



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

“Sistema de armaduras y pórticos para mejorar la eficiencia estructural de naves industriales de grandes luces”

TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE.
Ingeniero Civil

AUTOR:

Carretero Verona, Luis Enrique (ORCID: 0000-0002-4111-9652)

ASESOR:

Mg. Ing. Pinto Barrantes, Raúl Antonio (ORCID: 0000-0002-9573-0182)

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:

Diseño Sísmico y Estructural

LIMA - PERÚ

2020

Dedicatoria

El presente trabajo de investigación se lo dedico a mis padres, amigos y compañeros por ser ellos quienes me motivan día a día para seguir adelante, ya que todas estas personas son parte fundamental de mi camino personal y profesional.

Agradecimiento

A Dios ya que me brinda salud y protección todos los días de mi vida. A mis padres y familiares quienes me brindan su apoyo día a día para ser una mejor persona y salir adelante en mi carrera profesional. A la Universidad César Vallejo por darme las herramientas y los conocimientos preciso para mi formación profesional. A mis docentes y asesores por compartir sus conocimientos y enseñanzas y sobre todo por lograr transmitirlos hacia mi persona.

Índice de contenidos

pág.

Carátula.....	i
Dedicatoria.....	ii
Agradecimiento	iii
Índice de tablas	v
Índice de figuras.....	ix
RESUMEN	xi
ABSTRACT.....	xii
I. INTRODUCCIÓN	1
II. MARCO TEÓRICO.....	4
III. METODOLOGÍA	31
3.1. Tipo y diseño de investigación	32
3.2. Variables y operacionalización	33
3.3. Población y muestra, selección de la unidad de análisis.	33
3.4. Técnicas e instrumentos de recolección de datos, validez y confiabilidad.	34
3.5. Procedimiento	36
3.6. Métodos de análisis de datos	37
3.7. Aspectos éticos.....	37
IV. RESULTADOS	38
V. DISCUSIÓN	93
VI. CONCLUSIONES.....	98
VII. RECOMENDACIONES.....	101
REFERENCIAS.....	103
ANEXOS	

Índice de tablas

Tabla 1: <i>Naves industriales con grandes luces</i>	33
Tabla 2: <i>Ubicación de las fichas de recolección de datos</i>	35
Tabla 3: <i>Peralte de pórticos de alma llena</i>	39
Tabla 4: <i>Cantidad de viguetas sobre los pórticos de alma llena</i>	39
Tabla 5: <i>Peralte de armaduras a dos aguas</i>	40
Tabla 6: <i>Cantidad de viguetas sobre las armaduras a dos aguas</i>	40
Tabla 7: <i>Flecha de armaduras parabólicas</i>	40
Tabla 8: <i>Radio de curvatura para armaduras parabólicas</i>	41
Tabla 9: <i>Peralte de armaduras parabólicas</i>	41
Tabla 10: <i>Cantidad de viguetas sobre las armaduras parabólicas</i>	41
Tabla 11: <i>Carga muerta para pórticos y armaduras</i>	42
Tabla 12: <i>Carga viva para pórticos y armaduras a dos aguas</i>	42
Tabla 13: <i>Carga viva para armaduras parabólicas</i>	42
Tabla 14: <i>Velocidad de diseño de las estructuras</i>	42
Tabla 15: <i>Cargas exteriores de viento para pórticos</i>	43
Tabla 16: <i>Cargas exteriores de viento para armaduras a dos aguas</i>	43
Tabla 17: <i>Cargas exteriores de viento para armaduras parabólicas</i>	43
Tabla 18: <i>Cargas exteriores de viento para columnas de las naves industriales</i> .	43
Tabla 19: <i>Cargas del diseño de pórticos para la superficie inclinada</i>	44
Tabla 20: <i>Cargas del diseño de pórticos para la superficie inclinada</i>	44
Tabla 21: <i>Cargas puntuales en la superficie inclinada de los pórticos</i>	44
Tabla 22: <i>Cargas distribuidas en la superficie vertical de los pórticos</i>	45
Tabla 23: <i>Esfuerzos máximos en el pórtico de 30m de luz</i>	47
Tabla 24: <i>Perfil asumido del manual de construcciones de acero (AISC)</i>	47
Tabla 25: <i>Longitudes teóricas para el perfil W14x43</i>	47
Tabla 26: <i>Resistencia a flexión del perfil W14x43</i>	48
Tabla 27: <i>Resistencia a compresión del perfil W14x43</i>	48
Tabla 28: <i>Envolturas de la viga de perfil W14x43</i>	49
Tabla 29: <i>Esfuerzo de primer orden para la viga de perfil W14x43</i>	49
Tabla 30: <i>Resistencia a corte del perfil W14x43</i>	50
Tabla 31: <i>Deflexiones máximas según la IBC 2009</i>	50
Tabla 32: <i>Deflexiones de la viga de perfil W14x43</i>	51

Tabla 33: <i>Perfil asumido del manual de construcciones de acero (AISC)</i>	51
Tabla 34: <i>Longitudes teóricas para el perfil W14x61</i>	51
Tabla 35: <i>Resistencia a flexión del perfil W14x61</i>	52
Tabla 36: <i>Resistencia a compresión del perfil W14x61</i>	52
Tabla 37: <i>Envolventes de la columna de perfil W14x61</i>	53
Tabla 38: <i>Factor de primer orden para la columna de perfil W14x61</i>	53
Tabla 39: <i>Envolventes de la columna por cargas de viento</i>	54
Tabla 40: <i>Factor de segundo orden para la columna</i>	54
Tabla 41: <i>Esfuerzos combinados de primer y segundo orden</i>	55
Tabla 42: <i>Esfuerzos últimos para el diseño de conexiones</i>	55
Tabla 43: <i>Pernos en la conexión columna-viga</i>	56
Tabla 44: <i>Plancha en la conexión columna-viga</i>	56
Tabla 45: <i>Unión soldada de perfil con la plancha</i>	56
Tabla 46: <i>Resistencia del aplastamiento y bloque de corte en los pernos</i>	57
Tabla 47: <i>Resistencia del alma a compresión en conexión</i>	57
Tabla 48: <i>Pernos en la conexión viga-viga</i>	57
Tabla 49: <i>Plancha en la conexión viga-viga</i>	58
Tabla 50: <i>Unión soldada de perfil con la plancha</i>	58
Tabla 51: <i>Resistencia del aplastamiento y bloque de corte en los pernos</i>	58
Tabla 52: <i>Arriostamiento en viga</i>	59
Tabla 53: <i>Resistencia nominal del atiesadores</i>	59
Tabla 54: <i>Unión soldada de perfil HSS con la plancha y la viga</i>	59
Tabla 55: <i>Esfuerzos últimos para el diseño de placa base</i>	60
Tabla 56: <i>Dimensiones de la placa base</i>	60
Tabla 57: <i>Resistencia de los pernos de anclaje</i>	60
Tabla 58: <i>Unión soldada tipo filete de perfil con la placa base</i>	61
Tabla 59: <i>Cargas sometidas en las viguetas</i>	61
Tabla 60: <i>Esfuerzos últimos de las viguetas</i>	62
Tabla 61: <i>Esfuerzos últimos de las viguetas</i>	62
Tabla 62: <i>Longitud no arriestrada TEORICAS</i>	62
Tabla 63: <i>Resistencia a flexión de la vigueta</i>	63
Tabla 64: <i>Resistencia a corte de la vigueta</i>	63
Tabla 65: <i>Deflexiones máximas permitidas</i>	63

Tabla 66: <i>Deflexiones por el programa Sap2000</i>	63
Tabla 67: <i>Unión soldada de perfil con la plancha</i>	64
Tabla 68: <i>Resistencia del aplastamiento y bloque de corte en los pernos</i>	64
Tabla 69: <i>Perfil asumido para arriostres laterales</i>	65
Tabla 70: <i>Perfil asumido para arriostres de la cobertura</i>	65
Tabla 71: <i>Resistencia a compresión de arriostres</i>	65
Tabla 72: <i>Unión soldada de perfil con el arriostre</i>	65
Tabla 73: <i>Pernos en la conexión de arriostres</i>	66
Tabla 74: <i>Resistencia del aplastamiento y bloque de corte en los pernos</i>	66
Tabla 75: <i>Estimación del peso</i>	66
Tabla 76: <i>Parámetros sísmicos</i>	67
Tabla 77: <i>Desplazamiento admisibles</i>	67
Tabla 78: <i>Desplazamiento admisibles</i>	68
Tabla 79: <i>Resumen de esfuerzo para el pórtico de 30m de luz.</i>	68
Tabla 80: <i>Resumen de esfuerzo para el pórtico de 40m de luz.</i>	69
Tabla 81: <i>Resumen de esfuerzo para el pórtico de 50m de luz.</i>	69
Tabla 82: <i>Resumen de esfuerzo para el pórtico de 60m de luz.</i>	70
Tabla 83: <i>Resumen de pesos de pórticos de alma llena.</i>	70
Tabla 84: <i>Resumen de los desplazamientos de pórticos de alma llena.</i>	71
Tabla 85: <i>Cargas del diseño de armaduras para la superficie inclinada</i>	71
Tabla 86: <i>Cargas del diseño de armaduras para la superficie inclinada</i>	71
Tabla 87: <i>Cargas puntuales en la superficie inclinada de las armaduras</i>	71
Tabla 88: <i>Cargas distribuidas en la superficie vertical de las armaduras</i>	72
Tabla 89: <i>Cargas Axiales sobre la armadura principal</i>	72
Tabla 90: <i>Datos del ángulo asumido</i>	73
Tabla 91: <i>Calculo de la esbeltez modificada</i>	74
Tabla 92: <i>Calculando el esfuerzo critico de la sección variable</i>	74
Tabla 93: <i>Calculando la resistencia compresión de la sección variable</i>	74
Tabla 94: <i>Datos del ángulo asumido</i>	74
Tabla 95: <i>Calculando la resistencia tracción de la sección variable</i>	75
Tabla 96: <i>Calculando la resistencia requerida por la soldadura</i>	75
Tabla 97: <i>Resistencia de la soldadura en tracción y corte</i>	76
Tabla 98: <i>Desplazamiento admisibles</i>	76

Tabla 99: <i>Desplazamiento admisibles</i>	76
Tabla 100: <i>Resumen de esfuerzo para la armadura de 30m de luz</i>	77
Tabla 101: <i>Resumen de esfuerzo para la armadura de 40m de luz</i>	77
Tabla 102: <i>Resumen de esfuerzo para la armadura de 50m de luz</i>	78
Tabla 103: <i>Resumen de esfuerzo para la armadura de 60m de luz</i>	78
Tabla 104: <i>Resumen de pesos de las armaduras a dos aguas</i>	79
Tabla 105: <i>Resumen de los desplazamientos de armaduras a dos aguas</i>	79
Tabla 106: <i>Cargas del diseño de armaduras para la superficie curva</i>	79
Tabla 107: <i>Cargas del diseño de armaduras para la superficie curva</i>	79
Tabla 108: <i>Cargas puntuales en la superficie curva de las armaduras parabólicas</i>	80
Tabla 109: <i>Cargas distribuidas en la superficie de las armaduras parabólicas</i>	80
Tabla 110: <i>Cargas Axiales sobre la armadura parabólica principal</i>	81
Tabla 111: <i>Datos del ángulo asumido</i>	81
Tabla 112: <i>Calculo de la esbeltez modificada</i>	82
Tabla 113: <i>Calculando el esfuerzo critico de la sección variable</i>	82
Tabla 114: <i>Calculando la resistencia compresión de la sección variable</i>	83
Tabla 115: <i>Datos del ángulo asumido</i>	83
Tabla 116: <i>Calculando la resistencia tracción de la sección variable</i>	83
Tabla 117: <i>Desplazamiento admisibles</i>	83
Tabla 118: <i>Desplazamiento admisibles</i>	84
Tabla 119: <i>Resumen de esfuerzo para la armadura parabólicas de 30m de luz</i> ..	84
Tabla 120: <i>Resumen de esfuerzo para la armadura parabólica de 40m de luz</i> ..	85
Tabla 121: <i>Resumen de esfuerzo para la armadura parabólica de 50m de luz</i> ..	85
Tabla 122: <i>Resumen de esfuerzo para la armadura parabólica de 60m de luz</i> ..	86
Tabla 123: <i>Resumen de pesos de las armaduras parabólicas</i>	86
Tabla 124: <i>Resumen de los desplazamientos de armaduras parabólicas</i>	87
Tabla 125: <i>Resumen de esfuerzos axiales en los tres sistemas</i>	87
Tabla 126: <i>Resumen de esfuerzos a flexión en los tres sistemas</i>	88
Tabla 127: <i>Resumen de esfuerzos a corte en los tres sistemas</i>	88
Tabla 128: <i>Resumen de desplazamientos permisibles en los tres sistemas</i>	89

Índice de figuras

<i>Figura 1.</i> Diseño de armadura parabólica	11
<i>Figura 2.</i> Diseño de armadura a dos aguas	12
<i>Figura 3.</i> Diseño de armadura a un agua	12
<i>Figura 4.</i> Diseño interior de armadura dientes de sierra	13
<i>Figura 5.</i> Edificio de almacenamiento con el sistema de pórticos	13
<i>Figura 6.</i> Pórtico empotrado	14
<i>Figura 7.</i> Pórtico articulado.....	14
<i>Figura 8.</i> Diseño con inercia variable	15
<i>Figura 9.</i> Vigas diseñadas con inercia variable	15
<i>Figura 10.</i> Pórtico triarticulado.....	16
<i>Figura 11.</i> Pórticos triarticulado con viga de más de dos piezas.....	16
<i>Figura 12.</i> Unión rígida.....	17
<i>Figura 13.</i> Unión articulada	17
<i>Figura 14.</i> Unión de Celosía con tornillos y soldadura	18
<i>Figura 15.</i> Deformación debido a momento flector.....	18
<i>Figura 16.</i> Perfiles laminados en caliente.....	19
<i>Figura 17.</i> Perfiles plegados en frio.....	19
<i>Figura 18.</i> Tipos de soldaduras	20
<i>Figura 19.</i> Pernos de alta resistencia	20
<i>Figura 20.</i> Perfil metálico.....	22
<i>Figura 21.</i> Perfiles con aberturas para pernos	23
<i>Figura 22.</i> Carga muerta y viva en el pórtico de 30 m de luz	45
<i>Figura 23.</i> Carga de viento para el caso 1 en el pórtico de 30 m de luz.....	45
<i>Figura 24.</i> Carga de viento para el caso 2 en el pórtico de 30 m de luz.....	45
<i>Figura 25.</i> Envolvente de fuerzas axiales en el pórtico de 30m	46
<i>Figura 26.</i> Envolvente de fuerzas cortantes en el pórtico de 30m.....	46
<i>Figura 27.</i> Envolvente de momentos flectores en el pórtico de 30m	46
<i>Figura 28.</i> Envolvente de fuerzas axiales por cargas de viento en el pórtico de 30m	53
<i>Figura 29.</i> Envolvente de fuerzas cortantes por carga de viento en el pórtico de 30m	54

<i>Figura 30.</i> Envolvente de momentos flectores por cargas de viento en el pórtico de 30m	54
<i>Figura 31.</i> Vista de vigueta para las naves industriales.....	61
<i>Figura 32.</i> Esfuerzos axiales en la armadura a dos aguas tipo pratt.....	72
<i>Figura 33.</i> Descripción de puntos de la armadura.....	72
<i>Figura 34.</i> Vista de la longitud no arriostrada.....	72
<i>Figura 35.</i> Sección variable conformado con dos ángulos	73
<i>Figura 36.</i> Vista de conexiones que presenta la armadura	75
<i>Figura 37.</i> Esfuerzos axiales en la armadura parabólica.....	80
<i>Figura 38.</i> Descripción de puntos de la armadura.....	80
<i>Figura 39.</i> Vista de la longitud no arriostrada.....	81
<i>Figura 40.</i> Sección variable conformado con dos ángulos	82

RESUMEN

La presente investigación tuvo como objetivo analizar si los sistemas de armaduras y pórticos mejoran la eficiencia estructural de naves industriales de grandes luces. De manera que se pueda demostrar la eficiencia estructural, por tal motivo se realizó una comparación con los sistemas de armaduras a dos aguas, parabólicas y el sistema de pórticos. Partiendo con luz de entre 30 a 60 metros, basándose en las normas NTP E.090, NTP E.030 y NTP E.020. Los diseños estuvieron analizados con las mismas cargas de gravedad y laterales, así mismo se calculó el peso de cada uno de los sistemas. Como resultado se obtuvo que los sistemas de pórticos son eficientes estructuralmente ante esfuerzos axiales y cargas laterales producidas por el sismo, así mismo se obtuvo que los sistemas de armaduras son eficientes estructuralmente ante esfuerzos de flexión, corte y cargas laterales producidas por el viento. En conclusión, los sistemas de armaduras parabólicas son más eficientes estructuralmente ante los otros sistemas, así mismo se puede concluir que los sistemas de armaduras a dos aguas son más eficientes estructuralmente que los sistemas de pórticos.

Palabras clave: Naves industriales, Eficiencia estructural, Sistema de armaduras a dos aguas Sistema de armaduras parabólicas, Sistema de pórticos

ABSTRACT

The objective of the present investigation was to analyze if the armor and gantry systems improve the structural efficiency of large span industrial buildings. In such a way that the structural efficiency can be demonstrated, for this reason a comparison was made with the gable reinforcement systems, parabolic and the gantry system. Starting with a light between 30 to 60 meters, recommendations in the NTP E.090, NTP E.030 and NTP E.020 standards. The designs analyzed with the same gravity and lateral loads, likewise the weight of each of the systems is calculated. As a result, it was obtained that the portal systems are structurally efficient in the face of axial stresses and lateral loads produced by the earthquake, and it was also found that the reinforcement systems are structurally efficient in the face of bending, shear stresses and lateral loads produced by the wind. In conclusion, parabolic truss systems are more structurally efficient compared to other systems, and it can also be concluded that gable truss systems are more structurally efficient than portal systems.

Keywords: Industrial buildings, Structural efficiency, Gable reinforcement system
Parabolic truss system, Gantry system

I. INTRODUCCIÓN

El origen de las primeras naves industriales fue desde el inicio del 1700 cuando la comenzó el aumento de fábricas y naves industriales. Estas tenían una estructura de madera y se encontraban apoyadas en muros de carga lo cual hacía que tuvieran poca iluminación y ventilación. Con el pasar del tiempo evolucionaron con la necesidad de una economía industrializada, la cual requería amplios espacios, iluminación y ventilación; por esta razón se desarrolló la industria siderúrgica para la mejorar estas construcciones. En la actualidad estas se encuentran en los polígonos industriales, que son zonas destinadas para el uso de almacén o de uso comercial para supermercados.

En el ámbito nacional, se contaba con 183 mil 308 industrias manufactureras del total empresas registradas para el año 2017, lo cual corresponde al 5.8% de la densidad empresarial en el Perú. La Provincia de Lima cuenta con 50.7% del total empresas manufacturas con una densidad empresarial de 10, lo que quiere decir que cada mil habitantes hay 10 empresas de la industria manufacturas. Actualmente existen con un incremento del 5.7% respecto al año anterior, según el documento de "Perú: Estructura Empresarial" (2017), publicado por INEI (Instituto Nacional de Estadística e Informática).

Existen diferentes tipos de naves industriales, desde la que están diseñadas con sistemas de armaduras hasta las que son de pórticos de acero las cuales están construidas dependiendo de las necesidades de estas. El principal problema es a la hora de diseñar estos tipos de sistemas debido a la falta de conocimientos sobre el ahorro que estas estructuras pueden añadir al diseño de la nave industrial. Así como la falta de conocimiento sobre criterios de un diseño eficiente y por la falta de herramientas que permitan un diseño fácil y seguro para estos tipos de sistemas

En el problema de eficiencia estructural lo que se desea conseguir es disminuir el peso de las estructuras bajo condiciones impuestas por los Estados límites. Tal como nos menciona Gonzáles (2015), los elementos estructurales se dividen en grupos con la misma variable, las cuales son áreas de inercia, momentos resistentes, secciones laterales. Esta agrupación resulta un compromiso entre el uso de más materiales y la necesidad de simetría y uniformidad. (p. 21).

Es de esta manera, que la presente investigación brindo alternativas del diseño estructural de naves para industrias en general, con los sistemas de armaduras y pórticos de acero, con el fin de lograr una eficiencia estructural. Por otra parte, para

lograr la eficiencia es primordial minimizar el peso de la estructura lo cual no es lo mismo que minimizar el costo, aunque ambos parámetros tienen relación.

Por tal motivo nos hemos planteado el siguiente problema general y específicos: ¿De qué manera los sistemas de armaduras y pórticos mejoran la eficiencia estructural de naves industriales de grandes luces?. ¿De qué manera los esfuerzos en los elementos mejoran la eficiencia estructural de naves industriales de grandes luces?. ¿De qué manera las deformaciones mejoran la eficiencia estructural de naves industriales de grandes luces?.

La justificación **práctica** de esta investigación fue desarrollar una oportunidad para lograr explicar temas de carácter ético y constructivo, logrando mejorar la calidad en el tiempo. Las construcciones naves industriales se expandieron por ser económicos al construirlos, por tal motivo le brindamos esta investigación para así lograr economizar el costo de los materiales que se usaran, y así evitamos el sobredimensionamiento del diseño. Desde el punto de vista **teórico**, se conocerá más sobre el diseño de naves industriales con diferentes sistemas, con ayuda de la norma E.090 diseño de estructuras metálicas. Respecto al **ámbito social** la investigación será útil porque se estudió diferentes diseños de naves industriales, teniendo como beneficio mejorar la eficiencia estructural.

Por esta razón nos planteamos el siguiente objetivo general y específico: Analizar si los sistemas de armaduras y pórticos mejoran la eficiencia estructural de naves industriales de grandes luces. Determinar si los esfuerzos en los elementos mejoran la eficiencia estructural de naves industriales de grandes luces. Determinar si las deformaciones mejoran la eficiencia estructural de naves industriales de grandes luces.

Por esta razón nos planteamos la siguiente hipótesis general y específicas:

Los sistemas de armaduras y pórticos mejoraran la eficiencia estructural de naves industriales de grandes luces. Los esfuerzos en los elementos mejoraran la eficiencia estructural de naves industriales de grandes luces. Las deformaciones mejoraran la eficiencia estructural de naves industriales de grandes luces.

II. MARCO TEÓRICO

Vargas, William (2017). Su título de investigación es "*Diseño estructural de nave industrial metálica para mejoramiento de almacenes en Av. Argentina, Callao-2017*". El objetivo principal es realizar el análisis de una estructura metálica destinada a un almacén-taller. Este proyecto comenzó basándose en la normativas peruanas y extranjeras para el diseño en acero, realizando se la recolección de datos a través de fichas técnicas, tales como parámetros de sitio, entre otras características y dicho proceso se validó con estudios técnicos aplicados. Obtuvo como resultados una fuerza cortante basal de 27.36 Ton la cual supera al 80% de la cortante dinámica que resulto 7.51 Ton, de manera que la normativa indica que se puede tomar el mayor valor para el diseño. Se puede concluir que, con la primera modelación, los espectros de diseño para el análisis dinámico modal espectral; al superar el 80% de la cortante dinámica resultante, se optó por el mayor valor de cortante para el diseño. La presente tesis aporta a el trabajo de investigación con el detallando de los procedimientos que se deben realiza para obtener resultados eficientes y el programa que se debe usar para diseñar dichas estructuras.

MENDOZA, Ricardo (2018). Su título de investigación es "*Sistema metálico Tubest para optimización en la construcción de naves industriales en Lima en el 2018*", el objetivo es optimizar la construcción de una nave industrial con el sistema Tubest. En esta investigación se realizó una comparación con el sistema tradicional de alma llena. Partiendo de un proyecto de nave industrial de 5092m² de área. Basados en la norma de diseño E 0.90 y la AISC. Ambos diseños fueron analizados con las mismas cargas, y sometidos a sismo y viento. A la vez se elaboró un presupuesto y un plazo de ejecución de fabricación y montaje. Se tuvo como resultado que el diseño de naves industriales con el sistema Tubest nos dio un peso total de 95050 kg en cambio las que fueron diseñadas con alma llena dio un peso de 134094 kg obteniendo un 30% más de peso. En conclusión, se obtuvo una diferencia de peso del 30% en consecuencia de esto se logrando disminuir los costos. La presente tesis es muy importante porque detalla sobre el sistema de alma llena (pórticos de acero) y los costos en ejecución comparado con otros sistemas.

GOÑI, David y CÁCERES, José (2018) su título de investigación es "*Comparativo técnico-económico de una nave industrial con un sistema de tijerales y de pórticos*", tiene como objetivo compara el costo de dos estructuras, para determinar cuál

sistema es más conveniente. Para el desarrollo de esta investigación primero se hará su predimensionamiento y estructuración, en la segunda parte será el análisis y diseño de la nave industrial con distintos sistemas estructurales y finalmente se elaborará un presupuesto con la ayuda de la empresa constructora. Los resultados obtenidos los tijerales presentan una deriva de 0.004 mayor a la del sistema de pórticos que es 0.0025. Asimismo, la cortante basal del sistema de tijerales salió 1.81 t que resulta ser mayor a la del pórtico que sale 1.14 t. En conclusión, se puede evidenciar que el sistema pórticos de acero experimenta menores desplazamientos y cortante en la base, la cual la hace más eficiente estructuralmente ante cargas de sismo y viento. La presente tesis es muy importante porque detalla sobre los sistemas que se emplearán en el diseño de naves industriales y los resultados para determinar una estructura eficiente.

CAHUANA, Edwin (2018) su título es "*Optimización del diseño de una nave industrial tipo pesado aplicable a la pequeña y mediana industria en el Perú ubicada a menos de 2500 m.s.n.m. con luz entre 15 m y 25 m*" el objetivo principal es aportar el diseño de naves industriales que se adhieran a las necesidades de gran parte de las industrias en el Perú. Para esta investigación primero se recolectó información de las industrias más comunes en el Perú las cuales fueron agrupadas en tres grupos, luego se elaboró una tabla la cual ayudó a identificar sus características y dimensiones del diseño que usarán, finalmente se verificaron los cálculos tanto de luz y altura para así poder lograr optimizar la estructura. Los elementos más forzados tienen un ratio de 0.643 con el cual se obtuvo un factor de 1.56 el cual cumple con el factor de seguridad solicitado que es de 1.5. En conclusión, las situaciones planteadas del cálculo estructural cumplen con los requerimientos sismorresistentes según las normas vigentes. El aporte de este artículo es importante porque detalla el método que pueden servir al momento de obtener resultados para la eficiencia estructural.

LARICO, José (2015) su título es "*Análisis y diseño en acero de una nave industrial con dos puentes grúa*" El objetivo de esta investigación es diseñar la estructura metálica de una nave industrial que tiene un puente grúa de 60 toneladas que se usará para el mantenimiento de camiones pesados. Se realizó en tres etapas, la primera se hizo el diseño por el método de LRFD y ASD en la segunda etapa se

diseñaron los elementos de concreto con la norma E060, y finalmente se hizo el metrado del proyecto con el que se calculó el presupuesto correspondiente. Como resultado se tubo que el peso de la estructura metálica es de 214 ton, lo que resulta un peso de 239 kg/m² considerándose una estructura pesada; ya que una estructura convencional está por debajo de los 100 kg/m². En conclusión, se obtuvo una diferencia de peso de 139 kg/m² en consecuencia de esto se logró reducir el costo. El presente artículo es muy importante porque detalla sobre el comportamiento sísmico que se produce en una nave industrial.

RIVAS, César (2014). Su título de investigación es "*Proyecto y cálculo de una nave industrial metálica*" el proyecto tiene como objetivo ejecutar el proyecto y cálculos de algunos elementos de la nave industrial bajo las normas vigentes. El cual se desarrolló el planteamiento, verificación y optimizar los aspectos relativos a ella como son la economía, el montaje, entre otros. Como resultado se obtuvo que en el programa la ecuación de interacción para flexión disimétrica la cual vale 1.081 siendo muy próximo al que fue calculado en el presente trabajo que dio un valor de 0.993. Se concluye que la estructura destaca en el tema de cargas asimétricas y de viento sobre la cubierta, la cual es un punto clave en el cálculo por eso su diseño es conveniente. Esta tesis es importante para nuestra investigación por que detalla los procesos necesarios para el diseño de estructuras metálicas.

MARTÍNEZ, Bernardo (2015). Su título de investigación es "*Diseño y cálculo de una nave industrial destinada a la fabricación de baldosas cerámicas, con puente grúa y ejecutada con estructuras metálicas en el término municipal de la Vall D'Uixó*" Su objetivo es realizar el diseño de una estructura metálica la cual se dedicará a la fabricación de baldosas, así como toda también se diseñará su cubierta y cerramientos externos. Para realizar este proyecto primero se determinó los espacios que se usaran para la producción, almacenaje y el puente grúa con el fin de facilitar la distribución del producto una vez finalizado, luego se realizaron los cálculos de la estructura metálica y de las cimentaciones, finalmente verificaron si la nave industrial cumplirá con la normativa de seguridad contra incendios. Como resultado se obtuvo que los perfiles considerados para el diseño cumplen con la resistencia en un 64.26%. En conclusión, la nave industrial cumple con los requerimientos estructurales según las normas vigentes. Esta tesis es importante

para la investigación porque especifica el método que se debe implicar para el cálculo estructural de naves industriales.

CABELLO, Julio (2016) el título de la revista es "*Diseño de estructuras de naves de acero*" El objetivo para esta investigación es dar a conocer a los estudiante y profesionales, las soluciones prácticas en el diseño y análisis de naves industriales. Para el desarrollo primero se realizó un análisis estructural con la ayuda de un programa, luego se inició los cálculos estructurales para determinar el diseño de los elementos, siguiendo las consideraciones de las normas LRFD y AISC. Del programa utilizado se obtuvo como resultado un periodo de traslación de 0.513 s para el eje "X" y un 0.429 s para el eje "Y" y también un periodo de torsión de 0.275 s. En conclusión, los resultados obtenidos con el programa de análisis estructural no solo se diseñó las barras, sino el comportamiento de toda la nave industrial. Es importante para la investigación porque nos detalla el comportamiento sísmico que se provoca en naves industriales.

GONZÁLES, Francisco (2015) su título es "*Metodología eficiente para optimización de pórticos industriales en viga armada según EC-3*", el objetivo consiste en elaborar una herramienta que sea capaz de diseñar de manera eficiente y segura pórticos de viga armada. En esta investigación primero se harán estudios de las secciones armadas más óptimas, como segundo paso se diseñará la geometría y topologías para determinar cuáles son las secciones más adecuadas para cumplir con los diagramas de momentos, luego se hizo un cálculo de costo para comparar cual el más óptimo y finalmente elaborar un algoritmo que permita el diseño de pórticos armados eficientes. Como resultado se obtuvo el aprovechamiento máximo es de 93% debido al momento flector y un 7% por los esfuerzos axiales. En conclusión, se pudo obtener un sistema óptimo que satisface los estados límites último y de servicio establecido lo que resulta un 100% del aprovechamiento de la barra diseñada. La presente tesis es muy importante para la presente investigación porque detalla sobre el sistema de pórticos de acero y los procesos de cómo se diseña.

FERRERA, Hazel, CANDEBAT, Darío Y GONZÁLES, Liliana (2018) su título es "*Comportamiento estructural ante acciones sísmicas de una nave industrial de acero en Santiago de Cuba*", tiene como objetivo calcular la seguridad que tendrá

el diseño ante acciones sísmicas. Para eso primero se evaluó el estado técnico de la nave industrial, luego se analizó la estabilidad y las respuestas dinámicas y finalmente se analizó el estado global de la estructura, tales como el periodo de vibración, los desplazamientos y la correlación de los modos. Se obtuvo como resultado que el periodo de dicho modo que es 0.758 s superaba al esperado el cual fue 0.289 s, así como también se obtuvo que los desplazamientos en las columnas eran aceptables en cambio en la cobertura se produjo un desplazamiento de 0.99 m lo cual sucedió debido a la falta de rigidez en el sistema de la cubierta. En conclusión, la edificación que se analizó no dio un mal comportamiento como se ve en los problemas de periodo, desplazamiento y por la cantidad de elementos que fallan. El aporte que da este artículo a mi investigación es del procedimiento y cálculos que se deben realizar para obtener buenos resultados en los ensayos.

DHANDE, Swapnil, SURYAWANSHI, Y, PATIL, Pravin (2015) su título es "*Industria building designo n seismic issues*", el objetivo de este artículo es proponer simples pero innovador y efectivo LLRSS o tecnología estructural y metodológica para el control sísmico que puede ser utilizado en estructuras de construcción nuevas y antiguas. Para el cual se propuso estudiar la respuesta de edificios / marcos de acero con diferentes tipos de configuraciones de arriostramientos de acero como un LLRSS para controlar la vibración y la deriva del piso. Para el estudio se seleccionó el tiempo período, frecuencia natural y desplazamiento del techo. El trabajo de investigación se ocupa del estudio paramétrico de la respuesta de Análisis de historial de tiempo no lineal (NLTHA) de edificios de acero industriales en 3D arriostrados con diferentes configuraciones de arriostramiento utilizando software (Sap-2000) bajo el terremoto de Bhuj. La configuración de arriostramiento utilizada es SDB, CDB, VVB e INVB en arriostramiento concéntrico para sugerir idoneidad de configuraciones particulares de arriostramiento para la estabilidad de la estructura del edificio bajo carga sísmica. En el cual podemos observar un desplazamiento respecto al tiempo en la unión 177 del diseño la cual se encuentra a 11.2 metros de altura, donde se obtuvo como resultado un desplazamiento máximo de 0.4889 mm a 9.4 segundos y el desplazamiento mínimo de 0.00055 mm a 9.6 segundos. En conclusión, todo el método de arriostramiento se puede utilizar para controlar la respuesta del desplazamiento en naves industriales el cual ayuda a reducir el periodo de tiempo natural de la vibración. El aporte que da este artículo

a mi investigación es determinar qué sistema usar para reducir el desplazamiento de la estructura.

MEERA, Milton (2015) su título es *“Pre-engineered building design of an industrial Waterhouse”*, el objetivo es desarrollar una percepción de los conceptos de diseño de las estructuras de PEB y sus ventajas sobre CSB. El artículo comienza con la discusión de los métodos adoptados en el estudio. Luego se describe la introducción a los sistemas PEB y CSB seguidos de los detalles del caso de estudio. Una sección que describe la importancia del software utilizado y se incluye el procedimiento de software seguido. La porción final explica los resultados obtenidos del análisis de software del estudio de caso y las inferencias de los estudios de literatura. Se obtuvo como resultado un momento máximo en el CSB de 888.97 KN*m y en el PEB de 908.58 KN*m el cual produjo un desplazamiento de 1.862 mm y 8.611 mm respectivamente. Se puede concluir que el CSB son más ventajosos que las PEB en términos de rentabilidad, control de calidad y simplifica el diseño estructural. El aporte que da este artículo a mi investigación es el proceso y análisis que aplica para diferentes sistemas con el fin de reducir el desplazamiento de la estructura.

Naves industriales: Son estructuras que aportan gran espacio, que suele ser usados para uso comercial o almacenaje. Tal como como nos menciona Vizúete:

Las naves industriales son una solución muy común para fábricas, almacenes y cada vez con más frecuencia para uso comercial, ya que permite disponer de grandes espacios. Es por ello, por lo que el diseño de la nave industrial no debe descuidarse, pues debe ser capaz de adaptarse a las necesidades del negocio y a las de los trabajadores. (2013, p. 11).

Uso de las naves industriales: Regido a la Norma Técnica de Edificaciones las estructuras metálicas, se clasifican de acuerdo con su uso:

- Hangar
- Edificios logísticos
- Taller
- Almacén
- Fabricas

Características principales para el diseño de naves industriales.

Grandes Luces: Según Humanes (2017) nos menciona que, son aquellas que superan los márgenes frecuentes, realizando un desafío gravitatorio, más allá de un valor numérico. Si tuviera que establecer una gran luz, podría considerarse una luz mínima de 30 m y una luz máxima de 100m. (p, 12.)

En el Cercado de Lima se evidencia naves industriales de grandes luces que oscilan de 30m a 60m e incluso de menores luces. Por lo cual, si está cumpliendo debido a que, la luz mínima es de 30m y la luz máxima de 100m tal como nos mencionó Humanes.

Pendiente: Según Aperador, Bautista, Peña (2011) nos mencionan que, las naves se diseñan comúnmente con una pendiente del 5-10%, debido a que si el ángulo de la cubierta es mayor incitara a que la viga aumente sus esfuerzos axiales lo que provocaría el pandeo en la barra. (p, 12).

Sistema de armaduras: Gutiérrez y Gómez (2002) dicen que las armaduras son un conjunto de miembros articulados unos con otros, la cual la intercepción de estas es conocida como nudos. En general las barras de la armadura son miembros rectos esbeltos por lo que recomienda que las cargas se concentren en los nudos. (p, 16)

Tipología estructural del Sistema de armaduras

Armadura parabólica: Quinto (2012) nos menciona que son armaduras construidas por arcos reticulados de sección variable las que permiten ser construidas a grandes luces y bajar el peso de la estructura. (p. 11).



Figura 1. Diseño de armadura parabólica

Armadura a dos aguas (Pratt): Santiago (2005) nos menciona que las armaduras a dos aguas o de cuerdas paralelas son usadas para cubrir luces pequeñas o de gran tamaño, debiéndose a que pueden adaptarse a la apariencia deseada y con probabilidades de hacer más económica la estructura. (p, 54)

La razón por la que se escogió el tipo Pratt es porque para las armaduras de cuerdas paralelas, ofrece la ventaja de que los miembros de más tamaño trabajen a tracción y los miembros verticales a compresión.

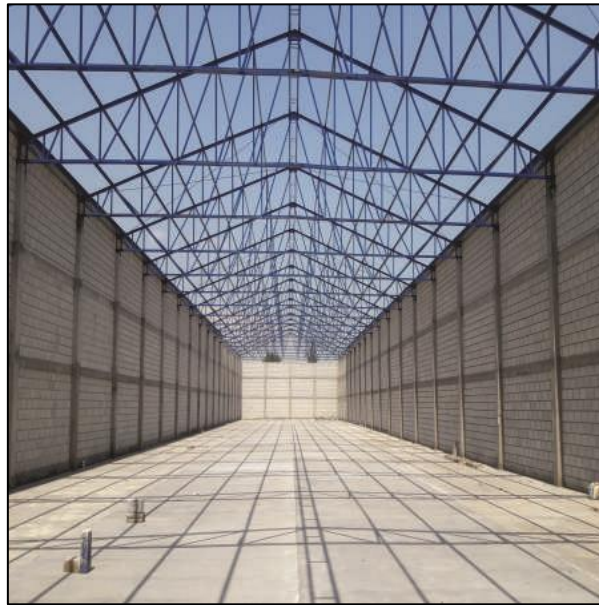


Figura 2. Diseño de armadura a dos aguas

Armadura a un agua (Pratt): Vargas (2017) nos menciona que las armaduras a un agua poseen un diseño muy sencillo, ya que la pendiente que posee ayuda a verter el agua de lluvias a una sola dirección. (p, 32).



Figura 3. Diseño de armadura a un agua

Armadura tipo dientes de sierra: Según Vargas (2017), es un diseño que da una alta iluminación y ayuda a la eliminación de vapores. Estructuralmente está diseñada con faldones de distintas pendientes y no lleva columnas interiores, además pose cargas considerables. (p, 33).



Figura 4. Diseño interior de armadura dientes de sierra

Sistema de pórticos de acero: Como nos menciona Goñi y Cáceres (2018) es una estructura que conecta vigas y columnas de acero mediante conexiones rígidas con la aplicación de soldadura y pernos de alta resistencia. Lo que hacen que el sistema sea continuo y que se transfiera adecuadamente las fuerzas internas. (p, 2)

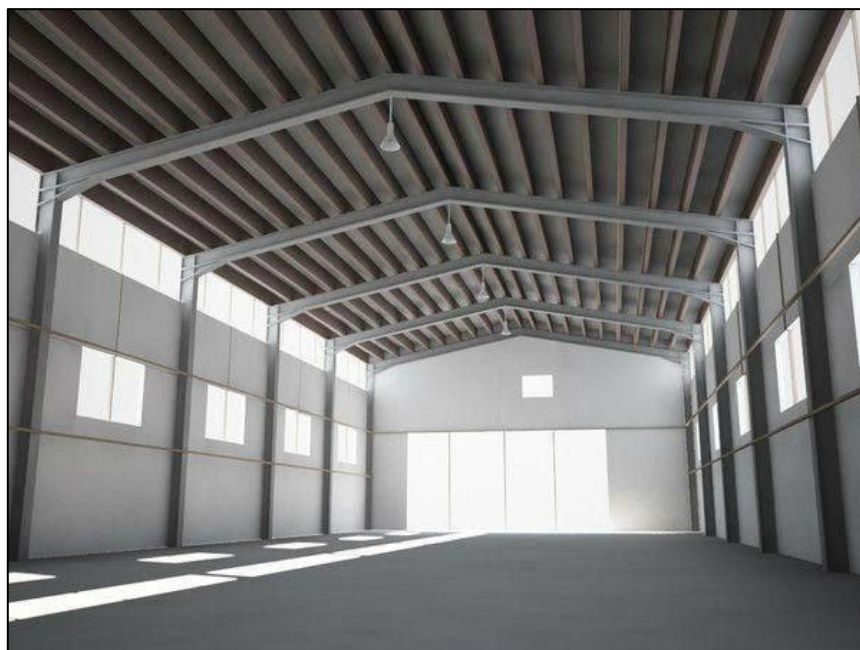


Figura 5. Edificio de almacenamiento con el sistema de pórticos

Tipología estructural del Sistema de pórticos

Pórtico con nudos rígidos y bases empotradas: Estos son usados cuando se requiere reducir los desplazamientos horizontales superiores permitidos. Recordemos que las flechas horizontales en el extremo superior de estructuras porticadas, es de $h/150$, siendo h la altura de la columna.

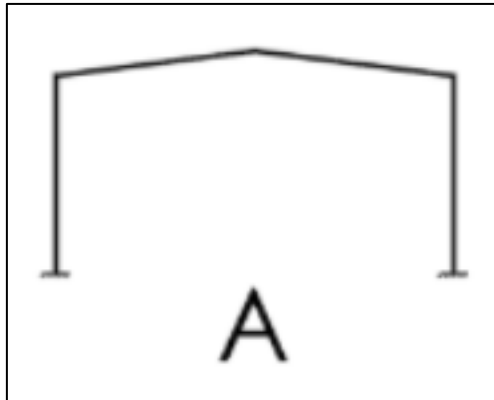


Figura 6. Pórtico empotrado

Son pórticos que solo son aceptable en naves de poca luz debido a lo siguiente:

- Columnas: Se desperdicia material en la parte superior puesto que trabaja como un volado empotrada en su extremo inferior.
- Viga: Para grandes luces se pierde material en el alma puesto que para conseguir la pendiente mínima de 5% se necesita aumentar el canto de la viga.
- Cimentación: Soporta una gran cantidad de momento debido a las fuerzas del viento a través del empotrado de la columna.

Pórtico con nudos rígidos y bases articuladas.

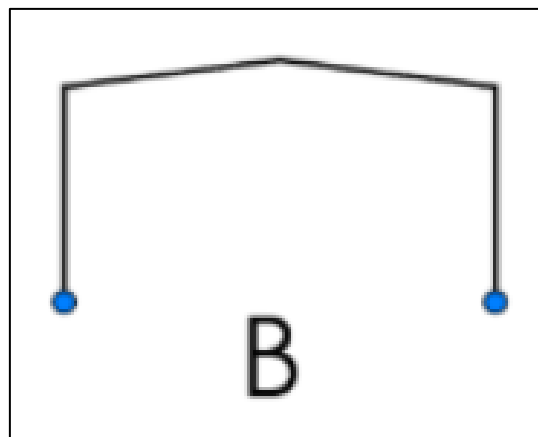


Figura 7. Pórtico articulado

Este tipo de pórtico suele diseñarse con una inercia variable en la cual presenta en la parte inferior una inercia mínima la cual facilita la articulación con la cimentación.

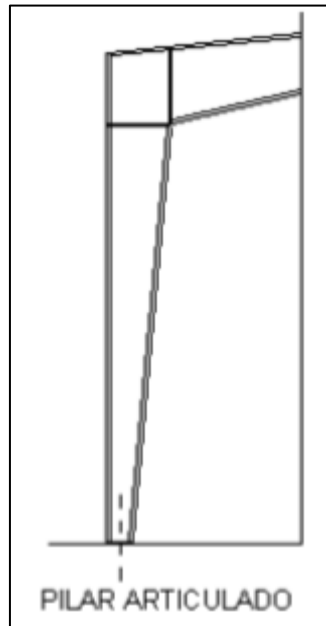


Figura 8. Diseño con inercia variable

De la misma manera la viga conformada por dos piezas también está diseñado con una inercia variable, en las cuales sus uniones entre viga-columna y viga-viga son de unión rígida (empotrada). Lo cual hace que este tipo de pórticos sea para luces inferiores a 25m con el fin de las vigas no sobrepasen los 12.6m (en función a su pendiente) con lo que facilita su transporte y se ajusta bien con el diagrama de momentos.

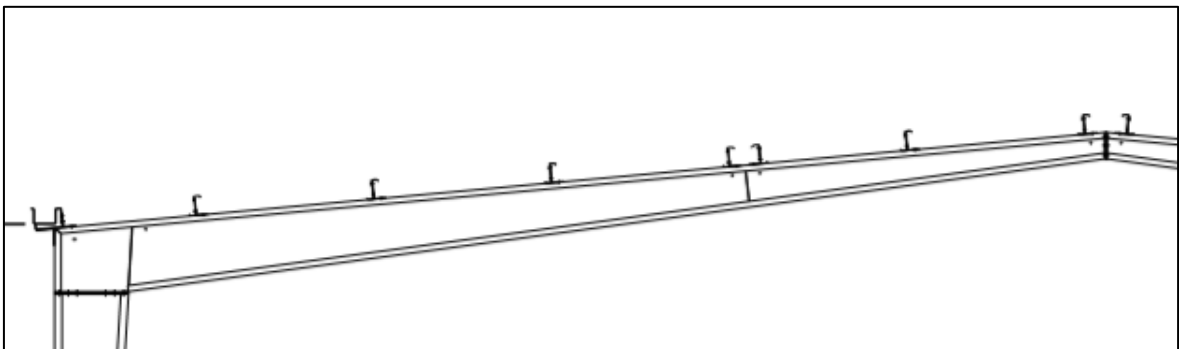


Figura 9. Vigas diseñadas con inercia variable

Pórtico triarticulado: bases articuladas y articulación en medio de la viga. El diseño de este pórtico es utilizado para luces mayores a 25 m. Además, la parte central de la viga mejora al diagrama de momentos, puesto que como nos mencionó Pronabi (2019) el momento máximo se da en el punto de la unión de la viga con la

columna, luego se va disminuyendo hasta un mínimo prácticamente constante hasta la unión entre las dos vigas. (p, 18)

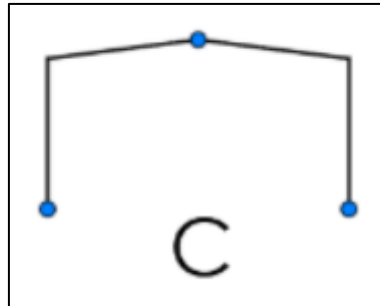


Figura 10. Pórtico triarticulado

Este tipo de vigas puede ser dividido en más de 2 piezas lo que permite hacer su uso en luz de mayor tamaño. Tal como se observa en la siguiente figura, la cual está dividida en 4 piezas, la cual la unión central y sus bases son articulada y las demás uniones son rígidas.

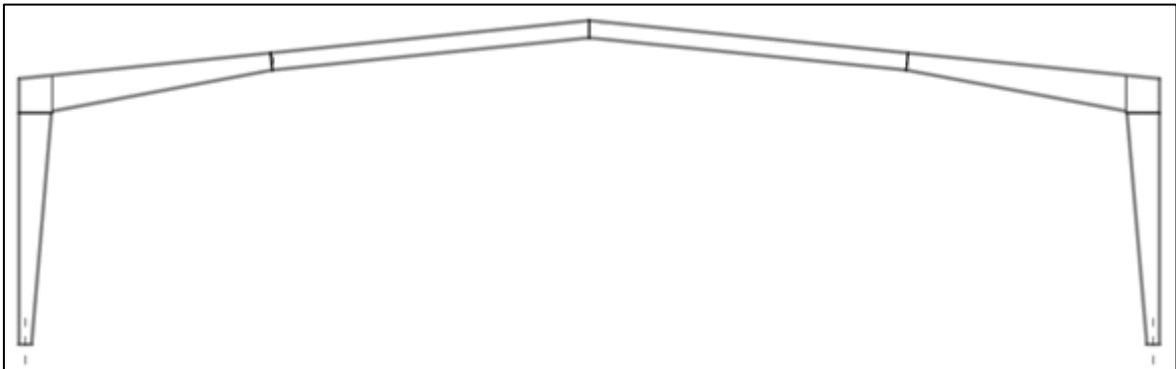


Figura 11. Pórticos triarticulado con viga de más de dos piezas

Uniones en acero para los sistemas de Pórticos y Armaduras: Para determinar si una unión es rígida (empotrada) o es una unión articulada debemos tener en cuenta lo siguiente:

Unión Rígida: Se deben unir las alas y el alma del perfil. Este tipo de unión hace que al unir las alas se transmita el momento flector y al unir el alma se transmita el cortante.

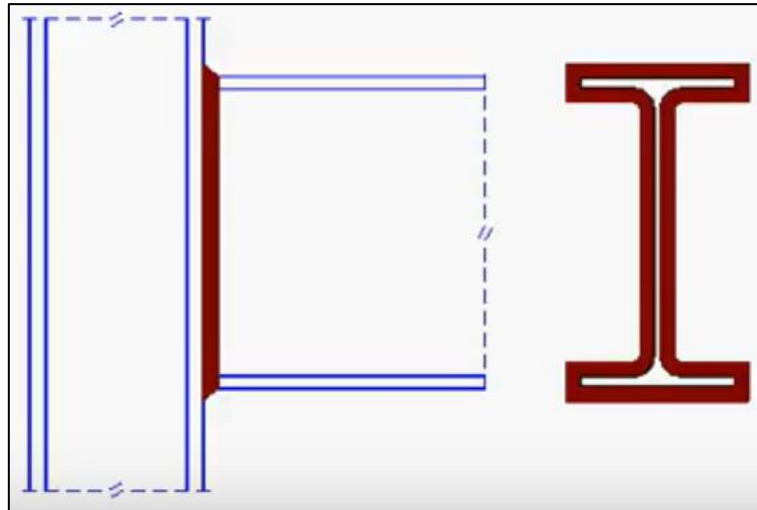


Figura 12. Unión rígida

Unión articulada: Se debe unir solamente el alma y este tramo no debe ser mayor que los $\frac{2}{3}$ de la altura del perfil con el fin de garantizar que no habrá transmisión de momento flector. Como se mencionó con anterioridad al unir el alma se logra transmitir únicamente el cortante.

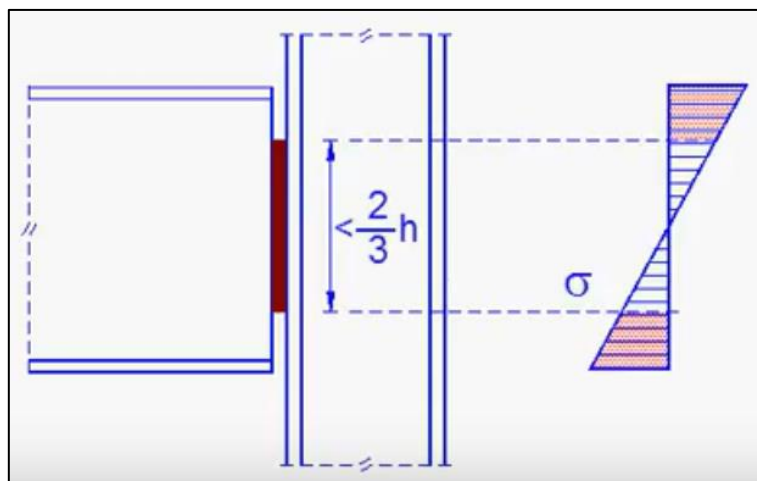


Figura 13. Unión articulada

Unión de los perfiles de celosía: Sin importar de cómo se unan los perfiles tanto sea con tornillo o con soldadura (Figura 14), debido a su poca rigidez que aportan estos perfiles su unión se comporta articulada porque en el momento que queremos aplicar un momento flector estas se deforman (Figura 15). Por lo tanto, estas uniones son articuladas no por la forma de resolver la unión sino por la poca rigidez que esta aporta.

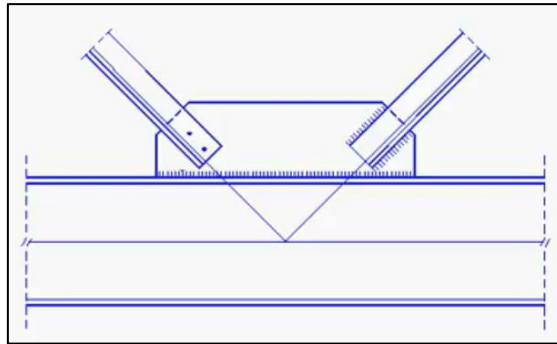


Figura 14. Unión de Celosía con tornillos y soldadura

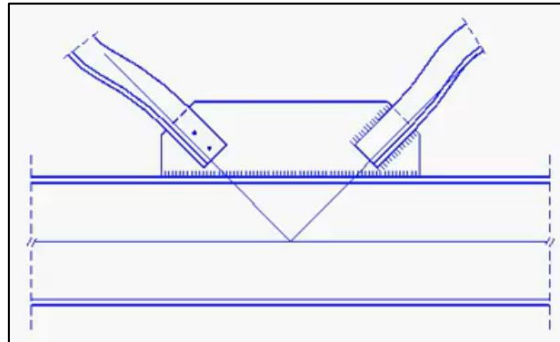


Figura 15. Deformación debido a momento flector

Materiales

Acero: Tal como nos menciona Fernández (2006) (como se citó en López, Sánchez, César, Ling, 2016, p. 40) el acero posee una aleación de hierro y carbono que se utilizan ampliamente en la construcción y otras aplicaciones debido a su fuerza, dureza y resistencia a la tracción.

Las especificaciones principales sobre las cuales se fabrican los perfiles, planchas y barras se describen en la tabla que corresponde al ASTM (American Society for Testing and Materials) la cual se encuentra en el Anexo 10.

Las propiedades más comunes del acero estructural son:

- Módulo de Elasticidad ($E = 200000 \text{ MPa}$)
- Módulo de Corte ($G = 77200 \text{ MPa}$)
- Esfuerzo de Fluencia (F_y)
- Resistencia en tracción (F_u)
- Módulo de Poisson ($\mu = 0.30$ en etapa elástica; $\mu = 0.50$ en etapa plástica)

Perfiles estructurales: Según Ramírez (2002), en el diseño de estructuras metálicas se hacen uso de diferentes tipos de elementos. (p. 18). Los cuales se clasifican de la siguiente manera:

Perfiles laminados en caliente: Tubos, varillas, canales, varillas lisas, perfiles, etc.

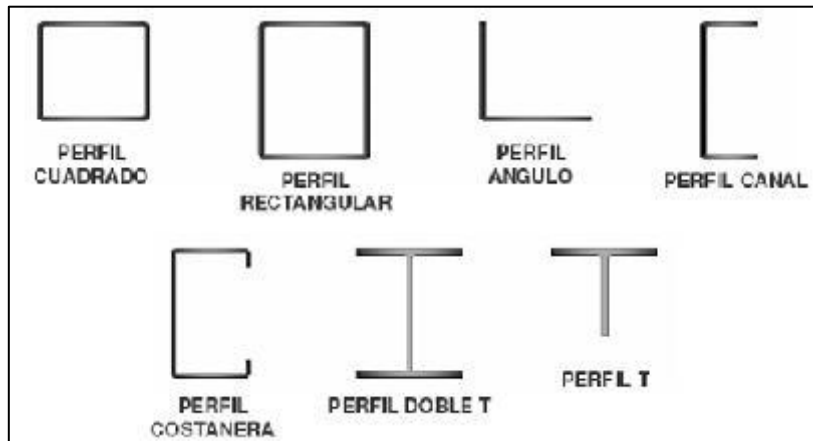


Figura 16. Perfiles laminados en caliente

Perfiles plegados: Planchas y a los perfiles plegados y soldados.

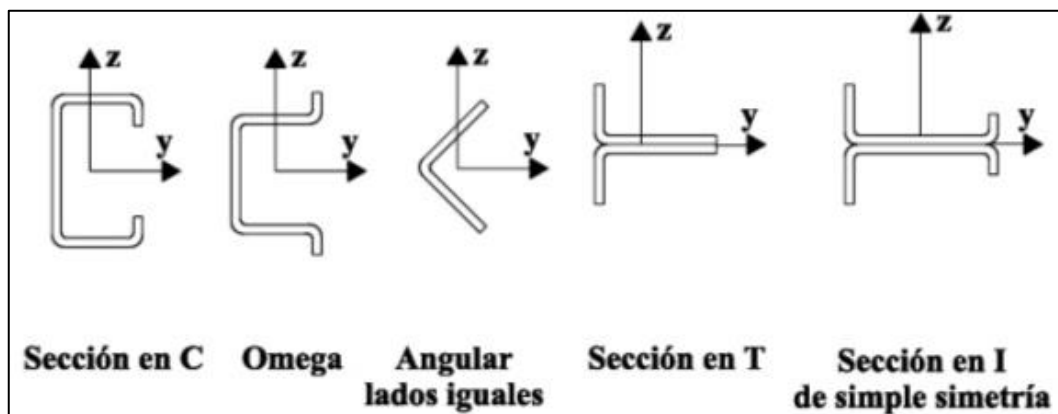


Figura 17. Perfiles plegados en frío

Soldadura: Según Niebles y Arnedo (2009) mencionan que son metales que se funde sobre la superficie del perfil para hacerlos un solo material y a la vez protegiéndolo de la oxidación. (p, 23).

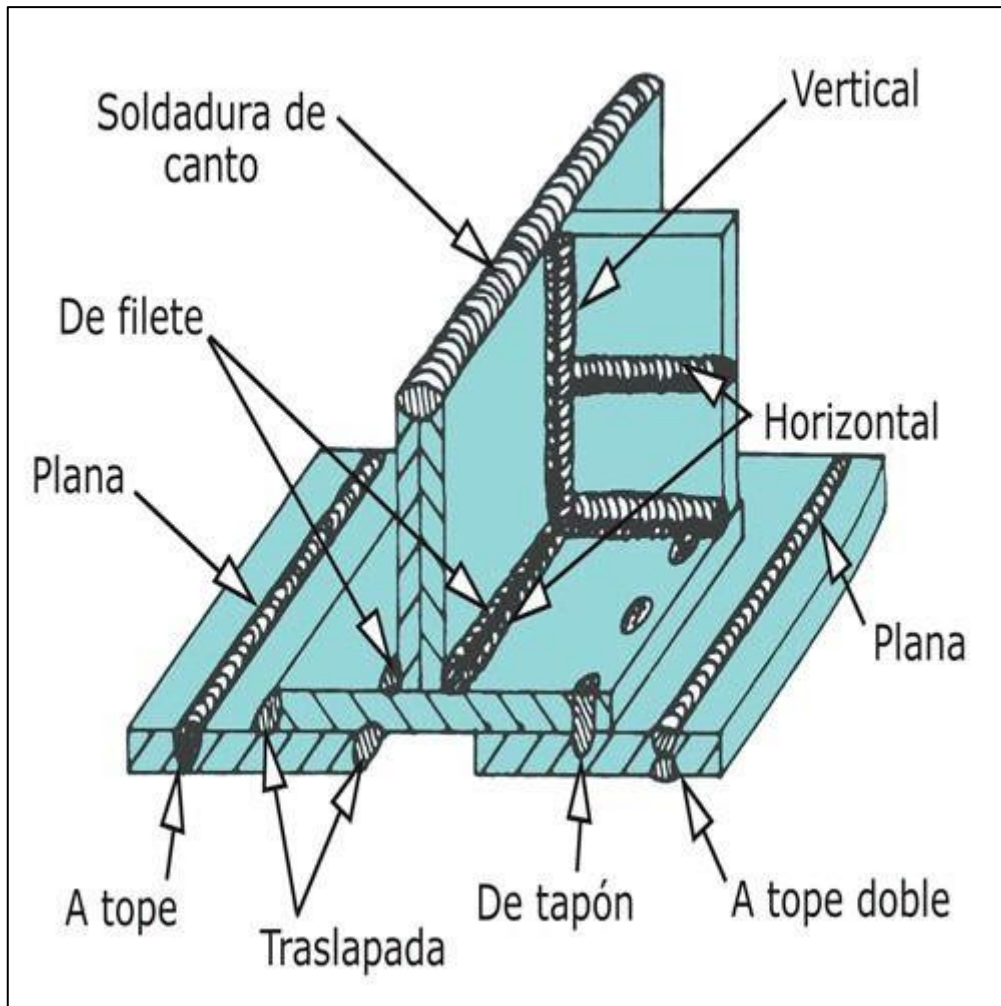


Figura 18. Tipos de soldaduras

Pernos: Según Bonilla, et al (2015) estos son barras embutidos en el concreto para sujetar y fijar un elemento estructural en el cual dependiendo de qué manera lo ponga determina si la unión es rígida o articulada. (p, 54).



Figura 19. Pernos de alta resistencia

Normativa aplicada: Para el estudio se consideran las siguientes normas correspondientes al RNE vigente:

- Norma Técnica E.020 Cargas
- Norma Técnica E.030 Diseño sismorresistente (Análisis estructural)
- Norma Técnica E.090 Estructuras metálicas (Diseño estructural)

Diseño estructural de naves industriales

Carga Muerta: Cobertura TR-4 con un espesor de 0.50mm para techos livianos. Con este dato nos dirigimos a las especificaciones técnicas de la empresa PRECOR y se obtiene un peso igual a 4.3 kg/m². Para las luminarias se considera 15 kg/m², el cual incluye el peso de todas las instalaciones.

Según la Norma-A.130 del Reglamento Nacional de Edificaciones, artículo 185 nos menciona que para almacenes techados con altura de más de 7.60m requiere ser protegido con un sistema de rociadores automáticos que tiene como peso 10 kg/m². Teniendo como peso propio el acero estructural un valor de 7.85 ton/m³.

Carga Viva: Según la norma E.020 para coberturas livianas se considera una sobrecarga de 30 kg/m².

Carga de Viento: Según la norma E.020 se debe considerar lo siguiente:

$$P_h = 0.005 * C * V_h^2 \quad (1)$$

Donde:

P_h : presión o succión de viento a una altura h (kg/m²)

C : factor de forma adimensional (Tabla 4 – E.020)

V_h : velocidad de diseño a una altura h (km/hora)

El valor de C se obtiene de la tabla de la norma E.020 la cual se encuentra en el Anexo 11. En esta tabla se usará tres parámetros el primer es para superficies verticales de edificios, el segundo es para superficies inclinadas a 15° o menos y el tercero para arcos y cubiertas cilíndricas con un ángulo de inclinación que no exceda 45°.

Para determinar el valor de V_h para alturas mayores a 10 m:

$$V_h = V^* \left(\frac{h}{10} \right)^{0.22} \quad (2)$$

De acuerdo con el mapa Eólico del Perú de la norma E.020, el cual se encuentra en el Anexo 12. Teniendo en cuenta que el valor mínimo es de 75 km/h.

Diseño de estructuras de acero: Para este método de diseño se debe conocer:

- Carga muerta (D)
- Carga viva (L)
- Carga sísmica (E)
- Viento (W)

Para el diseño se usó las siguientes combinaciones

$$\text{COMBO}_1 = 1.4D \quad (3)$$

$$\text{COMBO}_2 = 1.2D + 1.6L \quad (4)$$

$$\text{COMBO}_3 = 1.2D + 0.5L \quad (5)$$

$$\text{COMBO}_4 = 1.2D + 0.8W \quad (6)$$

$$\text{COMBO}_5 = 1.2D + 0.5L + 1.3W \quad (7)$$

$$\text{COMBO}_6 = 1.2D \pm E + 0.5L \quad (8)$$

$$\text{COMBO}_7 = 0.9D \pm E \quad (9)$$

$$\text{COMBO}_8 = 0.9D \pm 1.3W \quad (10)$$

Miembros en Tracción: Son aquellos elementos que generan esfuerzos internos en los miembros. Los cuales se analizan en dos estados límites:

Fluencia en el área bruta (A_g): Es toda la sección del perfil.

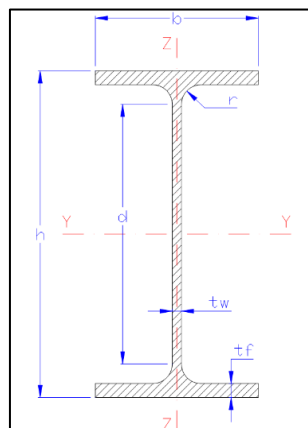


Figura 20. Perfil metálico

Para el cálculo de este estado límite se determina con la fórmula siguiente:

$$P_u = \Phi P_n = \Phi F_y A_g \quad (11)$$

Donde:

P_n : resistencia nominal en tracción

F_y : esfuerzo de fluencia

A_g : área bruta

Φ : 0.90

Rotura (A_e): En donde el área neta es el total de la resta del área bruta menos el área de los agujeros de los pernos.

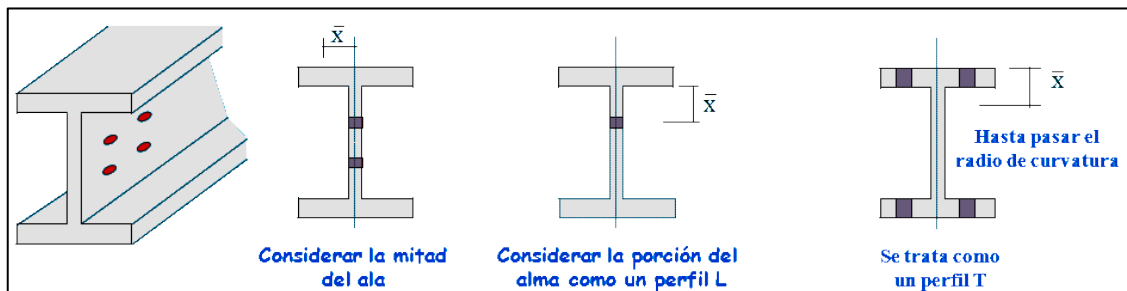


Figura 21. Perfiles con aberturas para pernos

Para el cálculo de este estado limite se determina con la formula siguiente:

$$P_u = \Phi P_n = \Phi F_u A_e \quad (12)$$

Donde:

P_n : resistencia nominal en tracción

F_u : esfuerzo de rotura

A_e : área efectiva

Φ : 0.75

Cabe resaltar que se debe cumplir con la esbeltez máxima permitida para elementos en tracción:

$$\frac{k^*L}{r} \leq 300 \quad (13)$$

Donde:

K: factor de longitud efectiva

L: longitud no arriostrada

r: radio de giro del perfil

Miembros en compresión: Cabe resaltar que se debe cumplir con la esbeltez máxima permitida para elementos en compresión:

$$\frac{k*L}{r} \leq 200 \quad (14)$$

Donde:

K: factor de longitud efectiva

L: longitud no arriostrada

r: radio de giro del perfil

Para el cálculo de este estado se determina con la formula siguiente:

$$P_u = \Phi P_n = \Phi F_{cr} A_g \quad (15)$$

Donde:

P_n : resistencia nominal en compresión

F_{cr} : esfuerzo critico

A_g : área bruta

Φ : 0.90

Donde primero se tiene que hallar el esfuerzo crítico para ello se debe cumplir lo siguiente:

$$\lambda_c \leq 4.71 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad F_{cr} = \left(0.658 \frac{F_y}{F_e} \right) F_y \quad (16)$$

$$\lambda_c > 4.71 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad F_{cr} = 0.877 F_e \quad (17)$$

Donde λ_c es esbeltez y F_e es el esfuerzo de pandeo elástico donde se calcula con la siguiente formula:

$$\lambda_c^2 = \frac{F_y}{F_{cr(Euler)}} \quad (18)$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r} \right)^2} \quad (19)$$

Miembros en flexión: Son elementos que soportan cargas en su eje, en el cual dependiendo del perfil que se emplee se determinan diferentes resultados. Para satisfacer este diseño, se debe cumplir que:

$$\Phi M_n > M_u \quad (20)$$

Donde:

M_u = Combinación de momento de cargas factorizadas

M_n = Resistencia nominal

$\Phi = 0.90$ Factor de reducción

Para calcular la capacidad a flexión se deben tener en cuenta 2 condiciones fundamentales para las cuales primero se debe determinar la sección compactada que corresponde a una de las condiciones (Pandeo Local). Esto se calcularán de la manera siguiente y solo sirve para secciones W e I.

Para el Ala:

$$\lambda = \frac{b_f}{t_f} < \lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (21)$$

Para el Alma:

$$\lambda = \frac{h}{t_w} < \lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (22)$$

En la segunda condición donde el elemento sufre un pandeo lateral torsional el cual puede tener un elemento con adecuado o inadecuado soporte lateral:

El caso en donde el elemento es un adecuado soporte lateral se debe demostrar que $\lambda < \lambda_p$ y que posee un soporte continuo o una longitud corta de arriostamiento, el momento nominal sería la capacidad total de momento plástico M_p .

$$L_b \leq L_p \quad (23)$$

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (24)$$

Finalmente, si cumple las condiciones anteriores se haya la resistencia disponible en Flexión:

$$\Phi M_n = \Phi F_y * Z_x \quad (25)$$

Donde:

L_b = Longitud no arriostrada

L_p = Longitud no arriostrada

r_y = Radio de giro en el eje Y

E = Módulo de elasticidad

F_y = Resistencia a la fluencia

Z_x = Modulo plástico

$\Phi = 0.90$

En el segundo caso es cuando debe cumplir que $L_p < L_b < L_r$ y además $\lambda < \lambda_p$. Si cumple lo mencionado la resistencia nominal a flexión se calculó de la manera siguiente:

$$\Phi M_n = \Phi C_b \left[M_p - (M_p - 0.7 * F_y * S_x) * \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \quad (26)$$

Donde:

L_r : Longitud no arriostrada límite

M_p : Momento plástico

S_x : Módulo elástico de la sección

Para calcular el factor C_b : Para un diseño conservador según norma se utiliza un $C_b = 1$, por otro lado, es factor se calcula con la formula siguiente

$$C_b = \frac{12.5 * M_{m\acute{a}x}}{2.5 M_{m\acute{a}x} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} \leq 3 \quad (27)$$

Donde:

$M_{m\acute{a}x}$: Momento máximo.

M_A : Momento en el cuarto de la longitud.

M_B : Momento en el centro de la longitud.

M_C : Momento a tres cuartos de la longitud.

Cuando se tiene una resistencia por Pandeo lateral torsional elástica se debe cumplir que $L_b > L_r$ y además $\lambda < \lambda_p$. Si cumple lo mencionado la resistencia nominal a flexión se calculó de la manera siguiente:

$$\Phi M_n = \Phi * F_{cr} * S_x \quad (28)$$

Donde:

F_{cr} : Resistencia a la fractura

Para el cálculo de L_r :

$$L_r = 1.95 r_{ts} * \frac{E}{0.7 F_y} * \sqrt{\frac{J_c}{S_x * h_o}} * \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 * \left(\frac{0.7 L_r * S_x * h_o}{E * J_c}\right)^2}} \quad (29)$$

$$r_{ts} = \sqrt{\frac{I_y * h_o}{2 S_x}} \quad (30)$$

Donde:

J_c : Constante torsional

I_y : Inercia en el eje Y

h_o : Distancia entre centroide de alas

Miembro en corte: Según la norma menciona que la resistencia se calcula de la siguiente manera:

$$\Phi V_n = \Phi * 0.6 * F_y * A_w * C_v \quad (31)$$

Donde

C_v : Coeficiente de corte

A_w : Área del alma

$\Phi = 0.9$ (Dependiendo la verificación de pandeo local del alma)

Para perfiles W o I se debe verificar el pandeo local para asumir el Φ y el C_v como 1, en caso contrario el valor será 0.9.

$$\frac{h}{t_w} < 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (32)$$

Para el cálculo de coeficiente de corete del alma se debe considerar lo siguiente:

$$\text{Si, } \frac{h}{t_w} \leq 1.10 \sqrt{\frac{K_V E}{F_y}}, \quad C_V = 1 \quad (33)$$

$$\text{Si, } 1.10 \sqrt{\frac{K_V E}{F_y}} < \frac{h}{t_w} \leq 1.37 \sqrt{\frac{K_V E}{F_y}}, \quad C_V = 1.10 \sqrt{\frac{K_V E}{F_y} \frac{h}{t_w}} \quad (34)$$

$$\text{Si, } \frac{h}{t_w} > 1.37 \sqrt{\frac{K_V E}{F_y}}, \quad C_V = 1.51 * \frac{K_V E}{F_y * (\frac{h}{t_w})^2} \quad (35)$$

Donde: $K_V = 5$ para almas no rigidizadas con $\frac{h}{t_w} < 260$

Miembros sometidos a flexión y cargas axiales: El proceso de análisis para estos efectos son:

$$M_r = B_1 * M_{nt} + B_2 * M_{lt} \quad (36)$$

$$P_r = P_{nt} + B_2 * P_{lt} \quad (37)$$

Donde:

B_1 : Factor que amplifica de primer orden.

B_2 : Factor de amplificación de deflexión lateral.

M_{nt} : Momento ultimo de primer orden.

M_{lt} : Momento ultimo de primer orden.

M_r : Momento ultimo de segundo orden.

P_{nt} : Fuerza axial ultima de primer orden.

P_{lt} : Fuerza axial ultima de primer orden.

P_r : Fuerza axial ultima de segundo orden.

- Amplificador B_1 : Este factor se calcula de la siguiente manera $\alpha=1$:

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{P_{nt}}{P_e}} \geq 1 \quad (38)$$

Donde:

C_m : Coeficiente para un marco sin traslación:

- Para vigas-columnas sometidas a cargas transversales entre apoyos su valor de $C_m=1$.
- Para vigas-columnas no sometida a cargas transversales entre apoyos:

$$C_m = 0.6 - 0.4 \cdot \frac{M_1}{M_2} \quad (39)$$

Donde M_1 y M_2 son el mayor y menor momento los extremos de un miembro no arriostrado.

P_e : Pandeo elástico en el plano de flexión

$$P_e = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{(k \cdot l)^2} \quad (40)$$

Amplificador B_2 : Este factor se calcula de la siguiente manera $\alpha = 1$:

$$B_2 = \frac{1}{1 - \alpha \cdot \frac{P_{entrepiso}}{P_{e \text{ entrepiso}}}} \geq 1 \quad (41)$$

$$P_{e \text{ entrepiso}} = R_M \cdot \frac{V}{\Delta H} \quad (42)$$

$$R_M = 1 - 0.15 \cdot \frac{P_{mf}}{P_{entrepiso}} \quad (43)$$

Donde:

$P_{entrepiso}$: Carga vertical debido a cargas laterales.

$P_{e \text{ entrepiso}}$: Resistencia a pandeo elástico del entrepiso.

P_{mf} : Carga vertical en las columnas.

ΔH : Deriva de entrepiso de primer orden.

V : Fuerza cortante basal.

Se debe tener en cuenta lo siguiente para el cálculo del R_M :

- Pórticos arriostrados:

$$P_{mf}=0 \quad R_M=1$$

- Pórticos no arriostrados:

$$P_{mf}=P_{\text{entrepiso}} \quad R_M=0.85$$

Análisis de la interacción: Una vez obtenidas las cargas de flexión y compresión, se procede a la interacción y estos resultados deben ser menor a 1 tal como se representa a continuación:

Cuando: $\frac{P_r}{\phi P_n} \geq 0.2$

$$\frac{P_r}{\phi P_n} + \frac{8}{9} * \frac{M_r}{\phi M_n} \leq 1 \quad (44)$$

Cuando: $\frac{P_r}{\phi P_n} < 0.2$

$$\frac{P_r}{2\phi P_n} + \frac{M_r}{\phi M_n} \leq 1 \quad (45)$$

III. METODOLOGÍA

3.1. Tipo y diseño de investigación

3.1.1. Tipo de investigación

Empleamos el tipo de investigación **aplicada** que nos ayudara al resolver los problemas prácticos que se presentaran en nuestra investigación y así desarrollar diferentes estrategias de soluciones para caso, tal como nos menciona Namakforoosh (2005), “Investigación Aplicada sirve para tomar acciones y establecer políticas y estrategias [...]. La característica básica de la investigación aplicada es el énfasis en resolver problemas [...] tiene un mayor énfasis hacia la toma de decisiones importantes y a largo plazo.” (p. 44).

3.1.2. Diseño de investigación

La presente investigación aplicara el diseño experimental, cuasi-experimental. Es experimental porque se escogió una variable independiente para ver los resultados en la variable dependiente, tal como nos menciona Gómez (2006, p. 120), “Es una técnica estadística que permite identificar y cuantificar las causas de un efecto dentro de un estudio experimental. En un diseño **experimental** se manipulan deliberadamente una o más variables, vinculadas a las causas, para medir el efecto que tienen en otra variable de interés. El diseño experimental prescribe una serie de pautas relativas qué variables hay que manipular, de qué manera, cuántas veces hay que repetir el experimento y en qué orden para poder establecer con un grado de confianza predefinido la necesidad de una presunta relación de causa-efecto.”. Es **cuasi-experimental** porque nos ayudan a medir la relación causal entre dos o más variables, el cual permite establecer una base de comparación con los impactos del tratamiento y programa tal como mencionan Pedhazur y Schmekin (1991); (como se citó en Bone 2012, p. 3), “¿Qué es un cuasiexperimento? Es una investigación que posee todos los elementos de un experimento, excepto que los sujetos no se asignan aleatoriamente a los grupos. En ausencia de aleatorización, el investigador se enfrenta con la tarea de identificar y separar los efectos de los tratamientos del resto de factores que afectan a la variable dependiente”.

3.1.3. Nivel de Investigación

Se desarrolla una metodología de investigación **explicativa causal**, dada las características del trabajo de investigación, es la cual busca establecer las causas que se encuentran detrás de estas muestras. Tal como nos menciona Cazau (como

se citó en Abreu, 2012), tiene un mayor alcance al buscar la causa de un fenómeno en cuestión, buscando la relación entre variables dependiente e independientes.

3.1.4. Enfoque de la investigación

El enfoque de la investigación es **cuantitativo** la cual es tomar decisiones para señalar diferentes alternativas, usando magnitudes numéricas que se pueden obtener con herramientas del campo de estadística, tal como señalan Merino y Pintado (2015), “el objetivo es describir y cuantificar una conducta o un comportamiento, de tal forma que los resultados varíen, y, por tanto, se ofrecen información solamente de las características del mercado en ese momento” (p. 10).

3.2. Variables y operacionalización

3.2.1 Variables

Tal como nos menciona Cauas (como se citó en Hurtado y otros, 2018, p. 5), que se denomina variable a todas las cosas, fenómenos, propiedades y características que pueden cambiar cualitativa o cuantitativamente.

Variable dependiente: Sistema de armaduras y pórticos

Variable independiente: La eficiencia estructural de naves industriales

3.2.2. Operacionalización de variables

Tal como nos menciona Espinoza (2019, p. 43) la operacionalización de variables es una relación de términos claves el cual convierte un concepto abstracto en uno empírico con la finalidad de que este pueda medirse. Esta tabla de operacionalización de variables se encuentra ubicada en el Anexo N°3

3.3. Población y muestra, selección de la unidad de análisis.

3.3.1. Población naves industriales con grandes luces.

Tabla 1: *Naves industriales con grandes luces*

Naves Industriales		Grandes Luces (m)			
		30	40	50	60
Sistema de armaduras	Armadura parabólica	1	1	1	1
	Armadura a dos aguas	1	1	1	1
Sistema de Pórticos		1	1	1	1

Fuente: Elaboración propia.

La población por estudiar son las naves industriales con grandes luces, se escogió naves de grandes luces que están en un intervalo de 30m hasta 60m por lo cual se determinado estudiar cada 10 m de luz tal como se muestra en la Tabla 1. Para la cual hemos escogido como zona de estudio, el Cercado de Lima como menciona el INEI es la zona como más edificación manufacturas tal como se muestra en el Anexo 13. Para el sistema de armaduras se escogió el uso de bases articuladas porque son más conservadoras para grandes luces, y para pórticos se usará el sistema de triarticulado debido a las secciones que tiene la viga y para facilitar el traslado de éstas tal como nos menciona Coya (2019).

3.3.2. Muestra

El tamaño de la muestra para los casos de estudio estuvo compuesto por 12 naves industriales. Esta clase de muestra se caracteriza por ser muestra no probabilística. Según Rabolini (2009, p. 3) nos menciona que las muestras probabilísticas en la población tienen la misma probabilidad de integrar parte está.

3.3.3. Muestreo

La técnica del muestreo probabilístico estratificado la cual se escogió la muestra más relevante de la zona de estudio. Teniendo en cuenta que la parte de las naves industriales que serán estudiadas corresponde a los sistemas de armaduras y pórticos de acero. Por tal motivo las muestras a ensayar serán 4 para armaduras parabólicas con bases articuladas, 4 para armaduras a dos aguas tipo Pratt con bases articuladas y 4 para el sistema de pórticos de acero con un sistema triarticulado. Tal como nos menciona López (2004, p. 71) se caracteriza por la división de la población en subgrupos o estratos debido a que las variables que deben someterse a estudio en la población presentan cierta variabilidad o distribución conocida que es necesario tomar en cuenta para extraer la muestra.

3.4. Técnicas e instrumentos de recolección de datos, validez y confiabilidad

3.4.1. Técnicas de recolección de datos

La observación. Consiste en el uso metódico de nuestros sentidos en la búsqueda de los datos que se requieren para resolver el problema de investigación. Asimismo, se utilizaron la observación estructurada con la finalidad de formular ficha de recolección de datos.

3.4.2. Instrumentos de recolección de datos

Para llevar a cabo el procedimiento y diseño de la investigación se elaboró un instrumento llamado ficha de recolección de datos. Con respecto a la variable dependiente Sistemas de armaduras y pórticos y la variable independiente Mejorar la eficiencia estructural de naves industriales, se elaboraron 4 fichas de recolección de datos.

Tabla 2: *Ubicación de las fichas de recolección de datos*

FICHAS DE RECOLECCIÓN DE DATOS	MUESTRAS	INDICADOR	UBICACIÓN
1	SISTEMA DE ARMADURAS PARABÓLICAS	AXIAL	ANEXO 5
2		FLEXIÓN	ANEXO 6
3		CORTE	ANEXO 7
4		DESPLAZAMIENTOS PERMISIBLES	ANEXO 8
1	SISTEMA DE ARMADURAS A DOS AGUAS	AXIAL	ANEXO 5
2		FLEXIÓN	ANEXO 6
3		CORTE	ANEXO 7
4		DESPLAZAMIENTOS PERMISIBLES	ANEXO 8
1	SISTEMA DE PÓRTICOS DE ACERO	AXIAL	ANEXO 5
2		FLEXIÓN	ANEXO 6
3		CORTE	ANEXO 7
4		DESPLAZAMIENTOS PERMISIBLES	ANEXO 8

Fuente: Elaboración propia.

Para el análisis y diseño también se usó lo siguientes instrumentos:

- Software SAP2000
- Excel
- NTP E. 020
- NTP E. 030
- NTP E. 090

3.4.3. Validez del instrumento

La valides del instrumento se efectuará, considerando la validez de contenido, cuantitativa y de criterio. La validez de contenido se hará mediante el juicio de expertos, conformado por expertos en metodología y temática. La validez cuantitativa se efectuará con el estadístico C de Aiken. Al cual a cada experto se le

entregara los instrumentos mencionados en la Tabla 4. La tabla de matriz de consistencia se encuentra en el Anexo 4. Para medir la validez de criterio de una prueba, los investigadores deben compararlo con un estándar conocido o con él mismo. El resumen general de la validez se encuentra en el Anexo 9.

3.4.4. Confiabilidad del instrumento

La confiabilidad del instrumento se efectuará con el coeficiente alfa de Cronbach para las fichas de recolección de datos.

3.5. Procedimiento

Según Cruz, Figueroa, Hernández (2012) nos mencionan que para el procedimiento de diseño de una nave industrial primero se debe diseñar las estructuras dependiendo del tamaño de su luz o la tipología que tendrá, luego se debe conceptualizar el diseño el cual se hace cargo de los cálculos numéricos, y estable la ubicación, selección y dimensionamiento de los elementos estructurales para finalmente realizar el análisis de este con la ayuda de un software. (p, 53).

El proceso de diseño estructural de las naves industriales consiste en una serie de etapas tal como se mencionó anteriormente, y con ayuda de estas se desarrolló el procedimiento del trabajo de investigación el cual se muestra a continuación:

- Primero se realizará un plano de diseño de planta de las naves industriales que serán estudiadas, definiendo las dimensiones de las naves.
- El segundo paso será determinar la geometría del techo en lo cual se definirá su forma que tendrá en planta, la pendiente y el material que se usará en la cubierta.
- Como tercer paso se hará la estructuración, en donde se determinará la disposición y separación de los elementos que serán seleccionados, luego se iniciará el predimensionamiento que ayudara al diseño de planta de las naves industriales.
- En el cuarto paso se hará el análisis comenzando con la evaluación de cargas externas, para luego realizar el análisis de esfuerzos.
- El quinto paso es realizar el diseño estructural con los resultados obtenidos con el fin de determinar los elementos que serán usados. Con los elementos

definido se dará inicio al análisis estructural con ayuda de un software con el que hallaremos las deformaciones de los elementos.

- La revisión estructural se llevó a cabo a la par con el análisis y diseño estructural, evaluando el predimensionado, los esfuerzos y deformaciones que los resultados nos dan. En el cual si un elemento no se encontraba en los parámetros determinados se procedía al cambio de ese elemento.
- Una vez culminado el análisis de todas las naves se compararán los datos de los 3 grupos de muestras para determinar sus deformaciones y esfuerzos, con el fin de saber cuál es más eficiente estructuralmente.

3.6. Métodos de análisis de datos

3.6.1. Análisis descriptivo

Para la presentación de los resultados de la investigación, se elaboró tablas obtenidas del ensayo con la finalidad de resumir informaciones de los objetivos de estudio.

3.7. Aspectos éticos.

Por cuestiones éticas la información es de privacidad del investigador, teniendo en cuenta la veracidad de los datos obtenidos, el uso que se hará de los datos, y la forma en la que se difundirán los resultados. Como también se está haciendo uso de programa Turnitin para autenticar que la tesis con el índice de similitud permitido por la universidad el cual se presenta en el Anexo 18.

IV. RESULTADOS

GEOMETRÍA DE LAS NAVES INDUSTRIALES

PORTICOS DE ALMA LLENA

Para la altura de las columnas se consideró una altura de 8 m medido desde el nivel terreno natural. Para que las luces libres de los pórticos tengan una pendiente de 10% se obtuvieron peraltes de:

$$\text{Peralte} = \frac{\text{Luz}}{20} \quad (46)$$

Tabla 3: *Peralte de pórticos de alma llena*

Luces (m)	30	40	50	60
Peralte (m)	1.5	2	2.5	3

Fuente: Propia

Dándonos una inclinación de superficie techa de 5.71° el cual fue tomado para el análisis de cargas de viento.

Las viguetas que soportan la cobertura serán de tipo canal atiesado en frío la que se considera una longitud de 5 m dando un total de 11 pórticos de alma llena para una profundidad de 50 m. Aparte están espaciadas 2m en el pórtico según el tamaño máximo para la cobertura tr-4 del anexo 14 para el espesor considerado de 0.55mm para un tramo entre dos apoyos.

Tabla 4: *Cantidad de viguetas sobre los pórticos de alma llena*

Luces (m)	30	40	50	60
# viguetas (und)	18	22	28	32
Separación horizontal (m)	1.875	2	1.923	2

Fuente: Propia

ARMATURAS A DOS AGUAS

Para la altura de las columnas se consideró una altura de 8 m medido desde el nivel terreno natural. Para que las luces libres de las armaduras tengan una pendiente de 5% se obtuvieron peraltes de:

$$\text{Peralte} = \frac{\text{Luz}}{40} \quad (47)$$

Tabla 5: *Peralte de armaduras a dos aguas*

Luces (m)	30	40	50	60
Peralte (m)	1.5	2	2.5	3

Fuente: Propia

Añadiendo una altura de 0.50 m al peralte por motivos de facilidad al fabricar y el ancho de las armaduras se considerará de 25 cm la cual es una medida comúnmente usada. Con esto tenemos una inclinación de superficie techa de 5.71° el cual fue tomado para el análisis de cargas de viento.

Las viguetas que soportan la cobertura serán de tipo canal atiesado en frío la que se considera una longitud de 5 m dando un total de 11 armaduras a dos aguas para una profundidad de 50 m. Aparte están espaciadas 2m en la armadura según el tamaño máximo para la cobertura tr-4 del anexo 14 para el espesor considerado de 0.55mm para un tramo entre dos apoyos.

Tabla 6: *Cantidad de viguetas sobre las armaduras a dos aguas*

Luces (m)	30	40	50	60
# viguetas (und)	18	22	28	32
Separación horizontal (m)	1.875	2	1.923	2

Fuente: Propia

ARMADURAS PARABÓLICAS

Para la altura de las columnas se consideró una altura de 8 m medido desde el nivel terreno natural. Para altura de la flecha (f) que tiene la armadura parabólica se tomó:

$$f = \frac{Luz}{5.3} \quad (48)$$

Tabla 7: *Flecha de armaduras parabólicas*

Luces (m)	30	40	50	60
Flecha (m)	5.66	7.55	9.43	11.32

Fuente: Propia

Para la inclinación de la superficie tenemos que hallar el radio de curvatura:

$$R = \frac{\left(\frac{40^2}{4} + f^2\right)}{2f} \quad (49)$$

$$\alpha = \arcsen\left(\frac{Luz}{2 \cdot R}\right) \quad (49)$$

Tabla 8: Radio de curvatura para armaduras parabólicas

Luces (m)	30	40	50	60
Radio (m)	22.71	30.27	37.84	45.41

Fuente: Propia

Dándonos una inclinación de superficie techa de 41.35° el cual fue tomado para el análisis de cargas de viento. Para el peralte de estas armaduras obtuvimos:

$$h = \frac{Luz}{50} \quad (51)$$

Tabla 9: Peralte de armaduras parabólicas

Luces (m)	30	40	50	60
Peralte (m)	0.6	0.8	1	1.2

Fuente: Propia

El ancho de las armaduras se considerará de 25 cm la cual es una medida comúnmente usada y sin sobrepasar su máximo ($b = 0.65 \cdot h$). Las viguetas que soportan la cobertura serán de tipo canal atiesado en frío la que se considera una longitud de 5 m dando un total de 11 armaduras parabólicas para una profundidad de 50 m. Aparte están espaciadas al doble de la distancia que su peralte debido a que el tamaño máximo para la cobertura tr-4 del anexo 14 para el espesor considerado de 0.55mm para un tramo entre tres apoyos es de 1.25 m. Para la longitud de arco obtenemos una cantidad de:

$$L_{\text{arco}} = \frac{\pi \cdot R \cdot \alpha}{90} \quad (52)$$

Tabla 10: Cantidad de viguetas sobre las armaduras parabólicas

Luces (m)	30	40	50	60
Longitud de arco (m)	32.77	43.70	54.62	65.54
Separación (m)	1.2	1.6	2	2.4
# viguetas (und)	28	28	28	28

Fuente: Propia

ANALISIS DE CARGAS

CARGA MUERTA: Se calculo con las condiciones descritas anteriormente:

Tabla 11: *Carga muerta para pórticos y armaduras*

CARGAS	CANTIDAD	UNIDAD
Cobertura TR-4	5.26	Kg/m ²
Luminaria	15	Kg/m ²
Rociadores	10	Kg/m ²
TOTAL	31	Kg/m²

Fuente: Propia

CARGA VIVA: Se calculo con las condiciones descritas anteriormente:

Tabla 12: *Carga viva para pórticos y armaduras a dos aguas*

DESCIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD
Sobrecarga	30	Kg/m ²

Fuente: Propia

Tabla 13: *Carga viva para armaduras parabólicas*

DESCIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD
Sobrecarga	50	Kg/m ²

Fuente: Propia

CARGA VIENTO: En la zona de estudio de nuestras naves industriales la velocidad de viento dado por el mapa isotacas de la norma E.020 es de 45km/h para el cual la velocidad de diseño para las estructuras de mayor altura:

Tabla 14: *Velocidad de diseño de las estructuras*

NAVES	ALTURA (m)	VELOCIDAD DE DISEÑO (km/h)
Pórticos de alma llena	11	45.95
Armadura a dos aguas	11.5	46.41
Armadura parabólica	19.32	52.02

Fuente: Propia

Por este motivo se usó la velocidad de diseño de 75 km/h la cual la norma E.20 considera como velocidad mínima. Con esto obtuvimos las cargas exteriores de viento para cada sistema.

Para los pórticos de alma llena y armaduras a dos aguas con una inclinación de superficie menor a 15° obtuvimos:

Tabla 15: *Cargas exteriores de viento para pórticos*

DESCRIPCIÓN	C	CANTIDAD	UNIDAD
Barlovento	+0.3	8.44	Kg/m ²
	-0.7	-19.69	Kg/m ²
Sotavento	-0.6	-16.88	Kg/m ²

Fuente: Propia

Tabla 16: *Cargas exteriores de viento para armaduras a dos aguas*

DESCRIPCIÓN		C	CANTIDAD	UNIDAD
Superficie inclinada	Barlovento	+0.3	8.44	Kg/m ²
		-0.7	-19.69	Kg/m ²
	Sotavento	-0.6	-16.88	Kg/m ²
Superficie vertical	Barlovento	+0.8	22.50	Kg/m ²
	Sotavento	-0.6	-16.88	Kg/m ²

Fuente: Propia

Para armaduras parabólicas con un ángulo inclinación menor a 45° obtuvimos:

Tabla 17: *Cargas exteriores de viento para armaduras parabólicas*

DESCRIPCIÓN	C	CANTIDAD	UNIDAD
Barlovento	+0.8	22.50	Kg/m ²
Sotavento	-0.5	-14.06	Kg/m ²

Fuente: Propia

Para la carga exterior de viento ubicada en las columnas de la nave industrial obtuvimos:

Tabla 18: *Cargas exteriores de viento para columnas de las naves industriales*

DESCRIPCIÓN	C	CANTIDAD	UNIDAD
Barlovento	+0.8	22.50	Kg/m ²
Sotavento	-0.6	-16.88	Kg/m ²

Fuente: Propia

DISEÑO DE NAVES INDUSTRIALES

PORTICOS DE ALMA LLENA: Para el diseño de este sistema se tuvo las siguientes cargas:

Tabla 19: Cargas del diseño de pórticos para la superficie inclinada

DESCRIPCIÓN	CARGAS		CANTIDAD	UNIDAD
Cargas de Gravedad	Carga Muerta		31	Kg/m ²
	Carga Viva		30	Kg/m ²
Cargas de viento	Barlovento	Caso 1	8.44	Kg/m ²
		Caso 2	-19.69	Kg/m ²
	Sotavento		-16.68	Kg/m ²

Fuente: Propia

Tabla 20: Cargas del diseño de pórticos para la superficie inclinada

DESCRIPCIÓN	CARGAS	CANTIDAD	UNIDAD
Cargas de viento	Barlovento	22.50	Kg/m ²
	Sotavento	-16.68	Kg/m ²

Fuente: Propia

Con las cuales se hallaron las cargas puntuales que soportaran los pórticos para las diferentes luces. Teniendo en cuenta que la longitud de viguetas es de 5m.

Tabla 21: Cargas puntuales en la superficie inclinada de los pórticos

Luces (m)		30	40	50	60
Área tributaria (m ²)		9.375	10	9.615	10
Carga Muerta (kg)		290.63	310	298.07	310
Carga Viva (kg)		281..25	300	288.45	300
Barlovento	Caso 1 (kg)	79.10	84.38	81.13	84.38
	Caso 2 (kg)	-184.57	-196.88	-189.30	-196.88
Sotavento (kg)		-158.20	-168.75	-162.25	-168.75

Fuente: Propia

Tabla 22: Cargas distribuidas en la superficie vertical de los pórticos

Luces (m)	30	40	50	60
Ancho tributario (m)	5	5	5	5
Barlovento (kg/m)	112.50	112.50	112.50	112.50
Sotavento (kg/m)	-84.38	-84.38	-84.38	-84.38

Fuente: Propia

Diseño del pórtico de 30 m de luz: Las cargas muertas y vivas para el pórtico se colocaron en cada uno de los nudos y las de viento perpendicular a la inclinación:

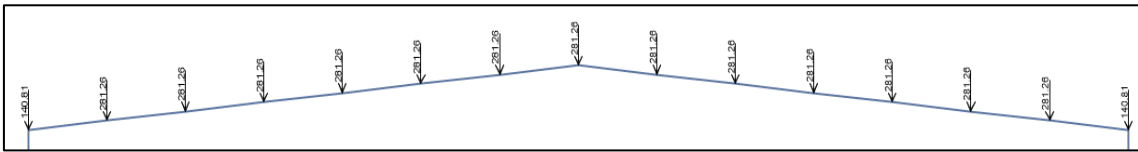


Figura 22. Carga muerta y viva en el pórtico de 30 m de luz

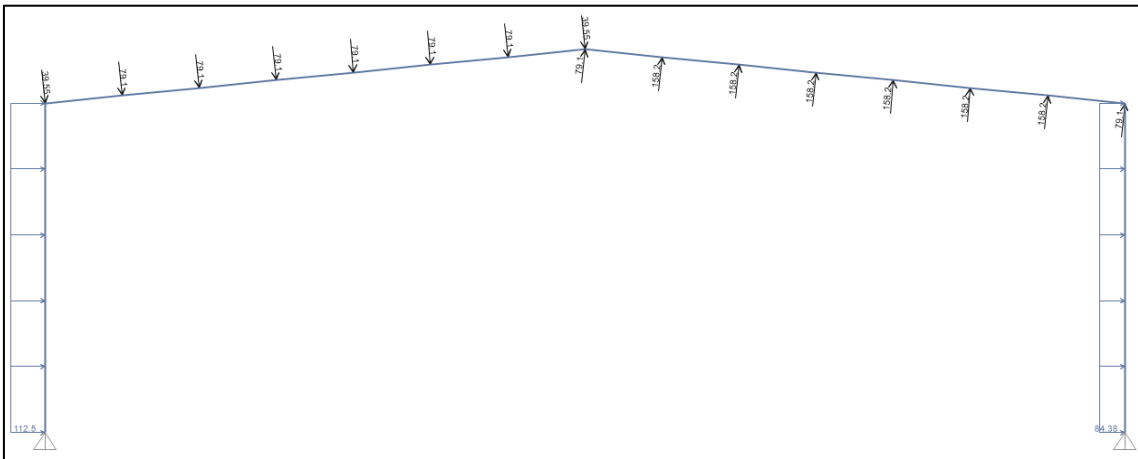


Figura 23. Carga de viento para el caso 1 en el pórtico de 30 m de luz

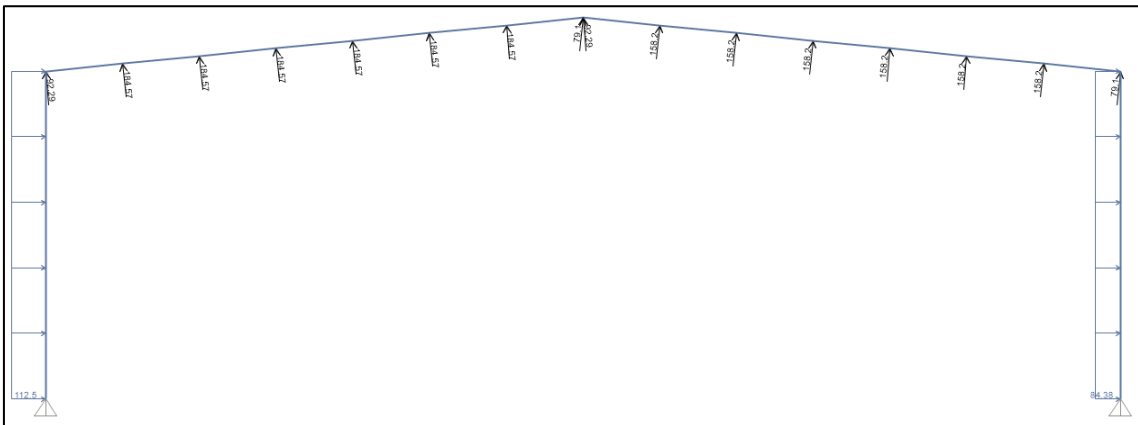


Figura 24. Carga de viento para el caso 2 en el pórtico de 30 m de luz

Aplicadas las cargas, se usó las combinaciones especificadas anteriormente mencionada en el capítulo 2. Para el pórtico de 30m se obtuvo la envolvente de las fuerzas axiales, cortante y momentos flectores.

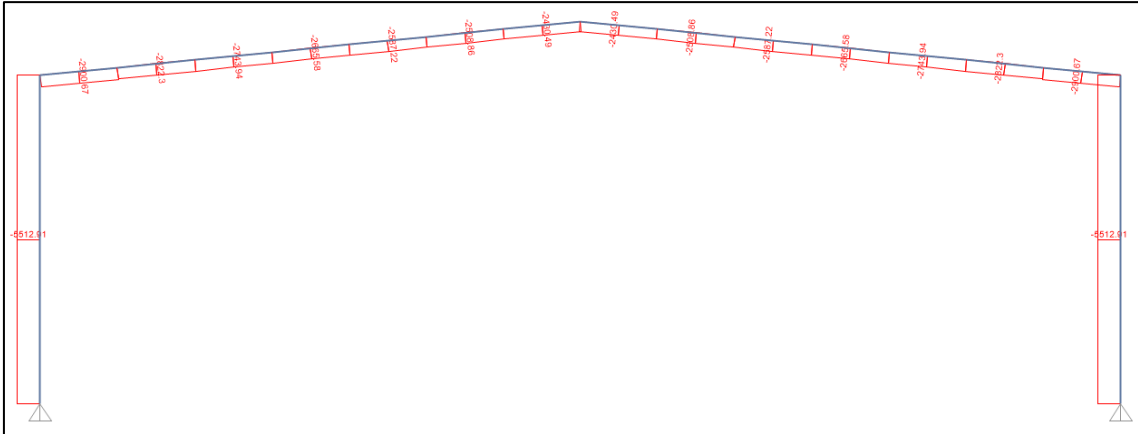


Figura 25. Envolvente de fuerzas axiales en el pórtico de 30m

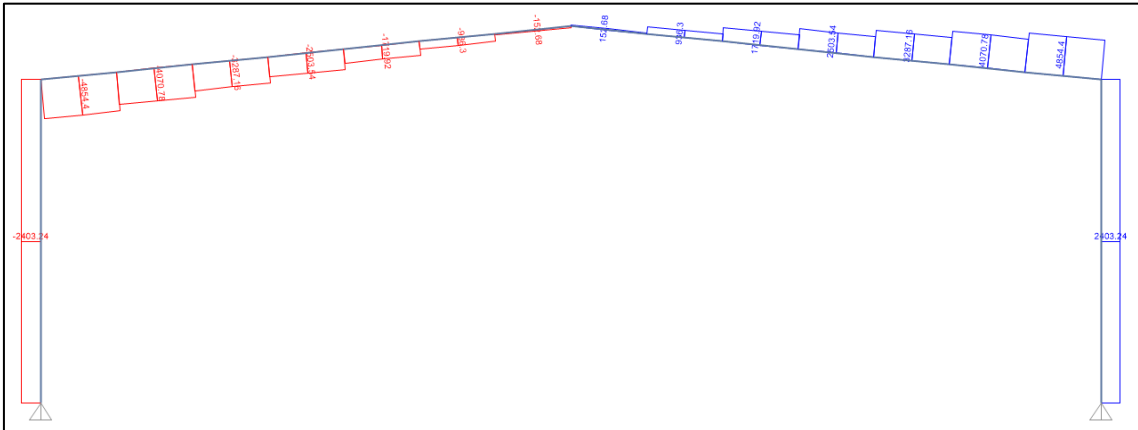


Figura 26. Envolvente de fuerzas cortantes en el pórtico de 30m

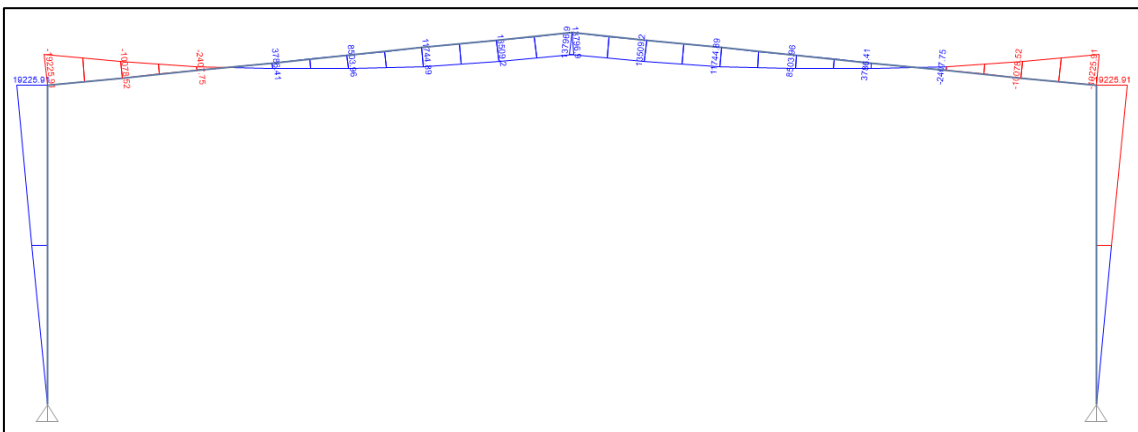


Figura 27. Envolvente de momentos flectores en el pórtico de 30m

En la siguiente tabla se muestra los esfuerzos máximos que soporta el pórtico de 30m de luz, según la combinación de cargas 2 la cual fue la que produjo mayores esfuerzos con el programa SAP2000.

Tabla 23: Esfuerzos máximos en el pórtico de 30m de luz

ELEMENTOS	ESFUERZOS	CARGAS ULTIMAS	UNIDAD
VIGAS	Compresión	3754.42	Kg
	Flexión	25459.99	Kg-m
	Corte	5560.48	Kg
COLUMNAS	Compresión	6300.44	Kg
	Flexión	25459.99	Kg-m

Fuente: Propia

Diseño de flexión en vigas: Para hallar la resistencia a flexión se debe conocer la longitud no arriostrada de la viga, para lo cual se ha soldado atiesadores a cada 5m el cual su diseño se muestra en el anexo.

Con ayuda de las tablas del Manual de Construcciones de Acero (AISC) escogemos un perfil que satisfaga con los esfuerzos que soporta la estructura y comprobar si este cumple:

Tabla 24: Perfil asumido del manual de construcciones de acero (AISC)

ELEMENTO	PERFIL	DESCRIPCIÓN	SIMBOLO	CANTIDAD	UNIDAD
VIGAS	W14x43	Peralte	d	348	mm
		Ancho	bf	203.2	mm
		Espesor del Ala	tf	13.5	mm
		Espesor del Alma	tw	7.70	mm

Fuente: Propia

Donde primero se calculó las longitudes teóricas con las fórmulas ya mencionadas:

Tabla 25: Longitudes teóricas para el perfil W14x43

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD
Lp (Ecuación 24)	203.43	cm
Lr (Ecuación 29)	610.67	cm

Fuente: Propia

Con los valores obtenidos nos identificamos en el tercer caso donde $L_b > L_r$, por lo cual usamos la ecuación 28 para hallar la resistencia nominal a flexión del perfil.

Tabla 26: Resistencia a flexión del perfil W14x43

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD
Lb	500	cm
Mn	29301.24	Kg-m
ϕMn	26371.11	Kg-m

Fuente: Propia

Con esto se verifica que $M_u = 25459.99$ kg-m es menor que ϕMn , lo que demuestra que el diseño a flexión cumple.

Diseño de compresión en vigas: Teniendo la sección del perfil se procede a diseñar cumpliendo que la esbeltez no supere el valor de 200. Siendo nuestro Pórtico triarticulado el factor de longitud efectiva igual a 0.65 tal como se demuestra en el anexo 15.

$$\lambda = \frac{k*L}{r_y} = \frac{0.65*500}{3.99} = 81.50 \quad \text{CUMPLE}$$

$$4.71 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71 * \sqrt{\frac{200000}{345}} = 113.40$$

Se determina el esfuerzo crítico con la ecuación 19 y 16 según las condiciones que nos encontramos:

$$F_e = \frac{\pi^2 * 200000 * 10.19}{81.45^2} = 3030.46 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{cr} = \left(0.658^{\frac{3515}{3034.08}} \right) * 3515 = 2163.15 \text{ kg/cm}^2$$

Donde como resultado tenemos:

Tabla 27: Resistencia a compresión del perfil W14x43

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD
Área	81.29	cm ²
Pn	204397.88	Kg
ϕPn	193958.09	Kg

Fuente: Propia

Con esto se verifica que $P_u = 3754.42 \text{ kg}$ es menor que ϕP_n , lo que demuestra que el diseño a compresión cumple.

Diseño de la interacción de la flexión y compresión en la viga: Para verificar que el diseño satisface la flexo-compresión tenemos el momento flector y la fuerza axial.

Tabla 28: *Envolventes de la viga de perfil W14x43*

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD
Mnt	25459.99	Kg-m
Pnt	3754.42	Kg

Fuente: Propia

Los resultados obtenidos deben ser amplificados con B1 con la que se obtuvo los siguientes resultados.

Tabla 29: *Esfuerzo de primer orden para la viga de perfil W14x43*

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD
Pe (Ecuación 40)	3394853.03	kg
B1 (Ecuación 38)	1.00	-
Mr (Ecuación 36)	25488.18	Kg-m
Pr (Ecuación 37)	3758.58	Kg

Fuente: Propia

Con los valores obtenidos en la tabla 29 y calculadas las resistencias nominales para las vigas tanto en flexión como en compresión se realiza la interacción, en la cual nos encontramos en el segundo caso donde $\frac{P_r}{\phi P_n} = 0.02 < 0.2$ por lo que se usó la ecuación 45.

$$\frac{3758.58}{2 \cdot 183958.09} + \frac{254888.18}{26371.11} = 0.97$$

Como el resultado es menor a 1, esto quiere decir que el diseño cumple a flexo-compresión.

Diseño a corte en vigas: Para el diseño a corte para perfiles W se calculó el límite de esbeltez para pandeo local con la ecuación 32.

$$\frac{h}{t_w} = \frac{29.11}{0.77} = 37.57$$

$$2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2.24 \sqrt{\frac{200000}{345}} = 53.93$$

Siendo $37.57 <$, los coeficientes ϕ y C_v son igual a 1. Se calcula la resistencia a corte con la ecuación 31.

Tabla 30: Resistencia a corte del perfil W14x43

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD
Aw	31.48	cm ²
Vn	66399.35	Kg
ϕV_n	66399.35	Kg

Fuente: Propia

Con esto se verifica que $V_u = 5560.48$ kg es menor que ϕV_n , lo que demuestra que el diseño a corte cumple.

Deflexiones máximas en vigas: Estas deflexiones se calcularon de acuerdo como lo que menciona la tabla 1604.3 del IBC 2009 ubicada en el anexo 16, para miembros de piso.

Tabla 31: Deflexiones máximas según la IBC 2009

CONDICIÓN DE CARGA	CANTIDAD	UNIDAD
Viva	8.33	cm
Viva + Muerta	12.50	cm
Viento	8.33	cm

Fuente: Propia

Para determinar la deflexión de los perfiles W se usó la siguiente fórmula:

$$\Delta = \frac{ML^2}{C_1 I_x} \quad (53)$$

Donde constante $C_1 = 170$ para carga distribuidas en un plano con esto se obtienen las siguientes deflexiones:

Tabla 32: Deflexiones de la viga de perfil W14x43

CONDICIÓN DE CARGA	CANTIDAD	UNIDAD
Viva	1.81	cm
Viva + Muerta	3.61	cm
Viento	1.20	cm

Fuente: Propia

Comparando las tablas 31 y 32 se corrobora que las deflexiones son aceptables.

Diseño de flexión en columnas: Para hallar la resistencia a flexión se debe conocer la longitud no arriostrada de la columna, la cual es la altura de 8m.

Con ayuda de las tablas del Manual de Construcciones de Acero (AISC) escogemos un perfil que satisfaga con los esfuerzos que soporta la estructura y comprobar si este cumple:

Tabla 33: Perfil asumido del manual de construcciones de acero (AISC)

ELEMENTO	PERFIL	DESCRIPCIÓN	SIMBOLO	CANTIDAD	UNIDAD
COLUMNA	W14x61	Peralte	d	353.10	mm
		Ancho	bf	249.00	mm
		Espesor del Ala	tf	4.13	mm
		Espesor del Alma	tw	9.52	mm

Fuente: Propia

Donde primero se calculó las longitudes teóricas con las fórmulas ya mencionadas:

Tabla 34: Longitudes teóricas para el perfil W14x61

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD
Lp (Ecuación 24)	263.70	cm
Lr (Ecuación 29)	837.16	cm

Fuente: Propia

Con los valores obtenidos nos identificamos en el tercer caso donde $L_b > L_r$, por lo cual usamos la ecuación 28 para hallar la resistencia nominal a flexión del perfil.

Tabla 35: Resistencia a flexión del perfil W14x61

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD
Lb	800	cm
Mn	588030303.47	Kg-cm
ϕMn	58803.03	Kg-m

Fuente: Propia

Con esto se verifica que $M_u = 25459.99$ kg-m es menor que ϕMn , lo que demuestra que el diseño a flexión cumple.

Diseño de compresión en vigas: Teniendo la sección del perfil se procede a diseñar cumpliendo que la esbeltez no supere el valor de 200. Siendo nuestro Pórtico triarticulado el factor de longitud efectiva igual a 0.80 tal como se demuestra en el anexo 15.

$$\lambda = \frac{k \cdot L}{r_y} = \frac{0.80 \cdot 800}{6.22} = 102.84 \quad \text{CUMPLE}$$

$$4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71 \cdot \sqrt{\frac{200000}{345}} = 113.40$$

Se determina el esfuerzo crítico con la ecuación 19 y 17 según las condiciones que nos encontramos:

$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot 200000 \cdot 10.19}{102.84^2} = 1903.04 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{cr} = 0.658 \left(\frac{3515}{1903.04} \right) \times 3515 = 1622.49 \text{ kg/cm}^2$$

Donde como resultado tenemos:

Tabla 36: Resistencia a compresión del perfil W14x61

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD
Área	115.48	cm ²
Pn	187370.63	Kg
ϕPn	168633.56	Kg

Fuente: Propia

Con esto se verifica que $P_u = 6300.54$ kg es menor que ϕPn , lo que demuestra que el diseño a compresión cumple.

Diseño de la interacción de la flexión y compresión en la columna: Para verificar que el diseño satisface la flexo-compresión tenemos el momento flector y la fuerza axial.

Tabla 37: *Envolventes de la columna de perfil W14x61*

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD
Mnt	25459.99	Kg-m
Pnt	6300.44	Kg

Fuente: Propia

Los resultados obtenidos deben ser amplificados con B1 que resulto.

Tabla 38: *Factor de primer orden para la columna de perfil W14x61*

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD
Pe (Ecuación 40)	875442.75	kg
B1 (Ecuación 38)	1.01	-

Fuente: Propia

Para el análisis de segundo orden se deben considerar las cargas laterales, las cuales se analizaron solo para cargas viento ya que dieron efectos más críticos que los de sismo. A continuación, se muestra las envolventes de dichas cargas.

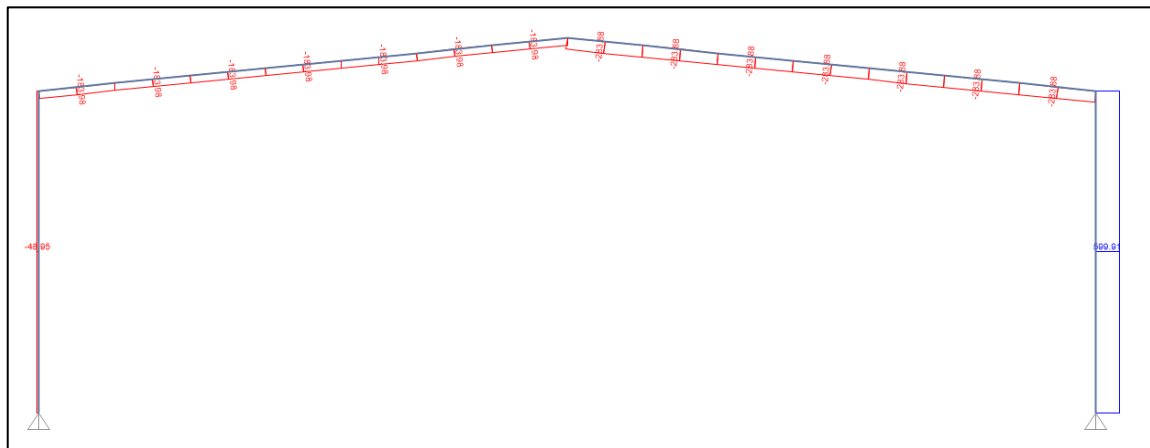


Figura 28. Envolvente de fuerzas axiales por cargas de viento en el pórtico de 30m

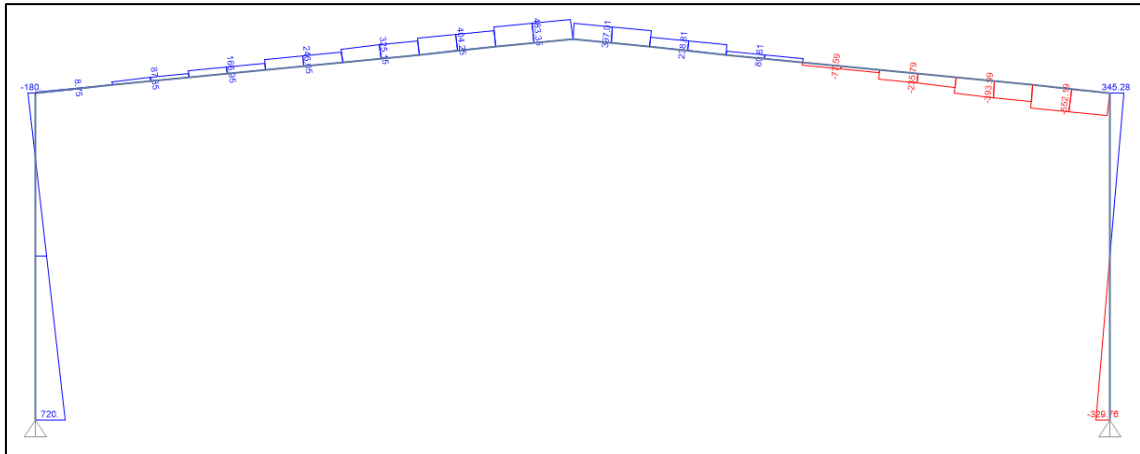


Figura 29. Envolvente de fuerzas cortantes por carga de viento en el pórtico de 30m

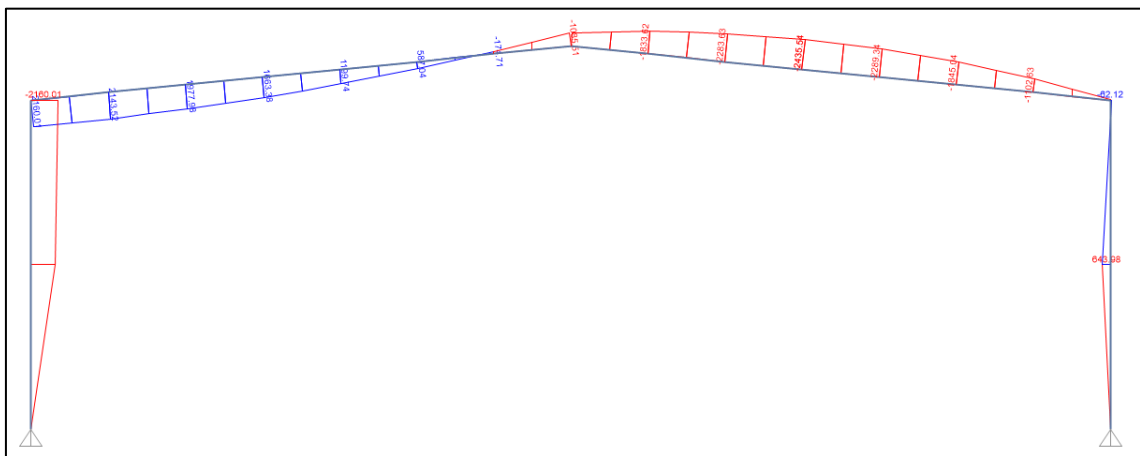


Figura 30. Envolvente de momentos flectores por cargas de viento en el pórtico de 30m

Tabla 39: *Envolventes de la columna por cargas de viento*

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD
Mlt	2611.86	Kg-m
Plt	72.33	Kg

Fuente: Propia

Los resultados obtenidos deben ser amplificados con B2 que resulto.

Tabla 40: *Factor de segundo orden para la columna*

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD
P entrepiso	5.94	kg
Pe entrepiso (Ecuación 42)	118763.29	kg
B2 (Ecuación 41)	1.00	-

Fuente: Propia

Con los valores obtenidos de B1 y B2 obtenemos los esfuerzos ultimo para el diseño a flexo-compresión.

Tabla 41: *Esfuerzos combinados de primer y segundo orden*

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD
Mr (Ecuación 36)	28256.54	Kg-m
Pr (Ecuación 37)	6418.45	Kg

Fuente: Propia

Calculadas las resistencias nominales para las columnas tanto en flexión como en compresión se realiza la interacción, en la cual nos encontramos en el segundo caso donde $\frac{P_r}{\phi P_n} = 0.05 < 0.2$ por lo que se usó la ecuación 45.

$$\frac{6418.45}{2 \cdot 168633.56} + \frac{28256.54}{34712.26} = 0.83$$

Como el resultado es menor a 1, esto quiere decir que el diseño cumple a flexo-compresión.

Diseño de conexiones rígidas: Para los pórticos de alma llena contamos con dos tipos de conexiones (columnas-viga y viga-viga). En las cuales se identificó los siguientes esfuerzos de momento flector y cortante con los cuales se van a diseñar.

Tabla 42: *Esfuerzos últimos para el diseño de conexiones*

CONEXIÓN	CARGAS	CANTIDAD	UNIDAD
COLUMNA - VIGA	Vu	33199.68	kg
	MU	25459.99	kg-m
VIGA - VIGA	Vu	33199.68	kg
	MU	25459.99	kg-m

Fuente: Propia

Conexión columnas con viga: De lo mencionado anteriormente se inició el diseño de la cantidad de pernos y las planchas que se usaran. Teniendo en cuenta que se usaran pernos de 3/4" de diámetro que tienen una resistencia a tracción y corte de 620 Mpa y 457 Mpa respectivamente. Y se soldara todo el perímetro de la sección a las planchas con bisel de 60° con una soldadura E60.

Tabla 43: Pernos en la conexión columna-viga

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD
ϕR_{nt} (por perno)	13514.88	kg
ϕR_{nv} (por perno)	9961.77	kg
Cantidad de pernos	16	und
Longitud de perno	9	cm

Fuente: Propia

Tabla 44: Plancha en la conexión columna-viga

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD
Largo	55	cm
Ancho	40	cm
espesor	1.5	cm

Fuente: Propia

Por lo tanto, se verifico que la soldadura acanalada satisface la unión entre el perfil y la plancha tal como se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 45: Unión soldada de perfil con la plancha

	DESCRIPCIÓN		CANTIDAD	UNIDAD
ESFUERZO ULTIMOS	Te	Tracción	1358.73	Kg/cm
		Corte	518.27	Kg/cm
RESISTENCIA NOMINAL	Tracción	Material	5187.22	Kg/cm
		Soldadura	6014.16	Kg/cm
	Corte	Material	1809.49	Kg/cm
		Soldadura	2097.96	Kg/cm

Fuente: Propia

Por último, para la conexión columna con viga se verifico que los pernos resistan por aplastamiento, bloque de cortante y si necesitaran atiesadores.

Tabla 46: Resistencia del aplastamiento y bloque de corte en los pernos

DESCRIPCIÓN		CANTIDAD	UNIDAD
APLASTAMIENTO	ϕR_n	23505.80	Kg
BLOQUE DE CORTANTE	Fluencia de tracción + Fluencia de corte		
	ϕP_n	57706.69	Kg/cm
	Fractura en corte + Fluencia		
	ϕP_n	61406.85	Kg/cm

Fuente: Propia

Tabla 47: Resistencia del alma a compresión en conexión

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD
FLUENCIA LOCAL DEL ALMA		
ϕP_n	54232.02	kg
ABOLLADURA DEL ALMA POR INESTABILIDAD		
ϕP_n	58140.50	kg
PANDEO GLOBAL DEL ALMA EN LA CONEXIÓN		
ϕP_n	47127.17	kg
Resistencia nominal	47127.17	kg

Fuente: Propia

Con los resultados obtenidos en las tablas 45, 46 y 47 se verificó que la conexión columna-viga cumple con la resistencia de aplastamiento y bloque de cortante y que si necesita atiesadores.

Conexión viga con viga: De lo mencionado anteriormente se inició el diseño de la cantidad de pernos y las planchas que se usaran. Teniendo en cuenta que se usaran pernos de 3/4" de diámetro que tienen una resistencia a tracción y corte de 620 Mpa y 457 Mpa respectivamente. Y se soldara todo el perímetro de la sección a las planchas con bisel de 60° con una soldadura E60.

Tabla 48: Pernos en la conexión viga-viga

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD
ϕR_{nt} (por perno)	13514.88	kg
ϕR_{nv} (por perno)	9961.77	kg
Cantidad de pernos	16	und
Longitud de perno	8	cm

Fuente: Propia

Tabla 49: *Plancha en la conexión viga-viga*

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD
Largo	55	cm
Ancho	40	cm
espesor	1.5	cm

Fuente: Propia

Por lo tanto, se verifico que la soldadura acanalada satisface la unión entre el perfil y la plancha tal como se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 50: *Unión soldada de perfil con la plancha*

	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	
ESFUERZO ULTIMOS	Te	Tracción	1719.20	Kg/cm
		Corte	517.04	Kg/cm
RESISTECIA NOMINAL	Tracción	Material	4262.36	Kg/cm
		Soldadura	4941.87	Kg/cm
	Corte	Material	1471.72	Kg/cm
		Soldadura	1706.34	Kg/cm

Fuente: Propia

Por último, para la conexión columna viga se verifico que los pernos resistan por aplastamiento y bloque de cortante.

Tabla 51: *Resistencia del aplastamiento y bloque de corte en los pernos*

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	
APLASTAMIENTO	ϕR_n	23505.80	Kg
BLOQUE DE CORTANTE	Fluencia de tracción + Fluencia de corte		
	ϕP_n	557706.69	Kg/cm
	Fractura en corte + Fluencia		
ϕP_n	61406.85	Kg/cm	

Fuente: Propia

Con los resultados obtenidos en las tablas se verifico que la conexión viga-viga cumple. Por último, para las vigas se hace el diseño a los arriostres lateral que están a cada 5 m en el largo de la viga. En el cual se colocará dos planchas

soldadas en todo su perímetro y se conectarán con un perfil HSS insertado 10 cm en la plancha.

Tabla 52: *Arriostramiento en viga*

DESCRIPCIÓN		CANTIDAD	UNIDAD
ATIESADOR	ALTO	33.45	cm
	ANCHO	9.77	cm
	ESPESOR	1.27	cm
HSS 4"x4"X3/16"	ALTO	10.16	cm
	ANCHO	10.16	cm
	ESPESOR	0.44	cm

Fuente: Propia

Las cuales figuran resistencias que satisfacen el diseño de los atiesadores.

Tabla 53: *Resistencia nominal del atiesadores*

DESCRIPCIÓN		CANTIDAD	UNIDAD
RESISTENCIAS	FLEXIÓN	1744.84	Kg-cm
	CORTE	17046.13	cm

Fuente: Propia

Por lo tanto, se verifico si la soldadura filete satisface la unión entre el perfil HSS ,la plancha y los atiesadores tal como se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 54: *Unión soldada de perfil HSS con la plancha y la viga*

DESCRIPCIÓN			CANTIDAD	UNIDAD
ESFUERZO ULTIMOS	HSS	Plancha	426.15	Kg/cm
	Plancha	Viga	313.22	Kg/cm
RESISTECIA NOMINAL	HSS Plancha	Material	981	Kg/cm
		Soldadura	648.85	Kg/cm
	Plancha Viga	Material	981	Kg/cm
		Soldadura	684.85	Kg/cm

Fuente: Propia

DISEÑO DE PLACAS BASE Y PERNOS DE ANCLAJE: Para el diseño se consideró planchas de acero A36 y pernos de ASTM A325. La cual se determinó

los siguientes esfuerzos de diseño. La base del pórtico es articulada por lo que se consideró que no hay momentos flectores para el análisis.

Tabla 55: Esfuerzos últimos para el diseño de placa base

ESFUERZO ULTIMOS	Pu	84316.78	kg
	Vu	33199.68	kg

Fuente: Propia

Teniendo en cuenta que el área de la placa base será igual que la del pedestal

asumimos $\sqrt{\frac{A_1}{A_2}}=1$ y se calcula con la ecuación siguiente:

$$A_1 = \frac{P_u}{\phi 0.85 f'_c \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}}, \phi = 0.65 \quad (54)$$

$$t_{req} = l^* \sqrt{2^* \frac{P_u}{0.9 F_y B^* N}} \quad (55)$$

Tabla 56: Dimensiones de la placa base

DESCRIPCIÓN		CANTIDAD	UNIDAD
PLACA BASE	ANCHO	50	cm
	LARGO	25	cm
	ESPESOR	1.5	cm

Fuente: Propia

Para el diseño de pernos anclaje se escogió un diámetro de 3/4" que tienen una resistencia a y corte de 457 Mpa.

Tabla 57: Resistencia de los pernos de anclaje

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD
ϕR_{nv} (por perno)	9961.77	kg
Cantidad de pernos	4	und
Longitud de perno	25	cm

Fuente: Propia

Se verifica la soldadura tipo filete de la unión del perfil con la placa base, que por ser una base articulada solo se soldara el alma.

Tabla 58: Unión soldada tipo filete de perfil con la placa base

	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD
RESISTENCIA REQUERIDA	Corte	518.27	Kg/cm
RESISTENCIA NOMINAL	Corte	Material	2064.93
		Soldadura	1297.69

Fuente: Propia

Lo cual la conexión columna con placa base es satisfactoria.

Diseño de viguetas: Se hará el diseño de las viguetas de techo y las viguetas de cierre las cuales estarán sometidas a cargas muerta, viva y de viento.

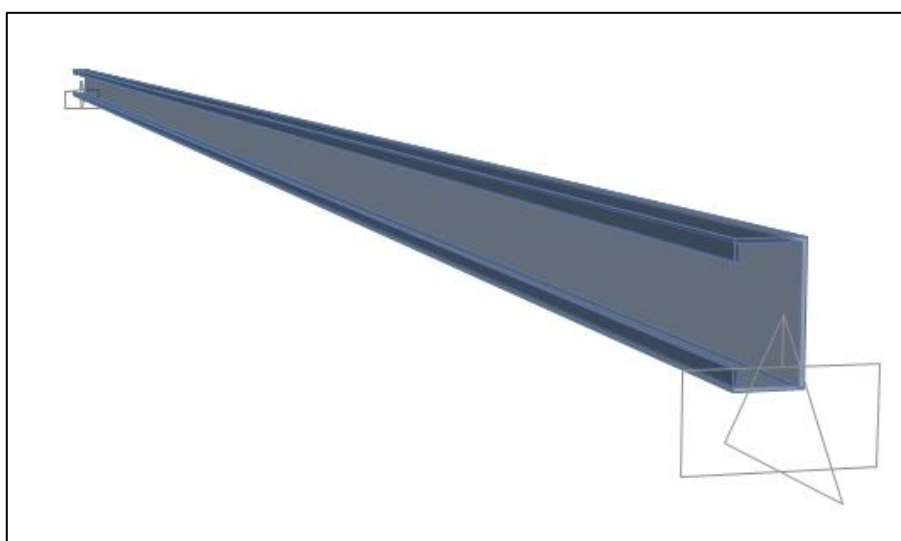


Figura 31. Vista de vigueta para las naves industriales

Tabla 59: Cargas sometidas en las viguetas

DESCRIPCIÓN	CARGAS	CANTIDAD	UNIDAD
VIGUETAS DE TECHO	GRAVEDAD	MUERTA	58.13
		VIVA	58.13
	VIENTO	Barlovento	15.82
		Barlovento	-36.91
		Sotavento	-31.64
VIGUETAS DE CIERRE	GRAVEDAD	MUERTA	1.72
	VIENTO	Barlovento	42.19
		Sotavento	-31.64

Fuente: Propia

Procesando lo datos mencionados al programa SAP2000 obtenemos los esfuerzos producidos en el perfil.

Tabla 60: *Esfuerzos últimos de las viguetas*

CARGAS		CANTIDAD	UNIDAD
Sap2000	Mu	520.53	Kg-m
	Vu	416.42	Kg

Fuente: Propia

Una vez obtenido nuestros esfuerzos últimos procedemos a determinar si el perfil que se empleara es de sección compacta o esbelta.

Tabla 61: *Esfuerzos últimos de las viguetas*

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD
Alas (bf/tf)	15.77
Alma (h/tw)	63.09
Condición en el ala	31.62
Condición en el alma	106.25

Fuente: Propia

De la tabla anterior se puede decir que el perfil tipo C 20x5x1.5x0.317 cm que se usara para las viguetas es compacta.

Viguetas de techo: Por ser una sección compacta la norma nos menciona que en el diseño de flexión se analiza el pando lateral-torsional en el cual se obtuvo los siguientes resultados.

Tabla 62: *Longitud no arriostrada TEORICAS*

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD
Lb	500	cm
Lp	80.74	cm
Lr	239.23	cm

Fuente: Propia

Con lo que se afirma lo mencionada anteriormente, y se análisis para el tercer caso cuando $L_b > L_r$ obtenemos lo siguiente

Tabla 63: Resistencia a flexión de la vigueta

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD
Fcr	22607.52	Ksi
ϕM_n	10606.77	Kg-m

Fuente: Propia

Con esto se verifica que $M_u = 511.2$ kg-m es menor que ϕM_n , lo que demuestra que el diseño a flexión cumple.

Revisamos si la vigueta de techo soporta la cortante en el diseño:

Tabla 64: Resistencia a corte de la vigueta

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD
A_w	6.34	cm ²
ϕV_n	8661.71	Kg

Fuente: Propia

Deflexión en viguetas de techo en las cuales tenemos como límite máximo dado por la norma.

Tabla 65: Deflexiones máximas permitidas

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD
MÁXIMA	V	0.0139
	V+D	0.0208
	W	0.0139

Fuente: Propia

En el cual con ayuda de programa se obtuvo las siguientes deflexiones:

Tabla 66: Deflexiones por el programa Sap2000

DEFLEXIÓN POR EL MODELO (m)		
CARGAS	TECHO	MUROS
V	0.0043	0.00
V+D	0.009178	0.0007
W	0.001209	0.0038

Fuente: Propia

En lo cual podemos apreciar que las viguetas no presentan fallas por deflexión. El mismo procedimiento anterior se aplicó para el análisis de viguetas de cierre por lo cual satisface las cargas de diseño, teniendo como resultados que todas las

viguetas tanto de techo como de cierre son de perfil C 200x50x15mm. Para la conexión de estos perfiles con las vigas principales se usó un Angulo de L 75x75x5 y un largo de 15 cm que llevara una cantidad de 2 pernos de diámetro de 1/2" y un largo de 6 cm. Lo cual se verifica la soldadura y la conexión empernada.

Por lo tanto, se verifico que la soldadura de filete satisface la unión entre el perfil y la plancha tal como se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 67: *Unión soldada de perfil con la plancha*

DESCRIPCIÓN		CANTIDAD	UNIDAD
Vu req.	Corte	288.72	Kg/cm
ϕR_n	Soldadura	648.85	Kg/cm
	Material	569.25	Kg/cm

Fuente: Propia

Por último, para la conexión viga-vigueta se verifico que los pernos resistan por aplastamiento y bloque de cortante.

Tabla 68: *Resistencia del aplastamiento y bloque de corte en los pernos*

DESCRIPCIÓN		CANTIDAD	UNIDAD
APLASTAMIENTO	ϕR_n	109888.80	Kg
BLOQUE DE CORTANTE	Fluencia de tracción + Fluencia de corte		
	ϕP_n	33937.14	Kg/cm
	Fractura en corte + Fluencia		
	ϕP_n	50304.08	Kg/cm

Fuente: Propia

Con los resultados obtenidos en las tablas se verifico que la conexión viga-vigueta cumple.

ANÁLISIS DE ARRIOSTRES EN EL SISTEMA DE PORTICOS

En el eje que no hay rigidez por los pórticos en caso de sismo (Eje Y), se consideraron arriostres de sección cuadrada para los laterales y ángulos para el arriostre de la cobertura. Los esfuerzos que resisten estos arriostres ante cargas sísmicas corresponde a fuerzas de compresión, para ambos casos se calculó con el mismo procedimiento.

Tabla 69: Perfil asumido para arriostres laterales

PERFIL	DESCRIPCIÓN	SIMBOLO	CANTIDAD	UNIDAD
HSS 4"x4"x3/16"	Peralte	d	101.6	mm
	Ancho	bf	101.6	mm
	Espesor del Ala	tf	4.4	mm
	Espesor del Alma	tw	4.4	mm

Fuente: Propia

Tabla 70: Perfil asumido para arriostres de la cobertura

PERFIL	DESCRIPCIÓN	SIMBOLO	CANTIDAD	UNIDAD
L 4"x4"x1/4"	Peralte	d	101.6	mm
	Ancho	bf	101.6	mm
	Espesor del Ala	tf	6.4	mm
	Espesor del Alma	tw	6.4	mm

Fuente: Propia

El diseño a compresión y de conexiones es el mismo procedimiento que los otros casos con el cual obtenemos lo siguiente:

Tabla 71: Resistencia a compresión de arriostres

DESCRIPCIÓN	ϕP_n	UNIDAD
Laterales	9997.36	Kg
Cobertura	5088.79	Kg

Fuente: Propia

Tabla 72: Unión soldada de perfil con el arriostre

	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD	
ESFUERZO ULTIMOS	Te	62.61	Kg/cm	
RESISTENCIA NOMINAL A COMPRESIÓN	LATERAL	Material	1147.18	Kg/cm
		Soldadura	1835.49	Kg/cm
	COBERTURA	Material	688.31	Kg/cm
		Soldadura	1101.78	Kg/cm

Fuente: Propia

Tabla 73: Pernos en la conexión de arriostres

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDAD
ϕR_{nt} (por perno)	13514.88	kg
ϕR_{nv} (por perno)	9961.77	kg
Cantidad de pernos	8	und
Longitud de perno	6	cm

Fuente: Propia

Tabla 74: Resistencia del aplastamiento y bloque de corte en los pernos

DESCRIPCIÓN		LATERALES	COBERTURA	UNIDAD
APLASTAMIENTO	ϕR_n	25673.03		Kg
BLOQUE DE CORTANTE	Fluencia de tracción + Fluencia de corte			
	ϕP_n	48021.16		Kg/cm
	Fractura en corte + Fluencia			
	ϕP_n	52140.25		Kg/cm

Fuente: Propia

En el cual tanto el diseño a compresión, como también el de las conexiones cumplió con los esfuerzos últimos dados por el programa.

ANÁLISIS DE ESTÁTICO: Para este análisis se calculó la cortante basal producida por el sismo y los desplazamientos de la estructura por las cargas laterales de sismo y viento.

Cortante basal: Para el cálculo de la cortante basal de los pórticos hallamos el peso de la estructura la cual fue de 4970.49 kg con la cual se estimó el peso.

Tabla 75: Estimación del peso

CARGAS	CANTIDAD	UNIDAD
Muerta	9620.49	Kg
Viva	4650	Kg
PESO (P)	10782.99	Kg

Fuente: Propia

Bajo los datos obtenidos se hallaron los parámetros sísmicos del pórtico.

Tabla 76: Parámetros sísmicos

DESCRIPCIÓN	SÍMBOLO	CANTIDAD	RAZÓN
Factor de zona	Z	0.45	La zona de estudio es el Cercado de Lima
Condiciones geotécnicas	S	1	Por ser un suelo rígido.
Factor de uso	U	1	La estructura se usa para almacén o depósitos.
Factor de reducción	R	6	Se considero pórticos ordinarios concéntricamente arriostrados.
Factor de amplificación	C	2.5	Depende del periodo como se muestra más adelante.

Fuente: Propia

$T = \frac{H}{C_T}$; $C_T = 35 \rightarrow T = \frac{9.5}{35} = 0.271$; donde TP y TL son de 0.40 y 2.5 respectivamente. Lo que observamos fue que $T < TP$ entonces el factor de amplificación es correcto. Entonces se procedió a hallar la cortante basal.

$$V = \frac{ZUCS}{R} * P = \frac{0.45 * 1 * 1 * 2.5}{6} + P = \mathbf{0.1875} P \quad (\text{Valor usado para el análisis por sismo})$$

$$V = 0.1875 * 10378.86 = 2021.81 \text{ kg} \quad (\text{Cortante Basal})$$

Análisis de desplazamiento por sismo: Con lo anteriormente calculado se obtiene información de los desplazamientos dados por el programa SAP2000.

Tabla 77: Desplazamiento admisibles

EJE	DESPLAZAMIENTO	DERIVA (0.75*R*Desp./H)	DERIVA ADMISISBLE
X	0.0085	0.0038	0.02
Y	0.0007	0.0003	0.02

Fuente: Propia

Con lo mostrado anteriormente, se puede concluir que los sistemas estructurales cumplen con los parámetros establecidos en la Norma E.030.

Análisis de desplazamiento por viento: Con lo anteriormente calculado se obtiene información de los desplazamientos dados por el programa SAP2000.

Tabla 78: Desplazamiento admisibles

DESPLAZAMIENTO	DERIVA ADMISIBLBLE (1%H)
0.0307	0.0950

Fuente: Propia

Con lo mostrado anteriormente, se puede concluir que los sistemas estructurales cumplen con los parámetros establecidos en la Norma E.020.

RESUMEN DE DISEÑO DE PORTICOS: Tomando en cuanto el mismo criterio de diseño para los demás pórticos de alma llena se presentó un resumen para cada luz que tenemos.

Tabla 79: Resumen de esfuerzo para el pórtico de 30m de luz.

PORTICO DE ALMA LLENA DE 30m DE LUZ							
ELEMENTOS		PERFILES	DISEÑO		RESISTENCIAS NOMINALES	ESFUERZOS ULTIMOS	ESTADO
VIGA		W14x43	FLEXIÓN	kg-m	26371.11	21172.06	CUMPLE
			COMPRESIÓN	kg	183958.09	4891.36	CUMPLE
			CORTE	kg	66399.35	5187.79	CUMPLE
			DEFLEXIÓN	cm	3.61	12.50	CUMPLE
			ANÁLISIS DE SEGUNDO ORDEN	-	0.9767	1	CUMPLE
COLUMNA		W14x61	FLEXIÓN	kg-m	34712.26	21172.06	CUMPLE
			COMPRESIÓN	kg	168633.56	6364.06	CUMPLE
			ANÁLISIS DE SEGUNDO ORDEN	-	0.8331	1	CUMPLE
CONEXIÓN	COLUMNA-VIGA	PL 55x40x1.5cm	TRACCIÓN	kg	275302.69	72112.36	CUMPLE
			CORTANTE	kg	115914.02	33199.68	CUMPLE
			BLOQUE DE CORTATNE	kg	57706.69	33199.68	CUMPLE
		Pernos, 16 Ø 3/4", L=9cm	TRACCIÓN	kg	81089.27	72112.36	CUMPLE
			CORTANTE	kg	39847.09	33199.68	CUMPLE
			APLAZAMIENTO	kg	94023.18	33199.68	CUMPLE
	VIGA-VIGA	PL 55x40x1.5cm	TRACCIÓN	kg	181396.40	73165.10	CUMPLE
			CORTANTE	kg	94501.03	33199.68	CUMPLE
			BLOQUE DE CORTATNE	kg	57706.69	33199.68	CUMPLE
		Pernos, 16 Ø 3/4", L=8cm	TRACCIÓN	kg	81089.27	73165.10	CUMPLE
			CORTANTE	kg	39847.09	33199.68	CUMPLE
			APLAZAMIENTO	kg	94023.18	33199.68	CUMPLE
ATIESADOR	COLUMNA-VIGA	SI ES NECESARIO	CORTE	kg	155017.2176	78327.64	CUMPLE
		PL 31.95x4.41x1cm					
	VIGA	HSS4x4x3/16	FLEXIÓN	kg-m	1744.84	57.17	CUMPLE
			CORTE	kg	17046.13	45.73	CUMPLE
		PL 34.51.4x8.2x1.3cm	CORTE	kg	137547.70	66399.35	CUMPLE
PLACA BASE	PL 50x25x1.5cm	CORTE	kg	83128.52	66399.35	CUMPLE	
	Perno, 4 Ø 3/4", L=25cm	CORTE	kg	39847.09	33199.68	CUMPLE	
VIGUETAS	TECHO	C 200x50x15mm (t=0.317cm)	FLEXIÓN	kg-m	10606.77	520.53	CUMPLE
			CORTE	kg	8661.71	416.42	CUMPLE
			DEFLEXIÓN	cm	0.00918	0.0208	CUMPLE
	CIERRE		FLEXIÓN	kg	16849.80	3973.61	CUMPLE
			CORTE	kg	8661.71	665.6	CUMPLE
			DEFLEXIÓN	cm	0.0038	0.0139	CUMPLE
CONEXIÓN	VIGUETA-VIGA	L 7.5x7.5x0.5cm.	CORTANTE	kg	17077.50	8661.71	CUMPLE
			BLOQUE DE CORTATNE	kg	33937.14	8661.71	CUMPLE
		Perno, 2 Ø 1/2, L=6cm	CORTANTE	kg	8854.91	8661.71	CUMPLE
			BLOQUE DE CORTATNE	kg	33937.14	8661.71	CUMPLE
ARRIOSTRE EN EL EJEY	PORTICO	HSS4x4x3/16	COMPRESIÓN	kg	9997.36	857.82	CUMPLE
		Pernos, 8 Ø 3/4", L=6cm	APLAZAMIENTO	kg	102692.12	9997.36	CUMPLE
		BLOQUE DE CORTATNE	kg	48021.16	9997.36	CUMPLE	
	TECHO	L5x5x5/16	COMPRESIÓN	kg	8099.23	770.64	CUMPLE

Fuente: Propia

Tabla 80: Resumen de esfuerzo para el pórtico de 40m de luz.

PORTICO DE ALMA LLENA DE 40m DE LUZ										
ELEMENTOS	PERFILES	DISEÑO		RESISTENCIAS NOMINALES	ESFUERZOS ULTIMOS	ESTADO				
VIGA	W21x68	FLEXIÓN	kg-m	56919.86	50430.54	CUMPLE				
		COMPRESIÓN	kg	282140.83	7146.91	CUMPLE				
		CORTE	kg	57921.32	8116.48	CUMPLE				
		DEFLEXIÓN	cm	1.65	12.50	CUMPLE				
		ANÁLISIS DE SEGUNDO ORDEN	-	0.9017	1	CUMPLE				
COLUMNA	W21x93	FLEXIÓN	kg-m	52596.32	50430.54	CUMPLE				
		COMPRESIÓN	kg	149219.09	9287.68	CUMPLE				
		ANÁLISIS DE SEGUNDO ORDEN	-	0.9946	1	CUMPLE				
		TRACCIÓN	kg	344230.62	83841.35	CUMPLE				
CONEXIÓN	COLUMNA-VIGA	CORTANTE	kg	280649.81	28960.66	CUMPLE				
		BLOQUE DE CORTATNE	kg	89607.13	28960.66	CUMPLE				
		Pernos, 14 ϕ 3/4", L=8cm	TRACCIÓN	kg	94604.14	83841.35	CUMPLE			
			CORTANTE	kg	29885.32	28960.66	CUMPLE			
			APLAZTAMIENTO	kg	94023.18	28960.66	CUMPLE			
		VIGA-VIGA	PL 55x40x1.5cm	TRACCIÓN	kg	244590.94	94097.36	CUMPLE		
	CORTANTE			kg	207962.56	28960.66	CUMPLE			
	Pernos, 12 ϕ 3/4", L=7cm		BLOQUE DE CORTATNE	kg	57706.69	28960.66	CUMPLE			
			TRACCIÓN	kg	94604.14	94097.36	CUMPLE			
			CORTANTE	kg	29885.32	28960.66	CUMPLE			
			APLAZTAMIENTO	kg	70517.385	28960.66	CUMPLE			
			ATIESADOR	COLUMNA-VIGA	SI ES NECESARIO	CORTE	kg	116445.8487	108415.07	CUMPLE
				VIGA	PL 50.14x4.25x1.5cm	FLEXIÓN	kg-m	1744.84	57.17	CUMPLE
	PLACA BASE	Perno, 4 ϕ 3/4", L=25cm	HSS4x4x3/16	CORTE	kg	17046.13	45.73	CUMPLE		
PL 51.78 x 9.96x1.3cm			CORTE	kg	186264.58	57921.32	CUMPLE			
PL 60x30x1.5cm			CORTE	kg	130131.40	57921.32	CUMPLE			
VIGUETAS			TECHO	C 200x50x15mm (t=0.317cm)	FLEXIÓN	kg-m	10606.77	553.34	CUMPLE	
CORTE				kg	8661.71	442.67	CUMPLE			
VIGUETAS	CIERRE	C 200x50x15mm (t=0.317cm)	DEFLEXIÓN	cm	0.009751	0.0208	CUMPLE			
		FLEXIÓN	kg	16849.80	1879.64	CUMPLE				
CONEXIÓN	VIGUETA-VIGA	L 7.5x7.5x0.5cm.	CORTE	kg	8661.71	292.5	CUMPLE			
			DEFLEXIÓN	cm	0.0040	0.0139	CUMPLE			
		Perno, 2 ϕ 1/2, L=6cm	CORTANTE	kg	17077.50	8661.71	CUMPLE			
			BLOQUE DE CORTATNE	kg	33937.14	8661.71	CUMPLE			
			CORTANTE	kg	8854.91	8661.71	CUMPLE			
			BLOQUE DE CORTATNE	kg	33937.14	8661.71	CUMPLE			
ARRIOSTRE EN EL EJE Y	PORTICO	HSS4x4x3/16	COMPRESIÓN	kg	9997.36	857.82	CUMPLE			
			APLAZTAMIENTO	kg	72441.73	9997.36	CUMPLE			
		Pernos, 8 ϕ 3/4", L=6cm	COMPRESIÓN	kg	34851.97	9997.36	CUMPLE			
			BLOQUE DE CORTATNE	kg	34851.97	9997.36	CUMPLE			
ARRIOSTRE EN EL EJE Y	TECHO	L5x5x5/16	COMPRESIÓN	kg	12003.26	770.64	CUMPLE			

Fuente: Propia

Tabla 81: Resumen de esfuerzo para el pórtico de 50m de luz.

PORTICO DE ALMA LLENA DE 50m DE LUZ										
ELEMENTOS	PERFILES	DISEÑO		RESISTENCIAS NOMINALES	ESFUERZOS ULTIMOS	ESTADO				
VIGA	W24x76	FLEXIÓN	kg-m	73650.90	71934.79	CUMPLE				
		COMPRESIÓN	kg	330451.18	9951.79	CUMPLE				
		CORTE	kg	50411.33	9150.92	CUMPLE				
		DEFLEXIÓN	cm	1.63	12.50	CUMPLE				
		ANÁLISIS DE SEGUNDO ORDEN	-	0.9924	1	CUMPLE				
COLUMNA	W21x101	FLEXIÓN	kg-m	91900.80	71934.79	CUMPLE				
		COMPRESIÓN	kg	348946.08	10499.58	CUMPLE				
		ANÁLISIS DE SEGUNDO ORDEN	-	0.8614	1	CUMPLE				
		TRACCIÓN	kg	419982.77	118496.97	CUMPLE				
CONEXIÓN	COLUMNA-VIGA	CORTANTE	kg	273315.63	25205.67	CUMPLE				
		BLOQUE DE CORTATNE	kg	92773.35	25205.67	CUMPLE				
		Pernos, 23 ϕ 3/4", L=9cm	TRACCIÓN	kg	121633.90	118496.97	CUMPLE			
			CORTANTE	kg	29885.32	25205.67	CUMPLE			
			APLAZTAMIENTO	kg	94023.18	25205.67	CUMPLE			
		VIGA-VIGA	PL 80x45x2cm	TRACCIÓN	kg	262530.08	118497.00	CUMPLE		
	CORTANTE			kg	243106.29	25205.67	CUMPLE			
	Pernos, 23 ϕ 3/4", L=9cm		BLOQUE DE CORTATNE	kg	92773.35	25205.67	CUMPLE			
			TRACCIÓN	kg	121633.90	118497.00	CUMPLE			
			CORTANTE	kg	29885.32	25205.67	CUMPLE			
			APLAZTAMIENTO	kg	94023.18	25205.67	CUMPLE			
			ATIESADOR	COLUMNA-VIGA	SI ES NECESARIO	CORTE	kg	218863.3478	140759.30	CUMPLE
				VIGA	PL 50.29x6.86x1.5cm	FLEXIÓN	kg-m	1744.84	57.17	CUMPLE
	PLACA BASE	Perno, 4 ϕ 3/4", L=25cm	HSS4x4x3/16	CORTE	kg	17046.13	45.73	CUMPLE		
PL 58.98 x 10.86x1.3cm			CORTE	kg	209436.40	50411.33	CUMPLE			
PL 60x30x1.5cm			CORTE	kg	147007.61	50411.33	CUMPLE			
VIGUETAS			TECHO	C 200x50x15mm (t=0.317cm)	FLEXIÓN	kg-m	10606.77	533.13	CUMPLE	
CORTE				kg	8661.71	426.5	CUMPLE			
VIGUETAS	CIERRE	C 200x50x15mm (t=0.317cm)	DEFLEXIÓN	cm	0.009398	0.0208	CUMPLE			
		FLEXIÓN	kg	16849.80	1331.2	CUMPLE				
CONEXIÓN	VIGUETA-VIGA	L 7.5x7.5x0.5cm.	CORTE	kg	8661.71	281.26	CUMPLE			
			DEFLEXIÓN	cm	0.00071	0.02083	CUMPLE			
		Perno, 2 ϕ 1/2, L=6cm	CORTANTE	kg	17077.50	8661.71	CUMPLE			
			BLOQUE DE CORTATNE	kg	33937.14	8661.71	CUMPLE			
			CORTANTE	kg	8854.91	8661.71	CUMPLE			
			BLOQUE DE CORTATNE	kg	33937.14	8661.71	CUMPLE			
ARRIOSTRE EN EL EJE Y	PORTICO	HSS4x4x3/16	COMPRESIÓN	kg	9997.36	857.82	CUMPLE			
			APLAZTAMIENTO	kg	72441.73	9997.36	CUMPLE			
		Pernos, 8 ϕ 3/4", L=6cm	COMPRESIÓN	kg	34851.97	9997.36	CUMPLE			
			BLOQUE DE CORTATNE	kg	34851.97	9997.36	CUMPLE			
ARRIOSTRE EN EL EJE Y	TECHO	L4x4x1/4	COMPRESIÓN	kg	4992.79	770.64	CUMPLE			

Fuente: Propia

Tabla 82: Resumen de esfuerzo para el pórtico de 60m de luz.

PORTICO DE ALMA LLENA DE 60m DE LUZ							
ELEMENTOS		PERFILES	DISEÑO		RESISTENCIAS NOMINALES	ESFUERZOS ULTIMOS	ESTADO
VIGA	W30x90	FLEXIÓN	kg-m	108296.92	102830.4	CUMPLE	
		COMPRESIÓN	kg	409698.52	14001.97	CUMPLE	
		CORTE	kg	59759.42	10840.55	CUMPLE	
		DEFLEXIÓN	cm	1.24	12.50	CUMPLE	
		ANÁLISIS DE SEGUNDO ORDEN	-	0.9671	1	CUMPLE	
COLUMNA	W24x117	FLEXIÓN	kg-m	119061.36	102830.42	CUMPLE	
		COMPRESIÓN	kg	410428.93	12600	CUMPLE	
		ANÁLISIS DE SEGUNDO ORDEN	-	0.9440	1	CUMPLE	
CONEXIÓN	COLUMNA-VIGA	PL 95x55x2cm	TRACCIÓN	kg	464462.95	137235.31	CUMPLE
			CORTANTE	kg	374797.85	29879.71	CUMPLE
			BLOQUE DE CORTATNE	kg	102272.01	29879.71	CUMPLE
		Pernos, 27 Ø 3/4", L=8cm	TRACCIÓN	kg	148663.65	137235.31	CUMPLE
			CORTANTE	kg	29885.32	29879.71	CUMPLE
			APLAZAMIENTO	kg	94023.18	29879.71	CUMPLE
	VIGA-VIGA	PL 95x50x2cm	TRACCIÓN	kg	268525.46	137235.29	CUMPLE
			CORTANTE	kg	325811.85	29879.71	CUMPLE
			BLOQUE DE CORTATNE	kg	102272.01	29879.71	CUMPLE
		Pernos, 27 Ø 3/4", L=9cm	TRACCIÓN	kg	148663.65	137235.29	CUMPLE
			CORTANTE	kg	29885.32	29879.71	CUMPLE
			APLAZAMIENTO	kg	94023.18	29879.71	CUMPLE
ATIESADOR	COLUMNA-VIGA	SI ES NECESARIO					
		PL 50.14x4.25x1.5cm	CORTE	kg	240947.4507	181819.12	CUMPLE
	VIGA	HSS4x4x3/16	FLEXIÓN	kg-m	1744.84	57.17	CUMPLE
		PL 51.78 x 9.96x1.3cm	CORTE	kg	17046.13	45.73	CUMPLE
PLACA BASE	Perno, 4 Ø 3/4", L=25cm	PL 95x47.5x2cm	CORTE	kg	255911.90	59759.42	CUMPLE
			CORTE	kg	183265.09	59759.42	CUMPLE
			CORTE	kg	39847.09	29879.71	CUMPLE
VIGUETAS	TECHO	C 200x50x15mm (t=0.317cm)	FLEXIÓN	kg-m	10606.77	553.34	CUMPLE
			CORTE	kg	8661.71	442.67	CUMPLE
			DEFLEXIÓN	cm	0.009751	0.0208	CUMPLE
	CIERRE		FLEXIÓN	kg	16849.80	1879.64	CUMPLE
			CORTE	kg	8661.71	292.5	CUMPLE
			DEFLEXIÓN	cm	0.0040	0.0139	CUMPLE
CONEXIÓN	VIGUETA-VIGA	L 7.5x7.5x0.5cm.	CORTE	kg	17077.50	8661.71	CUMPLE
			BLOQUE DE CORTATNE	kg	33937.14	8661.71	CUMPLE
		Perno, 2 Ø 1/2, L=6cm	CORTE	kg	8854.91	8661.71	CUMPLE
			BLOQUE DE CORTATNE	kg	33937.14	8661.71	CUMPLE
ARRIOSTRE EN EL EJE Y	PORTICO	HSS4x4x3/16	COMPRESIÓN	kg	9997.36	857.82	CUMPLE
		Pernos, 8 Ø 3/4", L=6cm	APLAZAMIENTO	kg	72441.73	9997.36	CUMPLE
	TECHO		BLOQUE DE CORTATNE	kg	34851.97	9997.36	CUMPLE
		L5x5x5/16	COMPRESIÓN	kg	12003.26	770.64	CUMPLE

Fuente: Propia

Tabla 83: Resumen de pesos de pórticos de alma llena.

RESUMEN DE PESOS		PESO (KG)		PESO (KG)		PESO (KG)		PESO (KG)	
		PORTICO DE 30m		PORTICO DE 40m		PORTICO DE 50m		PORTICO DE 60m	
VIGA		1923.93	4071.81	5700.54	8062.19				
COLUMNA		1450.47	2212.18	2414.76	2787.50				
CONEXIÓN	COLUMNA-VIGA	110.06	218.04	260.46	339.00				
	VIGA-VIGA	54.67	55.64	117.67	154.59				
ATIESADOR	COLUMNA-VIGA	5.39	9.84	13.75	17.83				
	VIGA	538.66	673.32	807.99	942.65				
PLACA BASE		33.91	46.86	46.86	146.17				
VIGUETAS	TECHO	683.89	759.88	987.88	1139.82				
	CIERRE	151.98	151.98	151.98	151.98				
CONEXIÓN	VIGUETA-VIGA	17.51	19.46	25.30	29.19				
PESO TOTAL DE UN PORTICO	CENTRAL	4970.49	8219.00	10527.19	13770.92				
	EXTREMO	4543.80	7753.34	9944.61	13110.42				
ARRIOSTRE EN EL EJE Y	PORTICOS	1340.09	1340.09	1340.09	1340.09				
	TECHO	3885.89	3990.00	2965.14	5586.00				
PESO TOTAL	kg	59047.96	94807.79	118939.18	157085.18				
	ton	59.05	94.81	118.94	157.09				

Fuente: Propia

Tabla 84: Resumen de los desplazamientos de pórticos de alma llena.

RESUMEN DE DESPLAZAMIENTOS		PORTICO DE 30m (m)	PORTICO DE 40m (m)	PORTICO DE 50m (m)	PORTICO DE 60m (m)
SISMO	X	0.0085	0.0126	0.0155	0.0193
	Y	0.0007	0.0009	0.0011	0.0012
DERIVA	X	0.0038	0.0054	0.0063	0.0076
	Y	0.0003	0.0004	0.0005	0.0005
DERIVA ADMISIBLE		0.02	0.02	0.02	0.02
VIENTO	X	0.0307	0.0587	0.0991	0.1147
DERIVA ADMISIBLE		0.10	0.11	0.11	0.12

Fuente: Propia

ARMADURAS A DOS AGUAS TIPO PRATT: Para el diseño de este sistema se tuvo las siguientes cargas

Tabla 85: Cargas del diseño de armaduras para la superficie inclinada

DESCRIPCIÓN	CARGAS		CANTIDAD	UNIDAD
Cargas de Gravedad	Carga Muerta		31	Kg/m ²
	Carga Viva		30	Kg/m ²
Cargas de viento	Barlovento	Caso 1	8.44	Kg/m ²
		Caso 2	-19.69	Kg/m ²
	Sotavento		-16.68	Kg/m ²

Fuente: Propia

Tabla 86: Cargas del diseño de armaduras para la superficie inclinada

DESCRIPCIÓN	CARGAS	CANTIDAD	UNIDAD
Cargas de viento	Barlovento	22.50	Kg/m ²
	Sotavento	-16.68	Kg/m ²

Fuente: Propia

Con las cuales se hallaron las cargas puntuales que soportaran las armaduras para las diferentes luces. Teniendo en cuenta que la longitud de viguetas es de 5m.

Tabla 87: Cargas puntuales en la superficie inclinada de las armaduras

Luces (m)		30	40	50	60
Área tributaria (m ²)		9.375	10	9.615	10
Carga Muerta (kg)		290.63	310	298.07	310
Carga Viva (kg)		281.25	300	288.45	300
Barlovento	Caso 1 (kg)	79.10	84.38	81.13	84.38
	Caso 2 (kg)	-184.57	-196.88	-189.30	-196.88
Sotavento (kg)		-158.20	-168.75	-162.25	-168.75

Fuente: Propia

Tabla 88: Cargas distribuidas en la superficie vertical de las armaduras

Luces (m)	30	40	50	60
Ancho tributario (m)	5	5	5	5
Barlovento (kg/m)	112.50	112.50	112.50	112.50
Sotavento (kg/m)	-84.38	-84.38	-84.38	-84.38

Fuente: Propia

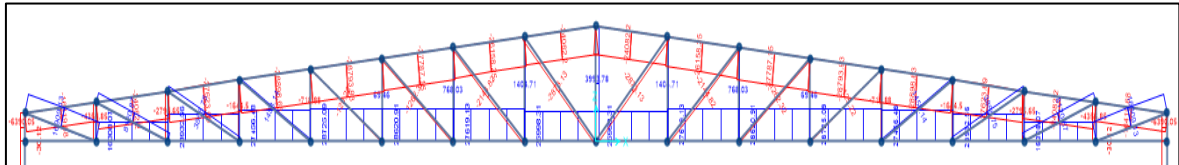


Figura 32. Esfuerzos axiales en la armadura a dos aguas tipo pratt

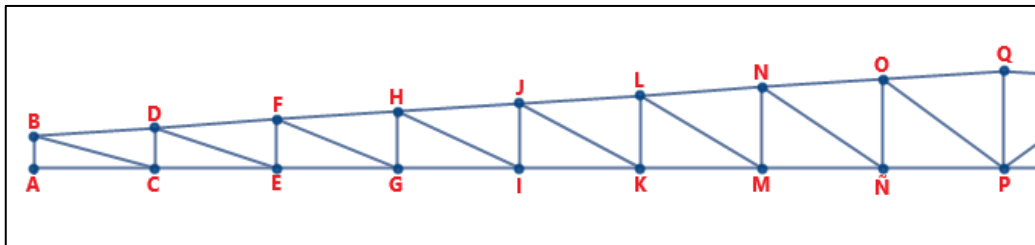


Figura 33. Descripción de puntos de la armadura

Tabla 89: Cargas Axiales sobre la armadura principal

BRIDA SUPERIOR (kg)		BRIDA INFERIOR (kg)		DIAGONALES (kg)		MONTANTES (kg)	
BD	-16419.68	AC	-30.12	BC	16909.13	AB	-6090.05
DF	-24082.20	CE	16308.07	DE	8120.87	CD	-4356.85
FH	-27623.69	EG	23932.56	FG	3888.75	EF	-2795.65
HJ	-28898.63	GI	27456.48	HI	1458.14	GH	-1644.50
JL	-28793.93	IK	28725.09	JK	-125.22	IJ	-718.88
LN	-27787.15	KM	28620.91	LM	-1262.32	KL	69.46
NO	-26158.25	MÑ	27619.13	NÑ	-2144.82	MN	768.03
OQ	-24082.20	ÑP	25998.31	OP	-2873.13	ÑO	1404.71
	(-) COMPRESIÓN			(+) TRACCIÓN		PQ	3993.78

Fuente: Propia

Cabe resaltar que la longitud no arriostrada (L) es 3.61 metros como se muestra en la siguiente figura:

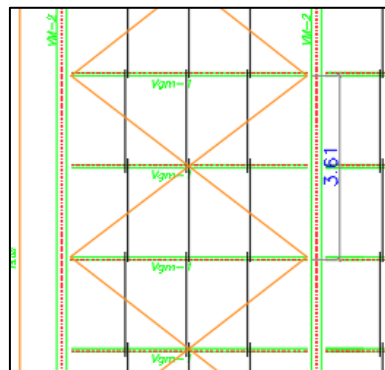


Figura 34. Vista de la longitud no arriostrada

Para el diseño a compresión se diseñará la brida superior, de sección variable conformada por dos ángulos de 3" x 3" x 5/16". Las propiedades del ángulo individual son:

Tabla 90: Datos del ángulo asumido

ANGULO	3"x3"x5/16"	
ÁREA	11.47	cm ²
INERCIA	62.85	cm ⁴
RADIO DE GIRO	2.34	cm
X	2.20	cm

Fuente: Propia

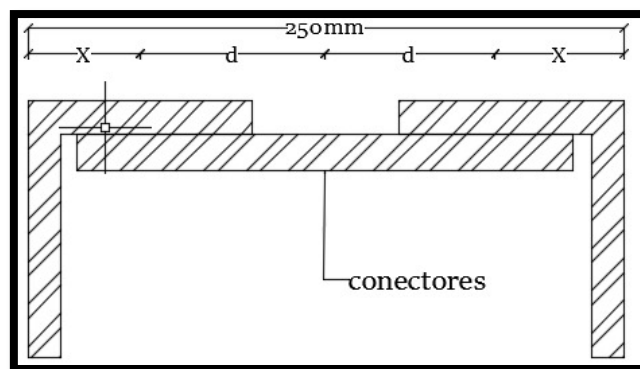


Figura 35. Sección variable conformado con dos ángulos

Como es una sección variable se calculó una nueva inercia:

$$\text{Inercia (I)} = 2 \cdot \text{Inercia inicial} + 2 \cdot \text{área} \cdot \left(\frac{25-C}{2}\right)^2 = 2559.40 \text{ cm}^4$$

$$\text{Radio de giro (r)} = \left(\frac{\text{inercia}}{2 \cdot \text{área}}\right)^{1/2} = 10.56 \text{ cm}$$

Determinamos la esbeltez $KL / r = 1 \times 361 / 10.56 = 34.19$. Se considera $k=1$ ya que cada lado está sin apoyar. Ahora se procede a determinar la esbeltez modificada:

$$\left(\frac{kL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{kL}{r}\right)^2 + \left(\frac{kiL}{r}\right)^2}$$

Tabla 91: *Calculo de la esbeltez modificada*

INERCIA	2559.40	cm ⁴
K	1	
r	10.56	cm
a	100.00	
CASOS	42.74	
Ki	0.86	
LONGITUD NO ARRIOSTRADA		
	376.87	cm
(KL/r)	51.22	

Fuente: Propia

Cumple el límite de esbeltez para elementos en compresión, luego se procede a calcular el esfuerzo de Euler para saber en cuál de las condiciones nos encontramos (Ecuación 19 y 18):

Tabla 92: *Calculando el esfuerzo critico de la sección variable*

Fe	2514.47	kg/cm ²
λ	1.00	< 1.5
Fcr (ecuación 16)	1660.44	kg/cm ²

Fuente: Propia

Tabla 93: *Calculando la resistencia compresión de la sección variable*

ϕ	0.85	
$\phi P_n =$	32376.97	kg
$\phi P_n =$	32.38	ton

Fuente: Propia

Des la misma manera se hace el diseño para la brida inferior en tracción.

Tabla 94: *Datos del ángulo asumido*

ANGULO	3"x3"x3/8"	
ÁREA	13.61	cm ²
Fy	2530	Kg/cm ²
Fy	4080	Kg/cm ²

Fuente: Propia

Aplicamos la ecuación 11 para hallar a la resistencia a Fluencia y la ecuación 12 para hallar la resistencia a fractura teniendo como resultado lo siguiente:

Tabla 95: Calculando la resistencia tracción de la sección variable

FORMULA	RESULTADO	
$\phi R_n = 0.9 F_y A_g =$	30989.97	kg
$\phi R_n = 0.75 F_u A_e =$	44978.33	kg

Fuente: Propia

En el cual se demuestra que tanto para compresión y tracción la sección variable cumple con las condiciones de cargas dadas.

DISEÑO DE CONEXIONES: La armadura presenta distintos tipos de conexiones tal como se muestra en la figura siguiente. Para esta investigación se demostrará el diseño del punto más crítico.

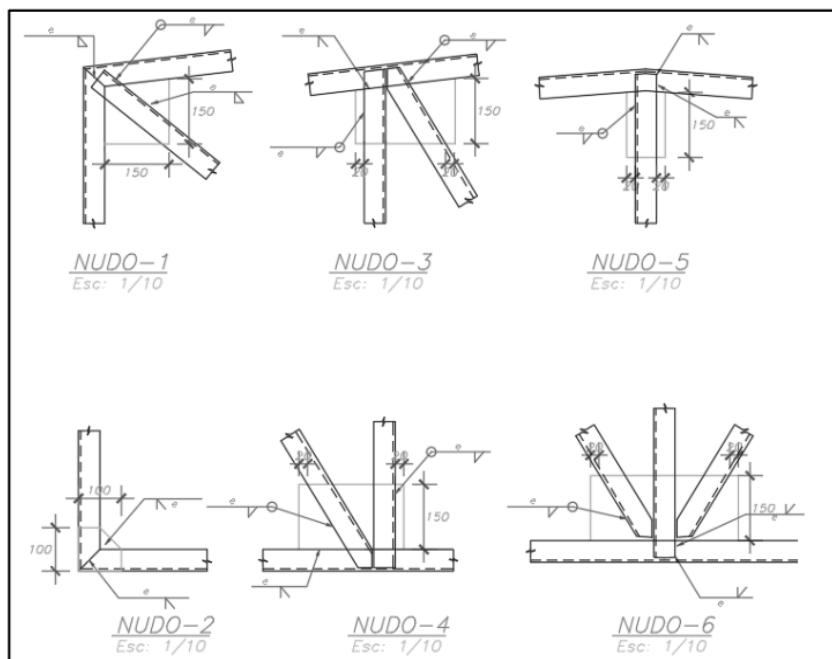


Figura 36. Vista de conexiones que presenta la armadura

Resistencia requerida de la soldadura acanalada para la unión entre la brida superior y montante

Tabla 96: Calculando la resistencia requerida por la soldadura

UNIÓN BRIDA SUPERIOR Y MONTANTE		
CONCEPTO	TRACCIÓN o COMPRESIÓN	CORTANTE
Carga (kg)	-7723.87	-8169.10
Perímetro (cm)	15	15
Resistencia Requerida (kg/cm)	-514.92	-544.61

Fuente: Propia

Tabla 97: Resistencia de la soldadura en tracción y corte

Te	TRACCION	0.32	cm
	CORTE	0.32	cm
Del material	Fy	3518	kg/cm2
De la soldadura	Fxx	4079	kg/cm2
TRACCIÓN	ϕRn material	1005.27	kg/cm
	ϕRn soldadura	1165.54	kg/cm
CORTE	ϕRn material	607.91	kg/cm
	ϕRn soldadura	704.83	kg/cm

Fuente: Propia

Análisis de desplazamiento por sismo: Con lo anteriormente calculado se obtiene información de los desplazamientos dados por el programa SAP2000.

Tabla 98: Desplazamiento admisibles

EJE	DESPLAZAMIENTO	DERIVA (0.75*R*Desp./H)	DERIVA ADMISISBLE
X	0.0147	0.0066	0.02
Y	0.0038	0.0017	0.02

Fuente: Propia

Con lo mostrado anteriormente, se puede concluir que los sistemas estructurales cumplen con los parámetros establecidos en la Norma E.030.

Análisis de desplazamiento por viento: Con lo anteriormente calculado se obtiene información de los desplazamientos dados por el programa SAP2000.

Tabla 99: Desplazamiento admisibles

DESPLAZAMIENTO	DERIVA ADMISISBLE (1%H)
0.0068	0.0100

Fuente: Propia

Con lo mostrado anteriormente, se puede concluir que los sistemas estructurales cumplen con los parámetros establecidos en la Norma E.020.

RESUMEN DE DISEÑO DE ARMADURAS A DOS AGUAS: Tomando en cuanto el mismo criterio de diseño para las demás armaduras a dos aguas se presentó un resumen para cada luz que tenemos.

Tabla 100: Resumen de esfuerzo para la armadura de 30m de luz.

ARMADURA A DOS AGUAS DE 30m DE LUZ								
ELEMENTOS	PERFILES	DISEÑO		RESISTENCIAS NOMINALES	ESFUERZOS ULTIMOS	ESTADO		
ARMADURA	Brida Superior	3"x3"x5/16"	Compresión	kg	32376.97	28898.63	CUMPLE	
	Brida Inferior	3"x3"x3/8"	Compresión	kg	38194.09	30.12	CUMPLE	
			Tracción	kg	30989.97	28725.09	CUMPLE	
	Diagonal	2"x2"x5/16"	Compresión	kg	17598.05	2873.13	CUMPLE	
			Tracción	kg	16918.11	16909.13	CUMPLE	
	Montante	2"x2"x1/8"	Compresión	kg	8363.89	6390.05	CUMPLE	
			Tracción	kg	7104.24	3993.78	CUMPLE	
	COLUMNA	W14x34	FLEXIÓN	kg-m	8260.29	3541.35	CUMPLE	
COMPRESIÓN			kg	37792.79	6390.05	CUMPLE		
ANÁLISIS DE SEGUNDO ORDEN			-	0.8750	1	CUMPLE		
TRACCIÓN			kg	131282.92	11614.58	CUMPLE		
CONEXIÓN	COLUMNA-VIGA	PL 55x40x1.5cm	CORTANTE	kg	91447.98	901.53	CUMPLE	
			BLOQUE DE CORTATNE	kg	95939.57	901.53	CUMPLE	
			TRACCIÓN	kg	13514.88	11614.58	CUMPLE	
		Pernos, 16 Ø 3/4", L=9cm	CORTANTE	kg	9961.77	901.53	CUMPLE	
			APLAZAMIENTO	kg	31341.06	901.53	CUMPLE	
			CORTANTE	kg	607.91	-544.61	CUMPLE	
	VIGA PRINCIPAL	Brida superior y Montante	Diagonal con Brida y Montante	CORTANTE	kg	1138.50	-544.61	CUMPLE
				CORTANTE	kg	569.25	-544.61	CUMPLE
		Brida superior y Cartela	Montante y Cartelas	CORTANTE	kg	603.16	-544.61	CUMPLE
				CORTANTE	kg	603.16	-544.61	CUMPLE
		Conectores	CORTANTE	kg	569.25	-544.61	CUMPLE	
			CORTE	kg	75707.06	901.53	CUMPLE	
		PLACA BASE	PL 50x25x1.5cm	CORTE	kg	75707.06	901.53	CUMPLE
			Perno, 4 Ø 3/4", L=25cm	CORTE	kg	9961.77	450.77	CUMPLE
VIGUETAS	TECHO	C 200x50x15mm (t=0.317cm)	FLEXIÓN	kg-m	10606.77	520.53	CUMPLE	
			CORTE	kg	8661.71	416.42	CUMPLE	
			DEFLEXIÓN	cm	0.00918	0.0208	CUMPLE	
	CIERRE		FLEXIÓN	kg	16849.80	3973.61	CUMPLE	
			CORTE	kg	8661.71	665.6	CUMPLE	
			DEFLEXIÓN	cm	0.0038	0.0139	CUMPLE	
CONEXIÓN	VIGUETA-VIGA	L 7.5x7.5x0.5cm.	CORTANTE	kg	17077.50	8661.71	CUMPLE	
			BLOQUE DE CORTATNE	kg	33937.14	8661.71	CUMPLE	
			CORTANTE	kg	8854.91	8661.71	CUMPLE	
		Perno, 2 Ø 1/2, L=6cm	BLOQUE DE CORTATNE	kg	33937.14	8661.71	CUMPLE	
			COMPRESIÓN	kg	9997.36	857.82	CUMPLE	
			APLAZAMIENTO	kg	72441.73	9997.36	CUMPLE	
ARRIOSTRE EN EL EJE Y	PORTICO	HSS4x4x3/16	COMPRESIÓN	kg	9997.36	857.82	CUMPLE	
		Pernos, 8 Ø 3/4", L=6cm	BLOQUE DE CORTATNE	kg	34851.97	9997.36	CUMPLE	
	TECHO	L5x5x5/16	COMPRESIÓN	kg	8722.59	770.64	CUMPLE	

Fuente: Propia

Tabla 101: Resumen de esfuerzo para la armadura de 40m de luz.

ARMADURA A DOS AGUAS DE 40m DE LUZ								
ELEMENTOS	PERFILES	DISEÑO		RESISTENCIAS NOMINALES	ESFUERZOS ULTIMOS	ESTADO		
ARMADURA	Brida Superior	4"x4"x5/16"	Compresión	kg	47489.30	42812.47	CUMPLE	
	Brida Inferior	4"x4"x1/2"	Compresión	kg	73085.94	61.00	CUMPLE	
			Tracción	kg	55080.63	42539.00	CUMPLE	
	Diagonal	3"x3"x5/16"	Compresión	kg	36015.19	3951.73	CUMPLE	
			Tracción	kg	26117.19	23837.44	CUMPLE	
	Montante	3"x3"x3/8"	Compresión	kg	46780.32	8520.00	CUMPLE	
			Tracción	kg	30989.97	5964.00	CUMPLE	
	COLUMNA	W14x34	FLEXIÓN	kg-m	8260.29	6165.74	CUMPLE	
COMPRESIÓN			kg	37792.79	8520	CUMPLE		
ANÁLISIS DE SEGUNDO ORDEN			-	0.6626	1	CUMPLE		
TRACCIÓN			kg	131282.92	11614.58	CUMPLE		
CONEXIÓN	COLUMNA-VIGA	PL 55x40x1.5cm	CORTANTE	kg	91447.98	61.00	CUMPLE	
			BLOQUE DE CORTATNE	kg	95939.57	61.00	CUMPLE	
			TRACCIÓN	kg	13514.88	11614.58	CUMPLE	
		Pernos, 16 Ø 3/4", L=9cm	CORTANTE	kg	9961.77	61.00	CUMPLE	
			APLAZAMIENTO	kg	31341.06	61.00	CUMPLE	
			CORTANTE	kg	607.91	-770.86	CUMPLE	
	VIGA PRINCIPAL	Brida superior y Montante	Diagonal con Brida y Montante	CORTANTE	kg	1138.50	-770.86	CUMPLE
				CORTANTE	kg	569.25	-770.86	CUMPLE
		Brida superior y Cartela	Montante y Cartelas	CORTANTE	kg	603.16	-770.86	CUMPLE
				CORTANTE	kg	603.16	-770.86	CUMPLE
		Conectores	CORTANTE	kg	569.25	-770.86	CUMPLE	
			CORTE	kg	75707.06	61.00	CUMPLE	
		PLACA BASE	PL 40x25x1.5cm	CORTE	kg	75707.06	61.00	CUMPLE
			Perno, 4 Ø 3/4", L=25cm	CORTE	kg	9961.77	30.50	CUMPLE
VIGUETAS	TECHO	C 200x50x15mm (t=0.317cm)	FLEXIÓN	kg-m	10606.77	520.53	CUMPLE	
			CORTE	kg	8661.71	416.42	CUMPLE	
			DEFLEXIÓN	cm	0.00918	0.0208	CUMPLE	
	CIERRE		FLEXIÓN	kg	16849.80	3973.61	CUMPLE	
			CORTE	kg	8661.71	665.6	CUMPLE	
			DEFLEXIÓN	cm	0.0038	0.0139	CUMPLE	
CONEXIÓN	VIGUETA-VIGA	L 7.5x7.5x0.5cm.	CORTANTE	kg	17077.50	8661.71	CUMPLE	
			BLOQUE DE CORTATNE	kg	33937.14	8661.71	CUMPLE	
			CORTANTE	kg	8854.91	8661.71	CUMPLE	
		Perno, 2 Ø 1/2, L=6cm	BLOQUE DE CORTATNE	kg	33937.14	8661.71	CUMPLE	
			COMPRESIÓN	kg	9997.36	857.82	CUMPLE	
			APLAZAMIENTO	kg	72441.73	9997.36	CUMPLE	
ARRIOSTRE EN EL EJE Y	PORTICO	HSS4x4x3/16	COMPRESIÓN	kg	9997.36	857.82	CUMPLE	
		Pernos, 8 Ø 3/4", L=6cm	BLOQUE DE CORTATNE	kg	34851.97	9997.36	CUMPLE	
	TECHO	L5x5x5/16	COMPRESIÓN	kg	8722.59	770.64	CUMPLE	

Fuente: Propia

Tabla 102: Resumen de esfuerzo para la armadura de 50m de luz.

ARAMDURA A DOS AGUAS DE 50m DE LUZ									
ELEMENTOS	PERFILES	DISEÑO		RESISTENCIAS NOMINALES	ESFUERZOS ULTIMOS	ESTADO			
ARMADURA	Brida Superior	5"x5"x5/16"	Compresión	kg	61663.37	57438.83	CUMPLE		
			Compresión	kg	89619.89	104.44	CUMPLE		
	Brida Inferior	6"x6"x3/8"	Tracción	kg	63983.70	57049.32	CUMPLE		
			Compresión	kg	42532.12	4881.95	CUMPLE		
	Diagonal	3"x3"x3/8"	Tracción	kg	30989.97	29390.29	CUMPLE		
			Compresión	kg	46780.32	10649.65	CUMPLE		
Montante	3"x3"x3/8"	Tracción	kg	30989.97	8055.51	CUMPLE			
		FLEXIÓN	kg-m	10162.42	9363.25	CUMPLE			
COLUMNA	W14x38	COMPRESIÓN	kg	43441.77	10649.65	CUMPLE			
		ANÁLISIS DE SEGUNDO ORDEN	-	0.6387	1	CUMPLE			
		TRACCIÓN	kg	150015.15	14187.78	CUMPLE			
		CORTANTE	kg	99317.75	901.53	CUMPLE			
CONEXIÓN	COLUMNA-VIGA	PL 55x40x1.5cm	BLOQUE DE CORTATNE	kg	95939.57	901.53	CUMPLE		
			TRACCIÓN	kg	27029.76	14187.78	CUMPLE		
			CORTANTE	kg	9961.77	901.53	CUMPLE		
		Pernos, 16 Ø 3/4", L=9cm	APLAZTAMIENTO	kg	31341.06	901.53	CUMPLE		
			TRACCIÓN	kg	607.91	-948.15	CUMPLE		
			CORTANTE	kg	1138.50	-948.15	CUMPLE		
	VIGA PRINCIPAL	Brida superior y Montante	Diagonal con Brida y Montante	kg	569.25	-948.15	CUMPLE		
			Diagonal y Cartela	kg	603.16	-948.15	CUMPLE		
		Brida superior y Cartela	Montante y Cartelas	kg	603.16	-948.15	CUMPLE		
			Conectores	kg	569.25	-948.15	CUMPLE		
		PLACA BASE	PL 50x25x1.5cm	Perno, 4 Ø 3/4", L=25cm	kg	75591.39	901.53	CUMPLE	
				CORTE	kg	9961.77	450.77	CUMPLE	
VIGUETAS	TECHO	C 200x50x15mm (t=0.317cm)	FLEXIÓN	kg-m	10606.77	520.53	CUMPLE		
			CORTE	kg	8661.71	416.42	CUMPLE		
			DEFLEXIÓN	cm	0.00918	0.0208	CUMPLE		
	CIERRE		FLEXIÓN	kg	16849.80	3973.61	CUMPLE		
			CORTE	kg	8661.71	665.6	CUMPLE		
			DEFLEXIÓN	cm	0.0038	0.0139	CUMPLE		
CONEXIÓN	VIGUETA-VIGA	L 7.5x7.5x0.5cm.	CORTANTE	kg	17077.50	8661.71	CUMPLE		
			BLOQUE DE CORTATNE	kg	33937.14	8661.71	CUMPLE		
		Perno, 2 Ø 1/2, L=6cm	CORTANTE	kg	8854.91	8661.71	CUMPLE		
			BLOQUE DE CORTATNE	kg	33937.14	8661.71	CUMPLE		
		ARRIOSTRE EN EL EJE Y	PORTICO	HSS4x4x3/16	COMPRESIÓN	kg	9997.36	857.82	CUMPLE
					BLOQUE DE CORTATNE	kg	81994.48	9997.36	CUMPLE
TECHO	L5x5x5/16	Pernos, 8 Ø 3/4", L=6cm	kg	39422.43	9997.36	CUMPLE			
		COMPRESIÓN	kg	8722.59	770.64	CUMPLE			

Fuente: Propia

Tabla 103: Resumen de esfuerzo para la armadura de 60m de luz.

ARMADURA A DOS AGUAS DE 60m DE LUZ									
ELEMENTOS	PERFILES	DISEÑO		RESISTENCIAS NOMINALES	ESFUERZOS ULTIMOS	ESTADO			
ARMADURA	Brida Superior	6"x6"x5/16"	Compresión	kg	75397.07	72555.87	CUMPLE		
			Compresión	kg	117428.38	160.03	CUMPLE		
	Brida Inferior	6"x6"x1/2"	Tracción	kg	84476.70	72035.76	CUMPLE		
			Compresión	kg	54875.22	5906.40	CUMPLE		
	Diagonal	3"x3"x1/2"	Tracción	kg	40393.98	36383.46	CUMPLE		
			Compresión	kg	60496.44	12780.00	CUMPLE		
Montante	3"x3"x1/2"	Tracción	kg	40393.98	10102.29	CUMPLE			
		FLEXIÓN	kg-m	19009.43	13013.29	CUMPLE			
COLUMNA	W14x48	COMPRESIÓN	kg	83044.70	12780	CUMPLE			
		ANÁLISIS DE SEGUNDO ORDEN	-	0.9274	1	CUMPLE			
		TRACCIÓN	kg	205527.02	37125.67	CUMPLE			
		CORTANTE	kg	105095.38	901.53	CUMPLE			
CONEXIÓN	COLUMNA-VIGA	PL 55x40x1.5cm	BLOQUE DE CORTATNE	kg	95939.57	901.53	CUMPLE		
			TRACCIÓN	kg	40544.63	37125.67	CUMPLE		
			CORTANTE	kg	9961.77	901.53	CUMPLE		
		Pernos, 16 Ø 3/4", L=9cm	APLAZTAMIENTO	kg	31341.06	901.53	CUMPLE		
			TRACCIÓN	kg	607.91	-1176.57	CUMPLE		
			CORTANTE	kg	1138.50	-1176.57	CUMPLE		
	VIGA PRINCIPAL	Brida superior y Montante	Diagonal con Brida y Montante	kg	569.25	-1176.57	CUMPLE		
			Diagonal y Cartela	kg	603.16	-1176.57	CUMPLE		
		Brida superior y Cartela	Montante y Cartelas	kg	603.16	-1176.57	CUMPLE		
			Conectores	kg	569.25	-1176.57	CUMPLE		
		PLACA BASE	PL 50x25x1.5cm	Perno, 4 Ø 3/4", L=25cm	kg	72930.94	901.53	CUMPLE	
				CORTE	kg	9961.77	450.77	CUMPLE	
VIGUETAS	TECHO	C 200x50x15mm (t=0.317cm)	FLEXIÓN	kg-m	10606.77	520.53	CUMPLE		
			CORTE	kg	8661.71	416.42	CUMPLE		
			DEFLEXIÓN	cm	0.00918	0.0208	CUMPLE		
	CIERRE		FLEXIÓN	kg	16849.80	3973.61	CUMPLE		
			CORTE	kg	8661.71	665.6	CUMPLE		
			DEFLEXIÓN	cm	0.0038	0.0139	CUMPLE		
CONEXIÓN	VIGUETA-VIGA	L 7.5x7.5x0.5cm.	CORTANTE	kg	17077.50	8661.71	CUMPLE		
			BLOQUE DE CORTATNE	kg	33937.14	8661.71	CUMPLE		
		Perno, 2 Ø 1/2, L=6cm	CORTANTE	kg	8854.91	8661.71	CUMPLE		
			BLOQUE DE CORTATNE	kg	33937.14	8661.71	CUMPLE		
		ARRIOSTRE EN EL EJE Y	PORTICO	HSS4x4x3/16	COMPRESIÓN	kg	9997.36	857.82	CUMPLE
					BLOQUE DE CORTATNE	kg	94731.49	9997.36	CUMPLE
TECHO	L5x5x5/16	Pernos, 8 Ø 3/4", L=6cm	kg	44298.59	9997.36	CUMPLE			
		COMPRESIÓN	kg	8722.59	770.64	CUMPLE			

Fuente: Propia

Tabla 104: Resumen de pesos de las armaduras a dos aguas.

RESUMEN DE PESOS		PESO (KG)	PESO (KG)	PESO (KG)	PESO (KG)
		ARMADURA DE 30m	ARMADURA DE 40m	ARMADURA DE 50m	ARMADURA DE 60m
VIGA		1492.80	3257.17	4560.76	6793.86
COLUMNA		810.32	810.32	907.56	1142.55
CONEXIÓN	COLUMNA-VIGA	156.37	156.37	157.00	157.94
	VIGA-VIGA	30.03	30.03	30.03	30.03
PLACA BASE		40.37	26.24	40.37	40.37
VIGUETAS	TECHO	683.89	835.87	1063.87	1215.81
	CIERRE	151.98	151.98	151.98	151.98
CONEXIÓN	VIGUETA-VIGA	17.51	21.41	27.25	31.14
PESO TOTAL DE UN PORTICO	CENTRAL	3383.27	5289.38	6938.80	9563.66
	EXTREMO	2956.58	4784.75	6317.25	8864.20
ARRIOSTRE EN EL EJE Y	PORTICOS	1340.09	1340.09	1340.09	1340.09
	TECHO	3744.46	3744.46	3744.46	3744.46
PESO TOTAL	kg	41447.11	62258.44	80168.27	108885.89
	ton	41.45	62.26	80.17	108.89

Fuente: Propia

Tabla 105: Resumen de los desplazamientos de armaduras a dos aguas.

RESUMEN DE DESPLAZAMIENTOS		ARMADURA DE 30m (m)	ARMADURA DE 40m (m)	ARMADURA DE 50m (m)	ARMADURA DE 60m (m)
		SISMO	X	0.0147	0.0201
Y	0.0038		0.0076	0.0150	0.0278
DERIVA	X	0.0066	0.0086	0.0109	0.0130
	Y	0.0017	0.0033	0.0061	0.0109
DERIVA ADMISIBLE		0.02	0.02	0.02	0.02
VIENTO	X	0.0068	0.0109	0.0111	0.0135
DERIVA ADMISIBLE		0.10	0.11	0.11	0.12

Fuente: Propia

ARMADURAS PARABÓLICAS: Para el diseño de este sistema se tuvo las siguientes cargas

Tabla 106: Cargas del diseño de armaduras para la superficie curva

DESCRIPCIÓN	CARGAS		CANTIDAD	UNIDAD
Cargas de Gravedad	Carga Muerta		31	Kg/m ²
	Carga Viva		30	Kg/m ²
Cargas de viento	Barlovento	Caso 1	22.50	Kg/m ²
		Caso 2	-22.50	Kg/m ²
	Sotavento		-14.06	Kg/m ²

Fuente: Propia

Tabla 107: Cargas del diseño de armaduras para la superficie curva

DESCRIPCIÓN	CARGAS	CANTIDAD	UNIDAD
Cargas de viento	Barlovento	22.50	Kg/m ²
	Sotavento	-16.68	Kg/m ²

Fuente: Propia

Con las cuales se hallaron las cargas puntuales que soportaran las armaduras parabólicas para las diferentes luces. Teniendo en cuenta que la longitud de viguetas es de 5m.

Tabla 108: Cargas puntuales en la superficie curva de las armaduras parabólicas

Luces (m)		30	40	50	60
Área tributaria (m ²)		10.24	10.40	10.50	10.57
Carga Muerta (kg)		317.47	322.51	325.61	327.71
Carga Viva (kg)		307.23	312.11	315.11	317.14
Barlovento	230.42	234.08	236.33	237.86	84.38
	-230.42	-234.08	-236.33	-237.86	-196.88
Sotavento (kg)		-144.02	-146.30	-147.71	-148.66

Fuente: Propia

Tabla 109: Cargas distribuidas en la superficie de las armaduras parabólicas

Luces (m)	30	40	50	60
Ancho tributario (m)	5	5	5	5
Barlovento (kg/m)	112.50	112.50	112.50	112.50
Sotavento (kg/m)	-84.38	-84.38	-84.38	-84.38

Fuente: Propia

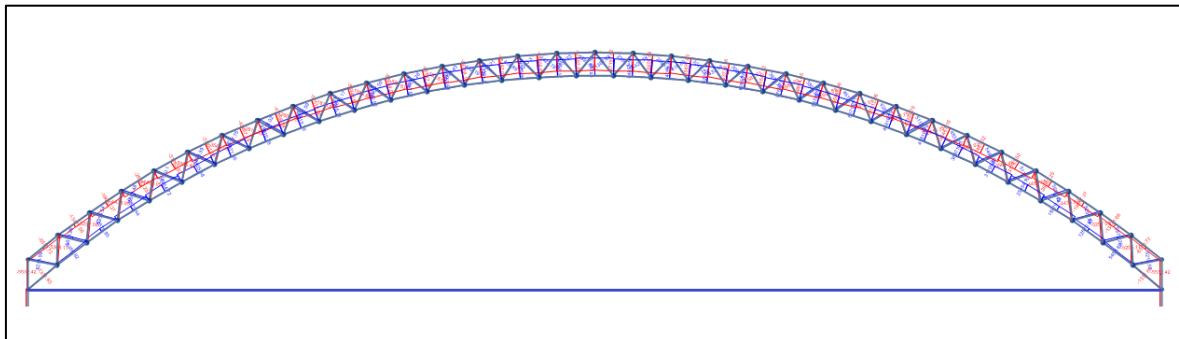


Figura 37. Esfuerzos axiales en la armadura parabólica

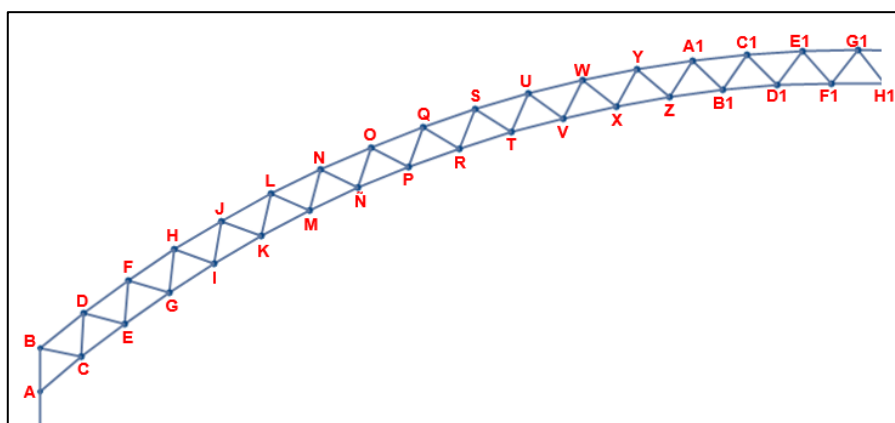


Figura 38. Descripción de puntos de la armadura

Tabla 110: Cargas Axiales sobre la armadura parabólica principal

BRIDA SUPERIOR (kg)		BRIDA INFERIOR (kg)		DIAGONALES (kg)		DIAGONALES (kg)	
BD	-6570.72	AC	-1331.65	AB	-5532.42	PQ	-2602.75
DF	-13471.66	CE	5456.82	BC	5218.99	QR	4392.59
FH	-19687.37	EG	12570.95	CD	-5205.11	RS	-1613.51
HJ	-26083.25	GI	18879.44	DE	5673.26	ST	4610.17
JL	-31763.52	IK	25454.72	EF	-5257.08	TU	-1599.89
LN	-37481.32	KM	31105.88	FG	5259.54	UV	3807.59
NO	-42467.19	MÑ	36971.65	GH	-4438.95	VW	-588.63
OQ	-47356.78	ÑP	41810.78	HI	5653.48	WX	3972.28
QS	-51512.66	PR	46819.79	IJ	-4459.05	XY	-583.81
SU	-55448.66	RT	50716.71	JK	5130.10	YZ	3098.43
UW	-58664.05	TV	54746.92	KL	-3566.46	Z-A1	432.19
WY	-61547.32	VX	57597.61	LM	5463.59	A1-B1	3215.21
Y-A1	-63738.16	XZ	60553.66	MN	-3565.03	B1-C1	418.89
A1-C1	-65497.03	Z-B1	62281.50	NÑ	4837.75	C1-D1	2293.30
C1-E1	-66606.69	B1-D1	64095.86	ÑO	-2615.35	D1-E1	1422.78
E1-G1	-67197.82	D1-F1	64652.57	OP	5112.02	E1-F1	2358.23
		F1-H1	65286.32			F1-G1	1382.64
	(-) COMPRESIÓN		(+) TRACCIÓN				

Fuente: Propia

Cabe resaltar que la longitud no arriostrada (L) es 3.61 metros como se muestra en la siguiente figura:

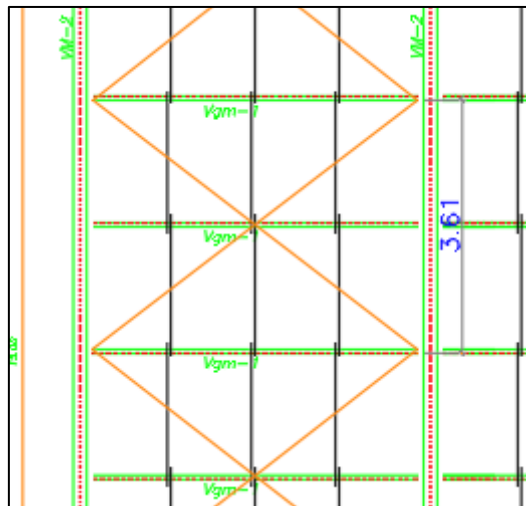


Figura 39. Vista de la longitud no arriostrada

Para el diseño a compresión se diseñará la brida superior, de sección variable conformada por dos ángulos de 3" x 3" x 5/16". Las propiedades del ángulo individual son:

Tabla 111: Datos del ángulo asumido

ANGULO	5"x5"x5/16"	
ÁREA	19.53	cm ²
INERCIA	308.85	cm ⁴
RADIO DE GIRO	3.98	cm
X	3.47	cm

Fuente: Propia

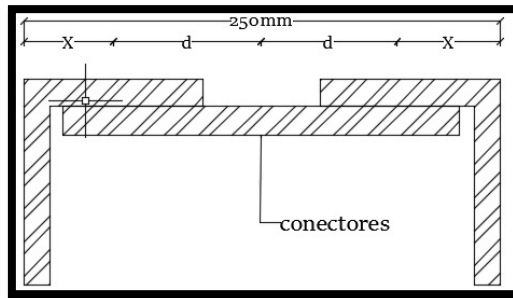


Figura 40. Sección variable conformado con dos ángulos

Como es una sección variable se calculó una nueva inercia:

$$\text{Inercia (I)} = 2 \cdot \text{Inercia inicial} + 2 \cdot \text{área} \cdot \left(\frac{25-C}{2}\right)^2 = 3802.69 \text{ cm}^4$$

$$\text{Radio de giro (r)} = (\text{inercia} / 2\text{área})^{1/2} = 9.87 \text{ cm}$$

Determinamos la esbeltez $KL / r = 1 \times 361 / 9.87 = 32.07$. Se considera $k=1$ ya que cada lado está sin apoyar. Ahora se procede a determinar la esbeltez modificada:

$$\left(\frac{kL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{kL}{r}\right)^2 + \left(\frac{kiL}{r}\right)^2}$$

Tabla 112: *Calculo de la esbeltez modificada*

INERCIA	3802.69	cm ⁴
K	1	
r	9.87	cm
a	100.00	
CASOS	25.13	
Ki	0.86	
LONGITUD NO ARRIOSTRADA	361	cm
(KL/r)	29.63	

Fuente: Propia

Cumple el límite de esbeltez para elementos en compresión, luego se procede a calcular el esfuerzo de Euler para saber en cuál de las condiciones nos encontramos (Ecuación 19 y 18):

Tabla 113: *Calculando el esfuerzo critico de la sección variable*

Fe	7515.99	kg/cm ²
λ	0.58	< 1.5
Fcr (ecuación 16)	2197.52	kg/cm ²

Fuente: Propia

Tabla 114: *Calculando la resistencia compresión de la sección variable*

ϕ	0.85	
$\phi Pn =$	72959.80	kg
$\phi Pn =$	72.96	ton

Fuente: Propia

Des la misma manera se hace el diseño para la brida inferior en tracción.

Tabla 115: Datos del ángulo asumido

ANGULO	6"x6"x1/2"	
ÁREA	37.1	cm ²
Fy	2530	Kg/cm ²
Fy	4080	Kg/cm ²

Fuente: Propia

Aplicamos la ecuación 11 para hallar a la resistencia a Fluencia y la ecuación 12 para hallar la resistencia a fractura teniendo como resultado lo siguiente:

Tabla 116: *Calculando la resistencia tracción de la sección variable*

FORMULA	RESULTADO	
$\phi Rn = 0.9 Fy Ag =$	84476.7	kg
$\phi Rn = 0.75 Fu Ae =$	122608.08	kg

Fuente: Propia

En el cual se demuestra que tanto para compresión y tracción la sección variable cumple con las condiciones de cargas dadas.

Análisis de desplazamiento por sismo: Con lo anteriormente calculado se obtiene información de los desplazamientos dados por el programa SAP2000.

Tabla 117: *Desplazamiento admisibles*

EJE	DESPLAZAMIENTO	DERIVA (0.75*R*Desp./H)	DERIVA ADMISISBLE
X	0.0209	0.0069	0.02
Y	0.0073	0.0024	0.02

Fuente: Propia

Con lo mostrado anteriormente, se puede concluir que los sistemas estructurales cumplen con los parámetros establecidos en la Norma E.030.

Análisis de desplazamiento por viento: Con lo anteriormente calculado se obtiene información de los desplazamientos dados por el programa SAP2000.

Tabla 118: Desplazamiento admisibles

DESPLAZAMIENTO	DERIVA ADMISIBLER (1%H)
0.0188	0.0140

Fuente: Propia

Con lo mostrado anteriormente, se puede concluir que los sistemas estructurales cumplen con los parámetros establecidos en la Norma E.020.

RESUMEN DE DISEÑO DE ARMADURAS PARABÓLICAS: Tomando en cuanto el mismo criterio de diseño para las demás armaduras a dos aguas se presentó un resumen para cada luz que tenemos.

Tabla 119: Resumen de esfuerzo para la armadura parabólicas de 30m de luz.

ARMADURA PARABÓLICA DE 30m DE LUZ							
ELEMENTOS	PERFILES	DISEÑO		RESISTENCIAS NOMINALES	ESFUERZOS ULTIMOS	ESTADO	
ARMADURA	Brida Inferior	2"x2"x3/16"	Compresión	kg	10735.04	9607.24	CUMPLE
	Brida Superior	2"x2"x1/8"	Compresión	kg	7364.19	6975.97	CUMPLE
			Tracción	kg	7104.24	251.84	CUMPLE
	Diagonal	1"x1"x3/16"	Compresión	kg	1632.49	1065.85	CUMPLE
Tirante	1"	Tracción	kg	4986.63	745.56	CUMPLE	
		Tracción	kg	11544.39	7339.59	CUMPLE	
COLUMNA	W14x34	FLEXIÓN	kg-m	8260.29	105.05	CUMPLE	
		COMPRESIÓN	kg	37792.79	6390.048	CUMPLE	
		ANÁLISIS DE SEGUNDO ORDEN	-	0.8468	1	CUMPLE	
CONEXIÓN	COLUMNA-VIGA	PL 55x40x1.5cm	TRACCIÓN	kg	131282.92	11614.58	CUMPLE
			CORTANTE	kg	91447.98	77.79	CUMPLE
			BLOQUE DE CORTATNE	kg	95939.57	77.79	CUMPLE
			TRACCIÓN	kg	13514.88	11614.58	CUMPLE
			CORTANTE	kg	9961.77	77.79	CUMPLE
	VIGA PRINCIPAL	Pernos, 16 Ø 3/4", L=9cm	APLAZAMIENTO	kg	31341.06	77.79	CUMPLE
			CORTANTE	kg	607.91	8.35	CUMPLE
			CORTANTE	kg	1138.50	8.35	CUMPLE
			CORTANTE	kg	569.25	8.35	CUMPLE
			CORTANTE	kg	603.16	8.35	CUMPLE
PLACA BASE	PL 50x25x1.5cm	Perno, 4 Ø 3/4", L=25cm	CORTE	kg	75707.06	77.79	CUMPLE
			CORTE	kg	9961.77	38.90	CUMPLE
			CORTE	kg	9961.77	38.90	CUMPLE
VIGUETAS	TECHO	C 200x50x15mm (t=0.317cm)	FLEXIÓN	kg-m	10606.77	520.53	CUMPLE
			CORTE	kg	8661.71	416.42	CUMPLE
	CIERRE		DEFLEXIÓN	cm	0.00918	0.0208	CUMPLE
			FLEXIÓN	kg	16849.80	3973.61	CUMPLE
CONEXIÓN	VIGUETA-VIGA	L 7.5x7.5x0.5cm.	CORTE	kg	8661.71	665.6	CUMPLE
			DEFLEXIÓN	cm	0.0038	0.0139	CUMPLE
			CORTANTE	kg	17077.50	8661.71	CUMPLE
			BLOQUE DE CORTATNE	kg	33937.14	8661.71	CUMPLE
ARRIOSTRE EN EL EJE Y	PORTICO	HSS4x4x3/16	CORTANTE	kg	8854.91	8661.71	CUMPLE
			BLOQUE DE CORTATNE	kg	33937.14	8661.71	CUMPLE
			COMPRESIÓN	kg	9997.36	857.82	CUMPLE
			APLAZAMIENTO	kg	72441.73	9997.36	CUMPLE
TECHO	Pernos, 8 Ø 3/4", L=6cm	BLOQUE DE CORTATNE	kg	34851.97	9997.36	CUMPLE	
		COMPRESIÓN	kg	8722.59	770.64	CUMPLE	

Fuente: Propia

Tabla 120: Resumen de esfuerzo para la armadura parabólica de 40m de luz.

ARMADURA PARABÓLICA DE 40m DE LUZ							
ELEMENTOS	PERFILES	DISEÑO		RESISTENCIAS NOMINALES	ESFUERZOS ULTIMOS	ESTADO	
ARMADURA	Brida Inferior	2"x2"x5/16"	Compresión	kg	16819.62	14053.25	CUMPLE
	Brida Superior	2"x2"x3/16"	Compresión	kg	10735.04	10227.96	CUMPLE
	Diagonal	1"x1"x3/16"	Tracción	kg	10496.97	236.67	CUMPLE
			Compresión	kg	1632.49	1329.79	CUMPLE
	Tirante	1"	Tracción	kg	4986.63	889.88	CUMPLE
COLUMNA	W14x34	Tracción	kg	11544.39	10682.70	CUMPLE	
		FLEXIÓN	kg-m	8260.29	202.34	CUMPLE	
		COMPRESIÓN	kg	37792.79	9307.07	CUMPLE	
		ANÁLISIS DE SEGUNDO ORDEN	-	0.9260	1	CUMPLE	
CONEXIÓN	COLUMNA-VIGA	PL 55x40x1.5cm	TRACCIÓN	kg	131282.92	11614.58	CUMPLE
			CORTANTE	kg	91447.98	77.79	CUMPLE
			BLOQUE DE CORTATNE	kg	95939.57	77.79	CUMPLE
		Pernos, 16 Ø 3/4", L=9cm	TRACCIÓN	kg	13514.88	11614.58	CUMPLE
			CORTANTE	kg	9961.77	77.79	CUMPLE
			APLAZAMIENTO	kg	31341.06	77.79	CUMPLE
	VIGA PRINCIPAL	Brida superior y 1er Diagonal	CORTANTE	kg	607.91	8.35	CUMPLE
			Diagonal con Brida y 1er Diagonal	CORTANTE	kg	1138.50	8.35
		Diagonal y Cartela	CORTANTE	kg	569.25	8.35	CUMPLE
		Brida superior y Cartela	CORTANTE	kg	603.16	8.35	CUMPLE
		Tirante	CORTANTE	kg	603.16	8.35	CUMPLE
		Conectores	CORTANTE	kg	569.25	8.35	CUMPLE
		PLACA BASE	PL 50x25x1.5cm	CORTE	kg	75707.06	77.79
VIGUETAS	TECHO	C 200x50x15mm (t=0.317cm)	FLEXIÓN	kg-m	10606.77	520.53	CUMPLE
			CORTE	kg	8661.71	416.42	CUMPLE
			DEFLEXIÓN	cm	0.00918	0.0208	CUMPLE
			FLEXIÓN	kg	16849.80	3973.61	CUMPLE
			CORTE	kg	8661.71	665.6	CUMPLE
	CIERRE	C 200x50x15mm (t=0.317cm)	DEFLEXIÓN	cm	0.0038	0.0139	CUMPLE
			CORTANTE	kg	17077.50	8661.71	CUMPLE
			BLOQUE DE CORTATNE	kg	33937.14	8661.71	CUMPLE
			CORTANTE	kg	8854.91	8661.71	CUMPLE
			BLOQUE DE CORTATNE	kg	33937.14	8661.71	CUMPLE
CONEXIÓN	VIGUETA-VIGA	L 7.5x7.5x0.5cm.	CORTANTE	kg	17077.50	8661.71	CUMPLE
		Perno, 2 Ø 1/2, L=6cm	BLOQUE DE CORTATNE	kg	33937.14	8661.71	CUMPLE
	PORTICO	HSS4x4x3/16	COMPRESIÓN	kg	9997.36	857.82	CUMPLE
		Pernos, 8 Ø 3/4", L=6cm	APLAZAMIENTO	kg	72441.73	9997.36	CUMPLE
ARRIOSTRE EN EL EJE Y	TECHO	L5x5x5/16	BLOQUE DE CORTATNE	kg	34851.97	9997.36	CUMPLE
			COMPRESIÓN	kg	8722.59	770.64	CUMPLE

Fuente: Propia

Tabla 121: Resumen de esfuerzo para la armadura parabólica de 50m de luz.

ARMADURA PARABÓLICA DE 50m DE LUZ							
ELEMENTOS	PERFILES	DISEÑO		RESISTENCIAS NOMINALES	ESFUERZOS ULTIMOS	ESTADO	
ARMADURA	Brida Inferior	2"x2"x3/8"	Compresión	kg	19561.29	17621.26	CUMPLE
	Brida Superior	2"x2"x1/4"	Compresión	kg	13895.75	12841.62	CUMPLE
	Diagonal	1"x1"x3/16"	Tracción	kg	13775.85	211.76	CUMPLE
			Compresión	kg	1632.49	1497.05	CUMPLE
	Tirante	1-1/8"	Tracción	kg	4986.63	999.86	CUMPLE
COLUMNA	W14x34	FLEXIÓN	kg-m	8260.29	326.08	CUMPLE	
		COMPRESIÓN	kg	37792.79	11633.8	CUMPLE	
		ANÁLISIS DE SEGUNDO ORDEN	-	0.9897	1	CUMPLE	
		CONEXIÓN	COLUMNA-VIGA	PL 55x40x1.5cm	TRACCIÓN	kg	131282.92
CORTANTE	kg				91447.98	77.79	CUMPLE
BLOQUE DE CORTATNE	kg				95939.57	77.79	CUMPLE
Pernos, 16 Ø 3/4", L=9cm	TRACCIÓN			kg	13514.88	11614.58	CUMPLE
	CORTANTE			kg	9961.77	77.79	CUMPLE
	APLAZAMIENTO			kg	31341.06	77.79	CUMPLE
VIGA PRINCIPAL	Brida superior y 1er Diagonal		CORTANTE	kg	607.91	8.35	CUMPLE
			Diagonal con Brida y 1er Diagonal	CORTANTE	kg	1138.50	8.35
	Diagonal y Cartela		CORTANTE	kg	569.25	8.35	CUMPLE
	Brida superior y Cartela		CORTANTE	kg	603.16	8.35	CUMPLE
	Tirante		CORTANTE	kg	603.16	8.35	CUMPLE
	Conectores		CORTANTE	kg	569.25	8.35	CUMPLE
	PLACA BASE		PL 50x25x1.5cm	CORTE	kg	75707.06	77.79
VIGUETAS	TECHO	C 200x50x15mm (t=0.317cm)	FLEXIÓN	kg-m	10606.77	520.53	CUMPLE
			CORTE	kg	8661.71	416.42	CUMPLE
			DEFLEXIÓN	cm	0.00918	0.0208	CUMPLE
			FLEXIÓN	kg	16849.80	3973.61	CUMPLE
			CORTE	kg	8661.71	665.6	CUMPLE
	CIERRE	C 200x50x15mm (t=0.317cm)	DEFLEXIÓN	cm	0.0038	0.0139	CUMPLE
			CORTANTE	kg	17077.50	8661.71	CUMPLE
			BLOQUE DE CORTATNE	kg	33937.14	8661.71	CUMPLE
			CORTANTE	kg	8854.91	8661.71	CUMPLE
			BLOQUE DE CORTATNE	kg	33937.14	8661.71	CUMPLE
CONEXIÓN	VIGUETA-VIGA	L 7.5x7.5x0.5cm.	CORTANTE	kg	17077.50	8661.71	CUMPLE
		Perno, 2 Ø 1/2, L=6cm	BLOQUE DE CORTATNE	kg	33937.14	8661.71	CUMPLE
	PORTICO	HSS4x4x3/16	COMPRESIÓN	kg	9997.36	857.82	CUMPLE
		Pernos, 8 Ø 3/4", L=6cm	APLAZAMIENTO	kg	72441.73	9997.36	CUMPLE
ARRIOSTRE EN EL EJE Y	TECHO	L5x5x5/16	BLOQUE DE CORTATNE	kg	34851.97	9997.36	CUMPLE
			COMPRESIÓN	kg	8722.59	770.64	CUMPLE

Fuente: Propia

Tabla 122: Resumen de esfuerzo para la armadura parabólica de 60m de luz.

ARMADURA PARABÓLICA DE 60m DE LUZ								
ELEMENTOS	PERFILES	DISEÑO		RESISTENCIAS NOMINALES	ESFUERZOS ULTIMOS	ESTADO		
ARMADURA	Brida Inferior	3"x3"x1/4"	Compresión	kg	27852.63	21181.12	CUMPLE	
	Brida Superior	2"x2"x5/16"	Compresión	kg	16819.62	15434.53	CUMPLE	
			Tracción	kg	16918.11	197.12	CUMPLE	
	Diagonal	1-1/4"x1-1/4"x1/8"	Compresión	kg	2437.33	1667.25	CUMPLE	
			Tracción	kg	4371.84	1138.48	CUMPLE	
Tirante	1-1/4"	Tracción	kg	18079.38	16017.32	CUMPLE		
COLUMNA	W14x38	FLEXIÓN	kg-m	10162.42	483.95	CUMPLE		
		COMPRESIÓN	kg	43441.77	13960.48	CUMPLE		
		ANÁLISIS DE SEGUNDO ORDEN	-	0.8833	1	CUMPLE		
CONEXIÓN	COLUMNA-VIGA	PL 55x40x1.5cm	TRACCIÓN	kg	150015.15	14187.78	CUMPLE	
			CORTANTE	kg	99317.75	77.79	CUMPLE	
			BLOQUE DE CORTATNE	kg	95939.57	77.79	CUMPLE	
		Pernos, 16 Ø 3/4", L=9cm	TRACCIÓN	kg	27029.76	14187.78	CUMPLE	
			CORTANTE	kg	9961.77	77.79	CUMPLE	
	VIGA PRINCIPAL	Brida superior y 1er Diagonal	Diagonal con Brida y 1er Diagonal	APLAZAMIENTO	kg	31341.06	77.79	CUMPLE
				CORTANTE	kg	607.91	8.35	CUMPLE
		Diagonal y Cartela	Brida superior y Cartela	CORTANTE	kg	1138.50	8.35	CUMPLE
				CORTANTE	kg	569.25	8.35	CUMPLE
				CORTANTE	kg	603.16	8.35	CUMPLE
Tirante	CORTANTE	kg	603.16	8.35	CUMPLE			
Conectores	CORTANTE	kg	569.25	8.35	CUMPLE			
PLACA BASE	PL 50x25x1.5cm	CORTE	kg	75591.39	77.79	CUMPLE		
	Perno, 4 Ø 3/4", L=25cm	CORTE	kg	9961.77	38.90	CUMPLE		
VIGUETAS	TECHO	C 200x50x15mm (t=0.317cm)	FLEXIÓN	kg-m	10606.77	520.53	CUMPLE	
			CORTE	kg	8661.71	416.42	CUMPLE	
			DEFLEXIÓN	cm	0.00918	0.0208	CUMPLE	
	CIERRE		FLEXIÓN	kg	16849.80	3973.61	CUMPLE	
			CORTE	kg	8661.71	665.6	CUMPLE	
			DEFLEXIÓN	cm	0.0038	0.0139	CUMPLE	
CONEXIÓN	VIGUETA-VIGA	L 7.5x7.5x0.5cm.	CORTANTE	kg	17077.50	8661.71	CUMPLE	
			BLOQUE DE CORTATNE	kg	33937.14	8661.71	CUMPLE	
		Perno, 2 Ø 1/2, L=6cm	CORTANTE	kg	8854.91	8661.71	CUMPLE	
			BLOQUE DE CORTATNE	kg	33937.14	8661.71	CUMPLE	
ARRIOSTRE EN EL EJE Y	PORTICO	HSS4x4x3/16	COMPRESIÓN	kg	9997.36	857.82	CUMPLE	
			APLAZAMIENTO	kg	81994.48	9997.36	CUMPLE	
		Pernos, 8 Ø 3/4", L=6cm	BLOQUE DE CORTATNE	kg	39422.43	9997.36	CUMPLE	
			TECHO	L5x5x5/16	COMPRESIÓN	kg	8722.59	770.64

Fuente: Propia

Tabla 123: Resumen de pesos de las armaduras parabólicas

RESUMEN DE PESOS		PESO (KG)		PESO (KG)	
		ARMADURA PARABÓLICA	ARMADURA PARABÓLICA	ARMADURA	ARMADURA
		DE 30m	DE 40m	PARABÓLICA DE 50m	PARABÓLICA DE 60m
VIGA		607.89	1133.01	1759.73	2377.31
COLUMNA		810.32	810.32	810.32	907.56
CONEXIÓN	COLUMNA-VIGA	156.37	156.37	156.37	157.00
	VIGA-VIGA	116.57	151.90	187.22	222.55
PLACA BASE		40.37	40.37	40.37	40.37
VIGUETAS	TECHO	645.90	835.87	1025.84	1215.81
	CIERRE	151.98	151.98	151.98	151.98
CONEXIÓN	VIGUETA-VIGA	16.54	21.41	26.27	31.14
PESO TOTAL DE UN PORTICO	CENTRAL	2545.93	3301.22	4158.10	5103.70
	EXTREMO	2138.73	2796.59	3556.05	4404.24
ARRIOSTRE EN EL EJE Y	PORTICOS	1340.09	1340.09	1340.09	1340.09
	TECHO	3744.46	3744.46	3744.46	3744.46
PESO TOTAL	kg	32275.42	40388.67	49619.52	59826.31
	ton	32.28	40.39	49.62	59.83

Fuente: Propia

Tabla 124: Resumen de los desplazamientos de armaduras parabólicas.

RESUMEN DE DESPLAZAMIENTOS		<u>ARMADURA PARABOLICA DE 30m (m)</u>	<u>ARMADURA PARABOLICA DE 40m (m)</u>	<u>ARMADURA PARABOLICA DE 50m (m)</u>	<u>ARMADURA PARABOLICA DE 60m (m)</u>
SISMO	X	0.0209	0.0307	0.0403	0.0523
	Y	0.0073	0.0162	0.0327	0.0598
DERIVA	X	0.0069	0.0089	0.0104	0.0122
	Y	0.0024	0.0047	0.0084	0.0139
DERIVA ADMISIBLE		0.02	0.02	0.02	0.02
VIENTO	X	0.0188	0.0420	0.0486	0.0641
DERIVA ADMISIBLE		0.14	0.16	0.17	0.19

Fuente: Propia

ANÁLISIS DESCRIPTIVO:

Tabla 125: Resumen de esfuerzos axiales en los tres sistemas

CARGAS AXIALES			SISTEMA DE ARMADURA				SISTEMA DE PÓRTICO TRIARTICULADO	
			PARABÓLICO		A DOS AGUAS			
			ESFUERZO (kg)	PESO (ton)	ESFUERZO (kg)	PESO (ton)	ESFUERZO (kg)	PESO (ton)
GRANDES LUCES (m)	30	Viga principal	9607.24	32.28	28898.63	41.45	4891.36	59.05
		Columna	6390.05		6390.05		6364.06	
	40	Viga principal	14053.25	40.39	42812.47	62.26	7145.91	94.81
		Columna	9307.07		8520		9287.68	
	50	Viga principal	17621.26	49.62	57438.83	80.17	9951.79	118.94
		Columna	11633.8		10649.65		10499.58	
	60	Viga principal	21181.12	59.83	72555.87	108.89	14001.97	157.09
		Columna	13960.48		12780		12600	

Fuente: Propia

De la tabla N° 125, se evidencia que las naves industriales con los sistemas de pórticos resulta ser la alternativa más eficiente estructuralmente ante esfuerzos axiales con una diferencia de 4715.88 kg y 24007.27 kg frente a los sistemas de armaduras parabólicas y a dos aguas de 30 metros de luz respectivamente, 6907.34 kg y 35666.56 kg frente a los sistemas de armaduras parabólicas y a dos aguas de 40 metros de luz respectivamente, 7669.47 kg y 47487.04 kg frente a los sistemas de armaduras parabólicas y a dos aguas de 50 metros de luz respectivamente, 7179.15 kg y 58553.9 kg frente a los sistemas de armaduras parabólicas y a dos aguas de 60 metros de luz respectivamente. Se puede concluir que los sistemas de pórticos son más eficientes estructuralmente ante esfuerzos axiales que los otros dos sistemas. Así mismo, los sistemas armadura parabólicas son más eficiente estructuralmente ante esfuerzos axiales que los sistemas armaduras a dos aguas.

Tabla 126: Resumen de esfuerzos a flexión en los tres sistemas

FLEXIÓN		SISTEMA DE ARMADURA				SISTEMA DE PÓRTICO TRIARTICULADO		
		PARABÓLICO		A DOS AGUAS				
		ESFUERZO (kg-m)	PESO (ton)	ESFUERZO (kg-m)	PESO (ton)	ESFUERZO (kg-m)	PESO (ton)	
GRANDES LUCES (m)	30	Viga principal	357.13	32.28	1966.4	41.45	21172.06	59.05
		Columna	105.05		3541.35			
	40	Viga principal	393.04	40.39	3192.1	62.26	50430.54	94.81
		Columna	202.34		6165.74			
	50	Viga principal	370.7	49.62	4631.76	80.17	71934.79	118.94
		Columna	326.08		9363.25			
	60	Viga principal	334.08	59.83	6231.38	108.89	102830.42	157.09
		Columna	483.95		13013.29			

Fuente: Propia

De la tabla N° 126, se evidencia que las naves industriales con los sistemas de armaduras parabólicas resulta ser la alternativa más eficiente estructuralmente ante esfuerzos a flexión con una diferencia de 1609.27 kg-m y 20814.93 kg-m frente a los sistemas de armaduras a dos aguas y de pórticos de 30 metros de luz respectivamente 2799.06 kg-m y 50037.5 kg-m frente a los sistemas de armaduras a dos aguas y de pórticos de 40 metros de luz respectivamente, 4261.06 kg-m y 71564.09 kg-m frente a los sistemas de armaduras a dos aguas y de pórticos de 50 metros de luz respectivamente, 5897.3 kg-m y 102496.34 kg-m frente a los sistemas de armaduras a dos aguas y de pórticos de 60 metros de luz respectivamente. Se puede concluir que los sistemas de armaduras parabólicas son más eficientes estructuralmente ante esfuerzos a flexión que los otros dos sistemas. Así mismo, los sistemas armadura a dos aguas son más eficiente estructuralmente ante esfuerzos a flexión que los sistemas de pórticos.

Tabla 127: Resumen de esfuerzos a corte en los tres sistemas

CORTE		SISTEMA DE ARMADURA				SISTEMA DE PÓRTICO TRIARTICULADO		
		PARABÓLICO		A DOS AGUAS				
		ESFUERZO (kg)	PESO (ton)	ESFUERZO (kg)	PESO (ton)	ESFUERZO (kg)	PESO (ton)	
GRANDES LUCES (m)	30	Viga principal	581.39	32.28	1663.44	41.45	5187.79	57.12
		Columna	19.78		685.31		4350.88	
	40	Viga principal	444.35	40.39	2445.67	62.26	8116.48	90.88
		Columna	37.77		1200		6303.82	
	50	Viga principal	293.59	49.62	3516.15	80.17	9150.92	118.94
		Columna	62.77		1832.16		8991.85	
	60	Viga principal	172.85	59.83	4480.37	108.89	10840.55	157.09
		Columna	95.96		2558.64		12853.8	

Fuente: Propia

De la tabla N° 127, se evidencia que las naves industriales con los sistemas de armaduras parabólicas resulta ser la alternativa más eficiente estructuralmente ante esfuerzos de corte con una diferencia de 1082.05 kg y 4606.4 kg frente a los sistemas de armaduras a dos aguas y de pórticos de 30 metros de luz respectivamente 2001.32 kg y 7672.13 kg frente a los sistemas de armaduras a dos aguas y de pórticos de 40 metros de luz respectivamente, 3222.56 kg y 8857.33 kg frente a los sistemas de armaduras a dos aguas y de pórticos de 50 metros de luz respectivamente, 4307.52 kg y 10667.7 kg frente a los sistemas de armaduras a dos aguas y de pórticos de 60 metros de luz respectivamente. Se puede concluir que los sistemas de armaduras parabólicas son más eficientes estructuralmente ante esfuerzos de corte que los otros dos sistemas. Así mismo, los sistemas armadura a dos aguas son más eficiente estructuralmente ante esfuerzos de corte que los sistemas de pórticos.

Tabla 128: Resumen de desplazamientos permisibles en los tres sistemas

DESPLAZAMIENTO PERMISIBLE			SISTEMA DE ARMADURA				SISTEMA DE PÓRTICO TRIARTICULADO		
			PARABÓLICO		A DOS AGUAS				
			DERIVA	DERIVA ADMISIBLE	DERIVA	DERIVA ADMISIBLE	DERIVA	DERIVA ADMISIBLE	
GRANDES LUCES (m)	30	Sismo	X	0.0069	0.02	0.0066	0.02	0.0038	0.02
		Y	0.0024	0.0017		0.0003			
	Viento	X	0.0188	0.14	0.0068	0.10	0.0307	0.10	
		Y	0.0047		0.0033		0.0004		
	40	Sismo	X	0.0089	0.02	0.0086	0.02	0.0054	0.02
		Y	0.0047	0.0033		0.0004			
	Viento	X	0.0420	0.16	0.0109	0.11	0.0587	0.11	
		Y	0.0104		0.0109		0.0063		
	50	Sismo	X	0.0104	0.02	0.0061	0.02	0.0005	0.02
		Y	0.0084	0.0061		0.0005			
	Viento	X	0.0486	0.17	0.0111	0.11	0.0991	0.11	
		Y	0.0122		0.0130		0.0076		
60	Sismo	X	0.0122	0.02	0.0109	0.02	0.0005	0.02	
	Y	0.0139	0.0109		0.0005				
Viento	X	0.0641	0.19	0.0135	0.12	0.1147	0.12		
	Y	0.0139		0.0109		0.0005			

Fuente: Propia

De la tabla N° 128, se evidencia que las naves industriales con los sistemas de pórticos resulta ser la alternativa más eficiente estructuralmente ante desplazamientos permisibles por cargas de sismo con una diferencia de 0.0028 m y 0.0031 m en el eje "X" y 0.0014 m y 0.0021 m en el eje "Y" frente a los sistemas de armaduras a dos aguas y parabólicas de 30 metros de luz respectivamente, 0.0032 m y 0.0035 m en el eje "X" y 0.0029 m y 0.0043 m en el eje "Y" frente a los sistemas de armaduras a dos aguas y parabólicas de 40 metros de luz respectivamente, 0.0046 m y 0.0041 m en el eje "X" y 0.0056 m y 0.0079 m en el

eje "Y" frente a los sistemas de armaduras a dos aguas y parabólicas de 50 metros de luz respectivamente, 0.0054 m y 0.0046 m en el eje "X" y 0.0104 m y 0.0134 m en el eje "Y" frente a los sistemas de armaduras a dos aguas y parabólicas de 60 metros de luz respectivamente. Así mismo, se evidencia que las naves industriales con los sistemas de armaduras a dos aguas resulta ser la alternativa más eficiente estructuralmente ante desplazamientos permisibles por cargas de viento con una diferencia de 0.0120 m y 0.0239 m en el eje "X" frente a los sistemas de armaduras parabólicas y pórticos de 30 metros de luz respectivamente, 0.0311 m y 0.0478 m en el eje "X" frente a los sistemas de armaduras parabólicas y pórticos de 40 metros de luz respectivamente, 0.0375 m y 0.0880 m en el eje "X" frente a los sistemas de armaduras parabólicas y pórticos de 50 metros de luz respectivamente, 0.0506 m y 0.1012 m en el eje "X" frente a los sistemas de armaduras parabólicas y pórticos de 30 metros de luz respectivamente, Se puede concluir que los sistemas de armaduras de pórticos son más eficientes estructuralmente ante desplazamiento permisibles por cargas de sismo que los otros dos sistemas. Así mismo, los sistemas armaduras a dos aguas son más eficiente estructuralmente ante desplazamiento permisibles por cargas de sismo que los sistemas de armaduras parabólicas. Por otro lado, los sistemas de armaduras a dos aguas son más eficientes estructuralmente ante desplazamiento permisibles por cargas de viento que los otros dos sistemas. Así mismo, los sistemas armaduras parabólicos son más eficiente estructuralmente ante desplazamiento permisibles por cargas de viento que los sistemas de pórticos.

CONTRASTACIÓN DE HIPÓTESIS

Hipótesis específicas 1:

H0: Los esfuerzos en los elementos mejoraran la eficiencia estructural de naves industriales de grandes luces.

H1: Los esfuerzos en los elementos no mejoraran la eficiencia estructural de naves industriales de grandes luces.

Según las tablas N° 79, 80, 81 y 82 de pórticos, las tablas N° 100, 101, 102 y 103 de armaduras a dos aguas y las tablas N° 119, 120, 121 y 122 de armaduras parabólicas, se demuestra que los esfuerzos si mejoran la eficiencia estructural de

naves industriales de grandes luces. En el cual se evidencia que entre mayor sean los esfuerzos las dimensiones de los elementos aumentaran, por ejemplo para el caso de pórticos de 30 m de luz, se tiene un esfuerzo a flexión de 21172.06 kg-m en el cual para ese elemento se escogió una sección W14x61 siendo su peralte de 14 pulgadas que comparando con el pórtico de 40 m de luz con un mayor esfuerzo de flexión de 50430.54 kg-m el cual posee un sección de W21x93 siendo su peralte 21 pulgadas.

Hipótesis específicas 2:

H0: Las deformaciones mejoraran la eficiencia estructural de naves industriales de grandes luces.

H1: Las deformaciones no mejoraran la eficiencia estructural de naves industriales de grandes luces.

Según las tablas N° 84, 105 y 124 se demuestra que las deformaciones si mejoran la eficiencia estructural de naves industriales de grandes luces. En el cual se evidencia que entre mayor acercamiento al valor admisible estipulado por las Normas E.030, por lo que su eficiencia estructural de dicho sistema ante las cargas de sismo a las que esté sometida será menos eficiente que el que presenta ante cargas laterales de viento Norma E.030. Por ejemplo para el pórtico de 60 m de luz que presenta desplazamientos por sismo de 0.0076 m en el eje "X" y 0.0005 en el eje "Y" y desplazamiento por viento en el eje "X" de 0.1147 m, comparado con el sistema de armaduras a dos aguas de 60 m de luz con desplazamientos por sismo de 0.0130 m en el eje "X" y 0.0109 m en el eje "Y" y desplazamientos por viento en el eje "X" de 0.0135 m. Se puede deducir que este sistema de pórticos es eficiente estructuralmente ante cargas de sismo que el sistema de armaduras, pero el sistema de armaduras es más eficiente estructuralmente ante cargas de viento que el sistema de pórticos.

Hipótesis general:

H0: Los sistemas de armaduras y pórticos mejoraran la eficiencia estructural de naves industriales de grandes luces.

H1: Los sistemas de armaduras y pórticos no mejoraran la eficiencia estructural de naves industriales de grandes luces.

Según las tablas N° 83, 104 y 123 se demuestra que los sistemas de armaduras y pórticos si mejoran la eficiencia estructural de naves industriales de grandes luces. En el cual se evidencia que los sistemas tienen diferentes geometrías y elementos en las vigas principales lo que hace que cada sistema varíe en los pesos, ya que entre menor peso muestre un sistema quiere decir que este es más eficiente estructuralmente que los otros sistemas. Por ejemplo para una luz de 50 m, el sistema de pórticos presenta un peso de 118.94 ton siendo sus elementos principales de sección I (vigas y columnas), el sistema de armaduras a dos aguas presenta un peso de 80.17 ton siendo sus elementos principales de Ángulos y secciones I (vigas y columnas respectivamente) y los sistemas de armaduras parabólicas presenta un peso de 49.62 ton siendo sus elementos principales de Ángulos y secciones I (vigas y columnas respectivamente). Se puede deducir que este sistema de armaduras parabólicas es más eficiente estructuralmente ante los otros sistemas, así mismo el sistema de armaduras a dos aguas es más eficiente estructuralmente que el sistema de pórticos.

V. DISCUSIÓN

DISCUSIÓN 1

En función de los resultados obtenidos y la hipótesis específica 1, podemos afirmar que los esfuerzos axiales en los elementos si mejoran la eficiencia estructural de naves industriales de grandes luces; esto se puede observar en la tabla N° 125, donde se evidencia que las naves industriales con los sistemas de pórticos son más eficientes estructuralmente ante esfuerzos axiales que los otros dos sistemas. Así mismo, los sistemas armadura parabólicas son más eficiente estructuralmente ante esfuerzos axiales que los sistemas armaduras a dos aguas. Además, el contraste de hipótesis indica que los esfuerzos si mejoran la eficiencia estructural de naves industriales de grandes luces. En el cual se evidencia que entre mayor sean los esfuerzos las dimensiones de los elementos aumentaran, por ejemplo para el caso de pórticos de 30 m de luz, se tiene un esfuerzo axial de 4891.36 kg en el cual para ese elemento se escogió una sección W14x61 siendo su peralte de 14 pulgadas que comparando con el pórtico de 40 m de luz con un mayor esfuerzo de flexión de 7146.91 kg el cual posee un sección de W21x93 siendo su peralte 21 pulgadas.

Estos resultados se pueden comparar con Meera (2015) en su investigación titulada *“Pre-engineered building design of an industrial Waterhouse”*, se obtuvo como resultado un esfuerzo axial máximo en el CSB (armaduras a dos aguas) de 375.58 KN y en el PEB (pórtico de alma llena) de 355.48 KN y se concluyó que el PEB son más ventajosos que las CSB en términos de rentabilidad, control de calidad y simplifica el diseño estructural.

Con estos resultados se afirma que los esfuerzos axiales si mejoran la eficiencia estructural de naves industriales de grandes luces.

DISCUSIÓN 2

En función de los resultados obtenidos y la hipótesis específica 1, podemos afirmar que los esfuerzos a flexión en los elementos si mejoran la eficiencia estructural de naves industriales de grandes luces; esto se puede observar en la tabla N° 126, donde se evidencia que los sistemas de armaduras parabólicas son más eficientes estructuralmente ante esfuerzos a flexión que los otros dos sistemas. Así mismo, los sistemas armadura a dos aguas son más eficiente estructuralmente ante esfuerzos a flexión que los sistemas de pórticos. Además, el contraste de hipótesis

indica que los esfuerzos si mejoran la eficiencia estructural de naves industriales de grandes luces. En el cual se evidencia que entre mayor sean los esfuerzos las dimensiones de los elementos aumentaran, por ejemplo para el caso de pórticos de 30 m de luz, se tiene un esfuerzo a flexión de 21 172.06 kg-m en el cual para ese elemento se escogió una sección W14x61 siendo su peralte de 14 pulgadas que comparando con el pórtico de 40 m de luz con un mayor esfuerzo de flexión de 50430.54 kg-m el cual posee un sección de W21x93 siendo su peralte 21 pulgadas.

Estos resultados se pueden comparar con Meera (2015) en su investigación titulada "*Pre-engineered building design of an industrial Waterhouse*", se obtuvo como resultado un momento máximo en el CSB de 888.97 KN*m y en el PEB de 908.58 KN*m y se concluyó que el CSB son más ventajosos que las PEB en términos de rentabilidad, control de calidad y simplifica el diseño estructural.

Con estos resultados se afirma que los esfuerzos a flexión si mejoran la eficiencia estructural de naves industriales de grandes luces.

DISCUSIÓN 3

En función de los resultados obtenidos y la hipótesis específica 1, podemos afirmar que los esfuerzos a corte en los elementos si mejoran la eficiencia estructural de naves industriales de grandes luces; esto se puede observar en la tabla N° 127, donde se evidencia que los sistemas de armaduras parabólicas son más eficientes estructuralmente ante esfuerzos de corte que los otros dos sistemas. Así mismo, los sistemas armadura a dos aguas son más eficiente estructuralmente ante esfuerzos de corte que los sistemas de pórticos. Además, el contraste de hipótesis indica que los esfuerzos si mejoran la eficiencia estructural de naves industriales de grandes luces. En el cual se evidencia que entre mayor sean los esfuerzos las dimensiones de los elementos aumentaran, por ejemplo para el caso de pórticos de 30 m de luz, se tiene un esfuerzo a corte de 5187.79 kg en el cual para ese elemento se escogió una sección W14x61 siendo su peralte de 14 pulgadas que comparando con el pórtico de 40 m de luz con un mayor esfuerzo de flexión de 8116.48 kg el cual posee un sección de W21x93 siendo su peralte 21 pulgadas.

Estos resultados se pueden comparar con Meera (2015) en su investigación titulada "*Pre-engineered building design of an industrial Waterhouse*", se obtuvo como

resultado un cortante máximo en el CSB de 340.94 KN y en el PEB de 453.98 KN y se concluyó que el CSB son más ventajosos que las PEB en términos de rentabilidad, control de calidad y simplifica el diseño estructural.

Con estos resultados se afirma que los esfuerzos a flexión si mejoran la eficiencia estructural de naves industriales de grandes luces.

DISCUSIÓN 4

En función de los resultados obtenidos y la hipótesis específica 2, podemos afirmar que las deformaciones permisibles si mejoran la eficiencia estructural de naves industriales de grandes luces; esto se puede observar en la tabla N° 128, donde se evidencia que los sistemas de armaduras de pórticos son más eficientes estructuralmente ante desplazamiento permisibles por cargas de sismo que los otros dos sistemas. Así mismo, los sistemas armaduras a dos aguas son más eficiente estructuralmente ante desplazamiento permisibles por cargas de sismo que los sistemas de armaduras parabólicas. Por otro lado, los sistemas de armaduras a dos aguas son más eficientes estructuralmente ante desplazamiento permisibles por cargas de viento que los otros dos sistemas. Así mismo, los sistemas armaduras parabólicos son más eficiente estructuralmente ante desplazamiento permisibles por cargas de viento que los sistemas de pórticos. Además, el contraste de hipótesis indica que las deformaciones si mejoran la eficiencia estructural de naves industriales de grandes luces. En el cual se evidencia que entre mayor acercamiento al valor admisible estipulado por las Normas E.030, por lo que su eficiencia estructural de dicho sistema ante las cargas de sismo a las que esté sometida será menos eficiente que el que presenta ante cargas laterales de viento Norma E.030. Por ejemplo para el pórtico de 60 m de luz que presenta desplazamientos por sismo de 0.0076 m en el eje "X" y 0.0005 en el eje "Y" y desplazamiento por viento en el eje "X" de 0.1147 m, comparado con el sistema de armaduras a dos aguas de 60 m de luz con desplazamientos por sismo de 0.0130 m en el eje "X" y 0.0109 m en el eje "Y" y desplazamientos por viento en el eje "X" de 0.0135 m.

Estos resultados se pueden comparar con GOÑI, David y CÁCERES, José (2018) su título de investigación es "*Comparativo técnico-económico de una nave industrial*

con un sistema de tijerales y de pórticos”, como resultado se obtuvo que los tijerales presentan una deriva de 0.004 mayor a la del sistema de pórticos que es 0.0025. En conclusión, se puede evidenciar que el sistema pórticos de acero experimenta menores desplazamientos y cortante en la base, la cual la hace más eficiente estructuralmente ante cargas de sismo y viento.

Con estos resultados se afirma que las deformaciones si mejoran la eficiencia estructural de naves industriales de grandes luces.

DISCUSIÓN 5

En función de los resultados obtenidos y la hipótesis general, se demostró que los sistemas de armaduras y pórticos si mejoran la eficiencia estructural de naves industriales de grandes luces. Donde según las tablas N° 83, 104 y 123 se evidencia que los sistemas de armaduras parabólicas son más eficientes estructuralmente ante los otros sistemas, así mismo los sistemas de armaduras a dos aguas son más eficientes estructuralmente que los sistemas de pórticos.

Estos resultados se pueden comparar con MENDOZA, Ricardo (2018). Su título de investigación es “*Sistema metálico Tubest para optimización en la construcción de naves industriales en Lima en el 2018*” Se tuvo como resultado que el diseño de naves industriales con el sistema Tubest nos dio un peso total de 95050 kg en cambio las que fueron diseñadas con alma llena dio un peso de 134094 kg obteniendo un 30% más de peso.

Con estos resultados se afirma que los sistemas de armaduras son más eficientes estructuralmente ante los de sistema de pórticos de alma llena.

VI. CONCLUSIONES

CONCLUSIÓN GENERAL

Se ha analizado los sistemas de armaduras y pórticos de las naves industriales de gran luz donde se puede concluir que los sistemas de armaduras parabólicas son más eficientes estructuralmente ante los otros sistemas, así mismo se puede concluir que los sistemas de armaduras a dos aguas son más eficientes estructuralmente que los sistemas de pórticos.

CONCLUSIONES ESPECIFICAS

1. Se ha determinado los esfuerzos en los elementos de las naves industriales con sistemas de armaduras y de pórticos en las cuales, se puede concluir que los sistemas de pórticos son más eficientes estructuralmente ante esfuerzos axiales que los otros dos sistemas. Así mismo, los sistemas de armadura parabólicas son más eficientes estructuralmente ante esfuerzos axiales que los sistemas de armaduras a dos aguas. Además, se puede concluir que los sistemas de armaduras parabólicas son más eficientes estructuralmente ante esfuerzos a flexión que los otros dos sistemas. Así mismo, los sistemas de armadura a dos aguas son más eficientes estructuralmente ante esfuerzos a flexión que los sistemas de pórticos. Como también, se puede concluir que los sistemas de armaduras parabólicas son más eficientes estructuralmente ante esfuerzos de corte que los otros dos sistemas. Así mismo, los sistemas de armadura a dos aguas son más eficientes estructuralmente ante esfuerzos de corte que los sistemas de pórticos.
2. Se ha determinado las deformaciones en los elementos de las naves industriales con sistemas de armaduras y de pórticos en las cuales, se puede concluir que los sistemas de armaduras de pórticos son más eficientes estructuralmente ante desplazamiento permisibles por cargas de sismo que los otros dos sistemas. Así mismo, los sistemas de armaduras a dos aguas son más eficientes estructuralmente ante desplazamiento permisibles por cargas de sismo que los sistemas de armaduras parabólicas. Por otro lado, los sistemas de armaduras a dos aguas son más eficientes estructuralmente ante desplazamiento permisibles por cargas de viento que los otros dos

sistemas. Así mismo, los sistemas armaduras parabólicos son más eficiente estructuralmente ante desplazamiento permisibles por cargas de viento que los sistemas de pórticos.

VII. RECOMENDACIONES

1. Al diseñar la distancia entre los pórticos y armaduras, es conveniente que estas tengan una distancia promedio entre 5 y 6 metros, debido a que una distancia menor o mayor implica a un elevado peso de los sistemas, por utilizar perfiles con más peralte que puedan soportar las cargas requeridas o bien un aumento de material al utilizar más armaduras o pórticos a una menor separación.
2. Al diseñar la pendiente para los sistemas a dos aguas se recomienda que se esté entre el 5-10%, debido a que si la pendiente es mayor incitará a que los elementos escogidos aumenten sus esfuerzos lo que provocaría que aumente las dimensiones de los perfiles.
3. En el diseño de las conexiones se recomienda analizarlas de tal forma que se respete la posición en la estructura y que generen las restricciones que se tomaron en cuenta en el diseño realizado en el programa. Debido a que si las conexiones un punto importante en el diseño de naves industriales por tal motivo no deben fallar.
4. Para lograr obtener la eficiencia estructural en naves industriales se recomienda que los elementos de acero trabajen a su máxima capacidad, ya que podemos usar secciones de menor peso que cumpla las condiciones impuestas por los estados límites logrando reducir el costo de estas estructuras.

REFERENCIAS

ABREU, J., 2012. Hipótesis, Método & Diseño de Investigación. *Daena: International Journal of Good Conscience* [en línea], vol. 7, no. 2, pp. 187-197. Disponible en: <http://www.spentamexico.org/v7-n2/7%282%29187-197.pdf>. ISSN 1870-5576

APERADOR, W, BAUTISTA, J Y PEÑA, G. Paneles en láminas de papel periódico reciclado y polimetilmetacrilato con núcleo de poliuretano: Un modelo en la implementación de la ingeniería estructural. *El Hombre y la Maquina* [en línea]. N.º 37, julio-diciembre 2011, [Fecha de consulta: 25 de octubre del 2019].

Disponible en: <https://www.redalyc.org/pdf/478/47821607002.pdf>

ISSN: 0121-0777

BONE, Roser. Diseños cuasiexperimentales y longitudinales. Barcelona: OMADO (5): 1-85, 2012.

ISSN: 2385-6203

CABELLO, Julio. Diseño de estructuras de naves de acero. Tesis (Título profesional). México: Universidad Nacional Autónoma de México, 2016. 175 pp.

CAHUANA, Edwin. Optimización del diseño de una nave industrial tipo pesado aplicable a la pequeña y mediana industria en el Perú ubicada a menos de 2500 m.s.n.m. con luz entre 15m y 25m. Tesis (Título profesional). Perú, Arequipa: Universidad Nacional de San Agustín de Arequipa, 2018. 220 pp.

CAMARASA, Ramon. Diseño de una nave industrial sin uso específico en la localidad de Vilamalla. Tesis (Título Profesional). Lleida: Universidad de Lleida, 2009, 501 pp.

CRUZ, Carlos, FIGUEROA, Paolo y HERNANDEZ, Carlos. Estructuración, análisis y diseño estructural de elementos de techo con perfiles metálicos utilizando el método LRFD. Tesis (Título profesional). Universidad del Salvador, 2012, 464 pp.

DELGADO, Carlos. Estrategias de investigación. Diseños observacionales 1ª parte. Estudios descriptivos. *Revista chilena de cirugía*, 53 (2): 229-233, 2001.

ISSN: 0379-3893

DHANDE, Swapnil, SURYAWANSHI, Y, e PATIL, Pravin. Industrial building design on seismic issues. *International Journal of Innovative Research in Science*

Engineering and Technology [en línea]. Vol. 4, N.º 5, mayo 2015, [Fecha de consulta: 25 de octubre del 2019].

Disponible en: <file:///C:/Users/LUIS/Downloads/industrial-building-design-on-seismic-issues.pdf>

ISSN: 2319-8753

ESPINOZA, Eudaldo. Las variables y su operacionalización en la investigación educativa. Parte 1 [en línea]. Vol. 14, N.º 65, Diciembre 2018, [Fecha de consulta: 12 de enero del 2020].

Disponible en: <http://conrado.ucf.edu.cu/index.php/conrado>

ISSN: 1990-8644

FERRERA, Hazel. Comportamiento estructural ante acciones sísmicas de una nave industrial de acero en Santiago de Cuba. Ciencia en su PC [en línea]. Vol. 1, N.º 4, junio-septiembre 2018. [Fecha de consulta: 25 de octubre del 2019]. Disponible en: <https://www.redalyc.org/jatsRepo/1813/181358509001/html/index.html>

ISSN: 2347-6710

GARZÓN, Marco. Reforzamiento sísmico de una nave industrial, un coliseo y un teatro. Escuela Politécnica del Ejercito [en línea]. Vol. 1, N.º 1, 2012, [Fecha de consulta: 25 de octubre del 2019].

Disponible en: <http://repositorio.espe.edu.ec/jspui/bitstream/21000/5780/1/AC-CIVIL-ESPE-034238.pdf>

ISSN: 2403-4238

GARCÍA, Rafael y GARCIA, Antonio. Edificio y estructura [en línea]. Curso 1. Sevilla: E.T.S.A. 2002

Disponible en:

<file:///C:/Users/LUIS/Desktop/TESIS%20PI/LIBROS/guiontema12%202002.pdf>

GÓMEZ, Marcelo. Introducción a la metodología de la investigación científica [en línea]. Córdoba: Brujas, 2006 [fecha de consulta: 30 de octubre del 2018].

Disponible en:

https://books.google.com.pe/books?id=9UDXPe4U7aMC&pg=PA85&dq=para+que+sirve+un+dise%C3%B1o+investigacion+no+experimental&hl=es&sa=X&ved=0ahUKEwiTweje0p_eAhVmpVkkHXM5AjUQ6AEIJzAA#v=onepage&q=para%20que

%20sirve%20un%20dise%C3%B1o%20investigacion%20no%20experimental&f=alse

ISBN: 9875910260

GONZÁLES, Francisco. Metodología eficiente para optimización de pórticos industriales en viga armada según EC-3. Tesis (Grado Doctoral). Gijón: Universidad de Oviedo, 2015. 168 pp.

GOÑI, David y CÁCERES, José. Comparativo técnico-económico de una nave industrial con un sistema de tijerales y de pórticos. Tesis (Título profesional). Perú, Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú, 2018. 110 pp.

GUTIERREZ, Juan y GOMEZ, Raúl. Diseño y elaboración a escala natural de armaduras en guadua angustifolia. Tesis (Título profesional). Colombia, Bogotá: Universidad Nacional de Colombia, 2002, 200 pp.

HERNÁNDEZ, Leonilo. Diseño de armaduras para techo. Tesis (Título profesional). México, Chapingo: Universidad Autónoma Chapingo, 2005, 156 pp.

HUMANES, Alberto. Desarrollo de las grandes luces en la arquitectura actual. Tesis (Título Profesional). España: Universidad Politécnica de Madrid, 2017. 480 pp.

HURTADO, Paola, GARCÍA, Mavel, RIVERA, Diego y FORGIONY, Jesús. Las estrategias de aprendizaje y la creatividad: una relación que favorece el procesamiento de la información [en línea]. Vol. 39, N.º 17, enero 2018, [Fecha de consulta: 12 de enero del 2020].

Disponible en: <http://www.revistaespacios.com/a18v39n17/a18v39n17p12.pdf>

ISSN: 0798-1015

INGENIEROS y Arquitectos. Coya. 16 de septiembre 2019. Disponible en: <https://www.e-zigurat.com/blog/es/tipologia-porticos-naves-empotrados-biarticulados-triarticulados/>

LARICO, José. Análisis y diseño en acero de una nave industrial con dos puentes grúa. Tesis (Título Profesional). Perú, Arequipa: Universidad Nacional de San Agustín de Arequipa, 2015. 321 pp.

LÓPEZ, Pedro. Población muestra y muestreo. Punto Cero, 9 (8): 69-74, 2004.
ISSN: 1815-0276

MARTÍNEZ, Bernardo. Diseño y cálculo de una nave industrial destinada a la fabricación de baldosas cerámicas, con puente grúa y ejecutada con estructuras metálica en el término municipal de la Vall D'Uixó. Tesis (Título profesional). España: Departamento de Ingeniería Mecánica y construcción, 2015. 270 pp.

MCCORMAC, Jack y CSERNAK, Stephen. Diseño de estructuras de acero [en línea]. 5.ª ed. México: Alfaomega grupo editor, S.A de C.V. 2012. [Fecha de consulta: 25 de octubre del 2019].

Disponible en: <http://www.alfaomega.com.mx>

ISBN: 978607707538

MEERA, C. Pre-engineered building design of an industrial warehouse. International Journal of Engineering Sciences & Emerging Technologies [en línea]. Vol. 5, N.º 2, junio 2013, [Fecha de consulta: 25 de octubre del 2019].

Disponible en:

https://pdfs.semanticscholar.org/2456/fe60a4e542131a4840cfe42b8189b595d82b.pdf?_ga=2.265587599.1464403700.1572386807-1201549860.1572386807

ISSN: 2231-6604

MENDOZA, Ricardo. Sistema metálico Tubest para la optimización en la construcción de naves industriales en Lima en el 2018. Tesis (Título profesional). Perú, Lima: Universidad Cesar Vallejo, 2018. 107 pp.

MERINO, María y PINTADO, Teresa. Herramientas para dimensionar los mercados: la investigación cuantitativa [en línea]. España: Esic editorial, 2015 [fecha de consulta: 30 de octubre del 2018]. Disponible en:

https://books.google.com.pe/books?id=wRanCwAAQBAJ&pg=PT12&dq=para+qu+e+sirve+una+investigacion+cuantitativa&hl=es&sa=X&ved=0ahUKEwiH9M66yJ_eAhWMSlkKHbCqAJ0Q6AEINzAD#v=onepage&q&f=false

ISBN: 9788416462773

NAMAKFOROOSH, Mohammad. Metodología de la investigación [en línea]. 2.ª ed. México: Limusa, 2005 [fecha de consulta: 30 de octubre del 2018]. Disponible en:

https://books.google.com.pe/books?id=ZEJ7-0hmvhwC&pg=PA44&dq=para+que+sirve+una+investigacion+aplicada&hl=es&sa=X&ved=0ahUKEwiusa6NzJ_eAhVSsIMKHT3uDkgQ6AEIJzAA#v=onepage&q=para%20que%20sirve%20una%20investigacion%20aplicada&f=false
ISBN: 9681855178

NIEBLES, Enrique y ARNEDO, William. Procedimiento de soldadura y calificación de soldadores: una propuesta de enseñanza y guía de aplicación para la industria. Información Tecnológica [en línea]. Vol. 20, N.º 3, 2009, [Fecha de consulta: 25 de octubre del 2019].

Disponible en: <https://scielo.conicyt.cl/pdf/infotec/v20n3/art04.pdf>
ISSN: 0122-1701

PATIL, Subodh, ed. all. Analysis and design of pre-engineered building of an industrial warehouse. Technical research organization India [en línea]. Vol. 4, N.º 12 febrero 2017, [Fecha de consulta: 25 de octubre del 2019].

Disponible en: <https://www.researchgate.net/publication/331327453>
ISSN: 2393-8374

PEDHAZUR, E.J. y SCHMELKIN, L.P. Measurement, design, and analysis. An integrated approach. Hillsdale, NJ: Lawrence Erlbaum Associates. 1991. 840 pp.
ISBN: 9780805810639

QUINTO, Cesar. Diseño estructural de acero del techo parabólico del coliseo polideportivo ciudad Universitaria de Paturpampa – Universidad Nacional de Huancavelica. Tesis (Título profesional). Perú, Huancayo: Universidad Nacional del centro del Perú, 2012, 137 pp.

RABOLINI, N. M. Técnicas de muestreo y determinación del tamaño de la muestra en investigación cuantitativa. Revista argentina de humanidades y ciencias sociales, 2 (1): 1-11, 2009.
ISSN: 1667-9318

Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma E.020. Cargas. Perú 2016.

Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma E.030. Diseño Sismorresistente. Perú 2016.

Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma E.050. Suelos y Cimentación. Perú 2016.

Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma E.060. Concreto Armado. Perú 2016.

Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma E.090. Estructuras Metálicas. Perú 2016.

RIVAS, César. Proyecto y Calculo de una nave industrial metálica. Tesis (Título profesional). España: Universidad Nacional de Córdoba, 2014, 147 pp.

VARGAS, William. Diseño estructural de nave industrial metálica para mejoramiento de almacenes en Av. Argentina, Callao-2017. Tesis (Título profesional). Perú; Lima: Universidad Cesar Vallejo, 2017. 152 pp.

ANEXOS

ANEXO N° 1

DECLARATORIA DE AUTENTICIDAD DEL AUTOR

Yo, **Carretero Verona Luis Enrique** alumno de la Facultad de Ingeniería y Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Universidad César Vallejo filial Lima Norte, declaro bajo juramento que todos los datos e información que acompañan a la Tesis titulada “**Sistema de Armaduras y Pórticos para Mejorar la Eficiencia Estructural de Naves Industriales de Grandes Luces**”, son:

1. De mi autoría.
2. La presente Tesis no ha sido plagiado ni total, ni parcialmente.
3. La Tesis no ha sido publicada ni presentada anteriormente.
4. Los resultados presentados en la presente Tesis son reales, no han sido falseados, ni duplicados, ni copiados.

En tal sentido asumo la responsabilidad que corresponda ante cualquier falsedad, ocultamiento u omisión tanto de los documentos como de información aportada, por lo cual someto a lo dispuesto en las normas académicas vigentes de la Universidad César Vallejo.

Lugar y fecha, Lima 10 de julio del 2020

.....

Carretero Verona Luis Enrique

DNI: 77705013

ANEXO N° 2

DECLARATORIA DE AUTENTICIDAD DEL ASESOR

Yo, **Mg. Ing. Pinto Barrantes, Raúl Antonio** docente de la Facultad de Ingeniería y Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Universidad César Vallejo filial Lima Norte, revisor de la Tesis titulado “**Sistema de Armaduras y Pórticos para Mejorar la Eficiencia Estructural de Naves Industriales de Grandes Luces**”, del estudiante Carretero Verona Luis Enrique, Constato que la investigación Tiene un índice de similitud de **9%** verificable en el reporte de originalidad del programa Turnitin, el cual ha sido realizado sin filtros, ni exclusiones.

He revisado dicho reporte y concluyó que cada una de las condiciones detectadas no constituyen plagio. En tal sentido asumo la responsabilidad que corresponda ante cualquier falsedad, ocultamiento u omisión tanto de los documentos como de información aportada, por lo cual me someto a lo dispuesto en las normas académicas vigentes de la Universidad César Vallejo.

Lugar y fecha, Lima 10 de julio del 2020

.....
Mg. Ing. Pinto Barrantes, Raúl Antonio

DNI: 07732471

ANEXO N°3: MATRIZ DE OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES

“Sistema de Armaduras y Pórticos para Mejorar la Eficiencia Estructural de Naves Industriales de Grandes Luces”

VARIABLES DE ESTUDIO	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DEFINICIÓN OPERACIONAL	DIMENSIONES	INDICADORES	ESCALA DE MEDICIÓN
VARIABLE DEPENDIENTE (Y): SISTEMA DE ARMADURAS Y PORTICOS	Vizúete (2013) nos menciona que las naves industriales son una solución muy común para fabricas para uso comercial, ya que permite disponer de grandes espacios. Es por ello, por lo que el diseño de la nave industrial no debe descuidarse, pues debe ser capaz de adaptarse a las necesidades del negocio y a las de los trabajadores. (p, 11).	Los sistemas de armaduras y de pórticos son una parte muy importante de las naves industriales por ello estas serán analizadas según la Norma Técnica Peruana E. 090.	SISTEMA DE ARMADURAS	TIPOLOGIA ARQUITECTONICA	NOMINAL
				MATERIALES	
				DISEÑO ESTRUCTURAL	
				NORMATIVA EMPLEADA	
			SISTEMA DE PORTICOS DE ACERO	TIPOLOGIA ARQUITECTONICA	
				MATERIALES	
				DISEÑO ESTRUCTURAL	
				NORMATIVA EMPLEADA	
VARIABLE INDEPENDIENTE (X): EFICIENCIA ESTRUCTURAL DE NAVES INDUSTRIALES	Goñi y Cáceres (2018) nos mencionan que las naves industriales son estructuras que conectan vigas y columnas de acero mediante conexiones rígidas con la aplicación de soldadura y pernos de alta resistencia. Lo que hace que el sistema sea continuo y que se transfieran adecuadamente las fuerzas internas (p, 2)	Para el desarrollo de este punto se realizará un análisis manual y otro con el programa Sap2000 con el fin de determinar los esfuerzos y deformaciones que pueden sufrir los elementos metálicos con apoyo de la Norma Técnica Peruana E. 090.	ESFUERZOS EN LOS ELEMENTOS	AXIAL	RAZÓN
				FLEXIÓN	RAZÓN
				CORTE	RAZÓN
			DEFORMACIONES	DESPLAZAMIENTOS PERMISIBLES	RAZÓN

Fuente: Propia

ANEXO N°4: MATRIZ DE CONSISTENCIA

“Sistema de Armaduras y Pórticos para Mejorar la Eficiencia Estructural de Naves Industriales de Grandes Luces”

VARIABLES	PROBLEMAS	OBJETIVOS	HIPOTESIS	DIMENCIONES	INDICADORES	INTRUMENTOS	
VARIABLE DEPENDIENTE (Y): SISTEMA DE ARMADURAS Y PORTICOS	¿De qué manera el sistema de armaduras y pórticos mejoran la eficiencia estructural de naves industriales de grandes luces?	Analizar si el sistema de armaduras y pórticos mejora la eficiencia estructural de naves industriales de grandes luces	El sistema de armaduras y pórticos mejorara la eficiencia estructural de naves industriales de grandes luces	SISTEMA DE ARMADURAS	TIPOLOGIA ARQUITECTONICA	Reglamento Nacional de Edificaciones. Diseño de estructuras de acero de McCormac.	
					MATERIALES		
					DISEÑO ESTRUCTURAL		
					NORMATIVA EMPLEADA		
				SISTEMA DE PORTICOS DE ACERO	TIPOLOGIA ARQUITECTONICA		
					MATERIALES		
					DISEÑO ESTRUCTURAL		
					NORMATIVA EMPLEADA		
VARIBLE INDEPENDIENTE (X): EFICIENCIA ESTRUCTURAL DE NAVES INDUSTRIALES	¿De qué manera los esfuerzos en los elementos mejoran la eficiencia estructural de naves industriales de grandes luces?	Determinar si los esfuerzos en los elementos mejoran la eficiencia estructural de naves industriales de grandes luces.	Los esfuerzos en los elementos mejoraran la eficiencia estructural de naves industriales de grandes luces.	ESFUERZOS EN LOS ELEMENTOS	AXIAL	Norma E0.90, Sap2000, Excel	
					FLEXIÓN	Norma E0.90, Sap2000, Excel	
					CORTE	Norma E0.90, Sap2000, Excel	
	¿De qué manera las deformaciones mejoran la eficiencia estructural de naves industriales de grandes luces?	Determinar si las deformaciones mejoran la eficiencia estructural de naves industriales de grandes luces.	Las deformaciones mejoraran la eficiencia estructural de naves industriales de grandes luces.	Las deformaciones mejoraran la eficiencia estructural de naves industriales de grandes luces.	DEFORMACIONES	DESPLAZAMIENTOS PERMISIBLES	Norma E0.30, Norma E0.20, Sap2000, Excel

Fuente: Propia

ANEXO N°5:

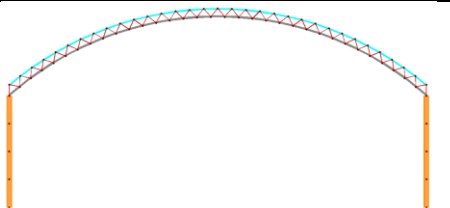
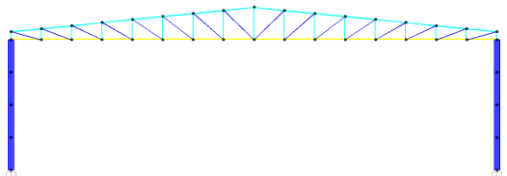
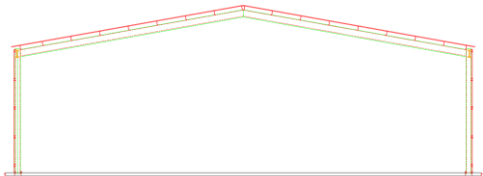
FICHA DE RECOLECCIÓN DE DATOS DE CARGAS AXIALES



Calificación

Variable Independiente:
Dimensión:
Indicador:
Nombre del instrumento:

Mejorar la eficiencia estructural de naves industriales
Esfuerzo en los elementos
Carga Axial
Ficha de recolección de datos

CARGAS AXIALES		SISTEMA DE ARMADURA		SISTEMA DE PÓRTICO
		PARABOLICO	A DOS AGUAS	TRIARTICULADO
				
GRANDES LUCES (m)	30			
	40			
	50			
	60			

ANEXO N°6:

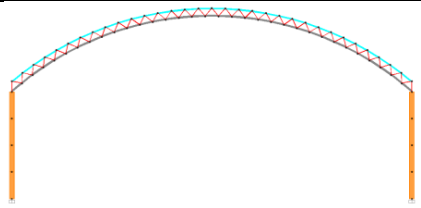
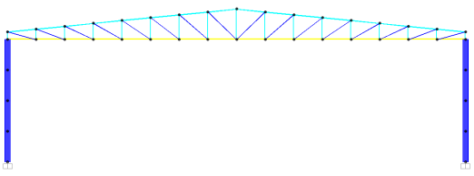
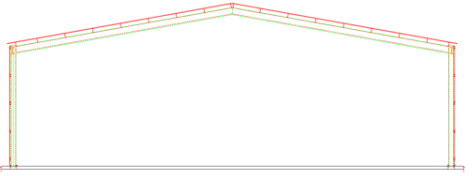
FICHA DE RECOLECCIÓN DE DATOS DE FLEXIÓN



Calificación

Variable Independiente:
Dimensión:
Indicador:
Nombre del instrumento:

Mejorar la eficiencia estructural de naves industriales
Esfuerzo en los elementos
Flexión
Ficha de recolección de datos

FLEXIÓN		SISTEMA DE ARMADURA		SISTEMA DE PÓRTICO TRIARTICULADO
		PARABOLICO	A DOS AGUAS	
				
GRANDES LUCES (m)	30			
	40			
	50			
	60			

ANEXO N°7:

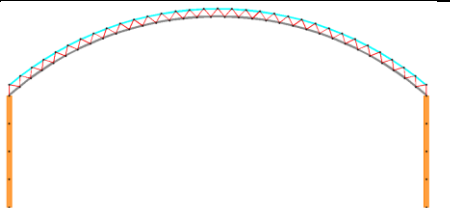
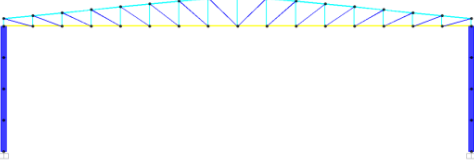
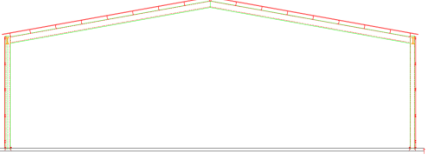
FICHA DE RECOLECCIÓN DE DATOS DE CORTE



Calificación

Variable Independiente:
Dimensión:
Indicador:
Nombre del instrumento:

Mejorar la eficiencia estructural de naves industriales
Esfuerzo en los elementos
Corte
Ficha de recolección de datos

CORTE		SISTEMA DE ARMADURA		SISTEMA DE PÓRTICO TRIARTICULADO
		PARABOLICO	A DOS AGUAS	
				
GRANDES LUCES (m)	30			
	40			
	50			
	60			

ANEXO N°8:

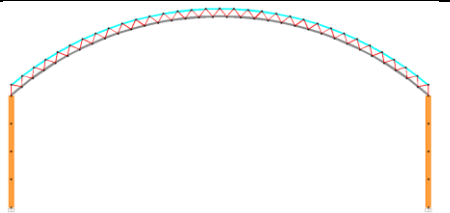
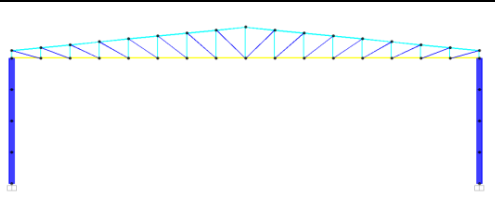
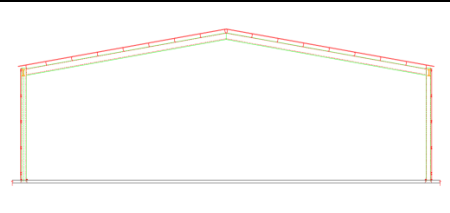
FICHA DE RECOLECCIÓN DE DATOS DE LOS DESPLAZAMIENTOS PERMISIBLES



Calificación

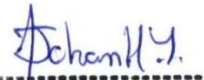


Variable Independiente:
Dimensión:
Indicador:
Nombre del instrumento:

Mejorar la eficiencia estructural de naves industriales
Deformación
Desplazamientos permisibles
Ficha de recolección de datos

DESPLAZAMIENTOS PERMISIBLES		SISTEMA DE ARMADURA		SISTEMA DE PÓRTICO
		PARABOLICO	A DOS AGUAS	TRIARTICULADO
				
GRANDES LUCES (m)	30			
	40			
	50			
	60			

ANEXO N° 9:
VALIDEZ DE JUICIO DE EXPERTOS

		EXPERTO 1	EXPERTO 2	EXPERTO 3	VÁLIDO
Ficha 1:	CARGAS AXIALES	80	80	80	>50
Ficha 2:	FLEXIÓN	80	80	80	>50
Ficha 3:	CORTE	80	80	80	>50
Ficha 4:	DESPLAZAMIENTOS PERMISIBLES	80	80	80	>50

Rango de valores de 0-100		VALIDEZ	Firma de Expertos
0,0-20	Deficiente		
21-40	Regular		
41-60	Buena		 JOHAN JAMES HINOSTROZA YUCRA INGENIERO CIVIL Reg. CIP N° 226979 Firma y sello
61-80	Muy buena		 RAÚL ANTONIO PINTO BARRANTES INGENIERO CIVIL Reg. CIP N° 51304 Firma y sello
81-100	Excelente		 CARLOS DANILLO MINAYA ROSARIO INGENIERO CIVIL Reg. del Colegio de Ingenieros N° 50187 Firma y sello
		CIP	<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px;">226979</div> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px;">51304</div> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px;">50187</div> </div>
		Nombre	<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px;">Johan James Hinostroza Yucra</div> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px;">RAUL ANTONIO PINTO BARRANTES.</div> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px;">Carlos Minaya Rosario</div> </div>

ANEXO N°10:

Especificaciones aplicables de la ASTM

TABLA 1.1 Especificaciones aplicables de la ASTM a diversos perfiles estructurales.													
Tipo de acero	Designación de la ASTM	Esfuerzo mínimo de fluencia F_y (klb/plg ²)	Esfuerzo de tensión F_u (klb/plg ²)	Serie de perfiles aplicables									
				W	M	S	HP	C	MC	L	HSS		Tubo
											Rect.	Redondo	
Al carbono	A36	36	58-80 ^b										
	A53 Gr. B	35	60										
	A500	Gr. B	42	58									
			46	58									
		Gr. C	46	62									
			50	62									
	A501	Gr. A	36	58									
		Gr. B	50	70									
	A529 ^c	Gr. 50	50	65-100									
		Gr. 55	55	70-100									
Baja aleación alta resistencia	A572	Gr. 42	42	60									
		Gr. 50	50	65 ^d									
		Gr. 55	55	55									
		Gr. 60 ^e	60	60									
		Gr. 65 ^e	65	65									
	A618 ^f	Gr. I & II	50 ^g	70 ^g									
		Gr. III	50	50									
	A913	50	50 ^h	60 ^h									
		60	60	75									
		65	65	80									
		70	70	90									
	Baja aleación alta resistencia resistente a la corrosión	A992	50	65 ⁱ									
A242		42 ^j	63 ^j										
		46 ^k	67 ^k										
		50 ^l	70 ^l										
A588		50	70										
A847		50	70										

■ = Especificación recomendada para el material
 □ = Otra especificación de material aplicable, cuya disponibilidad deberá confirmarse antes de la especificación
 □ = La especificación de material no aplica

^a Mínimo a menos que se muestre un rango.
^b Para perfiles arriba de 426 lb/plg, sólo aplica el mínimo de 58 klb/plg².
^c Para perfiles con un espesor de patín menor que o igual a 1½ plg solamente. Para mejorar la soldabilidad, puede especificarse un máximo de carbono (de acuerdo con el Requisito suplementario S78 de la ASTM). Si se desea, puede especificarse el esfuerzo máximo de tensión de 90 klb/plg² (de acuerdo con el Requisito suplementario S79 de la ASTM).
^d Si se desea, puede especificarse el esfuerzo máximo de tensión de 70 klb/plg² (de acuerdo con el Requisito suplementario S91 de la ASTM).
^e Para perfiles con un espesor de patín menor que o igual a 2 plg solamente.
^f A618 de la ASTM también puede especificarse como resistente a la corrosión; véase A618 de la ASTM.
^g El mínimo aplica a muros de un espesor nominal de ¼ plg y menor. Para espesores de muro mayores que ¼ plg, $F_y = 46$ klb/plg² y $F_u = 67$ klb/plg².
^h Si se desea, puede especificarse un esfuerzo máximo de fluencia de 65 klb/plg² y una relación de resistencia máxima a la fluencia entre la de tensión de 0.85 (de acuerdo con el Requisito suplementario S75 de la ASTM).
ⁱ Se incluyen como obligatorias en A992 de la ASTM una relación de resistencia máxima a la fluencia entre la de tensión de 0.85 y una fórmula equivalente para el carbono.
^j Para perfiles con un espesor de patín mayor que 2 plg solamente.
^k Para perfiles con un espesor de patín mayor que 1½ plg y menor que o igual a 2 plg solamente.
^l Para perfiles con un espesor de patín menor que o igual a 1½ plg solamente.

ANEXO N°11:**Factor de Forma de la Norma E.020****TABLA 4
FACTORES DE FORMA (C) ***

CONSTRUCCIÓN	BARLOVENTO	SOTAVENTO
Superficies verticales de edificios	+0,8	-0,6
Anuncios, muros aislados, elementos con una dimensión corta en la dirección del viento	+1,5	
Tanques de agua, chimeneas y otros de sección circular o elíptica	+0,7	
Tanques de agua, chimeneas, y otros de sección cuadrada o rectangular	+2,0	
Arcos y cubiertas cilíndricas con un ángulo de inclinación que no exceda 45°	+0,8	-0,5
Superficies inclinadas a 15° o menos	+0,3-0,7	-0,6
Superficies inclinadas entre 15° y 60°	+0,7-0,3	-0,6
Superficies inclinadas entre 60° y la vertical	+0,8	-0,6
Superficies verticales ó inclinadas (planas ó curvas) paralelas a la dirección del viento	-0,7	-0,7

* El signo positivo indica presión y el negativo succión.

ANEXO N°12:

Mapa eólico del Perú de la Norma E.020

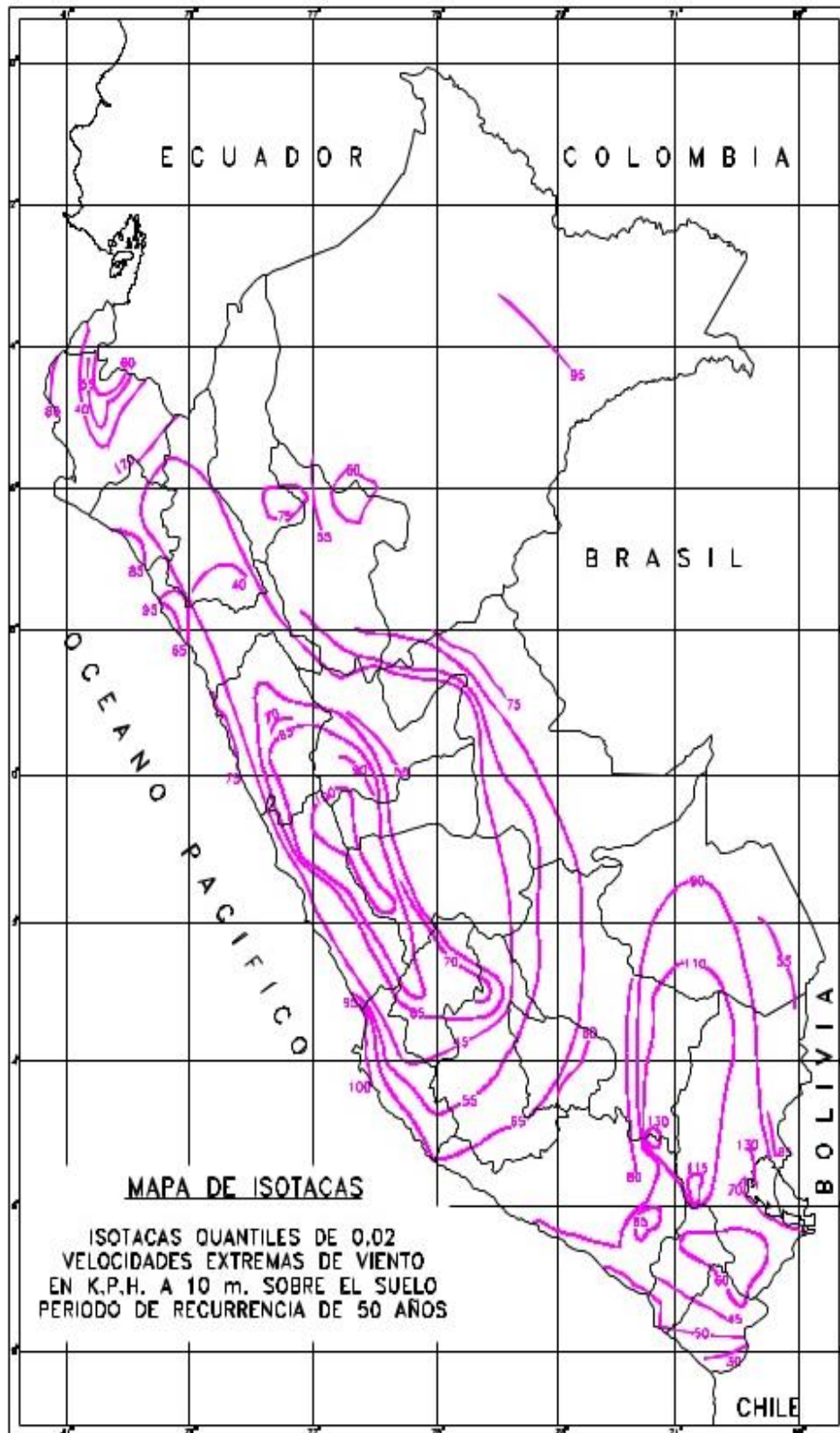


Figura 2. Mapa Eólico de la Distribución de Vientos en el Perú (Ref. 3 y 4)

ANEXO N°13:

Cantidad de empresas en lima metropolitana según el INEI

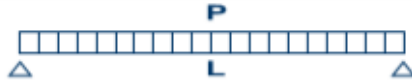
CUADRO N° 6.4				
LIMA METROPOLITANA: DENSIDAD EMPRESARIAL, SEGÚN ÁREA INTERDISTRITAL Y DISTRITOS, 2017				
Área interdistrital/Distritos	Total de empresas	Porcentaje	Densidad empresarial (Empresa / mil hab.)	Densidad empresarial (Empresas por Km²)
Total	1 066 451	100,0	104,4	367,0
Lima Norte	223 192	100,0	85,0	278,3
Ancón	3 165	1,4	76,3	11,1
Carabaylo	20 998	9,4	66,0	69,2
Comas	45 830	20,5	85,3	940,1
Independencia	18 629	8,3	84,5	1 279,5
Los Olivos	42 364	19,0	110,1	2 321,3
Puente Piedra	24 027	10,8	64,4	330,0
San Martín de Porres	67 233	30,1	92,1	1 826,0
Santa Rosa	946	0,4	47,8	44,3
Lima Centro	410 097	100,0	229,8	2 818,9
Barranco	5 919	1,4	204,3	1 777,5
Breña	13 989	3,4	187,2	4 344,4
Cercado de Lima	91 270	22,3	343,5	4 152,4
Jesús María	15 967	3,9	222,8	3 493,9
La Victoria	65 943	16,1	395,7	7 545,0
Lince	13 979	3,4	284,9	4 613,5
Magdalena del Mar	11 639	2,8	211,9	3 224,1
Miraflores	32 466	7,9	397,8	3 374,8
Pueblo Libre	11 800	2,9	155,0	2 694,1
Rímac	16 922	4,1	103,9	1 425,6
San Borja	19 794	4,8	175,6	1 987,3
San Isidro	21 552	5,3	403,1	1 941,6
San Miguel	19 550	4,8	142,4	1 823,7
Santiago de Surco	51 931	12,7	145,2	1 446,9
Surquillo	17 376	4,2	190,0	5 022,0
Lima Este	215 852	100,0	77,2	264,0
Ate	53 036	24,6	80,1	682,4
Chaclacayo	4 089	1,9	92,5	103,5
Cieneguilla	2 182	1,0	43,9	9,1
El Agustino	14 109	6,5	72,2	1 125,1
La Molina	19 995	9,3	111,2	304,1
Lurigancho	14 867	6,9	64,8	62,9
San Juan de Lurigancho	73 577	34,1	64,6	560,6
San Luis	10 371	4,8	177,4	2 971,6
Santa Anita	23 626	10,9	99,1	2 210,1
Lima Sur	140 748	100,0	71,4	165,2
Chorrillos	27 038	19,2	80,5	694,4
Lurin	7 725	5,5	86,4	42,7
Pachacamac	7 016	5,0	51,2	43,8
Pucusana	936	0,7	52,0	24,7
Punta Hermosa	816	0,6	102,3	6,8
Punta Negra	571	0,4	68,2	4,4
San Bartolo	727	0,5	90,1	16,2
San Juan de Miraflores	34 750	24,7	83,6	1 512,8
Santa María del Mar	121	0,1	71,4	12,3
Villa el Salvador	33 254	23,6	69,0	941,2
Villa María del Triunfo	27 794	19,7	59,7	393,9
Provincia Constitucional del Callao	76 562	100,0	73,4	264,6
Bellavista	8 370	10,9	116,4	183,4
Callao	39 354	51,4	96,8	269,7
Carmen de la Legua Reynoso	3 866	5,0	95,6	847,8
La Perla	5 960	7,8	100,3	2 811,3
La Punta	588	0,8	186,5	213,8
Mi Perú	812	1,1	12,9	11,6
Ventanilla	17 612	23,0	44,2	958,2

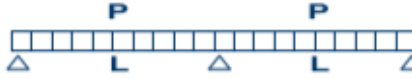
Fuente: Instituto Nacional de Estadística e Informática - Directorio Central de Empresas y Establecimientos.

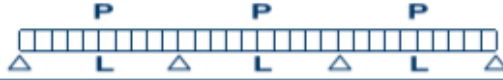
ANEXO N°14:

Separación máxima entre apoyos para coberturas TR-4

TABLA DE CARGAS (Kg/m²)

Espesor e	Peso del Panel											
mm	Kg / m ²	L(m) =	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50	2,75	3,00	3,25
0,35 - 0,40	3,35	P (Kg / m ²) =	266	169	117	--	--	--	--	--	--	--
0,45 - 0,50	4,30	P (Kg / m ²) =	342	218	150	109	--	--	--	--	--	--
0,55 - 0,60	5,26	P (Kg / m ²) =	419	266	183	133	101	--	--	--	--	--
0,75 - 0,80	7,17	P (Kg / m ²) =	571	363	250	182	137	107	--	--	--	--

Espesor e	Peso del Panel											
mm	Kg / m ²	L(m) =	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50	2,75	3,00	3,25
0,35 - 0,40	3,35	P (Kg / m ²) =	266	169	117	--	--	--	--	--	--	--
0,45 - 0,50	4,30	P (Kg / m ²) =	342	218	150	109	--	--	--	--	--	--
0,55 - 0,60	5,26	P (Kg / m ²) =	419	266	183	133	101	--	--	--	--	--
0,75 - 0,80	7,17	P (Kg / m ²) =	571	363	250	182	137	107	--	--	--	--

Espesor e	Peso del Panel											
mm	Kg / m ²	L(m) =	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50	2,75	3,00	3,25
0,35 - 0,40	3,35	P (Kg / m ²) =	334	212	146	107	--	--	--	--	--	--
0,45 - 0,50	4,30	P (Kg / m ²) =	429	273	188	137	104	--	--	--	--	--
0,55 - 0,60	5,26	P (Kg / m ²) =	525	334	230	168	127	--	--	--	--	--
0,75 - 0,80	7,17	P (Kg / m ²) =	715	455	314	229	173	136	108	--	--	--

- Acero zincaluz ASTM A792, AZ 150.
- Las cargas se han calculado considerando que la sección es totalmente efectiva y que la deflexión máxima por carga viva es L/200.
- Las cargas vivas son netas. El peso propio del panel ha sido incluido en la verificación de resistencia y deflexión.
- Largo del panel hasta 12m.

ANEXO N°15:

Valor aproximado del factor de longitud efectiva

Tabla 5.1 Valores aproximados del factor de longitud efectiva, <i>K</i> .						
Las líneas punteadas muestran la forma pandeada de la columna	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Valor <i>K</i> teórico	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Valores recomendados de diseño cuando las condiciones reales son aproximadas	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0
Símbolos para las condiciones de extremo						

ANEXO N°16:

Valor aproximado del factor de longitud efectiva

TABLA 10.1 Límites de deflexión tomados del IBC 2009			
Miembros	Condiciones de carga		
	L	D + L	S o W
Para miembros de piso	$\frac{L}{360}$	$\frac{L}{240}$	—
Para miembros de techo que soportan plafón de yeso*	$\frac{L}{360}$	$\frac{L}{240}$	$\frac{L}{360}$
Para miembros de techo que soportan plafones que no son de yeso*	$\frac{L}{240}$	$\frac{L}{180}$	$\frac{L}{240}$
Para miembros de techo que no soportan plafones*	$\frac{L}{180}$	$\frac{L}{120}$	$\frac{L}{180}$

*Todos los miembros de techo deberán investigarse en cuanto al encharcamiento.

ANEXO N°17:

Esfuerzos F_y y F_u de aceros estructurales



Elementos de acero

Tabla 1.1 Esfuerzos F_y y F_u de aceros estructurales

Nomenclatura		F_y ⁽³⁾		F_u ⁽⁴⁾				
NMX ¹	ASTM ²	MPa	kg/cm ²	MPa	kg/cm ²			
B-254	A36	250	2 530	400 a	4 080 a			
				550	5 620			
B-99	A529	290	2 950	414 a	4 220 a			
				585	5 975			
B-282	A242	290	2 950	435	4 430			
				320	4 710			
				345	4 920			
B-284	A572	290	2 950	414	4 220			
				345	4 570			
				414	5 270			
				450	5 620			
				A992	345	3 515	450 a	4 570 a
				620	6 330			
B-177	A53	240	2 460	414	4 220			
B-199	A500 ⁽⁵⁾	320	3 235	430	4 360			
B-200	A501	250	2 530	400	4 080			
				A588	345 ⁽⁶⁾	3 515 ⁽⁶⁾	483 ⁽⁶⁾	4 920 ⁽⁶⁾
				A913	345 a	3 515 a	448 a	4 570 a
		483 ⁽⁷⁾	4 920 ⁽⁷⁾	620 ⁽⁷⁾	6 330 ⁽⁷⁾			

1. Norma Mexicana.

2. American Society for Testing and Materials.

3. Valor mínimo garantizado del esfuerzo correspondiente al límite inferior de fluencia del material.

4. Esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión. Cuando se indican dos valores, el segundo es el máximo admisible.

5. ASTM especifica varios grados de acero A500, para tubos circulares y rectangulares.

6. Para perfiles estructurales; para placas y barras, ASTM especifica varios valores, que dependen del grueso del material.

7. Depende del grado; ASTM especifica grados 50, 60, 65 y 70.