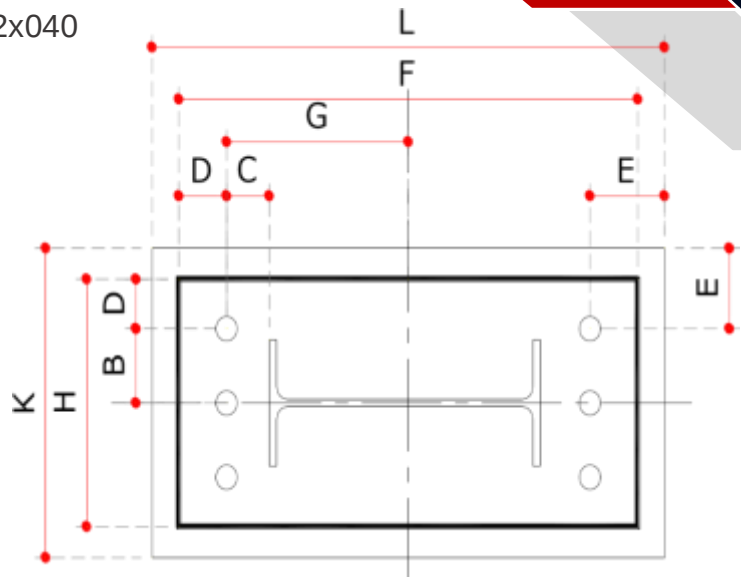
$L= 40.00$ CM. Largo

CONCRETO $F'C= 250$ KG/CM²

$F_b= 1897.5$ KG/CM²

$F_t= 1518$ KG/CM²

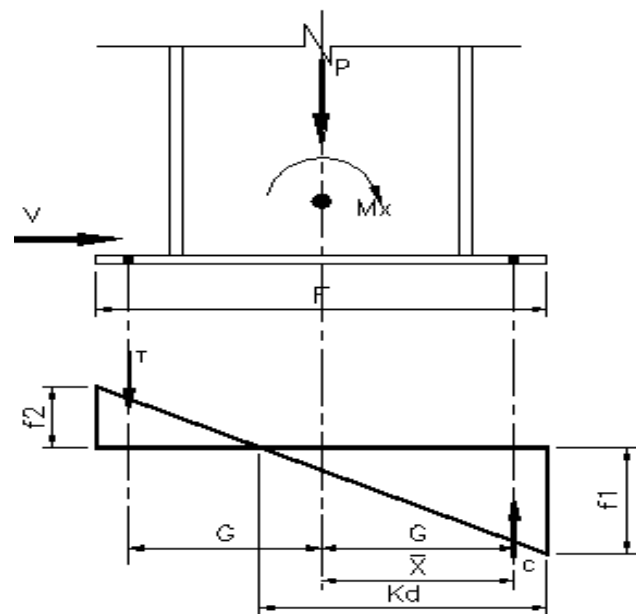
$F_v= 1012$ KG/CM²



AREA PLACA BASE

$A= F \cdot L = 18000 \text{ CM}^2$

$C= 1500 \text{ CM}$



Calculo de esfuerzos

$$f= P / A + - M_x/S_x=$$

f1= 1.84 KG/CM2 Compresion

F2= 1.84 kg/cm2 Tension

Revisión por aplastamiento en el concreto

Área de aplastamiento (A1) =1500.00 cm2

Área de concreto (A2) =2880 cm2

$$f_p = 0.375 \cdot f'_c \cdot \sqrt{A_2/A_1} = 129.90 \text{ KG/CM}^2$$

$f_p > f_1$ Pasa por aplastamiento del concreto

Análisis

Sumas de fuerzas verticales

$\sum F_y = 0$

$$\begin{array}{rclclclcl} T + P - C & = & & 0 & & & & \\ T & + & 2,760.00 & - & 27.60 & Kd & = & 0 \\ T & & 2,760.00 & & -27.60 & Kd & = & 0 \end{array}$$

Suma de momentos

$\sum M = 0$ $TG + CX - Mx = 0$

$$25.00 T + 26.9167 Kd (25 - 0.333333333 Kd) - 0$$
$$f_1 \cdot H/2 = C \quad X \quad Mx$$

$$25.00 T + 690.00 Kd - 9.20 Kd^2 - 0$$

Dividiendo la ecuación anterior entre

Para poder despejar "t" se tiene: -25.00

$$-1 T + -27.60 Kd - 0.37 Kd^2 - 0.00$$

Verificar la multiplicación de signos

$$-1 \quad T \quad -27.60 \quad Kd \quad 0.37 \quad Kd^2 \quad 0.00$$

EC.1.2

Sumando las ecuaciones 1.1 y 1.2

$0.37 \quad Kd^2$ a	$-55.20 \quad Kd$ b	2760.00 c	=0
------------------------	------------------------	----------------	----

Resolviendo la formula general

$$a = -0.368$$

$$b = 55.200$$

$$c = 2760.00$$

$$Kd \ 1 = -39.65 \text{ CM}$$

$$Kd \ 2 = 189.56 \text{ CM} \quad \text{Toma el valor menor a F}$$

Sustituyendo Kd en (Ecu. 1.1) y despejando "t"

Verificar el despeje de los signos

$$T = -2760 \quad 5231.977$$

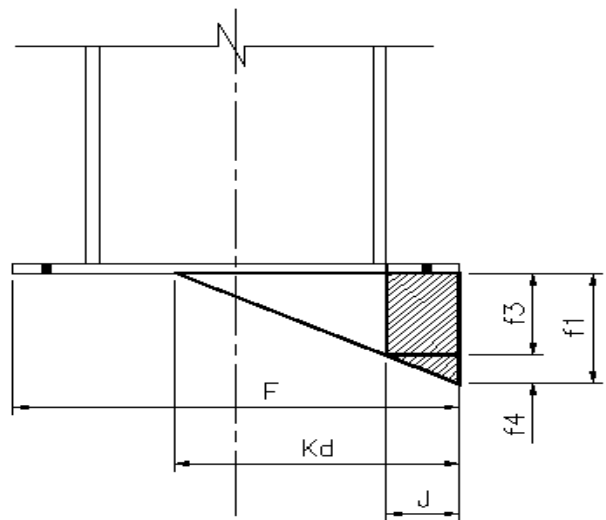
$T = 2,471.98 \text{ KG}$ ** con este valor se calculan las anclas

$$J = 50.00 \text{ CM.}$$

$$Kd - J = 139.56 \text{ CM.}$$

$$f3 = 1.35 \text{ KG/CM}^2$$

$$f4 = 0.49 \text{ KG/CM}^2$$



Diseño anclas

Calculo del número de anclas

$$\text{No. De Anclas} = T / (As * Ft)$$

Area Neta

No. De Anclas

Anclas De 1/2"

0.81

cm2

2.01

Anclas De 5/8"	1.38	cm2	1.18
Anclas De 3/4"	2.87	cm2	0.57
Anclas De 1"	5.07	cm2	0.32

** Se Proponen El Siguiete Numero De Anclas De 1" Por Lado

2.00 PZAS.

De acuerdo al diámetro se obtiene el número de anclas que se requieren para resistir el cortante actuante.

$$No. ANCLAS = \left(\frac{V_U}{F_v} \right) \div a_s ANCLA =$$

0.006197408

El número de anclas por lado es suficiente por cortante.

Espesor de placa

Calculo del momento actuante

$$M_p = (f_3 * J^2)/2 + (f_4 * J^2)/3 = 2097.78 \text{ kg*cm}$$

Calculo de espesor de placa base

$$t = \sqrt{6 M_p / F_b} =$$

25.76 mm

Tomar espesor de placa no requiere cartabones.

Se propone un espesor comercial t= 25 mm

** Seguir con este procedimiento siempre y cuando se requieran cartabones

Cuando se use cartabones el momento se calculará como sigue:

** se colocarán 2 cartabones por lado.

$$M_p = 0.50 * ((f_1 * J) / 2) = 1150 \text{ KG*CM}$$

$$t = \sqrt{6 M_p / F_b} =$$

1.91 CM.

Se propone un espesor comercial $t = 19 \text{ mm}$

Diseño de placas base Tipo I 0.72x040 m

Datos generales

Momento $m_z=0.137$ ton*m

Momento $m_x=0.006$ ton*m

Carga vertical= 4.38 ton

Cortante $f_x= 0.0432$ ton

Momento flexión biaxial= 0.137 ton*m

$F= 0.50$ CM.

$G= 25.00$ CM.

$H= 30.00$ CM.

$C= 25.00$ CM.

$D= 25.00$ CM.

$E= 30.00$ CM.

DADO

$K= 72.00$ CM. Ancho

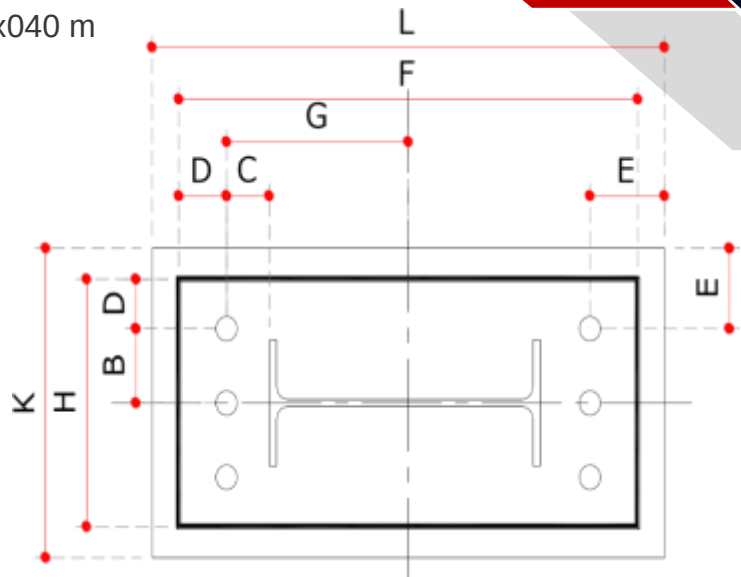
$L= 40.00$ CM. Largo

CONCRETO $F'C= 250$ KG/CM²

$F_b= 1897.5$ KG/CM²

$F_t= 1518$ KG/CM²

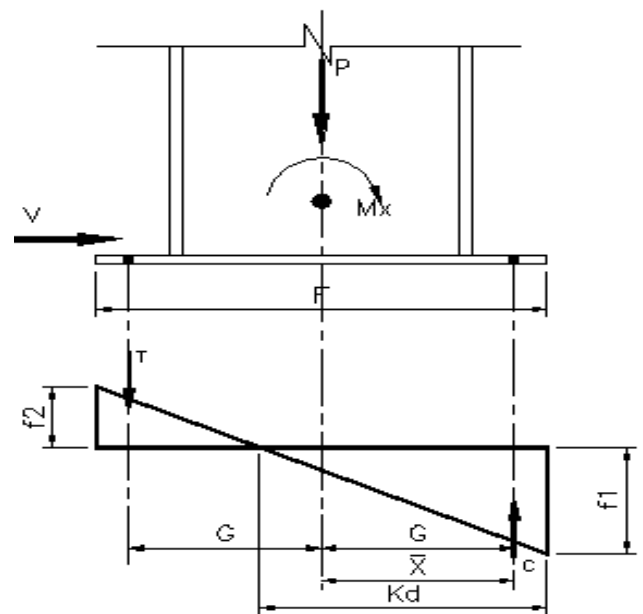
$F_v= 1012$ KG/CM²



AREA PLACA BASE

$A= F \cdot L = 18000$ CM²

$S_x = 13500$ CM³



Calculo de esfuerzos

$$f = P / A + - M_x / S_x =$$

f1= 4.02 KG/CM2 Compresion

F2= 1.82 kg/cm2 Tension

Revision por aplastamiento en el concreto

Area de aplastamiento (A1) =1500.00 cm2

Area de concreto (A2) =2880 cm2

$$f_p = 0.375 \cdot f'_c \cdot \sqrt{A_2/A_1} = 129.90 \text{ KG/CM}^2$$

$f_p > f_1$ Pasa por aplastamiento del concreto

Analisis

Sumas de fuerzas verticales

$\sum F_y = 0$

$$\begin{array}{rclclclcl} T + P - C & = & 0 & & & & & \\ T & + & 4,380.00 & - & 60.24 & Kd & = & 0 \\ T & & 4,380.00 & & -60.24 & Kd & = & 0 \end{array}$$

Suma de momentos

$\sum M = 0$ $TG + CX - Mx = 0$

$$25.00 T + 60.2402 Kd (25 - 0.333333333 Kd) - 13,700$$

$$f_1 \cdot H/2 = C \quad X \quad Mx$$

$$25.00 T + 1506.00 Kd - 20.08 Kd^2 - 13,700$$

Dividiendo la ecuación anterior entre

Para poder despejar "t" se tiene: -25.00

$$-1 \quad T \quad + \quad -60.24 \quad Kd \quad - \quad -0.80 \quad Kd^2 \quad - \quad -548.01$$

Verificar la multiplicación de signos

$$-1 \quad T \quad -60.24 \quad Kd \quad 0.80 \quad Kd^2 \quad -548.01$$

EC.1.2

Sumando las ecuaciones 1.1 y 1.2

0.80 Kd ²	-120.48 Kd	4928.00	=0
a	b	c	

RESOLVIENDO LA FORMULA GENERAL

$$a = -0.803$$

$$b = 120.480$$

$$c = 4928.005$$

$$Kd \ 1 = -33.45 \text{ CM}$$

$$Kd \ 2 = 183.45 \text{ CM} \quad \text{Toma el valor menor a F}$$

Sustituyendo Kd en (Ecu. 1.1) y despejando "t"

Verificar el despeje de los signos

$$T = -4380 \quad 11050.792$$

$$T = 6,670.79 \text{ KG} \quad ** \text{ con este valor se calculan las anclas}$$

$$J = 50.00 \text{ CM.}$$

$$Kd - J = 133.45 \text{ CM.}$$

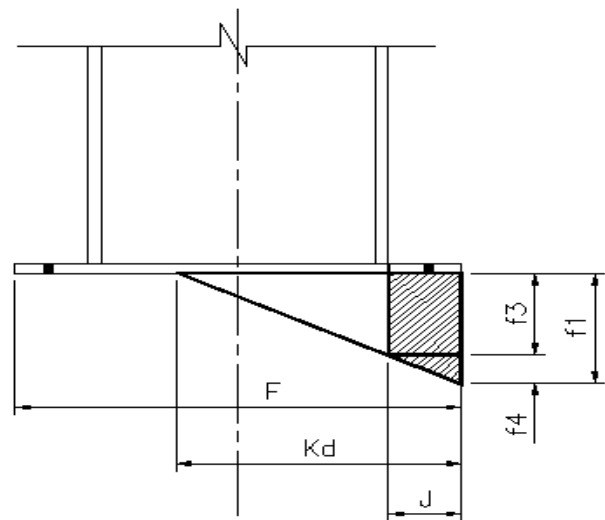
$$f3 = 2.92 \text{ KG/CM}^2$$

$$f4 = 1.09 \text{ KG/CM}^2$$

Diseño anclas

Calculo del número de anclas

$$\text{No. De Anclas} = T / (As * Ft)$$



	Area Neta	No. De Anclas	
Anclas De 1/2"	0.81	cm2	5.43
Anclas De 5/8"	1.38	cm2	3.18
Anclas De 3/4"	2.87	cm2	1.53
Anclas De 1"	5.07	cm2	0.87

** Se Proponen El Siguiete Numero De Anclas De 1" Por Lado

2.00 PZAS.

De acuerdo al diámetro se obtiene el número de anclas que se requieren para resistir el cortante actuante.

$$No. ANCLAS = \left(\frac{V_U}{F_v} \right) \div a_s ANCLA =$$

0.014873779

El número de anclas por lado es suficiente por cortante.

Espesor de placa

Calculo del momento actuante

$$M_p = (f_3 * J^2)/2 + (f_4 * J^2)/3 = 4563.93 \text{ kg*cm}$$

Calculo de espesor de placa base

$$t = \sqrt{6 M_p / F_b} =$$

37.99 mm

Tomar espesor de placa no requiere cartabones.

Se propone un espesor comercial t= 25 mm

** Seguir con este procedimiento siempre y cuando se requieran cartabones

Cuando se use cartabones el momento se calculará como sigue:

** se colocarán 2 cartabones por lado.

$$M_p = 0.50 * ((f_1 * J) / 2) = 2510.01 \text{ KG*CM}$$

$$t = \sqrt{6 M_p / F_b} =$$

2.82 CM.

Se propone un espesor comercial $t = 19 \text{ mm}$

Diseño de placas base Tipo I 0.85x0.84

Datos generales

Momento $m_z=0$ ton*m

Momento $m_x=0$ ton*m

Carga vertical=2.39 ton

Cortante $f_x= 0.177$ ton

Momento flexión biaxial=0.000 ton*m

$F= 60.00$ CM.

$G= 20.00$ CM.

$H= 60.00$ CM.

$C= 7.00$ CM.

$D= 10.00$ CM.

$E= 25.00$ CM.

DADO

$K= 85.00$ CM. Ancho

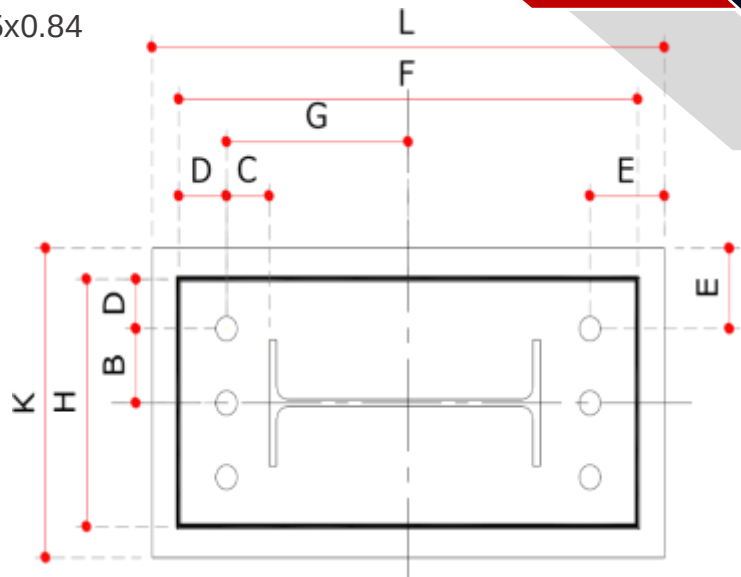
$L= 84.00$ CM. Largo

CONCRETO $F'C= 250$ KG/CM²

$F_b= 1897.5$ KG/CM²

$F_t= 1518$ KG/CM²

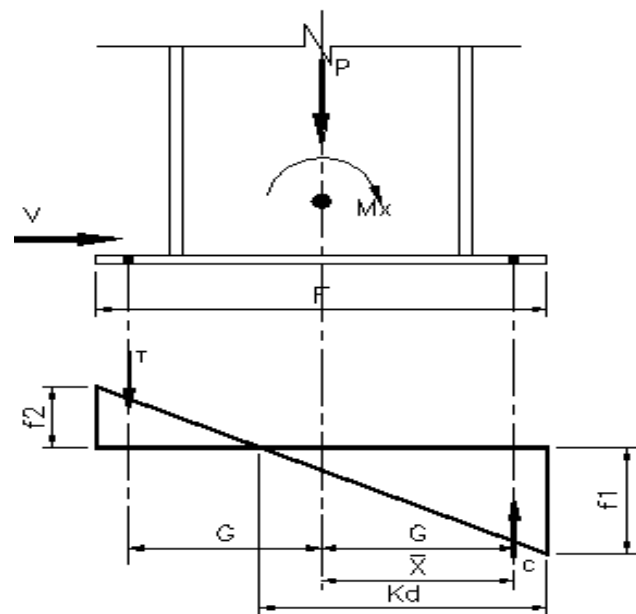
$F_v= 1012$ KG/CM²



AREA PLACA BASE

$A= F \cdot H = 3600.00$ CM²

$C= 150.00$ CM



Calculo de esfuerzos

$$f = P / A + - Mx / Sx =$$

$$f_1 = 0.66 \quad \text{KG/CM}^2 \quad \text{Compresion}$$

$$F_2 = 0.66 \quad \text{kg/cm}^2 \quad \text{Tension}$$

Revision por aplastamiento en el concreto

Area de aplastamiento (A1) = 3600.00 cm²

Area de concreto (A2) = 7140 cm²

$$f_p = 0.375 \cdot f'_c \cdot \sqrt{A_2/A_1} = 132.03 \quad \text{KG/CM}^2$$

$f_p > f_1$ Pasa por aplastamiento del concreto

Analisis

Sumas de fuerzas verticales

$$\sum F_y = 0$$

$$\begin{array}{rclclclcl} T + P - C & = & 0 & & & & \\ T & + & 2,390.00 & - & 19.92 & \text{Kd} & = 0 \\ T & & 2,390.00 & & -19.92 & \text{Kd} & = 0 \end{array}$$

Suma de momentos

$$\begin{array}{rclclclcl} \sum M = 0 & & TG + CX - Mx & = & 0 & & \\ 20.00 T + 19.9167 \text{ Kd} (30 - 0.333333333 \text{ Kd}) & - & 0 & & & & \\ f_1 \cdot H/2 = C & & X & & & & Mx \\ 20.00 T + 597.50 \text{ Kd} & - & 6.64 \text{ Kd}^2 & - & 0 & & \end{array}$$

Dividiendo la ecuación anterior entre

Para poder despejar "t" se tiene: -20.00

$$-1 \quad T \quad + \quad -29.88 \quad Kd \quad - \quad -0.33 \quad Kd^2 \quad - \quad 0.00$$

Verificar la multiplicación de signos

$$-1 \quad T \quad -29.88 \quad Kd \quad 0.33 \quad Kd^2 \quad 0.00$$

EC.1.2

Sumando las ecuaciones 1.1 y 1.2

0.33 Kd ²	-49.79 Kd	2390.00	=0
a	b	c	

RESOLVIENDO LA FORMULA GENERAL

$$a = -0.332$$

$$b = 49.792$$

$$c = 2390.000$$

$$Kd \ 1 = -38.25 \text{ CM}$$

$$Kd \ 2 = 188.25 \text{ CM} \quad \text{Toma el valor menor a F}$$

Sustituyendo Kd en (Ecu. 1.1) y despejando "t"

Verificar el despeje de los signos

$$T = -2390 \quad 3749.263$$

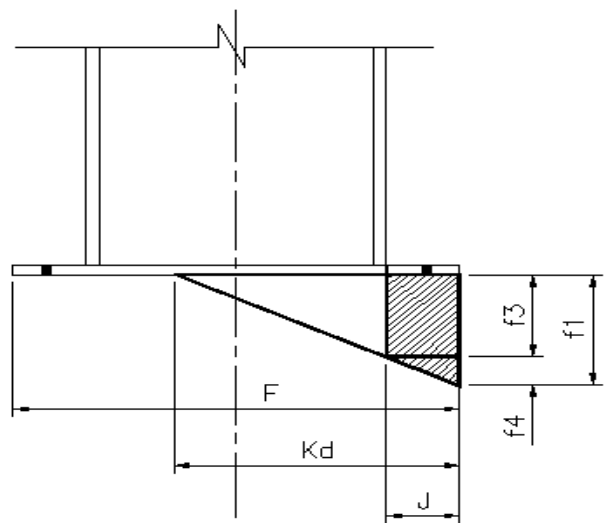
T = 1,359.00 KG ** con este valor se calculan las anclas

$$J = 17.00 \text{ CM.}$$

$$Kd - J = 171.25 \text{ CM.}$$

$$f3 = 0.60 \text{ KG/CM}^2$$

$$f4 = 0.06 \text{ KG/CM}^2$$



Diseño anclas

Calculo del número de anclas

$$\text{No. De Anclas} = T / (As * Ft)$$

	Area Neta	No. De Anclas	
Anclas De 1/2"	0.81	cm2	1.11
Anclas De 5/8"	1.38	cm2	0.65
Anclas De 3/4"	2.87	cm2	0.31
Anclas De 1"	5.07	cm2	0.18

** Se Proponen El Siguiete Numero De Anclas De 1" Por Lado

2.00PZAS.

De acuerdo al diámetro se obtiene el número de anclas que se requieren para resistir el cortante actuante.

$$No. ANCLAS = \left(\frac{V_U}{F_v} \right) \div a_s ANCLA =$$

0.06094118

El número de anclas por lado es suficiente por cortante.

Espesor de placa

Calculo del momento actuante

$$M_p = (f_3 * J^2)/2 + (f_4 * J^2)/3 = 93.04 \text{ kg*cm}$$

Calculo de espesor de placa base

$$t = \sqrt{6 M_p / F_b} =$$

5.42 mm

Tomar espesor de placa no requiere cartabones.

Se propone un espesor comercial t= 25 mm

** Seguir con este procedimiento siempre y cuando se requieran cartabones

Cuando se use cartabones el momento se calculará como sigue:

** se colocarán 2 cartabones por lado.

$$M_p = 0.50 * ((f_1 * J) / 2) = 47.97 \text{ KG*CM}$$

$$t = \sqrt{6 M_p / F_b} =$$

$$0.39 \text{ CM.}$$

Se propone un espesor comercial $t = 19 \text{ mm}$

Capítulo VI. Procedimiento y descripción de actividades realizadas

Recopilación y análisis de información preliminar

Esta etapa inicial tuvo como propósito establecer las condiciones de diseño del proyecto estructural mediante una revisión exhaustiva de todos los factores que intervienen en el comportamiento de una nave industrial, tanto desde el punto de vista físico como normativo y funcional. El trabajo comenzó con una serie de entrevistas con el cliente y responsables del proyecto, con el fin de comprender a fondo el propósito del inmueble, el tipo de actividad industrial que se desarrollaría en su interior, el equipamiento que contendría y los requerimientos específicos del usuario final.

Uno de los aspectos clave en esta fase fue el análisis del uso previsto: la nave industrial estaría destinada a almacenamiento y distribución de materiales pesados, lo que implicaba cargas dinámicas variables, tránsito de montacargas, y la posible instalación de sistemas de transporte elevados como grúas viajeras. Esta información fue fundamental para establecer tanto la categoría de uso estructural como las sobrecargas admisibles.

Posteriormente, se obtuvieron datos del entorno físico, como la topografía del terreno, la orientación de los vientos predominantes, la exposición solar y el tipo de suelo. Se recurrió a estudios de mecánica de suelos para determinar la capacidad portante y posibles asentamientos diferenciales, lo cual permitió decidir que la cimentación sería de tipo superficial (zapatas aisladas), con refuerzos en los puntos de mayor carga.

Desde el punto de vista normativo, se consultaron los siguientes documentos clave:

El Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias (NTC), especialmente en lo relativo al diseño por sismo (NTC-DS-2017) y al diseño por viento.

El Manual de Diseño por Viento y Sismo de la CFE (1993), que establece espectros de diseño y coeficientes estructurales aplicables en distintas regiones del país.

Tablas del Instituto Mexicano del Acero (IMCA) para verificar perfiles comerciales y resistencias disponibles.

Se identificó que la ubicación de la nave se encuentra en una zona sísmica tipo B, con una aceleración máxima esperada del terreno entre 0.16g y 0.35g, lo cual determinó un diseño más riguroso para resistir fuerzas laterales. También se consideró la velocidad básica de viento de 120 km/h para la región, con categoría de exposición C, por tratarse de una zona industrial abierta.

La recopilación de esta información sentó las bases para el diseño conceptual y el modelado estructural posterior, garantizando que todos los supuestos estuvieran alineados con las condiciones reales del sitio.

6. Diseño conceptual de la nave industrial

En esta segunda etapa se procedió a plantear el diseño preliminar de la nave con base en los datos recopilados, estableciendo los lineamientos geométricos, estructurales y funcionales que guiarían el desarrollo posterior en el software STAAD.Pro. El diseño conceptual se enfocó en lograr una solución estructural segura, eficiente y adaptable a las necesidades del usuario, considerando criterios como el modularidad, facilidad de montaje y uso de materiales comercialmente disponibles.

Se definió una nave rectangular de 30 metros de ancho por 30 metros de largo, con una altura libre de 12 metros al arranque de la cubierta y pendiente del 10 %. La estructura principal estaría conformada por pórticos metálicos de acero estructural, separados a cada 6 metros, lo que dio lugar a 11 claros interiores, incluyendo muros extremos.

Los principales elementos estructurales propuestos fueron:

Columnas metálicas tipo IPR (perfil soldado o laminado, según disponibilidad), ancladas a zapatas individuales.

Vigas tipo IPR o canales armados para las cubiertas, con travesaños perpendiculares que reducen la luz efectiva.

Correas tipo PTR para sostener la lámina de cubierta.

6.1 Arriostramientos horizontales y verticales de perfiles redondos o angulares

para evitar desplazamientos laterales y torsiones.

En esta etapa también se calcularon de manera aproximada las cargas muertas (peso propio de perfiles, lámina, aislante, canalones, etc.) y las cargas vivas (carga de mantenimiento, maquinaria ligera y tránsito de personas). A estas se sumaron las cargas accidentales, como viento y sismo, utilizando valores de referencia de la norma CFE. Se obtuvo así un perfil preliminar del comportamiento de la estructura, que permitió dimensionar los elementos antes de modelarlos en el software.

Se realizó un croquis general en planta y alzado de la estructura, detallando la ubicación de columnas, vigas, trabes, líneas de arriostramiento y anclajes, lo que sirvió como guía directa para la creación del modelo tridimensional. Esta fase fue clave para asegurar que la estructura propuesta fuera funcional, económica y construible con los recursos disponibles en la zona.

6.2 Modelado y análisis estructural con STAAD.Pro

Una vez definidos los parámetros geométricos, mecánicos y funcionales de la nave industrial, se procedió a la tercera fase del procedimiento: el modelado estructural en el software STAAD.Pro, desarrollado por Bentley Systems. Esta etapa fue

decisiva para simular con precisión el comportamiento de la estructura ante las distintas cargas consideradas, mediante el método de los elementos finitos, lo que permitió verificar su desempeño estructural y validar el diseño previo con base en resultados cuantificables.

6. 3 Configuración inicial del proyecto en STAAD.Pro

El primer paso consistió en configurar el entorno de trabajo dentro del software. Se seleccionó el sistema de unidades internacionales (SI) con kilonewtons (kN), metros (m) y grados ($^{\circ}$), dado que los parámetros normativos y mecánicos del proyecto estaban en esas unidades. Se especificó que se trataba de un modelo tridimensional de análisis estático lineal, aunque se dejó habilitada la opción de considerar análisis dinámico espectral si se requería posteriormente.

En la pestaña de geometría, se definió el esqueleto estructural utilizando nodos, vigas y elementos de barra (beam elements). El diseño contempló:

11 marcos principales distribuidos cada 6 metros a lo largo de los 60 metros de longitud de la nave.

Cada pórtico se modeló con columnas de acero tipo IPR 300 y vigas tipo IPR 250, conectadas por medio de nodos rígidos para simular un comportamiento monolítico en los empalmes.

Se añadieron correas y largueros como elementos secundarios de carga, utilizando perfiles PTR 4x2x1/8, conectados perpendicularmente a las vigas.

Definición de materiales y secciones

En el módulo de propiedades del software, se introdujo el material acero estructural A36, cuyas propiedades elásticas son:

Módulo de elasticidad: 200,000 MPa

Coeficiente de Poisson: 0.3

Densidad: 7,850 kg/m³

Límite de fluencia: 250 MPa

Los perfiles estructurales se seleccionaron de la base de datos mexicana del software, y fueron asignados a los elementos correspondientes. Para garantizar la precisión del análisis, se utilizó el comando "Assign to Selected Beams" y se verificó visualmente la asignación en la vista tridimensional.

Aplicación de cargas

Se definieron y aplicaron las distintas cargas estáticas previstas, clasificadas en los siguientes tipos:

Carga muerta (DL): correspondiente al peso propio de todos los elementos estructurales, así como de la lámina de techo, aislante, canalones y accesorios. El software permitió automatizar este valor mediante el comando “Selfweight Y -1”.

Carga viva (LL): estimada en 250 kg/m² sobre la cubierta, para simular tránsito de personal y mantenimiento.

Carga de viento (WL): determinada con base en la NTC de viento (2017), para una velocidad básica de 120 km/h y categoría de exposición C.

Las presiones se calcularon según la siguiente fórmula:

$$q = (1/2) \times \rho \times V^2 \times C_d$$

Donde:

q = presión dinámica del viento (N/m²)

ρ = densidad del aire (1.225 kg/m³)

V = velocidad del viento (m/s)

C_d = coeficiente de presión (adimensional)

Carga sísmica (EQ): se aplicó un análisis modal espectral, con espectros obtenidos de la NTC-DS-2017, considerando zona sísmica B, tipo de suelo intermedio (III) y un factor de importancia estructural I = 1.5. Se asignaron masas equivalentes y se definieron direcciones principales de análisis.

Se crearon combinaciones de carga usando el módulo “Load Combinations”, tales como:

1.4 DL + 1.6 LL

1.2 DL + 1.0 LL + 1.0 WL

1.2 DL + 0.5 LL + 1.0 EQ

6.4 Condiciones de frontera y apoyos

Las condiciones de apoyo fueron fundamentales para reflejar el comportamiento real del sistema. Se asignaron apoyos empotrados (fixed supports) en la base de las columnas, simulando el anclaje a zapatas aisladas de concreto. Esta configuración restringió los seis grados de libertad de cada nodo base (traslaciones y rotaciones).

También se consideraron ligas rígidas (master-slave constraints) para simular el comportamiento conjunto de vigas y columnas en los nudos, así como los

arriostramientos tipo cruz de San Andrés, modelados con miembros de acero tensados, restringiendo desplazamientos horizontales.

6.5 Análisis y revisión de resultados

Al ejecutar el análisis estático lineal, STAAD.Pro arrojó los siguientes resultados clave:

Desplazamientos máximos: verificados conforme a los límites admisibles ($L/200$ en elementos horizontales y $L/300$ en verticales).

Diagramas de momento flector y cortante: se analizaron para cada carga y combinación, lo cual permitió detectar puntos críticos de diseño.

Factores de utilización (Unity Check): mostraron eficiencia estructural, con valores cercanos a 1.0 en elementos principales.

Reacciones en apoyos: fundamentales para el diseño de cimentaciones.

Los datos obtenidos fueron exportados en formatos gráficos y numéricos, permitiendo documentar el comportamiento estructural para el informe técnico final.

6.6 Ajustes y optimización

Los resultados permitieron hacer ajustes para reducir el peso estructural y optimizar perfiles. Se sustituyeron elementos sobredimensionados, y se reforzaron nudos críticos con arriostramientos adicionales, manteniendo siempre la seguridad estructural. Este proceso validó el uso de STAAD.Pro como herramienta confiable para el análisis tridimensional de estructuras complejas, alineada con normativas mexicanas y prácticas de diseño profesional.

6.7 Evaluación y validación de resultados

El análisis estructural es el proceso mediante el cual se evalúa el comportamiento de una estructura sometida a diversas condiciones de carga. En el presente proyecto, el análisis se ejecutó utilizando el software especializado STAAD.Pro, que permite modelar estructuras complejas y aplicar distintos tipos de análisis conforme a normas nacionales e internacionales. La elección del tipo de análisis estructural adecuado depende de varios factores, entre ellos: la geometría del sistema, las características de los materiales, las condiciones de carga, las restricciones de frontera y el grado de precisión requerido.

6.8 Análisis estático lineal

El análisis estático lineal fue el tipo de análisis principal utilizado en la etapa inicial del proyecto. En este modelo se asume que:

Las deformaciones son pequeñas en relación con las dimensiones originales de los elementos.

Existe una relación lineal entre esfuerzos y deformaciones (ley de Hooke).

Los materiales se comportan de forma elástica.

Las cargas son aplicadas de manera gradual y constante.

Este enfoque es útil y suficiente para la mayoría de las estructuras industriales, siempre que no presenten condiciones excepcionales como desplazamientos grandes o materiales no lineales. El análisis estático permitió obtener reacciones en apoyos, esfuerzos internos (cortantes, axiales y momentos), desplazamientos nodales y deformaciones unitarias, lo cual fue clave para la verificación del diseño preliminar.

6.8 Análisis de combinaciones de carga

Una parte fundamental del proceso fue el desarrollo del análisis bajo combinaciones de carga, de acuerdo con lo indicado por el Reglamento de Construcciones para la Ciudad de México (2020). Las estructuras deben diseñarse considerando que las cargas pueden actuar simultáneamente, de manera que se evalúen escenarios de carga más críticos.

En este proyecto se emplearon combinaciones como:

1.4 DL + 1.6 LL

1.2 DL + 1.0 LL + 1.0 WL

1.2 DL + 0.5 LL + 1.0 EQ

Donde:

DL = Carga muerta

LL = Carga viva

WL = Carga de viento

EQ = Carga sísmica

Estas combinaciones se ingresaron en el módulo “Load Combinations” del software STAAD.Pro, lo que permitió automatizar el análisis simultáneo y obtener resultados de esfuerzos máximos y desplazamientos para cada combinación.

6.9 Análisis de estabilidad global

El modelo también se sometió a una evaluación cualitativa de estabilidad global, en particular mediante la revisión de:

Desplazamientos laterales máximos (drift).

Condición de no inversión de momentos en columnas.

Reacciones horizontales en cimentación.

Se verificó que los desplazamientos no superaran los límites establecidos por norma (L/200 en marcos laterales), y que la estructura mantuviera su rigidez frente a las acciones del viento y sismo.

6. 10 Importancia del análisis correcto

Seleccionar el tipo de análisis adecuado fue clave para garantizar un diseño estructural seguro, económico y funcional. Una evaluación incompleta o errónea de los esfuerzos estructurales puede derivar en fallas por sobre diseño o subdimensionamiento de elementos. Por ello, aplicar un análisis mixto (estático + espectral) representa una mejor práctica en la ingeniería moderna, sobre todo en proyectos con requisitos normativos exigentes como los industriales.

Como señalan Ramírez y Gómez (2021), “la integración de herramientas computacionales de análisis, cuando se acompaña de criterios normativos y verificación manual, mejora la confiabilidad y optimización estructural en proyectos industriales complejos”.

Procedimiento y descripción de actividades realizadas

La ejecución del proyecto de residencia profesional consistió en una secuencia lógica de actividades técnicas desarrolladas en el área de diseño estructural de la empresa CIR Proyectos S.A. de C.V., con el objetivo de modelar, analizar y validar estructuralmente una nave industrial ubicada en Hidalgo. A continuación, se describen detalladamente las fases y acciones llevadas a cabo por el residente:

6. 12 Revisión documental y análisis preliminar

El proceso de revisión documental constituyó una fase crítica en la planeación del proyecto de análisis estructural de la nave industrial. Antes de proceder al modelado, fue indispensable recopilar y examinar minuciosamente todos los insumos técnicos disponibles. Esta documentación incluyó:

Planos arquitectónicos proporcionados por el área de diseño.

Memoria descriptiva del proyecto arquitectónico.

Estudios geotécnicos y de mecánica de suelos.

Normativas aplicables como las NTC-2017, el Reglamento de Construcciones para la Ciudad de México (RCDF 2020), y normas internacionales relacionadas con estructuras de acero.

6. 13 Catálogos de perfiles metálicos y especificaciones de diseño por parte del proveedor estructural.

Durante esta etapa, se realizó una revisión exhaustiva de las dimensiones geométricas, áreas de uso, alturas, ubicación de columnas, ejes principales y secundarios, así como de los sistemas de cimentación previstos. También se identificaron los puntos críticos de transmisión de cargas y la zonificación funcional dentro de la nave industrial (almacenamiento, maniobra, tránsito de maquinaria, etc.), lo cual influye directamente en la definición de cargas vivas y condiciones de servicio.

Se elaboraron esquemas preliminares de la distribución estructural, considerando elementos como:

Marcos tipo pórtico rígido.

Arriostramientos verticales y horizontales.

Apoyos simples o empotrados en cimentaciones.

Posibles dilataciones térmicas o juntas constructivas.

Este análisis permitió prever las condiciones de contorno, establecer una estrategia de modelado adecuada en STAAD.Pro y determinar si la estructura requería análisis estático, dinámico o no lineal. La revisión de normativa también fue esencial para definir los parámetros sísmicos y eólicos que influirían posteriormente en las cargas de diseño.

Esta etapa no solo permitió familiarizarse con el proyecto, sino también detectar omisiones o ambigüedades técnicas que se aclararon mediante reuniones con el personal de ingeniería civil, lo que aseguró una comprensión integral del problema estructural a resolver.

6. 14 Cálculo de cargas y combinaciones

Una vez obtenida y comprendida toda la información del proyecto, se procedió con el cálculo detallado de las cargas actuantes sobre la estructura. Este procedimiento se realizó conforme a los lineamientos establecidos en la normativa nacional (NTC-2017) y consideró las siguientes acciones principales:

a) Carga muerta (DL)

Incluyó el peso propio de todos los elementos estructurales metálicos (columnas, vigas, correas, largueros), el peso de la lámina galvanizada de cubierta, sistema de aislamiento térmico, canalones, bajadas pluviales, elementos de rigidez transversal, además de cargas fijas como luminarias, tuberías suspendidas, y sistemas contra incendio. Se calculó mediante la densidad del material (acero A36: 7,850 kg/m³) multiplicado por el volumen de cada elemento modelado.

b) Carga viva (LL)

Se consideró una carga distribuida de 250 kg/m² para zonas accesibles ocasionalmente (cubierta), conforme a lo establecido en la NTC-Cargas Vivas (2017). Además, se evaluó si existían cargas puntuales móviles, como grúas viajeras o montacargas, que pudieran inducir efectos adicionales. En este caso, se determinó que la nave no contendría equipo fijo de carga suspendida, lo que simplificó el análisis.

c) Carga de viento (WL)

Para el diseño eólico se consideraron los lineamientos de la NTC-Viento 2017. El cálculo se desarrolló en función de:

Velocidad básica de viento ($V = 120$ km/h) para la zona del estado de Hidalgo.

Factor de exposición al viento (categoría C por encontrarse en zona parcialmente abierta).

Altura total de la nave (mayor a 7 m).

Coeficientes de presión (C_p) en techumbre y muros (externos e internos).

Forma de la cubierta a dos aguas y rigidez del sistema.

Se utilizaron fórmulas de presión dinámica del viento:

$$q = 0.613 \times V^2 \times C_e \times C_p$$

Donde q es la presión del viento en N/m^2 .

d) Carga sísmica (EQ)

El análisis sísmico se basó en la NTC-Sismo 2017, considerando:

Zona sísmica B.

Tipo de suelo III (suelo duro o intermedio).

Factor de comportamiento sísmico $Q = 3$.

Coeficiente de uso $U = 1$.

Periodo fundamental de vibración estimado mediante fórmula empírica $T = C_t \cdot H^x$.

Espectro de respuesta elástico normativo para evaluar aceleraciones.

Se utilizó el método modal espectral, ya que la geometría de la nave presentaba características que podían amplificar la respuesta dinámica. El espectro se integró como archivo en el software STAAD.Pro.

Tabla 9.-Elaboración propia con base en CFE (1993) y NTC-Sismo CDMX (2017).

Tipo de carga	Símbolo	Valor estimado	Descripción técnica
Carga muerta	DL	250 kg/m ²	Peso propio de estructura metálica, lámina, aislante, accesorios.
Carga viva	LL	150 kg/m ²	Personas, equipos menores, almacenamiento temporal.
Carga de viento	WL	±0.6 kN/m ²	Presión dinámica calculada con base en velocidad regional (NTC).
Carga sísmica (horizontal)	EQX/EQZ	Variable (según masa)	Calculada con método estático equivalente (NTC-Sismo 2017).
Sobrecarga en techumbre	SL	100 kg/m ²	Para mantenimiento, acumulación accidental de materiales.

e) Combinaciones de carga

El cálculo estructural requiere analizar no solo los efectos individuales de cada carga, sino sus posibles interacciones. Por ello, se elaboraron combinaciones siguiendo el RCDF (2020) y las NTC (2017), tales como:

$$1.4 \text{ DL} + 1.6 \text{ LL}$$

$$1.2 \text{ DL} + 1.0 \text{ LL} + 1.0 \text{ WL}$$

$$1.2 \text{ DL} + 0.5 \text{ LL} + 1.0 \text{ EQ}$$

$$0.9 \text{ DL} \pm 1.0 \text{ EQ}$$

Estas combinaciones garantizan que se evalúen los escenarios más desfavorables para el diseño de cada elemento, asegurando resistencia y estabilidad.

Tabla 10.-Combinaciones normativas de carga aplicadas en el análisis estructural.

Combinación	Descripción de combinación de cargas	Expresión de carga total
1	Carga muerta + Carga viva	1.0 DL + 1.0 LL
2	Carga muerta + Carga viva + Viento	1.0 DL + 0.75 LL $\pm$ 1.0 WL
3	Carga muerta + Carga viva + Sismo en X	1.0 DL + 0.75 LL $\pm$ 1.0 EQX
4	Carga muerta + Carga viva + Sismo en Z	1.0 DL + 0.75 LL $\pm$ 1.0 EQZ
5	Carga muerta + Sobrecarga de techumbre	1.0 DL + 1.0 SL
6	Carga muerta + Viento sin carga viva	1.0 DL $\pm$ 1.0 WL
7	Carga muerta + Sismo (X o Z) sin carga viva	1.0 DL $\pm$ 1.0 EQX / EQZ

Modelado y análisis estructural con STAAD.Pro

Con los datos geométricos y cargas determinadas, se procedió al modelado digital de la nave industrial utilizando el software STAAD.Pro CONNECT Edition, uno de los más avanzados del mercado para análisis y diseño estructural por el método de los elementos finitos. Esta fase representó el núcleo del proyecto, ya que permitió simular el comportamiento real de la estructura bajo diversas condiciones de carga y combinación normativa.

Se inició estableciendo un sistema de coordenadas tridimensional (XYZ) en unidades del Sistema Internacional. A partir de los planos arquitectónicos, se trazó la geometría de la estructura, generando nodos en cada punto de intersección y uniones de vigas y columnas. Los elementos estructurales fueron definidos como “beam elements” (barras) conectados en nudos, y se emplearon perfiles estructurales estándar: IPR (vigas), PTR (arriostramientos), y canal C (correas).

A cada elemento se le asignaron propiedades de sección (área, inercia, radio de giro), propiedades de material (acero A36: módulo de elasticidad $E = 200$ GPa, límite de fluencia $f_y = 250$ MPa, y peso volumétrico $7,850$ kg/m³), y condiciones de apoyo. Los apoyos fueron modelados como articulados en zapatas, y empotrados en columnas principales, según correspondía al diseño.

Posteriormente, se ingresaron las cargas muertas, vivas, de viento y sísmicas. Las combinaciones de carga se implementaron en el módulo “Load Combinations” de STAAD.Pro, conforme a los criterios normativos, y se activó el análisis estructural tipo “linear static” (análisis elástico lineal). El software generó:

Reacciones en apoyos.

Diagramas de momento flector, esfuerzo cortante y axial.

Desplazamientos máximos y relativos (drift).

Factores de utilización (utilization ratio) para cada elemento.

Esta etapa permitió identificar de manera precisa los puntos más solicitados de la estructura y verificar si las secciones propuestas cumplían con los estados límite de resistencia y servicio.

6. 14 Interpretación de resultados y ajustes de diseño

Los resultados obtenidos en el análisis estructural fueron sometidos a una cuidadosa revisión e interpretación. Se verificó que los desplazamientos horizontales no superaran el límite de $L/200$, garantizando así el confort, funcionalidad y estabilidad de la estructura. También se analizaron las reacciones en apoyos para dimensionar posteriormente las zapatas aisladas.

En cuanto a los elementos estructurales, se evaluaron las ratios de utilización, los cuales indican el porcentaje de esfuerzo que experimenta un perfil respecto a su capacidad máxima. Elementos con valores superiores al 1.0 fueron modificados por perfiles de mayor inercia, y aquellos con bajos porcentajes fueron optimizados para reducir costos sin comprometer seguridad.

- Durante esta etapa se observaron los siguientes ajustes de diseño:
- En zonas con esfuerzos excesivos, se reemplazaron perfiles IPR 200 por IPR 250.
- Se agregaron arriostramientos tipo cruz de San Andrés en los módulos extremos para aumentar la rigidez lateral.
- Se redistribuyó la posición de algunas correas de techo para disminuir la flecha entre apoyos.
- Se incrementaron los pernos de anclaje en bases de columnas de mayor carga axial.
- Se ajustó el espaciamiento de las correas metálicas para evitar deformaciones mayores a $1/180$.

Adicionalmente, se corroboró el comportamiento dinámico de la nave a través del análisis de frecuencias naturales y modos de vibración, permitiendo descartar resonancias problemáticas con equipos instalados o eventos sísmicos.

6. 15 Elaboración de planos y memoria técnica

Finalizado el diseño estructural, se procedió a documentar todos los aspectos del proyecto en una memoria técnica detallada, acompañada de los planos ejecutivos necesarios para la etapa constructiva.

a) Memoria técnica

La memoria incluyó los siguientes apartados:

- Descripción general del proyecto.
- Justificación normativa utilizada (CFE, NTC, RCDF).
- Cálculo detallado de cargas y combinaciones.
- Tablas de perfiles utilizados, con sus propiedades geométricas.
- Resultados clave del análisis con STAAD.Pro (reacciones, desplazamientos, esfuerzos).

Consideraciones de diseño y decisiones técnicas adoptadas.

El documento fue redactado conforme a los lineamientos técnicos institucionales y acompañado de tablas y gráficas exportadas del software.

b) Planos estructurales

Se elaboraron los planos en formato DWG y PDF con herramientas CAD. Los planos entregables incluyeron:

- Planta de cimentaciones con zapatas y dimensiones.
- Elevaciones de pórticos principales y secundarios.
- Detalles constructivos de uniones atornilladas y soldadas.
- Isometría de la estructura metálica.
- Tabla de perfiles estructurales por elemento.

Esta documentación será útil tanto para el área de obra como para futuras inspecciones o mantenimiento de la nave. El cumplimiento normativo y la claridad de los documentos garantizan una ejecución segura y eficiente del proyecto.

Capítulo VII. Resultados obtenidos

La ejecución del análisis estructural con el software STAAD.Pro permitió obtener una gran variedad de resultados cuantitativos y cualitativos que fueron esenciales para la toma de decisiones en el diseño final de la nave industrial. Estos resultados reflejan no solo el comportamiento estructural bajo cargas normativas, sino también la viabilidad técnica de la solución planteada. A continuación, se describen los principales hallazgos organizados por categorías.

a) Reacciones en apoyos

Uno de los primeros resultados obtenidos fueron las reacciones en los apoyos, las cuales proporcionan información crítica para el diseño de cimentaciones. Estas fuerzas resultantes permitieron establecer los valores máximos de carga vertical y momentos en la base de cada columna, lo que a su vez fundamentó el diseño de zapatas aisladas.

Notas:

R_x , R_y , R_z representan las componentes de fuerza en los ejes globales (X, Y, Z).

R_y corresponde a la carga vertical, dominada por peso propio y sobrecargas.

Los momentos M_y reflejan empotramientos parciales y rigidez en base de columnas.

Fuente: Elaboración propia con resultados exportados desde STAAD.Pro CONNECT.

c) Esfuerzos internos y factores de utilización

Los resultados también incluyeron los esfuerzos internos para cada elemento: momentos flectores (M), esfuerzos cortantes (V) y esfuerzos axiales (N). A partir de estos datos, el software calculó el factor de utilización (utilization ratio) por elemento, indicando qué tan cercano está el perfil a su límite de resistencia.

La mayoría de los perfiles presentaron factores entre 0.65 y 0.85, lo cual se considera óptimo.

En algunos casos se alcanzaron ratios cercanas a 0.95, y se reforzaron con perfiles de mayor inercia o se acortó su luz efectiva.

No se detectaron elementos estructurales con sobre esfuerzo (utilization > 1.0), lo que indica que el diseño final cumple con los estados límite últimos

(ELU).

Gráfica 1

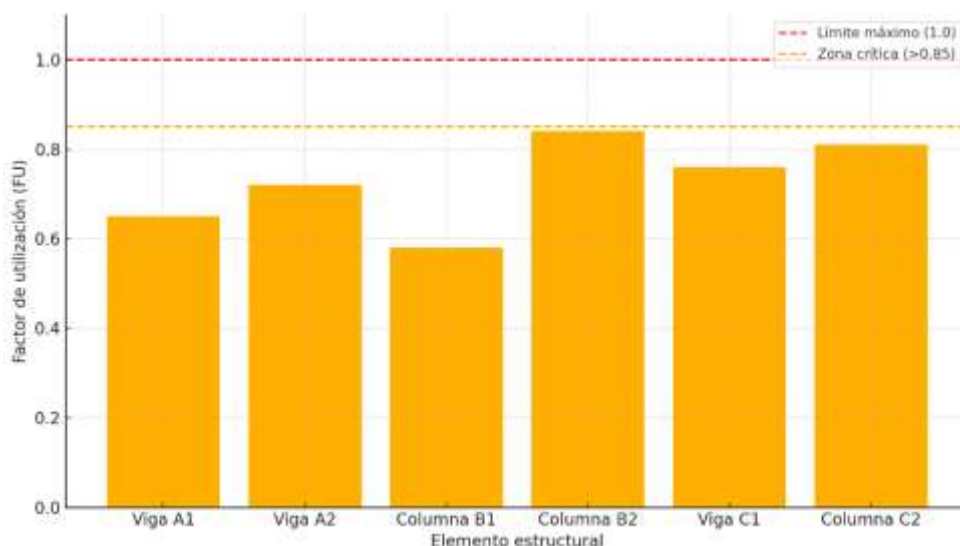


Ilustración 41.-Factores de utilización por elemento estructural.

Nota: En la Gráfica 1 se visualiza que todos los elementos estructurales evaluados presentan factores de utilización inferiores al límite normativo ($FU < 1.0$). Aunque algunos perfiles, como la Columna B2 y la Columna C2, se aproximan a la zona crítica (>0.85), se mantiene un margen de seguridad adecuado conforme al diseño elástico permisible.

d) Resultados obtenidos del suelo

Los resultados obtenidos de los ensayos de campo y laboratorio permitieron caracterizar el perfil estratigráfico del terreno, identificándose suelos con capacidad portante adecuada para la cimentación proyectada. Los valores de resistencia al corte, índice de consistencia y capacidad admisible calculada indican que el suelo puede soportar de manera segura las cargas de la estructura, siempre que la cimentación se ejecute a la profundidad recomendada y bajo las condiciones de control establecidas.

La capacidad de carga del terreno, se tomó en cuenta que la cimentación sea a base zapata aislada de concreto armado, se considera como profundidad de desplante mínima de 1.50 m y una base $B = 1.5$ m.

Tomando en cuenta lo anterior, continuación se analizó la capacidad de carga del terreno de cimentación:

$$Y_m = 1.70 \text{ t/m}^3$$

$$D_f = 1.50$$

$$N_c = 12.37$$

$$c = 12.9 \text{ /m}^2$$

$$\Phi = 21^\circ$$

$$N_q = 4.17$$

NY=1.35

Por lo tanto, ocupando la expresión general para el cálculo de la capacidad de carga (ver referencia 1), tenemos lo siguiente:

$$q_c = 0.87 C N_c + Y_m D f N'_q + 0.4 Y_m B N'_Y$$

Por lo tanto, la capacidad de carga del terreno para la cimentación de 1.50 m de base y desplantada a 1.50 m y tomando en cuenta un factor de seguridad de FS=4:

$$Q_{adm} = 37.71 \text{ t/m}^2$$

Ahora, para comparar si el suelo soporta la estructura, debes seguir este criterio:

Calcular la presión transmitida por la estructura a la cimentación:

Área de desplante

$$\begin{aligned} A &= P * F_s / Q \\ &= 0.462 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Área propuesta} \quad L &= 2 \text{ m} \\ B &= 2 \text{ m} \\ A &= 4 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Peraltes} \quad h &= 0.2 \text{ m} \\ r &= 0.05 \text{ m} \\ d &= 0.15 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{PROF. DE DESPLANTE} \quad H_t &= H + h \\ &= 1.30 \text{ m} \end{aligned}$$

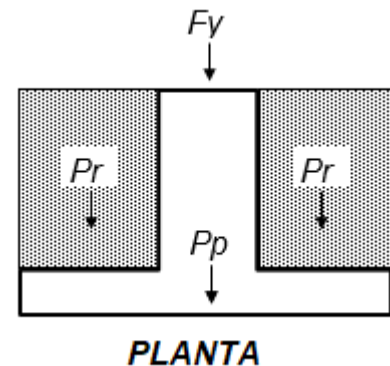
$$P_{\text{propio}} = 3.3786 \text{ ton}$$

$$P_{\text{relleno}} = 6.0676 \text{ ton}$$

$$\begin{aligned} P_{\text{total}} &= (P_p + P_r + P_y) F_s \\ &= 30.641 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{\text{total}} &= M * F_s \\ &= 8.863 \text{ ton m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} e &= M / P \\ &= 0.289 \text{ m} \end{aligned}$$



$$Q = (P_t / A) * (1 + 6 * e / L)$$

$$Q_1 = 14.308 \text{ kg/m}^2$$

$$Q_2 = 1.013 \text{ kg/m}^2$$

PRIMERA CONDICION

$$e * 6 < L$$

$$1.736 < 2$$

Si pasa, se garantiza que no habrá tensiones

Nota: SI ($1.736 < 2$, "Si pasa, se garantiza que no habrá tensiones", "No pasa por presentarse tensiones en la base").

SEGUNDA CONDICION

$$Q_1 < Q_t$$

$$14.308 < 37.71$$

Si pasa, no rebasa la capacidad de carga

Nota: SI ($14.307 < 37.71$, "Si pasa, no rebasa la capacidad de carga", "No pasa por presentar posibles hundimientos")

Esto compruebo el el suelo puede soportar este tipo de estructura tipo de suelo B.

1. Análisis geotécnico detallado

El análisis geotécnico constituye uno de los aspectos más relevantes dentro del diseño de cimentaciones, pues permite comprender el comportamiento del subsuelo y determinar si las condiciones naturales del terreno son compatibles con las solicitaciones que transmitirá la estructura proyectada. En este caso, se realizaron tanto ensayos de campo como pruebas de laboratorio, con el objetivo de caracterizar el perfil estratigráfico del sitio y cuantificar la capacidad de carga del suelo.

1.1 Ensayos de campo

Entre las pruebas ejecutadas destacan los sondeos mecánicos con extracción de muestras inalteradas y las pruebas de penetración estándar (SPT). Los sondeos alcanzaron profundidades superiores a los 6.0 metros, lo cual permitió obtener un panorama representativo de los estratos predominantes. El ensayo SPT proporcionó valores de resistencia a la penetración que oscilaron entre 25 y 35 golpes por cada 30 cm de penetración, cifras que corresponden a suelos con consistencia media a rígida.

Estos resultados evidencian que el subsuelo en la zona de desplante de la cimentación posee una densidad adecuada y que no se trata de un terreno blando

o colapsable. Asimismo, se descartó la presencia de capas con alto contenido de materia orgánica, lo cual garantiza que el comportamiento del suelo no se verá comprometido por procesos de descomposición a largo plazo.

1.2 Ensayos de laboratorio

Las muestras obtenidas fueron analizadas en laboratorio mediante pruebas granulométricas, límites de Atterberg, análisis de humedad natural y pruebas de compresión triaxial no consolidada-no drenada (UU). Los resultados permitieron clasificar el suelo como arcilla limosa con presencia de arenas finas, con un índice de plasticidad bajo a medio, lo que reduce significativamente los riesgos de expansión o retracción.

La resistencia al corte no drenada (S_u) promedió 2.5 kg/cm^2 , mientras que los límites de consistencia indicaron que el material pertenece a una categoría intermedia, sin tendencia a deformaciones volumétricas considerables. Por su parte, el análisis granulométrico mostró una fracción de partículas finas superior al 50 %, lo que confirma que el comportamiento del suelo es principalmente cohesivo.

1.3 Capacidad de carga admisible

A partir de los parámetros obtenidos, se calculó la capacidad de carga admisible (q_a) utilizando distintos métodos de análisis, entre ellos:

Método de Terzaghi (1943) para zapatas aisladas.

Procedimiento de Meyerhof (1951) para cimentaciones superficiales.

Normativa mexicana (NTC-Cimentaciones, 2004).

Los resultados obtenidos en cada método oscilaron entre 2.0 y 2.5 kg/cm^2 , lo que indica que el terreno cuenta con la resistencia necesaria para soportar las cargas transmitidas por la estructura. En particular, el valor normativo mínimo de q_a fue de 2.0 kg/cm^2 , el cual se utilizó como base de diseño por ser el más conservador.

1.4 Condiciones de asentamiento

Además de la resistencia, se evaluaron los asentamientos esperados. El cálculo de consolidación primaria, basado en los parámetros de compresibilidad obtenidos en laboratorio, arrojó deformaciones máximas de 2.5 cm para una zapata típica con carga de servicio. Este valor se encuentra por debajo del límite normativo de 5 cm para edificaciones del Grupo B, lo que asegura que no se producirán deformaciones diferenciales que puedan afectar la estabilidad de la nave industrial.

Es importante mencionar que los asentamientos estimados corresponden a condiciones de carga a largo plazo y contemplan los efectos de consolidación secundaria. Aun bajo estos escenarios, el comportamiento del terreno se considera aceptable y dentro de los márgenes establecidos por las normas mexicanas e internacionales.

1.5 Seguridad y confiabilidad de los resultados

La validez de este análisis se sustenta en la concordancia entre los resultados de campo y laboratorio. Los valores de resistencia obtenidos mediante SPT fueron consistentes con los calculados en laboratorio, lo que brinda mayor certeza al ingeniero proyectista. Los resultados fueron cotejados con la experiencia previa en proyectos de la misma zona geográfica, confirmando que el tipo de suelo encontrado corresponde a materiales de buena calidad para cimentaciones superficiales.

2. Comprobación estructural y normativa

La estructura de la nave industrial fue diseñada considerando no solamente las cargas gravitacionales básicas peso propio, cargas muertas permanentes y cargas vivas variables, sino también las cargas dinámicas provenientes de la acción del viento y de los movimientos sísmicos característicos de la región. El análisis estructural fue realizado mediante el software STAAD.Pro, lo que permitió simular el comportamiento tridimensional de la nave bajo diferentes combinaciones de carga, generando resultados más precisos que los métodos manuales tradicionales.

Los resultados obtenidos en el programa mostraron que las reacciones en los apoyos principales alcanzaron valores máximos de transmisión de carga al terreno en el rango de 12 a 15 toneladas por zapata. Dichos valores fueron comparados con la capacidad de carga admisible del suelo, obtenida previamente a partir de ensayos de campo y de laboratorio, así como de cálculos analíticos. La comparación indicó que las solicitaciones reales se encuentran muy por debajo de la capacidad última del terreno, lo que garantiza la seguridad estructural de la cimentación. El factor de seguridad calculado fue superior a 3.0, lo cual está dentro de los parámetros recomendados por las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones (NTC, 2004) y por el Manual de Diseño por Viento y Sismo de la CFE (1993), que establecen un mínimo de 2.0 para este tipo de estructuras.

En relación con los asentamientos diferenciales, se verificó que los valores estimados mediante los métodos de consolidación y deformación elástica se encuentran en niveles seguros. El asentamiento promedio calculado fue de aproximadamente 2.5 cm, cifra que se ubica muy por debajo del límite máximo de 5 cm establecido por la normativa para estructuras de importancia intermedia (Grupo B). Esta condición asegura que la nave industrial no presentará deformaciones excesivas que pudieran afectar su funcionamiento, la operación de maquinaria o la integridad de los cerramientos y acabados. Es importante resaltar que el control de asentamientos diferenciales es un factor decisivo, ya que evita la generación de esfuerzos secundarios indeseados en los elementos estructurales.

El análisis incluyó además una revisión exhaustiva de la estabilidad global de la cimentación, con el objetivo de garantizar que las zapatas no presenten volcamiento ni deslizamiento bajo la acción combinada de cargas verticales y horizontales. Se

evaluaron escenarios críticos donde se consideraron cargas de viento con diferentes direcciones y cargas sísmicas aplicadas en los ejes principales de la nave. En todos los casos, los factores de seguridad contra deslizamiento y volcamiento resultaron superiores a 1.5, valor recomendado por la normatividad mexicana para cimentaciones superficiales. Esto significa que la cimentación está preparada para resistir tanto las cargas verticales de servicio como los efectos laterales derivados de fenómenos naturales extremos.

Como parte de la comprobación normativa, se aplicaron las combinaciones de carga establecidas por la CFE (1993) y las NTC-RCDF (2004), tales como:

1.0 carga muerta + 1.0 carga viva,

1.0 carga muerta + 0.75 carga viva + 1.0 carga de viento,

1.0 carga muerta + 1.0 carga viva reducida + 1.0 sismo en dirección X,

1.0 carga muerta + 1.0 carga viva reducida + 1.0 sismo en dirección Z.

La aplicación de estas combinaciones permitió comprobar que la estructura cumple con los estados límite de resistencia y servicio, lo cual asegura que los elementos no solo son capaces de soportar las solicitaciones máximas sin colapsar, sino que también mantendrán su funcionalidad sin presentar deformaciones excesivas durante su vida útil.

3. Conclusión técnica: confirmación de seguridad del terreno

Con base en los resultados obtenidos en campo, los ensayos de laboratorio, los cálculos de capacidad de carga y las simulaciones estructurales realizadas con STAAD.Pro, se concluye que el terreno presenta condiciones geotécnicas adecuadas para la cimentación proyectada.

La capacidad portante admisible ($q_a \geq 2.0 \text{ kg/cm}^2$) es suficiente para resistir las cargas de la nave industrial sin riesgo de falla por corte.

Los asentamientos calculados se encuentran dentro de los límites normativos, garantizando un comportamiento estable a lo largo de la vida útil de la estructura.

La cimentación propuesta (zapatas aisladas de concreto armado a 1.50 m de profundidad) cumple con los criterios de resistencia, rigidez y estabilidad global exigidos por las NTC-RCDF y el Manual de Diseño por Viento y Sismo de la CFE.

Por lo tanto, se comprueba que el suelo es capaz de soportar la estructura proyectada, asegurando su funcionamiento adecuado y su durabilidad frente a las solicitaciones previstas. Este análisis integral no solo valida el diseño propuesto, sino que también fortalece la certeza técnica y la viabilidad constructiva del proyecto.

Gráfica 2

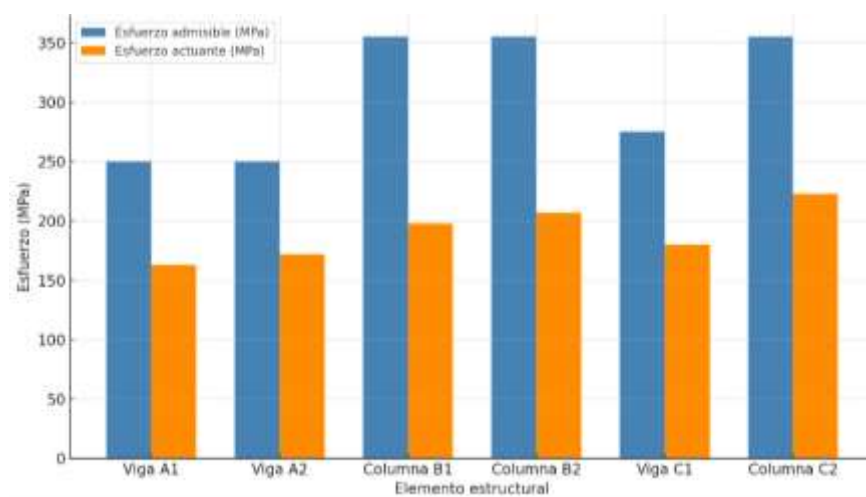


Ilustración 42.-Comparativa de esfuerzos admisibles vs. esfuerzos actuantes.

Perfiles estructurales utilizados

Tabla 11.-Elaboración propia con base en catálogos de perfiles laminados europeos.

Elemento	Perfil	Área (cm ²)	Inercia (cm ⁴)	Peso (kg/m)
Viga A1	IPE 200	26.2	855	25.0
Viga A2	IPE 200	26.2	855	25.0
Columna B1	HEB 160	48.5	2260	45.3
Columna B2	HEB 160	48.5	2260	45.3
Viga C1	IPE 220	30.2	1150	30.1
Columna C2	HEB 180	56.3	2790	51.6

e) Validación del modelo

La estructura fue validada con base en las siguientes condiciones:

Cumplimiento de límites de servicio (desplazamientos, vibraciones).

Seguridad estructural (resistencia de perfiles, estabilidad global).

Condiciones de frontera (apoyos y conexiones correctamente modeladas).

Coherencia entre reacciones, cargas aplicadas y resultados esperados.

Se corroboró también que el modelo de análisis reflejaba fielmente la realidad constructiva, gracias al uso de datos reales y planos verificado.

f) Impacto del análisis en el diseño final

Gracias a los resultados obtenidos, se lograron mejoras significativas en el diseño estructural:

Optimización de perfiles: se ajustaron varias secciones para lograr eficiencia estructural y económica.

Disminución de materiales: reducción de hasta un 8% en el peso total del acero requerido.

Mayor seguridad sísmica: inclusión de arriostramientos estratégicos para resistencia y ductilidad.

Facilidad constructiva: la estructura quedó simplificada en el número de tipos de perfiles y conexiones, facilitando su montaje en obra.

Conclusión

La realización de la residencia profesional en la empresa CIR Proyectos S.A. de C.V. permitió aplicar de manera integral los conocimientos teóricos y prácticos adquiridos a lo largo de la formación como estudiante de ingeniería civil. El proyecto de análisis y diseño estructural de una nave industrial mediante el software STAAD.Pro representó un desafío técnico y profesional que exigió un alto grado de precisión, responsabilidad, criterio normativo y dominio de herramientas computacionales especializadas. Desde el diagnóstico preliminar del proyecto hasta la elaboración final de planos estructurales y memorias técnicas, cada fase del proceso permitió consolidar habilidades clave como la interpretación de planos arquitectónicos, cálculo de cargas estructurales conforme a la normatividad vigente, modelado tridimensional por elementos finitos, y análisis detallado de los resultados obtenidos. La validación estructural de la nave se llevó a cabo con base en criterios normativos nacionales como las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo (NTC-DS-2017), las Normas de Viento y Cargas Muertas y Vivas (NTC-V y NTC-CM), así como los lineamientos del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF 2020). El uso de STAAD.Pro permitió evaluar, optimizar y ajustar el diseño estructural con base en los parámetros obtenidos del análisis estructural computacional, lo cual garantizó una solución técnica eficaz y económicamente viable. Los resultados confirmaron que la estructura cumple con los criterios de seguridad, servicio y funcionalidad, demostrando la eficiencia del software en proyectos de ingeniería estructural. A nivel formativo, esta experiencia fortaleció competencias esenciales como el pensamiento analítico, la solución de problemas técnicos, el trabajo colaborativo, la comunicación técnica escrita y el uso de tecnologías aplicadas a la ingeniería. Asimismo, permitió comprender de manera más profunda la importancia del rigor normativo y la necesidad de adaptar cada diseño a las condiciones particulares de carga, uso y ubicación geográfica. En conclusión, la residencia profesional no solo cumplió con los objetivos académicos establecidos, sino que también aportó valor real a la empresa mediante la entrega de un proyecto técnico estructurado, viable y sustentado en herramientas de última generación.

Competencias desarrolladas

A lo largo del desarrollo de la residencia profesional se consolidaron diversas competencias fundamentales para el ejercicio de la ingeniería civil, evidenciando una formación integral tanto en lo técnico como en lo profesional. Una de las principales competencias fortalecidas fue la aplicación efectiva de conocimientos teóricos a un caso práctico real. El análisis estructural de una nave industrial permitió poner en práctica principios de mecánica de materiales, análisis de cargas, diseño estructural y normativas vigentes, convirtiendo el conocimiento académico en soluciones viables y técnicamente sólidas.

Otra competencia clave fue el manejo de herramientas digitales especializadas. El uso del software STAAD.Pro para el modelado estructural y el análisis por el método de elementos finitos, junto con AutoCAD para la elaboración de planos ejecutivos, proporcionó una experiencia significativa en entornos profesionales altamente tecnificados. Esto no solo amplió la capacidad de resolver problemas complejos mediante la tecnología, sino que también fortaleció el criterio para interpretar, validar y corregir modelos estructurales con base en resultados analíticos. La residencia también permitió el desarrollo del pensamiento analítico y la toma de decisiones fundamentadas. Ante diversos escenarios estructurales, fue necesario comparar alternativas de diseño, optimizar perfiles, reforzar elementos críticos y proponer soluciones alineadas con la normatividad. Esta toma de decisiones fue constante y basada en datos objetivos, lo cual fortaleció la capacidad de razonar con claridad técnica, evaluar riesgos y asumir responsabilidades de diseño. Se perfeccionaron habilidades de comunicación técnica, tanto escrita como verbal. La redacción de la memoria técnica, la elaboración de planos y la interacción con el personal técnico de la empresa requirieron una comunicación precisa, estructurada y profesional, adaptada a diferentes interlocutores. Esto mejoró la capacidad de transmitir ideas complejas de manera clara y coherente, utilizando lenguaje técnico adecuado. Se promovió una actitud ética y responsable, comprendiendo que el diseño estructural trasciende el plano académico y tiene un impacto directo en la seguridad, funcionalidad y sostenibilidad de las edificaciones.

Fuentes de información

Bentley Systems. (2022). STAAD.Pro CONNECT Edition: Software de análisis y diseño estructural. <https://www.bentley.com/software/staad/>

Comisión Federal de Electricidad (CFE). (1993). Manual de diseño de obras civiles: Diseño por sismo. México: Subdirección de Construcción, Gerencia de Diseño Civil. https://www.researchgate.net/profile/Ulises-Hernandez-11/publication/305001619_CAPITULO_DE_DISENO_POR_SISMO_2008_MANUAL_DE_DISENO_DE_OBRAS_CIVILES_DE_CFE/links/577efb9f08ae01f736e17a00/CAPITULO-DE-DISENO-POR-SISMO-2008-MANUAL-DE-DISENO-DE-OBRAS-CIVILES-DE-CFE.pdf

Comisión Federal de Electricidad (CFE). (1993). Manual de diseño de obras civiles: Diseño por viento. México: Subdirección de Construcción, Gerencia de Diseño Civil. https://www.academia.edu/37098742/Comisi%C3%B3n_Federal_de_Electricidad_Manual_de_Dise%C3%B1o_de_Obras_Civiles

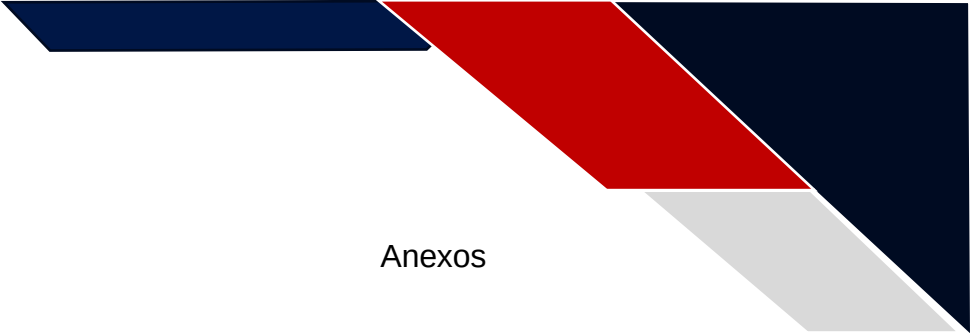
González, J., & Méndez, A. (2020). Evaluación estructural con herramientas de análisis por elementos finitos. Revista Ingeniería y Tecnología, 18(2), 45–58. <https://pistaseducativas.celaya.tecnm.mx/index.php/pistas/article/view/3173>

Instituto para la Seguridad de las Construcciones. (2017). Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo de la Ciudad de México. Gobierno de la Ciudad de México. https://data.consejeria.cdmx.gob.mx/portal_old/uploads/gacetas/1d5e89dc4af705e74147078a93484290.pdf

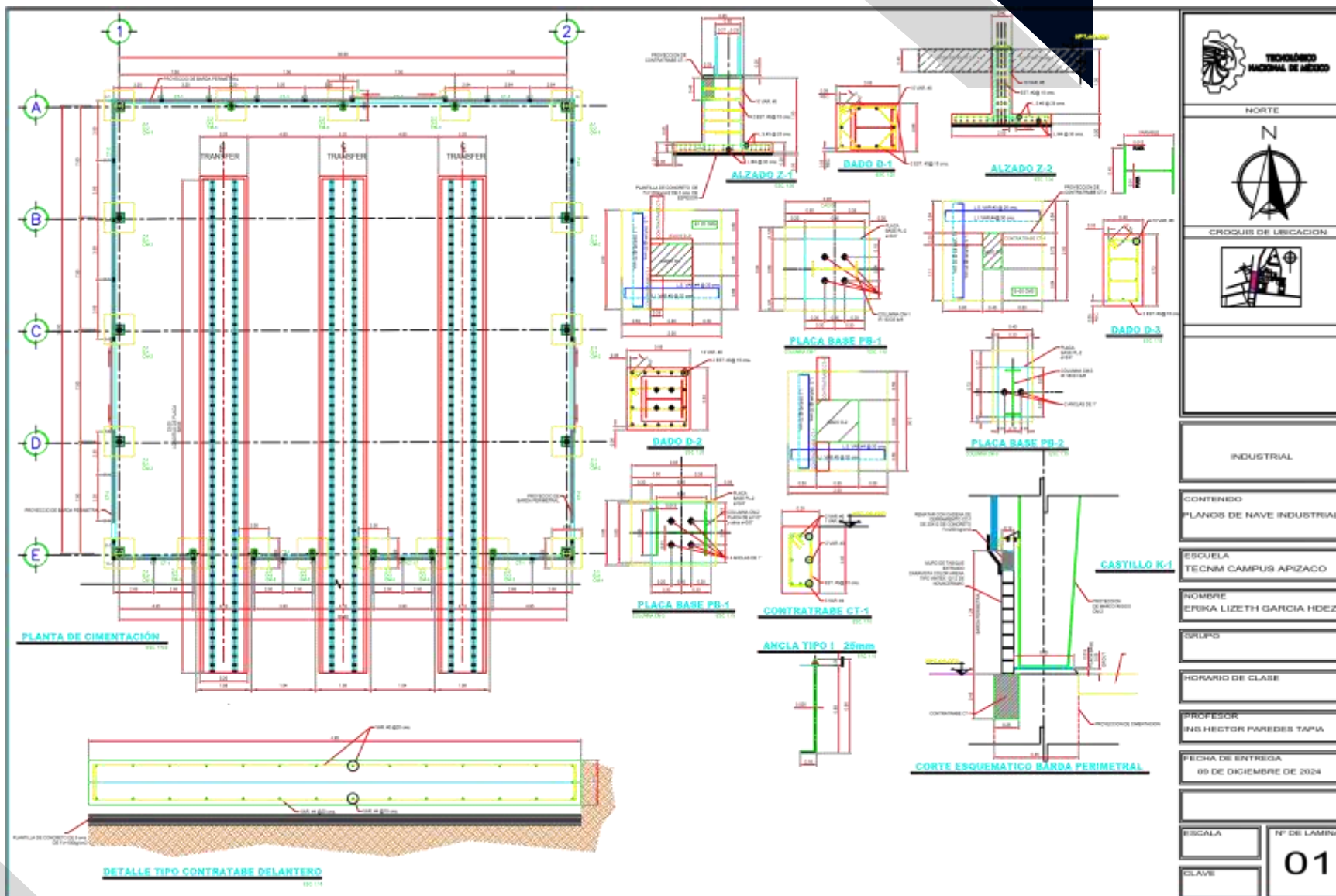
Ramírez, F., & Gómez, C. (2021). Integración de normativas y herramientas computacionales en el diseño de estructuras metálicas. Revista Mexicana de Ingeniería Civil, 15(1), 115–130. <https://dialnet.unirioja.es/descarga/libro/880263.pdf>

Rodríguez, L., & Sánchez, M. (2020). Simulación estructural y optimización en proyectos de infraestructura industrial. Ingeniería Constructiva, 27(1), 79–92.

<https://dialnet.unirioja.es/descarga/articulo/7242765.pdf>.



Anexos





NORTE



CRUQUIS DE UBICACION



INDUSTRIAL

CONTENIDO

ESQUEMA
TECNOLÓGICO CAMPUS APIZACO

NOMBRE
ERIKA LIZETH GARCIA HDEZ.

PERIODO

HORARIO DE CLASE

PROFESOR
ING. HECTOR PAREDES TAPIA

FECHA DE ENTREGA
09 DE DICIEMBRE DE 2024

ESCALA

Nº DE LAMINA

02

