

UCLV
Universidad Central
"Marta Abreu" de Las Villas



FC
Facultad de
Construcciones

DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL

TRABAJO DE DIPLOMA

Título del trabajo: ANÁLISIS COMPARATIVO DE PÓRTICOS DE ACERO DE MEDIANAS Y GRANDES LUCES CON DIFERENTES CONDICIONES DE APOYOS

Autor: Wilson Adriano Lunga Coxe

Tutor: Dr. Ing. Santiago Venancio Sánchez Pérez.

Cotutor: Ing. Jose Luis Llanes Araujo

Santa Clara Junio, 2018
Copyright©UCLV

Este documento es Propiedad Patrimonial de la Universidad Central “Marta Abreu” de Las Villas, y se encuentra depositado en los fondos de la Biblioteca Universitaria “Chiqui Gómez Lubian” subordinada a la Dirección de Información Científico Técnica de la mencionada casa de altos estudios.

Se autoriza su utilización bajo la licencia siguiente:

Atribución- No Comercial- Compartir Igual



Para cualquier información contacte con:

Dirección de Información Científico Técnica. Universidad Central “Marta Abreu” de Las Villas. Carretera a Camajuaní. Km 5½. Santa Clara. Villa Clara. Cuba. CP. 54 830

Teléfonos.: +53 01 42281503-1419

DEDICATORIA

A mis padres Mourinho Correia y Antónia Correia por su cariño, apoyo, paciencia, y por su amor incondicional.

A mis hermanos Jorge, Maura y Wilmara por ser parte inseparable de mi vida.

A todas las personas que directa o indirectamente han contribuido para que este trabajo se hiciera posible.

AGRADECIMIENTOS

A Dios y a mi familia por regalarme la oportunidad de estudiar, por su amor y cariño, su apoyo, su confianza, y por acompañarme siempre durante todos estos años.

A mi novia por su amor y amistad

A mis compañeros de la facultad, con quienes cursé y estudié durante la carrera, y compartimos durante tanto tiempo innumerables momentos y experiencias, con tantas charlas, reuniones y vivencias.

A todos mis amigos que constantemente estuvieron a mi lado, dándome mucho aliento y ayudándome a salir siempre adelante.

A mis tutores el Dr. Ing. Santiago Venancio Sánchez Pérez, y José Luis Llanes por sus consejos, predisposición, y toda la ayuda aportada para la realización de este trabajo.

A la UCLV

Por construirme respeto y amor hacia la Institución.

Por sus profesores, quienes dejaron huella en mi formación.

Por sembrarme raíces profundas de deseo y pasión por mi carrera.

Por la exigencia para dar lo mejor de mi cada día.

RESUMEN

La tipología de pórticos articulados en la base y empotrados en la misma estudiados en la presente investigación es una de las más utilizadas en la actualidad para la construcción de estructuras de naves de medianas y grandes luces. Dentro de esta tipología pueden distinguirse dos vertientes, el pórtico biempotrado y el pórtico biarticulado. El pórtico biarticulado, al no presentar momento flector en la base del pilar, necesita un volumen de cimentación mucho menor que el biempotrado. Sin embargo, los momentos flectores que aparecen en el nudo de esquina del biarticulado son mayores que los del biempotrado, por lo cual, un pórtico biarticulado necesita un mayor dimensionamiento de perfiles metálicos que uno biempotrado. Ante el opuesto comportamiento que ofrecen la estructura metálica y la cimentación en estos dos tipos de pórticos, se ha realizado un estudio comparativo de ambos para determinar de forma global cuál de ellos resulta económicamente más rentable.

ABSTRACT

The typology of the frames studied in the present investigation is one of the most used at present for the construction of structures of medium and large lights. Within this typology, two slopes can be distinguished: the bi-reinforced frame and the bi-articulated frame. The biarticulada porch, not present bending moment at the base of the pillar, needs a volume of foundation much smaller than the recessed. However, the bending moments that appear in the corner knot of the biarticulate are greater than those of the bi-recessed, therefore, a biarticulated gantry needs a greater dimensioning of metal profiles than a bieformed one. Given the opposite behavior offered by the metal structure and foundations in these two types of frames, a comparative study of both has been carried out to determine globally which of them is economically more profitable.

Índice

DEDICATORIA.....	3
AGRADECIMIENTOS.....	4
RESUMEN.....	5
ABSTRACT.....	6
CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN.....	1
1.1. Justificación de la investigación	2
1.2. Objeto de estudio	2
1.3. Campo de Acción	2
1.4. Problema científico	2
1.5. Hipótesis	3
1.6. Objetivo General	3
1.7. Objetivos Específicos	3
1.8. Tareas Científicas	4
1.9. Métodos de investigación	5
1.10. Aportes de carácter	6
CAPÍTULO II: REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA Y ESTUDIO DE ANTECEDENTES.	8
2. ANTECEDENTES	8
2.1. Ventajas e inconvenientes de la estructura metálica	9
2.2. El acero	11
2.2.1. Propiedades del acero	12
2.3. Configuración estructural	13
2.3.2. Diseño por el Método LRFD	13
2.4. Procedimiento de Diseño	14
2.5. Uniones entre elementos y vínculos de la estructura con la tierra.	15

2.6.	Modelación de las cargas.	15
2.7.	Modelación del material.	16
2.8.	Análisis estructural de los elementos	16
2.9.	DISEÑO DE ELEMENTOS.	17
2.9.5.	Cimentación	17
2.9.6.	Base de columna, y pernos de anclaje	17
2.9.7.	Vigas – columnas	18
2.9.8.	Correas	19
2.9.9.	Arriostres	19
2.9.10.	Uniones	20
2.9.11.	Cubierta	20
2.9.12.	Tipologías estructurales	21
2.9.13.	Cercha	21
2.9.14.	Pórticos	22
2.10.	Durabilidad de las estructuras	24
2.10.5.	Protecciones para estructuras metálicas	24
2.10.6.	Protección contra incendios	24
2.10.7.	Protección contra corrosión	24
2.11.	Estudios realizados sobre la temática	25
CAPÍTULO III. MODELACIÓN GEOMÉTRICA DE LAS ESTRUCTURAS		26
3.	Objeto de estudio	26
3.4.	Metodología	26
3.4.5.	Diseño de los pórticos	26
3.5.	Acciones consideradas en el cálculo	27
3.5.5.	Carga viva de cubierta	28
3.5.6.	Carga muerta de cubierta	28

3.5.7. Criterios a tener en cuenta en la carga muerta (CD)	28
3.5.8. Criterios a tener en cuenta en la carga de uso (CL)	28
3.5.9. Criterios a tener en cuenta en la carga de viento.....	29
3.6. Carga de sismo.....	32
3.7. Vigas y columnas.....	34
3.8. Uniones entre los elementos.....	34
3.9. Cimentación	35
3.9.1. Tipo de suelo	35
3.10. Diseño del cimiento.....	36
3.11. Conclusiones parciales	38
• Análisis estructural de los elementos	38
CAPÍTULO IV. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS.....	39
4. Resultados	39
4.1. Desplazamiento.....	39
4.2. Fuerzas en la base	41
4.3. Columnas de viento.....	43
4.4. Cimentación	46
CONCLUSIÓN.....	49
RECOMENDACIONES.....	50
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	51
ANEXOS 1. RESULTADOS DEL DISEÑO.....	54

CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN

En los últimos años podemos apreciar un importante cambio en Cuba en el ámbito de la construcción de naves industriales metálicas, ya que un gran número de las estructuras metálicas han pasado de construirse con cerchas montadas sobre pilares a proyectarse como estructuras de tipo pórtico. En la actualidad se plantea la duda de si la estructura tipo pórtico es más aconsejable proyectarla con nudos rígidos o con nudos biarticulados en la base de los pilares. En una primera comparación podemos resaltar que un pórtico biarticulado presenta, por lo general, mayor peso de acero que el pórtico de nudos rígidos. Ahora bien, si nos fijamos en el volumen necesario en la cimentación, vemos que en los pórticos biarticulados, dicho volumen es considerablemente menor que en los pórticos de nudos rígidos. Esto es debido a que en un nudo articulado no se producen momentos lo que condicionará el volumen de las zapatas. Ante el opuesto comportamiento que ofrecen la estructura metálica y la cimentación en estos dos tipos de pórticos, se ha realizado un estudio comparativo de ambos para determinar de forma global cuál de ellos resulta económicamente más rentable.

Un pórtico de acero es un “conjunto de elementos resistentes capaces de mantener sus formas y cualidades a lo largo del tiempo, bajo la acción de las cargas y agentes exteriores a que ha de estar sometido”. (*Greek architecture Encyclopedia Britannica, 1968*).

Para resolver con acierto la estabilidad de una nave de acero, es imprescindible entender el funcionamiento de su estructura, conocer la disposición de los elementos estructurales, las solicitaciones que le llegan y el material utilizado, con el fin de elegir los detalles y disposiciones constructivas más adecuados, así como resolver los puntos singulares de la misma. (Malley, J. O. 1998)

Los materiales empleados en su construcción suelen ser metales, hormigón y madera, pudiéndose recurrir al empleo de materiales compuestos para determinados elementos estructurales o para aplicaciones especiales.

Las construcciones ejecutadas con estructuras metálicas permiten luces mayores, especialmente interesantes para locales comerciales, almacenes, industrias, talleres, salas deportivas, salones de exposiciones, salas de espectáculos, etc. donde se requieran edificios sin pilares intermedios, así como para edificios de grandes alturas, sin pilares excesivamente gruesos, evitando ocupar espacios importantes.

El empleo del acero en las estructuras industriales tiene una serie de ventajas sobre otros materiales que hace que las estructuras metálicas monopolicen la construcción de naves de medianas y grandes luces.

1.1. Justificación de la investigación

Con la apertura a la inversión extranjera se hace necesaria la construcción y desarrollo de proyectos de edificaciones capaces de almacenar grandes volúmenes de materias primas, por lo que para países en fase de desarrollo es indispensable ahorrar el máximo de los recursos. Con el conocimiento de la variante óptima en términos económicos podrán hacerse proyectos más viables y más rentables para las condiciones de costo cubana.

1.2. Objeto de estudio

El análisis y el diseño estructural de pórticos de acero de grandes dimensiones, biarticulados en la base, y biempotrados, sometidos a diferentes estados y combinaciones de cargas, mediante un software computacional de uso profesional.

1.3. Campo de Acción

El análisis y el diseño estructural según las especificaciones de diseño de la **AISC – LRFD**, de los diferentes elementos (cimientos, columnas, y vigas) que conforman los pórticos de acero de grandes dimensiones, cuando estos están biarticulados en la base y biempotrados, y se encuentran sometidos a diferentes estados y combinaciones de cargas, mediante el empleo de hojas de cálculo confeccionadas en **Mathcad 14.0**, y del software profesional **STAAD. Pro V8i**.

1.4. Problema científico

¿Cómo definir con acierto las dimensiones de los elementos estructurales, los vínculos o uniones entre ellos, y los apoyos idóneos para pórticos de acero con grandes dimensiones y para varios usos, mediante la utilización de un software profesional?

1.5. Hipótesis

Una vez definidas las dimensiones generales, y las uniones o vínculos idóneos entre los elementos estructurales de pórticos de acero de grandes luces, (confeccionados con el software **STAAD. Pro V8i.**), se facilitará y agilizará el trabajo de los estudiantes y profesionales dedicados al análisis y diseño estructural de dichos pórticos, permitiendo obtener diseños más racionales y de rápida ejecución, disminuyendo así el costo total de estas estructuras de grandes dimensiones.

1.6. Objetivo General

La modelación geométrica, el análisis (la obtención de la respuesta de la estructura en términos de esfuerzos y de desplazamientos) y el diseño estructural, según las especificaciones del **AISC-LRFD**, de pórticos de acero de medianas y grandes dimensiones y diferentes condiciones de apoyos, mediante el uso del software profesional **STAAD. Pro V8i.**

1.7. Objetivos Específicos

- ✓ Realizar una revisión bibliográfica sobre los diferentes modelos geométricos (esquemas de análisis) empleados en pórticos de acero de grandes luces.

- ✓ Realizar una revisión bibliográfica sobre la información necesaria para: la modelación de la geometría, el análisis, y el diseño de los elementos estructurales en pórticos de acero de mediana y grandes luces, con diferentes condiciones de apoyos.

- ✓ Realizar una revisión bibliográfica sobre el enfoque empleado por el código o normativa objeto de estudio (**AISC-LRFD**) para: el análisis, y el diseño de los elementos estructurales en pórticos de acero de medianas y grandes luces, con diferentes condiciones de apoyos.

- ✓ Utilizar el software profesional **STAAD. Pro V8i** para realizar la modelación de la geometría, el análisis, y el diseño de los elementos estructurales, en pórticos de acero de grandes luces biarticulados en sus apoyos, y biempotrados, sometidos a diferentes estados y combinaciones de cargas.

- ✓ Analizar la influencia de la variación de las dimensiones (*la altura (H) y la luz (L)*) en el análisis, y en el diseño de los elementos estructurales, en pórticos

de acero biarticulados en su base, y biempotrado, mediante el software profesional **STAAD. Pro V8i**.

1.8. Tareas Científicas

- Indagar y resumir en la bibliografía existente sobre los diferentes modelos geométricos (esquemas de análisis) empleados en pórticos de acero de grandes luces.
- Examinar y resumir la bibliografía existente relacionada con la temática, objeto de estudio.
- Realizar un estudio del enfoque y de la forma de trabajo del código o la norma objeto de estudio (**AISC –LRFD**), para acometer el análisis y el diseño de los elementos estructurales en pórticos de acero de medianas y grandes luces, con diferentes condiciones de apoyos.
- Utilizar el software profesional **STAAD. Pro V8i** para implementar los diferentes modelos geométricos (esquemas de análisis) objetos de estudio.
- Utilizar el software profesional **STAAD. Pro V8i** para realizar el análisis y el diseño de los diferentes elementos estructurales (vigas, columnas, pouring, tirantes, arriostres) en los distintos modelos geométricos (esquemas de análisis) objetos de estudio.
- A partir de los resultados de las corridas con el software profesional (**STAAD. Pro V8i**), en pórticos de acero biarticulados en su base:
 - Determinar la influencia de la variación de las dimensiones globales de la edificación (*la altura (H) y la luz (L)*) en el análisis, y en el diseño de los elementos estructurales (vigas, columnas y cimientos).
 - Realizar una comparación de los resultados del diseño de los elementos estructurales (vigas, columnas, bases de columnas y cimientos), cuando el

análisis se realiza a través de un método lineal elástico, y cuando el análisis se realiza a través de un método no lineal geométrico (efecto P vs Δ).

- Realizar una comparación de los resultados del diseño de los elementos estructurales (vigas, columnas, bases de columnas y cimientos) cuando el análisis se realiza: sin interacción suelo estructura.
- A partir de los resultados de las corridas con el software profesional (**STAAD. Pro V8i**), en pórticos de acero biempotrados en su base:
 - Determinar la influencia de la variación de las dimensiones globales de la edificación (*la altura (H) y la luz (L)*) en el análisis, y en el diseño de los elementos estructurales (vigas, columnas y cimientos).
 - Realizar una comparación de los resultados del diseño de los elementos estructurales (vigas, columnas, bases de columnas y cimientos), cuando el análisis se realiza a través de un método lineal elástico, y cuando el análisis se realiza a través de un método no lineal geométrico (efecto P vs Δ).
 - Realizar una comparación de los resultados del diseño de los elementos estructurales (vigas, columnas, bases de columnas y cimientos) cuando el análisis se realiza: sin interacción suelo estructura, y con interacción suelo estructura.

1.9. Métodos de investigación

- Teórico.
- Empírico
- Estadístico-matemático

Teórico: dentro de este método se va a utilizar el análisis para desagregar, descomponer la nave industrial en sus partes para identificar y estudiar cada uno de sus elementos, las relaciones entre sí y con las dimensiones idóneas. La inducción que va de lo particular al general. El histórico lógico para apoyarse en la información ya existente referente a los estudios de pórticos de acero de grandes luces.

Empíricos: dentro de este se va a utilizar la observación, la medición, y experimentos.

Estadístico-matemático: para el análisis de los datos y la comprobación de la Hipótesis.

1.10. Aportes de carácter

✓ Científico

➤ A partir del análisis de los resultados de las corridas con el software profesional (c), en pórticos de acero biarticulados y biempotrados en su base se logra:

- La obtención de diferentes modelos geométricos (esquemas de análisis) para pórticos de acero de medianas y grandes luces.
- El análisis estructural de los modelos geométricos de los pórticos de medianas y grandes luces, es decir, la obtención de la respuesta de la estructura de los pórticos objetos de estudio, en términos de esfuerzos y desplazamientos.
- Analizar la influencia de la variación de las dimensiones globales de la edificación (la altura (H) y la luz (L)) en el análisis estructural de los pórticos de acero de grandes luces objetos de estudio.
- Analizar la influencia de la variación de las dimensiones globales de la edificación (la altura (H) y la luz (L)) en el diseño de los elementos estructurales (vigas, columnas, bases de columnas y cimientos) de los pórticos de acero de grandes luces objetos de estudio.
- Se consigue realizar una comparación de los resultados del diseño de los elementos estructurales (vigas, columnas, bases de columnas y cimientos), cuando el análisis estructural de 1er orden.

✓ Metodológicos

Basado en la revisión de la bibliografía existente se resumen las características más generales, y se sintetizan los conceptos y definiciones más relevantes necesarias para:

- El análisis y el diseño mediante el empleo de un software profesional (**STAAD. Pro V8i**) de los elementos estructurales (vigas, columnas, bases de columnas y cimientos) que conforman los pórticos de acero de medianas y grandes luces según la especificación de diseño **AISC-LRFD**.
- La obtención en un documento único, de una secuencia lógica de pasos para la modelación, el análisis y el diseño de los elementos estructurales de pórticos de acero de medianas y grandes luces, según las especificaciones de diseño de la norma **AISC-LRFD**.

✓ **Práctico**

La posibilidad de facilitar a estudiantes y profesionales la elección de las dimensiones y apoyos idóneos, para pórticos de acero de medianas y grandes luces, permitiendo analizar diferentes variantes en un corto periodo de tiempo, facilitando así, la comprensión del comportamiento de estos pórticos, y permitiendo obtener nuevas consideraciones para el análisis y el diseño de los mismos, lo que podría contribuir a mejorar o reafirmar la manera en que estas se proyectan actualmente.

✓ **Práctico-ingenieril**

- Se brindan criterios técnicos que posibilitan una mejor comprensión del comportamiento estructural de pórticos de acero medianas y grandes luces, con diferentes condiciones de apoyos.
- Se obtienen conclusiones relacionadas con el comportamiento estructural de los pórticos de acero de medianas y grandes luces, para diferentes usos y así, dar solución al problema.

CAPÍTULO II: REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA Y ESTUDIO DE ANTECEDENTES.

2. ANTECEDENTES

Las naves de medianas y grandes luces, nacieron durante el siglo XVIII, con el inicio de la Revolución Industrial. Las ciudades se transformaron sustancialmente: aparecieron las grandes chimeneas, los obreros y las fábricas. La sociedad se industrializó y, con ella, el paisaje urbano de las ciudades, gobernadas por fábricas y naves industriales. Los gremios fueron desapareciendo lentamente, sustituidos por las grandes fábricas, en las que el trabajo a mano se complementaba con sofisticada maquinaria que un siglo atrás habría parecido cosa de otro mundo. Las fábricas se impusieron a la economía y con ellas aparecieron las naves industriales, un apoyo para la producción en serie que había nacido con el estallido de la Revolución Industrial. Las primeras naves industriales eran espacios poco diáfanos, con una iluminación y una ventilación muy pobre. Las estructuras de estas naves industriales solían ser de madera y se apoyaban en muros de carga, coronadas por bóvedas cuyo peso se distribuía en vigas de madera que al principio no podían estar a más de seis metros entre ellas. La arquitectura fue evolucionando a medida que lo hacían las necesidades de una economía industrializada, y se aprovechó de los desarrollos de la industria siderúrgica para mejorar las estructuras de los nuevos edificios, incluidas fábricas y naves industriales. Gracias a estos avances en el sector del acero, se pudieron construir naves industriales más diáfanas y más luminosas y ventiladas. A esos avances les siguió la invención del hormigón armado, un hormigón prefabricado muy resistente que con el paso de los años ganó mucho terreno en el ámbito industrial, en especial en la construcción de naves industriales. (Arellano, R. 2012)

Actualmente la mayoría de las naves de mediana y grandes luces están construidas con hormigón armado o están construidas prácticamente en su totalidad con metal, y están situadas en los polígonos industriales. Su proliferación a partir de los años noventa hizo necesaria una legislación para regular dónde se construían las naves industriales y qué tipo de actividades podían albergar, que en la actualidad se pueden usar para:

- Naves industriales sin carga tecnológica
 - Almacenes

- Supermercados
- Instalación de oficinas
- Mercados
- Salón de exposición
- Organización de fiestas y eventos
- Salas deportivas
- Naves industriales con carga tecnológica
- Talleres
- Fabricas

Anteriormente se usaban mayormente para la construcción de estaciones de ferrocarril y hangar de aviones.



Fig. 2.1 hangar y estación de ferrocarril

Fuente: Malley, J. O. 1998

Una nave industrial es un edificio de uso industrial que alberga la producción y/o almacena los bienes industriales, junto con los obreros, las máquinas que los generan, el transporte interno, la salida y entrada de mercancías, etcétera. Los requerimientos y tipos de construcción que debe poseer la nave varían en función de las innumerables actividades económicas que se pueden desarrollar en su interior, lo que ha conducido al desarrollo de un gran número de soluciones constructivas. (Arellano, R. 2012)

2.1. Ventajas e inconvenientes de la estructura metálica

El empleo del acero en las estructuras tiene una serie de ventajas sobre otros materiales que hace que las estructuras metálicas monopolicen la construcción

de naves industriales y comerciales. A continuación se enumeran algunas de sus propiedades más destacadas:

- Las estructuras metálicas, al tomar grandes deformaciones, antes de producirse el fallo definitivo “avisan”.
- El material es homogéneo y la posibilidad de fallos humanos es mucho más reducida que en estructuras construidas con otros materiales. Lo que permite realizar diseños más ajustados, y por tanto más económicos.
- Ocupan poco espacio. Los soportes molestan muy poco, para efectos de la distribución interior, por lo que se obtiene buena rentabilidad a toda la superficie construida. Los cantos de las vigas son reducidos y los anchos aún son menores. En general las estructuras metálicas pesan poco y tienen elevada resistencia.
- Las estructuras metálicas no sufren fenómenos geológicos que, salvo deformaciones térmicas, deban tenerse en cuenta. Conservan indefinidamente sus excelentes propiedades.
- Estas estructuras admiten reformas, por lo que las necesidades y los usos pueden variar, adaptándose con facilidad a las nuevas circunstancias. Su refuerzo, en general, es sencillo.
- Las estructuras metálicas se construyen de forma rápida, ya que al ser elementos prefabricados, en parte, pueden montarse en taller. Asimismo tienen resistencia completa desde el instante de su colocación en obra.
- Al demolerlas todavía conserva el valor residual del material, ya que este es recuperable.

Si bien, también presentan algunas desventajas que obligan a tener ciertas precauciones al emplearlas. Las principales son:

- Son necesarios dispositivos adicionales para conseguir la rigidez (diagonales, nudos rígidos, pantallas, etc.)
- La elevada resistencia del material origina problemas de esbeltez.
- Es necesario proteger las estructuras metálicas de la corrosión y del fuego.
- El resultado de las uniones soldadas es dudoso, especialmente en piezas trabajando a tracción. (Defectos: falta de penetración, falta

de fusión, poros y oclusiones, grietas, mordeduras, picaduras y desbordamientos)

- Excesiva flexibilidad, lo que produce un desaprovechamiento de la resistencia mecánica al limitar las flechas, y produce falta de confort al transmitir las vibraciones.

Debido a las importantes ventajas que presentan las estructuras metálicas, en lo que sigue centraremos nuestro estudio en este tipo de construcciones.

2.2. El acero

Hasta 1960 los aceros que se usaron en la construcción de estructuras metálicas se clasificaron siempre como aceros al carbón, designados por la ASTM como A7, el cual tenía un mínimo de resistencia de 33 ksi Y quienes lo utilizaban siempre se referían a este material como el "acero", sin ninguna identificación adicional. Y aun cuando otros aceros como el de alta resistencia a la corrosión era de consecución normal en el mercado, la verdad es que rara vez fueron utilizados en edificios y más bien su utilización se ubicó en la ejecución de puentes. (G. Troglia, 1996)

De 1960 hasta 1.990 otros tipos de acero fueron desarrollados por procesos de enfriamiento, templado y aleación con otros metales, incrementando con ello la resistencia; lo que permitió a Diseñadores y Constructores con tal incremento, rebajar el número y tamaño de elementos estructurales.

El Diseñador de esa época podía escoger entre máxima rigidez y menos peso, como el atributo óptimo en la estructura, para lo cual encontraba aceros de variadas resistencias para usar en su proyecto de acuerdo a sus criterios de diseño.

A partir de 1990 surgieron aceros que fueron desarrollados con base en los existentes, que permitieron mejores resistencias, mejor respuesta a las condiciones climáticas y una mejor adaptación y comportamiento a la soldadura, como parte definitiva en el diseño del sistema completo.

Hoy se ha desarrollado y se consigue en el mercado una amplia gama de aceros de resistencia a la compresión, con límites de fluencia entre 24 ksi y 100 ksi y en un número apreciable de aleaciones que permiten cualquier tipo de solución, que dan validez a la frase del profesor F. Hart, experto diseñador y constructor

alemán de edificios en estructura metálica, quién dice que: "cualquier tipo de problema es solucionable en la edificación de estructura metálica". * F. Hart.

Los metales que se emplean en estructuras metálicas son principalmente el acero ordinario, el acero inoxidable y el aluminio.

El acero es el material estructural por excelencia para grandes alturas, puesto que resuelve con éxito los planteamientos estructurales de: soportar el peso con pilares de dimensiones reducidas, resistir el empuje ante el vuelco y evitar movimientos debidos a la acción del viento. (S. Vinnakota, 2006)

Podemos decir que los últimos cien años, se han caracterizado por la masiva utilización del acero.

El motivo principal está centrado en los distintos usos que se le puede dar, y la versatilidad de sus propiedades mecánicas. Otra ventaja, es que algunas de estas propiedades pueden ser modificadas para ajustarse al destino final que se le quiera dar al producto.

2.2.1. Propiedades del acero

Dentro de las propiedades podemos mencionar las siguientes:

- Ductilidad
- Dureza
- Resistencia
- Maleabilidad
- Tenacidad

La forma en que se determinan con qué propiedades cuenta un material, es mediante la realización de diferentes pruebas o ensayos. En base a ellos es posible determinar qué material es el que emplearemos, por ejemplo, en alzar determinada estructura o edificio.

Dentro de los ensayos a que se someten los aceros, destacaremos los más utilizados:

- Ensayo de tracción
- Ensayo de dureza
- Ensayo de impacto
- Ensayo de doblado

Por lo antes mencionado, los pórticos de acero resultan estructuras muy eficientes y económicas cuando se utilizan para la construcción de naves, siempre que los detalles de los diseños utilizados sean asimismo económicos y los parámetros y suposiciones de cálculo se seleccionen correctamente. En aquellos países en los que esta tecnología presenta un elevado grado de desarrollo, los pórticos de acero son las estructuras predominantes en los edificios industriales. Se han convertido en la estructura más común en los edificios con cubiertas inclinadas, gracias a su bajo coste y versatilidad para una amplia variedad de luces.

2.3. Configuración estructural

2.3.1. Diseño

Criterio General

La finalidad del diseño estructural de pórticos para naves de medianas y grandes luces, es de obtener edificaciones económicas y seguras, para eso el proyectista debe conocer las normas adecuadas para el diseño de la estructura, por lo que deberá conocer del tipo de material, su comportamiento y deberá considerar las diferentes alternativas con las que trabajará en conjunto con el arquitecto y los requerimientos del cliente, con lo cual se debe atender a las limitaciones impuestas, para que así se logre un correcto diseño del proyecto.

Para llevar a cabo un proyecto eficiente y económico se debe conocer el proyecto total y el diseño de cada uno de sus componentes estructurales. El precio en sí implica en la durabilidad de los componentes a usarse en el diseño, ya que las propiedades del acero no cambian apreciablemente con el tiempo, y con un adecuado mantenimiento las estructuras duraran indefinidamente. (AISC, 2010)

2.3.2. Diseño por el Método LRFD.

Este método LRFD (Load and Resistance Factor Design / Diseño por Factores de Resistencia y Carga) contiene varias de las características de los procedimientos asociados con el diseño en el criterio de estados límites. El cual contempla dos categorías. (G. Lin Johnston, 1999)

Estados límites establecidos por el método LRFD son:

- Estado Límite de Resistencia. Capacidad de carga de un elemento estructural bajo cargas extremas (pandeo, fractura, fatiga, volteo).

- Estado Límite de Servicio. Comportamiento de un elemento estructural asociada con el uso y ocupación (deflexiones excesivas, deslizamiento vibraciones, agrietamiento).

2.4. Procedimiento de Diseño.

Se realiza para que la estructura cumpla con las funciones para cual fue concebida, con un grado de seguridad razonable y condiciones de servicio adecuadas.

2.4.1. Modelación de la geometría

Es en este proceso donde se definen las dimensiones globales de la edificación, la disposición de los elementos de la estructura, la propuesta de la sección transversal de dichos elementos, sus uniones entre sí y de la estructura con la tierra, es decir, modelación de la forma que tendrá el sistema estructural.

2.4.2. Definir dimensiones globales de la estructura.

El diseño estructural de naves, ya sean de acero estructural o de concreto reforzado, requiere la determinación de las proporciones y dimensiones globales de la estructura soportante. Se debe definir la modelación estructural que se requiera por especificaciones del diseño arquitectónico.

2.4.3. Disposición de los elementos.

Un buen diseño requiere la evaluación de varias estructuraciones posibles, es decir, de diferentes arreglos de los miembros y sus conexiones. La disposición en la que se ubiquen los elementos de la estructura dará lugar a los marcos estructurales a analizar en la propuesta que se adopte como definitiva. La estructura se diseñará mediante coordinación modular con el objetivo de reducir la variedad de tamaños de los componentes producidos y permitir un diseño con gran flexibilidad en la combinación de los componentes. (B. Lin Scalzi, 1999)

2.4.5. Propuesta de la sección transversal de los elementos.

Para analizar si la estructura resiste o no las fuerzas a las que está sometida se debe predimensionar los elementos de la misma y someterlos a un proceso de análisis en conjunto con las cargas. Existen perfiles de sección transversal estándar que se pueden utilizar a la hora de predimensionar, ya que si este perfil resiste sería más económico la utilización de un perfil comercial.

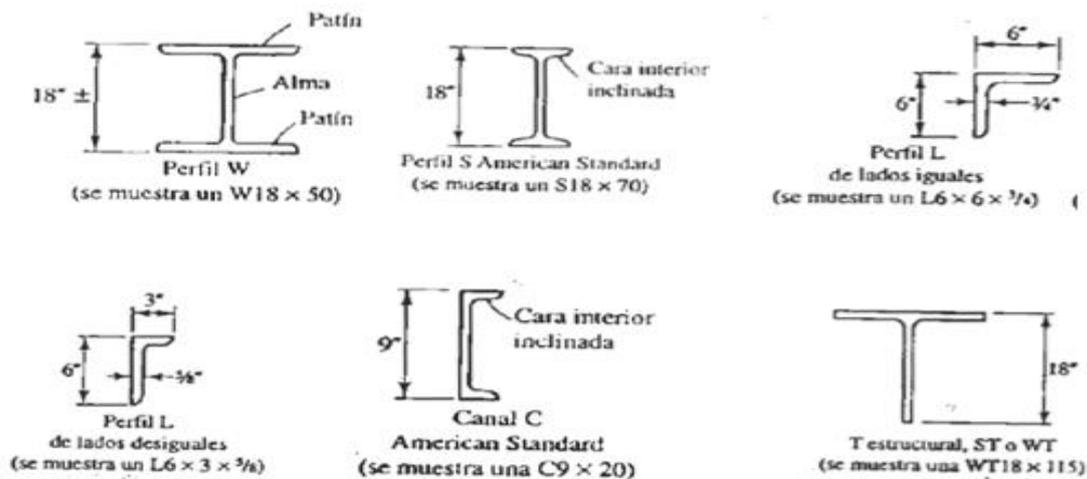


Fig. 2.4.1.3. Perfiles metálicos

Fuente: G. Troglia, ESTRUCTURAS METALICAS, Proyecto por estados límites, ACDEC, Córdoba McCormac, DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO (Método LRFD) – Alfaomega, México, 1996

2.5. Uniones entre elementos y vínculos de la estructura con la tierra.

Cuando se desea realizar la modelación de una estructura se divide el sistema estructural en marcos y se idealizan estos como una estructura bidimensional y sus miembros se representan por medio de sus líneas centrales y sus soportes deben considerarse articulados; ya que se considera en los métodos usuales del análisis estructural que las deformaciones son muy pequeñas y basta una ligera rotación del soporte para considerarlo como conexión articulada. Las uniones entre elementos se diseñarán de acuerdo al código AISC y las Normas de cálculo de acero NC- 53-94:83 y los vínculos de la estructura con la tierra pueden ser rígidas o articuladas.

Los soportes también pueden ser empotrados.

2.6. Modelación de las cargas.

Las fuerzas que actúan sobre una estructura se denominan cargas, estas se clasifican en cargas muertas y en cargas vivas. Las cargas muertas son aquellas que son permanentes e incluyen el peso de la estructura misma, llamada en ocasiones peso propio, en adición a esta se incluyen el peso de componentes no estructurales como los recubrimientos de pisos, y los muros divisorios. Las cargas vivas pueden estar actuando o no sobre la estructura en cualquier momento y su ubicación no es fija.

El viento ejerce una presión o una succión sobre las superficies exteriores de una estructura, debido a la relativa complejidad de determinarlas, se considera como una categoría de carga aparte aunque debido a su naturaleza transitoria se considera como una carga viva. Como las cargas laterales son más perjudiciales en los edificios altos, las cargas de viento no son importantes en edificios de poca altura, pero el efecto de levantamiento en sistemas ligeros de techo puede ser crítico.

La carga de viento se calculará según el procedimiento establecido en (26)

La carga de sismo es otra de las categorías a la hora de analizar una estructura. Esta solo será considerada en aquellas localidades geográficas donde exista una probabilidad razonable de su existencia. La carga de sismo se calculará según el procedimiento establecido en (23)

Otros tipos de carga viva son a menudo tratados como categorías separadas, tales como la carga de nieve, la presión hidrostática y la presión del suelo, que no será objeto de estudio en este trabajo.

2.7. Modelación del material.

Se elige el tipo de material estructural a utilizar dependiendo del tipo de comportamiento, que puede ser: Elástico, plástico, elásto- plástico, etc, el tipo de material seleccionado se le introduce al software mediante los valores de sus propiedades físico- mecánicas, F_y , F_u , E , G , coeficiente de dilatación térmica, μ , etc.

Teniendo en cuenta el objetivo para el cual se diseña la estructura se puede llegar a la conclusión del material a utilizar. Dependiendo del diseño que se quiera alcanzar, elegir el más adecuado para las funciones que en el se realizarán y el más económico. En el caso del proyecto en cuestión se utilizará acero.

2.8. Análisis estructural de los elementos

Esto se realiza en el diseño estructural, en la etapa de análisis se calculan las solicitaciones, Momento, Cortante, Axial, las configuraciones deformada de los elementos y de la estructura, etc. o sea, como se planteó anteriormente, en esta etapa se determina la respuesta de la estructura en términos de esfuerzos y desplazamientos

2.9. DISEÑO DE ELEMENTOS.

Se determinan las dimensiones definitivas de los elementos estructurales según los criterios de seguridad de la especificación de diseño empleada.

Algunos de los elementos resistentes de que constan las estructuras son los siguientes:

2.9.5. Cimentación

Se denomina cimentación al conjunto de elementos estructurales cuya misión es transmitir las cargas de la edificación o elementos apoyados a este al suelo distribuyéndolas de forma que no superen su presión admisible ni produzcan cargas zonales. Debido a que la resistencia del suelo es, generalmente, menor que la de los pilares o muros que soportará, el área de contacto entre el suelo y la cimentación será proporcionalmente más grande que los elementos soportados.

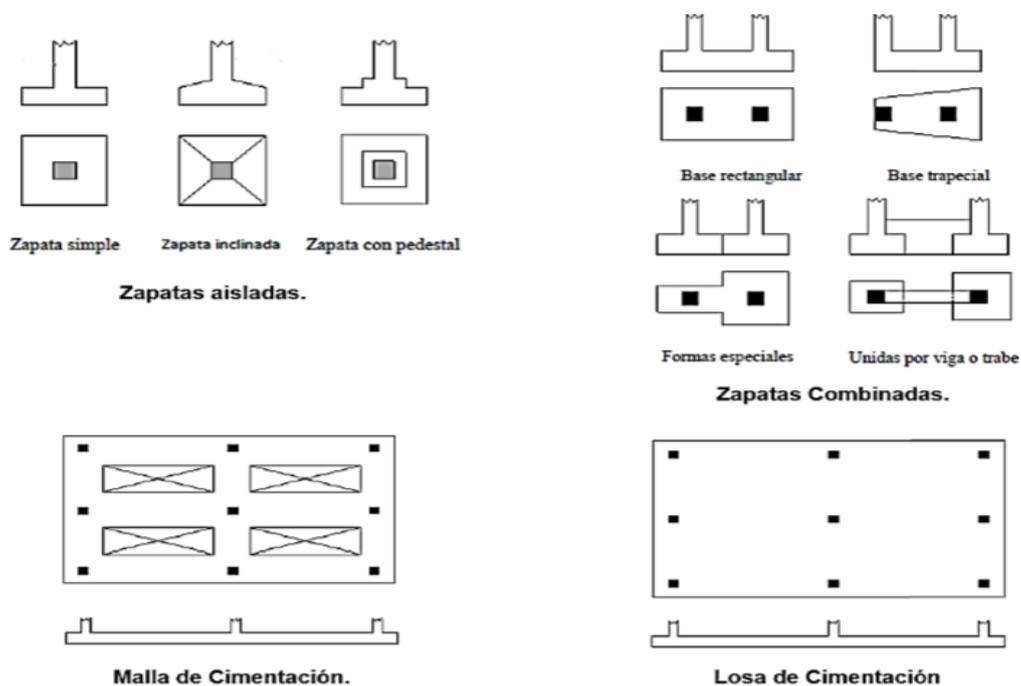


Fig.2.9.5.1. Clasificación de las Cimentaciones

Fuente: Apuntes de Cimentaciones, Ing. Patricio Torres, 2014

2.9.6. Base de columna, y pernos de anclaje

Son elementos estructurales que se emplean para unir los soportes metálicos a la cimentación y que tienen como objeto hacer que la transición de las cargas

del acero al hormigón del pedestal de la cimentación se realice sin que en ningún punto se sobrepasen las tensiones admisibles en este material.

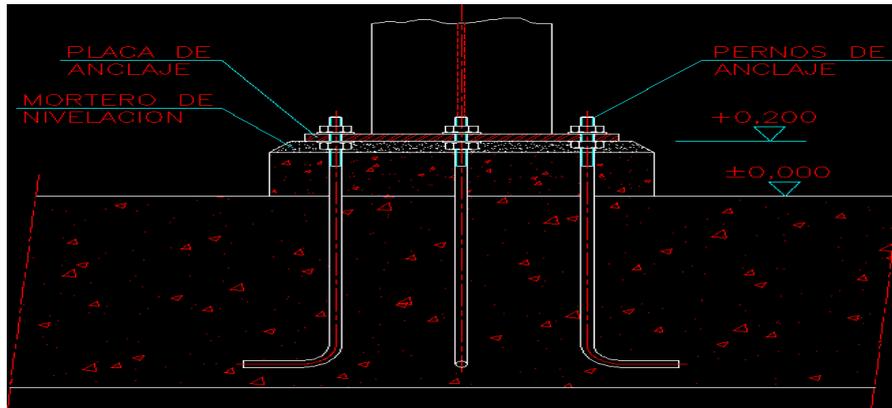


Fig. 2.9.6.1. Placa base y pernos de anclaje

Fuente: Apuntes de Cimentaciones, Ing. Patricio Torres, 2014

2.9.7. Vigas – columnas

Las vigas son los elementos sustentantes horizontales, o como en las cubiertas, ligeramente inclinados, que reciben las cargas verticales y las transmiten, trabajando a flexión, a los pilares o apoyos. Las columnas son elementos verticales sometidos principalmente a compresión y a flexión pequeña o nula. Son los elementos que transmiten las cargas verticales al terreno a través de los cimientos y las bases.

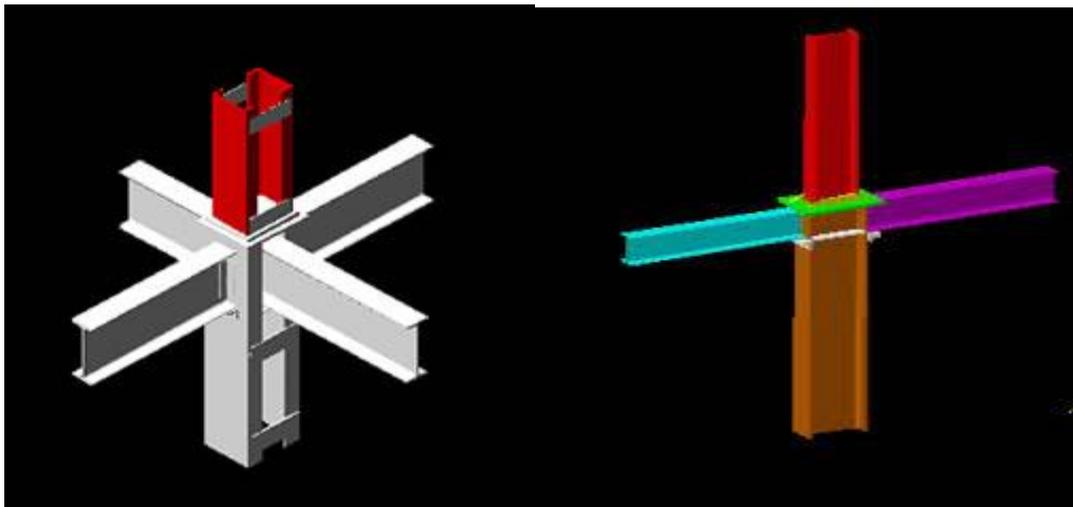


Fig. 2.9.7.1. Detalle de unión viga-columna de acero

Fuente: Jaime Marco García, Curso Básico de Cálculo y Diseño de ESTRUCTURAS METÁLICAS EN ORDENADOR, Mc Graw Hill, Madrid, 2000

2.9.8. Correas

Las correas son las vigas en que se apoya la chapa u otro tipo de cubierta, por lo que tienen que soportar su peso, así como el debido a posibles cargas vivas de nieve y viento. Se encuentran a su vez apoyadas sobre las cerchas o vigas principales normalmente en un plano inclinado, lo que hace tender a flectar también en el sentido de la inclinación. Siendo variable su separación, dependiendo del material de cubierta, etc.

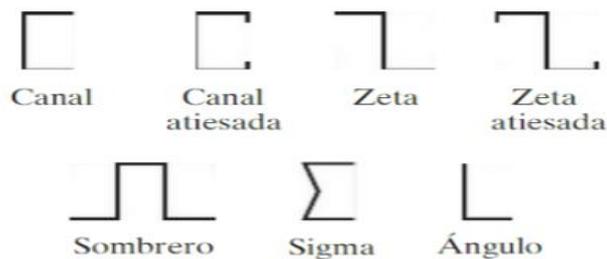


Fig. 2.9.8.1 Perfiles Laminados en Frío

Fuente: *Chapman and Ward; Project Risk Management: Processes, Techniques and Insights*, 1997.

2.9.9. Arriostres

Tienen la función de transmitir los esfuerzos producidos por las cargas horizontales, vientos y sismo, a las paredes laterales, que a su vez los transmitirán al suelo.

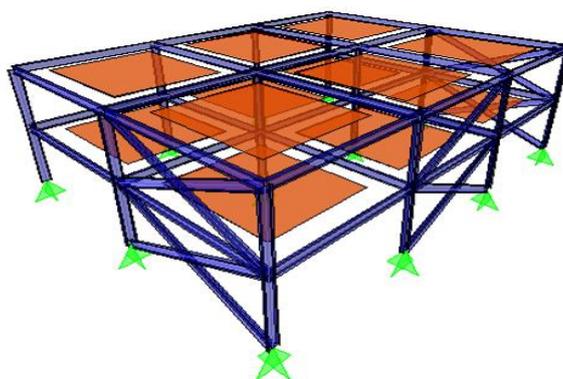


Fig. 2.9.9.1 Arriostre tipo cruz de san andrea.

Fuente: *Chapman and Ward; Project Risk Management: Processes, Techniques and Insights*, 1997.

2.9.10. Uniones

Las estructuras de acero requieren las uniones de acuerdo a su grado de rigidez, montaje, solicitaciones y lugar de ejecución de la obra (obra o taller). Las ventajas y desventajas se toman en cuenta considerando las condiciones específicas y locales del proyecto, como: accesibilidad, transporte, visibilidad de la conexión, disponibilidad de talleres, mano de obras calificada y equipamiento local.

- Tipos de Uniones en estructura metálica

Las uniones metálicas comúnmente solemos diseñarlas para ambos extremos ideales teóricos, rígidas o articuladas, sin embargo más recientemente se ha comenzado a tipificar y estudiar las uniones semi-rígidas para su aprovechamiento de comportamiento antes las acciones a la que se somete la estructura. La tipificación de esta es muy importante para la fácil ejecución y diseño en el cálculo de estructuras. Para ellos debemos de estar claro cuáles son los tipos de uniones que existen y saber cómo y cuándo asumirlas en el cálculo del tipo que son, y detallarla tal y como debería ser su comportamiento.

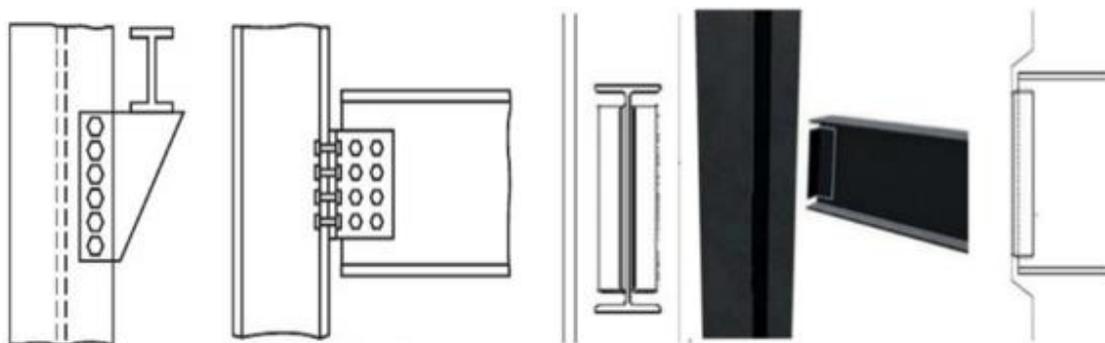


Fig. 2.9.6. Conexiones Apernadas y Soldadas

Fuente: Uniones y Conexiones, Arquitectura en Acero, 2000

2.9.11. Cubierta

Es un elemento constructivo que protege a los edificios en la parte superior y, por extensión, a la estructura sustentante de dicha cubierta. La colocación más utilizada es mediante placas ligeras que apoyan directamente sobre las correas, las cuales a su vez se apoyan en las cerchas o dintel de los pórticos. Además para garantizar la seguridad longitudinal de la estructura industrial, en las luces

de los dinteles se colocan arriostramientos que están conformados por correas, las vigas de celosía en las cubiertas.

El material de la cubierta debe poseer: Impermeabilidad, larga duración, aislamiento térmico y peso reducido.

Las cubiertas para estructuras industriales más comercializadas son: Planchas onduladas de fibro-cemento, planchas de acero galvanizado, planchas de aluminio y placas traslúcidas. (Cruz, CA. 2012)

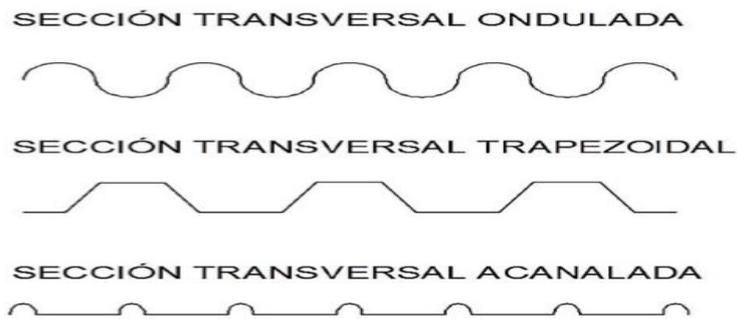


Fig. 2.9.7 Planchas onduladas

Fuente: S. R. Lionberger, 1969

2.9.12. Tipologías estructurales

A la combinación de los distintos elementos estructurales y los materiales de que están hechos se les denomina sistema estructural. Dichos sistemas estructurales pueden estar constituidos por la combinación de uno o varios tipos básicos de estructuras. Se recogen seguidamente una breve introducción a algunos de los tipos estructurales más comunes en las construcciones de naves de medianas y grandes luces.

2.9.13. Cercha

Es la parte principal de la cubierta. Sobre éstas se apoyan las correas, de tal forma que permiten que se transmitan las cargas actuantes sobre las correas a los soportes.

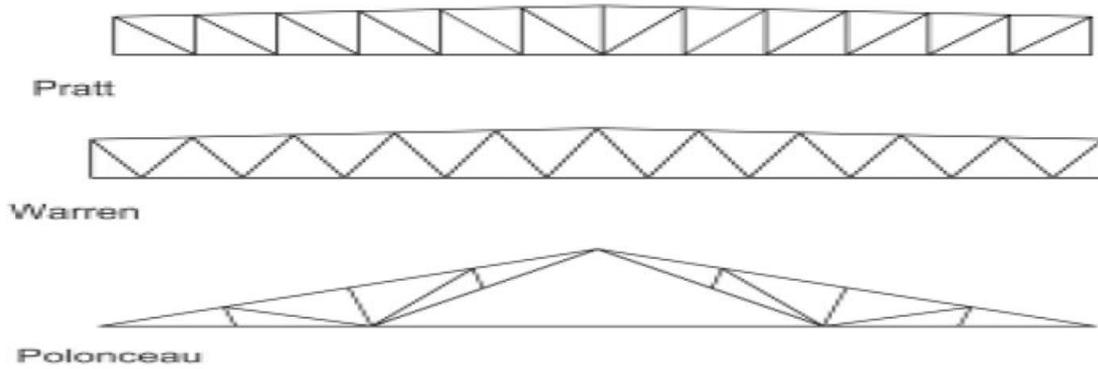


Fig. 2.9.13.1 Diferentes tipos de cerchas

Fuente: Cruz, CA. 2012

2.9.14. Pórticos

El esquema general de una nave porticada es el siguiente.

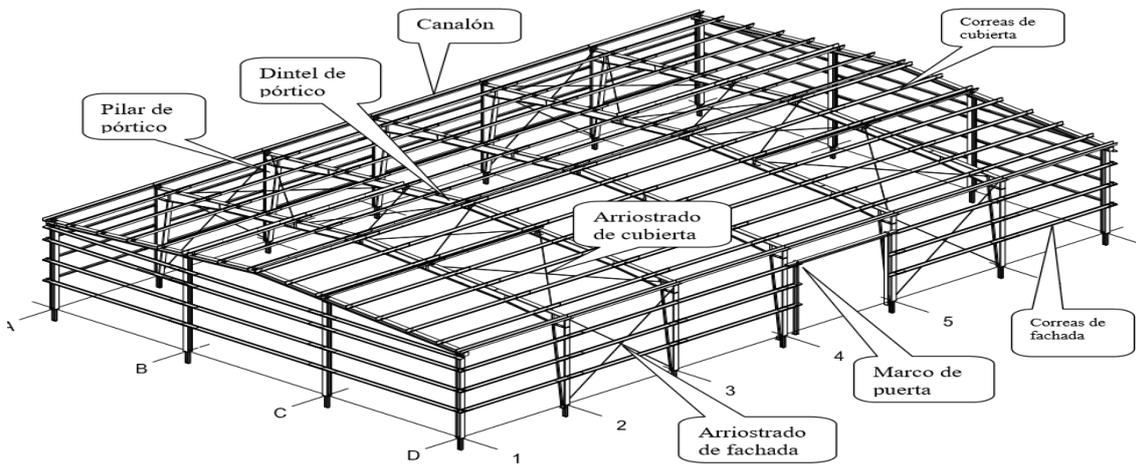


Fig. 2.9.14.1. Pórticos para nave

Fuente: S. R. Lionberger, 1969

El pórtico es un sistema estructural formado por pilares y vigas que trabajan en conjunto recogiendo las reacciones de las correas y llevando las cargas finales resultantes a la cimentación.

Los pórticos tienen su origen en el primitivo conjunto de la columna y el dintel de piedra usado por los antiguos, en las construcciones clásicas de los griegos, como en el Partenón y aún más atrás, en los trilitos del conjunto de Stonehenge en Inglaterra (1800 años a.C.). En éstos la flexión solo se presenta en el elemento horizontal (viga) para cargas verticales y en los elementos verticales (columnas) para el caso de fuerzas horizontales.



Fig. 2.9.14.2 *Stonehenge* (Wiltshire, Inglaterra) y Panteón (Atenas, Grecia)

Fuente: Leet, K. 2006

Con la unión rígida de la columna y el dintel (viga) se logra que los dos elementos participen a flexión en el soporte de las cargas, no solamente verticales, sino horizontales, dándole al conjunto una mayor resistencia, y una mayor rigidez o capacidad de limitar los desplazamientos horizontales. Materiales como el hormigón armado y el acero estructural facilitaron la construcción de los nudos rígidos que unen la viga y la columna.

Se componen de vigas y columnas que están unidas entre sí bien rigidamente o bien mediante articulaciones. Se clasifican en pórticos simples y pórticos múltiples, según consten de uno o varios vanos. Suelen ser pórticos a dos aguas, adaptándose a la inclinación de los faldones, con lo que se aprovecha más el interior al no existir tirantes. (Guardiola Víllora, Arianna, 2006)

El trabajo de un pórtico es el de una viga apoyada por medio de empotramiento, en dos soportes. Los elementos que lo forman suelen ser de alma llena y alma libre. Los encuentros se refuerzan con cartelas formadas por trozos de perfiles, que rigidizan el nudo y ayudan a contrarrestar el empuje que ejerce el pórtico hacia el exterior. Los mismos pueden ser:

- De acuerdo a sus condiciones de apoyo.
 - Pórticos biempotrados
 - Pórticos biarticulados
 - Pórticos triarticulados
- De acuerdo a la sección transversal de sus elementos.
 - Pórticos de canto variable
- De acuerdo al sistema de arriostramiento.

- Pórticos arriostrado transversal

2.10. Durabilidad de las estructuras

La durabilidad de una estructura de acero es su capacidad para soportar, durante la vida útil para la que ha sido proyectada, las condiciones físicas y químicas a las que está expuesta, y que podrían llegar a provocar su degradación como consecuencia de efectos diferentes a las cargas y sollicitaciones consideradas en el análisis estructural. Para conseguir la durabilidad adecuada será necesario seguir una estrategia que contemple todos los posibles mecanismos de degradación, adoptando medidas específicas en función de la agresividad a la que se encuentre sometido cada elemento.

2.10.5. Protecciones para estructuras metálicas

Una vez finalizada la construcción de las estructuras metálicas pueden aparecer problemas por alguna de las siguientes causas:

Efectos del calor, como consecuencia de incendios.

Oxidación excesiva y consiguiente corrosión.

2.10.6. Protección contra incendios

Aunque el hierro no es combustible, no se puede considerar resistente al fuego, no sólo porque disminuye su resistencia en cuanto pasa de 500°C sino porque por efecto de su dilatación y disminución del módulo de deformación sufre grandes inestabilidades. Los materiales de protección del acero que más se utilizan son: granito, mármol, hormigón, fábrica de ladrillo cerámico con mortero de cemento, placas de yeso, pinturas intumescentes, etc.

2.10.7. Protección contra corrosión

La oxidación constituye el peor enemigo de las construcciones metálicas. Para evitarlo se cubre con un revestimiento protector y es indispensable que la superficie a tratar esté limpia de suciedad y óxido. Deberá considerarse conjuntamente el tratamiento de protección frente a incendio, ya que los requisitos del mismo pueden determinar un grado de defensa frente a la corrosión muy superior al estrictamente necesario, especialmente en el caso de pinturas intumescentes y morteros proyectados.

2.11. Estudios realizados sobre la temática

El Ing. Martínez J. M. Pórticos de nudos rígidos frente a pórticos biarticulados en la construcción de estructuras metálicas. Tesis en opción al grado científico de Ingeniero Civil. Universidad de Castilla – La Mancha, España. (2004), ha comparado pórticos biempotrados y biarticulados en una serie de luces que van desde 10 m a 35 m, a intervalos de 5 metros, y una serie de alturas de pilar desde 3 m a 7 m, a intervalos de 1 metro. La inclinación de la cubierta es de 20° para los pórticos de luces comprendidas entre 10 y 20 metros, y de 15° para luces superiores a 20 metros.

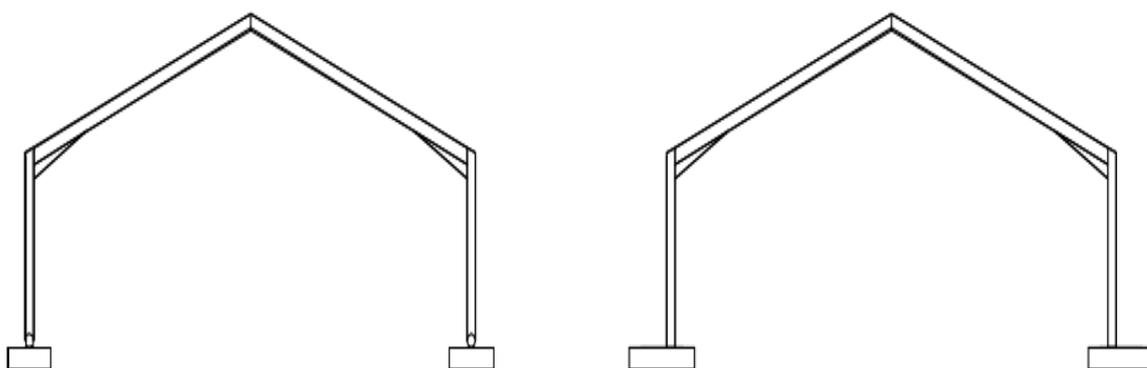


Fig. 2.11.1 Pórticos

Fuente: CYPE (2001). Software Metal-3D. CYPE Ingenieros S.A. Alicante, 2004

- Acciones consideradas en el cálculo

Las estructuras objeto de estudio se han ubicado en Albacete capital. Se han considerado como acciones el peso propio y carga permanente, la nieve y el viento en hipótesis A y B. El cálculo de acciones se ha realizado de acuerdo con las normas NBE AE-88 y NTE ECV-88 (Cargas de viento).

Finalizado el estudio, los resultados ponen claramente de manifiesto las ventajas del pórtico biarticulado desde el punto de vista de la cimentación y las del pórtico biempotrado desde el punto de vista de la estructura metálica.

Ahora bien, cuando se tiene en cuenta el costo total de la estructura (estructura metálica más cimentación) se concluye que, si se utilizan perfiles laminados los pórticos biempotrados resultan ligeramente favorables respecto a los biarticulados, desde el punto de vista económico.

CAPÍTULO III. MODELACIÓN GEOMÉTRICA DE LAS ESTRUCTURAS

3. Objeto de estudio

Se modelarán pórticos de medianas y grandes luces, con el objetivo de comparar en cuanto al comportamiento estructural, facilidad constructiva y economía, estudiando el análisis, procedimiento y diseño estructural de los elementos de los pórticos, sobre todo las cimentaciones, las cuales pueden experimentar cambios significativos al modificarse las condiciones de los apoyos, entre pórticos biempotrados y biarticulados en la base, con el fin de determinar cuál de ellos resulta más recomendable en función de las dimensiones del pórtico.

3.4. Metodología

3.4.5. Diseño de los pórticos

Se van a comparar pórticos biempotrados y biarticulados en la base, con luces de 24, 30, y 36 m, y con columnas de 8.40, 9.60, y 10.80 m. La inclinación de la cubierta es de 20°.

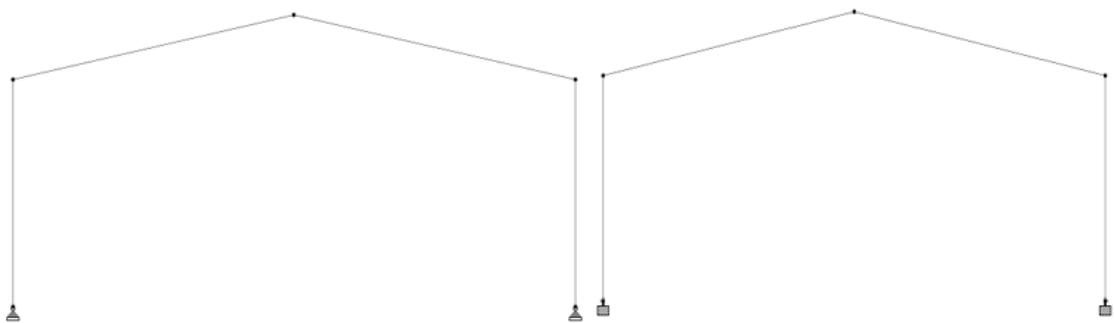


Fig. 3.1.1. Tipologías estructurales empleadas en el estudio

Fuente: creación propia

Las alturas y las luces están en función del uso que se va a dar en las naves, ya que serán para salón de exposición, talleres, almacenes y salas deportivas, locales que necesitan grandes espacios y sin columnas intermedias, que podrían ocupar espacio de manera innecesaria.

El asbestocemento es un material utilizado en la construcción, constituido por una mezcla de un aglomerante inorgánico hidráulico (cemento) o un aglomerante de silicato de calcio que se forma por la reacción química de un material silíceo

y un material calcáreo, reforzado con fibras orgánicas, minerales y/o fibras inorgánicas sintéticas.

El fibrocemento se emplea principalmente para el revestimiento de numerosas estructuras, ya sea lateral como en cubierta. Y en este trabajo se usarán para ambas.

Inicialmente se va a dimensionar los pórticos con perfiles W24x103 para las vigas y W24x104 para las columnas. Los purling serán de perfil canal C4x5, y los arriostres y tirantes serán de perfil angular L30255 y L30205. Para su selección se basaron en trabajos parecidos realizados por diferentes autores, y por criterios de especialistas consultados.

Terminada la corrida de los diseños se definirán los tipos de perfiles que se construirán los pórticos para las naves, ya que el **STAAD. Pro V8i** define los mismos de manera automática.

3.5. Acciones consideradas en el cálculo

Las estructuras son diseñadas para soportar los efectos de las acciones a que pueden ser sometidas durante las distintas etapas de su vida útil, con cierto grado de seguridad. Para garantizar este grado de seguridad en cuanto a las solicitaciones se establecen los valores de las cargas y de sus factores, partiendo de métodos probabilísticos, que aseguran que la probabilidad de que dichos valores sean superados, se mantenga dentro de límites técnicos económicos admisibles. Eso se logra con la introducción de factores que consideran las incertidumbres en:

- Los valores reales de las cargas
- La duración de las cargas
- La simultaneidad de acción de las mismas y sus combinaciones más desfavorables.

Se van a considerar como acciones la carga muerta, la carga viva, la carga de viento y la carga de sismo. Las acciones se definieron según las normas vigentes: NC 450: 2006, NC 284(carga viva), NC 285 (carga de viento), NC 46:2017 (carga sísmica).

3.5.5. Carga viva de cubierta

Los valores nominales mínimos de carga debido al uso o explotación, son definidos como los valores más desfavorables para ciertas o posibles condiciones de uso normal de las edificaciones.

Para los efectos del cálculo y diseño, los valores nominales serán considerados como valores característicos.

Para techos inclinados de cubierta ligera con pendiente superior al 15 % la carga será 0,5 KN/m².

3.5.6. Carga muerta de cubierta

Se utilizará planchas de asbestocemento, que tiene una densidad de 1,50 KN/m².

Los purling estarán espaciados a 1.65m.

3.5.7. Criterios a tener en cuenta en la carga muerta (CD)

Carga que durante la construcción y vida útil de la estructura, actúa en forma constante (por ejemplo: la carga de la masa de la estructura). La carga muerta se calculará según el procedimiento establecido en (24).

El software utilizado genera la carga permanente de peso propio para todos los elementos estructurales considerados en el modelo

3.5.8. Criterios a tener en cuenta en la carga de uso (CL)

Son las cargas de muebles, personas, equipos tecnológicos, materiales almacenables y transportables, etc. que se presentan en las edificaciones y obras civiles durante la construcción y la vida útil y que responden a la función servicio o uso. Su duración y período de acción tienen un carácter variable y aleatorio. Se calculara según (25).

El techo será inclinado a dos aguas, de cubierta ligera con pendiente de 20%, por lo tanto la carga viva a considerar en cubierta debido a reparación y mantenimiento será de 0.5 KN/m².

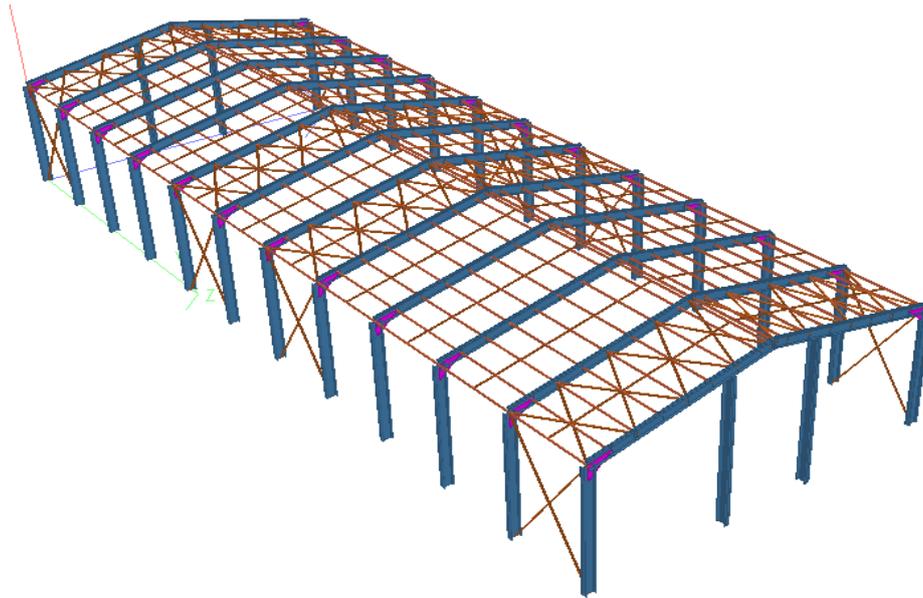


Fig. 3.5.8.1 Nave a dos aguas

Fuente: creación propia

3.5.9. Criterios a tener en cuenta en la carga de viento

Toda construcción, edificación o parte de ella, no soterrada, se proyectará para resistir la acción del viento.

3.5.9.1. Criterios

Carga unitaria característica total. Las cargas unitarias características totales por unidad de área (q) a considerar en los cálculos se determinan por la fórmula:

$$q = q_{10} \cdot C_t \cdot C_s \cdot C_h \cdot C_r \cdot C_{ra} \cdot C_f \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Donde:

q_{10} : presión básica del viento, [kN/m²]

C_t : coeficiente de recurrencia

C_s : coeficiente de topografía o sitio

C_h : coeficiente de altura

C_r : coeficiente de ráfaga

C_{ra} : coeficiente de reducción

C_f : coeficiente de forma

- Tiempo de recurrencia 100 años ($C_t=1.15$)
- Zona de ubicación 3, que comprende las provincias de Las Tunas, Holguín, Granma, Santiago de Cuba y Guantánamo. $q_{10}= 0,9$

- Ubicación de la obra en sitios de alta exposición al viento como pueden ser cayos, penínsulas o valles estrechos, cimas de promontorios, montañas aisladas o elevadas y otros de similares características. $C_s = 1,1$
- Tipo de terreno B, que serán los centros de grandes ciudades, en los que al menos el 50 % de las edificaciones tengan una altura promedio mayor de 22 m o más. Esta condición debe prevalecer en la dirección analizada, en al menos una distancia de 800 m de construcciones ó 10 veces la altura del edificio u obra (el mayor de los dos). Se debe tener en cuenta un posible efecto de túnel o incremento de la presión, por un aumento de la velocidad del viento debido a que el edificio o estructura se encuentre ubicado en la zona de excitación o influencia de otros edificios o construcciones adyacentes.

Para el cálculo de la misma se ha utilizado una hoja de cálculo del Excel agiliza el cálculo de la carga de viento para naves con cubierta ligera a dos aguas.

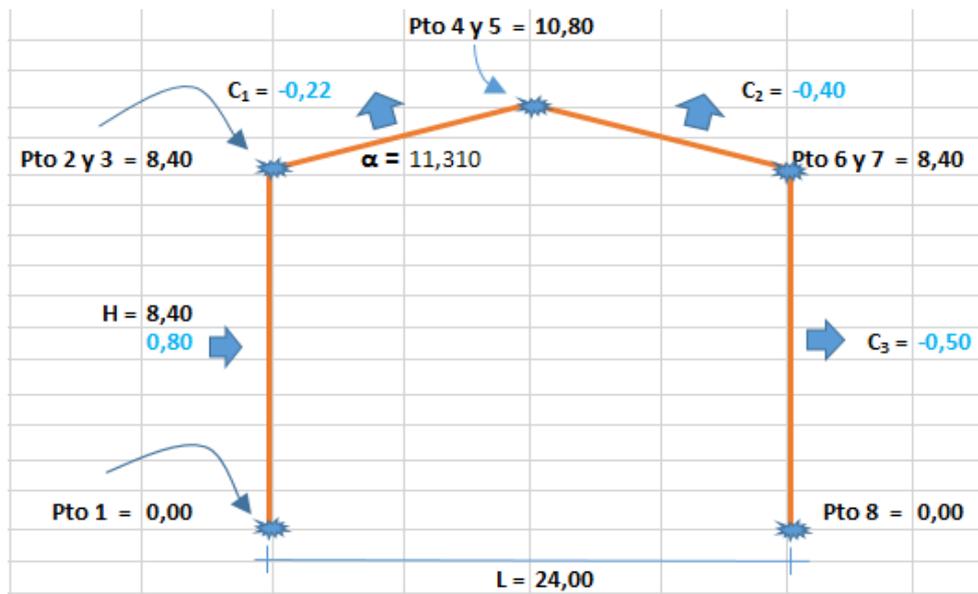


Fig. 3.5.9.4 Hoja de cálculo para viento en Cuba

Fuente: creación propia

Valores de C_1 y C_2

		H/L			
		0	0,5	1	≥ 2
	0	0	-0,6	-0,7	-0,8
	20	+0,2	-0,4	-0,7	-0,8
	40	+0,4	+0,3	-0,2	-0,4
	60	+0,8	+0,8	+0,8	+0,8
C_2		-0,4	-0,4	-0,5	-0,8

Valores de C_3

	H/L		
	$\leq 0,5$	1	≥ 2
≤ 1	-0,4	-0,5	-0,6
≥ 2	-0,5	-0,6	-0,6

Tabla 3.5.9.1 Valores de C1 y C2

Fuente: creación propia

CARGAS GRAVITATORIAS											
Long. Plancha =	1,830	m									
Long. Monta inicial =	0,200	m									
Espac. Inicial entre pourling =	1,650	m									
No de espacios e/ pourling =	8,000										
Espac. Real entre pourling =	1,650	m							Carga en pourlings (kN/m)		
Long. Monta final =	0,180	m									
								Extremos	Intermedios		
Peso propio de cubierta =	2,50	kN/m ²						2,063	kN/m	4,125	kN/m
Carga viva en cubierta =	0,50	kN/m ²						0,413	kN/m	0,825	kN/m
CARGA DE VIENTO EXTREMO		$q = q_{10} C_T C_H C_R C_S C_F C_{RA}$ (kN/m ²)									

Tabla 3.5.9.3 Cálculos

Fuente: creación propia

	h (m)	q ₁₀ (kN/m ²)	C _T	C _S	C _H	C _R	C _F	C _{RA}	q ₁₀ (kN/m ²)	q ₁₀ (kN/m)			
Pto con H=5	5,00	1,33	1,15	1,10	0,48	1,46	0,80	0,749	0,705	4,228	Columnas intermedias	2,114	Columnas extremas
Pto 2	8,40	1,33	1,15	1,10	0,60	1,46	0,80	0,749	0,885	5,312	Columnas intermedias	2,656	Columnas extremas
Pto 3	8,40	1,33	1,15	1,10	0,60	1,46	-0,22	0,749	-0,245	-0,404	Pourlings intermedios	-	Pourlings extremos
Pto 4	10,80	1,33	1,15	1,10	0,67	1,46	-0,22	0,749	-0,273	-0,451	Pourlings intermedios	-	Pourlings extremos
Pto5	10,80	1,33	1,15	1,10	0,67	1,46	-0,40	0,749	-0,494	-0,816	Pourlings intermedios	-	Pourlings extremos
Pto 6	8,40	1,33	1,15	1,10	0,60	1,46	-0,40	0,749	-0,443	-0,730	Pourlings intermedios	-	Pourlings extremos
Pto 7	8,40	1,33	1,15	1,10	0,60	1,46	-0,50	0,749	-0,553	-3,320	Columnas intermedias	-	Columnas extremas
Pto con H=5	5,00	1,33	1,15	1,10	0,48	1,46	-0,50	0,749	-0,440	-2,642	Columnas intermedias	-	Columnas extremas

Tabla 3.5.9.1 Viento extremo en los pourling y columnas.

Fuente: creación propia

	h (m)	q ₁₀ (kN/m ²)	C _F	q ₁₀ (kN/m ²)	q ₁₀ (kN/m)			
Pto 1	0,00	0,5	0,80	0,4	2,400	Columnas intermedias	1,200	Columnas extremas
Pto 2	8,40	0,5	0,80	0,4	2,400	Columnas intermedias	1,200	Columnas extremas

Pto 3	8,40	0,5	-0,22	-0,1105	-0,182	Pourlings intermedios	-0,091	Pourlings extremos
Pto 4	10,80	0,5	-0,22	-0,1105	-0,182	Pourlings intermedios	-0,091	Pourlings extremos
Pto5	10,80	0,5	-0,40	-0,2	-0,330	Pourlings intermedios	-0,165	Pourlings extremos
Pto 6	8,40	0,5	-0,40	-0,2	-0,330	Pourlings intermedios	-0,165	Pourlings extremos
Pto 7	8,40	0,5	-0,22	-0,1105	-0,663	Columnas intermedias	-0,332	Columnas extremas
Pto 8	0,00	0,5	-0,22	-0,1105	-0,663	Columnas intermedias	-0,332	Columnas extremas

Fig. 3.5.9.2 Viento no extremo en los pourling y columnas

Fuente: creación propia

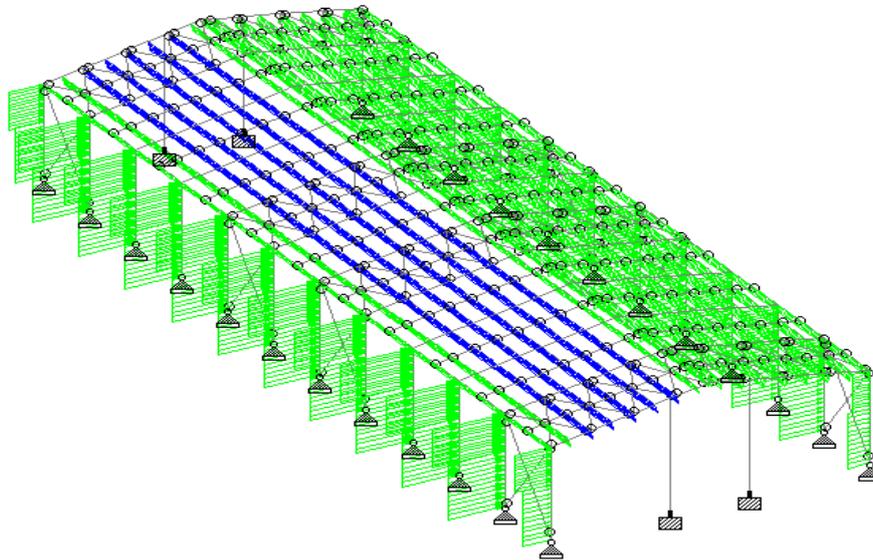


Fig. 3.5.9.5. Pórtico L24Xh8.40m

Fuente: creación propia

Se utilizarán columnas de viento en las fachadas porque las luces de la nave sobrepasan los 6 m. Se espaciarán a distancias no mayores a 6 m. y se dará 5 cm menos de longitud que las columnas principales de la nave.

Para el cálculo de la carga de viento no extremo se utilizará el mismo procedimiento.

3.6. Carga de sismo

Acciones accidentales debidas a la ocurrencia de un sismo, tales como la propagación de ondas, inestabilidad del terreno, desplazamiento de fallas, tsunamis, etc.

Para el cálculo del espectro de diseño se utilizó la hoja de **Mathcad 14.0** confeccionada por el Dr. Ing. Ernesto Chagoyen, teniendo en cuenta lo siguiente:

- Zona sísmica 3
- Clase de la Obra

Categoría II: Obras ordinarias

Construcciones de ocupación normal que pueden tolerar daños estructurales que las hagan inoperables como consecuencia de un sismo severo, sin llegar al colapso parcial o desplome, tales como son: bancos, hoteles, edificios de oficinas, apartamentos familiares, edificios públicos y restaurantes, no incluidas en las categorías I, III o IV.

- Clase del Sitio

El sitio de interés se clasificará con base en las características del perfil de suelo en los 30 m bajo los cimientos.

Categoría C, perfiles de suelos muy densos o roca blanda, de cualquier espesor que cumpla con el criterio de velocidad de la onda de cortante.

- Categoría de sismo para construir el espectro

Se define como "sismo básico" al que tiene un 10 % de probabilidad de ser excedido en un período de 50 años de vida útil correspondiente a un periodo de retorno de 475 años. Se utilizará para el diseño estructural de Obras Ordinarias.

- Falla activa próxima como Fuente Sísmica tipo: C

Fallas geológicas incapaces de generar eventos de gran magnitud y que tienen baja tasa de sismicidad ($M_o < 6,5$ y $TC < 2$).

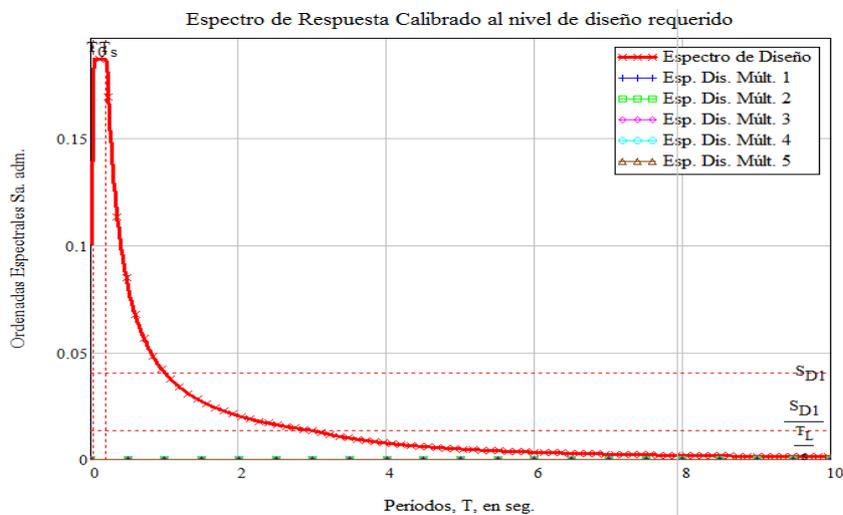


Fig. 3.6.1 Espectro de Respuesta Calibrado al nivel de diseño requerido

Fuente: Oficina Nacional de Normalización (NC46:2017)

Las combinaciones de carga serán:

- $1.4*CD$
- $1.2*CD+1.6*CL$
- $1.2*CD+1.6*CL+0.8*CW$ extremo X
- $1.2*CD+1.6*CL+0.8*CW$ extremo Z
- $0.9*CD+1*CE$ X
- $0.9*CD+1*CE$ Z
- $0.9*CD+1*CE$ equivalente X
- $0.9*CD+1*CE$ equivalente Z

3.7. Vigas y columnas

Ya que los puntales son mayores de 6 m, se utilizará bajantes pluviales, lo cual implicará el uso de pretilas longitudinales.

Las vigas y columnas serán de alma llena de sección I.

Los pourling serán de perfil canal (C)

Los arriostres y tirantes de perfil angular (L)

También se usaran cartelas en la unión viga-columna, para aumentar la rigidez de la estructura ante las cargas de viento extremo y sismo.

3.8. Uniones entre los elementos

Una de las diferencias más acusadas entre las estructuras metálicas y las de hormigón consiste en la existencia en las primeras de multitud de uniones; es difícil en cambio encontrarlas en las estructuras de hormigón, caracterizadas por su monolitismo.

Las uniones cobran, dentro de los proyectos de las construcciones de acero, especial relevancia y por qué no decirlo, dificultad. Toda unión es por su propia naturaleza una discontinuidad y por tanto, una zona potencialmente peligrosa: de hecho, multitud de accidentes se deben a uniones mal proyectadas o mal ejecutadas.

No es necesario insistir sobre la importancia que tienen las uniones, pues es suficiente que falle una cualquiera de ellas para ocasionar la ruina total o parcial

de la estructura. En consecuencia, en un proyecto de estructura metálica deben estar adecuadamente resueltas todas las costuras.

En el proyecto de una unión entre dos o más piezas de una estructura metálica se distinguen dos fases principales.

La primera y más importante es la concepción y diseño general de la misma, eligiendo entre uniones soldadas o atornilladas y dentro de cada tipo el modelo de unión: a tope, en ángulo, con cubrejuntas, con chapa frontal, con casquillos, etc.

En la segunda fase, el proyectista ha de comprobar la capacidad portante de la unión elegida. En el caso más general esta comprobación se realiza en tres etapas:

- Determinación de los esfuerzos a los que se encuentra sometida la unión, que en general depende de su rigidez, por lo que nos encontraremos ante un problema isostático o hiperestático (donde no es suficiente analizar las leyes de la estática para averiguar los esfuerzos que la solicitan, sino que es preciso tener en cuenta además las deformaciones locales de la propia unión).
- Determinación de las tensiones que estos esfuerzos originan en los distintos elementos de la unión (cordones de soldadura, tornillos, casquillos, cartelas, etc.)
- Comprobación de que estas tensiones no ocasionan el agotamiento de ninguno de dichos elementos.

3.9. Cimentación

3.9.1. Tipo de suelo

El cimiento se diseñara para suelo cohesivo.

- Características del suelo:

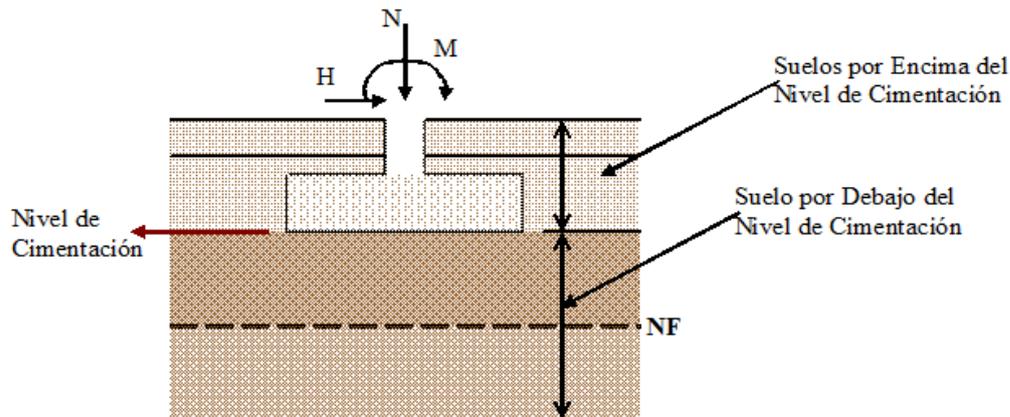


Fig. 3.9.1 Suelo por encima del nivel de cimentación

Fuente: creación propia

Suelo por encima del nivel de cimentación.

suelo	γ (kN/m ³)	h (m)
suelo 1	12,15	1,5

Tabla 3.9.1 Propiedades físicas del suelo

Suelo por debajo del nivel de cimentación .

suelo	γ (kN/m ³)	C (kPa)	Φ (°)	"h (m)"	Eo (kPa)	μ
Suelo 1	12.15	58,84	15,04	20.00	20500.00	0.33

Tabla 3.9.2 Propiedades físicas del suelo

Presencia de Nivel Freático a una Profundidad por Debajo del Nivel de Cimentación de: NF=4.5m

Peso Específico Saturado del Suelo por Debajo del NF

GanmaNF=18.63 kN/m³

3.10. Diseño del cimiento

Los cimientos serán aislados, y se determinara mediante el empleo de hojas de cálculo confeccionadas en **Mathcad 14.0**



Fig. 3.10.1 NC1:2007

Diseño por el Método de Estados Límites

- Vuelco
- Deslizamiento
- Capacidad de carga

Se diseñara para todas las combinaciones de alturas y luces.

Datos a tener en cuenta:

Estados de Cargas

"Cargas"	"N (kN)"	"H (kN)"	"M (kN-m)"	
Carga Muerta—	"Muerta"	332.00	275.00	1499.00
Carga Viva de Larga Duración—	"Viva de LD"	50.00	48.00	261.00
Carga Viva de Corta Duración—	"Viva de CD"	0.00	0.00	0.00
Carga Especial de Viento—	"Viento"	29.00	59.00	311.00
Carga Especial de Sismo—	"Sismo"	10.00	36.00	331.00

Fig. 3.10.2 Datos para el cálculo (H36xL10.80m empotrado)

Fuente: hoja de cálculo del **Mathcad 14.0** (código ACI-318-05)

Combinaciones de Cargas para el Diseño

Normativas.

	$N_{n_{car}} =$	$H_{n_{car}} =$	$M_{n_{car}} =$
CM-----	332	275	$1.499 \cdot 10^3$
CM+ CT-----	382	323	$1.76 \cdot 10^3$
CM + CT + CEviento-----	411	382	$2.071 \cdot 10^3$
CM + CT + CEviento-----	411	382	$2.071 \cdot 10^3$
CM + CEviento-----	361	334	$1.81 \cdot 10^3$
CM + CT + CEsismo-----	392	359	$2.091 \cdot 10^3$
CM + CEsismo-----	342	311	$1.83 \cdot 10^3$

De Cálculo o Mayoradas.

	$N_{m_{car}} =$	$H_{m_{car}} =$	$M_{m_{car}} =$
1.4CM-----	464.8	385	$2.0986 \cdot 10^3$
1.2CM+ 1.6 CT-----	478.4	406.8	$2.2164 \cdot 10^3$
1.2CM + CT + 1.3CEviento-----	486.1	454.7	$2.4641 \cdot 10^3$
1.2CM + 1.6CT + 0.8CEviento--	501.6	454	$2.4652 \cdot 10^3$
0.9CM + 1.3CEviento-----	336.5	324.2	$1.7534 \cdot 10^3$
1.2CM + CT + 1.4CEsismo-----	462.4	428.4	$2.5232 \cdot 10^3$
0.9CM + 1.4CEsismo-----	312.8	297.9	$1.8125 \cdot 10^3$

Fig. 3.10.3 Combinaciones de carga

Fuente: hoja de cálculo del **Mathcad 14.0** (código ACI-318-05)

3.11. Conclusiones parciales

- **Análisis estructural de los elementos**

Conociendo las dimensiones globales de la estructura, la disposición de los elementos estructurales, la propuesta para la sección transversal de los elementos estructurales, la propuesta para las uniones entre elementos y el vínculo de la estructura con la tierra, además de la modelación de las cargas y del material se puede entonces pasar a realizar el análisis estructural de los elementos de los pórticos, que da lugar a la obtención de la respuesta de la estructura en términos de fuerza y desplazamiento de sus nodos. Y es esta respuesta la que nos revelará si el pre dimensionamiento de las secciones transversales de los elementos de la estructura, sus uniones y vínculos con la tierra es resistente o no para las cargas analizadas que posee la edificación.

CAPÍTULO IV. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

4. Resultados

Finalizada la modelación de las estructuras, se ha podido comprobar que el pre dimensionamiento de las secciones transversales de los elementos de la estructura, sus uniones y vínculos con la tierra es resistente para las cargas analizadas que posee la edificación. Ahora es que determinaremos el verdadero diseño que deben poseer las secciones transversales de los elementos de los pórticos, las uniones entre ellos y sus vínculos con la tierra.

4.1. Desplazamiento

Los mayores desplazamientos se producen en el tope de la estructura, producto de la combinación de la carga permanente y la carga de sismo ($0.9*CD+1*CE$ equivalente X, Z).

Estos son los resultados de los desplazamientos máximos en las columnas principales, producto de la combinación $0.9*CD+1*CE$ en dirección de X

Los resultados de las tablas son producto de la corrida de los modelos en el software profesional **STAAD. Pro V8i**.

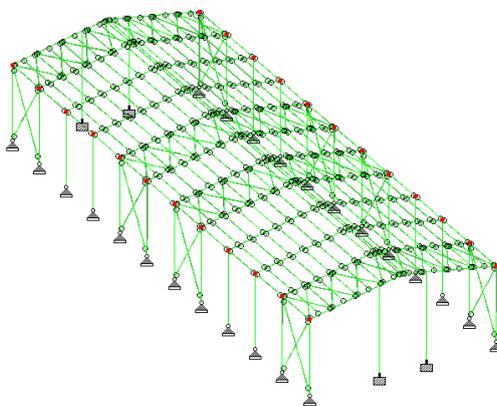


Fig. 4.1.1 Puntos de máximo desplazamiento (en rojo)

Fuente: creación propia

Luz X Altura (m)	Máximo desplazamiento (mm)		
	X	Y	Z
24 X 8,40	11,41	18,775	2,44
24 X 9,60	12,867	20,708	28,555
24 X 10,80	17,006	23,872	46,38

30 X 8,40	12,868	48,567	58,202
30 X 9,60	14,32	50,48	65,696
30 X 10,80	15,602	52,258	86,811
36 X 8,40	14,96	71,006	82,097
36 X 9,60	17,316	76,926	75,475
36 X 10,80	17,489	62,229	98,126

Tabla 4.1.1 Pórticos articulados en la base

Fuente: creación propia

Luz X Altura (m)	Máximo desplazamiento (mm)		
	X	Y	Z
24 X 8,40	3,926	8,385	8,3
24 X 9,60	5,244	12,3	60,201
24 X 10,80	7,35	18,099	28,8306
30 X 8,40	3,392	18,585	58,202
30 X 9,60	3,923	13,185	65,696
30 X 10,80	4,241	17,585	86,811
36 X 8,40	3,465	19,66	60,091
36 X 9,60	3,732	18,632	75,475
36 X 10,80	3,748	19,749	98,126

Tabla 4.1.2 Pórticos empotrados en la base

Fuente: creación propia

Se ve claramente que los pórticos articulados en la base se desplazan más por ofrecer menos rigidez en la misma, y los pórticos empotrados ofrecen mayor rigidez ante el desplazamiento

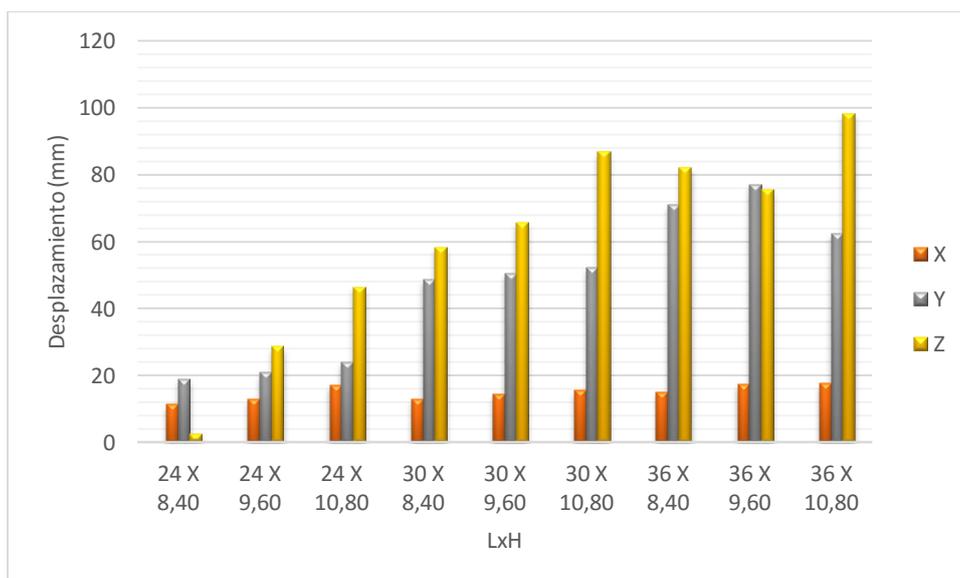


Gráfico 4.1.1 Desplazamiento vs Altura (pórticos articulados en la base)

Fuente: creación propia

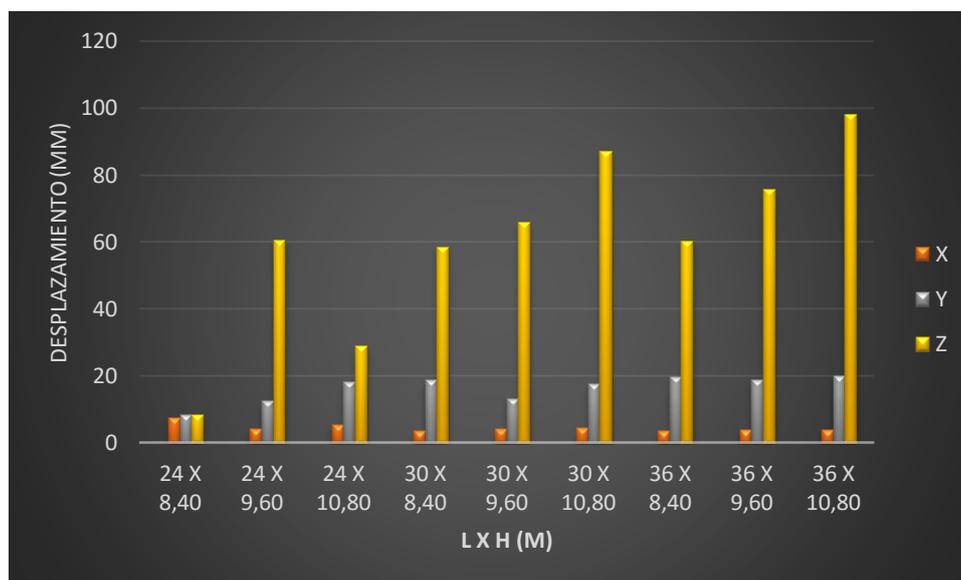


Grafico 4.1.2 Desplazamiento vs Altura (pórticos empotrados en la base)

Fuente: creación propia

A medida que aumenta la altura, el desplazamiento en el tope se hace mayor, ya sea para los pórticos articulados en la base, como para los empotrados en la misma.

4.2. Fuerzas en la base

Los pórticos articulados tienen mayores fuerzas reactivas en la base ya que no ofrece ninguna resistencia ante los momentos, mientras que los empotrados al ofrecer resistencia ante los momentos, disminuye de manera significativa las fuerzas horizontales y verticales que actúan en la base.

En las tablas que siguen se muestra los valores de las fuerzas reactivas en la base, de los pórticos articulados en la base y empotrados en la misma.

Luz X Altura (m)	Máximas reacciones en la base (KN)			Momento (KN*M)
	Fx	Fy	Fz	
24 X 8,40	101,664	531,01	159,639	0
24 X 9,60	134,33	636,731	162,919	0
24 X 10,80	205,239	737,556	224,371	0
30 X 8,40	161,734	1238,766	375,092	0
30 X 9,60	187,216	1261,738	329,2	0
30 X 10,80	212,855	1318,742	313,153	0

36 X 8,40	234,468	1349,71	353,369	0
36 X 9,60	257,62	1453,247	421,534	0
36 X 10,80	307,23	2299,24	619,369	0

Tabla 4.2.1 Máximas reacciones en la base (pórticos articulados en la base)

Fuente: creación propia

Luz X Altura (m)	Máximas reacciones en la base		
	Cortante (KN)	Axial (KN)	Momento (KN*M)
24 X 8,40	1787,957	191,567	243,91
24 X 9,60	1908,62	193,446	824,492
24 X 10,80	1998,942	229,04	1010,163
30 X 8,40	3106,67	369,752	1376,06
30 X 9,60	3152,937	400,798	1376,903
30 X 10,80	3204,513	439,622	1571,639
36 X 8,40	4356,964	596,461	2145,266
36 X 9,60	4721,181	636,496	2194,763
36 X 10,80	4809,083	758,76	2306,202

Tabla 4.2.2 Máximas reacciones en la base (pórticos empotrados en la base)

Fuente: creación propia

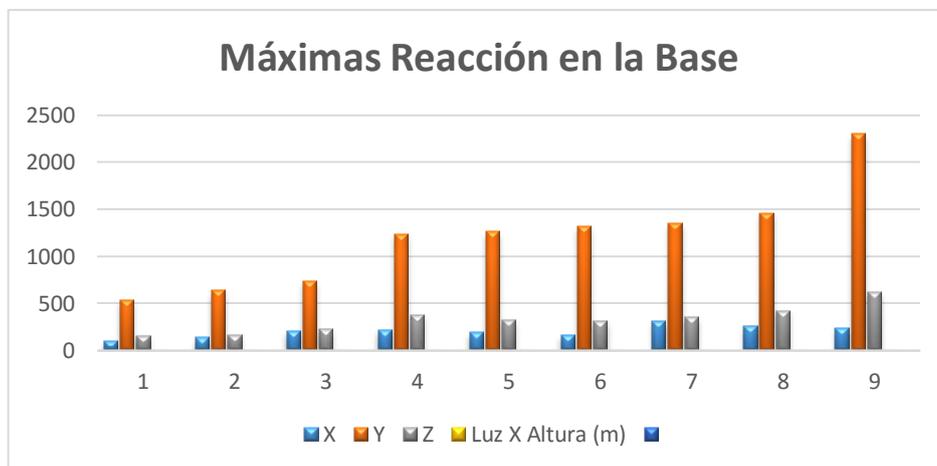


Grafico 4.2.1 Reacciones en la base (pórticos articulados en la base)

Fuente: creación propia

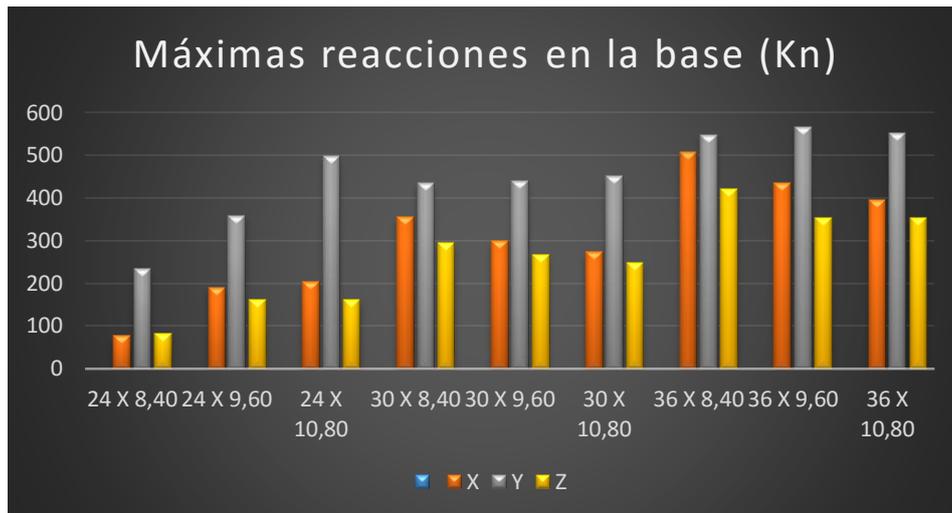


Grafico 4.2.2 Reacciones en la base (pórticos empotrados en la base)

Fuente: creación propia

4.3. Columnas de viento

Las columnas de viento que son empotradas en la base y libre en el tope, tienen 5cm menos que las principales, por lo tanto no están unidas a las vigas principales, y sufren mayores desplazamientos en el tope en la dirección de Z, producto de la combinación del peso propio y la carga de sismo ($0.9 \cdot CD + 1 \cdot CE$ EQUIV. Z).

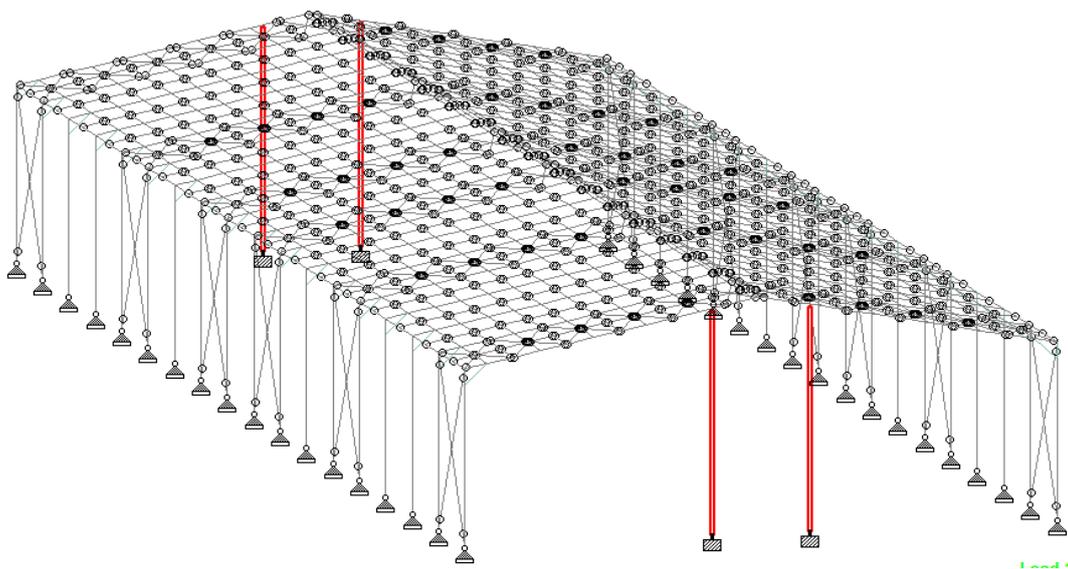


Fig. 4.3.1. Columnas de viento (en rojo)

Fuente: creación propia

Luz X Altura (m)	Máx. desplazamiento (mm)
24 X 8,40	15,47
24 X 9,60	54,384
24 X 10,80	89,125
30 X 8,40	13,666
30 X 9,60	13,693
30 X 10,80	18,934
36 X 8,40	15,405
36 X 9,60	20,305
36 X 10,80	24,317

Tabla 4.3.1 Máximo desplazamiento (pórticos articulados)

Fuente: creación propia

Luz X Altura (m)	Máx. desplazamiento (mm)
24 X 8,40	15.647
24 X 9,60	18.386
24 X 10,80	31.088
30 X 8,40	13.666
30 X 9,60	13.693
30 X 10,80	18.934
36 X 8,40	15.404
36 X 9,60	20.305
36 X 10,80	24.317

Tabla 4.3.2. Máximo desplazamiento (pórticos empotrados)

Fuente: creación propia

Los desplazamientos son mayores mientras aumenta la altura y la luz.

Luz X Altura (m)	Momento máx. en columna de viento (Kn*m)		
	Mx	My	Mz
24 X 8,40	1908,62	198,62	0,005
24 X 9,60	1787,957	191,567	0,03
24 X 10,80	1998,942	193,446	0,018
30 X 8,40	3106,67	439,622	0,02
30 X 9,60	3152,937	400,798	0,009
30 X 10,80	3204,513	369,752	0,007
36 X 8,40	4721,181	758,76	0,012
36 X 9,60	4809,083	596,461	2,016
36 X 10,80	4353,964	353,609	0,017

Tabla 4.3.3 Máximo momento en columna de viento (pórticos articulados)

Fuente: creación propia

Los perfiles propuestos por el diseño con el software profesional **STAAD. Pro V8i**, se muestran en las tablas a continuación:

Luz X Altura (m)	Perfil	
	Columna	Viga
24 X 8,40	W33X130	W21X48
24 X 9,60	W24X104	W24X103
24 X 10,80	W24X105	W24X104
30 X 8,40	W36X160	W24X55
30 X 9,60	W40X167	W24X62
30 X 10,80	W30X173	W30X90
36 X 8,40	W40X192	W24X76
36 X 9,60	W40X193	W30X62
36 X 10,80	W40X199	W24X68
pórticos articulados		

Tabla 4.3.4 Perfiles

Fuente: resultados del **STAAD. Pro V8i**

Luz X Altura (m)	Perfil	
	Columna	Viga
24 X 8,40	W14X61	W12X65
24 X 9,60	W14X61	W12X65
24 X 10,80	W24X117	W12X65
30 X 8,40	W24X117	W21X44
30 X 9,60	W24X117	W21X44
30 X 10,80	W30X173	W21X68
36 X 8,40	W27X129	W21X69
36 X 9,60	W27X129	W24X68
36 X 10,80	W27X129	W24X76
pórticos empotrados		

Tabla 4.3.5 Perfiles

Fuente: resultados del **STAAD. Pro V8i**

Los perfiles para los pórticos articulados en la base, son más pesados que los del pórtico empotrado en la base.

4.4. Cimentación

La cimentación es la base del éxito de cualquier estructura a construir, y buenos procesos conducen a buenos resultados.

Base articulada	Tamaño de la zapata		
Luz X Altura (m)	B	L	H
24 X 8,40	2,55	2,55	0,56
24 X 9,60	3,9	3,9	0,45
24 X 10,80	3,3	3,3	0,75
30 X 8,40	4,65	4,65	1,1
30 X 9,60	4,25	4,25	0,9
30 X 10,80	4,2	4,2	0,975
36 X 8,40	5,05	5,05	1,188
36 X 9,60	4,75	4,75	1,113
36 X 10,80	4,6	4,6	1,075

Tabla 4.4.1. Dimensión de la zapata

Fuente: hoja de cálculo del **Mathcad 14.0** (código ACI-318-05)

Base empotrada	Tamaño de la zapata		
Luz X Altura (m)	B	L	H
24 X 8,40	4,5	4,5	1,05
24 X 9,60	5,55	5,55	1,313
24 X 10,80	5,1	5,1	1,2
30 X 8,40	7,75	7,75	1,863
30 X 9,60	6,8	6,8	1,625
30 X 10,80	6,45	6,45	1,538
36 X 8,40	7,95	7,95	1,913
36 X 9,60	8,1	8,1	1,95
36 X 10,80	7,25	7,25	1,738

Tabla 4.4.2 Dimensión de la zapata

Fuente: hoja de cálculo del **Mathcad 14.0** (código ACI-318-05)

Se ve claramente que los pórticos empotrados tienen una mayor área en la base, lo que implica una mayor cantidad de hormigón, e mayor cantidad de barras de acero de refuerzo.

Las barras calculadas son para el lado paralelo al momento (b1EL), y lado perpendicular al momento (b x rectangularidad, l1EL)

Base articulada	Cimentación
Luz X Altura (m)	#de barras
24 X 8,40	19 ϕ 12mm @ 13cm
24 X 9,60	41 ϕ 12mm @ 9cm
24 X 10,80	29 ϕ 12mm @ 11cm
30 X 8,40	58 ϕ 12mm @ 7cm
30 X 9,60	46 ϕ 12mm @ 9cm
30 X 10,80	45 ϕ 12mm @ 9cm
36 X 8,40	66 ϕ 12mm @ 7cm
36 X 9,60	58 ϕ 12mm @ 8cm
36 X 10,80	55 ϕ 12mm @ 8cm

Tabla 4.4 3 Armadura del cimiento

Fuente: hoja de cálculo del **Mathcad 14.0** (código ACI-318-05)

Base empotrada	Cimentación
Luz X Altura (m)	#de barras
24 X 8,40	52 ϕ 12mm @ 8cm
24 X 9,60	80 ϕ 12mm @ 7cm
24 X 10,80	67 ϕ 12mm @ 7cm
30 X 8,40	158 ϕ 12mm @ 7cm
30 X 9,60	121 ϕ 12mm @ 7cm
30 X 10,80	109 ϕ 12mm @ 7cm
36 X 8,40	167 ϕ 12mm @ 7cm
36 X 9,60	173 ϕ 12mm @ 7cm
36 X 10,80	138 ϕ 12mm @ 7cm

Tabla 16. Armadura del cimiento

Fuente: hoja de cálculo del **Mathcad 14.0** (código ACI-318-05)

Conclusiones parciales:

Los pórticos articulados en la base en cuanto a economía ofrecen mejores resultados en comparación con los empotrados en la base. Sin embargo en cuanto a la resistencia ante las cargas que actuarán durante la vida útil de la estructura, los pórticos empotrados en la base ofrecen mejor respuesta.

CONCLUSIÓN

- Se obtuvo información satisfactoria en la revisión bibliográfica, de la temática objeto de estudio, visto que los pórticos articulados en la base y empotrados en la misma son variantes que se usan en todo el mundo.
- Al tener resultados muy similares en cuanto a desplazamiento, momentos máximo y respuesta ante las cargas, resultó prescindible el análisis de 2do orden ($P - \Delta$) en el trabajo.
- Los pórticos articulados en la base, ofrecen menos resistencia al desplazamiento, teniendo que recurrirse al uso de perfiles más pesados a la hora de su construcción.
- Los pórticos empotrados en la base, al ofrecer mayor resistencia al desplazamiento y mejor respuesta a la hora de transmitir las cargas a los cimientos, requieren perfiles menos pesados, sin embargo generan momentos en la base, lo que aumenta de manera significativa las dimensiones de la misma. Y con eso hay un mayor gasto de hormigón y barras de acero.
- Finalizado el estudio, los resultados ponen claramente de manifiesto las ventajas del pórtico articulado en la base (biarticulado) desde el punto de vista de la cimentación, ya que requiere menos cantidad de hormigón y barras de acero y las del pórtico empotrado en la base (biempotrado) desde el punto de vista de la estructura metálica, ya que ofrece mayor resistencia.
- Ahora bien, cuando se tiene en cuenta el coste total de la estructura (estructura metálica más cimentación) se concluye que, si se utilizan perfiles laminados los pórticos biempotrados resultan ligeramente favorables respecto a los biarticulados, desde el punto de vista económico.

RECOMENDACIONES

Se recomienda el uso de naves articuladas en la base, visto que tiene un menor coste de construcción.

Realizar un estudio del pórtico biarticulado usando perfiles de sección variable, ya que esta opción permitiría ajustar el dimensionamiento de las columnas al diagrama de momentos de este tipo de pórtico (con momento nulo en la base y máximo en el nudo de esquina) optimizando con ello el coste de la estructura metálica, que es el aspecto que ha penalizado al pórtico biarticulado en el presente estudio.

Se recomienda diseñar los cimientos para otros tipos de suelo.

Se recomienda hacer el análisis económico más completo de los elementos estructurales que conforman el pórtico, (columnas vigas y cimientos), del análisis más detallado de las cimentaciones, de la iteración suelo estructura que no fue realizado en este trabajo.

Realizar un análisis y diseño de las uniones, sobre todo de la unión viga-columna, y de la unión columna-cimiento (base de columna mencionada y no realizado en este trabajo).

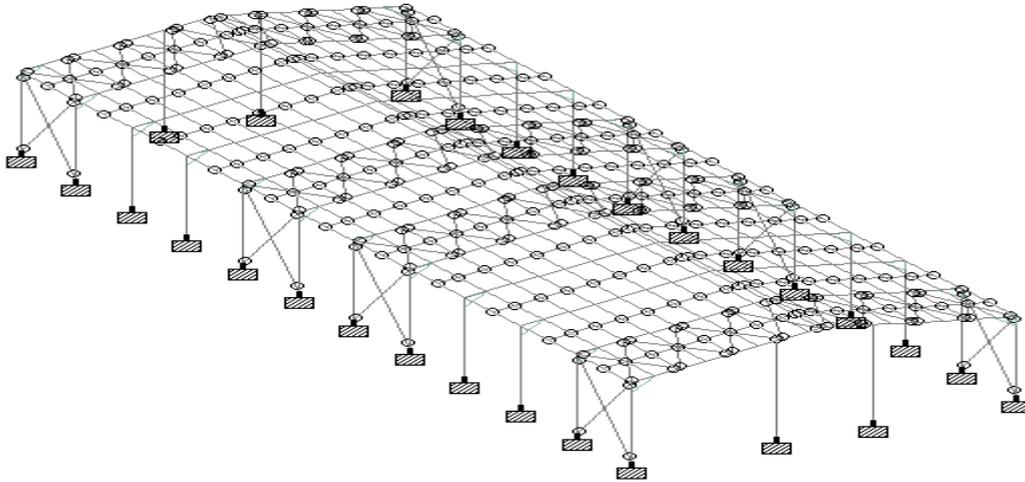
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. AISC (2010a), "AISC 360-10 Specification for Structural Steel Buildings", American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.
2. AISC (2010c), "AISC 358-10 Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications", American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.
3. ARELLANO, R. (2012). Apuntes Curso Estructural de Acero I. Quito: EPN
4. AWS (2015), "AWS D1.1 Structural Welding Code – Steel", American Welding Society, Miami, FL.
5. Bresler Lin Scalzi, DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO, Limusa, México, 1990 MANUAL OF STEEL CONSTRUCTION, LRFD – AISC EUA, 1999
6. Chapman, R.J., The Controlling Influences on Effective Risk Identification and Assessment for Construction Design Management, International Journal of Project Management, 2001.
7. Chapman and Ward; Project Risk Management: Processes, Techniques and Insights; 1997.
8. Crisinel M. (2000) "Dimensionnement des assemblages mixtes semi-rigides (I)" journal IAS N°1.
9. Cruz, CA. 2012. Estructuración, Análisis y Diseño Estructural de Elementos de Techo con Perfiles Metálicos por el Método LRFD. s.e. San Salvador.
10. G. Troglia, ESTRUCTURAS METÁLICAS, Proyecto por estados límites, ACDEC, Córdoba McCormac, DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO (Método LRFD), Alfaomega, México, 1996
11. Galambos Lin Johnston, DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO con LRFD, Prentice Hall, México, 1999
12. Guardiola Villora, Arianna (2006) "Comportamiento de los nudos semi-rígidos en estructuras metálicas de edificación" Tesis Doctoral, Departamento de mecánica de medios continuos y teoría de estructuras, Universidad Politécnica de Valencia, Valencia, España.

13. Gerardy, J.C y Schleich, J.B. (1991): Semi-Rigid Action in Steel Frame Structures, Report on ECSC Agreement, No. 7210-SA/507, Arbed Recherches, Luxembourg.
14. Jaime Marco García, Curso Básico de Cálculo y Diseño de ESTRUCTURAS METÁLICAS EN ORDENADOR - Mc Graw Hill – Madrid, 2000
15. Jaspart, Jean-Pierre (1991) "Etude de la semi-rigidité des noeuds poutre-colonne et son influence sur la resistance et la stabilité des ossatures en acier", These Doctoral, Faculte des sciences appliqueés, Université de Liege, Liege, Belgique.
16. Leet, K. 2006. Fundamentos de análisis estructural. 2ed. US, Me Graw Hill.
17. M. Cabrero, E Bayo. "Development of Practical Design Methods for Steel Structures with Semi-Rigid Connections"
18. Malley, J. O. (1998), "SAC Steel Project: Summary of Phase 1 Testing Investigation Results", Engineering Structures, Vol. 20, No. 4 a 6, pp. 300-309.
19. McCormac, DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO (Método LRFD), Alfaomega, México, 1996.
20. Moncelrz., P. D. y Gerstle, K. H "Steel frame with nonlinear connections", 1981
21. Mulholland, B.; Christian, J., Risk Assessment in Construction Schedules, Journal of Construction Engineering and Management ASCE, enero/febrero 1999.
22. NC46:2017-CONSTRUCCIONES-SISMORRESISTENTES
23. NC 283: 2003 Densidad de materiales - Cargas de diseño
24. NC 284: 2003 Cargas de uso
25. NC 285: 2003 Carga de Viento Método de Calculo
26. NC 450 2006 Edificaciones. Factores de carga o ponderación.
27. OF STEEL CONSTRUCTION, LRFD – AISC, EUA, 1999
28. PEREZ Gosende pablo Alberto. Metodologías para la resolución de problemas de distribución en planta, departamento de ingeniería Civil de la Universidad de Matanzas. Tesis año 2005.
29. Perfiles Metálicos por el Método LRFD. s.e. San Salvador.

30. Ramiro Rodríguez Borlado. *Prontuario de Estructuras Metálicas*, 6ª edición. Madrid. Edita Centro de Publicaciones del Ministerio de Fomento. 2002.
31. RSCS (2009), "Specification for Structural Joints Using High-Strength Bolts", Research Council on Structural Connections, Chicago, IL.
32. S. R. Lionberger, y W. Weaver "Dynamic response of frames with non-rigid connections" (1969)
33. Soto, H. 2000. *Diseño de Estructuras Metálicas*. Vol. 11. s.e. México D.F.
34. Vinnakota, S. 2006. *Estructuras de Acero: Comportamiento y LRFD*. s.e. Me Graw.

ANEXOS 1. RESULTADOS DEL DISEÑO



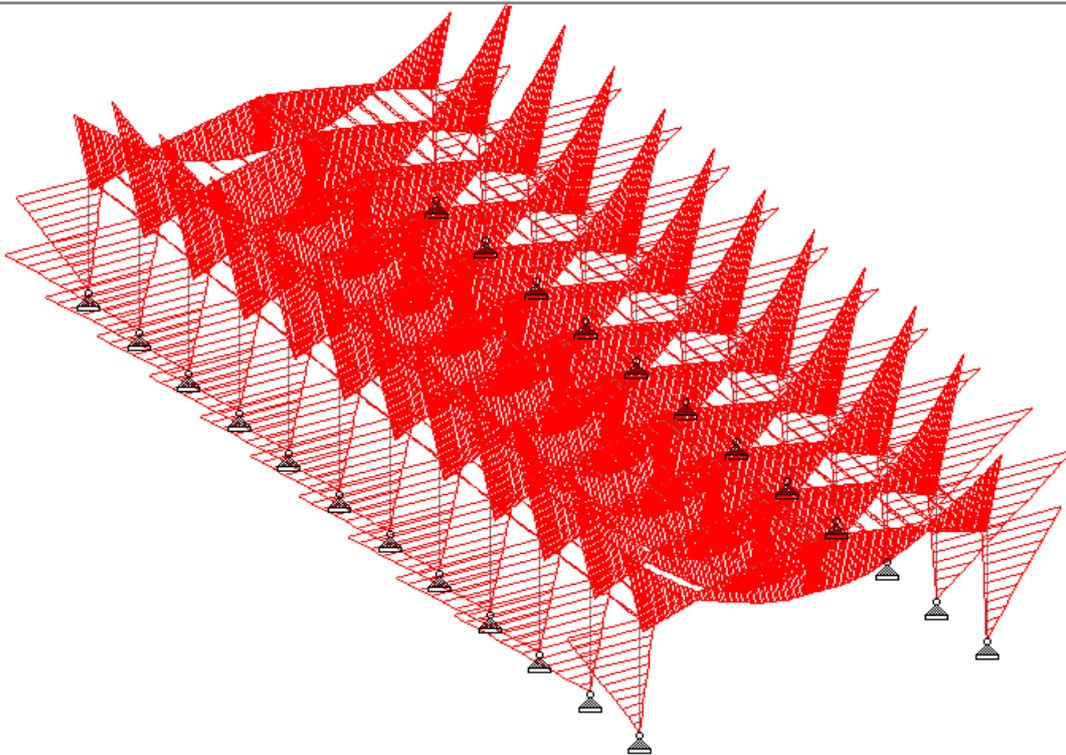
Anexo 1. Estructura de la nave

Luz X Altura (m)	Máximo desplazamiento (mm)			Máximas reacciones en la base (Kn)			Momento máx. en columna de viento (Kn*m)		
	X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z
24 X 8,40	11,41	18,775	2,44	101,66	531,01	159,64	1908,6	198,62	0,005
24 X 9,60	12,867	20,708	28,555	134,33	636,73	162,92	1788	191,57	0,03
24 X 10,80	17,006	23,872	46,38	205,24	737,56	224,37	1998,9	193,45	0,018
30 X 8,40	12,868	48,567	58,202	212,86	1238,8	375,09	3106,7	439,62	0,02
30 X 9,60	14,32	50,48	65,696	187,22	1261,7	329,2	3152,9	400,8	0,009
30 X 10,80	15,602	52,258	86,811	161,73	1318,7	313,15	3204,5	369,75	0,007
36 X 8,40	14,96	71,006	82,097	307,23	1349,7	353,37	4721,2	758,76	0,012
36 X 9,60	17,316	76,926	75,475	257,62	1453,2	421,53	4809,1	596,46	2,016
36 X 10,80	17,489	62,229	98,126	234,47	2299,2	619,37	4354	353,61	0,017
Resultado de la combinación 0.9*CD+1*CE _x									

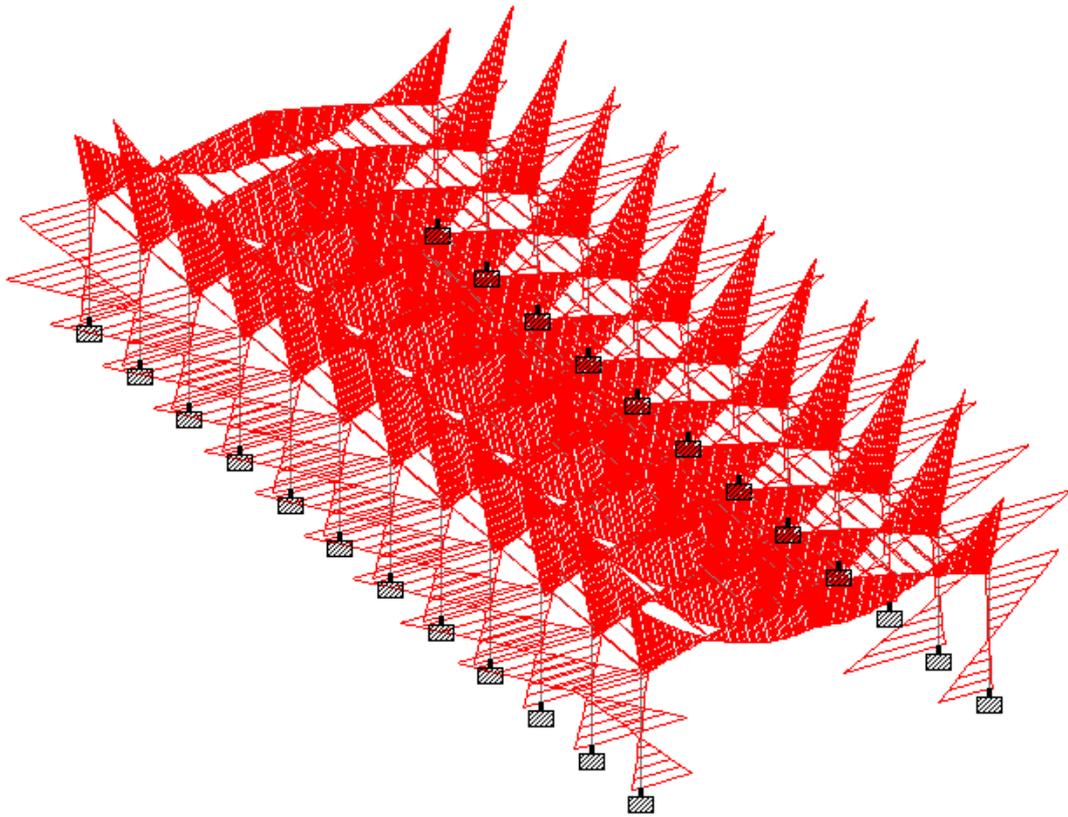
Anexo 2. Pórticos articulados en la base. Análisis de 1er Orden

Anexo 3. Pórticos empotrados en la base. Análisis de 1er Orden

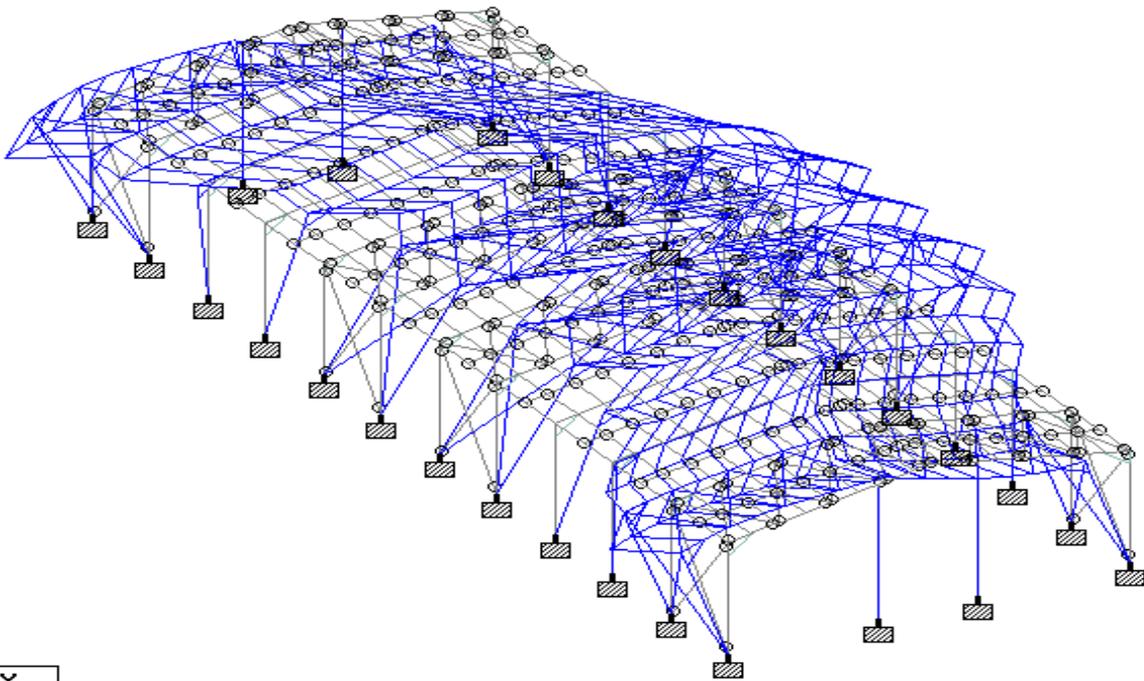
Luz X Altura (m)	Máximo desplazamiento (mm)			Máximas reacciones en la base (Kn)			Momento Máx. en columna de viento (Kn*m)		
	X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z
24 X 8,40	7,3	8,385	8,3	77,557	233,533	81,909	1908,62	229,04	243,91
24 X 9,60	3,926	12,3	60,201	190,652	358,698	159,639	1787,957	191,567	824,492
24 X 10,80	5,244	18,099	28,8306	203,969	497,58	161,205	1998,942	193,446	1010,163
30 X 8,40	3,392	18,585	58,202	354,972	434,901	293,082	3106,67	439,622	1571,639
30 X 9,60	3,923	13,185	65,696	298,189	441,113	267,198	3152,937	400,798	1376,06
30 X 10,80	4,241	17,585	86,811	272,616	450,186	246,501	3204,513	369,752	1376,903
36 X 8,40	3,465	19,66	60,091	506,525	548,197	421,534	4721,181	758,76	2306,202
36 X 9,60	3,732	18,632	75,475	435,907	564,314	351,368	4356,964	596,461	2194,763
36 X 10,80	3,748	19,749	98,126	394,502	550,511	353,609	4809,083	636,496	2145,266
Resultado de la combinación 0.9*CD+1*CE equiv. en Z									



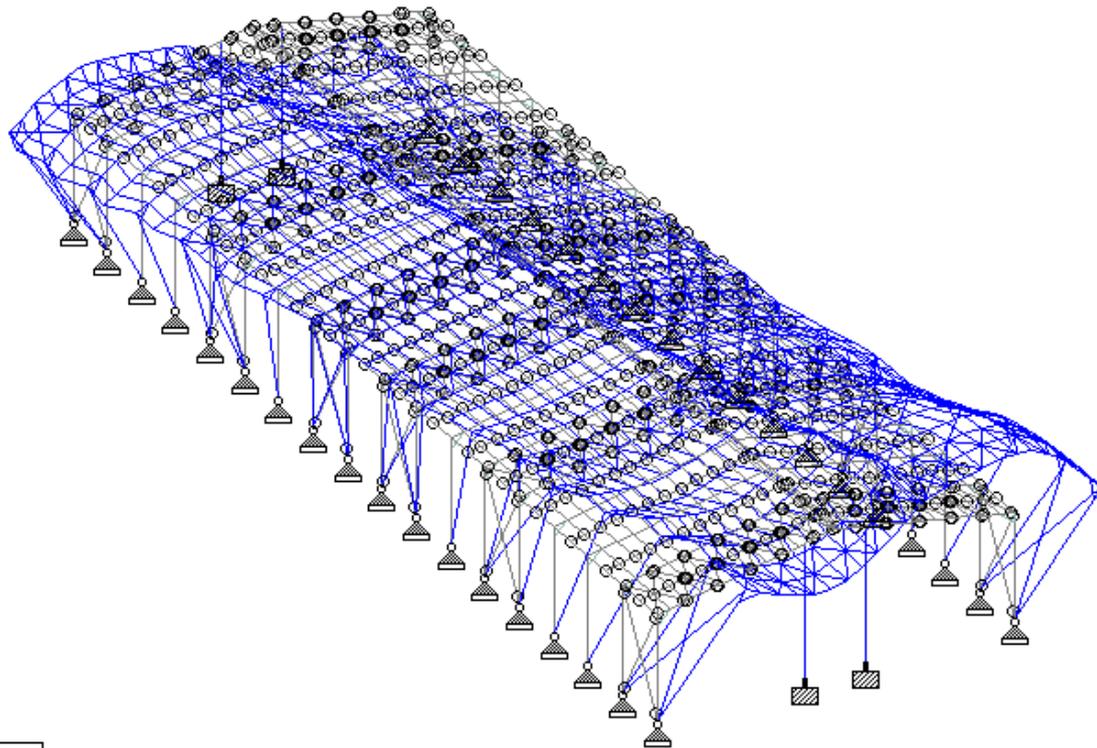
Anexo 4. Gráfico de máximas solicitaciones en pórticos articulados en la base



Anexo 5. Gráfico de máximas solicitaciones en pórticos empotrados en la base



Anexo 6. Gráfico de fuerzas debido a carga sísmica en pórticos empotrados en la base



✓

Anexo 7. Gráfico de fuerzas debido a carga sísmica en pórticos articulados en la base

Estos resultados de diseños son producto del análisis de 1er orden para la combinación 1.2CD+1.6CL+0.8CW extremo en X.

Luz X Altura (m)	B	L	H	#de barras
24 X 8,40	4,5	4,5	1,05	52 ϕ 12mm @ 8cm
24 X 9,60	5,55	5,55	1,313	80 ϕ 12mm @ 7cm
24 X 10,80	5,1	5,1	1,2	67 ϕ 12mm @ 7cm
30 X 8,40	7,75	7,75	1,863	158 ϕ 12mm @ 7cm
30 X 9,60	6,8	6,8	1,625	121 ϕ 12mm @ 7cm
30 X 10,80	6,45	6,45	1,538	109 ϕ 12mm @ 7cm
36 X 8,40	7,95	7,95	1,913	167 ϕ 12mm @ 7cm
36 X 9,60	8,1	8,1	1,95	173 ϕ 12mm @ 7cm
36 X 10,80	7,25	7,25	1,738	138 ϕ 12mm @ 7cm
pórticos empotrados				

Anexo 8. Diseño del cimiento para pórticos empotrados en la base

Luz X Altura (m)	B	L	H	#de barras
24 X 8,40	2,55	2,55	0,56	19 ϕ 12mm @ 13cm
24 X 9,60	3,9	3,9	0,45	41 ϕ 12mm @ 9cm
24 X 10,80	3,3	3,3	0,75	29 ϕ 12mm @ 11cm
30 X 8,40	4,65	4,65	1,1	58 ϕ 12mm @ 7cm
30 X 9,60	4,25	4,25	0,9	46 ϕ 12mm @ 9cm
30 X 10,80	4,2	4,2	0,975	45 ϕ 12mm @ 9cm
36 X 8,40	5,05	5,05	1,188	66 ϕ 12mm @ 7cm
36 X 9,60	4,75	4,75	1,113	58 ϕ 12mm @ 8cm
36 X 10,80	4,6	4,6	1,075	55 ϕ 12mm @ 8cm
pórticos articulados				

Anexo 9. Diseño del cimiento para pórticos articulados en la base

Lado Paralelo al Mto	$b1EL = 7.25$ m
Lado Perpendicular al Mto (b x rectangularidad)	$l1EL = 7.25$ m
Combinación Crítica de Diseño	CCD = "1.2CM + 1.6CT + 0.8CEviento"
Estrato de Diseño	Estrato_Diseño = "Primer Estrato"
Capacidad de Carga del suelo	$qbrF = 396.44793$ kN/m ²
Excentricidad Normativa	$ex_n = 1.33006$ m
Excentricidad de Cálculo	$ex_qbt = 1.51371$ m
Lado Efectivo de la Base	$lado_efectivo = 4.22259$ m
Carga Actuante a Nivel de Cimentación	$Nc_qbt = 2.07847 \times 10^3$ kN
Capacidad de Carga de la Base	$Qbt = 1.10817 \times 10^4$ kN

Anexo 10. Dimensiones de cimiento (pórtico empotrado en la base)

Diseño Estructural de las cimentaciones aisladas superficiales

Fichero para el dimensionamiento estructural de las cimentaciones aisladas rectangulares considerando una DISTRIBUCION LINEAL VARIABLE EN FUNCION DE LA EXCENTRICIDAD DE LAS CARGAS y siguiendo las recomendaciones del código ACI-318-05.

1. Sección de definición de unidades.

$$\text{mPa} := 10^5 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad \text{kPa} := 10^2 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2} \quad \text{kN} := 10^2 \text{kgf} \quad \text{tf} := 10^3 \cdot \text{kgf}$$

2. Datos Generales.

$$i := 1..5$$

Dimensiones del Pedestal

Dimensiones del Plato

$$l_c := 0.3\text{m}$$

$$L := 2.55\text{-m}$$

$$d_f := 1.5\text{-m}$$

$$\gamma_{\text{prom}} := 20 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$b_c := 0.3\text{-m}$$

$$B := 2.55\text{-m}$$

$$H_c := 7\text{-m}$$

$$\text{recub} := 5\text{-cm}$$

2. Aportes de los materiales.

$$f'_c := 20\text{-mPa}$$

$$f_y := 300\text{-mPa}$$

$$f_{ct} := 0.21 \cdot \sqrt[3]{f'_c{}^2 \cdot \text{mPa}}$$

Anexo 11. Diseño estructural de los cimientos

$$AaB_{\text{FLEX}} := \text{Ref_Inf_B}(Nm, HmL, MmL, L, B, d_{\text{cál}})$$

$$AaB_{\text{FLEX}} = 32.967 \cdot \text{cm}^2$$

$$\phi_{\text{barraB}} := 16\text{-mm}$$

$$N_{\text{barraB}} := \text{NumeroBarra}(\phi_{\text{barraB}}, AaB_{\text{FLEX}})$$

$$N_{\text{barraB}} = 17$$

$$\text{Esp}_B := \text{Espaciamiento}(L, N_{\text{barraB}}, \text{recub})$$

$$\text{Esp}_B = 15\text{-cm}$$

$$DL_B := \text{DistanciaLibre}(L, N_{\text{barraB}}, \text{Esp}_B)$$

$$DL_B = 7.5\text{-cm}$$

Anexo 11.1 diseño estructural de los cimientos