

UNIVERSIDAD DE HUANUCO
FACULTAD DE INGENIERIA
PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERIA CIVIL



TESIS

**“Análisis comparativo sismorresistente de la Norma E030-2018
y la Norma E030-2016 para analizar el compartimiento
estructural en el diseño de un auditorio, Amarilis - Huánuco -
2022”**

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERA CIVIL

AUTORA: Infante Estacio, Yahayra Yancia

ASESOR: Valdivieso Echevarría, Martin Cesar

HUÁNUCO – PERÚ

2024

U

TIPO DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN:

- Tesis (X)
- Trabajo de Suficiencia Profesional ()
- Trabajo de Investigación ()
- Trabajo Académico ()

LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN: Estructuras
AÑO DE LA LÍNEA DE INVESTIGACIÓN (2020)

CAMPO DE CONOCIMIENTO OCDE:

Área: Ingeniería, tecnología

Sub área: Ingeniería civil

Disciplina: Ingeniería civil

DATOS DEL PROGRAMA:

Nombre del Grado/Título a recibir: Título Profesional de Ingeniera Civil

Código del Programa: P07

Tipo de Financiamiento:

- Propio (X)
- UDH ()
- Fondos Concursables ()

DATOS DEL AUTOR:

Documento Nacional de Identidad (DNI): 72120441

DATOS DEL ASESOR:

Documento Nacional de Identidad (DNI): 22416570

Grado/Título: Maestro en Gestión Pública

Código ORCID: 0000-0002-0579-5135

DATOS DE LOS JURADOS:

N°	APELLIDO S Y NOMBRES	GRADO	DNI	Código ORCID
1	Jacha Rojas, Johnny Prudencio	Doctor en medio ambiente y desarrollo sostenible	40895876	0000-0001-7920-1304
2	Taboada Trujillo, William Paolo	Maestro en medio ambiente y desarrollo sostenible, mención en gestión ambiental	40847625	0000-0002-4594-1491
3	Aguilar Alcantara, Leonel Marlo	Maestro en ingeniería civil con mención en dirección de empresas de la construcción	43415813	0000-0002-0877-5922

D

H



UNIVERSIDAD DE HUÁNUCO

Facultad de Ingeniería

PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERÍA CIVIL

ACTA DE SUSTENTACIÓN DE TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO

(A) CIVIL

En la ciudad de Huánuco, siendo las 9:30 horas del día **miércoles 25 de octubre de 2023**, en cumplimiento de lo señalado en el Reglamento de Grados y Títulos de la Universidad de Huánuco, se reunieron los **Jurados Calificadores** integrado por los docentes:

- | | |
|--------------------------------------|------------|
| ❖ MG. JOHNNY PRUDENCIO JACHA ROJAS | PRESIDENTE |
| ❖ MG. WILLIAM PAOLO TABOADA TRUJILLO | SECRETARIO |
| ❖ MG. LEONEL MARLO AGUILAR ALCANTARA | VOCAL |

Nombrados mediante la RESOLUCIÓN N° 2504-2023-D-FI-UDH, para evaluar la Tesis intitulada: "intitulada: **ANÁLISIS COMPARATIVO SISMORRESISTENTE DE LA NORMA E030-2018 Y LA NORMA E030-2016 PARA ANALIZAR EL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL EN EL DISEÑO DE UN AUDITORIO, AMARILIS - HUÁNUCO -2022**", presentado por el (la) Bachiller. **Yahayra Yancia INFANTE ESTACIO**, para optar el Título Profesional de Ingeniero(a) Civil.

Dicho acto de sustentación se desarrolló en dos etapas: exposición y absolución de preguntas: procediéndose luego a la evaluación por parte de los miembros del Jurado.

Habiendo absuelto las objeciones que le fueron formuladas por los miembros del Jurado y de conformidad con las respectivas disposiciones reglamentarias, procedieron a deliberar y calificar, declarándolo(a) **APROBADO** por **UNANIMIDAD** con el calificativo cuantitativo de **1.2** y cualitativo de **BONO** (Art. 47).

Siendo las **10:50** horas del día 25 del mes de octubre del año 2023, los miembros del Jurado Calificador firman la presente Acta en señal de conformidad.



MG. JOHNNY PRUDENCIO JACHA ROJAS
ORCID: 0000-0001-7920-1304
Presidente



MG. WILLIAM PAOLO TABOADA TRUJILLO
ORCID: 0000-0002-4594-1491
Secretario



MG. LEONEL MARLO AGUILAR ALCANTARA
ORCID: 0000-0002-0877-5922
Vocal



UNIVERSIDAD DE HUÁNUCO



CONSTANCIA DE ORIGINALIDAD

El comité de integridad científica, realizó la revisión del trabajo de investigación del estudiante: INFANTE ESTACIO, YAHAYRA YANCIA, de la investigación titulada "Análisis comparativo sismorresistente de la Norma E030-2018 y la Norma E030-2016 para analizar el compartimiento estructural en el diseño de un auditorio, Amarilis - Huánuco - 2022", con asesor VALDIVIESO ECHEVARRÍA, MARTIN CESAR, designado mediante documento: RESOLUCIÓN N° 268-2022-D-FI-UDH del P.A. de INGENIERIA CIVIL.

Puede constar que la misma tiene un índice de similitud del 24 % verificable en el reporte final del análisis de originalidad mediante el Software Turnitin.

Por lo que concluyo que cada una de las coincidencias detectadas no constituyen plagio y cumple con todas las normas de la Universidad de Huánuco.

Se expide la presente, a solicitud del interesado para los fines que estime conveniente.

Huánuco, 27 de julio de 2024



RICHARD J. SOLIS TOLEDO,
D.N.I.: 47074047
cod. ORCID: 0000-0002-7629-6421



FERNANDO F. SILVERIO BRAVO
D.N.I.: 40618286
cod. ORCID: 0009-0008-6777-3370

Infante Estacio, Yahayra Yancia

INFORME DE ORIGINALIDAD



FUENTES PRIMARIAS

1	repositorio.udh.edu.pe Fuente de Internet	11%
2	documentop.com Fuente de Internet	1%
3	qdoc.tips Fuente de Internet	1%
4	tesis.pucp.edu.pe Fuente de Internet	1%
5	html.pdfcookie.com Fuente de Internet	1%
6	dokumen.tips Fuente de Internet	1%



RICHARD J. SOLIS TOLEDO,
D.N.I.: 47074047
cod. ORCID: 0000-0002-7629-6421



FERNANDO F. SILVERIO BRAVO
D.N.I.: 40618286
cod. ORCID: 0009-0008-6777-3370

DEDICATORIA

Quiero expresar mi dedicación a mi madre, padre, abuela, abuelo, hermanas y hermano, cuyo apoyo ha sido fundamental para lograr mi meta profesional. También agradezco a Dios por favorecerme con amigos y profesores excepcionales que han desempeñado un rol fundamental en la consecución del objetivo que me propuse.

AGRADECIMIENTO

Deseo expresar mi reconocimiento, a mi madre, padre, abuelo, abuela y hermanos, quienes siempre estuvieron a mi lado apoyándome en toda mi decisión profesional. También reconozco a los amigos universitarios, quienes compartieron cinco años de estudio superiores. Finalmente, mi reconocimiento especial a mi asesor, quien dedicó tiempo y esfuerzo para guiarme en el desarrollo de la tesis.

ÍNDICE

DEDICATORIA	ii
AGRADECIMIENTO	iii
ÍNDICE.....	iv
ÍNDICE DE TABLAS	vii
ÍNDICE DE FIGURAS.....	ix
RESUMEN.....	xii
ABSTRACT.....	xiii
INTRODUCCIÓN.....	xiv
CAPÍTULO I.....	15
PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN.....	15
1.1 DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA	15
1.2 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	16
1.2.1 PROBLEMA GENERAL	16
1.2.2 PROBLEMAS ESPECÍFICOS.....	16
1.3 OBJETIVO GENERAL.....	17
1.4 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	17
1.5 JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN	17
1.5.1 JUSTIFICACIÓN PRÁCTICA	17
1.5.2 JUSTIFICACIÓN TEÓRICA	18
1.5.3 JUSTIFICACIÓN METODOLÓGICA.....	18
1.6 LIMITACIONES DE LA INVESTIGACIÓN	19
1.7 VIABILIDAD DE LA INVESTIGACIÓN.....	19
CAPÍTULO II.....	20
MARCO TEÓRICO	20
2.1 ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN	20
2.1.1 ANTECEDENTES INTERNACIONALES	20
2.1.2 ANTECEDENTES NACIONALES	22
2.1.3 ANTECEDENTES LOCALES.....	24
2.2 BASES TEÓRICAS	25
2.2.1 ACERO ESTRUCTURAL.....	25

2.2.2	EL ACERO COMO MATERIAL ESTRUCTURAL.....	26
2.2.3	PROPIEDADES ESTRUCTURALES DEL ACERO.....	34
2.2.4	PROPIEDADES MECÁNICAS DEL ACERO	36
2.2.5	MATERIALES Y SU NORMATIVA.....	38
2.2.6	SISTEMAS ESTRUCTURALES PARA EDIFICACIONES DE ACERO	44
2.2.7	COMPONENTES DE EDIFICIOS DE ACERO FORMADO POR PÓRTICOS ARRIOSTRADOS.....	48
2.2.8	CARGAS Y COMBINACIONES	55
2.2.9	MÉTODOS DE DISEÑO ASD Y LRFD	62
2.2.10	NORMAS Y CÓDIGOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL DE ACERO	67
2.3	DEFINICIONES CONCEPTUALES.....	68
2.4	HIPÓTESIS.....	70
2.4.1	HIPÓTESIS GENERAL.....	70
2.5	VARIABLES.....	71
2.5.1	VARIABLE DEPENDIENTE	71
2.5.2	VARIABLE INDEPENDIENTE.....	71
2.6	OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES.....	72
CAPÍTULO III.....		73
METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN.....		73
3.1	TIPO DE INVESTIGACIÓN	73
3.1.1	ENFOQUE	73
3.1.2	ALCANCE O NIVEL	73
3.1.3	DISEÑO	74
3.2	POBLACIÓN Y MUESTRA.....	74
3.2.1	POBLACIÓN	74
3.2.2	MUESTRA.....	74
3.3	TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS	74
3.3.1	PARA LA RECOLECCIÓN DE DATOS.....	74
3.3.2	PARA LA PRESENTACIÓN DE DATOS.....	76
3.3.3	PARA EL ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE LOS DATOS..	77
CAPÍTULO IV.....		78

RESULTADOS.....	78
4.1 PROCESAMIENTO DE DATOS	78
4.1.1 DATOS GENERALES	78
4.1.2 ESTUDIO DE SUELOS.....	83
4.1.3 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES.....	83
4.1.4 PREDIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURAL.....	84
4.1.5 MODELAMIENTO ESTRUCTURAL DEL AUDITORIO	87
4.1.6 ANÁLISIS SISMORRESISTENTE CON LA NORMA E030	96
4.1.7 ANÁLISIS SISMORRESISTENTE CON LA NORMA E030	
2018	107
4.2 CONTRASTACIÓN DE HIPÓTESIS Y PRUEBA DE HIPÓTESIS	118
CAPÍTULO V.....	128
DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	128
5.1 PRESENTAR LA CONTRASTACIÓN DE LOS RESULTADOS DEL	
TRABAJO DE INVESTIGACIÓN	128
CONCLUSIONES	130
RECOMENDACIONES.....	131
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	132
ANEXOS:.....	135

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Normas para Productos de Acero (NTP)	39
Tabla 2 Normas para Productos de Acero (ASTM).....	40
Tabla 3 Designación de normas para Pernos y Varillas	42
Tabla 4 Designación de normas para Pernos y Varillas	43
Tabla 5 Requisitos para Pórticos Arriostrados	48
Tabla 6 Cargas mínimas repartidas	57
Tabla 7 Cargas de diseño	61
Tabla 8 Combinaciones de cargas LRFD	62
Tabla 9 Características de métodos de diseño	62
Tabla 10 Combinaciones de cargas LRFD	65
Tabla 11 Sistema de variables-dimensiones e indicadores.	72
Tabla 12 Ensayos de Laboratorio	75
Tabla 13 Peralte para Losas Aligeradas	85
Tabla 14 Parámetros sísmicos (sin el parámetro C) de la norma E030-2016	97
Tabla 15 Modos de vibración con elementos predimensionados de la norma E030 2016	99
Tabla 16 Parámetros sísmicos de la norma E030-2016	99
Tabla 17 Análisis de la Deriva de entrepiso con los elementos predimensionados de la norma E030 2016	101
Tabla 18 Modos de vibración con elementos predimensionados de la norma E030 2016	102
Tabla 19 Parámetros sísmicos de la norma E030-2016	103
Tabla 20 Análisis de la deriva de entrepiso de la norma E030 2016	104
Tabla 21 Cortante basal estática según las normas E030 2016.....	105
Tabla 22 Fuerza cortante basal corregida según la norma E030 2016.....	105
Tabla 23 Análisis de la Deriva de entrepiso con la Fuerza cortante basal corregida de la norma E030 2016.....	106
Tabla 24 Separación a límite de propiedad norma E030 2016	107
Tabla 25 Parámetros sísmicos (sin el parámetro C) de la norma E030-2018	107

Tabla 26 Modos de vibración con elementos predimensionados de la norma E030 2018	110
Tabla 27 Parámetros sísmicos de la norma E030-2018	110
Tabla 28 Análisis de la Deriva de entrepiso con los elementos predimensionados de la norma E030 2018	112
Tabla 29 Modos de vibración con elementos predimensionados de la norma E030 2018	113
Tabla 30 Parámetros sísmicos de la norma E030-2018	114
Tabla 31 Análisis de la Deriva de entrepiso de la norma E030 2018.....	116
Tabla 32 Cortante basal estática según las normas E030 2018.....	116
Tabla 33 Fuerza cortante basal corregida según la norma E030 2018.....	117
Tabla 34 Análisis de la Deriva de entrepiso con la Fuerza cortante basal corregida de la norma E030 2018.....	117
Tabla 35 Separación a límite de propiedad norma E030 2018	118
Tabla 36 Fuerza cortante basal estática (E030 2016 y E030 2018)	124
Tabla 37 Corrección de Fuerza cortante basal (E030 2016 y E030 2018)	125
Tabla 38 Matriz de consistencia.....	136

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Diagrama esfuerzo – deformación del acero.....	35
Figura 2. Edificio de acero con (OMF).....	44
Figura 3 Pórtico con fallas en las zonas de panel.....	45
Figura 4 Pórtico con fallas en las zonas de vigas.....	46
Figura 5 OCBF tipo V-invertida y tipo K.....	46
Figura 6 SCBF arriostre en X.....	47
Figura 7 Pórtico con arriostre excéntrico.....	47
Figura 8 Componentes de un edificio a base de Pórticos arriostrados excéntricamente.....	49
Figura 9 Miembros Estructurales de un Pórtico (EBF).....	50
Figura 10 Elementos de una conexión.....	50
Figura 11 Tipos de Conexiones Típicos.....	51
Figura 12 Conexiones Simples.....	51
Figura 13 Conexión Semirrígida.....	52
Figura 14 Conexiones resistentes a momentos.....	52
Figura 15 John Hancock Center (New York).....	53
Figura 16 Pórtico con Arriostres Excéntricos.....	54
Figura 17 Mapa de zonas sísmicas del Perú.....	60
Figura 18 Para la presentación de datos.....	77
Figura 19 Localización del auditorio.....	78
Figura 20 Distribución arquitectónica del primer nivel.....	79
Figura 21 Distribución arquitectónica del segundo nivel.....	80
Figura 22 Vista del Corte A-A del auditorio.....	81
Figura 23 Vista de la elevación Lateral auditorio.....	82
Figura 24 Propiedades de la viga W24X146.....	86
Figura 25 Propiedades de la sección tubular de 5”X5”X5/16”.....	87
Figura 26 Grillas para modelamiento del auditorio.....	88
Figura 27 Propiedades mecánicas del acero estructural.....	88
Figura 28 Propiedades mecánicas del concreto F’c 280 kg/cm ²	89
Figura 29 Propiedades mecánicas de las varillas de acero estructural.....	89
Figura 30 Modelamiento de la columna 50X50 cm ²	90

Figura 31 Modelamiento de la viga de 30X50 cm ²	90
Figura 32 Modelamiento de la viga metálica W24X146.....	91
Figura 33 Modelamiento de la sección tubular de 5"X5"X5/16".....	91
Figura 34 Modelamiento de la losa maciza de 20cm.....	92
Figura 35 Modelamiento del auditorio ETABS.....	92
Figura 36 Vista 3D del modelamiento del auditorio ETABS.....	93
Figura 37 Restricciones en los apoyos.....	93
Figura 38 Asignación de cargas vivas y muertas al auditorio.....	94
Figura 39 Vista 3D del modelamiento CYPE 3D.....	94
Figura 40 Vista isométrica del modelamiento CYPE 3D.....	95
Figura 41 Vista 3D del auditorio.....	95
Figura 42 Vista isométrica del auditorio.....	96
Figura 43 Vista 3D del auditorio con cimentaciones.....	96
Figura 44 Espectro de respuesta X-X de la norma E030 2016.....	97
Figura 45 Espectro de respuesta Y-Y de la norma E030 2016.....	98
Figura 46 Derivas elásticas X-X con elementos predimensionados de la norma E030 2016.....	100
Figura 47 Derivas elásticas Y-Y con elementos predimensionados de la norma E030 2016.....	101
Figura 48 Derivas elásticas X-X de la norma E030 2016.....	103
Figura 49 Derivas elásticas Y-Y de la norma E030 2016.....	104
Figura 50 Espectro de respuesta X-X de la norma E030 2018.....	108
Figura 51 Espectro de respuesta Y-Y de la norma E030 2018.....	109
Figura 52 Derivas elásticas X-X con elementos predimensionados de la norma E030 2018.....	111
Figura 53 Derivas elásticas Y-Y con elementos predimensionados de la norma E030 2018.....	112
Figura 54 Derivas elásticas X-X de la norma E030 2018.....	115
Figura 55 Derivas elásticas Y-Y de la norma E030 2018.....	115
Figura 56 Deriva máxima X-X (predimensionamiento).....	120
Figura 57 Deriva máxima Y-Y (predimensionamiento).....	120
Figura 58 Desplazamiento máxima X-X (predimensionamiento).....	121
Figura 59 Desplazamiento máxima Y-Y (predimensionamiento).....	121

Figura 60 Deriva máxima X-X.....	122
Figura 61 Deriva máxima Y-Y.....	123
Figura 62 Desplazamiento en X-X.....	123
Figura 63 Desplazamiento en Y-Y.....	124
Figura 64 Deriva máxima X-X (Fuerza cortante basal corregida).....	125
Figura 65 Deriva máxima Y-Y (Fuerza cortante basal corregida).....	126
Figura 66 Desplazamiento máxima X-X (Fuerza cortante basal corregida)	126
Figura 67 Desplazamiento máxima Y-Y (Fuerza cortante basal corregida)	127
Figura 68 Plano de ubicación.....	138
Figura 69 Plano estructural vista 3D	211
Figura 70 Plano estructural detalles de Viga 1	212
Figura 71 Plano estructural detalles de Viga 2.....	213
Figura 72 Plano estructural detalles de Viga 3.....	214
Figura 73 Plano estructural detalles de Viga 4.....	215
Figura 74 Plano estructural detalles de Viga 5.....	216
Figura 75 Plano estructural Columna 40X60 cm2	217
Figura 76 Plano estructural Columna 40X60 cm2	218
Figura 77 Plano estructural Columna 40X60 cm2	219
Figura 78 Cuadro de detalles de la columna 40X60 cm2	220
Figura 79 Plano estructural de las cimentaciones	221
Figura 80 Ficha de análisis granulométrico del suelo.....	222
Figura 81 Ficha de Contenido de Humedad.....	223
Figura 82 Ficha de Limite Liquido.....	223
Figura 83 Ficha de Limite Plástico	225
Figura 84 Ficha de Peso específico.....	226

RESUMEN

La presente tesis tiene como propósito determinar el análisis comparativo sismorresistente de la Norma E030-2018 y la norma E030-2016, para analizar el compartimiento estructural en el diseño de un auditorio, Amarilis - Huánuco -2022.

Para ello se partió primeramente de realizar la recolección de datos principales como el levantamiento topográfico y el estudio de suelos , para posteriormente poder definir los parámetros sismorresistentes según cada versión de la norma E030, para realizar el análisis estructural del auditivo se desarrolló modelos tridimensionales a partir del plano arquitectónico, a estos modelos se les incorporo acciones gravitatorias y de solicitaciones sísmicas según cada normativa a analizar, por la naturaleza de estas normativas y las consideraciones que obliga las diferentes versiones de la norma E030 se empleó programas de cómputo para facilitar el proceso de iteración del análisis estructural. Como conclusiones se obtuvo como deriva máxima en la dirección X-X para la norma E030 2016 una deriva máxima de 0.0071 y para la norma E030 2018 una deriva máxima de 0.0062. Y para la dirección Y-Y para la norma E030 2016 una deriva máxima de 0.0098 y para la norma E030 2018 una deriva máxima de 0.0088. Utilizando el software ETABS, se logró llevar a cabo una comparación de los resultados entre las normativas E030 2016 y E030 2018. Este proceso comenzó con un predimensionamiento y posteriormente se optimizaron los elementos estructurales con el propósito de cumplir con la máxima deriva lateral permitida por la normativa, estos resultados fueron comparados mediante una hoja Excel para verificar la variación que presenta cada uno de estas normas al momento de calcular las derivas laterales, desplazamiento y fuerzas cortantes.

Palabras clave: E030 2016, análisis dinámico, E030 2018, Deriva inelástica, ETABS, Auditorio.

ABSTRACT

The purpose of this thesis is to determine the comparative seismic-resistant analysis of the E030-2018 Standard and the E030-2016 Standard, to analyze the structural compartment in the design of an auditorium, Amarilis - Huánuco -2022.

The first step was to collect the main data such as the topographic survey and the soil study, in order to define the seismic-resistant parameters according to each version of the E030 standard, to perform the structural analysis of the auditorium, three-dimensional models were developed from the architectural plan, Gravity actions and seismic stresses were incorporated to these models according to each standard to be analyzed. Due to the nature of these standards and the considerations required by the different versions of the E030 standard, computer programs were used to facilitate the iteration process of the structural analysis. As conclusions it was obtained as maximum drift in the X-X direction for the E030 2016 standard a maximum drift of 0.0071 and for the E030 2018 standard a maximum drift of 0.0062. And for the Y-Y direction for the E030 2016 standard a maximum drift of 0.0098 and for the E030 2018 standard a maximum drift of 0.0088. Using the ETABS software, a comparison of the results between the E030 2016 and E030 2018 regulations was carried out. This process began with pre-sizing and subsequently the structural elements were optimized with the purpose of complying with the maximum lateral drift allowed by the normative, these results were compared using an Excel sheet to verify the variation that each of these norms presents when calculating the lateral drifts, displacement and shear forces, and all these results were compared using an Excel sheet to verify the variation presented by each of these standards when calculating the lateral drifts, displacement and shear forces.

Keywords: E030 2016, dynamic analysis, E030 2018, Inelastic drift, ETABS, Auditorium.

INTRODUCCIÓN

A los finales del tiempo, se ha tenido un significativo en las actividades como culturales, sociales, comerciales, turísticas, etc. en la ciudad de Huánuco esto se debe a la superpoblación, demanda insatisfecha de vivienda, desarrollo económico y cultural. Dado que la instalación alberga muchas personas y que es probable que el Perú experimente eventos sísmicos, se han perfeccionado los estudios sobre el desempeño sísmico del edificio.

Trabajo de estudios numéricos y resultados de edificios bajo movimiento sísmico, modificada RNE E.030. Dado el impacto de estos cambios en el diseño estructural de los edificios, se optó por examinar las disparidades entre las diversas ediciones de la normativa. En este trabajo se evaluó el comportamiento sísmico del auditorio hasta el diseño óptimo considerando las normas E.030 de 2016 y 2018. En la preparación del plan de investigación, se estructuró la indagación en 5 secciones:

En el Capítulo I: se explorarán aspectos cruciales como la formulación del problema, la identificación de objetivos, justificación, limitación y viabilidad. En el Capítulo II: se examinarán los antecedentes a nivel internacional, nacional y local, acompañados de la base teórica, la hipótesis propuesta y las variables consideradas. El Capítulo III: definirá el tipo de investigación, la población y muestra, así como las técnicas e instrumentos de recolección empleados. En el Capítulo IV: se llevará a cabo el análisis de la investigación mediante el uso de programas como ETABS y CYPE 3D, incluyendo la correspondiente verificación de la hipótesis. En último lugar, en el Capítulo V: Procederá a la discusión de los resultados, la presentación de las conclusiones y las recomendaciones conforme la investigación.

CAPÍTULO I

PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

1.1 DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA

Perú presenta principalmente edificaciones de concreto armado, por sus buenas y estructurales propiedades. Este material ya ha encontrado aplicación en la industria de la edificación, por lo que debemos estar preparados para cambios en la edificación con el uso de nueva materia prima como el acero estructural y adoptando la arquitectura ventajas que ofrece este material. Esto se evidencia en la importación de acero destinado a la construcción proveniente de China y Turquía, de acuerdo los datos facilitado por la Cámara Peruana de la Construcción en 2016.

Actualmente, en la localidad de Huánuco se está notando un importante progreso en actividades como culturales, sociales, comerciales, turísticas, etc.; la ciudad es una de las ciudades que tiene una riqueza en costumbres y tradiciones las cuales debemos promover para no perderlas, de ahí la iniciativa de edificar, donde las personas puedan apreciar el talento de la población huanuqueña como sus costumbres. Ayudando a aprovechar al máximo la superficie del terreno creando así mayores espacios para poder albergar un mayor público. En la actualidad, sin embargo, existe poca información del diseño de este tipo de estructuras en región Huánuco, “a pesar de que su uso en los últimos años el acero se ha convertido en uno de los materiales empleados en la construcción de diversas estructuras”. (Morales,2017).

La mayor parte de las construcciones en la ciudad de Huánuco son autoconstruidas sin un previo análisis sismorresistente, “según un análisis probabilístico realizado al distrito de Amarilis el 67% de las viviendas se

encuentran en riesgo de sismo medio y el 33% en riesgos de sismo bajo” (Sanchez,2018), según lo anterior mencionado esto representa un peligro inminente a la población, a pesar de que las normativas sísmicas en el Perú han venido evolucionando a través del tiempo , reformulándose y tratando de presentar posibles soluciones para las acciones de las fuerzas sísmicas.

Por tal motivo el presente trabajo trata de presentar una comparación entre las normas E30-2016 y E030-2018 empleando el software ETABS aplicando al diseño estructural de un auditorio, analizando los beneficios e inconvenientes de cada una de ellas. De modo que se determinara cuál de estas ofrece un mejor comportamiento estructural al momento de diseñar la estructura.

1.2 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

1.2.1 PROBLEMA GENERAL

- ¿De qué manera se podrá determinar el análisis comparativo sismorresistente de la Norma E030-2018 y la norma E030-2016, para analizar el compartimiento estructural en el diseño de un auditorio, Amarilis - Huánuco -2022?

1.2.2 PROBLEMAS ESPECÍFICOS

- ¿Cómo determinar el periodo de diseño entre la Norma E030-2018 y la norma E030-2016, para analizar el compartimiento estructural en el diseño de un auditorio, Amarilis - Huánuco - 2022?
- ¿Cómo determinar las derivas de entrepiso entre la Norma E030-2018 y la norma E030-2016, para analizar el compartimiento estructural en el diseño de un auditorio, Amarilis - Huánuco -2022?

- ¿Cómo determinar las fuerzas cortantes de entrepiso entre la Norma E030-2018 y la norma E030-2016, para analizar el compartimiento estructural en el diseño de un auditorio, Amarilis - Huánuco -2022?

1.3 OBJETIVO GENERAL

Determinar el análisis comparativo sismorresistente de la Norma E030-2018 y la norma E030-2016, para analizar el compartimiento estructural en el diseño de un auditorio, Amarilis - Huánuco -2022.

1.4 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Determinar el periodo de diseño entre la Norma E030-2018 y la norma E030-2016, para analizar el compartimiento estructural en el diseño de un auditorio, Amarilis - Huánuco -2022.
- Determinar las derivas de entrepiso entre la Norma E030-2018 y la norma E030-2016, para analizar el compartimiento estructural en el diseño de un auditorio, Amarilis - Huánuco -2022.
- Determinar las fuerzas cortantes de entrepiso entre la Norma E030-2018 y la norma E030-2016, para analizar el compartimiento estructural en el diseño de un auditorio, Amarilis - Huánuco -2022.

1.5 JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN

1.5.1 JUSTIFICACIÓN PRÁCTICA

Para impulsar el desarrollo económico de nuestra región, resulta esencial proporcionar infraestructura adecuada para las actividades culturales. como un Auditorio relacionado con el medio ambiente con iluminación amplia y flexible, y una adaptación masiva que crea

condiciones favorables para las actividades culturales que permitan el progreso de los recuerdos educativas de la región.

A base del desarrollo cultural se implementó actividades sociales y culturales en la ciudad de Huánuco, principalmente atribuible a la adopción de nuevas costumbres; Es por ello que ha surgido la necesidad de construir un espacio donde las personas puedan expresar libremente sus tradiciones y mostrarlos a la población, En el diseño de este tipo de estructura, la aplicación de la Normativa Nacional de Edificación resulta bastante restringida, esto hace necesario recurrir a códigos y normativas estadounidenses que ofrecen una mayor variedad de alternativas.

Este análisis comparativo se justifica prácticamente para garantizar que el diseño del auditorio en Amarilis cumpla con las normativas más recientes y esté optimizado para resistir eventos sísmicos, proporcionando así un entorno seguro y resistente para sus ocupantes.

1.5.2 JUSTIFICACIÓN TEÓRICA

Examinará el proceso de diseño de LRFD manual AISC más ampliamente adoptado en el mundo por su eficiencia de confiabilidad de 99.6%. Además, se estudiará el programa CYPE, que será una opción para poder producir los resultados de diseño y evaluación de estructuras metálicas, que podrán ser utilizados por futuros académicos, que personas interesadas en nuevos proyectos sobre edificios dedicados a la actividad cultural con un sistema estructura metálico.

1.5.3 JUSTIFICACIÓN METODOLÓGICA

Los proyectos donde la organización constructiva de obra civil, construcción y diseño de estructuras metálicas deban revisar continuamente los códigos de construcción nacionales, especificaciones, materiales y mano de obra deben ser de alta calidad,

calidad óptima tanto en la construcción como en el montaje de obras metálicas. Esta investigación será una optimización que estudiará los procedimientos AISC y LRFD para compararlos con los resultados del diseño utilizando el programa estructural CYPE y ETABS.

1.6 LIMITACIONES DE LA INVESTIGACIÓN

Las limitaciones identificadas en el estudio abarcan la falta de una tesis a nivel local en la ciudad de Huánuco que aborde edificaciones destinadas a actividades sociales o culturales.

Otra limitación fue la epidemia de COVID19, la restricción que enfrenté fue la imposibilidad de consultar a varios ingenieros civiles sobre el esquema de esta forma de estructuras, lo que resultó en la incapacidad de recopilar los datos previstos al inicio del proyecto.

1.7 VIABILIDAD DE LA INVESTIGACIÓN

Este estudio contribuirá efectivamente en futuros proyectos diseñado similarmente, con diseño sísmico de edificaciones destinadas a actividades comerciales. Se utilizará el software estructural CYPE y ETABS teniendo la finalidad de realizar un análisis comparativo de la resistencia sísmica entre la Norma E030-2018 y la Norma E030-2016. También se empleó normas como, E060 concreto armado y norma E090 estructuras metálicas.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1 ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN

2.1.1 ANTECEDENTES INTERNACIONALES

Abril (2020) la tesis titulada "Examen del comportamiento sísmico estructural de un edificio de viviendas múltiples en acero mediante tres sistemas estructurales: pórticos especiales a momento, pórticos arriostrados concéntricos y pórticos arriostrados excéntricos", presentada en abril de 2020 en la Universidad Técnica de Ambato, se sometió a un análisis exhaustivo. El estudio se inició con la inspección de 12 edificaciones de viviendas múltiples en las ciudades de Quito, Ambato y Riobamba, donde se determinaron las características geométricas de la estructura. Se utilizaron estos datos para modelar un edificio con tres estructuras de acero distintas, a saber, un marco de momento especial, un marco especial con arriostramiento concéntrico y un marco con arriostramiento excéntrico, conforme a NEC SE AC 15. Aunque los tres edificios tenían la misma geometría, cargas sísmicas y gravedad, representaron diferentes sistemas estructurales.

Entre las conclusiones destacadas se encuentra que la estructura de mejor desempeño en el espectro de diseño de 75 años es un marco PEM arriostrado concéntricamente, siendo el sistema más resistente, aunque también más costoso, es la de los marcos especiales PEAC con tirantes concéntricos, lo que sugiere que podría ser un sistema estructural funcional y económico.

Álvarez (2019) en tesis titulado: “Diseño de edificio de acero de ocho niveles con sistemas de marcos arriostrados concéntricamente (SCBF)”; presentada a la Universidad Nacional De Ingeniería; La tesis se enfoca en el análisis sísmico por método espectral y diseño de partes estructurales de edificios de acero, dicho diseño conduce a la verificación de acuerdo a los estándares del Instituto Americano de Construcción en Acero (AISC), así como a la normativa de edificación en Nicaragua RNC07. Teniendo en cuenta que la configuración estructural es uno de los parámetros más significativos en la respuesta sísmica, el sistema de marcos especiales de momento con arriostramiento concéntrico ayuda a reducir el desplazamiento del edificio por efectos de fuerzas sísmicas, además de permitir que la estructura no colapse. Con este propósito, se generó un modelo tridimensional virtual del edificio mediante el software ETABS 2016 y se llevó a cabo un análisis modal espectral que simuló el terremoto de Managua de 1972. Entre las conclusiones obtenidas se encuentran las siguientes: 0.862 s, este valor se calcula utilizando la metodología propuesta por ASCE 710, la cual nos permite conocer el valor aproximado. Verdadero del período de la estructura y este valor no debe ser menor al período obtenido en el análisis, esto nos da confianza con los datos resultantes de la estructura, que también es consistente en todo el sistema propuesto, nuestra salida y su altura correspondiente.

Cevallos (2018) en tesis titulado: “Diseño de una edificación de dos pisos con estructura metálica, utilizando vigas y columnas compuestas (Acero – Concreto)”; presentada a la Universidad Nacional de Chimborazo; La tesis compara dos estructuras: estructuras metálicas tradicionales (pilares y vigas de acero) y estructuras mixtas (pilares de acero de hormigón y vigas de acero unidas monolíticamente a la losa por juntas de cortante), ambas de 2 plantas, cuya ocupación será residencial, ubicadas en el localidad de Riobamba. El diseño de un edificio utilizando elementos compuestos presenta notables ventajas desde el punto de vista estructural y económico, gracias a la

combinación de acero estructural con alta ductilidad y resistencia, junto con el hormigón que ofrece buen esfuerzo de compresión. Algunas de las conclusiones destacadas incluyen la pertinencia de este enfoque en Riobamba y la conformidad con las normativas de construcción en Ecuador. El prediseño de la estructura facilita un análisis detallado de diversos parámetros, como las cargas gravitacionales y transversales, secciones transversales y evaluación estática de la actividad sísmica. Con esta información se obtiene un criterio inicial de modelado en el software de diseño estructural ETABS, que es una herramienta informática que agiliza el cálculo y diseño de estructuras.

2.1.2 ANTECEDENTES NACIONALES

Cabanillas (2018) en tesis titulado: “Comportamiento estructural del edificio de industrias alimentarias de la Universidad Nacional de Cajamarca con diferentes tipos de arriostres, 2017”; presentada a la Universidad Nacional De Cajamarca; Este estudio fue desarrollado para comparar el comportamiento estructural de un edificio de UNC Food Industries, cuyo sistema estructural consiste en pórticos de hormigón armado (la mampostería restrictiva se separa del sistema indicado), con el comportamiento que tendrá al combinar arriostros, X, V, V o K invertida, fabricada en acero estructural. Para ello, se desarrollaron modelos informáticos de los distintos sistemas propuestos utilizando el software ETABS, a partir de los cuales se obtuvieron resultados como: participación porcentual de las masas por método., Ciclo de vibración, deformación del piso, fuerzas cortantes estáticas y dinámicas básicas, rotura de elementos estructurales. y resultados. A continuación, se presentan algunas conclusiones: Se ha concluido que la futura edificación experimentará fallos debido a cargas de flexión excesivas en sus pilares, con vigas. Las columnas se ven sometidas a cargas de flexión debidas a la compresión, registrando valores promedio aproximados de 5,98 y 2,55 veces la capacidad de

carga que pueden soportar en el primer y segundo nivel, respectivamente. En el tercer nivel, no se observan problemas.

Martínez (2020) en tesis titulado: “Diseño de una nave de estructura metálica de tipo almacén industrial sometida a los efectos ambientales en el Perú para una empresa metal mecánica”; presentada a la Universidad Cesar Vallejo; La tesis “Diseño de naves industriales con naves de estructura de acero sometidas a impactos ambientales en el Perú para empresas metalmecánicas” resuelve el problema de que muchas naves industriales en el Perú se diseñan sin tomar en cuenta la carga. Los factores ambientales varían según su región, ya sea es la costa, la montaña o la selva; Además de este problema, en su modelo, los marcos de las compuertas almacén-almacén suelen estar hechos de vigas en su estructura sin tener en cuenta la sección transversal tubular, esta tesis ha mostrado la efectividad de la sección tubular en el diseño, modelado y simulación de estructuras metálicas. Algunas conclusiones son: La simulación de la estructura completa se puede realizar utilizando el software SOLIDWORKS, donde se han agregado cargas sísmicas, cargas de viento y cargas de techo. Esto posibilita llevar a cabo una evaluación estática de una nave industrial, y se ha verificado que, mediante la optimización, es posible cumplir con los requisitos operativos en términos de estrés. Los resultados obtenidos fueron favorables, lo que llevó a la exitosa implementación de naves industriales.

Tipacti (2020) en tesis titulado: “Modelamiento y diseño estructural de una edificación de 8 niveles de concreto armado, urbanización San Luis, distrito y provincia Ica”; presentada a la Universidad Cesar Vallejo; El objetivo principal de la tesis es modelar y diseñar la estructura de un edificio de hormigón armado de 8 niveles, urbanizando San Luis, distrito y provincia de Ica. Se implementó un diseño de estudio de tipo transversal, descriptivo y simple, sin

componente experimental. La población total, Según el análisis censal, se contempla una extensión total de 650 m², con la muestra restringida a los lotes 1 y 2, que suman un área de 832,00 m². Los resultados revelaron que el sistema estructural en el eje X es de tipo dual, mientras que en el eje Y se utilizan muros de carga. Las losas presentan un grosor de 0.35 m con una placa de luz de 0.25 m. La configuración transversal comprende una columna en forma de "T" de dimensiones 0.85 m x 0.85 m x 0.35 m, y un pilar cuadrado de 0.70 m x 0.70 m, junto con una viga de 0.35 m x 0.60 m. La planificación estructural de la placa de cimentación se llevó a cabo mediante software especializado en seguridad, utilizando el programa ETABS para el modelado y diseño estructural del edificio, incorporando parámetros sísmicos conforme a la norma RNE E.030. Algunas conclusiones: El modelado estructural se realiza en el programa ETABS y en el software de Seguridad, gracias a este software el análisis y diseño de nuestro proyecto se ha realizado sin problemas, en cuanto a puntos, en este caso hemos obtenido anomalías estructurales del edificio, peso total del edificio, modos de vibración, desplazamiento máximo, momento, esfuerzo cortante, todos estos resultados se contrastan con el RNE. Para llevar a cabo el diseño estructural y sismorresistente de nuestro edificio, empleamos los datos derivados del software mencionado previamente. Dicha programación se realizó conforme a la normativa vigente, y como resultado, obtuvimos las longitudes finales de cada elemento estructural, con la distribución precisa del acero calculado de acuerdo con las exigencias sísmicas.

2.1.3 ANTECEDENTES LOCALES

Actualmente existe carencia de investigación referente al diseño de estructuras metálicas destinados al comercio por ello se estudiara tesis de otras ciudades como Trujillo o Lima para poder emplearlos a la región.

2.2 BASES TEÓRICAS

2.2.1 ACERO ESTRUCTURAL

Desde los primeros días de la ingeniería civil, las construcciones con notables elevaciones en todo el mundo, el acero ha adquirido una posición destacada como material crucial, desplazando gradualmente al concreto armado. Es fundamental señalar que en la más grande parte de inmuebles elevados construidos internacionalmente se usa acero como material primordial y hormigón como material secundario debido a que a medida que el acero da monumentales ventajas de resistencia, ductilidad y capacidad de absorción de energía, el concreto puede proveer rigidez y amortiguamiento. (McCormac, 2013).

En concordancia con la "Arquitectura en Acero" (2015), se destaca en la actualidad a mejorar el acero significativamente en calidad y resistencia. Esta mejora le permite ofrecer diversas soluciones adaptadas a las necesidades específicas, gracias a su notable flexibilidad. Esto lo hace factible con el diseño de la arquitectura contemporánea. El acero es el producto de la mezcla de hierro y carbono en su más grande proporción y de otros recursos como silicio, fosforo, azufre y oxígeno en menor escala; de consenso al porcentaje de carbono contenido en el acero, va a ser sus propiedades del mismo, de esta forma entonces a medida que menor sea su porcentaje de carbono en el acero, mayor va a ser su ductilidad y soldabilidad. (McCormac, 2013).

El acero empleado en las estructuras de edificaciones e infraestructuras civiles, denominado acero laminado, experimenta altas temperaturas para facilitar su moldeado. Este tipo específico

de acero se caracteriza por su marcada rigidez, ductilidad y resistencia mecánica, otorgándole la capacidad de resistir diferentes tipos de esfuerzos de manera homogénea. En otras palabras, su comportamiento frente a esfuerzos de tracción es similar al de esfuerzos de compresión en términos de deformación.

“Por lo tanto el acero es bastante aconsejable para construcciones movimiento sísmico resistentes debido a que a lo largo de un acontecimiento sísmico se generan fuerzas de tensión y compresión alternadamente que tienen la posibilidad de ser controladas por las características que muestra el acero” (AISC 360, 2010)

2.2.2 El acero como material estructural

2.2.2.1 Ventajas del acero

Según la categorización de McCormac (2013) nos muestra las siguientes ventajas del acero estructural:

Alta Resistencia: La alta resistencia del acero por unidad de peso involucra que va a ser poco el peso de las construcciones; en otras palabras, de enorme trascendencia en puentes de gigantes claros, en inmuebles elevados y en construcciones con malas condiciones en la cimentación. (McCormac 2013, p.1).

En el ámbito de materiales de construcción, especialmente en el caso del acero, el término "Alta Resistencia" se refiere a aquellos materiales que exhiben propiedades superiores en términos de resistencia mecánica en comparación con materiales convencionales. Estos

materiales a menudo pueden soportar cargas más elevadas o proporcionar mayor durabilidad en estructuras.

Uniformidad: Las características del acero no cambian apreciablemente con el tiempo como es la situación de las construcciones de concreto armado. (McCormac, 2013 p.1).

La "uniformidad" se refiere a la calidad o condición de ser uniforme, es decir, la consistencia, homogeneidad o regularidad en la apariencia, características o distribución de algo. En varios contextos, puede implicar la ausencia de variación o desviación significativa. Por ejemplo, en el ámbito de la vestimenta, la uniformidad podría referirse a la consistencia en el diseño y color de la ropa. En estadística, la uniformidad podría describir la distribución equitativa de valores dentro de un conjunto de datos. En general, la uniformidad implica la ausencia de discrepancias o irregularidades notables en un conjunto determinado de elementos o características.

Elasticidad: El acero se ajusta mejor premisas de diseños que la mayoría de los materiales, ya que sigue la ley de Hooke incluso cuando se somete a esfuerzos significativamente altos. Los instantes de inercia de una composición de acero tienen la posibilidad de calcularse exactamente, en tanto que los valores conseguidos para una composición de concreto reforzados son subjetivamente imprecisos. (McCormac, 2013 p.1).

La elasticidad es una característica física de los materiales que indica su habilidad para experimentar deformaciones temporales cuando están sujetos a fuerzas externas y luego regresar a su forma original una vez que esa

fuerza se retira. En otras palabras, un material elástico puede experimentar una deformación temporal cuando se aplica una carga, pero al eliminar esa carga, el material vuelve a su forma original sin sufrir deformaciones permanentes. La elasticidad es una característica importante en la ingeniería y la ciencia de materiales.

Ductilidad: Es la propiedad de un material que le confiere la capacidad de soportar deformaciones sustanciales sin experimentar fracturas, incluso bajo tensiones elevadas. Cuando se aplica tensión a un acero con bajo contenido de carbono, se evidencia una notoria reducción en la sección transversal y una elongación considerable antes de llegar al punto de fractura. Un material que no tenga esta propiedad posiblemente va a ser duro y frágil y se romperá al someterlo a un golpe repentino. (McCormac, 2013 p.2).

La ductilidad es una característica mecánica de los materiales que hace referencia a su aptitud para sufrir deformaciones plásticas sin llegar a romperse o fracturarse. Se considera que un material es más dúctil cuando puede experimentar una deformación significativa antes de alcanzar el punto de ruptura. La ductilidad es una cualidad fundamental en ingeniería estructural y diseño de materiales, dado que los materiales más dúctiles tienden a ofrecer un comportamiento más seguro y predecible al someterse a cargas o fuerzas externas. La medida de la ductilidad se puede expresar a través de la elongación o deformación antes de la ruptura de un material.

Durabilidad: Con un cuidado apropiado de las estructuras de acero, es posible prolongar su existencia de manera indefinida. Averiguaciones llevadas a cabo en los

aceros modernos, indican que bajo ciertas condiciones no hace falta ningún mantenimiento a base de pintura. (McCormac, 2013 p.2).

La durabilidad se relaciona con la capacidad de un material, objeto o estructura para soportar el desgaste, la degradación o el deterioro a medida que transcurre el tiempo, manteniendo sus propiedades y funciones originales en condiciones de uso normales. Un material o producto de larga duración tiene la capacidad de preservar su integridad estructural, resistencia y rendimiento durante el periodo esperado de uso, incluso cuando se expone a elementos ambientales como la humedad, la radiación, etc. La durabilidad es una consideración esencial en la selección y diseño de materiales en diversas industrias, desde la construcción hasta la fabricación de productos de consumo.

Ampliaciones de construcciones existentes: La construcción de acero se adapta realmente bueno a probable adhesión. Tienen la posibilidad de adicionar novedosas crujías e inclusive alas completas a construcciones de acero ya existentes y los puentes de acero a menudo tienen la posibilidad de ampliarse. (McCormac, 2013 p.3).

Se refieren a la expansión o incremento en el tamaño, capacidad o área de una estructura o edificación ya existente. Este proceso implica agregar nuevas secciones, anexos o elementos constructivos a una construcción preexistente con el propósito de aumentar su funcionalidad, capacidad o cumplir con requisitos específicos. Las ampliaciones pueden abarcar diversos aspectos, como la adición de más espacio habitable, la creación de nuevas instalaciones, o la mejora de

la infraestructura existente para adaptarse a nuevas necesidades o estándares.

Tenacidad: El acero estructural es capaz de resistir monumentales fuerzas pese a hallarse ya deformado, lo que es primordial ya que posibilita su manipulación en el instante de montaje y preparación, un material tenaz se define como el que tiene la función de absorber energía en enormes porciones.

En términos simples, un material tenaz es capaz de resistir deformaciones plásticas y fracturas bajo cargas extremas. La tenacidad se relaciona con la resistencia y la ductilidad de un material, ya que un material tenaz es capaz de absorber energía a través de deformaciones plásticas previo al punto de fractura.

Rapidez de montaje: En el ámbito de las estructuras metálicas, se observa una notable reducción en el tiempo del proceso constructivo debido a la facilidad y velocidad con la que se realiza su instalación. Esto se refiere a la velocidad o celeridad con la que se puede realizar el ensamblaje o construcción de una estructura, sistema o producto. En diferentes contextos, la rapidez de montaje puede tener relevancia en la eficiencia y la gestión del tiempo en proyectos de construcción, fabricación o instalación. Una alta rapidez de montaje implica la capacidad de realizar las tareas de ensamblaje de manera rápida y eficiente, lo que puede ser beneficioso para cumplir plazos, reducir costos laborales y mejorar la productividad en general.

Conexiones: Existen diversas opciones para unir los miembros de acero, como conexiones atornilladas, soldadas,

remachadas, entre otras. Estas opciones permiten una ejecución inmediata. En términos generales, una conexión se refiere al acto o resultado de unir o vincular dos o más elementos entre sí. En contextos específicos, como la construcción o la ingeniería estructural, una conexión puede referirse a los puntos donde los componentes o miembros estructurales se unen para formar una estructura más grande. Estas conexiones pueden adoptar diversas formas, como soldaduras, tornillos, remaches u otros métodos de unión, garantizando la integridad y estabilidad de la edificación.

Fabricación: Puede ser laminado con facilidad para obtener una variedad de tamaños y formas. La fabricación es el proceso de producir bienes y productos mediante la transformación de materias primas o componentes mediante el uso de maquinaria, mano de obra y técnicas específicas. Este proceso implica una serie de pasos, que pueden incluir el diseño, la ingeniería, la producción y el ensamblaje, con el objetivo de obtener productos finales que cumplan con ciertos estándares de calidad y especificaciones. La fabricación es fundamental en la producción industrial y abarca una amplia gama de industrias y sectores.

Así como se refiere al proceso de producir bienes o productos mediante la aplicación de técnicas y procesos específicos. Este proceso implica la transformación de materias primas o componentes en productos acabados, generalmente mediante el uso de maquinaria, herramientas y mano de obra especializada. La fabricación abarca diversas etapas, desde el diseño inicial hasta la producción en serie, y puede implicar operaciones como el corte, ensamblaje, soldadura, mecanizado, entre otras, dependiendo del tipo de producto que se esté fabricando. La eficiencia y calidad en la

fabricación son aspectos fundamentales para lograr productos finales satisfactorios y competitivos en el mercado.

Reciclable: El acero es reutilizable en algunas ocasiones, e inclusive puede llevar a cabo venderlo como chatarra.

2.2.2.2 Desventajas del acero

Según la categorización de McCormac (2013) nos muestra las siguientes desventajas del acero:

Costo de mantenimiento: La oxidación es común en la mayoría de los aceros cuando se encuentran expuestos a las condiciones atmosféricas, por lo que es necesario aplicar periódicamente capas de pintura como medida de protección. La utilización de aceros anticorrosivos para ciertas aplicaciones, tienden a borrar este precio. (McCormac, 2013)

Costo de la defensa contra el fuego: Tienen una naturaleza intrínsecamente no inflamable, su resistencia disminuye significativamente durante la exposición a incendios, una vez que los demás materiales de un inmueble se queman. El acero es un maravilloso conductor de calor, de forma que los miembros de acero sin defensa tienen la posibilidad de transmitir suficiente calor de una parte o comportamiento incendiado de un inmueble a secciones adyacentes del mismo inmueble e incendiar el material presente. (McCormac, 2013).

Se refiere al gasto asociado con la implementación de medidas y sistemas destinados a prevenir, controlar o mitigar los riesgos y daños causados por incendios. Esto implica

realizar inversiones en equipos para combatir incendios, así como en sistemas de detección y alarmas, barreras cortafuegos, materiales ignífugos, capacitación en seguridad contra incendios, entre otros. Este costo busca salvaguardar vidas, propiedades y activos contra los efectos destructivos de los incendios, así como cumplir con regulaciones y normativas de seguridad.

Susceptibilidad al pandeo: Como se señaló anteriormente, el acero tiene una alta resistencia por unidad de peso, empero al usarse como columnas no resulta bastante económico debido a que debería usarse bastante material, solo para hacer más rígidas las columnas contra el viable pandeo. (McCormac, 2013)

Se refiere a la propensión o vulnerabilidad de un elemento estructural a experimentar deformaciones laterales o inestabilidades bajo cargas de compresión. Este fenómeno se manifiesta cuando un miembro delgado y largo, sometido a fuerzas compresivas, no puede resistir la flexión lateral, lo que puede llevar a deformaciones no deseadas o incluso al colapso del elemento. La susceptibilidad al pandeo es un factor crítico a considerar en el diseño estructural para evitar posibles fallos en elementos sometidos a cargas de compresión

Fatiga: Otro desafío asociado al acero es que su resistencia puede disminuir al ser sometido a un gran número de ciclos de esfuerzo. O bien, a un enorme conjunto de cambios del tamaño del esfuerzo de tensión. (Se poseen inconvenientes de fatiga solo una vez que se muestran tensiones). En la práctica presente se disminuyen las resistencias estimadas de tales miembros, si se conoce de

antemano que estarán sometidas a un número más grande de ciclos de esfuerzo cambiantes que cierto número límite. (McCormac, 2013).

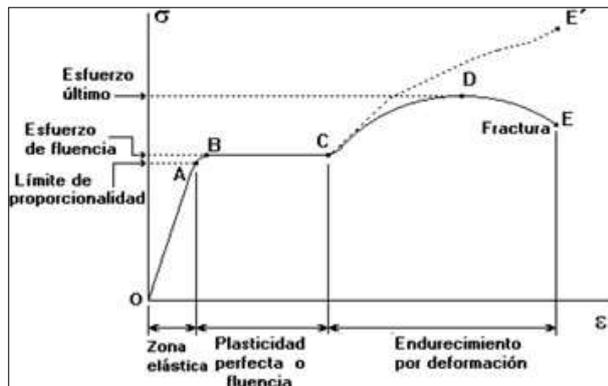
2.2.3 Propiedades estructurales del acero

Resistencia del acero: La resistencia a la fluencia, es el costo mínimo garantizado que da el fabricante de acero, que se fundamenta en un promedio estadístico y la importancia del costo mínimo de fluencia obtenido por medio de un enorme conjunto de pruebas. (Inga & Pesantez, 2010). Así, el acero elegido para este análisis es el ASTM-A36, que cuenta con un precio asegurado por el fabricante y una resistencia especificada de: $F_y = 36 \text{ Ksi}$ o 250 MPa .

El diagrama esfuerzo-deformación del acero estructural, se caracteriza por la existencia al inicio del área flexible, en la que esfuerzos y deformaciones permanecen involucrados entre sí linealmente, hasta llegar al punto de fluencia del acero, para pasar a la zona plástica, donde el acero empieza a fluir y muestra considerables deformaciones sin un crecimiento destacable de esfuerzos, y al final la zona de endurecimiento por deformación, en la cual se muestra un crecimiento en la deformación necesita un aumento de esfuerzo para llegar al punto de fractura. (Inga & Pesantez, 2010).

Figura 1

Diagrama esfuerzo – deformación del acero



Fuente: Alejandro Pino, M. (2017). Diagrama esfuerzo-deformación

Módulo de elasticidad: Además, conocido como módulo elástico, hace referencia a la inclinación proporcionada por el gráfico de tensión-deformación dentro del límite elástico.

$$E = \frac{\sigma}{\epsilon} = \frac{\text{esfuerzo}}{\text{deformación}}$$

La unidad de tensión (σ) es MPa, la unidad de deformación (ϵ) es mm/mm (in/in) y la unidad de módulo elástico (E) es MPa. El acero tiene un promedio de 193 000 a 207 000 MPa (28 000 a 30 000 ksi). El valor utilizado para el diseño suele ser de 200 000 MPa (29 000 ksi).

Coficiente de Poisson: Se refiere a la proporción entre la inclinación lateral y la inclinación longitudinal al aplicar una carga axial, lo cual se correlaciona con la relación entre la deflexión longitudinal y transversal observada en una prueba de tracción. Alternativamente, la relación de Poisson se puede calcular a partir del módulo de elasticidad longitudinal y transversal de acuerdo con la siguiente ecuación. (Inga y Pesantez, 2010)

$$\nu = \frac{E}{2 \times G} - 1$$

Los valores del análisis de hormigón armado y estructuras de hierro son diferentes según el laboratorio. Experiencia en la Universidad de Chile Señaló que en general para el hormigón el valor de la relación de Poisson cambia en el rango de $\nu = 0,10,15$. y para el acero varía dentro de $\nu = 0,250,30$. El valor máximo es 0,5 indica que no existe cambio de solidez en ese valor. Por lo que los términos anteriores son valores de la relación de Poisson que existen en el dominio del comportamiento elástico.

Módulo de elasticidad al esfuerzo cortante: Se emplea el modelo de corte en el proceso de diseño, con un valor promedio de 77,000 MPa (11,000 ksi) para acero estructural. Se puede calcular utilizando la siguiente ecuación

$$G = \frac{E}{2(1 - \nu)}$$

2.2.4 Propiedades mecánicas del acero

Las características del acero están influenciadas por el método de laminación y el tratamiento térmico al que se somete, siendo estos aspectos cruciales: resistencia, ductilidad, ductilidad, uniformidad y durabilidad.

Alta resistencia: Dada la notable resistencia que exhibe el acero estructural, es factible diseñar secciones más delgadas. Además, debido a su peso relativamente ligero en comparación con el concreto, se puede lograr una reducción significativa en el peso propio de la estructura, de manera significativa la carga propia de la estructura, lo que confiere una ventaja sustancial al erigir edificaciones de gran altura.

Se refiere a la capacidad de un material para soportar cargas o tensiones considerables sin experimentar deformaciones permanentes o fallas. En ingeniería y construcción, este término se utiliza comúnmente para describir materiales que exhiben propiedades mecánicas superiores, como resistencia a la tracción, compresión y flexión, en comparación con materiales convencionales. La alta resistencia en los materiales es esencial para la construcción de estructuras robustas y livianas, lo que permite optimizar el rendimiento y la eficiencia de los diseños.

Ductilidad: Esta propiedad habilita al material para resistir deformaciones plásticas considerables antes de llegar al punto de fallo bajo la influencia de una fuerza, sin que su resistencia disminuya. Por ende, se vuelve factible identificar cuándo una estructura está a punto de fallar, una vez que la deformación que experimenta resulta excesiva.

La ductilidad es una característica mecánica de los materiales que señala su habilidad para experimentar deformaciones plásticas, es decir, para experimentar una elongación o cambio de forma sin llegar a la ruptura. Un material se considera más ductil cuando puede soportar una deformación considerable antes de llegar al punto de fractura. La medida de la ductilidad se expresa comúnmente a través de la elongación o la deformación antes de la fractura de un material.

Elasticidad: Es la habilidad del acero para regresar a su estado inicial una vez que se ha aplicado una fuerza sobre él. El límite elástico de un material es la máxima tensión a la cual el material exhibe un comportamiento elástico, siendo, por lo tanto, La máxima carga que puede soportar sin provocar deformación permanente, y este valor se acerca al límite de fluencia del material en términos de magnitud.

Tenacidad: Se describe como una característica del acero que Significa la habilidad del material para absorber una cantidad significativa de energía antes de sufrir fractura. Una solución quebradiza demanda menos fuerza, mientras que una solución más tenaz requiere una mayor fuerza.

Un material tenaz es capaz de absorber una cantidad considerable de energía antes de romperse, lo cual evidencia su capacidad para inhibir la propagación de grietas y su comportamiento dúctil ante la fractura. La tenacidad es una propiedad importante en situaciones donde se necesite resistencia ante impactos o cargas dinámicas.

2.2.5 Materiales y su normativa

Es responsabilidad del fabricante de la estructura ofrecer los resultados de las inspecciones y pruebas realizadas en los materiales o productos fabricados en Perú, antecedente de su implementación. Si al utilizar una regla técnica peruana hubiese un aspecto no contemplado, se van a poder usar las reglas ASTM, AWS, ANSI aplicables. (RNE Iniciativa E090, 2016)

En caso de que no haya una evaluación de conformidad acreditada en Perú para una prueba específica, Los informes son reconocidos por laboratorios acreditados en otros países que mantienen un pacto de alcance internacional con el INACAL (Instituto Nacional de Calidad) de Perú. (Instituto de Control de Calidad).), junto con un documento publicado por INACAL, demuestra que esta evaluación de la conformidad no existe en el Perú. (Recomendado RNE E090, 2016)

2.2.5.1 Acero estructural

De acuerdo con la propuesta RNE E090, basada en el ANSI / AISC estadounidense y para materiales ASTM, el uso del material es el siguiente: Consulte la siguiente tabla para obtener la aprobación.

Normas Técnicas Peruanas (NTP).

Tabla 1

Normas para Productos de Acero (NTP)

CÓDIGO	TÍTULO	REFERENCIA
NTP 350.400	PRODUCTOS DE ACERO. Aceros Estructurales al carbono. Especificaciones.	ASTM A36/A36M (AASHTO M270 GRADO 36)
NTP 350.404	PRODUCTOS DE ACERO. Tubos estructurales de acero al carbono conformados en frío, electro soldados y sin costura, de forma circular y no circular. Especificaciones.	ASTM A500
NTP 350.405	PRODUCTOS DE ACERO. Métodos de ensayo normalizados y definiciones para ensayos mecánicos.	ASTM A370
NTP 350.407	PRODUCTO DE ACERO. Acero estructural de alta resistencia de baja aleación de columbio-vanadio. Especificaciones.	ASTM A572/572M (AASHTO M270 GRADO 50)
NTP 350.408	PRODUCTOS DE ACERO. Acero estructural para puentes. Especificaciones.	ASTM A709 GRADO 36, 50, 50W, 70W, 100W, 100 Y 100W)
NTP 350.414	PRODUCTOS DE ACERO. Perfiles de Acero estructural Especificaciones.	ASTM A992/A992M
NTP 350.416	PRODUCTOS DE ACERO. Requisitos generales de productos de acero estructural laminado en caliente	ASTM A6, ASTM A568
NTP 341.031	PRODUCTOS DE ACERO. Barras de acero al carbono, corrugadas y lisas, para esfuerzo de concreto armado. Especificaciones.	ASTM A615 Gr.60

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones E-090(2016).

Normas Técnicas ASTM

Tabla 2

Normas para Productos de Acero (ASTM)

CODIGO	TITULO
ASTM A53/A53M, Gr. B.	Tubos redondos de acero negro y galvanizado, soldados y sin costura
ASTM A283/A283M	Planchas de acero al carbono de baja y media resistencia a la tracción
ASTM A242/A242M	Acero de alta resistencia y baja aleación
ASTM A501	Tubos estructurales de acero al carbono, formados en caliente, soldados y sin costura
ASTM A514/514M (AASHTO M270 Grado 100 y 100W)	Planchas de acero aleado, templado y revenido; de alta resistencia, adecuadas para soldadura
ASTM A529/529M	Acero al Carbono — Manganeso, de alta resistencia, de calidad estructural
ASTM A588/588M (AASHTO M270 Grado 50W)	Acero estructural de alta resistencia y baja aleación, con un límite de fluencia mínimo de 345 MPa, de hasta 100 mm de espesor.
ASTM A618	Planchas y flejes de acero de alta resistencia y baja aleación, laminadas en caliente y laminadas en frío, con resistencia mejorada a la corrosión atmosférica.
ASTM A847/A847M	Tubos estructurales de alta resistencia y baja aleación, soldados y sin costura, formados en caliente
ASTM A852/852M (AASHTO M270 Grado 70W)	Tubería estructural de baja aleación, de alta resistencia con costura y sin costura formada en frío, con resistencia a la corrosión atmosférica mejorada
ASTM A852/852M	Planchas de acero estructural de baja aleación, templado y revenido, con límite de fluencia mínimo de 485 MPa, de hasta 100 mm de espesor.

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones E-090(2016).

2.2.5.2 Acero no identificado

Se permite el acero de origen desconocido con la aprobación del supervisor, si su superficie está libre de defectos según los criterios establecidos en NTP 350.416, en componentes o partes de menor importancia (como espaciadores en armaduras, placas y similares), donde sus propiedades físicas exactas y soldabilidad no afectan la

resistencia o seguridad de la estructura. (Recomendado RNE E090, 2016).

2.2.5.3 Perfiles pesados

Las piezas se clasifican como piezas pesadas cuando tienen un espesor de brida superior a 50 mm. En el caso de perfiles pesados utilizados como componentes principalmente sometidos a tracción o flexión, no es necesario declarar la resistencia si las uniones se realizan mediante tornillos. Si tales componentes están completamente soldados, dicho acero deberá ser provisto de una prueba de impacto Charpy V de acuerdo con la NTP 350. El ensayo de impacto deberá obtener una energía absorbida promedio de al menos 27 J a 20°C y deberá realizarse de acuerdo con la NTP 350. (Recomendado RNE E090, 2016).

2.2.5.4 Pernos, arandelas y tuercas

Deben cumplir con una de las siguientes especificaciones ASTM, de acuerdo con RNE E090 (2016):

- Pernos enroscados, pernos c/tuerca y tornillos de acero tratado térmicamente, de resistencia a la tracción mínima 120/105/90 ksi, ASTM A449.
- Pernos estructurales de acero tratado térmicamente, de resistencia mínima a la tracción 1040 Mpa, ASTM A490M.
- Tuercas de aceros al carbono y aceros aleados, ASTM A563.
- Arandelas de aceros templados ASTM F436M
- Tuercas de aceros al carbono y aceros aleados (Métrico), ASTM A563.

- Arandelas de aceros endurecido a 725 MPa, ASTM F436M y ASTM A325/A325M
- Pernos vástagos y otros conectores roscados externamente, ASTM A354.
- Arandelas de acero, planos, sin templar para usos general, ASTM F844.
- Pernos y pernos de cizallamiento de acero al carbono, de resistencia a la tracción 414 MPa, ASTM A307.
- Tuercas de acero al carbono y aleado para pernos para servicio de alta presión y alta temperatura, ASTM A194/194M.
- Pernos estructurales, de acero, tratado térmicamente, de resistencia mínima a la tracción 830/725 MPa.

2.2.5.5 Pernos de anclaje y varillas roscadas

De acuerdo con la norma propuesta RNE E090 (2016), con base en las especificaciones estadounidenses AISC 360-10, el uso de materiales está

Normas Técnicas Peruanas NTP

Tabla 3

Designación de normas para Pernos y Varillas

CODIGO	TITULO	REFERENCIA
NTP 350.400	PRODUCTOS DE ACERO. Aceros Estructurales al carbono. Especificaciones.	ASTM A36/A36M (AASHTO M270 GRADO 36)
NTP 350.407	PRODUCTO DE ACERO. Acero estructural de alta resistencia de baja aleación de columbio-vanadio. Especificaciones.	ASTM A572/572M (AASHTO M270 GRADO 50)

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones

Técnicas ASTM

Tabla 4

Designación de normas para Pernos y Varillas

CODIGO	TITULO
ASTM A139/139M	Materiales para pernos de acero de aleación e inoxidable para servicio de alta temperatura
ASTM A354	Pernos, pernos de cortante y otros conectores roscados externamente, de acero de aleación, templado y revenido.
ASTM A449	Pernos de cabeza hexagonal y vástagos de acero, tratado térmicamente de resistencia a la tracción mínima de 120/105/90 ksi, para usos generales
ASTM A588/588M (AASHTO M270 Grado 50W)	Acero estructural de alta resistencia y baja aleación, con un límite de fluencia mínimo de 345 MPa, de hasta 100 mm de espesor.
ASTM F1554	Pernos de anclaje, de acero, de esfuerzo de fluencia de 36, 55 y 105 ksi.

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones E-090 (2016).

2.2.5.6 Metal de aporte para el proceso de soldadura

En la soldadura con electrodos según la normativa propuesta RNE E090 (2016), que se basa en la especificación estadounidense AISC 360-10, el material de aportación debe cumplir las especificaciones de la American Welding Society (AWS):

- AWS A5.23/A5.23M, Especificación para electrodos y fundentes de acero de baja aleación para soldadura de arco sumergido.
- AWS A5.17, Especificación para electrodos y fundentes de acero al carbono para soldadura de arco sumergido.
- AWS A5.5, Especificación para electrodos de baja aleación para soldadura de arco metálico sumergido.

- AWS A5.20, Especificación para electrodos de acero al carbono para soldadura de arco con alambre tubular.
- AWS A5.26/A5.26M, Especificación estándar para electrodos de acero al carbono y de baja aleación para soldadura de electro gas.

2.2.6 Sistemas estructurales para edificaciones de acero

En el caso de edificaciones de acero, se consideran otros tipos de sistemas estructurales, pueden ser construido, con diferentes características arquitectónicas, características estructurales, usos, para soportar cargas en el marco o sistema de marco y truss, en el que el sistema estructural se divide en sistema de marco portante y sistema de marco arriostrado según RNE en su norma E030.

2.2.6.1 Clasificación de sistemas estructurales

Resistencia al momento convencional (OMF): Estos son marcos que pueden proporcionar una tensión inelástica mínima a los miembros y sus conexiones. Una característica que exhiben es la relación ilimitada ancho / espesor de sus elementos.

Figura 2.

Edificio de acero con (OMF)



Fuente: Zavala, C. (2016). Diseño en acero. Universidad Privada de Tacna.

Pórticos intermedios resistentes a momentos (IMF):

Estos marcos ofrecen una capacidad restringida para las deformaciones inelásticas generadas por flexión en vigas y columnas, lo que provoca fallas por cortante en áreas de la losa. Las conexiones de las columnas de vigas deben ser capaces de desarrollar una deformación entreplanta de 0.02 rad. La viga adyacente debe demostrar una resistencia a la flexión en la superficie de la columna de al menos 0,80 MPa para lograr un ángulo de deformación entre pisos de 0,02 rad (conforme a la Propuesta RNE E090).

Figura 3

Pórtico con fallas en las zonas de panel



Fuente: Zavala, C. (2016). Diseño en acero. Universidad Privada de Tacna.

Pórticos especiales resistentes a momento (SMF):

Este tipo de marco debe permitir una deformación inelástica apreciable debido a la flexión de la viga y limitar la fluencia en el área de las placas de la columna. Las columnas deben diseñarse para ser más resistentes que las vigas, espere toda la viga. (Recomendado RNE E090).

Figura 4

Pórtico con fallas en las zonas de vigas



Fuente: Zavala, C. (2016). Diseño en acero. Universidad Privada de Tacna.

Los sistemas de arriostramiento se clasifican en grupos:

Pórticos ordinarios con arriostres concéntricos (OCBF): Estos son marcos que están arriostrados en la dirección diagonal para soportar la fuerza axial principal. Las directrices para el diseño de estos pueden consultarse en la tabla de Requisitos para Pórticos Arriostrados. El objetivo del sistema OCBF es proporcionar comportamiento a los elementos y sus conexiones para la deformación inelástica. El tipo OCBF se puede invertir tipo V y tipo K.

Figura 5

OCBF tipo V-invertida y tipo K



Fuente: Zavala, C. (2016). Diseño en acero. Universidad Privada de Tacna.

Arriostramiento concéntrico especial (SCBF): Estos son marcos con Sistema de arriostramiento diagonal que satisface los requisitos de la mesa donde todos los componentes del sistema de arriostramiento están principalmente sometidos a fuerzas axiales. La finalidad del sistema SCBF es ofrecer elementos y sus conexiones que muestren un comportamiento de deformación inelástica influenciado por la conexión y el sistema de refuerzo en tracción. Los SCBF pueden categorizarse como tipo X o tipo sencillo.

Figura 6

SCBF arriostre en X



Fuente: Zavala, C. (2016). Diseño en acero. Universidad Privada de Tacna.

Pórticos con Arriostres Excéntricos (EBF): Estos marcos cuentan con arriostramiento diagonal y cumplen con los requisitos, en los cuales al menos un extremo del arriostramiento se encuentra conectado a la viga, a diferencia de otra conexión a la riostra o columna de la viga.

Figura 7

Pórtico con arriostre excéntrico



Fuente: Zavala, C. (2016). Diseño en acero. Universidad Privada de Tacna.

Según la categoría de la edificación y su ubicación en una determinada zona, se debe diseñar utilizando el sistema estructural indicado en la tabla, como se menciona en Zavala C (2016).

Tabla 5

Requisitos para Pórticos Arriostrados

CATEGORIA DE LA EDIFICACION	ZONA	SISTEMA ESTRUCTURAL
A1	4 y 3	aislamiento sísmico con cualquier sistema estructural
	2	OCBF, SCBF, EBF
	1	OCBF, SCBF, EBF
A2	4 y 3	OCBF, SCBF, EBF
	2	OCBF, SCBF, EBF
	1	SMF, IMF, OMF, OCBF, SCBF, EBF
B	4, 3 y 2	SMF, IMF, OCBF, SCBF, EBF
	1	SMF, IMF, OMF, OCBF, SCBF, EBF
C	4, 3, 2 y 1	SMF, IMF, OMF, OCBF, SCBF, EBF

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones E-090 (2016).

2.2.7 Componentes de edificios de acero formado por pórticos arriostrados.

Las construcciones a base de pórticos arriostrados permanecen formadas por vigas, columnas y arriostres. Por lo menos uno de los extremos de cada uno de los arriostres es conectado para aislar un segmento de la viga al que llamamos “Enlace”, como se observa en la siguiente figura los elementos que tiene un sistema con pórticos arriostrados tiene miembros horizontales y verticales, la transferencia de cargas sería la siguiente: los miembros horizontales (vigas de soporte) transfieren las cargas de gravedad que proceden de las losa colaborante, a las vigas primordiales, estas las transfieren a los recursos verticales llamados columnas, las cuales transfieren la carga hasta la cimentación de la composición.

Los arriostres contrarrestan las cargas laterales mediante la interacción combinada del pórtico y la retícula. Además, poseen la capacidad de adquirir ductilidad al ingresar al rango inelástico de la conexión, lo que les otorga la capacidad de absorber una considerable cantidad de energía a través de un elevado nivel de ductilidad; no obstante, también puede dar elevados niveles de rigidez flexible. Zavala C (2016).

Figura 8

Componentes de un edificio a base de Pórticos arriostrados excéntricamente



Fuente: Learning, Z. and Ziggurat. (2017). Máster Estructuras Metálicas y Mixtas.

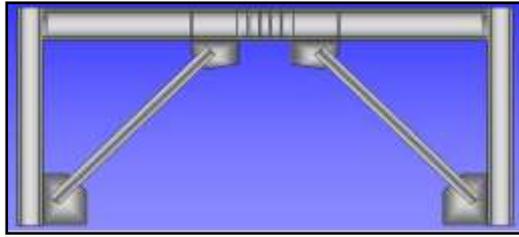
2.2.7.1 Miembros estructurales

Los tipos de miembros involucrados en la cimentación de inmuebles de acero con un sistema estructural de armadura excéntrica se clasifican de acuerdo con su carga principal. Por lo tanto, se consideran los siguientes cinco tipos principales de elementos estructurales. (Inga y Pesantez, 2010).

- Arriostres
- Enlace o link
- Vigas
- Losa colaborante
- Columnas

Figura 9

Miembros Estructurales de un Pórtico (EBF)



Fuente: Engelhardt, M. (2007) Design of Seismic Resistant Steel Buildings Structures. Universidad de Texas at Austin.

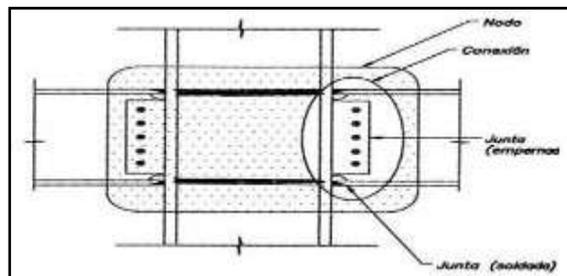
2.2.7.2 Conexiones de pórticos estructurales

Tipos de conector de acuerdo la especificación estadounidense AISC (2010). Existen principalmente 3 tipos: conexión simple o conexión de corte, conexión dura y conexión semirrígida AISC (2010). "Diseño de conexión".

"Empalme" es sinónimo, caracterizado por ser el área donde las placas, esquinas, soldaduras, espárragos y tornillos entran en contacto con los extremos del borde de la placa, superficie perfilada. Estos se clasifican como uniones soldadas y atornilladas. Finalmente, tenemos el concepto de "nodo" conocido como la zona completa donde se juntan las vigas y los pilares, formado por losas continuas y placas cerradas.

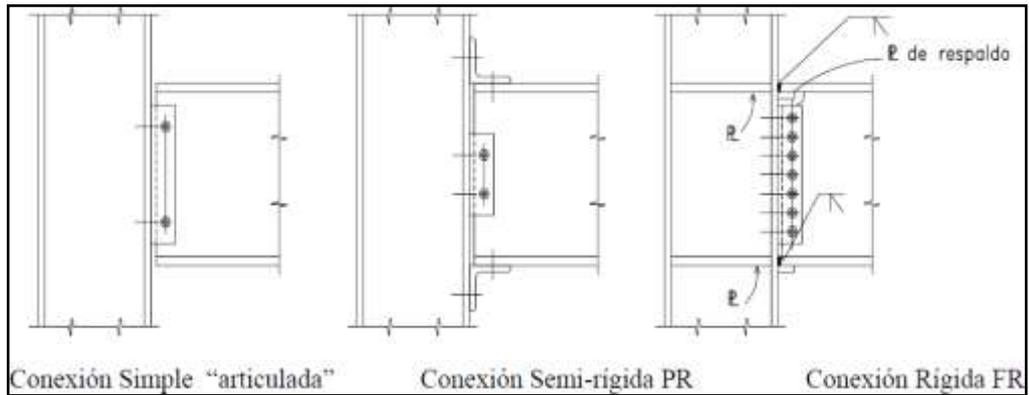
Figura 10

Elementos de una conexión



Fuente: Arquitecturaenacero.org. (2017). Conexiones típicas en estructuras de acero, Arquitectura en acero.

Figura 11
Tipos de Conexiones Típicos

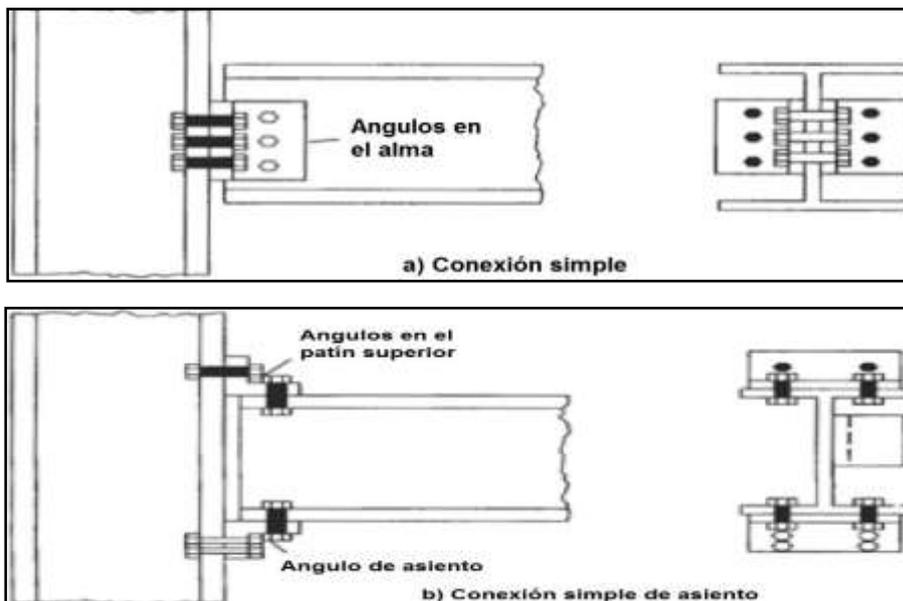


Fuente: Zapata, L. (2007). Conexiones en estructuras de acero.

Conexiones simples

Se trata de tipos cuya característica principal es no transferir impulso e hipotéticamente habrían consentir la rotación de los elementos conectados a ellos. También conocidos como enlaces cortantes, se cree que solo pueden resistir fuerzas cortantes, como ejemplo:

Figura 12
Conexiones Simples



Fuente: Zapata, L. (2007). Conexiones en estructuras de acero.

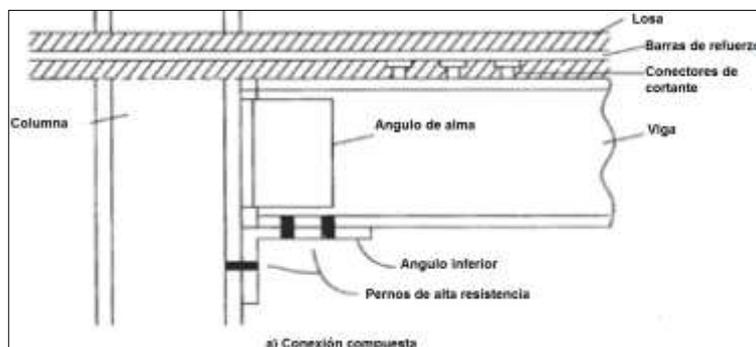
Conexiones semirrígidas (PR)

En una conexión semirrígida se evidencia una notable capacidad de resistencia a la rotación, produciendo momentos notables. Se realiza la coincidencia de diseño de la silla, que se detalla en el Manual LRFD.

En la figura se puede apreciar una conexión parcialmente rígida en la cual los elementos que contribuyen a la unión incluyen pernos, ángulos, refuerzos, y placas.

Figura 13

Conexión Semirrígida



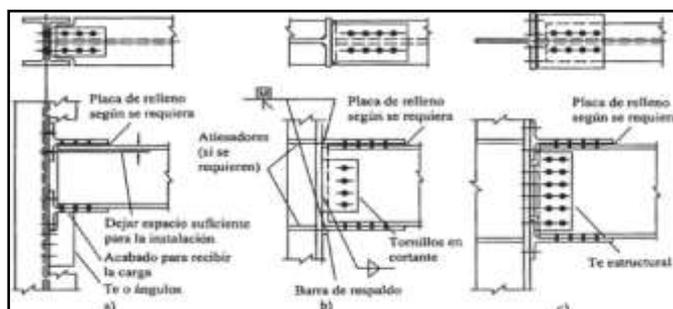
Fuente: Zapata, L. (2007). *Conexiones en estructuras de acero*.

Conexiones Rígidas (FR)

En una unión rígida, es crucial alcanzar una completa transferencia de los momentos y evitar cualquier rotación en los elementos, o minimizar dicha rotación.

Figura 14

Conexiones resistentes a momentos.



Fuente: Zapata, L. (2007). *Conexiones en estructuras de acero*.

2.2.7.3 Tipos de arriostres

Arriostres concéntricos

La estructura de arriostamiento concéntrico es una estructura cuyos arriostamientos se cruzan en los nodos, sujeta a la acción principal de la fuerza axial provocada por los terremotos.

Este sistema exhibe una elevada rigidez y registra movimientos transversales en cada piso, demostrando así su conformidad con las normativas actuales. Un ejemplo de este sistema concéntrico en forma de armadura se observa en el edificio John Hancock Center en Nueva York.

Figura 15

John Hancock Center (New York)



Fuente: Chicago Architecture Foundation. (2017). John Hancock Building.

Arriostres excéntricos

Una estructura excéntrica es una estructura donde los soportes no pueden penetrar la viga, pero están separados por una distancia llamada junta, que permiten que la electricidad libre durante un terremoto se disipe. El miembro está diseñado para disipar altos niveles de torsión y corte, también es capaz de desarrollar una respuesta plástica.

Esta conexión debe ser en la viga porque el sismo produce un impacto lateral que la viga no absorbe; También puede dar lugar a un suelo flexible, si las columnas son mucho más pesadas que las vigas si se rompen. A diferencia de los sistemas concéntricos, este método de refuerzo presenta la ventaja radica en ofrecer no solo solidez y fortaleza a la estructura, sino también flexibilidad.

Figura 16

Pórtico con Arriostres Excéntricos.



Fuente: Arquitecturaenacero.org. (2017). Conexiones típicas en estructuras de acero, Arquitectura en acero

2.2.8 Cargas y combinaciones

Estas fuerzas surgen debido al peso inherente de los materiales utilizados en la construcción de edificios, así como a la presencia de ocupantes y objetos almacenados, sumadas a las influencias ambientales naturales. Hay cargas que se mantienen en el tiempo, se denominan permanentes. Otras cargas cuyos valores cambian con el tiempo se denominan cargas variables. Para el diseño de esta tesis, la Normativa Nacional de Construcción, la norma E020 y la norma ASCE 7 02 (Carga Mínima de Diseño para Alas y Otras Estructuras) de la Sociedad Estadounidense de Ingenieros Civiles (ASCE 702) será la guía básica. También completo las especificaciones AISC LRDF 2010.

2.2.8.1 Cargas específicas

Los reglamentos de construcción proporcionan cargas mínimas de diseño que afectan las cargas muertas, las cargas vivas, el viento, los terremotos, los cambios de temperatura y las cargas de impacto, si las hubiera. (Álvarez, 2010).

Se presentan tres tipos diferentes de cargas, que Álvarez (2010) nos muestra a continuación:

Cargas puntuales: Se aplican a un área puntual precisa de un área relativa, como el peso transmitido por los neumáticos de los automóviles, este es especialmente el caso de los puentes.

Cargas lineales: Se aplican sobre una tira en la estructura; como las paredes divisorias de un edificio.

Cargas en superficie: Las fuerzas se distribuyen en toda el área, incluyendo la carga de los paneles del pórtico, el peso del techo, la fuerza del viento en la fachada del edificio y la acumulación de nieve en la cubierta. Las normativas de construcción y las especificaciones del proyecto requieren que la estructura sea lo suficientemente resistente para soportar estas cargas sin comprometer la integridad general de la estructura. Por ende, la estabilidad del diseño es un requisito fundamental para el rendimiento de una estructura, considerando aspectos de usabilidad. Los requisitos de servicio especifican la deflexión máxima permitida, ya sea vertical u horizontal o ambas. (Álvarez, 2010)

Cargas muertas (D)

Las cargas estáticas son permanentes y mantienen su posición y peso inalterados a lo largo del tiempo; se mantienen constantes en su ubicación. Es necesario determinar el peso o carga muerta de los elementos estructurales para el diseño correspondiente, el peso y dimensiones de las partes diseñadas se conocen solo después de que se haya realizado el análisis estructural y la selección de los componentes de la estructura. (Álvarez, 2010).

Cargas vivas (L)

Las cargas de transporte cambian con el tiempo, teniendo en cuenta su tamaño y ubicación, son arrastradas por personas, automóviles y cualquier otra carga bajo su propia influencia, muebles, equipos en movimiento, cortinas temporales y cualquier carga en movimiento, incluidas las cargas ambientales, por ejemplo, etc. carga de nieve, presión del viento, cambio de temperatura, carga de lluvia, terremoto, presión del suelo. (Álvarez, 2010).

Cargas de diseño para pisos en edificios

Los valores indicados en la tabla siguiente se utilizarán como mínimos para diversas categorías de viviendas o usos, e incorporan medidas para situaciones comunes de colisión, según lo estipulado en. (Norma RNE E020)

Tabla 6

Cargas mínimas repartidas

OCUPACION O USO	CARGAS REPARTIDAS kPa (kgf/m ²)
Almacenaje	5,0 (500)
Baños	
Bibliotecas	
Centros de educación	
Hospitales	
Hoteles	
Industria	
Instituciones penales	
Lugares de asamblea	
Oficinas (*)	
Teatros	
Tiendas	5,0 (500)
Corredores y escaleras	5,0 (500)
Viviendas	2,0 (200)
Corredores y escaleras	2,0 (200)

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones E-020

Cargas vivas de techo (Lr)

En mezclas proporcionadas por las descripciones de EE. UU. AISC 360 10, como en RNE E020, se produce una sobrecarga de techo (Lr), con un valor máximo de mínimo como:

- Para techos con un pendiente de hasta 3 ° desde la horizontal, 1.0 kPa (100 kgf / m²).
- Para techos con una pendiente mayor de 3 °, que la horizontal 1.0 kPa (100 kgf / m²) reducir en 0.05 kPa (5 kgf / m²), para cada pendiente mayor de 3 °, el mínimo es 0.50 kPa (50 kgf / m²). m²).

- Para techo curvo, 0,50 kPa (50 kgf / m²).
- Para cubiertas con cobertura débil de chapas onduladas o plegadas, cartón ondulado, fibrocemento, plástico, etc., independientemente de su pendiente, 0,30 kPa (30 kgf / m²).
- En el caso de muelles o terrazas, se aplicará un recargo correspondiente a su uso específico.
- Cuando el techo se monta hacia afuera, la carga mínima de diseño para las piezas a reparar debe ser de 1.0 kPa (100 kgf / m²).
- Cuando un anuncio o dispositivo se coloca en un techo, el diseño tiene en cuenta cualquier acción que provoque el anuncio o el dispositivo.

Cargas de hielo y nieve (S)

En algunas situaciones, las cargas de nieve pueden ser significativas, especialmente cuando se acumulan en los techos durante el invierno debido a la densidad del hielo y la nieve en las cubiertas. La carga de nieve en una región cubierta representa el peso máximo de la nieve que podría acumularse allí en condiciones climáticas adversas. En regiones donde hay mucha nieve, es necesario prestar especial atención a la elección correcta del techo. (Álvarez, 2010).

Cabe señalar que esta carga de nieve varía dependiendo de la ubicación, tipo de techo, viento y otros factores que afectan el tiempo del proyecto. Por el conjunto de nieve que se obtiene encontrar en la ciudad o lugar en particular no está determinada con precisión, se recomienda aumentar las tuberías auxiliares al sistema de drenaje principal, las aberturas en la balaustrada, para colocar las tuberías. Guía en la barandilla a un cierto nivel, para que

cuando la nieve se derrita, el agua se desborde hacia la terraza. (Álvarez, 2010)

Carga de lluvia (R)

No se tiene en cuenta el tipo de carga de lluvia en la región RNE - E020, pero AISCE-02 brinda referencias y recomendaciones para cargas de lluvia y En esta tesis, el sitio de implementación fue Juliaca, una localidad con índices significativos de precipitación.

La precipitación ocurre principalmente en cubiertas de poca pendiente en áreas de lluvia continua, acumulando agua más rápido de lo necesario para el drenaje, a pesar de la disponibilidad de drenajes para drenaje, lo que hace que la cobertura sea sesgada. (Álvarez, 2010)

Carga de viento (W)

En ocasiones, las cargas de nieve pueden ser significativas ya que tienden a acumularse en los techos durante el invierno, principalmente debido a la densidad del hielo y la carga de nieve en un área cubierta hace referencia al peso máximo de acumulación de nieve que puede acumularse en ese lugar durante las condiciones climáticas más adversas. En regiones donde hay mucha nieve, es necesario prestar especial atención a la elección correcta del techo. (Álvarez, 2010).

Cabe señalar que esta carga de nieve varía dependiendo de la ubicación, tipo de techo, viento y otros factores que afectan el tiempo del proyecto. (RNE E020)

Cargas sísmicas (E)

Las fuerzas desarrolladas durante un terremoto no son fueras físicas que actúan sobre la estructura, sino fuerzas de inercia debidas a la resistencia del movimiento de causa de masa del sistema. Por lo tanto, la fuerza de inercia generadas por la perturbación depende del movimiento natural del terremoto, el cual se puede describir en términos de aceleración, velocidad, tiempo y dirección, la respuesta de la estructura está determinada por sus propiedades elásticas, su masa, su rigidez. Y su amortiguación. Un terremoto consistente en movimientos horizontales y verticales del suelo (Álvarez, 2010).

Este esfuerzo se calcula a partir de un porcentaje específico del peso total de la estructura, sus cargas en funcionamiento y otros factores, teniendo en cuenta también la ubicación del proyecto. En el Perú, esta ubicación se clasifica en cuatro zonas distintas, como se representa en la siguiente figura:

Figura 17

Mapa de zonas sísmicas del Perú



Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones E-030 (2016).

2.2.8.2 Combinaciones de cargas

Las cargas nominales o de servicio más frecuentes en la construcción de edificaciones en la actualidad son establecidas por los estándares ASCE 07 y AISC LRFD 2010, y se detallan en la tabla correspondiente.

Tabla 7

Cargas de diseño

DESIGNACIÓN	CARGA
D	Carga muerta debida al peso propio de los miembros estructurales
L	Carga viva debida a la ocupación y equipo
Lr	Carga viva de techo
W	Carga de viento
S	Carga de nieve
E	Carga sísmica
R	Carga debida al agua pluvial

Fuente: Manual AISC LRFD 2010.

Las cantidades de carga representa la media máxima de la carga nominal o de servicio y se determina de acuerdo con las regulaciones de diseño aplicables. Dado que es muy poco probable que todas las cargas actúen simultáneamente con sus valores máximos, las combinaciones de estas cargas nominales se desarrollan en base a estadísticas de carga, donde se incluyen las cargas muertas en cada una de esas cargas; además de un valor aleatorio o estocástico a lo largo del tiempo para el resto de las tarifas, es decir, el valor que se supone que actúa sobre la estructura en cualquier momento. (Álvarez, 2010)

Las seis combinaciones de cargas proporcionadas por las normativas, como AISC-360-10 y RNE E-090 (2016), son utilizadas en el análisis estructural.

Tabla 8

Combinaciones de cargas LRFD

Combinación de carga	Acciones de diseño (cargas factorizadas)
(CC-1)	1.4D
(CC-2)	1.2D + 1.6L (Lr o S o R) + (0.5L o 0.8W)
(CC-3)	1.2D + 1.6L (Lr o S o R) + (0.5L o 0.8W)
(CC-4)	1.2D + 1.3W + 0.5L + 0.5(Lr o S o R)
(CC-5)	1.2D+1.0E + 0.5L + 0.25
(CC-6)	0.9 + (1.3W o 1.0E)

Fuente: Manual AISC LRFD 2010.

2.2.9 Métodos de diseño ASD y LRFD

Existen varios métodos para diseñar edificios con estructuras de acero, un diseño básico debe tener en cuenta: fuerza admisible, es decir, la carga no excede la fuerza especificada para el material; sísmica, viento, carga viva, carga muerta, etc. (Álvarez, 2010).

La decisión sobre el método de cálculo recae en el diseñador, quien también debe tener en cuenta otras consideraciones estáticas. p. B. barras individuales, deben ser consideradas desde un punto de vista operativo. Para este propósito, se emplea la metodología de diseño LRFD. Las distintas modalidades de diseño se detallan a continuación.

Tabla 9

Características de métodos de diseño

CARACTERÍSTICAS	DISEÑO POR:		
	Esfuerzos admisibles (ASD)	Diseño plástico (PD)	Factores de carga y resistencia (LRFD)
Cargas utilizadas en el análisis	De servicio	Factorizadas o de cargas ultimas	Factorizadas o de cargas ultimas
Método de análisis estructural	Elástico	Plástico	Elástico o plástico
Especificaciones de diseño	AISC, ASD	AISC, PD	AISC, LRFD

El Instituto Americano de Construcción en Acero (AISC) desarrolló en 1978 las especificaciones de diseño para estructuras de acero en dos partes: Tensión de diseño permisible (ASD) y Otros criterios de determinación para el diseño de plástico (PD). (Álvarez, 2010).

En 1986, la dimensión estructural mediante el método de factores de carga y resistencia (LRFD) constituía un enfoque de diseño estructural con el objetivo era explotar la información de ensayos realizados en lugares específicos, de experimentos donde se logra la dimensionalidad y las especificaciones se aplican mediante análisis probabilístico.

El método de diseño basado en tensiones admisibles (ASD) el método de diseño por tensión admisible (ASD) emplea un coeficiente de seguridad tanto para las cargas muertas como para las cargas vivas, en contraste con el método de factores de carga y resistencia (LRFD), que utiliza un factor de carga menor para las cargas muertas y un factor de carga mayor para las cargas vivas, calculado con mayor precisión. No obstante, en este proyecto, se optó exclusivamente por el método de diseño LRFD.

2.2.9.1 Factores de carga y resistencia LRFD

Este enfoque fundamenta asegurar no solo los materiales utilizados, sino también las cargas, considerando factores como la importancia social o tecnológica y la posibilidad de errores. Proporciona un mayor control sobre la seguridad de la estructura al basarse en estados límite, indicando cuándo un elemento estructural, conexiones o la estructura en su conjunto concluyen su función. El método LRFD identifica 2 categorías:

- Estado límite de resistencia
- Estado límite de servicio

Estados límites resistentes (final). Contribuye a la seguridad, lo que implica que al alcanzar sus valores límite, indicativos de un posible colapso estructural o de alguna de sus partes, la estructura exhibirá los siguientes resultados:

- La fractura se determina por el agotamiento de las partes críticas.
- Parte de la estructura general quebradiza y deformada.
- Fatiga.
- Deformaciones elásticas o plásticas que cambian la forma de la estructura.
- Deformación por fuego.

Estados límites de servicio (utilización). Donde, de lograrse, afectarán a la estructura en cuanto a su resistencia y función, teniendo en cuenta los siguientes aspectos:

- Deformación excesiva o desplazamiento incompatible como la estructura y con otros elementos no estructurales como tabiques, fachadas, etc.
- Agrietamiento prematuro o agrietamiento excesivo.
- Vibración excesiva
- Corrosión excesiva

Factores de carga

El tipo de carga descrito inicialmente pueden operar simultáneamente. Por lo tanto, para encontrar el valor máximo de la tensión o deformación, necesitaremos usar varias

combinaciones de carga. La carga de diseño depende de la precisión con la que conocemos la carga, es decir, de la certeza de que tenemos una carga permanente en relación con la carga en movimiento. (AISC, 2010).

Para las descripciones de diseño del LRFD de EE. UU., AISC se especifica los siguientes elementos de carga:

Tabla 10

Combinaciones de cargas LRFD

Combinación de carga	Acciones de diseño (cargas factorizadas)
(CC-1)	1.4D
(CC-2)	1.2D + 1.6L (Lr o S o R) + (0.5L o 0.8W)
(CC-3)	1.2D + 1.6L (Lr o S o R) + (0.5L o 0.8W)
(CC-4)	1.2D + 1.3W + 0.5L + 0.5(Lr o S o R)
(CC-5)	1.2D+1.0E + 0.5L + 0.25
(CC-6)	0.9 + (1.3W o 1.0E)

Fuente: Manual AISC LRFD 2010.

Donde los coeficientes son los factores de cargas.

Factores de resistencia

El coeficiente arrastre (ϕ) utilizado por el método LRFD se basa en la investigación, la experiencia y el asesoramiento del comité de especificaciones de AISC.

Los factores de resistencia ϕ explica la variación inevitable en las resistencias debido al material, dimensión, diseño y las ecuaciones de fabricación. Para obtener este cálculo, se multiplica la resistencia nominal (P_n , M_n , V_n , etc.) de cada elemento por un factor, resistencia o capacidad de sobrecarga derivada de la fuerza estimada del elemento de presión. Por lo general, el factor reactivo es más pequeño que el factor unitario. (Álvarez, 2010).

$$\phi P_n \geq P_u$$

Donde:

ϕ = factor de resistencia (factor de reducción).

P_n = fuerza nominal (resistencia) para elementos a tracción.

P_u = fuerza requerida de tracción (fuerza máxima de tracción obtenida de un análisis elástico de cargas).

A continuación, se muestran algunos ejemplos de coeficientes de resistencia de piezas de acero:

$\phi_c = 0.85$ fuerza nominal (resistencia) para elementos a tracción.

$\phi_v = 0.90$ para corte.

$\phi_b = 0.85$ para flexión (curvatura de momento)

$\phi_t = 0.90$ para fluencia en un elemento a tracción.

$\phi_t = 0.75$ para fractura en un elemento a tracción.

Coeficiente de resistencia. Según Escalante (2003), los factores de resistencia se deben a incertidumbres más allá de nuestro control:

- La resistencia del material de partida puede variar significativamente de los valores asumidos, incluso estos cambios persisten en el tiempo debido a la deformación, la fatiga y la corrosión.
- Los fenómenos naturales provocan condiciones impredecibles.
- Las limitaciones creadas en el proceso de la fabricación, el envío y el montaje son a veces graves

2.2.10 Normas y códigos de diseño estructural de acero

Los diseños estructurales suelen estar controlados por las normativas de edificación, cabe señalar que estas normativas no rigen el diseño, es decir, deben ser consideradas pautas, no todas las normativas lo son. Averiguar las situaciones estructurales que se presentan en el momento del diseño y la construcción. (Álvarez, 2010).

El código de construcción es un documento legal reglamentario emitido por instituciones estatales que establece las reglas para el diseño y construcción de edificios. Es un documento escrito conjunto para el cumplimiento de otras normas o especificaciones reconocidas. Estas regulaciones están destinadas a proteger la salud, la seguridad y el bienestar del público. No dictan necesariamente la mejor manera de crear un diseño eficiente y económico. (Álvarez, 2010).

2.2.10.1 Especificaciones estándar

Las especificaciones estándar son documentos de consenso patrocinados por organizaciones profesionales o comerciales para proteger al público del mal uso de productos o métodos. Las regulaciones más significativas son emitidas por el American Institute of Steel Construction (AISC). Otra modalidad de estándar de especificación establece los estándares aceptables para la calidad de los materiales de construcción, los procedimientos de prueba y las cantidades de mano de obra requeridas para la fabricación y ensamblaje. Muchas de estas especificaciones han sido desarrolladas por ASTM debido a la necesidad y el avance de las nuevas tecnologías aplicadas al diseño y la resistencia de los

materiales, ASTM publica y publica estudios relacionados con la industria, el diseño y la investigación. (Álvarez, 2010).

En Perú, se cuenta con una norma técnica que especifica la característica de calidad aceptable para el material de construcción, conocida como NTP y elaborada por INACAL.

2.2.10.2 Referencia a códigos y normas

Las normas utilizadas como referencia para la presente tesis serán los siguientes documentos:

- Reglamento Nacional de Edificaciones
- Norma E020 de Cargas
- Norma E030 de Diseño Sismorresistente
- Norma E060 de Concreto Armado
- Norma E090 de Estructuras Metálicas
- Norma G050 de Seguridad durante la construcción
- Norma A010 de Condiciones generales de diseño
- ACI 318 – Building code Requirements for Structural Concrete and Commentary
- Normas Técnicas Peruanas

2.3 DEFINICIONES CONCEPTUALES

Losas: Para estructuras metálicas, las losas de piso de concreto reforzado se utilizan a menudo como parte de un sistema de losas colaborativas, estas placas son responsables de recibir todas las cargas permanentes y sobrecargadas para transmitir a las vigas., Principal y columna. (RNE, NORMA E.060).

Vigas: Las vigas se clasificarán en 3 tramos que serán; vigas principales interiores (que tendrán las mismas dimensiones en los ejes x e y), vigas de soporte (encargadas de transferir las cargas de las losas del piso a las vigas principales), vigas exteriores o vigas perimetrales (estas trabajarán en conjunto con los arriostramientos), este último se distinguirá por la presencia de arriostramientos, por lo tanto, vigas arriostradas y no arriostradas. (RNE, NORMA E.090).

Columnas: Su función estructural consiste en recibir las cargas provenientes de las vigas principal y exterior para luego transmitir las hacia la cimentación. Estos elementos se configurarán para formar pórticos con soportes excéntricos, pórticos de momento y pórticos compuestos. Solo habrá presencia de columnas alrededor del perímetro, no columnas dentro del área del proyecto de construcción. (RNE, NORMA E.090).

Enlace o link: Los enlaces son el elemento más débil de la plataforma. Todos los demás elementos (cojines, pilares, vigas y conexiones) son más resistentes que los eslabones. Además, se utilizan eslabones de alta ductilidad (refuerzos y arriostramientos laterales). (RNE, NORMA E.090).

Escalera: Las escaleras son partes que se utilizan para moverse por los pisos de un edificio, así como para escapar en caso de un accidente (terremoto, incendio, etc.). Una escalera es una estructura diseñada para permitir el tránsito vertical entre diferentes niveles o alturas. Las escaleras pueden ser construidas con diversos materiales y estilos, y se utilizan comúnmente en edificios, casas y otras estructuras para facilitar el movimiento ascendente o descendente entre pisos o niveles. (RNE, NORMA E.090).

Arriostre: Son elementos estructurales sometidos a fuerzas axiales y se utilizan para reducir económicamente el desplazamiento

lateral. Existen diferentes tipos de arriostramientos que dependen fundamentalmente de la configuración geométrica aceptada. (RNE, NORMA E.090).

Software CYPE: CYPECAD se conoce sobre todo como proyecto software para edificaciones de hormigón armado que permite el análisis espacial, dimensionamiento y edición de secciones y secciones reforzadas, cálculo de medidas, dibujo de listados y planos (Concepto.pe, 2021).

Placas: Placa diseñada para absorber el mayor porcentaje de fuerzas sísmicas y a su vez dotar a la estructura de rigidez lateral evitando el desplazamiento excesivo, que puede dañar elementos estructurales y no estructurales (RNE, NORMA E.090).

Zapatas: Es una cimentación poco profunda comúnmente utilizada en suelos con resistencia a compresión media o alta, en suelos homogéneos. consiste en anclar y transmitir tensión creado por una estructura con el suelo sobre el que descansa Se encuentra en la base de la estructura y a menudo se encuentra como un prisma de hormigón debajo de las columnas (o columnas) de la estructura. (RNE, NORMA E.060).

2.4 HIPÓTESIS

2.4.1 HIPÓTESIS GENERAL

Hi: La normativa de diseño sismorresistente E030-2018 presenta un mejor compartimiento estructural que la normativa de diseño sismorresistente E030-2016 al momento de realizar el diseño de un auditorio, Amarilis - Huánuco -2022.

H0: La normativa de diseño sismorresistente E030-2018 no presenta un mejor compartimiento estructural que la normativa de diseño sismorresistente E030-2016 al momento de realizar el diseño de un auditorio, Amarilis - Huánuco -2022.

2.5 VARIABLES

2.5.1 Variable dependiente

Auditorio

Indicadores:

Arriostres

Cimentaciones

Columnas

Vigas

Losa de entrepiso

2.5.2 Variable independiente

Comportamiento estructural

Indicadores:

Carga estructural

Análisis dinámico

Análisis estático

Desplazamiento

Esfuerzos internos

2.6 OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES

Tabla 11

Sistema de variables-dimensiones e indicadores.

VARIABLE	DIMENSIÓN	INDICADOR	TIPO DE VARIABLE	ESCALA DE MEDICIÓN
V. independiente Comportamiento estructural	Análisis sismorresistente	<ul style="list-style-type: none"> • Carga estructural • Análisis dinámico • Análisis estático • Desplazamiento • Esfuerzos internos 	Cuantitativa.	Discreta
V. dependientes Auditorio	Elementos estructurales	<ul style="list-style-type: none"> • Arriostres • Cimentaciones • Columnas • Vigas • Losa de entrepiso 	Cuantitativa.	Discreta.

CAPÍTULO III

METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

3.1 TIPO DE INVESTIGACIÓN

3.1.1 ENFOQUE

En preparación para este trabajo investigativo se ha realizado la recolección de evidencias y datos para adquirirlos luego hipotetizar y sacar conclusiones, todo lo demás sigue los estándares establecidos en el Reglamento. Normativa Nacional de Edificación (RNE), especialmente las normas E030 y E090. (Hernández Sampieri, Baptista, & Fernández, 2010).

Por lo anterior, este trabajo será cuantitativo porque considero varias fuentes y bibliografías para realizar análisis y diseño estructural.

3.1.2 ALCANCE O NIVEL

Para el desarrollo de este estudio se intentó encontrar la relación entre las variables incluidas en el análisis estructural de un edificio con arriostres con el fin de comprender el comportamiento de la estructura frente a una variable que en este caso es la fuerza sísmica. (Hernandez, 2014).

Por lo anterior mencionado este trabajo serio de carácter correlación y a que he revisado varias fuentes, entre ellas la norma E030 para comprender el comportamiento de realizar análisis y la norma E090 para realizar el diseño de los elementos de estructura.

3.1.3 DISEÑO

Para el desarrollo de este trabajo de investigación se realizarán los cálculos y relaciones matemáticas que se definieron en el RNE, por lo que el presente estudio no probó ni manipuló ninguna variable. (Hernandez, 2014).

Por lo anterior, este trabajo de investigación no será experimental ya que utiliza los parámetros establecidos en las normas E030, E060 y E090.

3.2 POBLACIÓN Y MUESTRA

3.2.1 POBLACIÓN

La población del presente proyecto será únicamente el auditorio a analizar el cual se encuentra ubicado en el distrito de Amarilis, provincia y departamento de Huánuco.

3.2.2 MUESTRA

La muestra del presente proyecto será únicamente el auditorio a analizar el cual se encuentra ubicado C.P la Esperanza, en el distrito de Amarilis, provincia y departamento de Huánuco.

3.3 TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS

3.3.1 PARA LA RECOLECCIÓN DE DATOS

Técnicas: Para la recopilación de datos para el levantamiento actual, primero comenzó con la observación del terreno para identificar las características geográficas del sitio propuesto para el proyecto, levantando la topografía y estudiando el suelo para conocer las

propiedades físicas y mecánicas, también se lleva a cabo una investigación para recolectar varios parámetros y fórmulas para determinar el análisis comparativo sismorresistente de la Norma E030-2018 y la norma E030-2016 y analizar el compartimiento estructural en el diseño de un auditorio.

Tabla 12

Ensayos de Laboratorio

ENSAYO	NORMA APLICABLE	PROPOSITO DEL ENSAYO
Contenido de Humedad	NTP 339. 127	“Determinar el contenido de humedad natural de suelos y agregados”.
Análisis Granulométrico	NTP 339. 128	“Determinar la distribución del tamaño de partículas del suelo”.
Límite Líquido	NTP 339. 129	“Hallar el contenido de agua entre los estados del suelo”.
Límite Plástico	NTP 339. 129	“Hallar el contenido de agua entre los estados del suelo”.
Peso Específico Relativo de Sólidos de un Suelo	NTP 339. 121	“Determinar el peso específico relativo de las partículas sólidas de un suelo”.
Corte Directo	NTP 339. 171	“Determinar la resistencia al corte de una muestra consolidada y drenada, que nos permita obtener la cohesión y ángulo de fricción interna del suelo”.

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones

Instrumentos: Los dispositivos utilizados para recopilar información en el presente estudio de investigación son los siguientes:

A. Formatos o guía de análisis

Se refiere a definir de manera secuencial la obtención de datos principales para posteriormente procesarlo ante un instrumento electrónico o no electrónicos e interpretar estos resultados.

Todos estos datos obtenidos mediante estos instrumentos serán procesados posteriormente en el software ETABS para el correcto análisis y diseño de la estructura.

B. Documentos de archivo y fuentes:

Se empleó diferentes fuentes bibliográficas y documentos nacionales para la elaboración de la investigación.

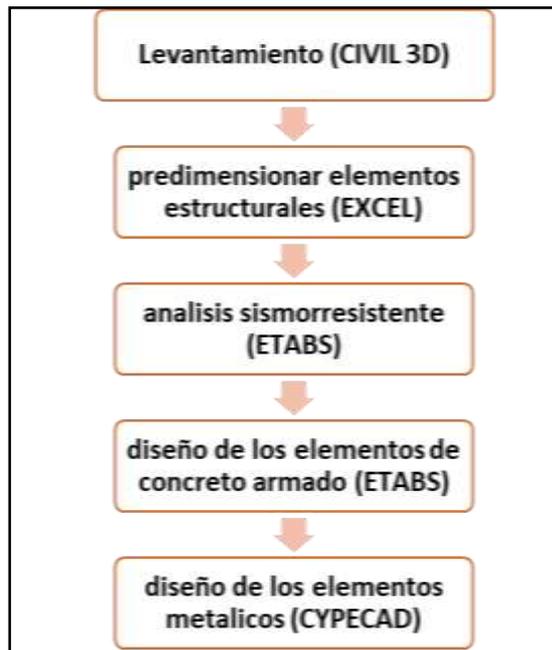
- Reglamento Nacional de Edificaciones
- Norma E030 de Diseño Sismorresistente 2016
- Norma E030 de Diseño Sismorresistente 2018
- Norma E050 de Suelos y Cimentaciones
- Norma E060 de Concreto Armado
- Norma E090 de Estructuras Metálicas
- Normativas y estándares americanos AISC/ ANSI/ ASTM
- Investigaciones, publicaciones (artículos, ponencias, etc.)

3.3.2 PARA LA PRESENTACIÓN DE DATOS

Para presentar datos del trabajo, en primer lugar, se deberá identificar la zona donde se planteará el proyecto, luego de ello se debe realizar el estudio de suelos de la zona para identificar la propiedad mecánicas del suelo, se empleará el software CIVIL 3D para realizar levantamientos topográficos de sitios geodésicos, EXCEL para predimensionar elementos estructurales y corregir desplazamientos laterales de la estructura a diseñar, ETABS para el modelado, análisis comparativo sismorresistente de la Norma E030-2018 y la norma E030-2016 y diseños del elemento de concreto armado del auditorio, CYPECAD para el modelado, y diseño de los elementos metálicos del auditorio.

Figura 18

Para la presentación de datos



3.3.3 PARA EL ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE LOS DATOS

Las metodologías de procesamiento y análisis de datos empleadas en esta investigación son las siguientes: primero se realizan levantamientos topográficos para determinar los procesos arquitectónicos del auditorio, luego se realizan estudios de suelos para conocer los parámetros sísmicos del terreno, se realiza un predimensionamiento de elementos estructurales hecho en Excel para luego modelarlo en los softwares CYPE y ETABS; Una vez modeladas las estructuras, realizamos el análisis estático y dinámico para posteriormente realizar el análisis comparativo con la norma E030-2018 y la norma E030-2016 y diseñar el elemento estructural según la norma E090.

Con la finalidad de alcanzar el resultado que se aproxime mejor a la realidad y garantizar una estructura segura y funcional en la localidad de Huánuco.

CAPÍTULO IV

RESULTADOS

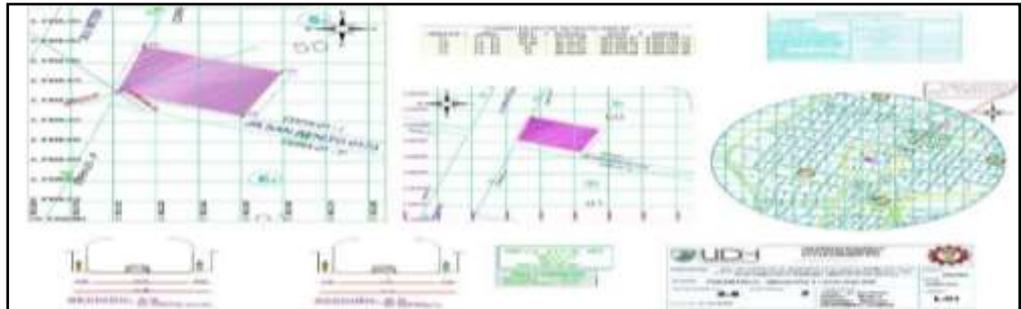
4.1 PROCESAMIENTO DE DATOS

4.1.1 DATOS GENERALES

La tesis presente trata acerca de realizar el análisis sismorresistente de un proyecto el cual consiste en un auditorio el cual se planteará en un terreno de 756.96 m². Para poder realizar un correcto análisis y diseño del proyecto, se partirá primeramente a realizar un levantamiento topográfico del lugar.

Figura 19

Localización del auditorio

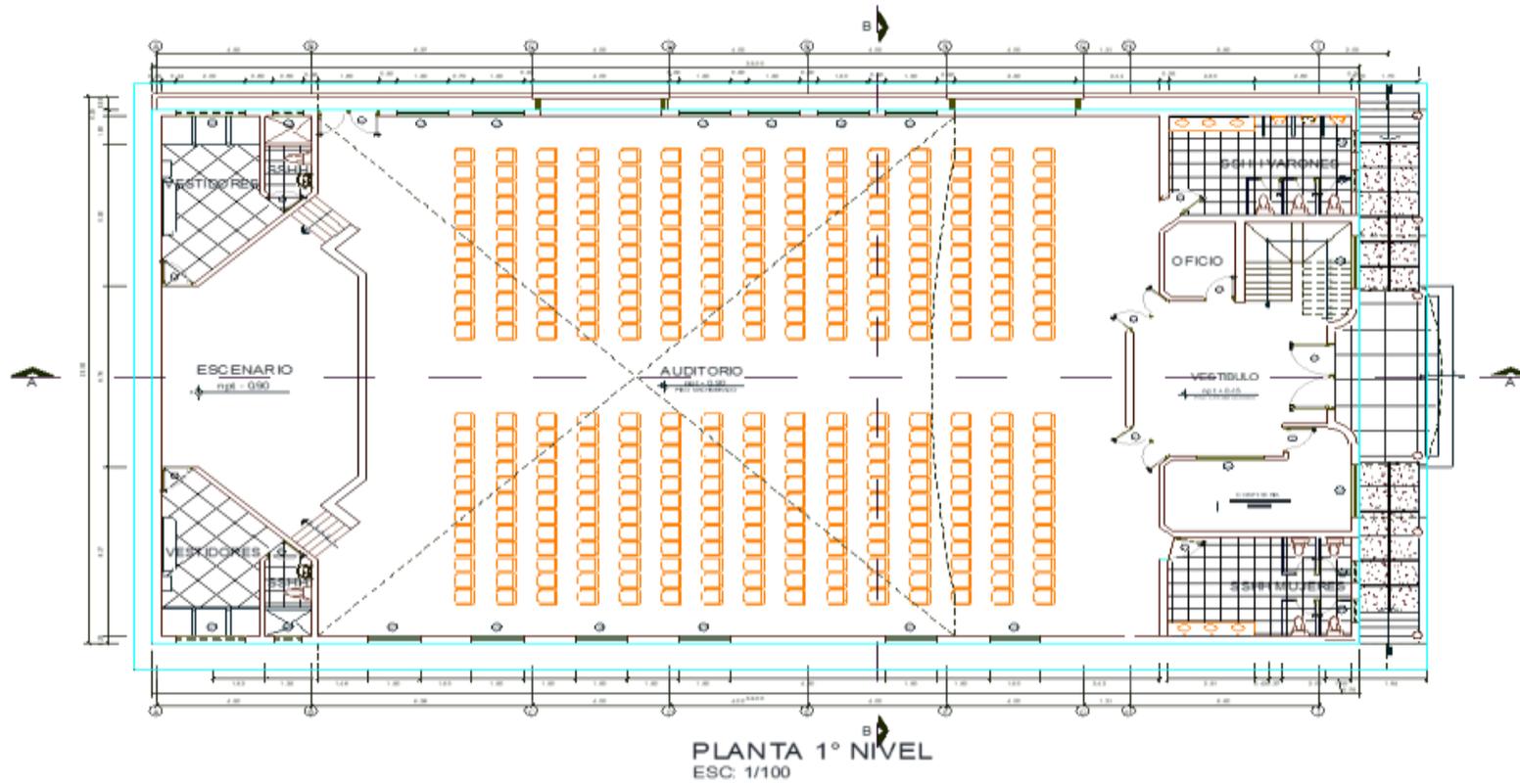


Nota: En la anterior imagen se puede apreciar el plano de localización para el diseño estructural de un auditorio.

Posteriormente luego de realizar el levantamiento topográfico, se consultó con diferentes profesionales del área de arquitectura para realizar los planos arquitectónicos del auditorio teniendo en cuenta las normas A010 de condiciones generales de diseño, A090 de servicios comunales. Se consideraron todos estos criterios establecidos en las normativas mencionadas anteriormente, y se procedió a realizar una descripción detallada de los planos arquitectónicos.

Figura 20

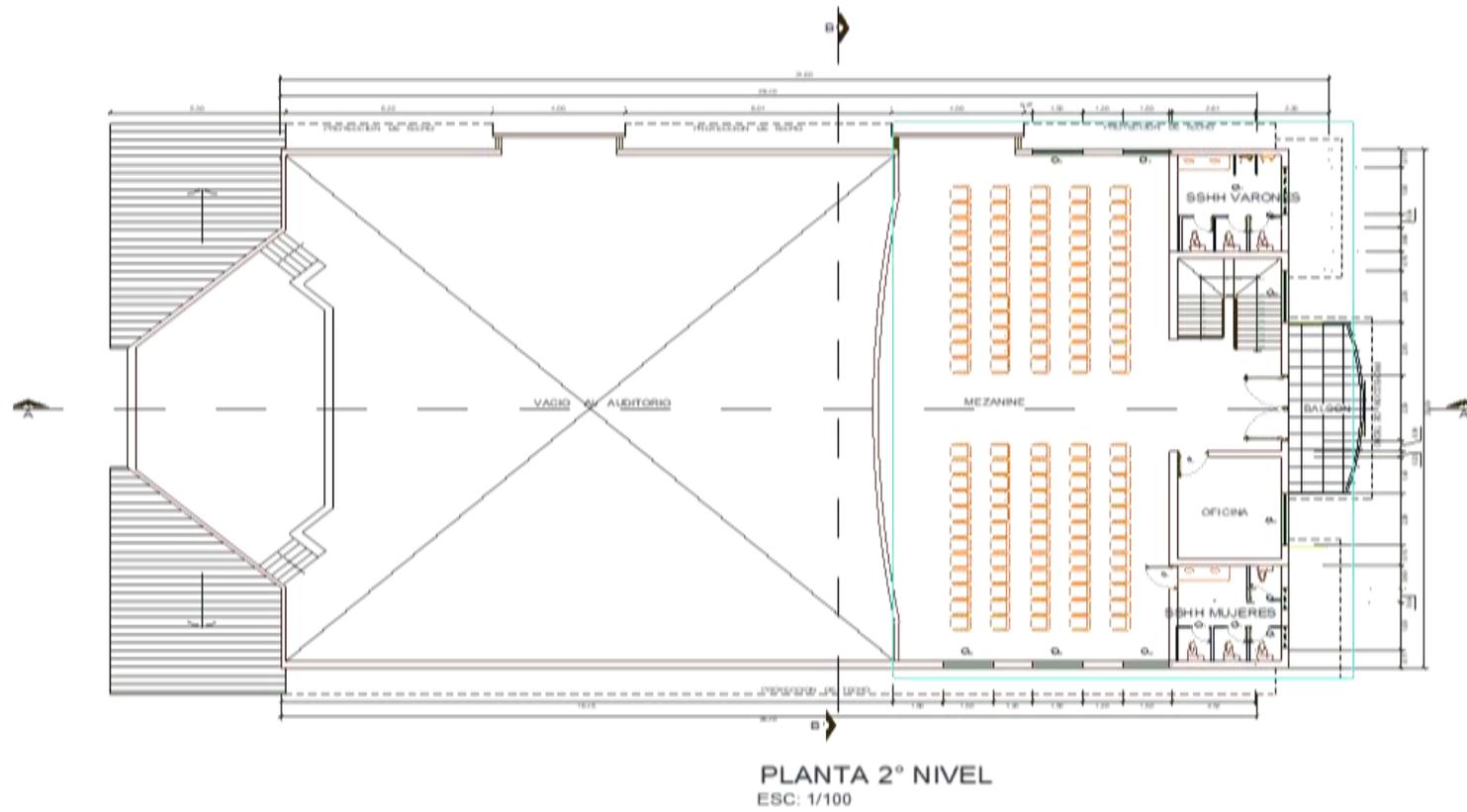
Distribución arquitectónica del primer nivel



Nota: En la anterior imagen se puede apreciar distribución arquitectónica del primer nivel para el diseño estructural de un auditorio.

Figura 21

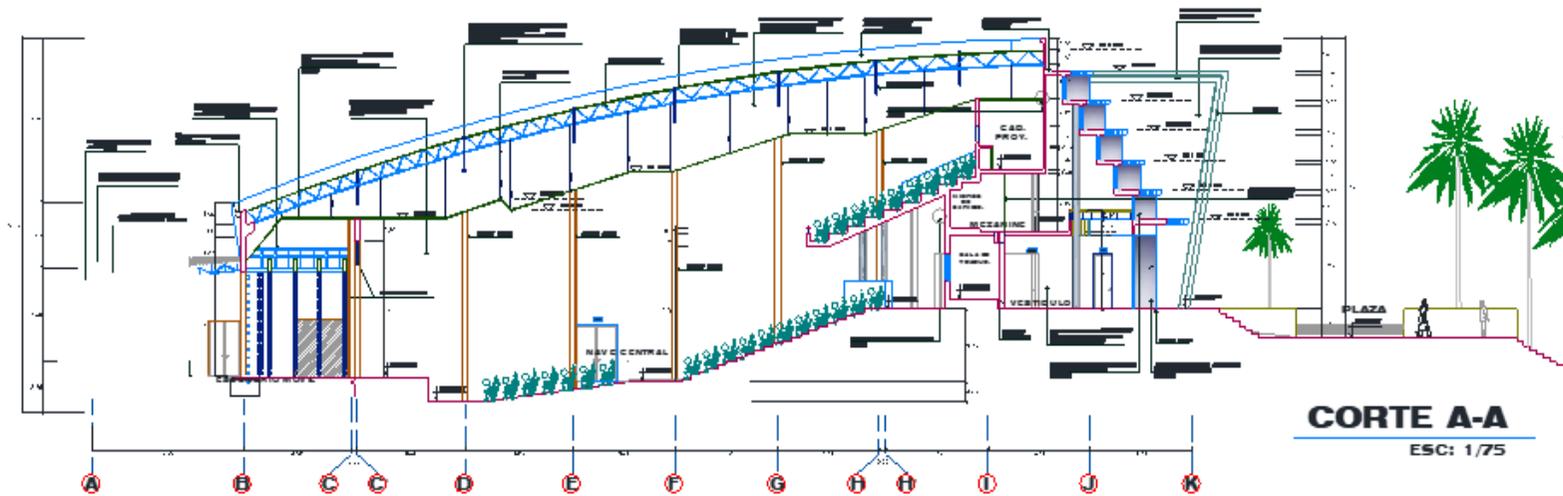
Distribución arquitectónica del segundo nivel



Nota: En la anterior imagen se puede apreciar distribución arquitectónica del segundo nivel para el diseño estructural de un auditorio.

Figura 22

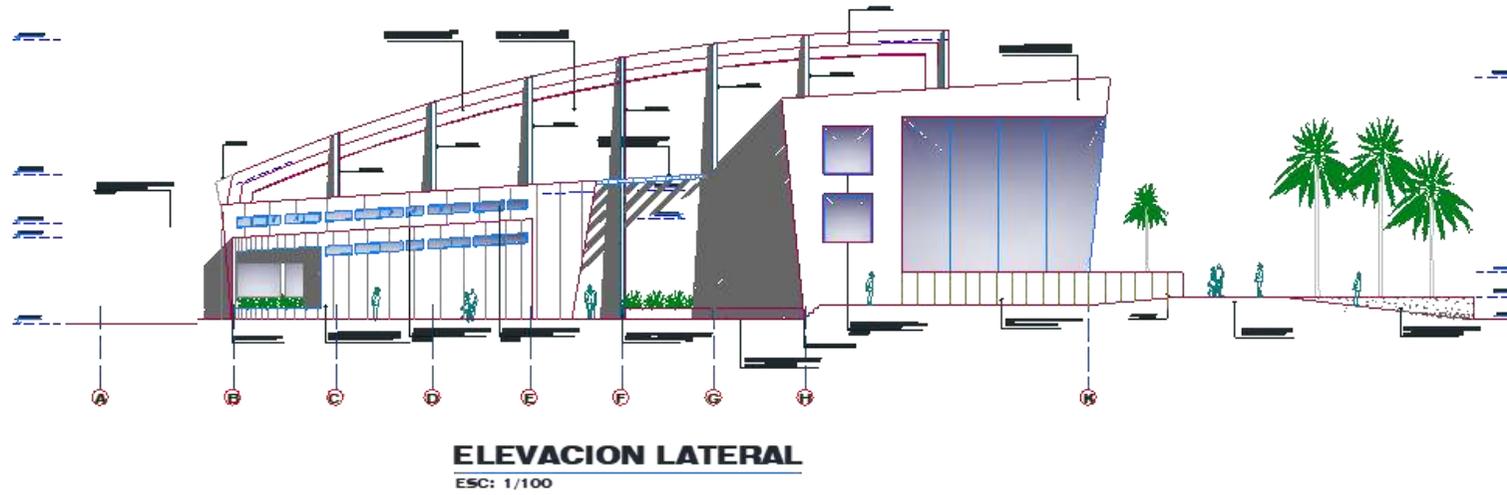
Vista del Corte A-A del auditorio



Nota: En la anterior imagen se puede apreciar la vista del corte A-A del auditorio para el diseño estructural de un auditorio.

Figura 23

Vista de la elevación Lateral auditorio



Nota: En la anterior imagen se puede apreciar la vista de la elevación lateral auditorio del auditorio para el diseño estructural de un auditorio.

A partir del diseño arquitectónico se llevaría a cabo el predimensionamiento de los elementos estructurales.

4.1.2 ESTUDIO DE SUELOS

En el contexto de la presente investigación, se llevó a cabo un análisis del suelo en la ubicación propuesta para el proyecto, y los detalles completos de este estudio se encuentran en los anexos, se obtuvo como resumen los siguientes resultados:

- Capacidad portante: 3.62 kg/cm²
- Profundidad del desplante: 1.50 m
- Tipo de suelo: S2

4.1.3 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

Las propiedades físicas y mecánicas de los materiales se obtuvieron de acuerdo al NTP mediante sus ecuaciones y consideraciones, las cuales serán fundamentales para él un correcto análisis sismorresistente.

Concreto armado

- Peso específico(γ)=2400 Kg/m³
- Resistencia a compresión($f'c$)=280 Kg/cm²
- Módulo de elasticidad(E_c)=251000 Tn/m²
- Módulo de poisson(μ)=0.2

Acero de refuerzo

- Denominación=ASTM A615 - Grado 60
- Peso específico(γ)=7850 Kg/m³
- Esfuerzo de fluencia(F_y)=4200 Kg/cm²
- Módulo de elasticidad(E_s)=20000000Tn/m²

4.1.4 PREDIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURAL

Una vez definidos los puntos anteriores procederemos a predimensionar los elementos estructurales, siguiendo los diferentes criterios ingenieros estructurales, como el Ing. Genner Villareal, el cual en sus publicaciones nos indican diferentes criterios para predimensionar tanto elementos de concreto armado como de acero estructural.

Predimensionamiento de viga(concreto): Para pre-dimensionar las vigas se utilizó el criterio empelado por el Ing. Blanco Blasco con la siguiente fórmula:

$$Peralte = \frac{Longitud}{12}$$

Dado que el auditorio tiene una luz máxima de 6.32 metros en el eje X, se utilizarán vigas de 6 metros de longitud, y el factor 12 se aplicará considerando las cargas estructurales presentes.

$$Peralte = 50cm = \frac{600}{12}$$

Una alternativa para determinar la base de la viga es dividir el peralte entre 2; sin embargo, se ha decidido seguir un criterio que consiste en seleccionar una base de 30 cm.

Predimensionamiento de columna(concreto): Para predimensionar las columnas que participan en el auditorio se tomara el criterio aplicando de la norma ACI, el cual es un criterio directo y simple para predimensionar este tipo de elementos el cual nos indica que para una categoría de edificación B se tomara una sobrecarga de 1250 kg/m², a partir de este valor se tendrá que calcular el área de la columna.

$$Acol = \frac{Pservicio}{0.35XF'c}$$

A partir de esta ecuación se calculará el área de la columna:

$$A_{col} = \frac{1250 \times 6.8 \times 7.7 \times 3 \times 1250}{0.35 \times 280} = 2003.57 \text{ cm}^2$$

El cual podemos proponer una columna de 45X45 cm² el cual nos da por área 2025cm² , pero debido a la esbeltez que presentan estos elementos optaremos por columnas de 50X0 cm².

Predimensionamiento de losa maciza: Para realizar el dimensionamiento preliminar de la losa maciza, se basará en el dimensionamiento preliminar de una losa aligerada, teniendo en cuenta la luz libre de la estructura según la tabla siguiente:

Tabla 13

Peralte para Losas Aligeradas

Espesor del aligerado (cm)	Espesor de ladrillo (cm)	Para luces (L) de:
17	12	Menores a 4 m
20	15	Entre 4 y 5.5 m
25	20	Entre 5 y 6.5 m
30	25	Entre 6 y 7.5 m

Fuente: Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado – Autor: Antonio Blanco Blasco.

Una vez definido el espesor de una losa aligerada, la guía establece que, para dimensionar preliminarmente el espesor de la losa maciza, se debe sustraer 5 cm del espesor de la losa aligerada. En consecuencia, se considerará un espesor de 20 cm para la losa.

Predimensionamiento de escalera(concreto): Para determinar el grosor de la escalera, se emplea la siguiente fórmula:

$$t = \frac{4.4}{25} \sim \frac{4.4}{20}$$

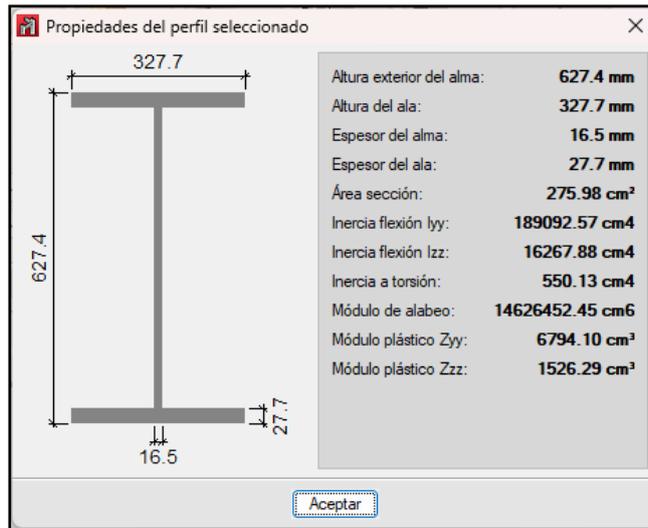
$$0.18m \leq t \leq 0.22m$$

En conclusión, se tomará un espesor de 20 cm.

Predimensionamiento de vigas (metálicas): Para las vigas de acero se emplearán vigas del tipo W, se partida el predimensionamiento de una viga tipo W24X146 la referencia arquitectónica será utilizada para modelar y analizar la estructura, optimizando sus elementos para cumplir con los requisitos de la norma E030.

Figura 24

Propiedades de la viga W24X146

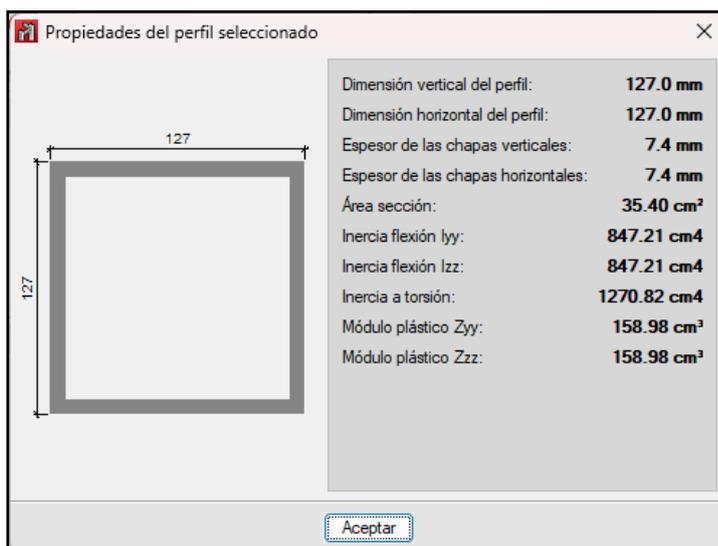


Nota: En la anterior imagen se puede apreciar la vista de las propiedades de la viga W24X146 para el diseño estructural de un auditorio en el software CYPECAD.

Predimensionamiento de armadura metálica: Para la armadura metálica emplearemos una sección comúnmente empleada en este tipo de elementos que es una sección cuadrada hueca de 5"X5"X5/16"

Figura 25

Propiedades de la sección tubular de 5"X5"X5/16"



Nota: En la anterior imagen se puede apreciar la vista de las propiedades de la sección tubular de 5"X5"X5/16" para el diseño estructural de un auditorio en el software CYPECAD.

4.1.5 MODELAMIENTO ESTRUCTURAL DEL AUDITORIO

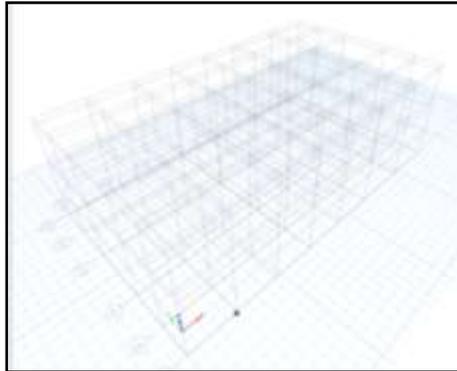
El diseño estructural del auditorio se basará en los datos previamente calculados, como el predimensionamiento de los elementos estructurales, y se utilizará el plano arquitectónico como referencia.

El modelamiento se realizará en el software ETABSv19 ya que este software nos permite realizar el modelamiento y análisis de manera sencilla y óptima.

Se creará las grillas del modelamiento siguiendo las medidas proporcionadas por los planos arquitectónico.

Figura 26

Grillas para modelamiento del auditorio



Nota: En la anterior imagen se puede apreciar la vista de las grillas del modelamiento para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

Una vez definido las grillas nos servirán de guía para el correcto modelamiento, otra opción es realizar en una importación desde el AutoCAD al software ETABS, pero debido a que nuestro software ETABS no posee licencia original se optara por el método de las grillas.

Se definirá los materiales de los elementos estructurales, para posteriormente analizarlos.

Figura 27

Propiedades mecánicas del acero estructural



Nota: En la anterior imagen se puede apreciar las propiedades mecánicas del acero estructural como su densidad el cual es 7850 kg/cm³, el modulo de elasticidad, su coeficiente de expansio y el modulo de corte ,para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

Figura 28

Propiedades mecánicas del concreto $F'c$ 280 kg/cm²

The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog for concrete. It is divided into three sections: General Data, Material Weight and Mass, and Mechanical Property Data.

Section	Property	Value	Unit
General Data	Material Name	F'c = 280	
	Material Type	Concrete	
	Directional Symmetry Type	Isotropic	
	Material Display Color	[Grey]	
	Material Notes	Modify/Show Notes...	
Material Weight and Mass	Specify Weight Density	<input checked="" type="radio"/>	
	Weight per Unit Volume	2400	kg/cm ³
	Mass per Unit Volume	0.000002	kg/m ³
Mechanical Property Data	Modulus of Elasticity, E	252671.33	kg/cm ²
	Poisson's Ratio, μ	0.2	
	Coefficient of Thermal Expansion, α	0.000008	1/C
	Shear Modulus, G	105275.72	kg/cm ²

Nota: En la anterior imagen se puede apreciar las propiedades mecánicas del concreto $F'c$ 280 kg/cm² densidad el cual es 2400 kg/cm³, el modulo de elasticidad, su coeficiente de expansio y el modulo de corte ,para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

Figura 29

Propiedades mecánicas de las varillas de acero estructural

The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog for structural steel reinforcement. It is divided into three sections: General Data, Material Weight and Mass, and Mechanical Property Data.

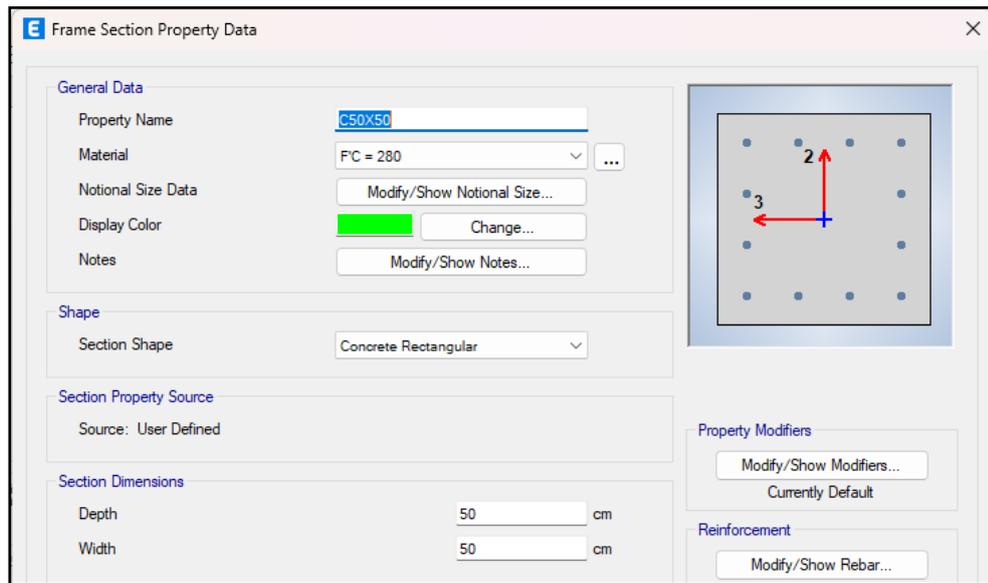
Section	Property	Value	Unit
General Data	Material Name	EY 4200	
	Material Type	Rebar	
	Directional Symmetry Type	Uniaxial	
	Material Display Color	[Blue]	
	Material Notes	Modify/Show Notes...	
Material Weight and Mass	Specify Weight Density	<input checked="" type="radio"/>	
	Weight per Unit Volume	0.0078	kg/cm ³
	Mass per Unit Volume	0.000008	kg/m ³
Mechanical Property Data	Modulus of Elasticity, E	200000	kg/cm ²
	Coefficient of Thermal Expansion, α	0.0000117	1/C

Nota: En la anterior imagen se puede apreciar las propiedades mecánicas de las varillas de acero estructural para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

Una vez definido los materiales , se definirán los elementos estructurales que participan en el auditorio. Tantas vigas , columnas , la armadura del techo y la losa.

Figura 30

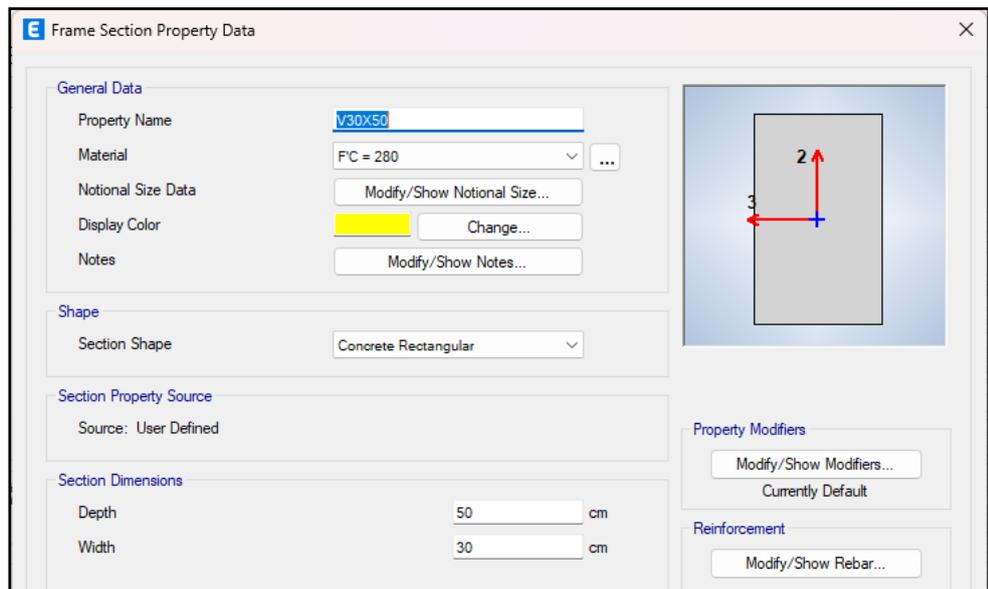
Modelamiento de la columna 50X50 cm²



Nota: En la anterior imagen se puede apreciar el modelamiento de la columna 50X50 cm² para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

Figura 31

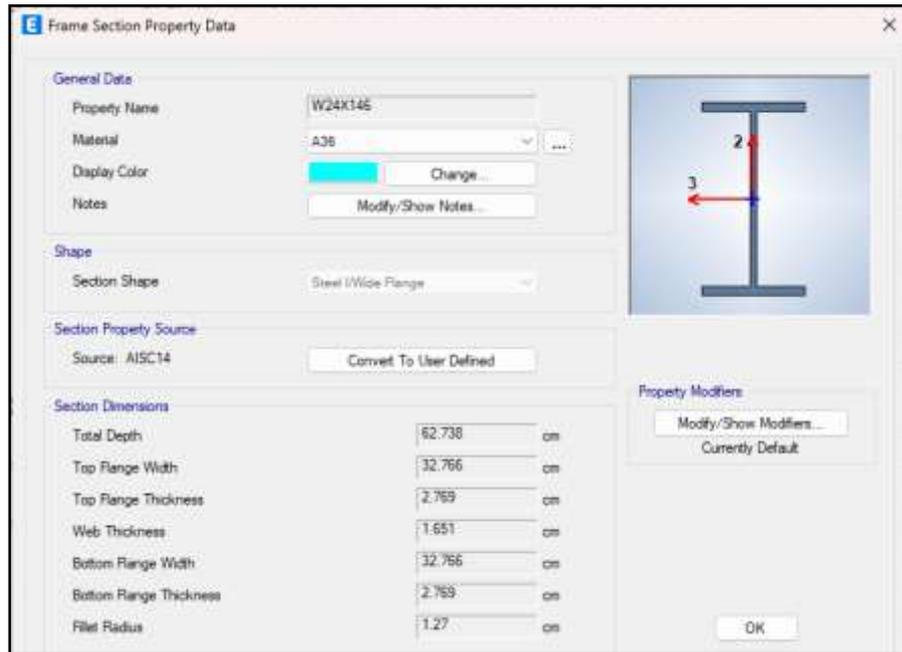
Modelamiento de la viga de 30X50 cm²



Nota: En la anterior imagen se puede apreciar el modelamiento de la viga de 30X50 cm² para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

Figura 32

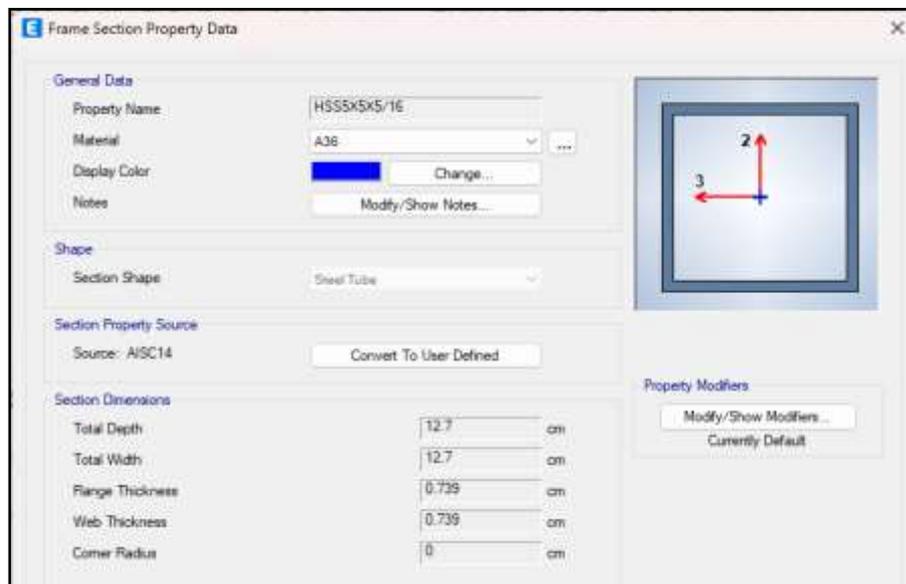
Modelamiento de la viga metálica W24X146



Nota: En la anterior imagen se puede apreciar el modelamiento de la viga metálica W24X146 (las medidas que vemos en la imagen son las medidas estándar que nos brinda la normativa americana como el ancho para el alma, la altura, etc.) para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

Figura 33

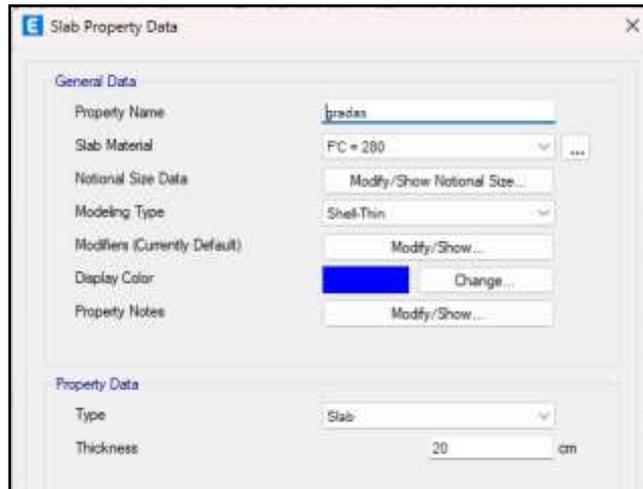
Modelamiento de la sección tubular de 5"X5"X5/16"



Nota: En la anterior imagen se puede apreciar el modelamiento de la sección tubular de 5"X5"X5/16" (las medidas que vemos en la imagen son las medidas estándar que nos brinda la normativa americana como el ancho para el alma, la altura, etc.) para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

Figura 34

Modelamiento de la losa maciza de 20cm



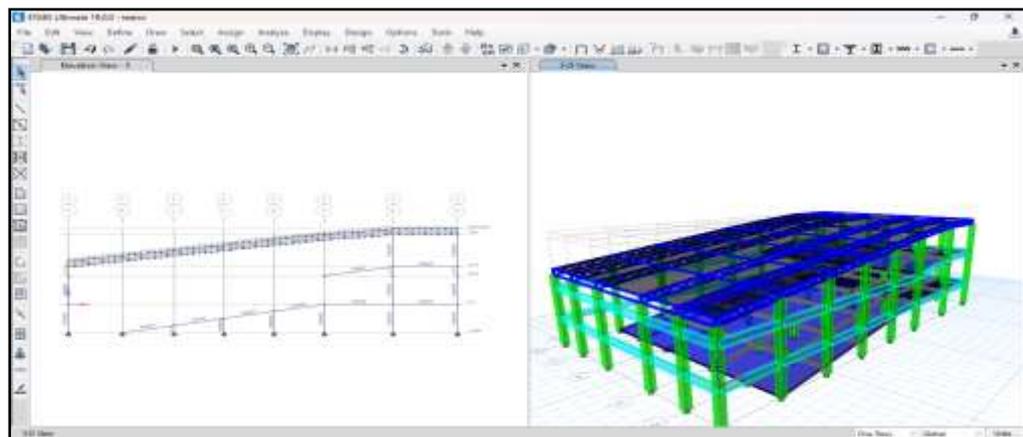
Nota: En la anterior imagen se puede apreciar el modelamiento de la losa maciza de 20cm para las gradas de la escalera para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

Estos elementos son temporales, ya que luego del análisis sismorresistente se analizará si cumplen o no con los requisitos de la norma E030.

Con los elementos ya definidos en el programa se iniciará el modelamiento de todas las estructuras.

Figura 35

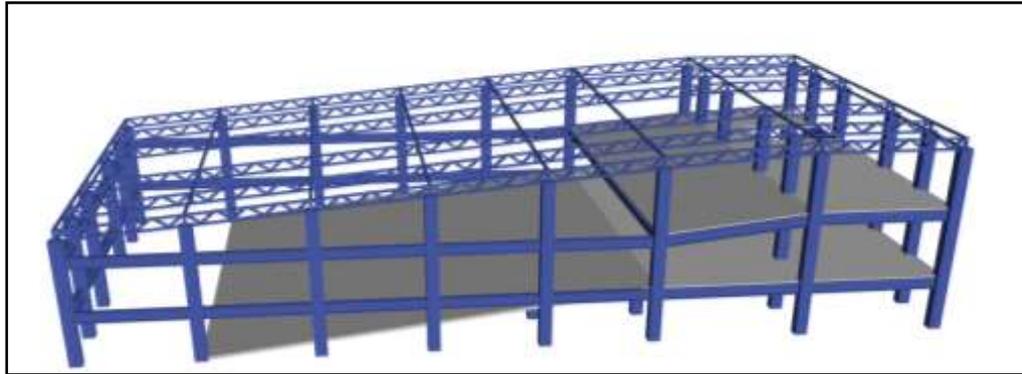
Modelamiento del auditorio ETABS



Nota: En la anterior imagen se puede apreciar el modelamiento de la estructura completa para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

Figura 36

Vista 3D del modelamiento del auditorio ETABS



Nota: En la anterior imagen se puede apreciar el modelamiento de la estructura completa para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

Una vez ya realizado el modelamiento de la estructura, se procederá a asignar un tipo apoyo de empotramiento en toda la estructura a nivel de planta baja.

Figura 37

Restricciones en los apoyos

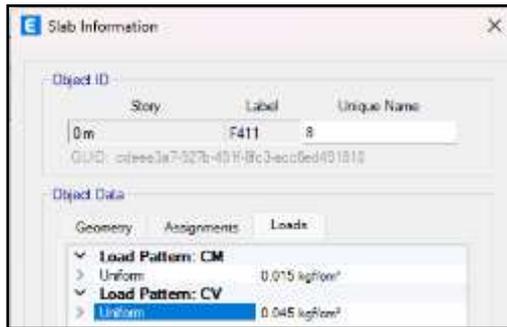


Nota: En la anterior imagen se puede apreciar la asignación de las restricciones en la base de la estructura para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

Para asignar las cargas se empleará la norma E020 , en esta norma nos indica las cargas mínimas que deben tener las estructuras en nuestro caso es una edificación tipo teatro. Por consiguiente, utilizaremos una carga viva de 450 kg/m² y para las cargas muertas se aplicarán 150 kg/m². Para el techo emplearemos la carga mínima que nos indica la norma para este tipo de cubiertas que es de 50kg/cm².

Figura 38

Asignación de cargas vivas y muertas al auditorio

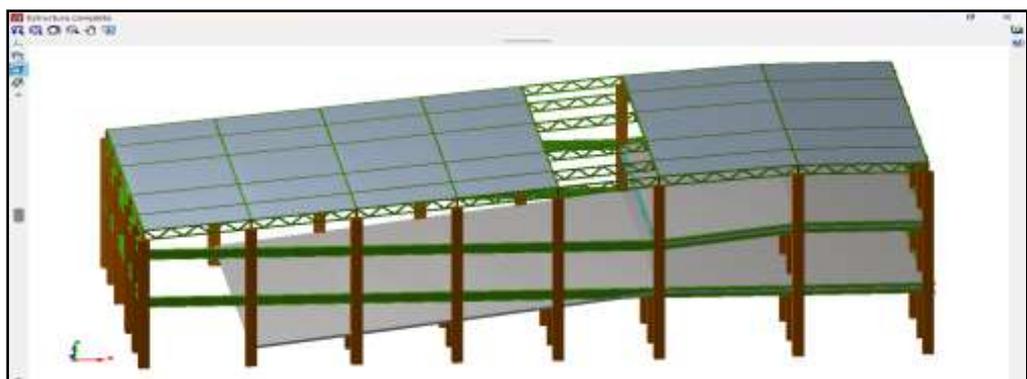


Nota: En la anterior imagen se puede apreciar la asignación de cargas vivas y muertas a la estructura para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

Una vez definido todos los requisitos mínimos del modelamiento se procederá a definir los parámetros sismorresistentes. Para ello como un programa de apoyo emplearemos el software CYPE3D para el diseño del elemento, ya que emplearemos ambos programas al simultaneo, el software ETABS para el análisis comparativo de las normas E030-2016 y E030-2018, y el software CYPE3D realizara las comprobaciones de diseño siguiendo la norma E060 y la norma AISC. Para ello exportaremos el modelamiento con las cargas , las secciones y los materiales a este software .

Figura 39

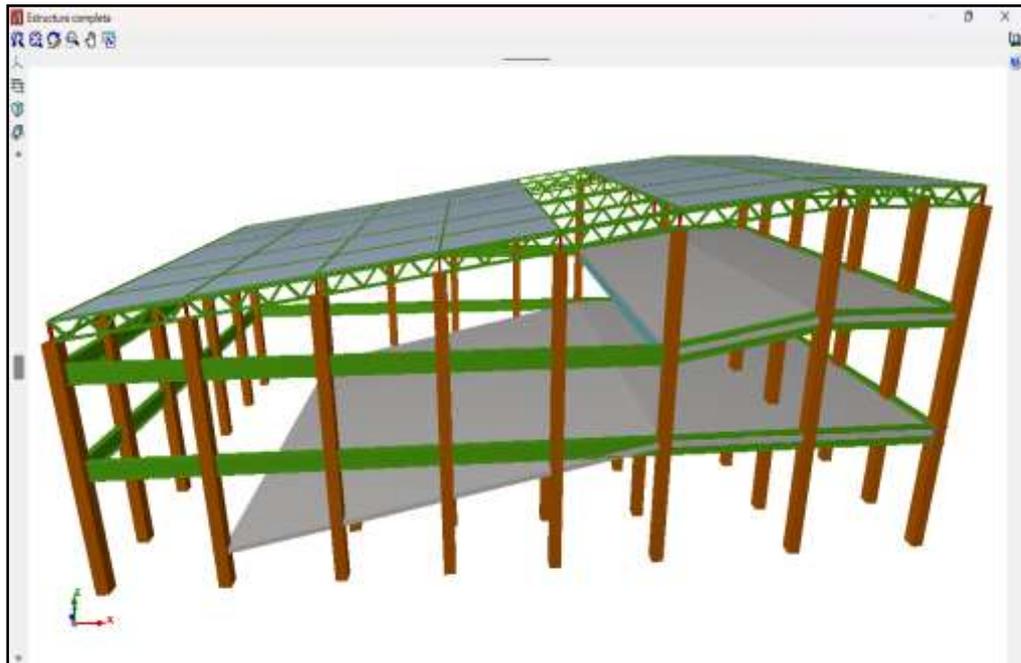
Vista 3D del modelamiento CYPE 3D



Nota: En la anterior imagen se puede apreciar la vista 3D del modelamiento completo de la estructura para el diseño estructural de un auditorio en el software CYPE 3D.

Figura 40

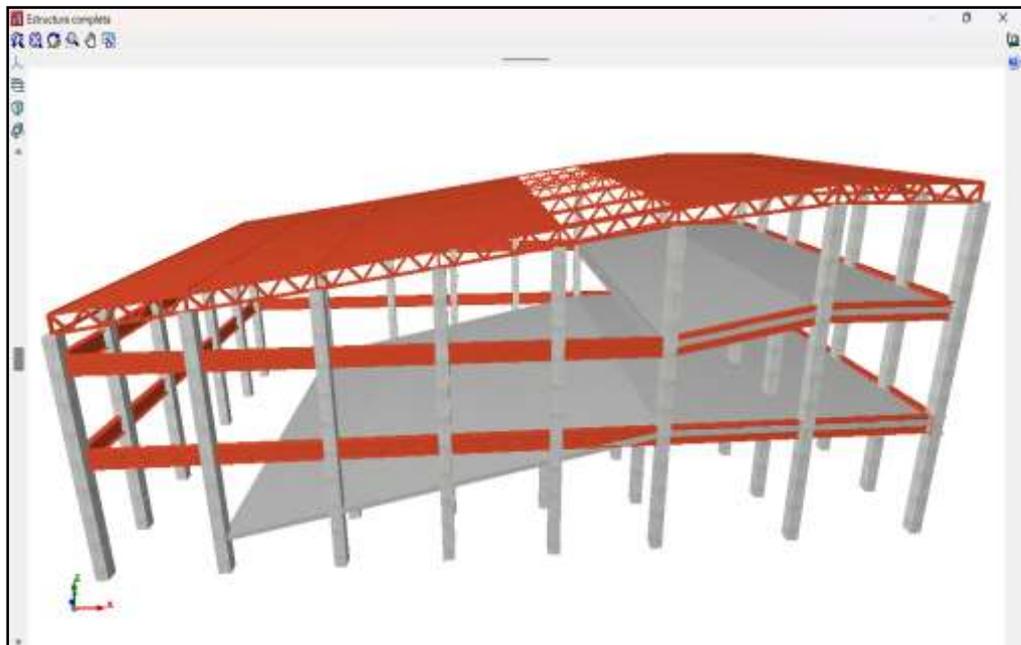
Vista isométrica del modelamiento CYPE 3D



Nota: En la anterior imagen se puede apreciar la vista isométrica del modelamiento completo de la estructura para el diseño estructural de un auditorio en el software CYPE 3D.

Figura 41

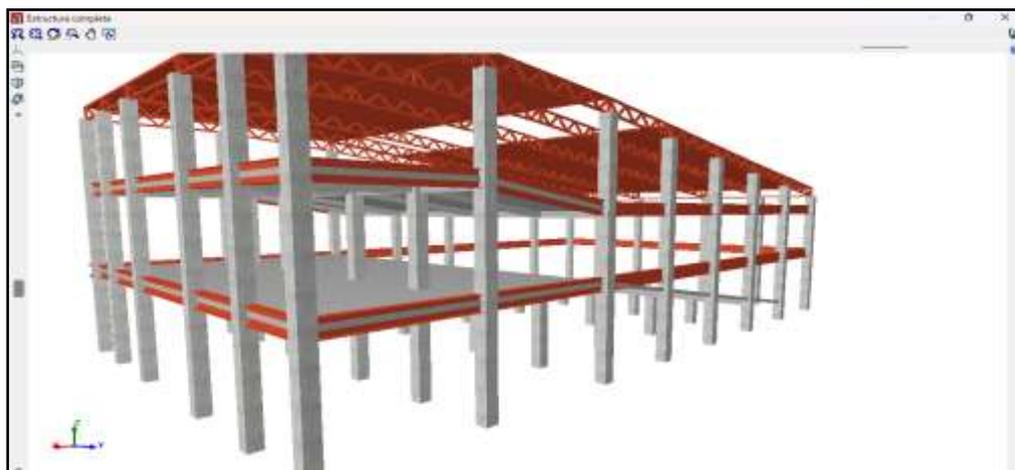
Vista 3D del auditorio



Nota: En la anterior imagen se puede apreciar la vista 3D del modelamiento completo de la estructura para el diseño estructural de un auditorio en el software CYPE 3D.

Figura 42

Vista isométrica del auditorio



Nota: En la anterior imagen se puede apreciar la vista isométrica del modelamiento completo de la estructura para el diseño estructural de un auditorio en el software CYPE 3D.

Figura 43

Vista 3D del auditorio con cimentaciones



Nota: En la anterior imagen se puede apreciar la vista isométrica del modelamiento completo de la estructura para el diseño estructural de un auditorio en el software CYPE 3D.

4.1.6 ANÁLISIS SISMORRESISTENTE CON LA NORMA E030 2016

En este punto se realizará el análisis sismorresistente siguiendo la norma E030 2016, Para llevar a cabo esta tarea, se utilizará el modelo previamente creado con los elementos predimensionados, empleando simultáneamente los programas ETABS y CYPE3D para comparar tanto el diseño como el análisis. En primer lugar, estableceremos los

parámetros fundamentales proporcionados por la norma E030-2016 para realizar un análisis dinámico.

Tabla 14

Parámetros sísmicos (sin el parámetro C) de la norma E030-2016

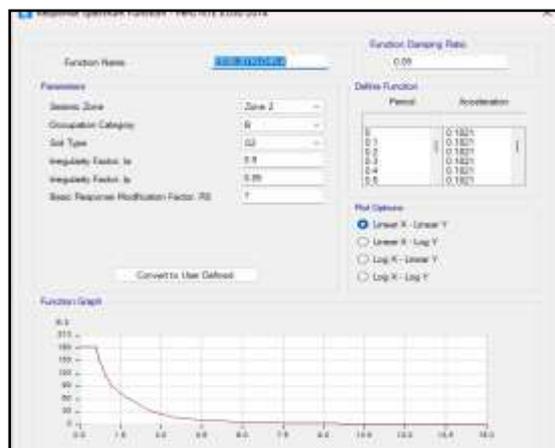
	E030 2016	
	X-X	Y-Y
Z	0.25	0.25
U	1.3	1.3
C	-	-
S	1.2	1.2
R0	7	7
la	0.9	0.9
lp	0.85	0.85

Nota: En la anterior tabla se puede apreciar los parámetros sísmicos (sin el parámetro C) de la norma E030-2016 de la estructura para el diseño estructural de un auditorio en el software CYPE 3D.

Estos datos introducimos al software ETABS para poder de esa forma de determinar el periodo fundamental de la estructura y su desplazamiento máximo.

Figura 44

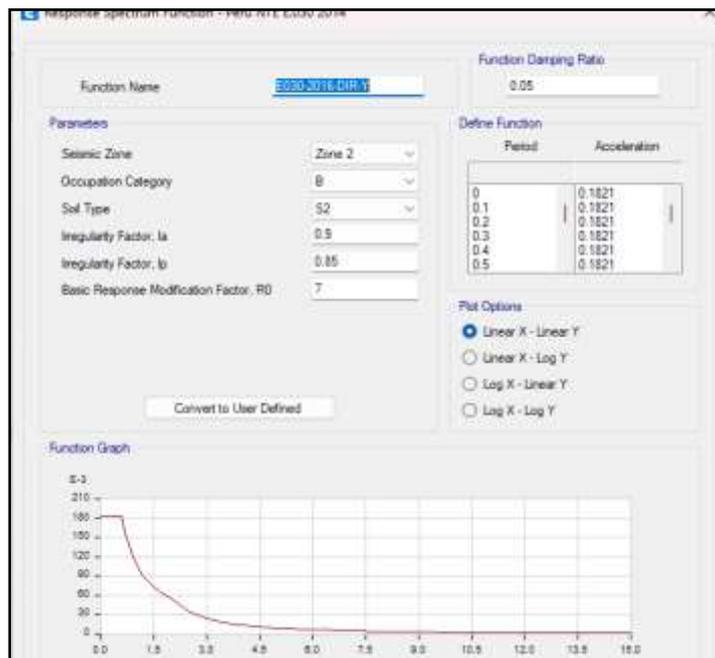
Espectro de respuesta X-X de la norma E030 2016



Nota: En la anterior imagen se puede apreciar el espectro de respuesta X-X de la norma E030 2016 (en el software se introduce lo que es la zona sísmica, el uso de la estructura, el tipo de suelo, los factores de irregularidad y el coeficiente básico de reducción, con estos datos se obtiene el gráfico del espectro respuesta según la norma E030) de la estructura para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

Figura 45

Espectro de respuesta Y-Y de la norma E030 2016



Nota: En la anterior imagen se puede apreciar el espectro de respuesta Y-Y de la norma E030 2016 (en el software se introduce lo que es la zona sísmica, el uso de la estructura, el tipo de suelo, los factores de irregularidad y el coeficiente básico de reducción, con estos datos se obtiene el grafico del espectro respuesta según la norma E030) de la estructura para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

En el software, también especificaremos los modos de vibración, ya que estos están influenciados por el periodo y la configuración que adopta la estructura durante las vibraciones. Además, los modos de vibración están estrechamente vinculados a la rigidez y la distribución de masas de la construcción; por lo tanto, en una estructura con un diafragma rígido se contemplan 3 grados de libertad por nivel, 2 para traslación y 1 de rotación, para nuestro caso se supondrá 12 modos de vibración.

ANALISIS CON ELEMENTOS PREDIMENSIONADOS

Previamente se realizará el análisis sísmico con los elementos predimensionados, si los elementos nos cumplen con criterios de la norma E030 se procederá a cambiar la dimensione del elemento.

Tabla 15*Modos de vibración con elementos predimensionados de la norma E030 2016*

Modo	Periodo	Masa Participante X-X (%)	Masa Participante Y-Y (%)
1	0.343	20.0%	45.5%
2	0.273	57.2%	11.8%
3	0.219	0.0%	11.5%
4	0.185	0.0%	0.0%
5	0.174	0.1%	3.3%
6	0.146	0.0%	1.8%
7	0.12	4.6%	0.0%
8	0.098	0.3%	11.1%
9	0.092	0.6%	9.0%
10	0.064	0.3%	5.0%
11	0.052	12.7%	0.3%
12	0.039	4.1%	0.7%

Nota: En la anterior tabla se puede apreciar los modos de vibración con elementos predimensionados de la norma E030 2016 de la estructura para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

A partir de la información proporcionada en la tabla previa, se puede deducir que el periodo fundamental en la dirección X-X equivale a 0.273 y en Y-Y 0.343 , por lo tanto, con el periodo fundamental obtenido con las secciones predimensionadas podemos calcular el parámetro de amplificación sísmica “C” mediante la norma E030-2016.

$$C_x = 2.5 \text{ (ya que } T < T_p)$$

$$C_y = 2.5 \text{ (ya que } T < T_p)$$

Por ende, se han obtenido todos los valores relativos a los parámetros sísmicos de acuerdo con la normativa E030-2016.

Tabla 16*Parámetros sísmicos de la norma E030-2016*

	X-X	Y-Y
Z	0.25	0.25
U	1.3	1.3
C	2.5	2.5
S	1.2	1.2
R0	7	7
la	0.9	0.9

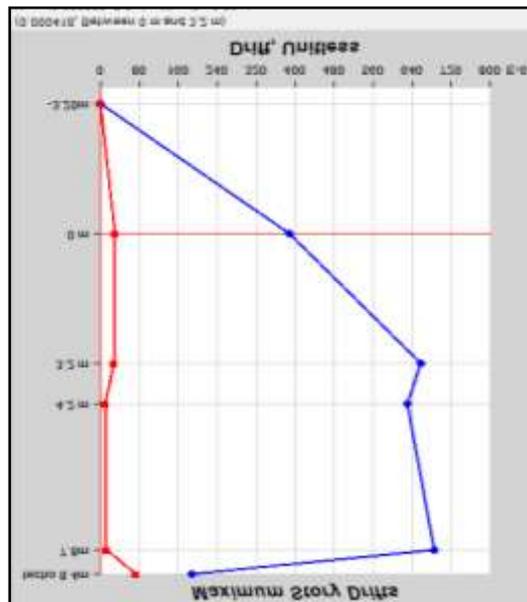
Ip	0.85	0.85
R	5.36	5.36
ZUCS/R	0.182	0.182

Nota: En la anterior tabla se puede apreciar los parámetros sísmicos de la norma E030-2016 de la estructura para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

Ahora calcularemos la deriva o desplazamientos laterales del auditorio, para ello emplearemos el software ETABS donde se obtendrán primero como valor inicial una deriva elástica las cual tenemos que transformar a una deriva inelástica para comparar con la norma E030-2016, para ello se deberá tener en cuenta que nuestra estructura es irregular.

Figura 46

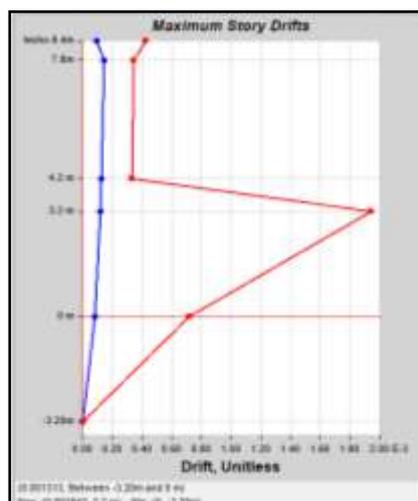
Derivas elásticas X-X con elementos predimensionados de la norma E030 2016



Nota: En la anterior imagen se puede apreciar las derivas elásticas X-X con elementos predimensionados de la norma E030 2016 (se aprecia las derivas por niveles y se observa que la máxima deriva se encuentra en el nivel 3.2m siendo esta la que mayor desplazamiento lateral relativo) de la estructura para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

Figura 47

Derivas elásticas Y-Y con elementos predimensionados de la norma E030 2016



Nota: En la anterior imagen se puede apreciar las derivas elásticas Y-Y con elementos predimensionados de la norma E030 2016 (se aprecia las derivas por niveles y se observa que la máxima deriva se encuentra en el nivel 3.2m siendo esta la que mayor desplazamiento lateral relativo) de la estructura para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

Se extraerán los valores de los anteriores gráficos para convertirlos a una deriva inelástica como se mencionó anteriormente, multiplicando este resultado con el coeficiente de reducción sísmica calculada anteriormente.

Tabla 17

Análisis de la Deriva de entepiso con los elementos predimensionados de la norma E030 2016

Nivel(M)	Deriva Elástica X-X	Deriva Elástica Y-Y	Desplazamiento X-X(Cm)	Desplazamiento Y-Y(Cm)	Deriva Inelástica X-X	Deriva Inelástica Y-Y	(X-X)	(Y-Y)
-3.2	0	0	0.000017	0.000062	0.0000	0.0000	Ok	Ok
0	0.000389	0.000713	0.123	0.23	0.0021	0.0038	Ok	Ok
3.2	0.000657	0.001943	0.333	0.84	0.0035	0.0104	Ok	No Cumple
4.2	0.000629	0.000313	0.395	0.24	0.0034	0.0017	Ok	Ok
7.8	0.000686	0.000344	0.434	1.61	0.0037	0.0018	Ok	Ok
8.4(Techo)	0.000188	0.000454	0.376	0.94	0.0010	0.0024	Ok	Ok

Nota: En la anterior tabla se puede apreciar las derivas de entepiso con los elementos predimensionados de la norma E030 2016 (primeramente lo que el software nos brinda mediante graficas es la deriva elástica, y el desplazamiento con estos datos podemos calcular la deriva inelástica multiplicando con el coeficiente de reducción sísmica y con ello se evaluó si cumple con la norma el cual nos indica que no debe exceder el valor de 0.010 para una estructura de concreto) de la estructura para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

ANALISIS CON OPTIMIZADOS

Se modificó las vigas de 30X50 cm² a 30X45 cm² debido a estas estaban muy sobredimensionadas según el análisis , también modificamos la columna ya existía poca rigidez en la dirección Y-Y , así que se optó por cambiar las dimensiones de la columna de 50X50 cm² a 40X60 cm².

Tabla 18

Modos de vibración con elementos predimensionados de la norma E030 2016

Modo	Periodo	Masa Participante	
		X-X (%)	Y-Y (%)
1	0.304	23.0%	44.2%
2	0.22	49.2%	10.8%
3	0.2	0.9%	8.4%
4	0.197	0.0%	0.7%
5	0.167	0.0%	2.0%
6	0.138	0.7%	6.6%
7	0.136	9.6%	0.6%
8	0.101	0.6%	0.2%
9	0.09	0.0%	13.6%
10	0.058	1.2%	12.1%
11	0.055	7.3%	0.8%
12	0.045	7.4%	0.1%

Nota: En la anterior tabla se puede apreciar los modos de vibración con elementos predimensionados de la norma E030 2016 de la estructura para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

A partir de la información presentada en la tabla anterior, se puede concluir que el periodo fundamental en la dirección X-X es de 0.22. y en Y-Y 0.304, por lo tanto, con el periodo fundamental obtenido con las secciones predimensionadas podemos calcular el parámetro de amplificación sísmica “C” mediante la norma E030-2016.

$$C_x = 2.5 \text{ (ya que } T < T_p)$$

$$C_y = 2.5 \text{ (ya que } T < T_p)$$

Entonces ya se tendría el parámetro sísmico de la norma E030-2016.

Tabla 19

Parámetros sísmicos de la norma E030-2016

	X-X	Y-Y
Z	0.25	0.25
U	1.3	1.3
C	2.5	2.5
S	1.2	1.2
R0	7	7
la	0.9	0.9
lp	0.85	0.85
R	5.36	5.36
ZUCS/R	0.182	0.182

Nota: En la anterior tabla se puede apreciar los parámetros sísmicos de la norma E030-2016 de la estructura para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

Ahora calcularemos la deriva o desplazamientos laterales del auditorio, para ello emplearemos el software ETABS donde se obtendrán primero como valor inicial una deriva elástica las cual tenemos que transformar a una deriva inelástica para comparar con la norma E030-2016, para ello se deberá tener en cuenta que nuestra estructura es irregular.

Figura 48

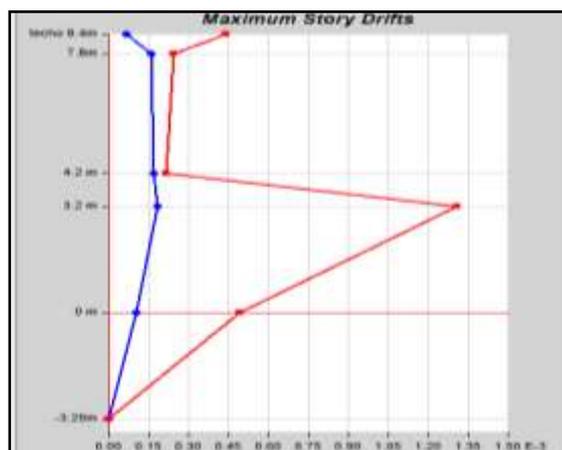
Derivas elásticas X-X de la norma E030 2016



Nota: En la anterior imagen se puede apreciar las derivas elásticas X-X de la norma E030 2016(se aprecia las derivas por niveles y se observa que la máxima deriva se encuentra en el nivel 7.8m siendo esta la que mayor desplazamiento lateral relativo) de la estructura para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

Figura 49

Derivas elásticas Y-Y de la norma E030 2016



Nota: En la anterior imagen se puede apreciar las derivas elásticas Y-Y de la norma E030 2016 (se aprecia las derivas por niveles y se observa que la máxima deriva se encuentra en el nivel 3.2m siendo esta la que mayor desplazamiento lateral relativo) de la estructura para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

Se extraerán los valores de los anteriores gráficos para convertirlos a una deriva inelástica como se mencionó anteriormente, multiplicando este resultado con el coeficiente de reducción sísmica calculada anteriormente.

Tabla 20

Análisis de la deriva de entrepiso de la norma E030 2016

nivel(m)	deriva elástica X-X	deriva elástica Y-Y	desplazamiento X-X(cm)	desplazamiento Y-Y(cm)	deriva inelástica X-X	deriva inelástica Y-Y	2016 (X-X)	2016 (Y-Y)
-3.2	0	0	0.000013	0.00008	0.0000	0.0000	OK	OK
0	0.000498	0.000492	0.159	0.157	0.0027	0.0026	OK	OK
3.2	0.000774	0.001308	0.405	0.574	0.0041	0.0070	OK	OK
4.2	0.000691	0.000216	0.473	0.193	0.0037	0.0012	OK	OK
7.8	0.000878	0.000242	0.511	1.08	0.0047	0.0013	OK	OK
8.4(techo)	0.000188	0.000454	0.376	0.94	0.0010	0.0024	OK	OK

Nota: En la anterior tabla se puede apreciar las derivas de entrepiso de la norma E030 2016 (primeramente lo que el software nos brinda mediante graficas es la deriva elástica, y el desplazamiento con estos datos podemos calcular la deriva inelástica multiplicando con el coeficiente de reducción sísmica y con ello se evaluó si cumple con la norma el cual nos indica que no debe exceder el valor de 0.010 para una estructura de concreto) de la estructura para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

De acuerdo con la información proporcionada, se puede inferir que, según la norma E030-2016, la deriva máxima en la dirección X-X se registra en el nivel 7.8m, alcanzando un valor de 0.0047. En cuanto a la dirección Y-Y, esta deriva máxima ocurre en el nivel 3.2, con un valor de 0.010 para la norma E030-2016. Además, el máximo desplazamiento en la dirección X-X es de 0.511 cm, y para la dirección Y-Y se obtiene un resultado de 1.08 cm, ambos dentro de los límites establecidos por la norma E030-2016, que es de 0.010.

CORTANTE DE DISEÑO

Conforme a la normativa E030-2016 y E030-2018, en el caso de estructuras que presenten regularidad, la fuerza cortante basal no debe ser inferior al 80% de la fuerza cortante obtenida mediante el análisis estático. En el caso de estructuras irregulares, este porcentaje se incrementa a un 90%.

$$V_{basal} \geq 0.9 * \frac{ZUCS}{R} * P$$

Tabla 21

Cortante basal estática según las normas E030 2016

	X-X	Y-Y
ZUCS/R	0.182	0.182
V basal estática (Tn)	-147.82779	-147.93444

Nota: En la anterior tabla se puede apreciar la cortante basal estática según las normas E030 2016 de la estructura para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

Una vez definido la córtate basal estática de la estructura, procederemos a calcular el factor de corrección escala con la fuerza cortante dinámica, para ello se tendrá en cuenta los factores de una estructura irregular.

Tabla 22

Fuerza cortante basal corregida según la norma E030 2016

Norma	Dirección	V Estática (Ton)	V Dinámica (Ton)	V Basal (Ton)	Factor (F)
2016	X-X	-147.82779	88.1691	-133.045011	1.509

Y-Y	-147.93444	74.55368	-133.140996	1.786
-----	------------	----------	-------------	-------

Nota: En la anterior tabla se puede apreciar la cortante basal estática corregida según las normas E030 2016 de la estructura para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

Se introducirá esta corrección de factor en el programa como un factor de mayoración para la gravedad y nuevamente se procederá a calcular las derivas de la estructura.

Tabla 23

Análisis de la Deriva de entrepiso con la Fuerza cortante basal corregida de la norma E030 2016

Nivel(M)	Deriva Elástica X-X	Deriva Elástica Y-Y	Desplazamiento X-X(Cm)	Desplazamiento Y-Y(Cm)	Deriva Inelástica X-X	Deriva Inelástica Y-Y	2016 (X-X)	2016 (Y-Y)
-3.2	0	0	0.00002	0.00015	0.0000	0.0000	Ok	Ok
0	0.000751	0.000876	0.24	0.28	0.0040	0.0047	Ok	Ok
3.2	0.001168	0.001836	0.61	1.03	0.0063	0.0098	Ok	Ok
4.2	0.001	0.000385	0.71	0.35	0.0054	0.0021	Ok	Ok
7.8	0.001326	0.000431	0.77	1.94	0.0071	0.0023	Ok	Ok
8.4(Techo)	0.00032	0.00079	0.68	0.73	0.0017	0.0042	Ok	Ok

Nota: En la anterior tabla se puede apreciar las derivas de entrepiso con la Fuerza cortante basal corregida de la norma E030 2016 (primeramente lo que el software nos brinda mediante graficas es la deriva elástica, y el desplazamiento con estos datos podemos calcular la deriva inelástica multiplicando con el coeficiente de reducción sísmica y con ello se evaluó si cumple con la norma el cual nos indica que no debe exceder el valor de 0.010 para una estructura de concreto) de la estructura para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

Tras la corrección de la fuerza cortante basal, se puede afirmar que la deriva máxima en la dirección X-X se registra en el nivel 7.8m, alcanzando un valor de 0.0101 según la norma E030-2016. Por otra parte, la máxima deriva en la dirección Y-Y se presenta en el nivel 3.2, con un valor de 0.0098 según la misma norma. El desplazamiento máximo para la dirección X-X es de 0.77 cm según la norma E030-2016. Respecto a la dirección Y-Y, se obtiene un valor de 1.94 cm para la norma E030-2016. Es relevante destacar que todos estos valores de derivas se sitúan por debajo de los límites permitidos por la norma E030-2016, establecidos en 0.010.

JUNTA DE SEPARACIÓN SÍSMICA (s)

Se debe tener en cuenta la siguiente separación sísmica:

$$s = 0.006h \geq 30 \text{ mm}$$

$$s = 0.006x(8400) = 50.4 \text{ mm} > 30 \text{ mm}$$

Por otro lado, si se conoce el desplazamiento máximo de las edificaciones adyacentes, se utilizará la siguiente expresión

$$s' \geq 2/3 \times \text{Des. Máx.}$$

Tabla 24

Separación a límite de propiedad norma E030 2016

	Despl. Máximo X (mm)	Despl. Máximo Y (mm)	s' X (mm)	s' Y (mm)
E030 2016	7.7	19.4	5.13	12.93

Nota: En la anterior tabla se puede apreciar la separación a límite de propiedad según la norma E030 2016 de la estructura para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

De acuerdo con lo mencionado previamente, se puede concluir que la separación sísmica en la junta es de 50.4 mm.

4.1.7 ANÁLISIS SISMORRESISTENTE CON LA NORMA E030 2018

En este punto se realizará el análisis sismorresistente siguiendo la norma E030 2018, se partirá del molado anteriormente realizado con el elemento predimensionado y se empleará el software ETABS y CYPE3D en simultaneo para comparar tanto el diseño como el análisis.

Primeramente, definiremos el parámetro básico la que dará la norma E030-2018 para un análisis dinámico.

Tabla 25

Parámetros sísmicos (sin el parámetro C) de la norma E030-2018

	E030 2018	
	X-X	Y-Y
Z	0.25	0.25
U	1.3	1.3
C	-	-
S	1.2	1.2
R0	5	5
la	0.9	0.9

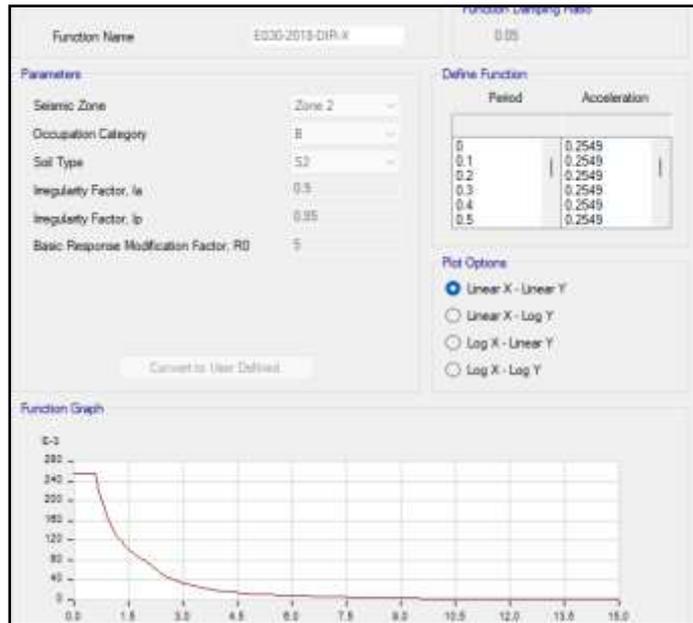
Ip	0.85	0.85
-----------	------	------

Nota: En la anterior tabla se puede apreciar los parámetros sísmicos (sin el parámetro C) de la norma E030-2018 de la estructura para el diseño estructural de un auditorio en el software CYPE 3D.

Estos datos introducimos al software ETABS para poder de esa manera calcular el tiempo primordial de la estructura y su deriva.

Figura 50

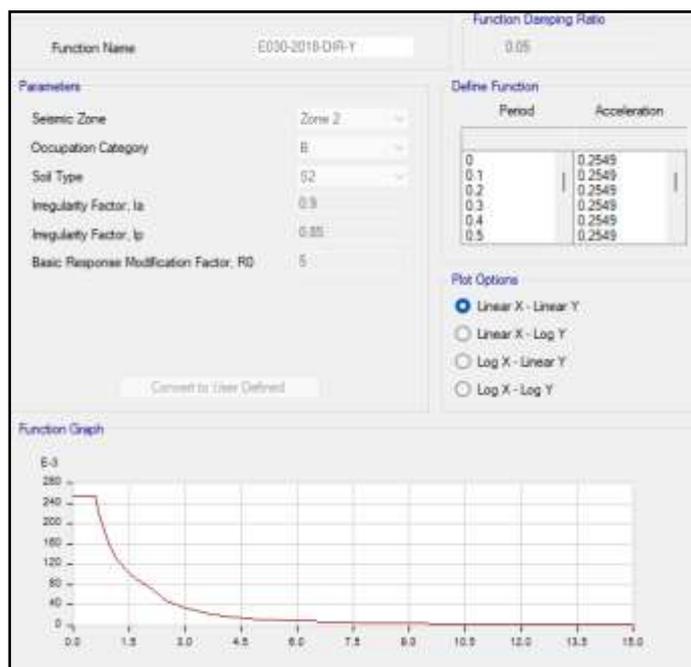
Espectro de respuesta X-X de la norma E030 2018



Nota: En la anterior imagen se puede apreciar el espectro de respuesta X-X de la norma E030 2018 (en el software se introduce lo que es la zona sísmica, el uso de la estructura, el tipo de suelo, los factores de irregularidad y el coeficiente básico de reducción, con estos datos se obtiene el grafico del espectro respuesta según la norma E030)de la estructura para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

Figura 51

Espectro de respuesta Y-Y de la norma E030 2018



Nota: En la anterior imagen se puede apreciar el espectro de respuesta Y-Y de la norma E030 2018 (en el software se introduce lo que es la zona sísmica, el uso de la estructura, el tipo de suelo, los factores de irregularidad y el coeficiente básico de reducción, con estos datos se obtiene el grafico del espectro respuesta según la norma E030)de la estructura para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

Igualmente, estableceremos los modos de vibración en el software, ya que estos están vinculados al periodo y a la configuración que la estructura adopta durante la vibración. Además, los modos de vibración se relacionan directamente con la rigidez y distribución de masas en la edificación; por lo tanto, en una estructura con un diafragma rígido, se contemplan tres grados de libertad por nivel, 2 para traslación y 1 de rotación, para nuestro caso se supondrá 12 modos de vibración.

ANALISIS CON ELEMENTOS PREDIMENSIONADOS

Previamente se realizará el análisis sísmico con los elementos pre dimensionados, si los elementos nos cumplen con los criterios de la norma E030 2018 procederá cambiar la dimensión de elementos.

Tabla 26*Modos de vibración con elementos predimensionados de la norma E030 2018*

Modo	Periodo	Masa Participante X-X (%)	Masa Participante Y-Y (%)
1	0.337	20.0%	45.5%
2	0.234	57.2%	11.8%
3	0.207	0.0%	11.5%
4	0.172	0.0%	0.0%
5	0.167	0.1%	3.3%
6	0.137	0.0%	1.8%
7	0.119	4.6%	0.0%
8	0.094	0.3%	11.1%
9	0.092	0.6%	9.0%
10	0.058	0.3%	5.0%
11	0.051	12.7%	0.3%
12	0.038	4.1%	0.7%

Nota: En la anterior tabla se puede apreciar los modos de vibración con elementos predimensionados de la norma E030 2018 de la estructura para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

Según la información proporcionada en la tabla anterior, se puede inferir que el periodo fundamental en la dirección X-X es de 0.234 y en Y-Y 0.337, por lo tanto, con el periodo fundamental obtenido con las secciones predimensionadas podemos calcular el parámetro de amplificación sísmica “C” mediante la norma E030-2018.

$$C_x = 2.5 \text{ (ya que } T < T_p)$$

$$C_y = 2.5 \text{ (ya que } T < T_p)$$

Entonces ya se tendría todos los parámetros sísmicos de la norma E030-2018.

Tabla 27*Parámetros sísmicos de la norma E030-2018*

	X-X	Y-Y
Z	0.25	0.25
U	1.3	1.3
C	2.5	2.5
S	1.2	1.2
R0	5	5
la	0.9	0.9
lp	0.85	0.85

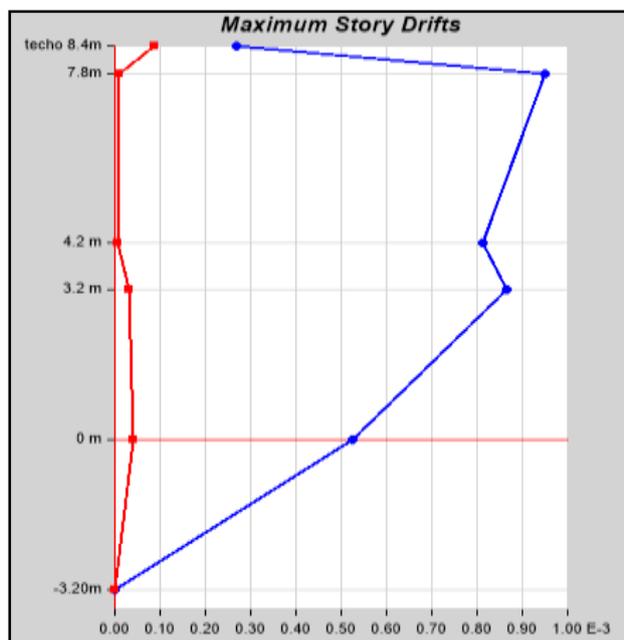
R	3.83	3.83
ZUCS/R	0.255	0.255

Nota: En la anterior tabla se puede apreciar los parámetros sísmicos de la norma E030-2018 de la estructura para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

Ahora calcularemos la deriva o desplazamientos laterales del auditorio, para ello emplearemos el software ETABS donde se obtendrán primero como valor inicial una deriva elástica la cual tenemos que transformar a una deriva inelástica para comparar con la norma E030-2018, para ello se deberá tener en cuenta que nuestra estructura es irregular.

Figura 52

Derivas elásticas X-X con elementos predimensionados de la norma E030 2018



Nota: En la anterior imagen se puede apreciar las derivas elásticas X-X con elementos predimensionados de la norma E030 2018 (se aprecia las derivas por niveles y se observa que la máxima deriva se encuentra en el nivel 7.8m siendo esta la que mayor desplazamiento lateral relativo) de la estructura para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

Figura 53

Derivas elásticas Y-Y con elementos predimensionados de la norma E030 2018



Nota: En la anterior imagen se puede apreciar las derivas elásticas Y-Y con elementos predimensionados de la norma E030 2018 (se aprecia las derivas por niveles y se observa que la máxima deriva se encuentra en el nivel 3.2m siendo esta la que mayor desplazamiento lateral relativo) de la estructura para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

Se extraerán valores de los anteriores gráficos para convertirlos a una deriva inelástica como se mencionó anteriormente, multiplicando este resultado con el coeficiente de reducción sísmica calculada anteriormente. Que para el caso de la norma E030 2018 el coeficiente para las estructuras irregulares cambia de R a 0.85R.

Tabla 28

Análisis de la Deriva de entrepiso con los elementos predimensionados de la norma E030 2018

Nivel(M)	Deriva Elástica X-X	Deriva Elástica Y-Y	Desplazamiento X-X(Cm)	Desplazamiento Y-Y(Cm)	Deriva Inelástica X-X	Deriva Inelástica Y-Y	(X-X)	(Y-Y)
-3.2	0	0	0	0	0.0000	0.0000	Ok	Ok
0	0.000524	0.00081	0.17	0.26	0.0017	0.0026	Ok	Ok
3.2	0.000865	0.0022	0.44	0.96	0.0028	0.0072	Ok	Ok
4.2	0.000813	0.000313	0.52	0.29	0.0026	0.0010	Ok	Ok
7.8	0.000951	0.0004	0.57	1.83	0.0031	0.0013	Ok	Ok
8.4(Techo)	0.00026	0.000688	0.49	0.63	0.0008	0.0022	Ok	Ok

Nota: En la anterior tabla se puede apreciar las derivas de entrepiso con los elementos predimensionados de la norma E030 2018 de la estructura para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

Según la tabla anterior, se puede afirmar que la deriva máxima en la dirección X-X ocurre en el nivel 7.8m, con un valor de 0.0031 según la norma E030-2018. Asimismo, la deriva máxima en la dirección Y-Y se presenta en el nivel 3.2. y tiene un valor de 0.0102 para la norma E030 2018. El máximo desplazamiento para la dirección X-X es 0.57 cm para la norma E030 2018. En cuanto a la dirección Y-Y, se obtienen resultados de 1.83. cm para la norma E030 2018. Y vemos que a diferencia de la norma E030 2016 las derivas cumplen con los elementos predimensionados.

ANALISIS CON OPTIMIZADOS

Se modificó las vigas de 30X50 cm² a 30X45 cm² debido a estas estaban muy sobredimensionadas según el análisis, también modificamos la columna ya existía poca rigidez en la dirección Y-Y, así que se optó por cambiar las dimensiones de la columna de 50X50 cm² a 40X60 cm².

Tabla 29

Modos de vibración con elementos predimensionados de la norma E030 2018

Modo	Periodo	Masa Participante	
		X-X (%)	Y-Y (%)
1	0.304	23.0%	44.2%
2	0.22	49.2%	10.8%
3	0.199	0.9%	8.4%
4	0.196	0.0%	0.7%
5	0.166	0.0%	2.0%
6	0.137	0.7%	6.6%
7	0.136	9.6%	0.6%
8	0.101	0.6%	0.2%
9	0.09	0.0%	13.6%
10	0.058	1.2%	12.1%
11	0.055	7.3%	0.8%
12	0.046	7.4%	0.1%

Nota: En la anterior tabla se puede apreciar los modos de vibración con elementos predimensionados de la norma E030 2018 de la estructura para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

A partir de la tabla proporcionada, se puede deducir que el periodo fundamental en la dirección X-X es de 0.22 y en Y-Y 0.304, por lo tanto, con el periodo fundamental obtenido con las secciones predimensionadas podemos calcular el parámetro de amplificación sísmica “C” mediante la norma E030-2018.

$$C_x = 2.5 \text{ (ya que } T < T_p)$$

$$C_y = 2.5 \text{ (ya que } T < T_p)$$

Entonces ya se tendría todos los parámetros sísmicos de la norma E030-2018.

Tabla 30

Parámetros sísmicos de la norma E030-2018

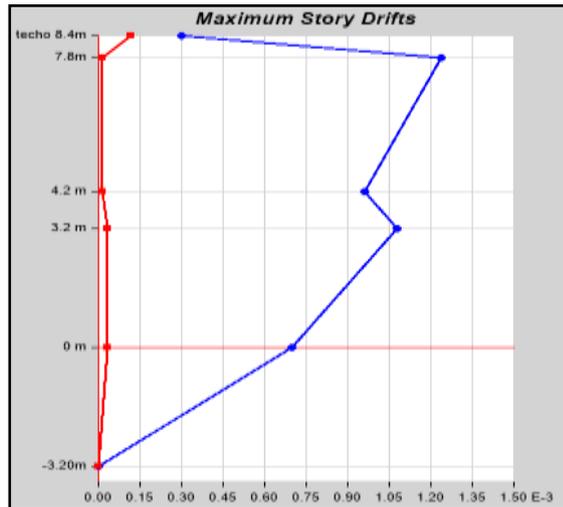
	X-X	Y-Y
Z	0.25	0.25
U	1.3	1.3
C	2.5	2.5
S	1.2	1.2
R0	5	5
la	0.9	0.9
lp	0.85	0.85
R	3.83	3.83
ZUCS/R	0.255	0.255

Nota: En la anterior tabla se puede apreciar los parámetros sísmicos de la norma E030-2018 de la estructura para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

Ahora calcularemos la deriva o desplazamientos laterales del auditorio, para ello emplearemos el software ETABS donde se obtendrán primero como valor inicial una deriva elástica la cual tenemos que transformar a una deriva inelástica para comparar con la norma E030-2018, para ello se deberá tener en cuenta que nuestra estructura es irregular.

Figura 54

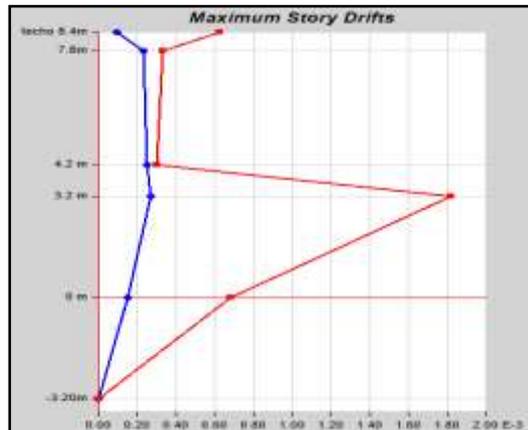
Derivas elásticas X-X de la norma E030 2018



Nota: En la anterior imagen se puede apreciar las derivas elásticas X-X de la norma E030 2018 (se aprecia las derivas por niveles y se observa que la máxima deriva se encuentra en el nivel 7.8m siendo esta la que mayor desplazamiento lateral relativo) de la estructura para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

Figura 55

Derivas elásticas Y-Y de la norma E030 2018



Nota: En la anterior imagen se puede apreciar las derivas elásticas Y-Y de la norma E030 2018 (se aprecia las derivas por niveles y se observa que la máxima deriva se encuentra en el nivel 3.2m siendo esta la que mayor desplazamiento lateral relativo) de la estructura para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

Se extraerán los valores de los anteriores gráficos para convertirlos a una deriva inelástica como se mencionó anteriormente, multiplicando este resultado con el coeficiente de reducción sísmica calculada anteriormente.

Tabla 31

Análisis de la Deriva de entrepiso de la norma E030 2018

Nivel(M)	Deriva Elástica X-X	Deriva Elástica Y-Y	Desplazamiento X-X(Cm)	Desplazamiento Y-Y(Cm)	Deriva Inelástica X-X	Deriva Inelástica Y-Y	2018 (X-X)	2018 (Y-Y)
-3.2	0	0	0	0	0.0000	0.0000	Ok	Ok
0	0.00068	0.00068	0.22	0.22	0.0022	0.0022	Ok	Ok
3.2	0.0011	0.0018	0.56	0.8	0.0036	0.0059	Ok	Ok
4.2	0.00096	0.0003	0.66	0.27	0.0031	0.0010	Ok	Ok
7.8	0.0012	0.00033	0.71	1.51	0.0039	0.0011	Ok	Ok
8.4(Techo)	0.0003	0.00063	0.63	0.55	0.0010	0.0021	Ok	Ok

Nota: En la anterior tabla se puede apreciar las derivas de entrepiso de la norma E030 2018(primeramente lo que el software nos brinda mediante graficas es la deriva elástica, y el desplazamiento con estos datos podemos calcular la deriva inelástica multiplicando con el coeficiente de reducción sísmica y con ello se evaluó si cumple con la norma el cual nos indica que no debe exceder el valor de 0.010 para una estructura de concreto) de la estructura para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

De la anterior tabla podemos decir, La máxima deriva en la dirección X-X se produce en el nivel 7.8m, siendo de 0.0039 según la norma E030-2018. Asimismo, la deriva máxima en la dirección Y-Y se presenta en el nivel 3.2. y tiene un valor de 0.0059 para la norma E030 2018.El máximo desplazamiento para la dirección X-X es 0.71 cm para la norma E030 2018. En cuanto a la dirección Y-Y, se obtuvieron resultados de 1.51 cm para la norma E030 2018.

CORTANTE DE DISEÑO

De acuerdo con la norma E030-2016 y la norma E030-2018, en estructuras que presenten regularidad, la fuerza cortante basal debe ser al menos el 80% de la fuerza cortante calculada mediante el análisis estático. Para estructuras con irregularidades, este porcentaje se eleva al 90%.

$$V_{basal} \geq 0.9 * \frac{ZUCS}{R} * P$$

Tabla 32

Cortante basal estática según las normas E030 2018

	X-X	Y-Y
ZUCS/R	0.255	0.255

V basal estática (Tn)	-207.118	-207.266
------------------------------	----------	----------

Nota: En la anterior tabla se puede apreciar la cortante basal estática según las normas E030 2018 de la estructura para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

Una vez definido el córtate basal estática de la estructura, procederemos a calcular el factor de corrección escala con la fuerza cortante dinámica.

Tabla 33

Fuerza cortante basal corregida según la norma E030 2018

Norma	Dirección	V Estática (Ton)	V Dinámica (Ton)	V Basal (Ton)	Factor (F)
2016	X-X	-207.118	122.428	-186.4062	1.523
	Y-Y	-207.266	104.302	-186.5394	1.788

Nota: En la anterior tabla se puede apreciar la cortante basal estática corregida según las normas E030 2018 de la estructura para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

Se introducirá esta corrección de factor en el programa como un factor de mayoración para la gravedad y nuevamente se procederá a calcular las derivas de la estructura.

Tabla 34

Análisis de la Deriva de entrepiso con la Fuerza cortante basal corregida de la norma E030 2018

Nivel(M)	Deriva Elástica X-X	Deriva Elástica Y-Y	Desplazami ento X- X(Cm)	Desplaza miento Y- Y(Cm)	Deriva Inelástica X-X	Deriva Inelástica Y-Y	2018 (X-X)	2018 (Y-Y)
-3.2	0	0	0	0	0.0000	0.0000	Ok	Ok
0	0.0011	0.0012	0.34	0.39	0.0036	0.0039	Ok	Ok
3.2	0.0016	0.0027	0.86	1.42	0.0052	0.0088	Ok	Ok
4.2	0.0014	0.00053	1	0.48	0.0046	0.0017	Ok	Ok
7.8	0.0019	0.0006	1.08	2.7	0.0062	0.0020	Ok	Ok
8.4(Techo)	0.0005	0.0011	0.95	0.98	0.0016	0.0036	Ok	Ok

Nota: En la anterior tabla se puede apreciar las derivas de entrepiso con la Fuerza cortante basal corregida de la norma E030 2018 (primeramente lo que el software nos brinda mediante graficas es la deriva elástica, y el desplazamiento con estos datos podemos calcular la deriva inelástica multiplicando con el coeficiente de reducción sísmica y con ello se evaluó si cumple con la norma el cual nos indica que no debe exceder el valor de 0.010 para una estructura de concreto) de la estructura para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

Con corrección de la fuerza cortante basal se puede decir que esta derivadas máximaas en la dirección X-X tiene el nivel 7.8m y tiene los valores de 0.0062 para la norma E030-2018. Además, la máxima deriva

en la dirección Y-Y ocurre en el nivel 3.2 y tiene un valor de 0.0088 para la norma E030 2018. El máximo desplazamiento para la dirección X-X es 0.62 cm para la norma E030 2018. Sobre el caso de las direcciones Y-Y se tiene el resultado de 2.7 cm para la norma E030 2018. Todos los valores de las derivas son menores a los permitidos de normas E030-2018 siendo el 0.010.

JUNTA DE SEPARACIÓN SÍSMICA (s)

Según la normativa la separación debe ser de:

$$s = 0.006h \geq 30 \text{ mm}$$

$$s = 0.006x(8400) = 50.4 \text{ mm} > 30 \text{ mm}$$

Asimismo, en caso de contar con información sobre el desplazamiento máximo de las edificaciones vecinas, se aplicará la siguiente fórmula:

$$s' \geq 2/3 \times Des. \text{Máx.}$$

Tabla 35

Separación a límite de propiedad norma E030 2018

	Despl. Máximo X (mm)	Despl. Máximo Y (mm)	s' X (mm)	s' Y (mm)
E030 2018	6.2	27	4.13	18.00

Nota: En la anterior tabla se puede apreciar la separación a límite de propiedad según la norma E030 2018 de la estructura para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

Basándonos en lo expuesto anteriormente, es posible calcular que la separación sísmica de la junta (s) es de 50.4 mm.

4.2 CONTRASTACIÓN DE HIPÓTESIS Y PRUEBA DE HIPÓTESIS

La hipótesis general de esta tesis sostiene que "La normativa de diseños sismorresistente E030-2018 presenta un mejor compartimiento estructural que la normativa de diseño sismorresistente E030-2016 al momento de realizar el diseño de un auditorio, Amarilis - Huánuco -2022".

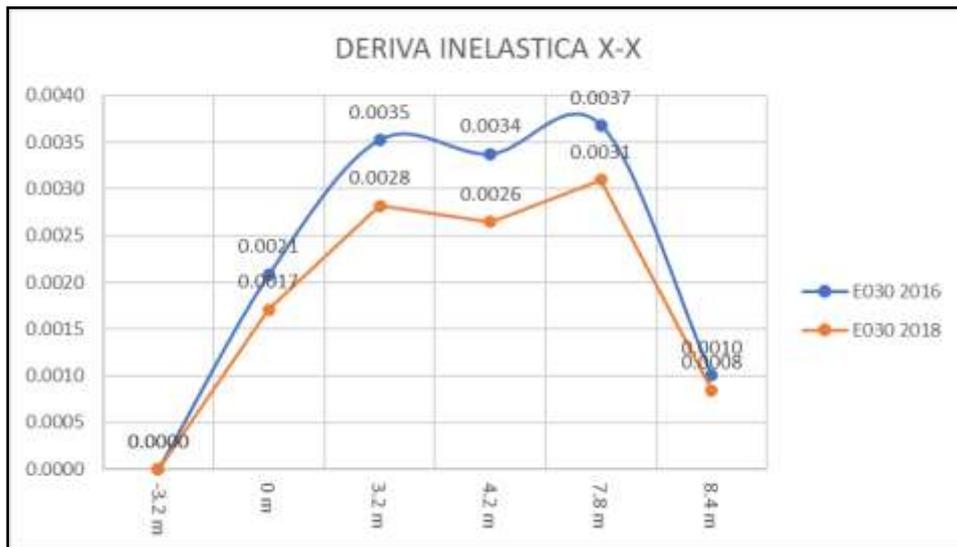
La norma E030 2018 presenta valores menores con lo que respecta las derivas inelásticas de entrepiso, caso contrario que se ve con la norma E030 2016 ya que estas llegaron al límite máximo de la deriva permitido por la norma lo que significaría que debemos rigidizar la estructura, para evitar posibles fallas estructurales. Todos estos resultados fueron comprobados desde el nivel de predimensionamiento donde el análisis con la norma E030 2016 señalaba que la deriva en la dirección Y-Y no cumplía con la norma, caso contrario ocurría con la norma E030 2018 que en todo el análisis cumplió con el límite de desplazamiento lateral brindando en la norma E030 2018.

Según los análisis comparativos de las normas sismorresistente E030 2016 y en el año 2018, se inició el proceso considerando el predimensionamiento de los elementos estructurales y la especificación de parámetros de diseño, como cargas vivas, cargas muertas, tipo de sistema, materiales, entre otros. Luego, se llevó a cabo un análisis comparativo utilizando el software ETABS, revelando discrepancias entre ambas normas.

Se analizó la estructura modelada con los elementos predimensionados aplicando ambas normativas, donde se pudo apreciar una gran diferencia en el las derivas elásticas e inelásticas, también como los desplazamientos laterales.

Figura 56

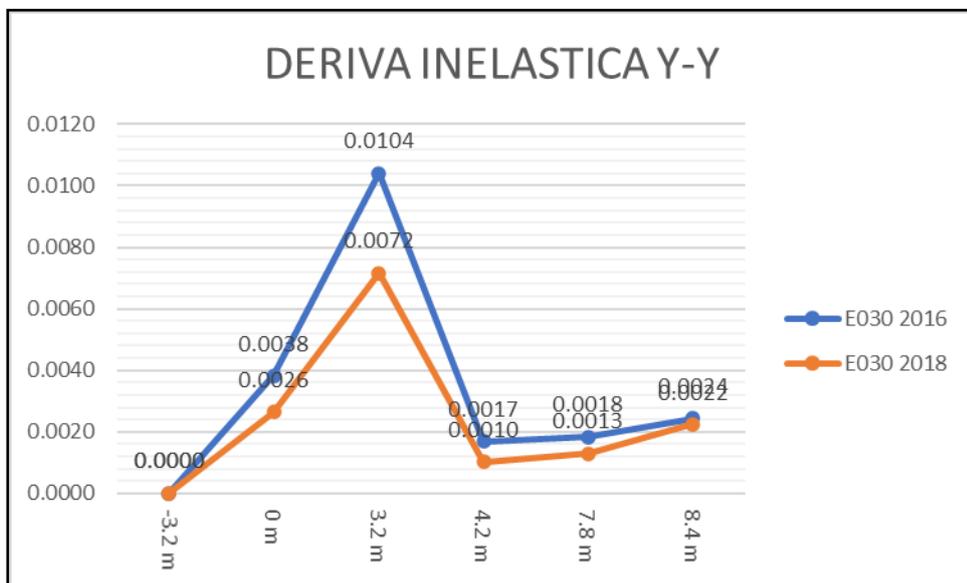
Deriva máxima X-X (predimensionamiento)



Nota: En la anterior imagen se puede apreciar la comparación de deriva inelástica máxima X-X (predimensionamiento) entre la norma E030 2016 y E030 2018. (se aprecia las derivas por niveles y se observa que la máxima deriva se encuentra en el nivel 7.8m siendo esta la que mayor desplazamiento lateral relativo) de la estructura para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

Figura 57

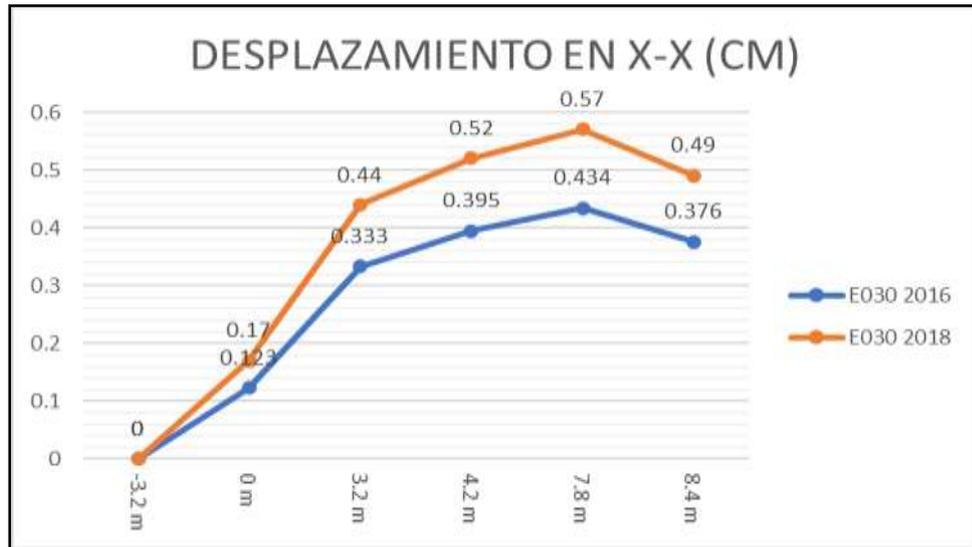
Deriva máxima Y-Y (predimensionamiento)



Nota: En la anterior imagen se puede apreciar la comparación de deriva inelástica máxima Y-Y (predimensionamiento) entre la norma E030 2016 y E030 2018. (se aprecia las derivas por niveles y se observa que la máxima deriva se encuentra en el nivel 3.2m siendo esta la que mayor desplazamiento lateral relativo) de la estructura para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

Figura 58

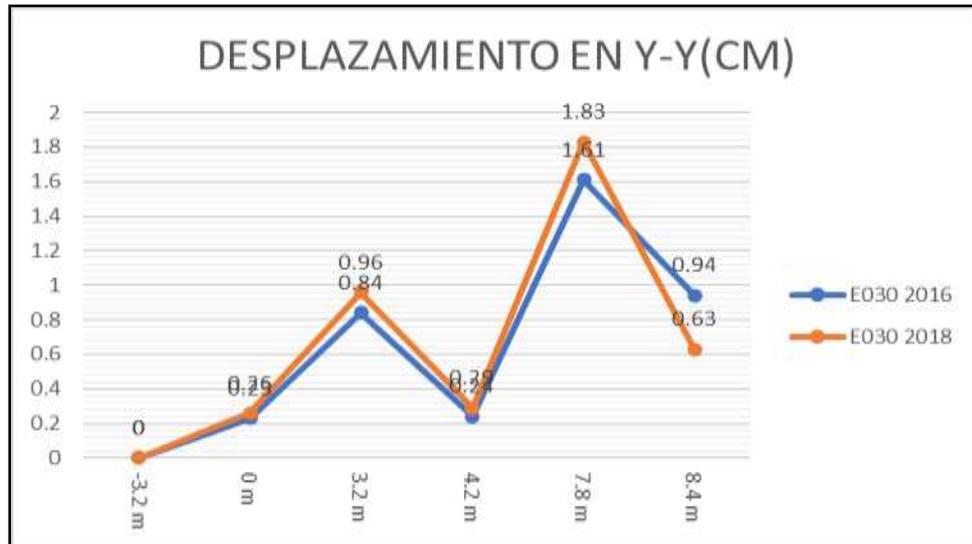
Desplazamiento máxima X-X (predimensionamiento)



Nota: En la anterior imagen se puede apreciar la comparación de desplazamiento máxima X-X (predimensionamiento) entre la norma E030 2016 y E030 2018. (se aprecia Los desplazamientos por niveles y se observa que la máxima deriva se encuentra en el nivel 7.8m siendo esta la que mayor desplazamiento lateral relativo) de la estructura para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

Figura 59

Desplazamiento máxima Y-Y (predimensionamiento)

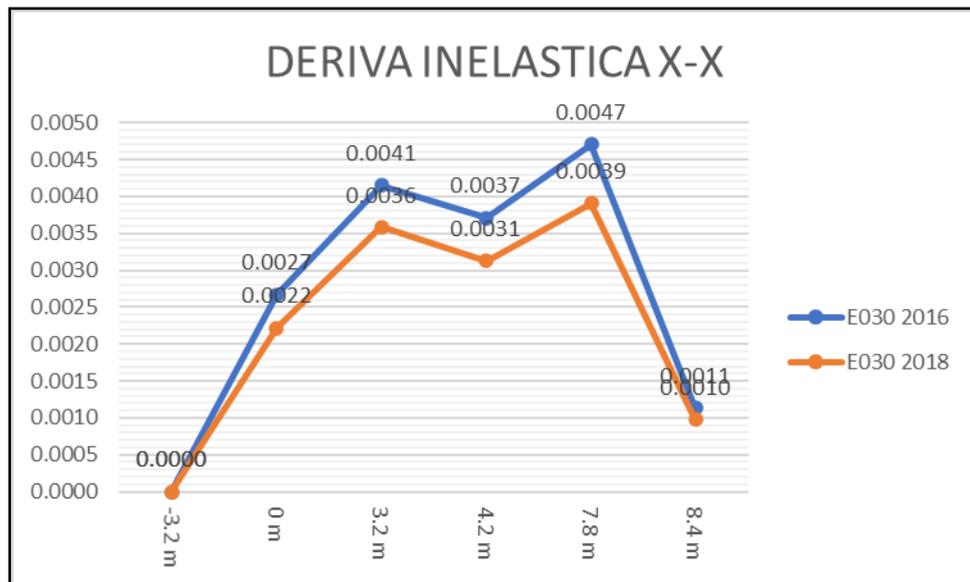


Nota: En la anterior imagen se puede apreciar la comparación de desplazamiento máxima Y-Y (predimensionamiento) entre la norma E030 2016 y E030 2018. (se aprecia Los desplazamientos por niveles y se observa que la máxima deriva se encuentra en el nivel 7.8m siendo esta la que mayor desplazamiento lateral relativo) de la estructura para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

De los gráficos anteriores, se puede afirmar que la norma E030 2018 presenta mejores resultados a comparación de la norma E030 2016 ya que esta presenta derivas inelásticas menores a la de la norma E030 2016 lo cual en el análisis significa que ante un comportamiento sísmico la estructura tendrá un mejor comportamiento estructural.

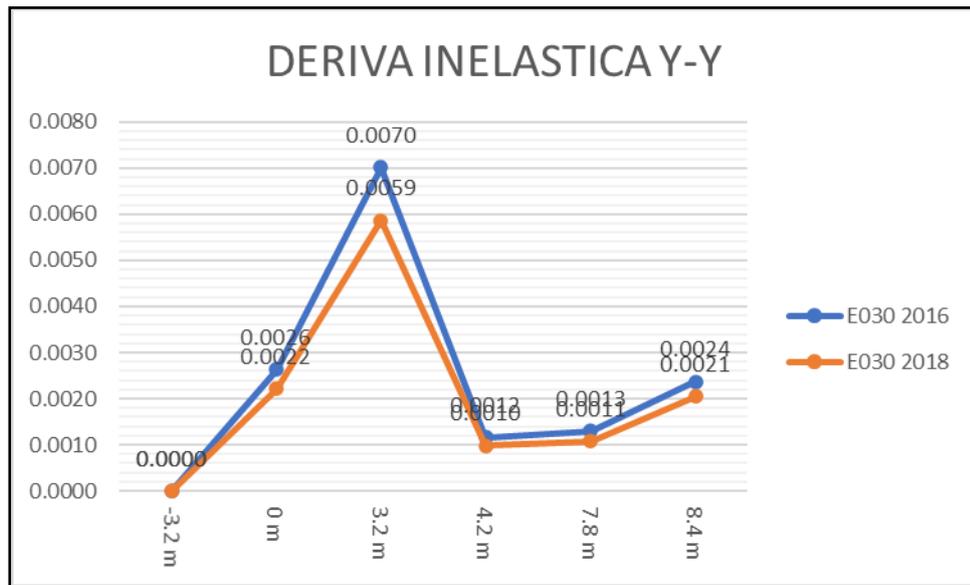
Viendo estos resultados también se realizó la comparación de estas normativas, pero con las dimensiones de los elementos estructurales optimizados, ya que el anterior análisis no cumplía con la norma E030-2016.

Figura 60
Deriva máxima X-X



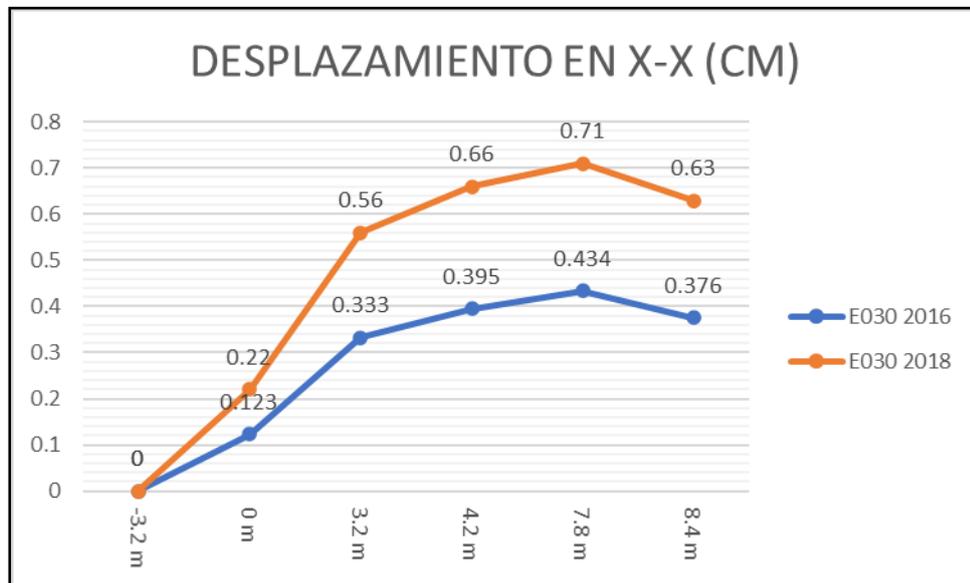
Nota: En la anterior imagen se puede apreciar la comparación de deriva inelástica máxima X-X entre la norma E030 2016 y E030 2018. (se aprecia las derivas por niveles y se observa que la máxima deriva se encuentra en el nivel 7.8m siendo esta la que mayor desplazamiento lateral relativo) de la estructura para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

Figura 61
Deriva máxima Y-Y



Nota: En la anterior imagen se puede apreciar la comparación de deriva inelástica máxima Y-Y entre la norma E030 2016 y E030 2018. (se aprecia las derivas por niveles y se observa que la máxima deriva se encuentra en el nivel 3.2m siendo esta la que mayor desplazamiento lateral relativo) de la estructura para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

Figura 62
Desplazamiento en X-X



Nota: En la anterior imagen se puede apreciar la comparación de desplazamiento máxima X-X entre la norma E030 2016 y E030 2018. (se aprecia Los desplazamientos por niveles y se observa que la máxima deriva se encuentra en el nivel 7.8m siendo esta la que mayor desplazamiento lateral relativo) de la estructura para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

Figura 63

Desplazamiento en Y-Y



Nota: En la anterior imagen se puede apreciar la comparación de desplazamiento máxima X-X entre la norma E030 2016 y E030 2018. (se aprecia Los desplazamientos por niveles y se observa que la máxima deriva se encuentra en el nivel 7.8m siendo esta la que mayor desplazamiento lateral relativo) de la estructura para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

De los gráficos anteriores, se puede afirmar que la norma E030 2018 presenta mejores resultados a comparación de la norma E030 2016 ya que esta presenta derivas inelásticas menores a la de la norma E030 2016 lo cual en el análisis significa que ante un comportamiento sísmico la estructura tendrá un mejor comportamiento estructural.

Una vez cumplida con la norma E030 para ambos casos se procedió a corregir el factor escala de la gravedad según la cortante basal estática, la cual fue la siguiente:

Tabla 36

Fuerza cortante basal estática (E030 2016 y E030 2018)

	E030 2016		E030 2018	
	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y
ZUCS/R	0.182	0.182	0.255	0.255
V basal estática (Tn)	-147.82779	-147.93444	-207.118	-207.266

Nota: En la anterior tabla se puede apreciar la comparación de la fuerza cortante basal estática entre la norma E030 2016 y E030 2018 de la estructura para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

Tabla 37

Corrección de Fuerza cortante basal (E030 2016 y E030 2018)

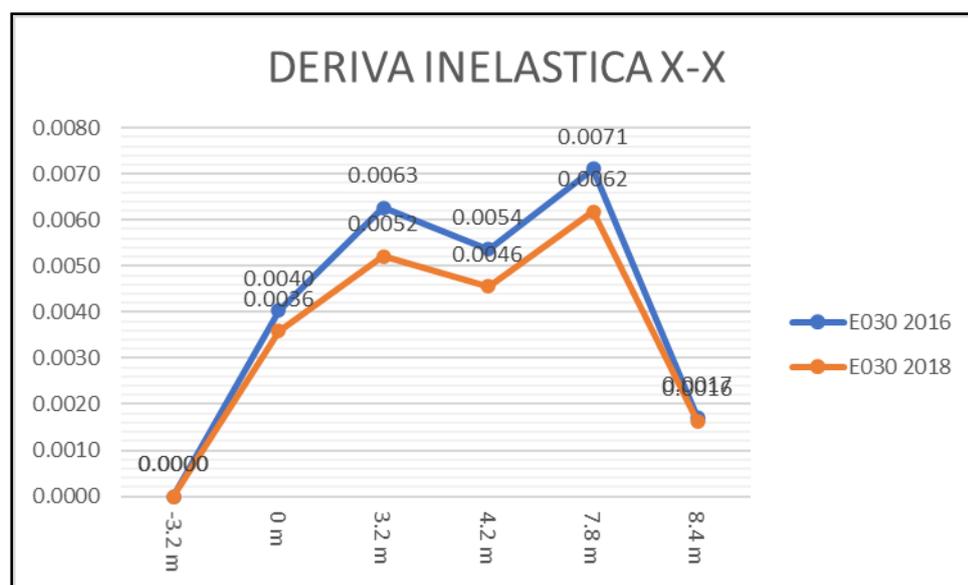
Norma	dirección	V estática (Ton)	V dinámica (Ton)	V basal (Ton)	Factor (F)
2018	X-X	-207.1	122.4	-186.4	1.52
	Y-Y	-207.3	104.3	-186.5	1.79
2016	X-X	-147.8	88.2	-133.0	1.51
	Y-Y	-147.9	74.6	-133.1	1.79

Nota: En la anterior tabla se puede apreciar la corrección de escala de la fuerza cortante basal estática entre la norma E030 2016 y E030 2018 de la estructura para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

De las tablas anteriores podemos observar una variación en las fuerzas cortantes tanto dinámica como estática, pero se observa una similitud en el factor de corrección escala . una vez corregido el factor escala de la gravedad se procede hacer la última comparación de los resultados de las derivas y los desplazamientos.

Figura 64

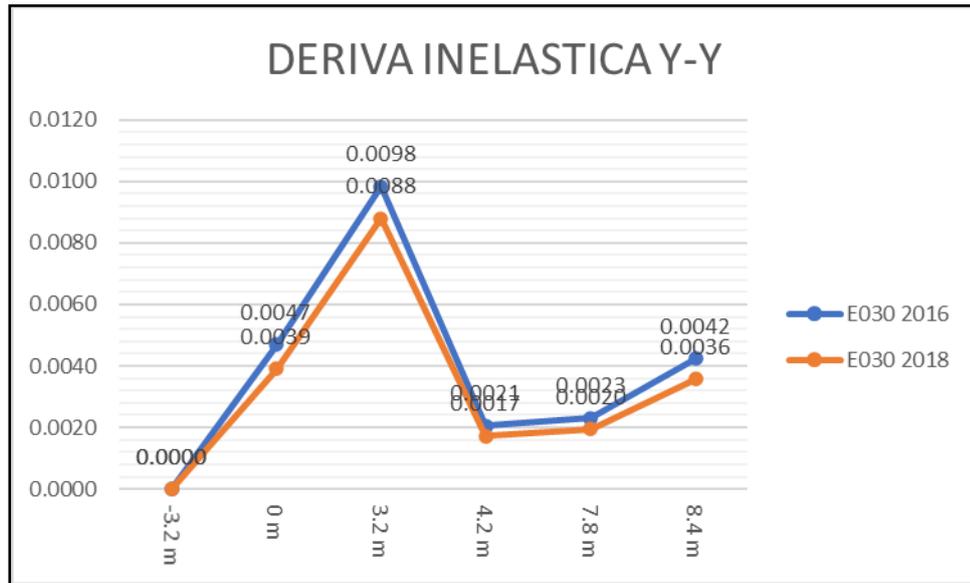
Deriva máxima X-X (Fuerza cortante basal corregida)



Nota: En la anterior imagen se puede apreciar la comparación de deriva inelástica máxima X-X (Fuerza cortante basal corregida) entre la norma E030 2016 y E030 2018. (se aprecia las derivas por niveles y se observa que la máxima deriva se encuentra en el nivel 7.8m siendo esta la que mayor desplazamiento lateral relativo) de la estructura para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

Figura 65

Deriva máxima Y-Y (Fuerza cortante basal corregida)



Nota: En la anterior imagen se puede apreciar la comparación de deriva inelástica máxima Y-Y (Fuerza cortante basal corregida) entre la norma E030 2016 y E030 2018. (se aprecia las derivas por niveles y se observa que la máxima deriva se encuentra en el nivel 3.2m siendo esta la que mayor desplazamiento lateral relativo) de la estructura para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

Figura 66

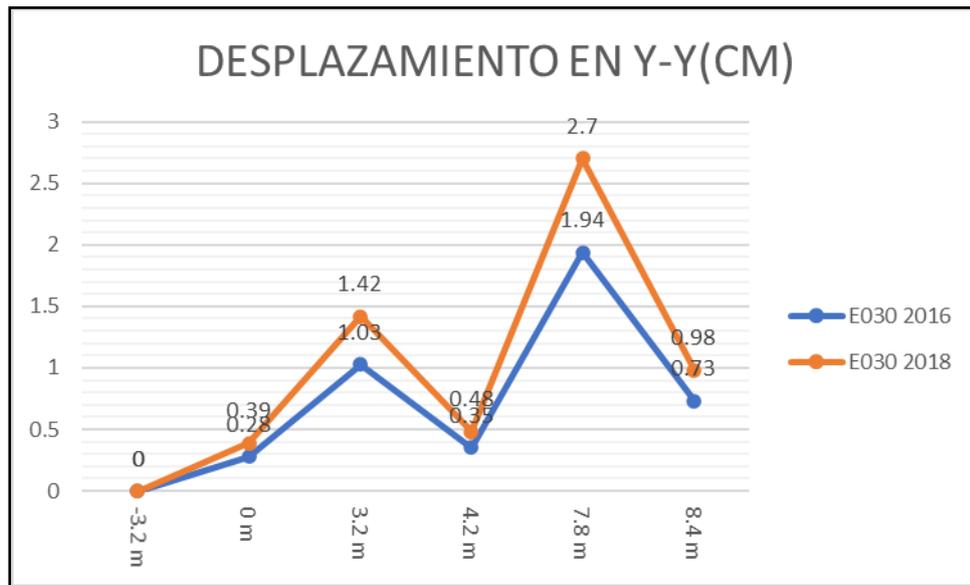
Desplazamiento máxima X-X (Fuerza cortante basal corregida)



Nota: En la anterior imagen se puede apreciar la comparación de desplazamiento máxima X-X (Fuerza cortante basal corregida) entre la norma E030 2016 y E030 2018. (se aprecia Los desplazamientos por niveles y se observa que la máxima deriva se encuentra en el nivel 7.8m siendo esta la que mayor desplazamiento lateral relativo) de la estructura para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

Figura 67

Desplazamiento máxima Y-Y (Fuerza cortante basal corregida)



Nota: En la anterior imagen se puede apreciar la comparación de desplazamiento máxima X-X (Fuerza cortante basal corregida) entre la norma E030 2016 y E030 2018. (se aprecia Los desplazamientos por niveles y se observa que la máxima deriva se encuentra en el nivel 7.8m siendo esta la que mayor desplazamiento lateral relativo) de la estructura para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

Como último análisis comparativo se puede concluir que la norma E030 2018 posee derivas menores respecto a la norma E030 2016 , presentando mejor comportamiento estructural al momento de diseñar este tipo de estructural que viene a ser un auditorio.

Finalmente se puede comprobar la hipótesis en donde se evidencia con las anteriores graficas que emplear la normativa de diseño sismorresistente E030-2018 presenta un mejor comportamiento estructural que empleando la normativa de diseño sismorresistente E030-2016 al momento de realizar el diseño de un auditorio, ya que presenta un deriva estructural menor, siendo en las derivas máximas de dirección X-X menor en 12.67% y en la dirección Y-Y menor en 10.21%, cumpliendo con la normativa E030 siendo en ambos casos menor a 0.010 según lo indican las normas, caso contrario se observa cuando se aplica la norma E030-2016, las derivas llegan al límite siendo una estructura demasiado flexible.

CAPÍTULO V

DISCUSIÓN DE RESULTADOS

5.1 PRESENTAR LA CONTRASTACIÓN DE LOS RESULTADOS DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN

En su tesis, Martínez (2020) aborda el diseño de un almacén industrial con estructura metálica, considerando los efectos ambientales en el contexto peruano. El enfoque inicial de la tesis consistió en realizar el predimensionamiento de los elementos, seguido de un análisis detallado de cada uno de ellos. Este análisis se llevó a cabo conforme a las disposiciones de la norma E 030 del año 2018, verificando todos los parámetros sísmicos específicos del lugar y se empleó el software SOLIDWORKS para realizar el diseño agregando cargas sísmicas cargas de viento y cargas de techo con todo ello se pudo verificar que la norma E030 del año 2016 cumplida o eficiente para el desarrollo de una estructura metálica de almacén industrial sin la necesidad de cambiar los elementos predimensionado. En la tesis se llegó a los resultados que emplear la normativa de diseño sismorresistente E030-2018 presenta un mejor comportamiento estructural que empleando la normativa de diseño sismorresistente E030-2016, ya que presenta una deriva estructural menor, siendo en las derivas máximas en la dirección X-X menor de 19.58% y en la dirección Y-Y menor en 18.29%.

Caso contrario ocurre en la tesis de Tipacti (2020), en donde dicho autor realizó el diseño estructural de una edificación de 8 niveles de concreto armado también se partió desde el predimensionamiento de los elementos según el criterio de distintos autores en donde se empleó la norma E030 del año 2016 y la normativa E030 del año 2018 y al momento de realizar el análisis estructural en el software ETABS se observó que los elementos no cumplían con dicha norma por lo que se tuvo que rigidizar y aumentar las dimensiones de los elementos tanto de las columnas como de las vigas al final resultando elementos más robustos de lo predimensionado al inicio. En la tesis se llegó a los resultados que emplear la normativa de diseño sismorresistente E030-2018 no presento un mejor comportamiento estructural que empleando la

normativa de diseño sismorresistente E030-2016, ya que presenta una deriva estructural mayor, siendo en la deriva máxima en la dirección X-X mayor en 9.65% y en la dirección Y-Y mayor en 7.63%.

El principal objetivo de esta tesis fue realizar una evaluación comparativa de la norma E030 del año 2016 y 2018 de una estructura metálica y concreto que será un auditorio para ello primero se partió del predimensionamiento en donde se analizó la estructura con los elementos predimensionado siendo la norma E030 del 2018 la que presenta a menores resultados respecto a la norma E030 del 2016 también se observó que la norma E030 del 2018 presentaba mayores desplazamientos en el sentido x y en el sentido ya había una similitud entre ambas normas en las derivas inelásticas la norma E030 del año 2018 presentaba resultados menores representa el norma E030 del 2016 Y finalmente la fuerza cortante de la norma E030 del 2018 eran mayores a la fuerza cortante basal de la norma E030 del 2016 dando como conclusión que hay ciertos parámetros en donde la norma E030 2016 es mayor o presenta mayores resultados respecto a la norma E030 del año 2018 pero en cuanto a derivas la norma E030 del 2018 es mejor o presenta mejores resultados que la norma E030 del 2016

CONCLUSIONES

- Se concluye que emplear la norma E030 del año 2018 presenta mejores resultados que la norma E030 del año 2016 en el comportamiento estructural de un auditorio en la ciudad de Huánuco.
- Se concluye que la norma E030 del año 2018 presenta menores derivas, Se obtuvo como deriva máxima en la dirección X-X para la norma E030 2016 una deriva máxima de 0.0071 y Según la norma E030 2018, se establece una deriva máxima de 0.0062, mientras que para la norma E030 2016, la deriva máxima especificada es de 0.0098 en la dirección Y-Y. y para la norma E030 2018 una deriva máxima de 0.0088.
- Se concluye que la norma E030 del año 2018 presenta menores periodos de vibración natural en la estructura que la norma E030 del año 2016 en el comportamiento estructural de un auditorio en la ciudad de Huánuco.
- Se concluye que la norma E030 del año 2018 presenta mayores fuerzas cortantes basales que la norma E030 del año 2016 en el comportamiento estructural de un auditorio.

RECOMENDACIONES

- Recomienda realizar el estudio estructural en otros softwares para comprobar la veracidad de los resultados obtenidos como SAP2000 o Robot Structural.
- Se sugiere utilizar el programa CSICOL para llevar a cabo el diseño de las columnas de concreto armado que forman parte de la estructura.
- Se sugiere adherirse rigurosamente a todas las indicaciones detalladas en los planos estructurales con el fin de prevenir posibles fallas en la estructura.
- Se aconseja la utilización de vigas de cimentación en sistemas de este tipo con el propósito de disminuir las cargas aplicadas a las zapatas aisladas.
- Se aconseja el uso de software con licencias oficiales para aprovechar las amplias opciones de análisis y diseño disponibles para este tipo de estructuras.
- Se sugiere realizar un análisis no lineal de la edificación en futuras investigaciones.
- Se recomienda verificar cada proceso de análisis y diseño, ya que un mal uso de estos programas puede llevar a resultados erróneos y poco confiables.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ACI. (2006). *Code requirements for environmental engineering concrete structures and commentary*. EEUU: American Concrete Institute.
- Aguilar Falconi, R. (2007). *Análisis matricial de estructuras*. Ecuador: Universidad de Fuerzas Armadas ESPE.
- Andrés Rafael, A. C. (2020). *Análisis Del Desempeño Estructural Sísmico De Un Edificio De Multifamiliares En Acero Utilizando Tres Sistemas Estructurales: Pórticos Especiales A Momento, Pórticos Arriostrados Concéntricos Y Pórticos Arriost*. Ambato – Ecuador: Universidad Tecnica de Ambato.
- Arkiplus. (agosto de 2021). *Arkiplus*. Fonte: Arkiplus:
<https://www.arkiplus.com/cargas-estructurales/>
- arquinetpolis. (Septiembre de 2021). *arquinetpolis*. Fonte: arquinetpolis:
<https://arquinetpolis.com/programa-arquitectonico-000096/>
- Balestrini Acuña, M. (1997). *Como se Elabora el Proyecto de Investigación*. Caracas, Venezuela: BI Consultores Asociados.
- Boroschek, R. (2009). *Dinamica avanzada de estructural*. Santiago-Chile: Universidad de Chile.
- Cabanillas Infante, F. M. (2018). *Comportamiento Estructural Del Edificio De Industrias Alimentarias De La Universidad Nacional De Cajamarca Con Diferentes Tipos De Arriostres, 2017*. Cajamarca – Perú: Universidad Nacional De Cajamarca.
- Concepto.pe. (2021). *Concepto.pe*. Fonte: <https://concepto.de/>
- DePerú. (2020). *DePerú*. Fonte: <https://www.deperu.com/centros-poblados/matibamba-56220>

- Hernández Sampieri, R., Baptista, P., & Fernández, C. (2010). *Metodología de la investigación*. Mexico: McGraw-Hill.
- Hernández, H. (2018). *Respuesta sísmica de tanques elevados tipo pendulo invertido*. Morelia-México: Revista de Ingeniería Sísmica.
- Hernandez, R. F. (2014). *Metodología de la Investigación. (6ta ed.)*. México D.F: McGraw-Hill.
- IGP. (2021). *Instituto Geofísico del Perú*. Fonte: Instituto Geofísico del Perú: <https://www.gob.pe/igp>
- Katherin Viviana, C. S. (2018). *Diseño De Una Edificación De Dos Pisos Con Estructura Metálica, Utilizando Vigas Y Columnas Compuestas (Acero – Concreto)*. Riobamba– Ecuador: Universidad Nacional de Chimborazo .
- Martínez Esquivés, J. M. (2020). *Diseño de una Nave de Estructura Metálica de tipo almacén industrial sometida a los efectos ambientales en el Perú para una empresa metal mecánica*. Trujillo – Perú: Universidad Cesar Vallejo.
- Milton Aarón, Á. M. (2020). *Diseño De Edificio De Acero De Ocho Niveles Con Sistemas De Marcos Arriostrados Concéntricamente (SCBF)*. Managua-Nicaragua : Universidad Nacional De Ingeniería.
- Ministerio de Vivienda, C. y. (2019). *Manual de operación y mantenimiento*.
Fonte: Sistema de agua potable:
http://minos.vivienda.gob.pe:8081/Documentos_SICA/modulos/FTA/SECCION%20IV/4.14/529736846_MANUAL%20O&M%20AGUA%20POTABLE.pdf
- Ministerio de Vivienda, C. y., & SENCICO. (2019). *Reglamento Nacional de Edificaciones*. Lima-Perú.

- RNE. (2019). *NORMA E.020*. Fuente: NORMA E.020:
<https://ww3.vivienda.gob.pe/DGPRVU/docs/RNE/T%C3%ADtulo%20II%20Edificaciones/50%20E.020%20CARGAS.pdf>
- RNE. (2019). *NORMA E.030*. Fuente: NORMA E.030:
<http://www3.vivienda.gob.pe/dgprvu/docs/RNE/T%C3%ADtulo%20III%20Edificaciones/51%20E.030%20DISENO%20SISMORRESISTENTE.pdf>
- RNE. (2019). *NORMA E.060*. Fuente: NORMA E.060:
http://www3.vivienda.gob.pe/dnc/archivos/Estudios_Normalizacion/Normalizacion/normas/E060_CONCRETO_ARMADO.pdf
- RNE. (2019). *NORMA E.090*. Fuente: NORMA E.090:
<https://ww3.vivienda.gob.pe/ejes/vivienda-y-urbanismo/documentos/Reglamento%20Nacional%20de%20Edificaciones.pdf>
- RUÍZ SALINAS, R. A. (2019). *Análisis y diseño estructural para la ejecución de edificios en el proyecto “clínica privada” del distrito de los Olivos, Lima*. Lima-Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Salinas, R. (2001). *curso de segunda especializacion de ingenieria sismorresistente*. Lima-Perú: Universidad Nacional de Ingeniería.
- San Bartolome Ramos, A. F. (1998). *Analisis de edificios*. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Tamayo y Tamayo, M. (2004). *El proceso de la investigación científica*. Limusa.
- Tipacti Gomez, L. J. (2020). *Modelamiento y diseño estructural de una edificación de 8 niveles de concreto armado, urbanización San Luis, distrito y provincia Ica*. TRUJILLO – PERÚ: Universidad Cesar Vallejo.

ANEXOS

ANEXO 1

MATRIZ DE CONSISTENCIA

Tabla 38

Matriz de consistencia.

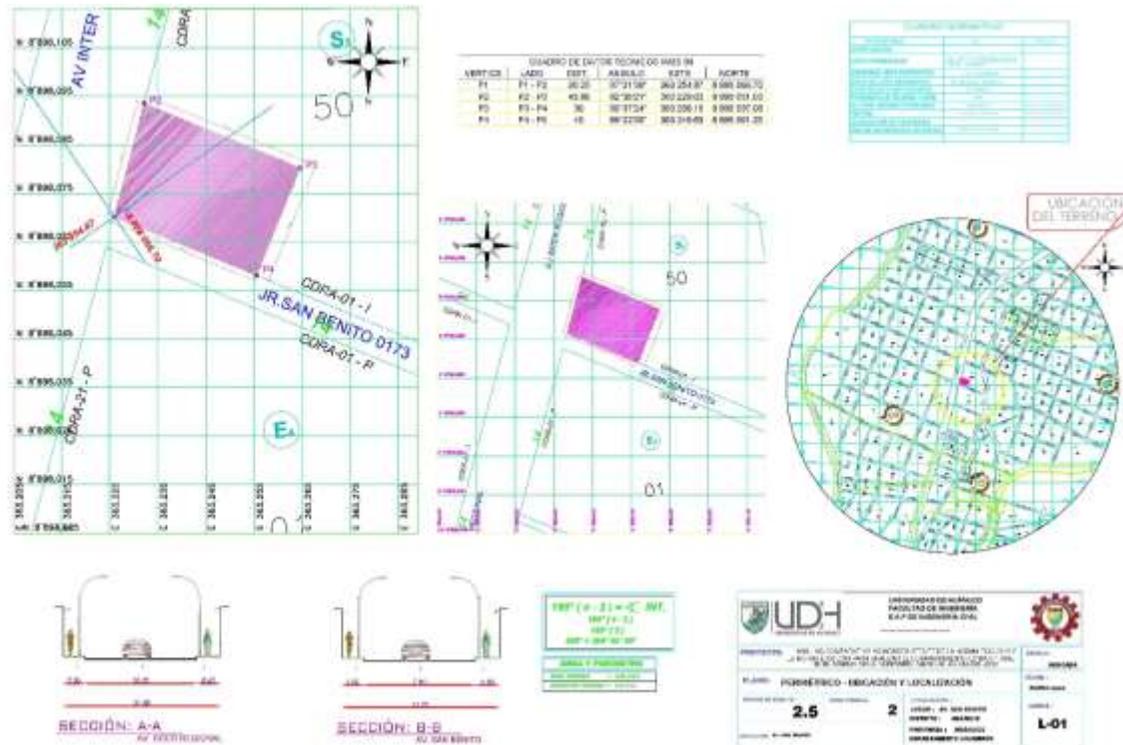
TÍTULO: ANÁLISIS COMPARATIVO SISMORRESISTENTE DE LA NORMA E030-2018 Y LA NORMA E030-2016 PARA ANALIZAR EL COMPARTIMIENTO ESTRUCTURAL EN EL DISEÑO DE UN AUDITORIO AMARILIS - HUÁNUCO - 2022					
Formulación del problema	Objetivos	Hipótesis	Variables	Metodología	Población y muestra
<p>Problema general:</p> <p>¿De qué manera se podrá determinar el análisis comparativo sismorresistente de la Norma E030-2018 y la norma E030-2016, para analizar el compartimiento estructural en el diseño de un auditorio, Amarilis - Huánuco - 2022?</p> <p>Problema específico:</p> <p>• ¿Cómo determinar el periodo de diseño entre la Norma E030-2018 y la norma E030-2016,</p>	<p>Objetivo General</p> <p>Determinar el análisis comparativo sismorresistente de la Norma E030-2018 y la norma E030-2016, para analizar el compartimiento estructural en el diseño de un auditorio, Amarilis - Huánuco - 2022.</p> <p>Objetivos específicos</p> <p>• Determinar el periodo de diseño entre la Norma E030-2018 y la norma E030-2016,</p>	<p>Hipótesis General</p> <p>Hi: La normativa de diseño sismorresistente E030-2018 presenta un mejor compartimiento estructural que la normativa de diseño sismorresistente E030-2016 al momento de realizar el diseño de un auditorio, Amarilis - Huánuco -2022.</p>	<p>Variable dependiente:</p> <p>Auditorio</p> <p>Variable independiente:</p> <p>Comportamiento estructural</p>	<p>Enfoque</p> <p>Será cuantitativo</p> <p>Alcance o nivel</p> <p>El alcance del proyecto es correlacional.</p> <p>Diseño</p> <p>Es no experimental</p>	<p>Población</p> <p>La población del presente proyecto será únicamente el auditorio a analizar el cual se encuentra ubicado en el distrito de Amarilis, provincia y departamento de Huánuco.</p> <p>Muestra</p> <p>La muestra del presente proyecto</p>

<p>E030-2018 y la norma E030-2016, para analizar el compartimiento estructural en el diseño de un auditorio, Amarilis - Huánuco -2022?</p> <p>• ¿Cómo determinar las derivas de entrepiso entre la Norma E030-2018 y la norma E030-2016, para analizar el compartimiento estructural en el diseño de un auditorio, Amarilis - Huánuco -2022?</p> <p>• ¿Cómo determinar las fuerzas cortantes de entrepiso entre la Norma E030-2018 y la norma E030-2016, para analizar el compartimiento estructural en el diseño de un auditorio, Amarilis - Huánuco -2022?</p>	<p>para analizar el compartimiento estructural en el diseño de un auditorio, Amarilis - Huánuco -2022.</p> <p>•Determinar las derivas de entrepiso entre la Norma E030-2018 y la norma E030-2016, para analizar el compartimiento estructural en el diseño de un auditorio, Amarilis - Huánuco -2022.</p> <p>•Determinar las fuerzas cortantes de entrepiso entre la Norma E030-2018 y la norma E030-2016, para analizar el compartimiento estructural en el diseño de un auditorio, Amarilis - Huánuco -2022.</p>	<p>H0: La normativa de diseño sismorresistente E030-2018 no presenta un mejor compartimiento estructural que la normativa de diseño sismorresistente E030-2016 al momento de realizar el diseño de un auditorio, Amarilis - Huánuco -2022.</p>	<p>será únicamente el auditorio a analizar el cual se encuentra ubicado C.P la Esperanza, en el distrito de Amarilis, provincia y departamento de Huánuco.</p>
---	--	--	--

ANEXO 2

PLANO DE UBICACIÓN Y LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO

Figura 68
Plano de ubicación.

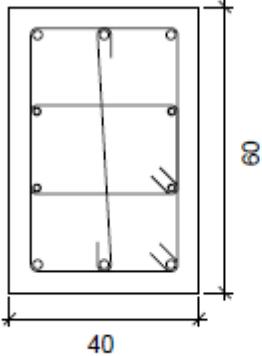


ANEXO 3

MEMORIA DE CALCULO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL

Comprobaciones de la Columna de 40X60 cm²

1.- 7.8 (420 - 780 CM)

Datos del pilar	
	Geometría
	Dimensiones : 40x60 cm
	Tramo : 4.200/7.800 m
	Altura libre : 3.60 m
	Recubrimiento geométrico : 4.0 cm
	Tamaño máximo de agregado : 15 mm
Materiales	Longitud de pandeo
Hormigón : $f_c=280$	Plano ZX : 3.60 m
Acero : Grado 60	Plano ZY : 3.60 m
Armadura longitudinal	Armadura transversal
Esquina : 4Ø3/4"	Estribos : 2eØ3/8"+Y1rØ3/8"
Cara X : 2Ø3/4"	Separación : 5 - 15 cm
Cara Y : 4Ø5/8"	
Cuantía : 1.04 %	

Disposiciones relativas a las armaduras (NTE E.060:2009, Artículos 7.6 y 7.10)

Armadura longitudinal

En elementos a compresión reforzados transversalmente con espirales o estribos, la distancia libre entre barras longitudinales no debe ser menor de $s_{l,min}$ (Artículo 7.6.3):

$$s_l \geq s_{l,min}$$

Donde:

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

$$s_1 = 1.5 \cdot d_b$$

$$s_2 = 40 \text{ mm}$$

$$s_3 = 1.33 \cdot d_{ag}$$

Siendo:

d_b : Diámetro de la barra más gruesa.

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

$$122 \text{ mm} \geq 40 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s_{l,min} : \underline{40} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{29} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{40} \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$d_b : \underline{19.0} \text{ mm}$$

$$d_{ag} : \underline{15} \text{ mm}$$

Estribos

En elementos a compresión reforzados transversalmente con espirales o estribos, la distancia libre entre refuerzos transversales no debe ser menor de $s_{e,min}$ (Artículo 7.6.3):

$$s_e \geq s_{e,min}$$

Donde:

$s_{e,min}$: Valor máximo de s_1 , s_2 , s_3 .

$$s_1 = 1.5 \cdot d_{be}$$

$$s_2 = 40 \text{ mm}$$

$$s_3 = 1.33 \cdot d_{ag}$$

Siendo:

$$50 \text{ mm} \geq 40 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s_{e,min} : \underline{40} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{14} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{40} \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Comprobaciones del pilar P4

d_{be} : Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal.

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

El espaciamiento vertical de los estribos no debe exceder $s_{t,max}$ (Artículo 7.10.5.2):

$$s_t \leq s_{t,max}$$

Donde:

$s_{t,max}$: Valor mínimo de s_1 , s_2 , s_3 .

$$s_1 = 16 \cdot d_b$$

$$s_2 = 48 \cdot d_{be}$$

$$s_3 = b_{min}$$

Siendo:

d_b : Diámetro de la barra comprimida más delgada.

d_{be} : Diámetro de la barra más delgada de la armadura transversal.

b_{min} : Menor dimensión transversal del elemento sometido a compresión.

Todas las barras no preesforzadas deben estar confinadas por medio de estribos transversales de por lo menos 8 mm para barras de hasta 5/8", de 3/8" para barras longitudinales de más de 5/8" hasta 1" y de 1/2" para barras longitudinales de mayor diámetro y para los paquetes de barras (Artículo 7.10.5.1):

$$5/8" < d_b \leq 1" \rightarrow d_{ho} \geq 3/8"$$

Donde:

d_b : Diámetro de la barra comprimida más gruesa.

d_{be} : Diámetro de la barra más delgada de la armadura transversal.

$$d_{be} : \frac{9.5}{\quad} \text{ mm}$$

$$d_{ag} : \frac{15}{\quad} \text{ mm}$$

$$50 \text{ mm} \leq 255 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s_{t,max} : \frac{255}{\quad} \text{ mm}$$

$$s_1 : \frac{255}{\quad} \text{ mm}$$

$$s_2 : \frac{457}{\quad} \text{ mm}$$

$$s_3 : \frac{400}{\quad} \text{ mm}$$

$$d_b : \frac{15.9}{\quad} \text{ mm}$$

$$d_{be} : \frac{9.5}{\quad} \text{ mm}$$

$$b_{min} : \frac{400}{\quad} \text{ mm}$$

$$\emptyset 3/8" \geq 3/8" \quad \checkmark$$

$$d_b : \frac{\emptyset 3/4"}{\quad}$$

$$d_{be} : \frac{\emptyset 3/8"}{\quad}$$

Armadura mínima y máxima (NTE E.060:2009, Artículo 10.9.1)

El área de refuerzo longitudinal total, A_{st} , para elementos en compresión no compuestos no debe ser menor que 0.01 ni mayor que 0.06 veces el área total, A_g , de la sección transversal (Artículo 10.9.1):

$$A_{st} \geq 0.01 \cdot A_g$$

$$25.06 \text{ cm}^2 \geq 24.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

$$A_{st} \leq 0.06 \cdot A_g$$

$$25.06 \text{ cm}^2 \leq 144.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

A_g : Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : \underline{2400.00} \text{ cm}^2$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (NTE E.060:2009, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \sqrt{\left(\frac{V_{u,x}}{\phi \cdot V_{n,x}}\right)^2 + \left(\frac{V_{u,y}}{\phi \cdot V_{n,y}}\right)^2} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.004} \quad \checkmark$$

Donde:

V_u : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{u,x} : \underline{0.058} \text{ t}$$

$$V_{u,y} : \underline{0.076} \text{ t}$$

$\phi \cdot V_n$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$$\phi \cdot V_{n,x} : \underline{22.891} \text{ t}$$

$$\phi \cdot V_{n,y} : \underline{22.421} \text{ t}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Cabeza', para la combinación de hipótesis "1.4·PP+1.4·CM1".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección X:

Resistencia nominal a cortante en piezas que no requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n = V_c$$

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

Cuando M_m es negativo, V_c debe calcularse por medio de la ecuación:

$$V_c = 0.29 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g}}$$

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

Donde:

f'_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

$$\sqrt{f'_c} > 8.3 \text{ MPa}$$

Siendo:

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

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

$$M_m = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$

Donde:

M_u : Momento amplificado en la sección.

N_u : Carga axial amplificada normal a la sección transversal.

h : Altura de un elemento.

A_g : Área total de la sección de hormigón.

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que no requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

* V

$$V_n : \underline{26.930} \text{ t}$$

$$V_c : \underline{26.930} \text{ t}$$

$$f'_c : \underline{280.00} \text{ kp/cm}^2$$

$$b_w : \underline{600} \text{ mm}$$

$$d : \underline{289} \text{ mm}$$

$$M_m : \underline{-0.005} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_u : \underline{-0.050} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$N_u : \underline{0.337} \text{ t}$$

$$h : \underline{400.00} \text{ mm}$$

$$A_g : \underline{2400.00} \text{ cm}^2$$

$$V_n : \underline{26.378} \text{ t}$$

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

Cuando M_m es negativo, V_c debe calcularse por medio de la ecuación:

$$V_c = 0.29 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g}}$$

([MPa] N_u/A_g y f_c)

Donde:

f_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

$$\sqrt{f_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

Siendo:

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

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

$$M_m = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$

Donde:

M_u : Momento amplificado en la sección.

N_u : Carga axial amplificada normal a la sección transversal.

h : Altura de un elemento.

A_g : Área total de la sección de hormigón.

$$V_c : \underline{26.378} \text{ t}$$

$$f_c : \underline{280.00} \text{ kp/cm}^2$$

$$b_w : \underline{400} \text{ mm}$$

$$d : \underline{425} \text{ mm}$$

$$M_m : \underline{-0.013} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_u : \underline{0.071} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$N_u : \underline{0.337} \text{ t}$$

$$h : \underline{600.00} \text{ mm}$$

$$A_g : \underline{2400.00} \text{ cm}^2$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas) (NTE E.060:2009, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \sqrt{\left(\frac{V_{u,x}}{\phi \cdot V_{n,x}}\right)^2 + \left(\frac{V_{u,y}}{\phi \cdot V_{n,y}}\right)^2} \leq 1$$

$\eta : \underline{0.019}$ ✓

Donde:

V_u : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$V_{u,x} : \underline{0.049}$ t

$V_{u,y} : \underline{0.264}$ t

$\phi \cdot V_n$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$\phi \cdot V_{n,x} : \underline{23.252}$ t

$\phi \cdot V_{n,y} : \underline{13.815}$ t

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "1.25·PP+0.9·CM1-SY".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección X:

Resistencia nominal a cortante en piezas que no requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n = V_c$$

$V_n : \underline{27.356}$ t

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

Cuando M_n es negativo, V_c debe calcularse por medio de la ecuación:

$$V_c = 0.29 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g}}$$

$V_c : \underline{27.356}$ t

([MPa] N_u/A_g y f_c)

Donde:

f_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

$f_c : \underline{280.00}$ kp/cm²

$$\sqrt{f_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

Siendo:

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

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

$$M_m = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$

Donde:

M_u : Momento amplificado en la sección.

N_u : Carga axial amplificada normal a la sección transversal.

h : Altura de un elemento.

A_g : Área total de la sección de hormigón.

$$b_w : \underline{600} \text{ mm}$$

$$d : \underline{289} \text{ mm}$$

$$M_m : \underline{-0.363} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_u : \underline{0.134} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$N_u : \underline{3.034} \text{ t}$$

$$h : \underline{400.00} \text{ mm}$$

$$A_g : \underline{2400.00} \text{ cm}^2$$

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que no requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n = V_c$$

$$V_n : \underline{16.254} \text{ t}$$

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

$$V_c = \left(0.16 \cdot \sqrt{f_c} + 17 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_m} \right) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_c : \underline{16.254} \text{ t}$$

([MPa] f_c)

Sin embargo, V_c no debe tomarse mayor que:

$$V_c = 0.29 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g}}$$

$$V_c : \underline{26.794} \text{ t}$$

([MPa] N_u/A_g y f_c)

Donde:

f_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

$$f_c : \underline{280.00} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sqrt{f_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$

$$\rho_w : \underline{0.010}$$

Siendo:

A_s : Área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción.

$$A_s : \underline{16.51} \text{ cm}^2$$

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

$$b_w : \underline{400} \text{ mm}$$

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

$$d : \underline{425} \text{ mm}$$

$$M_m = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$

$$M_m : \underline{0.186} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Donde:

M_u : Momento amplificado en la sección.

$$M_u : \underline{-0.935} \text{ t}\cdot\text{m}$$

N_u : Carga axial amplificada normal a la sección transversal.

$$N_u : \underline{3.034} \text{ t}$$

h : Altura de un elemento.

$$h : \underline{600.00} \text{ mm}$$

A_g : Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : \underline{2400.00} \text{ cm}^2$$

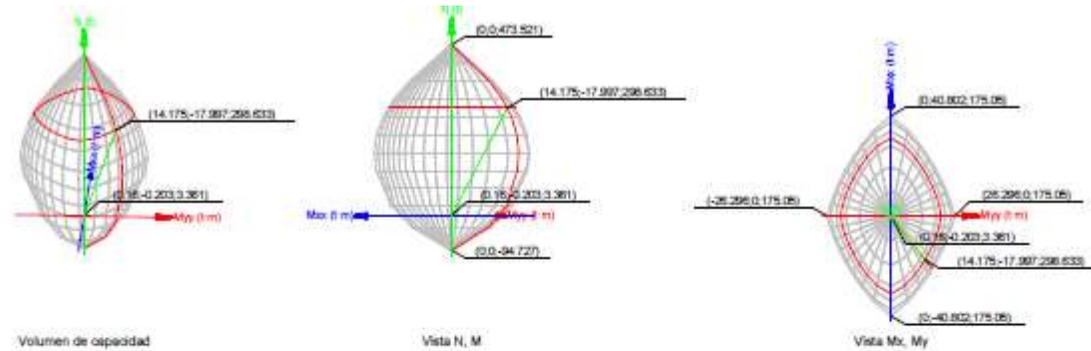
Estado límite de agotamiento frente a sollicitaciones normales (combinaciones no sísmicas) (NTE E.060:2009, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "1.4·PP+1.4·CM1".

Se debe satisfacer:

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

$$\eta : \underline{0.011} \checkmark$$



Comprobación de resistencia de la sección (η_s)

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

P_u : Esfuerzo normal de cálculo.

M_u : Momento de cálculo de primer orden.

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

$\phi \cdot P_u$: Axil de agotamiento.

$\phi \cdot M_u$: Momentos de agotamiento.

$$P_u : \frac{3.361}{t}$$

$$M_{u,x} : \frac{-0.203}{t \cdot m}$$

$$M_{u,y} : \frac{0.160}{t \cdot m}$$

$$\phi \cdot P_u : \frac{298.633}{t}$$

$$\phi \cdot M_{u,x} : \frac{-17.997}{t \cdot m}$$

$$\phi \cdot M_{u,y} : \frac{14.175}{t \cdot m}$$

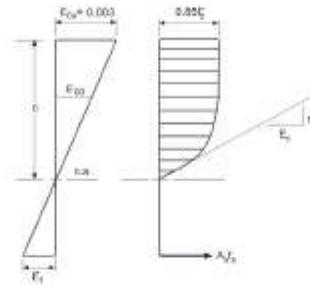
Cálculo de la capacidad resistente

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

Comprobaciones del pilar P4

- (a) El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y carga axial debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.
- (b) Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.
- (c) La máxima deformación unitaria utilizable del concreto, ϵ_{cu} , en la fibra extrema sometida a compresión, se asumirá igual a 0.003.
- (d) El esfuerzo en el refuerzo deberá tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias en el refuerzo mayores que las correspondientes a f_y , el esfuerzo se considerará independiente de la deformación unitaria e igual a f_y .
- (e) La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.
- (f) La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que permita una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos de laboratorio representativos.

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



f_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

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

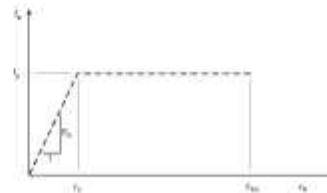
ϵ_{cs} : Deformación unitaria bajo carga máxima.

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

f_c : 280.00 kp/cm²

ϵ_{cu} : 0.0030

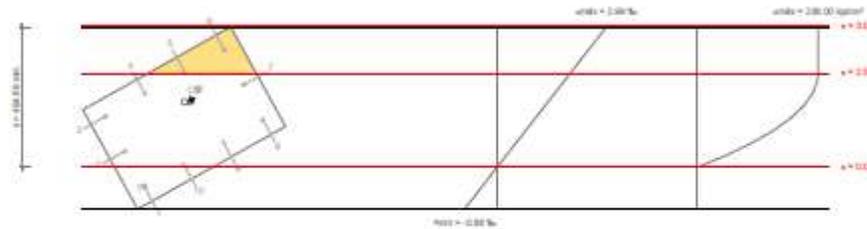
ϵ_{cs} : 0.0020



f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

f_y : 4200.00 kp/cm²

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



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_y (kp/cm ²)	ϵ
1	Ø3/4"	-140.95	240.95	-812.54	-0.000398
2	Ø3/4"	0.00	240.95	+703.49	+0.000345
3	Ø3/4"	140.95	240.95	+2219.51	+0.001089
4	Ø5/8"	142.54	80.32	+3196.25	+0.001568
5	Ø5/8"	142.54	-80.32	+4155.92	+0.002038
6	Ø3/4"	140.95	-240.95	+4200.00	+0.002500
7	Ø3/4"	0.00	-240.95	+3582.48	+0.001757
8	Ø3/4"	-140.95	-240.95	+2066.46	+0.001013

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f _t (kp/cm ²)	ε
9	Ø5/8"	-142.54	-80.32	+1089.72	+0.000534
10	Ø5/8"	-142.54	80.32	+130.05	+0.000064

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	375.476	43.77	-53.50
Cs	53.458	65.25	-94.71
T	2.316	-140.95	240.95

$$P_n = C_c + C_s - T$$

$$M_{n,x} = C_c \cdot e_{c,y} + C_s \cdot e_{s,y} - T \cdot e_{t,x}$$

$$M_{n,y} = C_c \cdot e_{c,x} + C_s \cdot e_{s,x} - T \cdot e_{t,y}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

T: Resultante de tracciones en el acero.

e_{c,x}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{s,x}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_t: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

ε_{comp}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

ε_{max}: Deformación de la barra de acero más traccionada.

σ_{max}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$P_n : \underline{426.618} \text{ t}$$

$$M_{n,x} : \underline{-25.711} \text{ t-m}$$

$$M_{n,y} : \underline{20.249} \text{ t-m}$$

$$C_c : \underline{375.476} \text{ t}$$

$$C_s : \underline{53.458} \text{ t}$$

$$T : \underline{2.316} \text{ t}$$

$$e_{c,x} : \underline{43.77} \text{ mm}$$

$$e_{c,y} : \underline{-53.50} \text{ mm}$$

$$e_{s,x} : \underline{65.25} \text{ mm}$$

$$e_{s,y} : \underline{-94.71} \text{ mm}$$

$$e_{t,x} : \underline{-140.95} \text{ mm}$$

$$e_{t,y} : \underline{240.95} \text{ mm}$$

$$\epsilon_{comp} : \underline{0.0030}$$

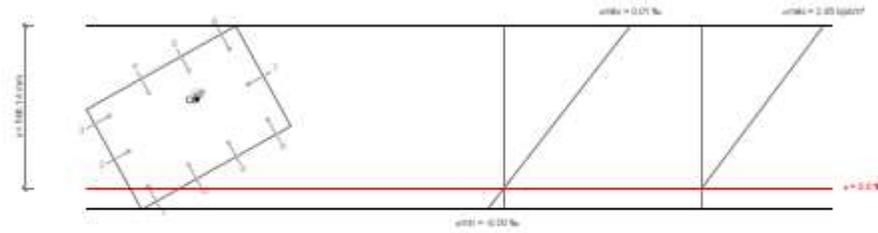
$$\epsilon_{max} : \underline{0.0004}$$

$$\sigma_{max} : \underline{238.00} \text{ kp/cm}^2$$

σ_{max} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

σ_{max} : 812.54 kp/cm²

Equilibrio de la sección para los esfuerzos solicitantes de cálculo p_{max}:



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f _s (kp/cm ²)	ε
1	Ø3/4"	-140.95	240.95	+0.25	+0.000000
2	Ø3/4"	0.00	240.95	+5.77	+0.000003
3	Ø3/4"	140.95	240.95	+11.29	+0.000006
4	Ø5/8"	142.54	80.32	+14.84	+0.000007
5	Ø5/8"	142.54	-80.32	+18.33	+0.000009
6	Ø3/4"	140.95	-240.95	+21.76	+0.000011
7	Ø3/4"	0.00	-240.95	+16.24	+0.000008
8	Ø3/4"	-140.95	-240.95	+10.72	+0.000005

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f, (kp/cm ²)	ε
9	Ø5/8*	-142.54	-80.32	+7.17	+0.000004
10	Ø5/8*	-142.54	80.32	+3.68	+0.000002

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	3.086	46.78	-58.30
Cs	0.276	55.13	-82.28
T	0.000	0.00	0.00

$$P_u = C_c + C_s - T$$

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

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

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

T: Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_t: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

ε_{cc,max}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

ε_{cs,max}: Deformación de la barra de acero más traccionada.

σ_{cc,max}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

σ_{cs,max}: Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$P_u : \underline{3.361} \text{ t}$$

$$M_{u,x} : \underline{-0.203} \text{ t-m}$$

$$M_{u,y} : \underline{0.160} \text{ t-m}$$

$$C_c : \underline{3.086} \text{ t}$$

$$C_s : \underline{0.276} \text{ t}$$

$$T : \underline{0.000} \text{ t}$$

$$e_{cc,x} : \underline{46.78} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-58.30} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{55.13} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-82.28} \text{ mm}$$

$$e_t : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$\epsilon_{cc,max} : \underline{0.0000}$$

$$\epsilon_{cs,max} : \underline{0.0000}$$

$$\sigma_{cc,max} : \underline{2.95} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sigma_{cs,max} : \underline{0.00} \text{ kp/cm}^2$$

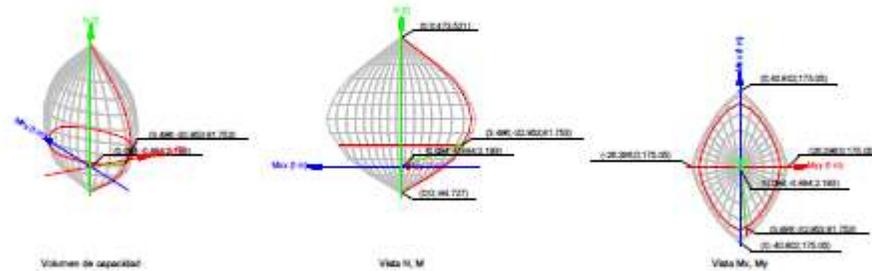
Estado límite de agotamiento frente a sollicitaciones normales (combinaciones sísmicas) (NTE E.060:2009, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo p_s se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "0.9-PP+0.9-CM1-SY".

Se debe satisfacer:

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

$\eta : \underline{0.027} \checkmark$



Comprobación de resistencia de la sección (η_s)

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

P_u : Esfuerzo normal de cálculo.

M_u : Momento de cálculo de primer orden.

$P_u : \underline{2.193} \text{ t}$
 $M_{u,x} : \underline{-0.884} \text{ t-m}$
 $M_{u,y} : \underline{0.094} \text{ t-m}$

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

ϕP_n : Axil de agotamiento.

ϕM_n : Momentos de agotamiento.

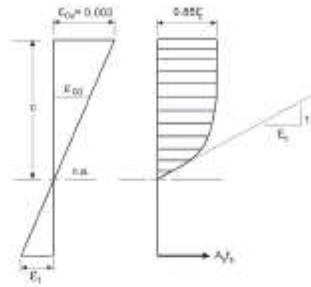
$$\begin{aligned}\phi P_n &: \underline{81.753} \text{ t} \\ \phi M_{nx} &: \underline{-32.953} \text{ t}\cdot\text{m} \\ \phi M_{ny} &: \underline{3.496} \text{ t}\cdot\text{m}\end{aligned}$$

Cálculo de la capacidad resistente

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

- El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y carga axial debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.
- Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.
- La máxima deformación unitaria utilizable del concreto, ϵ_{cu} , en la fibra extrema sometida a compresión, se asumirá igual a 0.003.
- El esfuerzo en el refuerzo deberá tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias en el refuerzo mayores que las correspondientes a f_y , el esfuerzo se considerará independiente de la deformación unitaria e igual a f_y .
- La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.
- La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que permita una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos de laboratorio representativos.

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



f_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

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

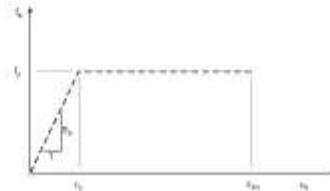
ϵ_{sp} : Deformación unitaria bajo carga máxima.

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

f_c : 280.00 kp/cm²

ϵ_{cu} : 0.0030

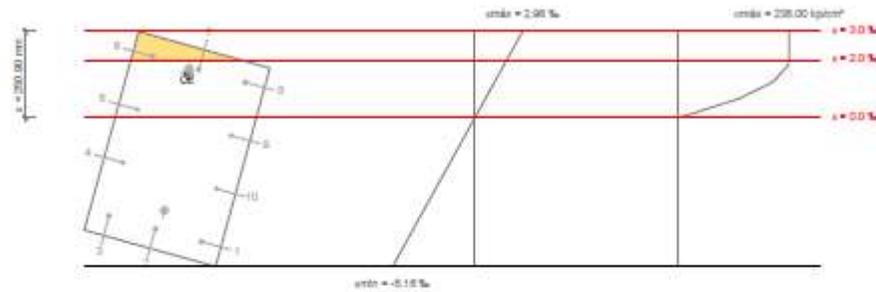
ϵ_{sp} : 0.0020



f_r : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

f_r : 4200.00 kp/cm²

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



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_r (kp/cm ²)	ϵ
1	Ø3/4"	-140.95	240.95	-4200.00	-0.004298
2	Ø3/4"	0.00	240.95	-4200.00	-0.003852
3	Ø3/4"	140.95	240.95	-4200.00	-0.003406
4	Ø5/8"	142.54	80.32	-3177.82	-0.001559
5	Ø5/8"	142.54	-80.32	+578.44	+0.000284
6	Ø3/4"	140.95	-240.95	+4200.00	+0.002121
7	Ø3/4"	0.00	-240.95	+3414.68	+0.001675
8	Ø3/4"	-140.95	-240.95	+2504.92	+0.001229

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f. (kp/cm ²)	ε
9	Ø5/8*	-142.54	-80.32	-1261.58	-0.000619
10	Ø5/8*	-142.54	80.32	-4200.00	-0.002461

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	139.901	25.03	-217.33
Cs	29.992	28.17	-234.78
T	53.102	-12.20	181.35

$$P_x = C_c + C_s - T$$

$$M_{1,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{t,y}$$

$$M_{1,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{t,x}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

T: Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_t: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

ε_{ccmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

ε_{csmax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.

σ_{ccmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$P_x : \underline{116.790} \text{ t}$$

$$M_{1,x} : \underline{-47.076} \text{ t-m}$$

$$M_{1,y} : \underline{4.995} \text{ t-m}$$

$$C_c : \underline{139.901} \text{ t}$$

$$C_s : \underline{29.992} \text{ t}$$

$$T : \underline{53.102} \text{ t}$$

$$e_{cc,x} : \underline{25.03} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-217.33} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{28.17} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-234.78} \text{ mm}$$

$$e_{t,x} : \underline{-12.20} \text{ mm}$$

$$e_{t,y} : \underline{181.35} \text{ mm}$$

$$\epsilon_{ccmax} : \underline{0.0030}$$

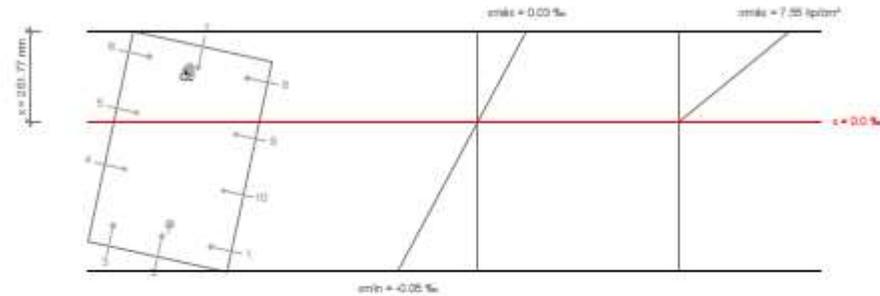
$$\epsilon_{csmax} : \underline{0.0043}$$

$$\sigma_{ccmax} : \underline{238.00} \text{ kp/cm}^2$$

σ_{max} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

σ_{max} : 4200.00 kp/cm²

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



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f, (kp/cm ²)	ϵ
1	Ø3/4"	-140.95	240.95	-90.34	-0.000044
2	Ø3/4"	0.00	240.95	-82.62	-0.000041
3	Ø3/4"	140.95	240.95	-74.91	-0.000037
4	Ø5/8"	142.54	80.32	-34.19	-0.000017
5	Ø5/8"	142.54	-80.32	+6.45	+0.000003
6	Ø3/4"	140.95	-240.95	+46.99	+0.000023
7	Ø3/4"	0.00	-240.95	+39.27	+0.000019
8	Ø3/4"	-140.95	-240.95	+31.56	+0.000015

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f _s (kp/cm ²)	ε
9	Ø5/8*	-142.54	-80.32	-9.16	-0.000004
10	Ø5/8*	-142.54	80.32	-49.80	-0.000024

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	2.737	26.51	-226.56
Cs	0.349	23.03	-235.04
T	0.892	-14.83	204.28

$$P_u = C_c + C_s - T$$

$$M_{u,x} = C_c \cdot e_{c,x} + C_s \cdot e_{c,x} - T \cdot e_{t,x}$$

$$M_{u,y} = C_c \cdot e_{c,y} + C_s \cdot e_{c,y} - T \cdot e_{t,y}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

T: Resultante de tracciones en el acero.

e_{c,x}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{c,y}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{t,x}: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

ε_{comp}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

ε_{tracc}: Deformación de la barra de acero más traccionada.

σ_{comp}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$P_u = \underline{2.193} \text{ t}$$

$$M_{u,x} = \underline{-0.884} \text{ t-m}$$

$$M_{u,y} = \underline{0.094} \text{ t-m}$$

$$C_c = \underline{2.737} \text{ t}$$

$$C_s = \underline{0.349} \text{ t}$$

$$T = \underline{0.892} \text{ t}$$

$$e_{c,x} = \underline{26.51} \text{ mm}$$

$$e_{c,y} = \underline{-226.56} \text{ mm}$$

$$e_{s,x} = \underline{23.03} \text{ mm}$$

$$e_{s,y} = \underline{-235.04} \text{ mm}$$

$$e_{t,x} = \underline{-14.83} \text{ mm}$$

$$e_{t,y} = \underline{204.28} \text{ mm}$$

$$\epsilon_{comp} = \underline{0.0000}$$

$$\epsilon_{tracc} = \underline{0.0000}$$

$$\sigma_{comp} = \underline{7.55} \text{ kp/cm}^2$$

σ_{max} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

σ_{max} : 90.34 kp/cm²

Criterios de diseño por sismo (NTE E.060:2009, Artículo 21)

Geometría

La dimensión menor de la sección transversal, medida en cualquier línea recta que pase por su centroide geométrico, no debe ser menor de 250.00 mm (Artículo 21.6.1.2):

$$b \geq 250 \text{ mm}$$

$$400.00 \text{ mm} \geq 250.00 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

b: Dimensión menor de la sección del soporte.

$$b : \frac{400.00}{\text{mm}}$$

La relación entre la dimensión menor de la sección transversal y la dimensión perpendicular no debe ser menor que 0.25 (Artículo 21.6.1.3):

$$\frac{b}{h} \geq 0.4$$

$$0.7 \geq 0.3 \quad \checkmark$$

Donde:

b: Dimensión menor de la sección del soporte.

h: Dimensión mayor de la sección del soporte.

$$b : \frac{400.00}{\text{mm}}$$

$$h : \frac{600.00}{\text{mm}}$$

Armadura longitudinal

La cuantía de refuerzo longitudinal, A_{st} , no será menor que 1% ni mayor que 6% del área total de la sección transversal (Artículo 21.6.3.1):

$$A_{st} \geq 0.01 \cdot A_g$$

$$25.06 \text{ cm}^2 \geq 24.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

$$A_{st} \leq 0.06 \cdot A_g$$

$$25.06 \text{ cm}^2 \leq 144.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

A_g: Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : \frac{2400.00}{\text{cm}^2}$$

Armadura transversal

El área total de la sección transversal del refuerzo de estribos cerrados de confinamiento rectangulares, A_{sh} , no debe ser menor que $A_{sh,req}$ (Artículo 21.6.1.4):

En el eje X:

$$A_{sh} \geq A_{sh,req}$$

Donde:

$A_{sh,req}$: Valor máximo de A_{sh1} , A_{sh2} .

$$A_{sh1} = 0.3 \cdot \frac{s \cdot b_c \cdot f_c}{f_{yt}} \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right)$$

$$A_{sh2} = 0.09 \cdot \frac{s \cdot b_c \cdot f_c}{f_{yt}}$$

Siendo:

s: Espaciamiento medido centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

b_c: Dimensión del núcleo confinado del elemento normal al refuerzo con área A_{ch} y esfuerzo de fluencia f_y medida centro a centro del refuerzo de confinamiento.

f_c: Resistencia especificada a la compresión del concreto.

f_{yt}: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal.

A_g: Área total de la sección de hormigón.

A_{ch}: Área del núcleo confinado medida al exterior del refuerzo de confinamiento.

En el eje Y:

$$A_{sh} \geq A_{sh,req}$$

Donde:

$A_{sh,req}$: Valor máximo de A_{sh1} , A_{sh2} .

$$A_{sh1} = 0.3 \cdot \frac{s \cdot b_c \cdot f_c}{f_{yt}} \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right)$$

$$2.85 \text{ cm}^2 \geq 2.63 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

$$A_{sh,req} : \underline{2.63} \text{ cm}^2$$

$$A_{sh1} : \underline{2.63} \text{ cm}^2$$

$$A_{sh2} : \underline{1.53} \text{ cm}^2$$

$$s : \underline{50} \text{ mm}$$

$$b_c : \underline{510} \text{ mm}$$

$$f_c : \underline{280.00} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{yt} : \underline{4200.00} \text{ kp/cm}^2$$

$$A_g : \underline{2400.00} \text{ cm}^2$$

$$A_{ch} : \underline{1584.90} \text{ cm}^2$$

$$2.14 \text{ cm}^2 \geq 1.60 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

$$A_{sh,req} : \underline{1.60} \text{ cm}^2$$

$$A_{sh1} : \underline{1.60} \text{ cm}^2$$

$$A_{sh2} = 0.09 \cdot \frac{s \cdot b_c \cdot f_c}{f_y}$$

Siendo:

s: Espaciamiento medido centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

b_c: Dimensión del núcleo confinado del elemento normal al refuerzo con área A_{sh} y esfuerzo de fluencia f_y medida centro a centro del refuerzo de confinamiento.

f_c: Resistencia especificada a la compresión del concreto.

f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal.

A_s: Área total de la sección de hormigón.

A_{sh}: Área del núcleo confinado medida al exterior del refuerzo de confinamiento.

La separación del refuerzo transversal no debe exceder s_{límite} (Artículo 21.6.4.2):

$$s_0 \leq s_{límite}$$

Donde:

s_{límite}: Valor mínimo de s₀₁, s₀₂, s₀₃.

$$s_{01} = b_{min}/3$$

$$s_{02} = 6 \cdot d_b$$

$$s_{03} = 100$$

Siendo:

b_{min}: Menor dimensión del elemento sometido a compresión.

d_b: Diámetro de la barra comprimida más delgada.

La distancia, centro a centro, transversal al eje del elemento, entre las ramas de estribos cerrados de confinamiento múltiples o entre las grapas suplementarias, h_{tr}, no deben exceder 350 mm medidos centro a centro (Artículo 21.6.4.3):

En el eje X:

$$A_{sh2} : \underline{0.93} \text{ cm}^2$$

$$s : \underline{50} \text{ mm}$$

$$b_c : \underline{310} \text{ mm}$$

$$f_c : \underline{280.00} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_y : \underline{4200.00} \text{ kp/cm}^2$$

$$A_s : \underline{2400.00} \text{ cm}^2$$

$$A_{sh} : \underline{1584.90} \text{ cm}^2$$

$$50 \text{ mm} \leq 96 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s_{límite} : \underline{96} \text{ mm}$$

$$s_{01} : \underline{133} \text{ mm}$$

$$s_{02} : \underline{96} \text{ mm}$$

$$s_{03} : \underline{100} \text{ mm}$$

$$b_{min} : \underline{400.00} \text{ mm}$$

$$d_b : \underline{15.9} \text{ mm}$$

$$h_x \leq 350 \text{ mm}$$

Donde:

h_x : Espaciamiento máximo horizontal, medido centro a centro, entre ganchos suplementarios o ramas de estribos cerrados de confinamiento en todas las caras de la columna.

En el eje Y:

$$h_x \leq 350 \text{ mm}$$

Donde:

h_x : Espaciamiento máximo horizontal, medido centro a centro, entre ganchos suplementarios o ramas de estribos cerrados de confinamiento en todas las caras de la columna.

$$155 \text{ mm} \leq 350 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$h_x : \underline{155} \text{ mm}$$

$$175 \text{ mm} \leq 350 \text{ mm} \quad \checkmark$$

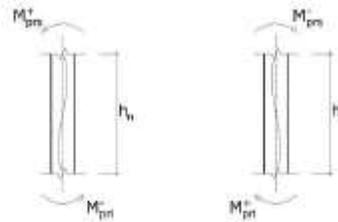
$$h_x : \underline{175} \text{ mm}$$

Resistencia mínima a flexión de columnas. (NTE-E.060)

En esta zona no son aplicables las comprobaciones de diseño por capacidad. ✓

Requisitos de resistencia al cortante en columnas. (NTE-E.060)

La fuerza de cortante de diseño, V_d , se debe determinar considerando las máximas fuerzas que se puedan generar en las caras de los nudos en cada extremo del elemento. Estas fuerzas se deben determinar usando las resistencias máximas probables en flexión, M_{pr} , en cada extremo del elemento, correspondientes al rango de cargas axiales amplificadas, P_u , que actúan en él.
No es necesario que las fuerzas cortantes en el elemento sean mayores que aquellas determinadas a partir de la resistencia de los nudos, basada en M_u de los elementos transversales que llegan al nudo.



Se debe satisfacer:

$$\phi \cdot V_n \geq V_d$$

Donde:

ϕ : Factor de reducción de resistencia

V_n : Resistencia nominal a cortante.

V_d : Fuerza cortante de diseño, valor máximo entre V_{dX} , V_{dY} .

$$\phi : 0.85$$

$$V_{dX} = \frac{M_{pn}^+ + M_{pn}^-}{h_n}$$

$$V_{dY} = \frac{M_{pn}^+ + M_{pn}^-}{h_n}$$

Siendo:

h_n : Altura libre del elemento.

M_{pn} : Resistencia probable a la flexión del elemento.

$$M_{pn} = 1.25 \cdot M_n$$

Donde:

M_n : Resistencia nominal a la flexión del elemento.

	h_n (m)	M_{pn}^+ (t-m)	M_{pn}^- (t-m)	M_{pn}^+ (t-m)	M_{pn}^- (t-m)	V_{dX} (t)	V_{dY} (t)	V_n (t)	$\phi \cdot V_n$ (t)	
Cortante en el eje X	3.60	14.91	14.91	14.56	14.56	8.19	8.19	8.19	75.42	✓
Cortante en el eje Y	3.60	23.25	23.25	22.84	22.84	12.80	12.80	12.80	67.35	✓ *

(*): pésimo

Comprobaciones de diseño la viga de 30X45 cm²

1.- DESCRIPCIÓN

Datos de la viga	
	Geometría
	Dimensiones : 30x45
	Luz libre : 4.1 m
	Recubrimiento geométrico superior : 4.0 cm
	Recubrimiento geométrico inferior : 4.0 cm
	Recubrimiento geométrico lateral : 4.0 cm
Materiales	
Hormigón : $f_c = 280$	
Armadura longitudinal : Grado 60	
Armadura transversal : Grado 60	

2.- RESUMEN DE LAS COMPROBACIONES

Vano	COMPROBACIONES DE RESISTENCIA (NTE E.060:2009)																Estado				
	Disp.	Arm.	Q	Q.S.	N.M	N.M.S.	T ₁	T _a	T _e	T _{NM}	T _V	T _V	T _V	T _V	T _{Disp.}	T _{Disp.}		T _{Geom.}	T _{Arm.}	S _{am}	Cap. H
V-112: P75 - P97	Cumple	Cumple	3,886 m $\eta = 3,2$	2,853 m $\eta = 4,3$	4,084 m $\eta = 31,7$	4,084 m $\eta = 57,7$	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	0,000 m Cumple	3,510 m Cumple	CUMPLE $\eta = 57,7$
<p>Notación:</p> <p>Disp.: Disposiciones relativas a las armaduras</p> <p>Arm.: Armadura inferior y superior</p> <p>Q: Estado límite de agotamiento frente a corte (combinaciones no sismicas)</p> <p>Q.S.: Estado límite de agotamiento frente a corte (combinaciones sismicas)</p> <p>N.M: Estado límite de agotamiento frente a sollicitaciones normales (combinaciones no sismicas)</p> <p>N.M.S.: Estado límite de agotamiento frente a sollicitaciones normales (combinaciones sismicas)</p> <p>T₁: Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua</p> <p>T_a: Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma</p> <p>T_e: Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales</p> <p>T_{NM}: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje X</p> <p>T_V: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y corte en el eje X. Compresión oblicua</p> <p>T_V: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y corte en el eje Y. Compresión oblicua</p> <p>T_V: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y corte en el eje X. Tracción en el alma</p> <p>T_V: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y corte en el eje Y. Tracción en el alma</p> <p>T_{Disp.}: Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal</p> <p>T_{Disp.}: Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal</p> <p>T_{Geom.}: Estado límite de agotamiento por torsión. Diámetro mínimo de la estructura longitudinal</p> <p>T_{Arm.}: Estado límite de agotamiento por torsión. Cuanto mínima de estribos cerrados</p> <p>S_{am}: Control de diseño por sismo</p> <p>Cap. H: Requisito de resistencia a corte. Fuerzas de diseño</p> <p>x: Distancia al origen de la barra</p> <p>η: Coeficiente de aprovechamiento (%)</p> <p>N.P.: No procede</p> <p>Comprobaciones que no procede (N.P.):</p> <p>⁽¹⁾ La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor</p> <p>⁽²⁾ La comprobación no procede, ya que no hay interacción entre torsión y esfuerzos normales</p>																					
Vano	COMPROBACIONES DE FISURACIÓN (NTE E.060:2009)								Estado												
	Z _{C, sup.}	Z _{C, lat. der.}	Z _{C, inf.}	Z _{C, lat. izq.}	S _{C, sup.}	S _{C, lat. der.}	S _{C, inf.}	S _{C, lat. izq.}													
V-112: P75 - P97	x: 4,084 m Cumple	x: 4,084 m Cumple	x: 1,511 m Cumple	x: 4,084 m Cumple	Cumple	Cumple	x: 0 m Cumple	Cumple	CUMPLE												
<p>Notación:</p> <p>Z_{C, sup.}: Comprobación del ancho de las grietas por flexión: Cara superior</p> <p>Z_{C, lat. der.}: Comprobación del ancho de las grietas por flexión: Cara lateral derecha</p> <p>Z_{C, inf.}: Comprobación del ancho de las grietas por flexión: Cara inferior</p> <p>Z_{C, lat. izq.}: Comprobación del ancho de las grietas por flexión: Cara lateral izquierda</p> <p>S_{C, sup.}: Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara superior</p> <p>S_{C, lat. der.}: Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara lateral derecha</p> <p>S_{C, inf.}: Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara inferior</p> <p>S_{C, lat. izq.}: Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara lateral izquierda</p> <p>x: Distancia al origen de la barra</p> <p>η: Coeficiente de aprovechamiento (%)</p>																					

Viga	Activa (Característica) $f_{s,adm} \leq f_{s,lim}$ $f_{s,lim} = L/480$	Estado
V-112: P75 - P97	$f_{s,adm}: 0.02 \text{ mm}$ $f_{s,lim}: 3.51 \text{ mm}$	CUMPLE

3.- COMPROBACIONES DE RESISTENCIA

V-112: P75 - P97 (P75 - 0.654 m, Negativos)

Disposiciones relativas a las armaduras (NTE E.060:2009, Artículos 7.6 y 7.10)

Armadura longitudinal

La distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa no debe ser menor de s_{min} (Artículo 7.6.1):

$$s_1 \geq s_{1,min}$$

Donde:

$s_{1,max}$: Valor máximo de s_1 , s_2 , s_3 .

$$s_1 = d_b$$

$$s_2 = 25 \text{ mm}$$

$$s_3 = 1.33 \cdot d_{ag}$$

Siendo:

d_b : Diámetro de la barra más gruesa.

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

$$81 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s_{1,max} : \underline{25} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{13} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{25} \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$d_b : \underline{12.7} \text{ mm}$$

$$d_{ag} : \underline{15} \text{ mm}$$

Armadura mínima y máxima (NTE E.060:2009, Artículos 10.5.1, 10.5.2, 10.5.3 y 10.9.1)

La cuantía de refuerzo longitudinal (A_s) no debe ser menor que $A_{s,min}$ (Artículos 10.5.2 y 10.5.3):

$$A_s \geq A_{s,min}$$

Donde:

$$A_{s,min} = \frac{0.22 \cdot \sqrt{f_c}}{f_y} \cdot A_g$$

Siendo:

f_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

A_g : Área total de la sección de hormigón.

$$7.60 \text{ cm}^2 \geq 3.78 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

$$A_{s,min} : \underline{3.78} \text{ cm}^2$$

$$f_c : \frac{280.00}{\text{kp/cm}^2}$$

$$f_y : \frac{4200.00}{\text{kp/cm}^2}$$

$$A_g : \frac{1350.00}{\text{cm}^2}$$

Flexión negativa alrededor del eje X:

La cuantía de refuerzo longitudinal (A_s) no debe ser menor que $A_{s,min}$ (Artículos 10.5.2 y 10.5.3):

$$A_s \geq A_{s,min}$$

Donde:

$$A_{s,min} = \frac{0.22 \cdot \sqrt{f_c}}{f_y} \cdot b_w \cdot d$$

Siendo:

f_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

b_w : Ancho del alma.

d : Canto útil de la sección.

$$3.80 \text{ cm}^2 \geq 3.31 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

$$A_{s,min} : \underline{3.31} \text{ cm}^2$$

$$f_c : \frac{280.00}{\text{kp/cm}^2}$$

$$f_y : \frac{4200.00}{\text{kp/cm}^2}$$

$$b_w : \frac{300}{\text{mm}}$$

$$d : \frac{394}{\text{mm}}$$

Flexión positiva alrededor del eje Y:

La cuantía de refuerzo longitudinal (A_s) no debe ser menor que $A_{s,min}$ (Artículos 10.5.2 y 10.5.3):

$$A_s \geq A_{s,min}$$

Donde:

$$5.07 \text{ cm}^2 \geq 2.48 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

$$A_{s,req} = \frac{0.22 \cdot \sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot b_w \cdot d$$

Siendo:

f'_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

b_w : Ancho del alma.

d : Canto útil de la sección.

Flexión negativa alrededor del eje Y:

La cuantía de refuerzo longitudinal (A_s) no debe ser menor que $A_{s,req}$ (Artículos 10.5.2 y 10.5.3):

$$A_s \geq A_{s,req}$$

Donde:

$$A_{s,req} = \frac{0.22 \cdot \sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot b_w \cdot d$$

Siendo:

f'_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

b_w : Ancho del alma.

d : Canto útil de la sección.

$$A_{s,req} : \underline{2.48} \text{ cm}^2$$

$$f'_c : \underline{280.00} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_y : \underline{4200.00} \text{ kp/cm}^2$$

$$b_w : \underline{450} \text{ mm}$$

$$d : \underline{197} \text{ mm}$$

$$5.07 \text{ cm}^2 \geq 2.48 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

$$A_{s,req} : \underline{2.48} \text{ cm}^2$$

$$f'_c : \underline{280.00} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_y : \underline{4200.00} \text{ kp/cm}^2$$

$$b_w : \underline{450} \text{ mm}$$

$$d : \underline{197} \text{ mm}$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (NTE E.060:2009, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{s,r}}{\phi \cdot V_{s,c}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.017} \quad \checkmark$$

Donde:

V_{eff} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

ϕV_{eff} : Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.000 m', para la combinación de hipótesis "1.4-PP+1.4-CM1".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

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

$$V_n = V_c + V_s$$

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a tracción axial (Artículo 11.2.2.3):

$$V_c = 0.17 \cdot \left(1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g} \right) \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \leq 0$$

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

Donde:

N_u : Carga axial amplificada normal a la sección transversal.

A_g : Área total de la sección de hormigón.

f'_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

$$\sqrt{f'_c} > 8.3 \text{ MPa}$$

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

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

Resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante (Artículo 11.5.7):

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_n \cdot d}{s}$$

En ningún caso se debe considerar V_s mayor que (Artículo 11.5.7.9):

$$V_{\text{eff}} : \underline{0.529} \text{ t}$$

$$\phi V_{\text{eff}} : \underline{30.899} \text{ t}$$

$$V_n : \underline{36.352} \text{ t}$$

$$V_c : \underline{10.124} \text{ t}$$

$$N_u : \underline{-2.716} \text{ t}$$

$$A_g : \underline{1350.00} \text{ cm}^2$$

$$f'_c : \underline{280.00} \text{ kp/cm}^2$$

$$b_w : \underline{300} \text{ mm}$$

$$d : \underline{394} \text{ mm}$$

$$V_s : \underline{26.228} \text{ t}$$

$$V_u = 0.66 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d$$

([MPa] f_c)

Donde:

A_v: Área de refuerzo para cortante dentro del espaciamiento s.

f_{tr}: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal.

f_{tr} > 420 MPa

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

s: Espaciamiento medido centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

f_c: Resistencia especificada a la compresión del concreto.

$\sqrt{f_c} > 8.3$ MPa

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

$$V_u : \underline{42.112} \text{ t}$$

$$A_v : \underline{1.43} \text{ cm}^2$$

$$f_{tr} : \underline{4200.00} \text{ kp/cm}^2$$

$$d : \underline{394} \text{ mm}$$

$$s : \underline{90} \text{ mm}$$

$$f_c : \underline{280.00} \text{ kp/cm}^2$$

$$b_w : \underline{300} \text{ mm}$$

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

El espaciamiento del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe exceder s_{max} (Artículo 11.5.5):

$$s \leq s_{max}$$

Donde:

s_{max}: Valor mínimo de s₁, s₂.

$$s_1 = d/2$$

$$s_2 = 600 \text{ mm}$$

Siendo:

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

$$90 \text{ mm} \leq 200 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s_{max} : \underline{200} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{200} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{600} \text{ mm}$$

$$d : \underline{394} \text{ mm}$$

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

Debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante, $A_{v,min}$, en todo elemento de concreto armado sometido a flexión (preesforzado y no preesforzado) (Artículo 11.5.6):

$$A_v \geq A_{v,min}$$

Donde:

$$A_{v,min} = 0.062 \cdot \sqrt{f_c} \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_{yt}}$$

([MPa] f_c y f_{yt})

Pero no debe ser menor que:

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

([MPa] f_{yt})

Siendo:

f_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

$$\sqrt{f_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

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

s : Espaciamiento medido centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

f_{yt} : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal.

$$f_{yt} \geq 420 \text{ MPa}$$

$$1.43 \text{ cm}^2 \geq 0.23 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

$$A_{v,calc} : \underline{0.21} \text{ cm}^2$$

$$A_{v,min} : \underline{0.23} \text{ cm}^2$$

$$f_c : \underline{280.00} \text{ kp/cm}^2$$

$$b_w : \underline{300} \text{ mm}$$

$$s : \underline{90} \text{ mm}$$

$$f_{yt} : \underline{4200.00} \text{ kp/cm}^2$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas) (NTE E.060:2009, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{e,y}}{\phi \cdot V_{n,y}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.024} \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{e,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

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

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.000 m', para la combinación de hipótesis "1.25·PP+0.9·CM1-SX".

$$V_{e,y} : \underline{0.807} \text{ t}$$

$$\phi \cdot V_{n,y} : \underline{33.198} \text{ t}$$

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

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

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_n : \underline{39.057} \text{ t}$$

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

$$V_c = \left(0.16 \cdot \sqrt{f'_c} + 17 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_n} \right) b_w \cdot d$$

$$V_c : \underline{12.829} \text{ t}$$

([MPa] f'_c)

Sin embargo, V_c no debe tomarse mayor que:

$$V_c = 0.29 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g}}$$

$$V_c : \underline{18.518} \text{ t}$$

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

Donde:

f'_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

$$f'_c : \underline{280.00} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sqrt{f'_c} > 8.3 \text{ MPa}$$

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$

Siendo:

A_s: Área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción.

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

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

$$M_m = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$

Donde:

M_u: Momento amplificado en la sección.

N_u: Carga axial amplificada normal a la sección transversal.

h: Altura de un elemento.

A_s: Área total de la sección de hormigón.

Resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante (Artículo 11.5.7):

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_{tv} \cdot d}{s}$$

En ningún caso se debe considerar V_s mayor que (Artículo 11.5.7.9):

$$V_s = 0.66 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d$$

([MPa] f_c)

Donde:

A_v: Área de refuerzo para cortante dentro del espaciamiento s.

f_{tv}: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal.

f_{tv} > 420 MPa

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

$$\rho_w : \underline{0.003}$$

$$A_s : \underline{3.80} \text{ cm}^2$$

$$b_w : \underline{300} \text{ mm}$$

$$d : \underline{394} \text{ mm}$$

$$M_m : \underline{0.077} \text{ t-m}$$

$$M_u : \underline{-0.259} \text{ t-m}$$

$$N_u : \underline{1.038} \text{ t}$$

$$h : \underline{450.00} \text{ mm}$$

$$A_s : \underline{1350.00} \text{ cm}^2$$

$$V_s : \underline{26.228} \text{ t}$$

$$V_s : \underline{42.112} \text{ t}$$

$$A_v : \underline{1.43} \text{ cm}^2$$

$$f_{tv} : \underline{4200.00} \text{ kp/cm}^2$$

$$d : \underline{394} \text{ mm}$$

s: Espaciamiento medido centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

f_c: Resistencia especificada a la compresión del concreto.

$$\sqrt{f_c} > 8.3 \text{ MPa}$$

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

$$s : \underline{90} \text{ mm}$$

$$f_c : \underline{280.00} \text{ kp/cm}^2$$

$$b_w : \underline{300} \text{ mm}$$

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

El espaciamiento del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe exceder s_{max} (Artículo 11.5.5):

$$s \leq s_{max}$$

Donde:

s_{max}: Valor mínimo de s_1 , s_2 .

$$s_1 = d/2$$

$$s_2 = 600 \text{ mm}$$

Siendo:

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

$$90 \text{ mm} \leq 200 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s_{max} : \underline{200} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{200} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{600} \text{ mm}$$

$$d : \underline{394} \text{ mm}$$

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

Debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante, $A_{v,min}$, en todo elemento de concreto armado sometido a flexión (preesforzado y no preesforzado) (Artículo 11.5.6):

$$A_v \geq A_{v,min}$$

Donde:

$$A_{v,min} = 0.062 \cdot \sqrt{f_c} \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_y}$$

([MPa] f_c y f_y)

$$1.43 \text{ cm}^2 \geq 0.23 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

$$A_{v,min} : \underline{0.23} \text{ cm}^2$$

Pero no debe ser menor que:

$$A_{s,min} = (0.35 \cdot b_w \cdot s) / f_{st}$$

([MPa] f_{st})

Siendo:

f_{st} : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

$$\sqrt{f'_c} > 8.3 \text{ MPa}$$

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

s : Espaciamiento medido centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

f_{st} : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal.

$$f_{st} > 420 \text{ MPa}$$

$$A_{s,min} : \underline{0.23} \text{ cm}^2$$

$$f'_c : \underline{280.00} \text{ kp/cm}^2$$

$$b_w : \underline{300} \text{ mm}$$

$$s : \underline{90} \text{ mm}$$

$$f_{st} : \underline{4200.00} \text{ kp/cm}^2$$

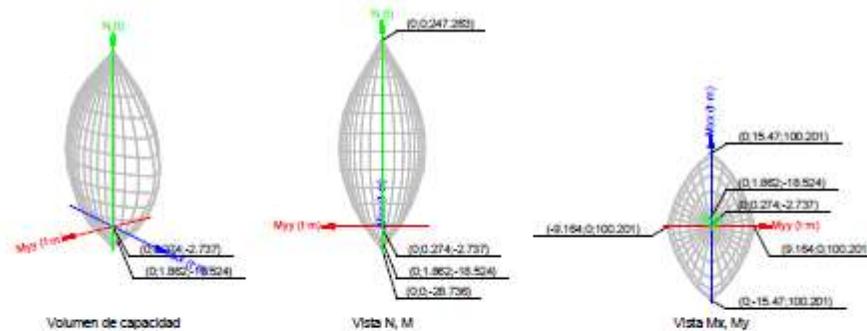
Estado limite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas) (NTE E.060:2009, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.654 m', para la combinación de hipótesis "1.4-PP+1.4-CM1".

Se debe satisfacer:

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

$$\eta : \underline{0.148} \checkmark$$



Comprobación de resistencia de la sección (η_s)

P_s, M_s son los esfuerzos de cálculo de primer orden.

P_s : Esfuerzo normal de cálculo.

M_s : Momento de cálculo de primer orden.

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

ϕP_s : Axil de agotamiento.

ϕM_s : Momentos de agotamiento.

$$P_s : \underline{-2.737} \text{ t}$$

$$M_{sx} : \underline{0.274} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{sy} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$\phi P_s : \underline{-18.524} \text{ t}$$

$$\phi M_{sx} : \underline{1.862} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$\phi M_{sy} : \underline{0.000} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Cálculo de la capacidad resistente

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

Comprobación de la viga metálica W24X146

Barra N270/N348

Perfil: W24X146 Material: Acero (A36)							
	Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas			
	Inicial	Final		Área (cm ²)	I _x ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _y ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _p ⁽²⁾ (cm ⁴)
	N270	N348	3.920	275.98	189092.57	16267.88	550.13
	Notas: (1) Inercia respecto al eje indicado (2) Momento de inercia a torsión uniforme						
		Pandeo		Pandeo lateral			
	β	Plano ZX	Plano ZY	Ala sup.	Ala inf.		
L_c	1.00	1.00	0.00	0.00			
C_b	3.920	3.920	0.000	0.000			
	-	-	1.000				
Notación: β : Coeficiente de pandeo L_c : Longitud de pandeo (m) C_b : Factor de modificación para el momento crítico							

Barra	COMPROBACIONES (ANSI/AISC 360-10 (LRFD))								Estado
	P_t	λ_c	P_c	M_x	M_y	V_x	V_y	PM,M,V,V,T	
N270/N348	x: 1.96 m $\eta = 0.1$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 1.96 m $\eta = 0.1$	x: 0 m $\eta = 0.9$	x: 0 m $\eta = 1.9$	$\eta = 0.1$	x: 0 m $\eta = 0.7$	x: 0 m $\eta = 3.2$	CUMPLE $\eta = 3.2$
Notación: P_t : Resistencia a tracción λ_c : Limitación de esbeltez para compresión P_c : Resistencia a compresión M_x : Resistencia a flexión eje X M_y : Resistencia a flexión eje Y V_x : Resistencia a corte X V_y : Resistencia a corte Y PM,M,V,V,T : Esfuerzos combinados y torsión x : Distancia al origen de la barra η : Coeficiente de aprovechamiento (%)									

Resistencia a tracción (Capítulo D)

Se debe satisfacer:

$$\eta_t = \frac{P_r}{P_c} \leq 1$$

$$\eta_t : \underline{0.001} \quad \checkmark$$

El axil de tracción solicitante de cálculo pésimo P_r , se produce en un punto situado a una distancia de 1.960 m del nudo N270, para la combinación de hipótesis 1.2·PP+1.2·CM1+SY.

Donde:

P_r : Resistencia a tracción requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$P_r : \underline{0.924} \text{ t}$$

P_c : Resistencia de diseño a tracción

$$P_c : \underline{632.989} \text{ t}$$

$$P_c = \phi_t P_n$$

La resistencia de diseño a tracción es el menor valor de los obtenidos según el estado límite de fluencia a tracción de la sección bruta y el de rotura a tracción de la sección neta

Donde:

ϕ_t : Factor de resistencia a tracción, tomado como:

$$\phi_t : \underline{0.90}$$

a) Para fluencia bajo tracción en la sección bruta:

$$P_n = F_y A \quad (D2 - 1)$$

$$P_n : \underline{703.321} \text{ t}$$

Donde:

A : Área bruta de la sección de la barra.

$$A : \underline{275.98} \text{ cm}^2$$

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2548.42} \text{ kp/cm}^2$$

Limitación de esbeltez para compresión (Capítulo E)

La esbeltez máxima admisible en una barra sometida a compresión es*:

$$\lambda \leq 200$$

$$\lambda : \underline{51} \quad \checkmark$$

Donde:

λ : Coeficiente de esbeltez

$$\lambda = \frac{KL}{r}$$

$$\lambda : \underline{51}$$

Donde:

L: Longitud de la barra

$$L : \underline{3920} \text{ mm}$$

K: Factor de longitud efectiva.

$$K : \underline{1.00}$$

r_y: Radio de giro respecto al eje Y

$$r_y : \underline{7.68} \text{ cm}$$

Donde:

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$$

$$r_y : \underline{7.68} \text{ cm}$$

Donde:

I_y: Momento de inercia respecto al eje Y

$$I_y : \underline{16267.88} \text{ cm}^4$$

A: Área total de la sección transversal de la barra.

$$A : \underline{275.98} \text{ cm}^2$$

Notas:

*: La esbeltez máxima admisible está basada en las Notas de Usuario de la sección E2.

Resistencia a compresión (Capítulo E)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo E de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_r = \frac{P_r}{P_c} \leq 1$$

$$\eta_r : \underline{0.001} \quad \checkmark$$

El axil de compresión solicitante de cálculo pésimo P , se produce en un punto situado a una distancia de 1.960 m del nudo N270, para la combinación de hipótesis 0.9-PP+0.9-CM1-SY.

Donde:

P_r : Resistencia a compresión requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$P_r : \frac{0.570}{t}$$

P_u : Resistencia de diseño a compresión

$$P_u : \frac{551.290}{t}$$

$$P_r = \phi_c P_n$$

La resistencia de diseño a compresión en secciones comprimidas es el menor valor de los obtenidos según los estados límite descritos en el Capítulo E.

Donde:

ϕ_c : Factor de resistencia a compresión, tomado como:

$$\phi_c : \frac{0.90}{t}$$

P_n : Resistencia nominal a compresión, calculada según el Artículo E3-A:

$$P_n : \frac{612.544}{t}$$

$$P_n = F_y A$$

para el pandeo por flexión de secciones con elementos compactos y no compactos (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), Capítulo E - E3-A).

Donde:

A : Área bruta de la sección de la barra.

$$A : \frac{275.98}{\text{cm}^2}$$

F_{cr} : Tensión de pandeo por flexión, tomada como:

$$F_{cr} : \frac{2219.50}{\text{kp/cm}^2}$$

1) Cuando: $\frac{F_y}{F_{cr}} \leq 2.25$

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{F_y}{F_{cr}}} \right] F_y$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado del acero de las barras

$$F_y : \frac{2548.42}{\text{kp/cm}^2}$$

F_{cr} : Tensión crítica elástica de pandeo, tomada como la menor de:

$$F_{cr} : \frac{7718.58}{\text{kp/cm}^2}$$

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r} \right)^2}$$

$$F_{cr} : \frac{89718.24}{\text{kp/cm}^2}$$

Donde:

$$F_{cr} : \frac{7718.58}{\text{kp/cm}^2}$$

E : Módulo de elasticidad del acero

$$E : \frac{2038735.98}{\text{kp/cm}^2}$$

K: Factor de longitud efectiva.

L: Longitud de la barra

r: Radio de giro dominante

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

Donde:

I: Momento de inercia

A: Área total de la sección transversal de la barra.

$$\begin{aligned} K_x &: 1.00 \\ K_y &: 1.00 \\ L &: 3920 \text{ mm} \\ r_x &: 26.18 \text{ cm} \\ r_y &: 7.68 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_x &: 189092.57 \text{ cm}^4 \\ I_y &: 16267.88 \text{ cm}^4 \\ A &: 275.98 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Resistencia a flexión eje X (Capítulo F)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo F de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_x = \frac{M_u}{M_c} \leq 1$$

$$\eta_x : 0.009 \quad \checkmark$$

El momento flector solicitante de cálculo pésimo, M_u , se produce en el nudo N270, para la combinación de acciones 1.2-PP+1.2-CM1+SY.

Donde:

M_u : Resistencia a flexión requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$M_u : 1.423 \text{ t-m}$$

M_c : Resistencia de diseño a flexión

$$M_c : 155.828 \text{ t-m}$$

$$M_c = \phi_b M_n$$

La resistencia de diseño a flexión para secciones sometidas a momento flector es el menor valor de los obtenidos según los estados límite descritos en el Capítulo F:

Donde:

ϕ_b : Factor de resistencia a flexión

$$\phi_b : 0.90$$

M_n : La resistencia nominal a flexión calculada según Artículo 2, Sección 1

$$M_n : 173.142 \text{ t-m}$$

Donde:

M: Resistencia a flexión requerida

1. Fluencia

$$M_s = M_p = F_y Z_x$$

Donde:

F_y: Límite elástico mínimo especificado

Z_x: Módulo resistente plástico respecto al eje X

2. Pandeo lateral

a) Si $L_b \leq L_p$, el estado límite de pandeo lateral no es de aplicación

Donde:

L_b: Distancia entre puntos de arriostamiento al desplazamiento lateral del ala comprimida o de la torsión de la sección transversal

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Donde:

E: Módulo de elasticidad del acero

F_y: Límite elástico mínimo especificado

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$$

Donde:

I_y: Momento de inercia respecto al eje Y

A: Área total de la sección transversal de la barra.

$$M_s' : \frac{0.744}{1} \text{ t-m}$$

$$M_s : \frac{1.423}{1} \text{ t-m}$$

$$M_s : \frac{173.142}{1} \text{ t-m}$$

$$F_y : \frac{2548.42}{1} \text{ kp/cm}^2$$

$$Z_x : \frac{6794.10}{1} \text{ cm}^3$$

$$L_b : \frac{0}{1} \text{ mm}$$

$$L_p : \frac{3821.92}{1} \text{ mm}$$

$$E : \frac{2038735.98}{1} \text{ kp/cm}^2$$

$$F_y : \frac{2548.42}{1} \text{ kp/cm}^2$$

$$r_y : \frac{7.68}{1} \text{ cm}$$

$$I_y : \frac{16267.88}{1} \text{ cm}^4$$

$$A : \frac{275.98}{1} \text{ cm}^2$$

Resistencia a flexión eje Y (Capítulo F)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo F de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_M = \frac{M_u}{M_n} \leq 1$$

$$\eta_M : \underline{0.019} \quad \checkmark$$

El momento flector solicitante de cálculo pésimo, M_u , se produce en el nudo N270, para la combinación de acciones 1.2-PP+1.2-CM1-SX.

Donde:

M_n : Resistencia a flexión requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$M_u : \underline{0.662} \text{ t-m}$$

M_n : Resistencia de diseño a flexión

$$M_n : \underline{35.007} \text{ t-m}$$

$$M_n = \phi_b M_n$$

La resistencia de diseño a flexión para secciones sometidas a momento flector es el menor valor de los obtenidos según los estados límite descritos en el Capítulo F:

Donde:

ϕ_b : Factor de resistencia a flexión

$$\phi_b : \underline{0.90}$$

M_n : La resistencia nominal a flexión calculada según Artículo 6, Sección 1

$$M_n : \underline{38.896} \text{ t-m}$$

1. Fluencia

$$M_u - M_p = F_y Z_y \leq 1.6 F_y S_y$$

$$M_u : \underline{38.896} \text{ t-m}$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2548.42} \text{ kp/cm}^2$$

Z_y : Módulo resistente plástico respecto al eje Y

$$Z_y : \underline{1526.29} \text{ cm}^3$$

S_y : Módulo resistente elástico respecto al eje Y

$$S_y = \frac{I_y}{x}$$

$$S_y : \underline{992.85} \text{ cm}^3$$

Donde:

I_y : Momento de inercia respecto al eje Y

$$I_y : \underline{16267.88} \text{ cm}^4$$

x : Distancia a la fibra extrema en flexión desde el baricentro

$$x : \underline{163.85} \text{ mm}$$

2. Pandeo local del ala

a) Para secciones con alas compactas el estado límite de fluencia es de aplicación

Resistencia a corte X (Capítulo G)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo G de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_v = \frac{V}{V_c} \leq 1$$

$$\eta_v : \underline{0.001} \quad \checkmark$$

El esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V , se produce para la combinación de hipótesis 1.2-PP+1.2-CM1-SX.

Donde:

V : Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$V : \underline{0.213} \quad t$$

V_c : Resistencia de diseño a cortante

$$V_c : \underline{249.834} \quad t$$

$$V_c = \phi_v V_n$$

La resistencia de diseño a cortante viene dada por:

Donde:

ϕ_v : Factor de resistencia a cortante

$$\phi_v : \underline{0.90}$$

V_n : se define según lo detallado en el Capítulo G, de la siguiente forma:

para secciones con simetría simple y doble cargadas en el eje débil, la resistencia nominal a cortante se calcula de la siguiente forma (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), Capítulo G - G-7),

$$V_n = 0.6F_y A_w C_v$$

$$V_n : \underline{277.593} \quad t$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2548.42} \quad \text{kp/cm}^2$$

$$A_w = Zb_w t_w$$

$$A_w : \underline{181.55} \quad \text{cm}^2$$

Donde:

b_w : Anchura total del ala

$$b_w : \underline{327.70} \quad \text{mm}$$

t_w : Espesor del ala

$$t_w : \underline{27.70} \quad \text{mm}$$

b) para todas las demás secciones con simetría doble o simple y secciones en U, excepto tubos redondos, el coeficiente de cortante del alma, C_v , se calcula de la siguiente forma:

$$1) \quad \frac{b}{t_w} \leq 1.10 \sqrt{k_v \frac{E}{F_y}}$$

$$C_v = 1.0$$

Donde:

- b:** La mitad del ancho total del ala
- t:** Espesor del ala
- E:** Módulo de elasticidad del acero
- K_v:** Coeficiente de abolladura del alma

$$C_v : \underline{1.00}$$

$$b : \underline{163.85} \text{ mm}$$

$$t : \underline{27.70} \text{ mm}$$

$$E : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

$$K_v : \underline{1.20}$$

Resistencia a corte Y (Capítulo G)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo G de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_v = \frac{V_u}{V_c} \leq 1$$

$$\eta_v : \underline{0.007} \checkmark$$

El esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_u , se produce en el nudo N270, para la combinación de hipótesis 1.2-PP+1.2-CM1+SY.

Donde:

V_r: Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$V_r : \underline{1.033} \text{ t}$$

V_c: Resistencia de diseño a cortante

$$V_c = \phi_v V_n$$

$$V_n : \underline{158.385} \text{ t}$$

La resistencia de diseño a cortante viene dada por:

Donde:

En la Sección G2.1 a:

φ_v: Factor de resistencia a cortante

$$\phi_v : \underline{1.00}$$

V_n: se define según lo detallado en el Capítulo G, de la siguiente forma:

para almas de secciones con simetría simple o doble y en U sometidas a cortante en el plano del alma (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), Capítulo G - G2).

$$V_n = 0.6F_y A_w C_v$$

$$V_n : \underline{158.385} \text{ t}$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$A_w = dt_w$$

Donde:

d : Canto total

t_w : Espesor del alma

1. Resistencia nominal a cortante

a) para almas de perfiles laminados de sección en doble T cuando se cumple:

$$\frac{h}{t_w} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

C_v : Coeficiente de cortante del alma

Donde:

h : Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo

E : Módulo de elasticidad del acero

2. Comprobación de rigidizadores transversales

(a) si $\frac{h}{t_w} \leq 2.46 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

No son necesarios rigidizadores transversales.

Donde:

h : Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo

t_w : Espesor del alma

E : Módulo de elasticidad del acero

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2548.42} \text{ kp/cm}^2$$

$$A_w : \underline{103.58} \text{ cm}^2$$

$$d : \underline{627.40} \text{ mm}$$

$$t_w : \underline{16.51} \text{ mm}$$

$$C_v : \underline{1.00}$$

$$h : \underline{572.00} \text{ mm}$$

$$E : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

$$h : \underline{572.00} \text{ mm}$$

$$t_w : \underline{16.51} \text{ mm}$$

$$E : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

$$F_y : \underline{2548.42} \text{ kp/cm}^2$$

Esfuerzos combinados y torsión (Capítulo H)

Se debe cumplir el siguiente criterio:

$$\eta \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.032} \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo p_simos se producen en el nudo N270, para la combinaci3n de acciones 1.2·PP+1.2·CM1-SX.

Donde:

Seg \ddot{u} n el capitulo H3.3, las secciones abiertas sometidas a torsi3n junto con tensiones combinadas, han de satisfacer la siguiente condici3n:

$$\eta = \frac{T_r}{T_r} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.005} \quad \checkmark$$

Ya que la norma no proporciona una comprobaci3n general para secciones abiertas sometidas a torsi3n combinada con otros esfuerzos, se considera que este elemento debe cumplir, adem \acute{a} s, los siguientes criterios para la tensi3n de Von Mises:

$$\eta = \left| \frac{f_x}{F_x} + \frac{f_{y2}}{F_{y2}} + \frac{f_{y1}}{F_{y1}} \right| \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.032} \quad \checkmark$$

$$\eta = \left| \frac{f_{y2}}{F_{y2}} + \frac{f_{y1}}{F_{y1}} + \frac{f_x}{F_x} \right| \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.005} \quad \checkmark$$

$$\eta = \left[\frac{f_x}{F_x} + \frac{f_{y2}}{F_{y2}} + \frac{f_{y1}}{F_{y1}} \right]^2 + \left[\frac{f_{y2}}{F_{y2}} + \frac{f_{y1}}{F_{y1}} + \frac{f_x}{F_x} \right]^2 \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.001} \quad \checkmark$$

3. Resistencia de secciones no tubulares sometidas a torsi3n y tensiones combinadas

T_r : Resistencia a torsi3n requerida

$$T_r : \underline{0.014} \quad \text{t}\cdot\text{m}$$

$T_r = \phi_s T_n$

$$T_n : \underline{2.733} \quad \text{t}\cdot\text{m}$$

Donde:

ϕ_s : Factor de resistencia para torsi3n

$$\phi_s : \underline{0.90}$$

T_n : Resistencia nominal a torsi3n, definida como:

$$T_n = F_t C$$

$$T_n : \underline{3.037} \quad \text{t}\cdot\text{m}$$

Donde:

C: M3dulo resistente a torsi3n

$$C : \underline{198.60} \quad \text{cm}^3$$

b) El estado l \acute{i} mite de fluencia bajo tensiones tangenciales por cortante

$$F_t = 0.6F_y$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado del acero de las barras

$$F_t : \underline{1529.05} \text{ kp/cm}^2$$

$$F_y : \underline{2548.42} \text{ kp/cm}^2$$

Comprobación de Von Mises (comprobación adicional)

f_s : Tensión normal debida al esfuerzo axial (tracción o compresión) calculada para la sección bruta.

$$f_s = \frac{P}{A}$$

Donde:

P : Resistencia requerida a compresión (para las combinaciones de carga LRFD).

A : Área total de la sección transversal de la barra.

$$f_s : \underline{0.98} \text{ kp/cm}^2$$

$$P : \underline{0.270} \text{ t}$$

$$A : \underline{275.98} \text{ cm}^2$$

f_{sx} : Tensión normal debida a flexión alrededor del eje x.

$$f_{sx} = \frac{-y}{I_x} M_{sx}$$

Donde:

M_{sx} : Resistencia requerida a flexión alrededor del eje x (para las combinaciones de carga LRFD).

I_x : Momento de inercia respecto al eje X

y : Coordenada y del punto pésimo respecto al centro de gravedad.

$$f_{sx} : \underline{6.34} \text{ kp/cm}^2$$

$$M_{sx} : \underline{0.382} \text{ t-m}$$

$$I_x : \underline{189092.57} \text{ cm}^4$$

$$y : \underline{-313.70} \text{ mm}$$

f_{sy} : Tensión normal debida a flexión alrededor del eje y.

$$f_{sy} = \frac{-x}{I_y} M_{sy}$$

Donde:

M_{sy} : Resistencia requerida a flexión alrededor del eje y (para las combinaciones de carga LRFD).

I_y : Momento de inercia respecto al eje Y

x : Coordenada x del punto pésimo respecto al centro de gravedad.

$$f_{sy} : \underline{66.64} \text{ kp/cm}^2$$

$$M_{sy} : \underline{0.662} \text{ t-m}$$

$$I_y : \underline{16267.88} \text{ cm}^4$$

$$x : \underline{-163.85} \text{ mm}$$

f_{vx} : Tensión tangencial debida a cortante en la dirección x.

$$f_{vx} = -\frac{V_x Q_y}{I_x b}$$

Donde:

V_x : Resistencia requerida a cortante en la dirección x (para las combinaciones de carga LRFD).

Q_y : Momento estático respecto del eje y de la sección parcial de área correspondiente al punto pésimo.

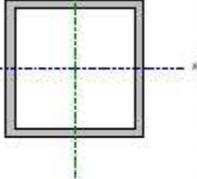
$$f_{vx} : \underline{0.00} \text{ kp/cm}^2$$

$$V_x : \underline{0.170} \text{ t}$$

$$Q_y : \underline{0.00} \text{ cm}^3$$

I_y : Momento de inercia respecto al eje Y	I_y : <u>16267.88</u> cm ⁴
b : Espesor del elemento en el punto pésimo.	b : <u>27.70</u> mm
f_{vy} : Tensión tangencial debida a cortante en la dirección y.	f_{vy} : <u>0.00</u> kp/cm ²
$f_{vy} = \frac{V_y Q_x}{I_x b}$	
Donde:	
V_y : Resistencia requerida a cortante en la dirección y (para las combinaciones de carga LRFD).	V_y : <u>0.516</u> t
Q_x : Momento estático respecto del eje x de la sección parcial de área correspondiente al punto pésimo.	Q_x : <u>0.00</u> cm ³
I_x : Momento de inercia respecto al eje X	I_x : <u>189092.57</u> cm ⁴
b : Espesor del elemento en el punto pésimo.	b : <u>27.70</u> mm
f_t : Tensión tangencial debida a torsión.	f_t : <u>-6.81</u> kp/cm ²
$f_t = \pm \frac{b}{J} T_x$	
Donde:	
T_x : Resistencia requerida a torsión (para las combinaciones de carga LRFD).	T_x : <u>0.014</u> t-m
J : Momento de inercia a torsión uniforme	J : <u>550.13</u> cm ⁴
b : Espesor del elemento en el punto pésimo.	b : <u>27.70</u> mm
F_s : Resistencia a tracción de la sección.	F_s : <u>2293.58</u> kp/cm ²
$F_s = \phi_t F_t$	F_s : <u>0.90</u>
Donde:	F_t : <u>2548.42</u> kp/cm ²
φ_t : Factor de seguridad para tracción.	
F_t : Límite elástico mínimo especificado del acero de las barras	
F_{vx} , F_{vy} : Resistencia de la sección a flexión alrededor de los ejes x y y, respectivamente.	F_{vx} : <u>2293.58</u> kp/cm ²
$F_{vx} = F_{tx} - \phi_b F_t$	F_{vy} : <u>2293.58</u> kp/cm ²
Donde:	
φ_b : Factor de resistencia para flexión.	φ_b : <u>0.90</u>
F_t : Límite elástico mínimo especificado del acero de las barras	F_t : <u>2548.42</u> kp/cm ²
F_{vx} , F_{vy} : Resistencia de la sección a cortante en las direcciones x y y, respectivamente.	F_{vx} : <u>1324.20</u> kp/cm ²
$F_{vx} = F_{vy} = \phi_v F_t / \sqrt{3}$	F_{vy} : <u>1324.20</u> kp/cm ²
φ_v : Factor de resistencia para cortante.	φ_v : <u>0.90</u>
F_t : Límite elástico mínimo especificado del acero de las barras	F_t : <u>2548.42</u> kp/cm ²
F_t : Resistencia a torsión de la sección.	F_t : <u>1324.20</u> kp/cm ²
$F_t = \phi_t F_t / \sqrt{3}$	
Donde:	
φ_t : Factor de resistencia para torsión	φ_t : <u>0.90</u>
F_t : Límite elástico mínimo especificado del acero de las barras	F_t : <u>2548.42</u> kp/cm ²

Comprobaciones de diseño del perfil 5X5X5/16

Perfil: 5X5X5/16 Material: Acero (A36)										
	Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas						
	Inicial	Final		Área (cm ²)	$I_x^{(1)}$ (cm ⁴)	$I_y^{(1)}$ (cm ⁴)	$I_t^{(2)}$ (cm ⁴)			
	N403	N344	1.160	37.64	893.67	893.67	1340.51			
	Notas: ⁽¹⁾ Inercia respecto al eje indicado ⁽²⁾ Momento de inercia a torsión uniforme									
				Pandeo		Pandeo lateral				
				Plano ZX	Plano ZY	Ala sup.	Ala inf.			
				β	1.00	1.00	0.00	0.00		
			L_c	1.160	1.160	0.000	0.000			
			C_b	-		1.000				
Notación: β : Coeficiente de pandeo L_c : Longitud de pandeo (m) C_b : Factor de modificación para el momento crítico										
Barra	COMPROBACIONES (ANSI/AISC 360-10 (LRFD))								Estado	
	P_t	λ_c	P_c	M_x	M_y	V_x	V_y	PM,M,V,V,T		
N403/N344	N.P. ⁽¹⁾	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 7.7$	x: 0 m $\eta = 2.1$	x: 1.16 m $\eta = 5.5$	$\eta = 0.7$	x: 0 m $\eta = 0.6$	x: 1.16 m $\eta = 9.6$	CUMPLE $\eta = 9.6$	
Notación: P_t : Resistencia a tracción λ_c : Limitación de esbeltez para compresión P_c : Resistencia a compresión M_x : Resistencia a flexión eje X M_y : Resistencia a flexión eje Y V_x : Resistencia a corte X V_y : Resistencia a corte Y PM,M,V,V,T : Esfuerzos combinados y torsión x : Distancia al origen de la barra η : Coeficiente de aprovechamiento (%) $N.P.$: No procede										
Comprobaciones que no proceden (N.P.): ⁽¹⁾ La comprobación no procede, ya que no hay axial de tracción.										

Resistencia a tracción (Capítulo D)

La comprobación no procede, ya que no hay axil de tracción.

Limitación de esbeltez para compresión (Capítulo E)

La esbeltez máxima admisible en una barra sometida a compresión es*:

$$\lambda \leq 200$$

$$\lambda : \underline{24} \checkmark$$

Donde:

λ : Coeficiente de esbeltez

$$\lambda = \frac{KL}{r}$$

$$\lambda : \underline{24}$$

Donde:

L: Longitud de la barra

$$\mathbf{L} : \underline{5800} \text{ mm}$$

K: Factor de longitud efectiva.

$$\mathbf{K} : \underline{0.20}$$

r_x : Radio de giro respecto al eje X

$$\mathbf{r}_x : \underline{4.87} \text{ cm}$$

Donde:

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}}$$

$$\mathbf{r}_x : \underline{4.87} \text{ cm}$$

Donde:

I_x: Momento de inercia respecto al eje X

$$\mathbf{I}_x : \underline{893.67} \text{ cm}^4$$

A: Área total de la sección transversal de la barra.

$$\mathbf{A} : \underline{37.64} \text{ cm}^2$$

Notas:

*: La esbeltez máxima admisible está basada en las Notas de Usuario de la sección E2.

Resistencia a compresión (Capítulo E)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo E de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_T = \frac{P_c}{P_c} \leq 1$$

$$\eta_T : \underline{0.077} \quad \checkmark$$

El axil de compresión solicitante de cálculo pésimo P, se produce en el nudo N403, para la combinación de hipótesis 1.2-PP+1.2-CM1+SX.

Donde:

P_r: Resistencia a compresión requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$P_r : \underline{6.426} \text{ t}$$

P_c: Resistencia de diseño a compresión

$$P_c : \underline{83.766} \text{ t}$$

$$P_c = \phi_c P_n$$

La resistencia de diseño a compresión en secciones comprimidas es el menor valor de los obtenidos según los estados límite descritos en el Capítulo E.

Donde:

φ_c: Factor de resistencia a compresión, tomado como:

$$\phi_c : \underline{0.90}$$

P_n: Resistencia nominal a compresión, calculada según el Artículo E3-A:

$$P_n : \underline{93.073} \text{ t}$$

$$P_n = F_y A$$

para el pandeo por flexión de secciones con elementos compactos y no compactos (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), Capítulo E - E3-A).

Donde:

A: Área bruta de la sección de la barra.

$$A : \underline{37.64} \text{ cm}^2$$

F_{cr}: Tensión de pandeo por flexión, tomada como:

$$F_{cr} : \underline{2473.00} \text{ kp/cm}^2$$

i) Cuando: $\frac{F_y}{F_c} \leq 2.25$

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{F_y}{F_c}} \right] F_y$$

Donde:

F_y: Límite elástico mínimo especificado del acero de las barras

$$F_y : \underline{2548.42} \text{ kp/cm}^2$$

F_c: Tensión crítica elástica de pandeo, tomada como la menor de:

$$F_c : \underline{35507.79} \text{ kp/cm}^2$$

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

$$F_{c1} : \underline{35507.79} \text{ kp/cm}^2$$

$$F_{c2} : \underline{35507.79} \text{ kp/cm}^2$$

Donde:

E: Módulo de elasticidad del acero

K: Factor de longitud efectiva.

L: Longitud de la barra

r: Radio de giro dominante

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

Donde:

I: Momento de inercia

A: Área total de la sección transversal de la barra.

E : 2038735.98 kp/cm²

K_x : 0.20

K_y : 0.20

L : 5800 mm

r_x : 4.87 cm

r_y : 4.87 cm

I_x : 893.67 cm⁴

I_y : 893.67 cm⁴

A : 37.64 cm²

Resistencia a flexión eje X (Capítulo F)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo F de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).
Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_x = \frac{M_x}{M_x} \leq 1$$

$$\eta_x : \underline{0.021} \quad \checkmark$$

El momento flector solicitante de cálculo pésimo, M_x , se produce en el nudo N403, para la combinación de acciones 1.2-PP+1.2-CM1-SY.

Donde:

M_x : Resistencia a flexión requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$M_x : \underline{0.083} \text{ t-m}$$

M_x : Resistencia de diseño a flexión

$$M_x : \underline{3.861} \text{ t-m}$$

$$M_x = \phi_b M_n$$

La resistencia de diseño a flexión para secciones sometidas a momento flector es el menor valor de los obtenidos según los estados límite descritos en el Capítulo F:

Donde:

ϕ_b : Factor de resistencia a flexión

$$\phi_b : \underline{0.90}$$

M_n : La resistencia nominal a flexión calculada según Artículo 7, Sección 1

$$M_n : \underline{4.290} \text{ t-m}$$

1. Fluencia

$$M_x = M_y = F_y Z_x$$

$$M_x : \underline{4.290} \text{ t-m}$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2548.42} \text{ kp/cm}^2$$

Z_x : Módulo resistente plástico respecto al eje X

$$Z_x : \underline{168.34} \text{ cm}^3$$

2. Pandeo local del ala

a) para secciones compactas, el estado límite de pandeo local del ala no se aplica

3. Pandeo local del alma

a) para secciones compactas, el estado límite de pandeo local del alma no es de aplicación

Resistencia a flexión eje Y (Capítulo F)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo F de ANSI/AISC 360-10 (LRFD). Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_w = \frac{M_r}{M_n} \leq 1$$

$$\eta_w : \underline{0.055} \quad \checkmark$$

El momento flector solicitante de cálculo pésimo, M_r , se produce en el nudo N344, para la combinación de acciones 1.2-PP+1.2-CM1+SY.

Donde:

M_r : Resistencia a flexión requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$M_r : \underline{0.211} \text{ t-m}$$

M_n : Resistencia de diseño a flexión

$$M_n : \underline{3.861} \text{ t-m}$$

$$M_n = \phi_b M_p$$

La resistencia de diseño a flexión para secciones sometidas a momento flector es el menor valor de los obtenidos según los estados límite descritos en el Capítulo F:

Donde:

ϕ_b : Factor de resistencia a flexión

$$\phi_b : \underline{0.90}$$

M_p : La resistencia nominal a flexión calculada según Artículo 7, Sección 1

$$M_p : \underline{4.290} \text{ t-m}$$

1. Fluencia

$$M_p = M_y = F_y Z_y$$

$$M_p : \underline{4.290} \text{ t-m}$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2548.42} \text{ kp/cm}^2$$

Z_y : Módulo resistente plástico respecto al eje Y

$$Z_y : \underline{168.34} \text{ cm}^3$$

2. Pandeo local del ala

a) para secciones compactas, el estado límite de pandeo local del ala no se aplica

3. Pandeo local del alma

a) para secciones compactas, el estado límite de pandeo local del alma no es de aplicación

Resistencia a corte X (Capítulo G)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo G de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_v = \frac{V}{V_c} \leq 1$$

$$\eta_v : \underline{0.007} \quad \checkmark$$

El esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V , se produce para la combinación de hipótesis 1.2·PP+1.2·CM1+SY.

Donde:

V_r : Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$V_r : \underline{0.170} \quad t$$

V_n : Resistencia de diseño a cortante

$$V_n : \underline{24.178} \quad t$$

$$V_r = \phi_v V_n$$

La resistencia de diseño a cortante viene dada por:

Donde:

ϕ_v : Factor de resistencia a cortante

$$\phi_v : \underline{0.90}$$

V_n : se define según lo detallado en el Capítulo G, de la siguiente forma:

en tubos rectangulares y secciones en cajón, la resistencia nominal a cortante se calcula de la siguiente forma (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), Capítulo G - G-5).

$$V_n = 0.6F_y A_w C_v$$

$$V_n : \underline{26.865} \quad t$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2548.42} \quad \text{kp/cm}^2$$

$$A_w = 2bt$$

$$A_w : \underline{17.57} \quad \text{cm}^2$$

Donde:

b : Distancia libre entre almas menos el radio de acuerdo a cada lado

$$b : \underline{111.20} \quad \text{mm}$$

t : Espesor del ala

$$t : \underline{7.90} \quad \text{mm}$$

b) para almas de todas las demás secciones con simetría doble o simple y secciones en U, excepto tubos redondos, el coeficiente de cortante del alma, C_v , se calcula de la siguiente forma:

$$i) \quad \frac{b}{t} \leq 1.10 \sqrt{k_v \frac{E}{F_y}}$$

$$C_v = 1.0$$

$$C_v : \underline{1.00}$$

Donde:

- b**: Distancia libre entre almas menos el radio de acuerdo a cada lado
- t_f**: Espesor del ala
- E**: Módulo de elasticidad del acero
- K_v**: Coeficiente de abolladura del alma

$$\begin{aligned} b &: \underline{111.20} \text{ mm} \\ t_f &: \underline{7.90} \text{ mm} \\ E &: \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2 \\ K_v &: \underline{5.00} \end{aligned}$$

Resistencia a corte Y (Capítulo G)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo G de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_v = \frac{V}{V_c} \leq 1$$

$$\eta_v : \underline{0.006} \checkmark$$

El esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V , se produce en el nudo N403, para la combinación de hipótesis 1.2-PP+1.2-CM1-SY.

Donde:

V_r: Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$V_r : \underline{0.135} \text{ t}$$

V_c: Resistencia de diseño a cortante

$$V_c = \phi_v V_n$$

$$V_c : \underline{24.178} \text{ t}$$

La resistencia de diseño a cortante viene dada por:

Donde:

φ_v: Factor de resistencia a cortante

$$\phi_v : \underline{0.90}$$

V_n: se define según lo detallado en el Capítulo G, de la siguiente forma:

en tubos rectangulares y secciones en cajón, la resistencia nominal a cortante se calcula de la siguiente forma (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), Capítulo G - G-5).

$$V_n = 0.6F_y A_w C_v$$

$$V_n : \underline{26.865} \text{ t}$$

Donde:

F_y: Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2548.42} \text{ kp/cm}^2$$

$$A_w = 2ht_w$$

$$A_w : \underline{17.57} \text{ cm}^2$$

Donde:

h: Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo

t_w: Espesor del alma

b) para almas de todas las demás secciones con simetría doble o simple y secciones en U, excepto tubos redondos, el coeficiente de cortante del alma, C_v, se calcula de la siguiente forma:

$$i) \frac{h}{t_w} \leq 1.10 \sqrt{K_v \frac{E}{F_y}}$$

$$C_v = 1.0$$

Donde:

h: Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo

t_w: Espesor del alma

E: Módulo de elasticidad del acero

K_v: Coeficiente de abolladura del alma

$$h : \frac{111.20}{\quad} \text{ mm}$$

$$t_w : \frac{7.90}{\quad} \text{ mm}$$

$$C_v : \frac{1.00}{\quad}$$

$$h : \frac{111.20}{\quad} \text{ mm}$$

$$t_w : \frac{7.90}{\quad} \text{ mm}$$

$$E : \frac{2038735.98}{\quad} \text{ kp/cm}^2$$

$$K_v : \frac{5.00}{\quad}$$

Esfuerzos combinados y torsión (Capítulo H)

Se debe cumplir el siguiente criterio:

$$\eta \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.096} \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en el nudo N344, para la combinación de acciones 1.2-PP+1.2-CM1+SY.

Donde:

η : calculado según Artículo 1, Sección 1

1. Secciones con simetría doble y simple sometidas a flexión y compresión

b) Para $\frac{P}{P_c} < 0.2$

$$\eta = \frac{P}{2P_c} + \left(\frac{M_{fx}}{M_{cx}} + \frac{M_{fy}}{M_{cy}} \right) \quad (H1-1b)$$

$$\eta : \underline{0.10}$$

Donde:

P_c : Resistencia a compresión requerida

P_s : Resistencia de diseño a compresión, calculado según el Capítulo E

M_{cx} : Resistencia a flexión requerida en el eje fuerte

M_{sx} : Resistencia de diseño a flexión en el eje fuerte, calculado según el Capítulo F

M_{cy} : Resistencia a flexión requerida en el eje débil

M_{sy} : Resistencia de diseño a flexión en el eje débil, calculado según el Capítulo F

$$P_c : \underline{4.939} \text{ t}$$

$$P_s : \underline{83.766} \text{ t}$$

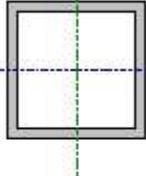
$$M_{cx} : \underline{0.045} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{sx} : \underline{3.861} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{cy} : \underline{0.211} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{sy} : \underline{3.861} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Comprobaciones de diseño del perfil 4X4X5/16

Perfil: 4X4X5/16 Material: Acero (A36)						
	Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas		
	Inicial	Final		Área (cm ²)	I _y ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _x ⁽¹⁾ (cm ⁴)
	N336	N335	1.160	27.88	414.92	414.92
Notas: ⁽¹⁾ Inercia respecto al eje indicado ⁽²⁾ Momento de inercia a torsión uniforme						
	Pandeo			Pandeo lateral		
	Plano ZX	Plano ZY	Ala sup.	Ala inf.		
β	1.00	1.00	0.00	0.00		
L_c	1.160	1.160	0.000	0.000		
C_b	-			1.000		
Notación: β : Coeficiente de pandeo L_c : Longitud de pandeo (m) C_b : Factor de modificación para el momento crítico						

Barra	COMPROBACIONES (ANSI/AISC 360-10 (LRFD))								Estado
	P_t	λ_c	P_c	M_x	M_y	V_x	V_y	PM,M,V,V,T	
N336/N335	$\eta = 11.6$	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	x: 1.16 m $\eta = 2.0$	x: 0 m $\eta = 1.3$	x: 0 m $\eta = 0.3$	x: 1.16 m $\eta = 0.2$	x: 1.16 m $\eta = 8.2$	CUMPLE $\eta = 11.6$
Notación: P_t : Resistencia a tracción λ_c : Limitación de esbeltez para compresión P_c : Resistencia a compresión M_x : Resistencia a flexión eje X M_y : Resistencia a flexión eje Y V_x : Resistencia a corte X V_y : Resistencia a corte Y PM,M,V,V,T: Esfuerzos combinados y torsión x: Distancia al origen de la barra η : Coeficiente de aprovechamiento (%) N.P.: No procede									
Comprobaciones que no proceden (N.P.): ⁽¹⁾ La comprobación no procede, ya que no hay axil de compresión.									

Resistencia a tracción (Capítulo D)

Se debe satisfacer:

$$\eta_T = \frac{P}{P_t} \leq 1$$

$$\eta_T : \underline{0.116} \quad \checkmark$$

El axil de tracción solicitante de cálculo pésimo P, se produce para la combinación de hipótesis 1.2·PP+1.2·CM1+SY.

Donde:

P_t : Resistencia a tracción requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$P_t : \underline{7.426} \text{ t}$$

P_s : Resistencia de diseño a tracción

$$P_s : \underline{63.952} \text{ t}$$

$$P_t = \phi P_s$$

La resistencia de diseño a tracción es el menor valor de los obtenidos según el estado límite de fluencia a tracción de la sección bruta y el de rotura a tracción de la sección neta

Donde:

ϕ : Factor de resistencia a tracción, tomado como:

$$\phi : \underline{0.90}$$

a) Para fluencia bajo tracción en la sección bruta:

$$P_t = F_y A \quad (D2 - 1)$$

$$P_s : \underline{71.058} \text{ t}$$

Donde:

A : Área bruta de la sección de la barra.

$$A : \underline{27.88} \text{ cm}^2$$

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2548.42} \text{ kp/cm}^2$$

Limitación de esbeltez para compresión (Capítulo E)

La comprobación no procede, ya que no hay axil de compresión.

Resistencia a compresión (Capítulo E)

La comprobación no procede, ya que no hay axil de compresión.

Resistencia a flexión eje X (Capítulo F)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo F de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).
Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_x = \frac{M_x}{M_n} \leq 1$$

$$\eta_x : \underline{0.020} \quad \checkmark$$

El momento flector solicitante de cálculo pésimo, M_x , se produce en el nudo N335, para la combinación de acciones 1.2·PP+1.2·CM1+5X.

Donde:

M_x : Resistencia a flexión requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$M_x : \underline{0.044} \text{ t-m}$$

M_n : Resistencia de diseño a flexión

$$M_n : \underline{2.264} \text{ t-m}$$

$$M_n = \phi_b M_p$$

La resistencia de diseño a flexión para secciones sometidas a momento flector es el menor valor de los obtenidos según los estados límite descritos en el Capítulo F:

Donde:

ϕ_b : Factor de resistencia a flexión

$$\phi_b : \underline{0.90}$$

M_p : La resistencia nominal a flexión calculada según Artículo 7, Sección 1

$$M_p : \underline{2.515} \text{ t-m}$$

1. Fluencia

$$M_x = M_p = F_y Z_x$$

$$M_p : \underline{2.515} \text{ t-m}$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2548.42} \text{ kp/cm}^2$$

Z_x : Módulo resistente plástico respecto al eje X

$$Z_x : \underline{98.70} \text{ cm}^3$$

2. Pandeo local del ala

a) para secciones compactas, el estado límite de pandeo local del ala no se aplica

3. Pandeo local del alma

a) para secciones compactas, el estado límite de pandeo local del alma no es de aplicación

Resistencia a flexión eje Y (Capítulo F)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo F de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_y = \frac{M_u}{M_n} \leq 1$$

$$\eta_y : \underline{0.013} \quad \checkmark$$

El momento flector solicitante de cálculo pésimo, M_u , se produce en el nudo N336, para la combinación de acciones 1.2-PP+1.2-CM1-SY.

Donde:

M_u : Resistencia a flexión requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$M_u : \underline{0.030} \text{ t-m}$$

M_n : Resistencia de diseño a flexión

$$M_n : \underline{2.264} \text{ t-m}$$

$$M_n = \phi_y M_n$$

La resistencia de diseño a flexión para secciones sometidas a momento flector es el menor valor de los obtenidos según los estados límite descritos en el Capítulo F:

Donde:

ϕ_y : Factor de resistencia a flexión

$$\phi_y : \underline{0.90}$$

M_n : La resistencia nominal a flexión calculada según Artículo 7, Sección 1

$$M_n : \underline{2.515} \text{ t-m}$$

1. Fluencia

$$M_u = M_p = F_y Z_y$$

$$M_u : \underline{2.515} \text{ t-m}$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2548.42} \text{ kp/cm}^2$$

Z_y : Módulo resistente plástico respecto al eje Y

$$Z_y : \underline{98.70} \text{ cm}^3$$

2. Pandeo local del ala

a) para secciones compactas, el estado límite de pandeo local del ala no se aplica

3. Pandeo local del alma

a) para secciones compactas, el estado límite de pandeo local del alma no es de aplicación

Resistencia a corte X (Capítulo G)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo G de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_v = \frac{V_u}{V_c} \leq 1$$

$$\eta_v : \underline{0.003} \quad \checkmark$$

El esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_u , se produce en el nudo N336, para la combinación de hipótesis 1.2-PP+1.2-CM1-SY.

Donde:

V_u : Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$V_u : \underline{0.049} \text{ t}$$

V_c : Resistencia de diseño a cortante

$$V_c = \phi_v V_n$$

$$V_n : \underline{17.679} \text{ t}$$

La resistencia de diseño a cortante viene dada por:

Donde:

ϕ_v : Factor de resistencia a cortante

$$\phi_v : \underline{0.90}$$

V_n : se define según lo detallado en el Capítulo G, de la siguiente forma:

en tubos rectangulares y secciones en cajón, la resistencia nominal a cortante se calcula de la siguiente forma (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), Capítulo G - G-5).

$$V_n = 0.6F_y A_w C_v$$

$$V_n : \underline{19.643} \text{ t}$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2548.42} \text{ kp/cm}^2$$

$$A_w = Zbt_f$$

$$A_w : \underline{12.85} \text{ cm}^2$$

Donde:

b : Distancia libre entre almas menos el radio de acuerdo a cada lado

$$b : \underline{86.80} \text{ mm}$$

t_f : Espesor del ala

$$t_f : \underline{7.40} \text{ mm}$$

b) para almas de todas las demás secciones con simetría doble o simple y secciones en U, excepto tubos redondos, el coeficiente de cortante del alma, C_v , se calcula de la siguiente forma:

$$1) \frac{b}{t_f} \leq 1.10 \sqrt{k_v \frac{E}{F_y}}$$

$$C_v = 1.0$$

Donde:

b: Distancia libre entre almas menos el radio de acuerdo a cada lado

t_w: Espesor del ala

E: Módulo de elasticidad del acero

K_v: Coeficiente de abolladura del alma

$$C_v : \underline{1.00}$$

$$b : \underline{86.80} \text{ mm}$$

$$t_w : \underline{7.40} \text{ mm}$$

$$E : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

$$K_v : \underline{5.00}$$

Resistencia a corte V (Capítulo G)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo G de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_v = \frac{V}{V_c} \leq 1$$

$$\eta_v : \underline{0.002} \checkmark$$

El esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V , se produce en el nudo N335, para la combinación de hipótesis 1.2-PP+1.2-CM1-SY.

Donde:

V_r: Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$V_r : \underline{0.043} \text{ t}$$

V_n: Resistencia de diseño a cortante

$$V_n : \underline{17.679} \text{ t}$$

$$V_r = \phi_v V_n$$

La resistencia de diseño a cortante viene dada por:

Donde:

ϕ_v : Factor de resistencia a cortante

$$\phi_v : \underline{0.90}$$

V_n: se define según lo detallado en el Capítulo G, de la siguiente forma:

en tubos rectangulares y secciones en cajón, la resistencia nominal a cortante se calcula de la siguiente forma (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), Capítulo G - G-5).

$$V_n = 0.6F_y A_w C_v$$

$$V_n : \underline{19.643} \text{ t}$$

Donde:

F_y: Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2548.42} \text{ kp/cm}^2$$

$$A_w = 2ht_w$$

Donde:

h: Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo

t_w: Espesor del alma

b) para almas de todas las demás secciones con simetría doble o simple y secciones en U, excepto tubos redondos, el coeficiente de cortante del alma, C_v, se calcula de la siguiente forma:

$$i) \frac{h}{t_w} \leq 1.10 \sqrt{k_v \frac{E}{F_y}}$$

$$C_v = 1.0$$

Donde:

h: Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo

t_w: Espesor del alma

E: Módulo de elasticidad del acero

K_v: Coeficiente de abolladura del alma

$$A_w : \underline{\underline{12.85}} \text{ cm}^2$$

$$h : \underline{\underline{86.80}} \text{ mm}$$

$$t_w : \underline{\underline{7.40}} \text{ mm}$$

$$C_v : \underline{\underline{1.00}}$$

$$h : \underline{\underline{86.80}} \text{ mm}$$

$$t_w : \underline{\underline{7.40}} \text{ mm}$$

$$E : \underline{\underline{2038735.98}} \text{ kp/cm}^2$$

$$K_v : \underline{\underline{5.00}}$$

Esfuerzos combinados y torsión (Capítulo H)

Se debe cumplir el siguiente criterio:

$$\eta \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.082} \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en el nudo N335, para la combinación de acciones 1.2-PP+1.2-CM1+SY.

Donde:

η : calculado según Artículo 1, Sección 2

2. Secciones con simetría doble y simple sometidas a flexión y tracción

b) Para $\frac{P_c}{P_c} < 0.2$

$$\eta = \frac{P_c}{2P_t} + \left(\frac{M_{ux}}{M_{ux}} + \frac{M_{uy}}{M_{uy}} \right) \quad (H1-1b)$$

$$\eta : \underline{0.08}$$

Donde:

P_t : Resistencia requerida a tracción

$$P_t : \underline{7.410} \text{ t}$$

P_c : Resistencia de diseño a tracción, calculado según el Capítulo D, Sección D2

$$P_c : \underline{63.952} \text{ t}$$

M_{ux} : Resistencia a flexión requerida en el eje fuerte

$$M_{ux} : \underline{0.044} \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_{ux} : Resistencia de diseño a flexión en el eje fuerte, calculado según el Capítulo F

$$M_{ux} : \underline{2.264} \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_{uy} : Resistencia a flexión requerida en el eje débil

$$M_{uy} : \underline{0.010} \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_{uy} : Resistencia de diseño a flexión en el eje débil, calculado según el Capítulo F

$$M_{uy} : \underline{2.264} \text{ t}\cdot\text{m}$$

ANEXO 4

PLANO ESTRUCTURAL DEL PROYECTO

Figura 69

Plano estructural vista 3D

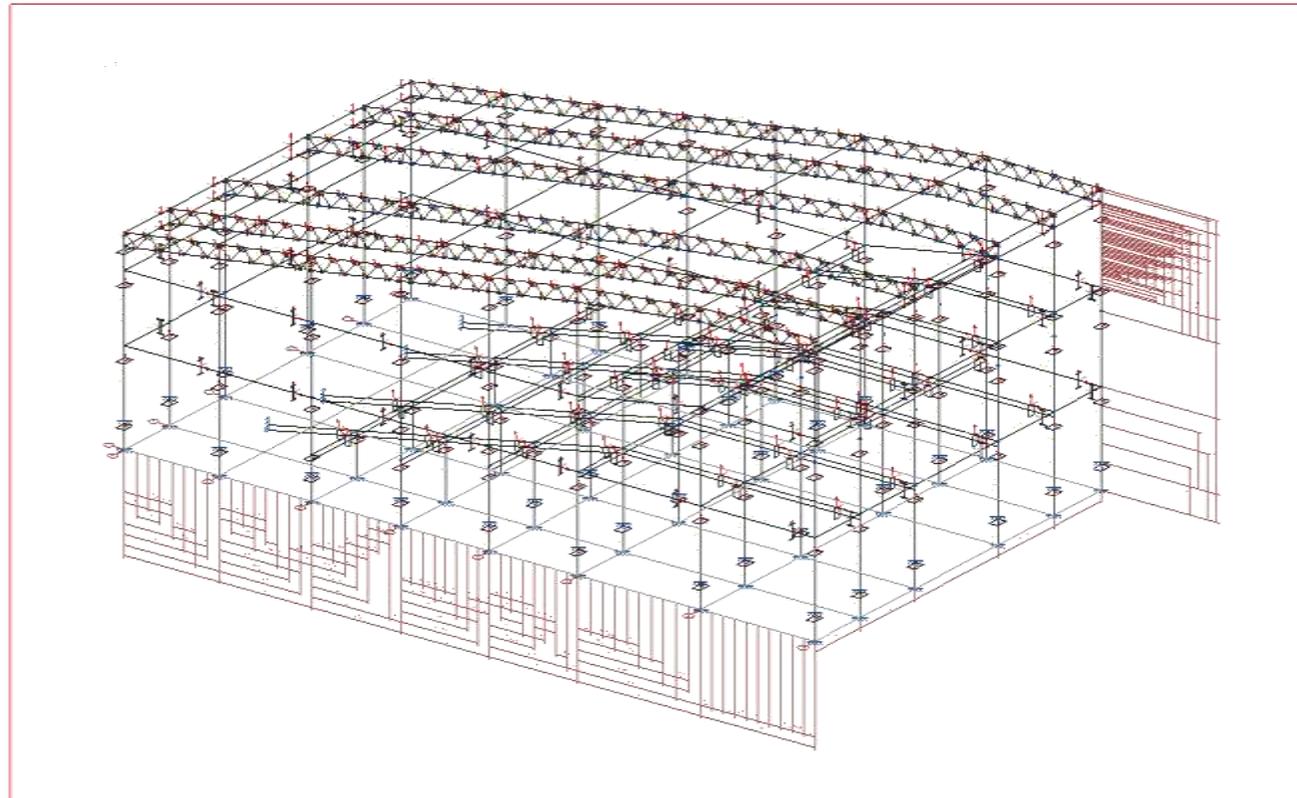


Figura 70

Plano estructural detalles de Viga 1

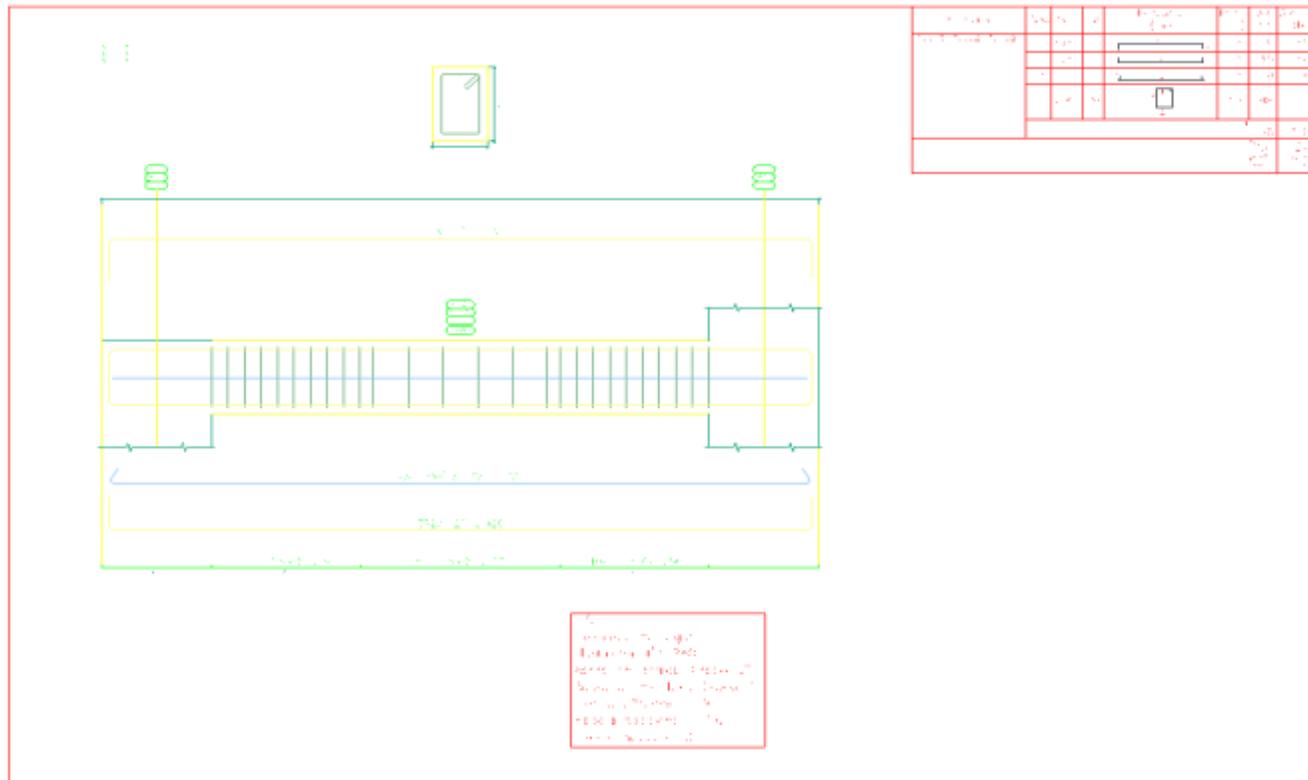


Figura 71

Plano estructural detalles de Viga 2

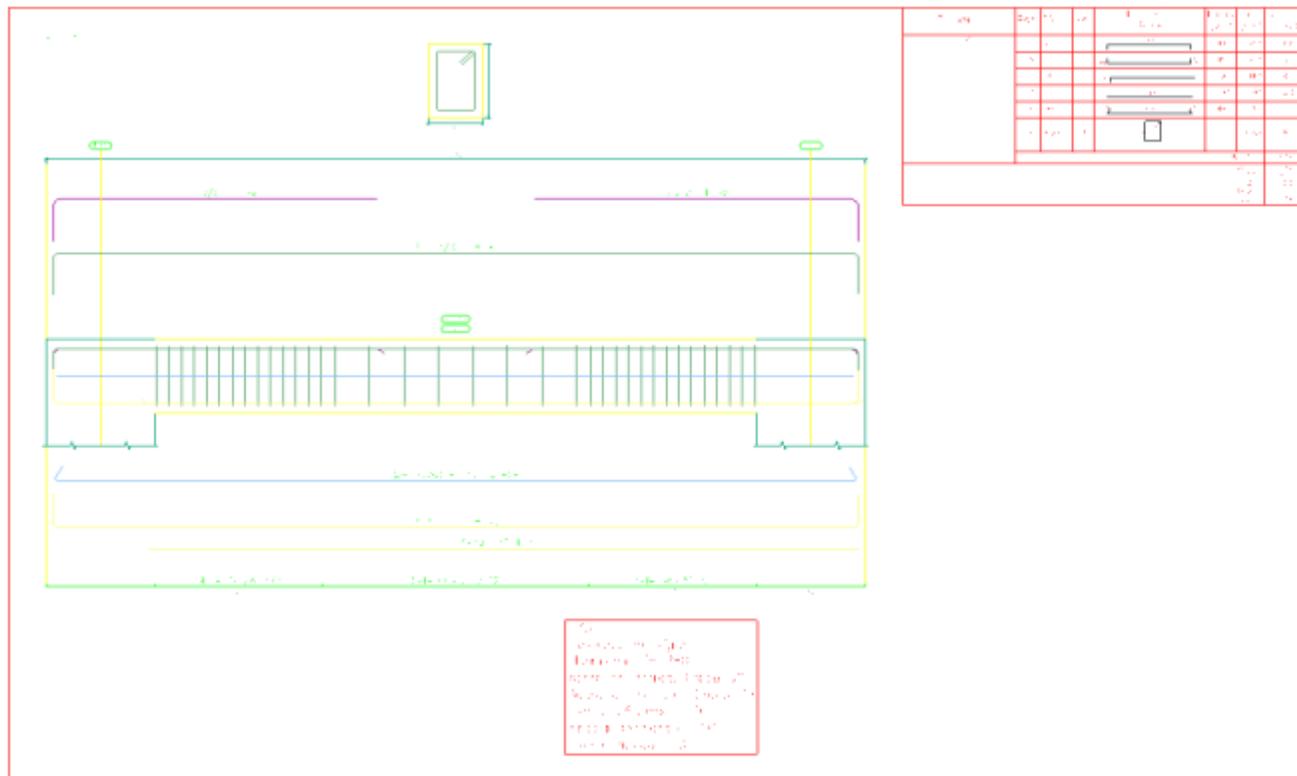


Figura 72

Plano estructural detalles de Viga 3

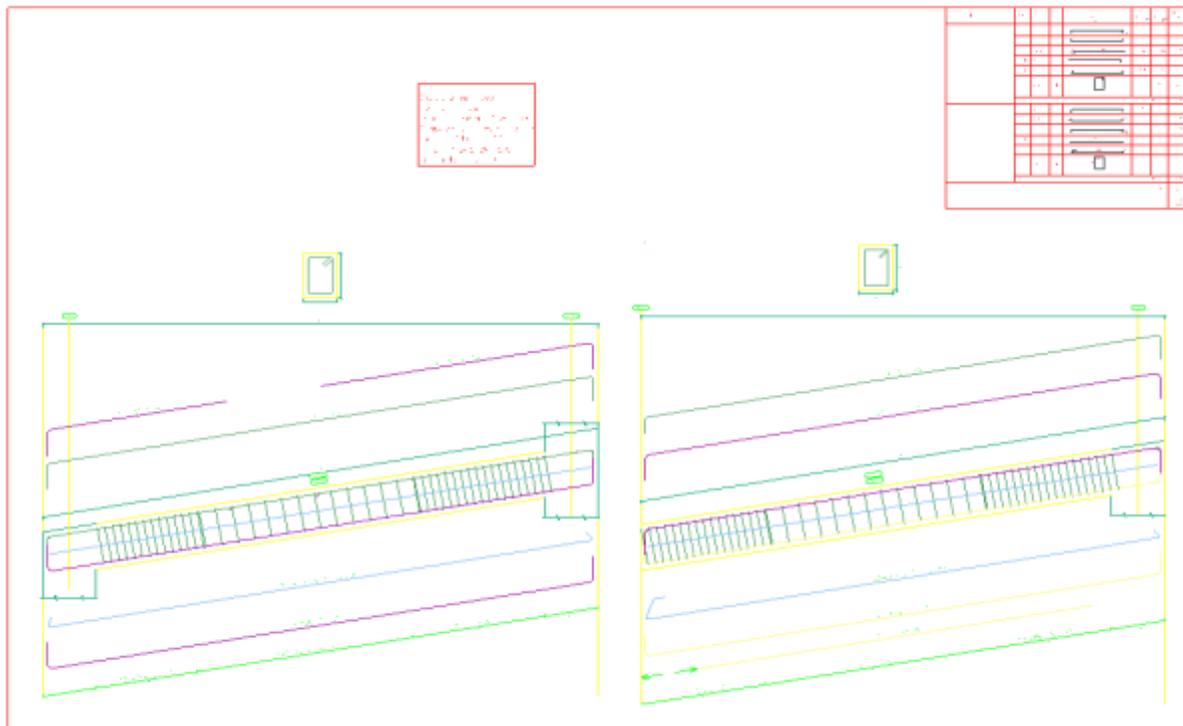


Figura 73

Plano estructural detalles de Viga 4

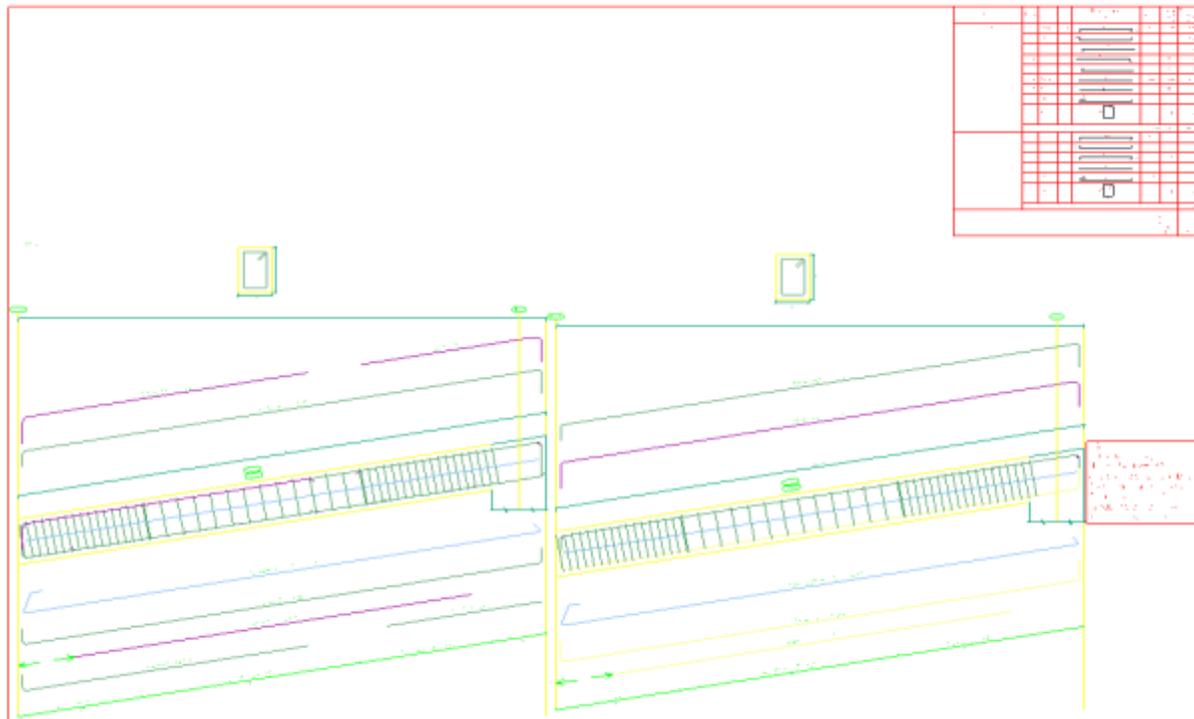


Figura 74

Plano estructural detalles de Viga 5

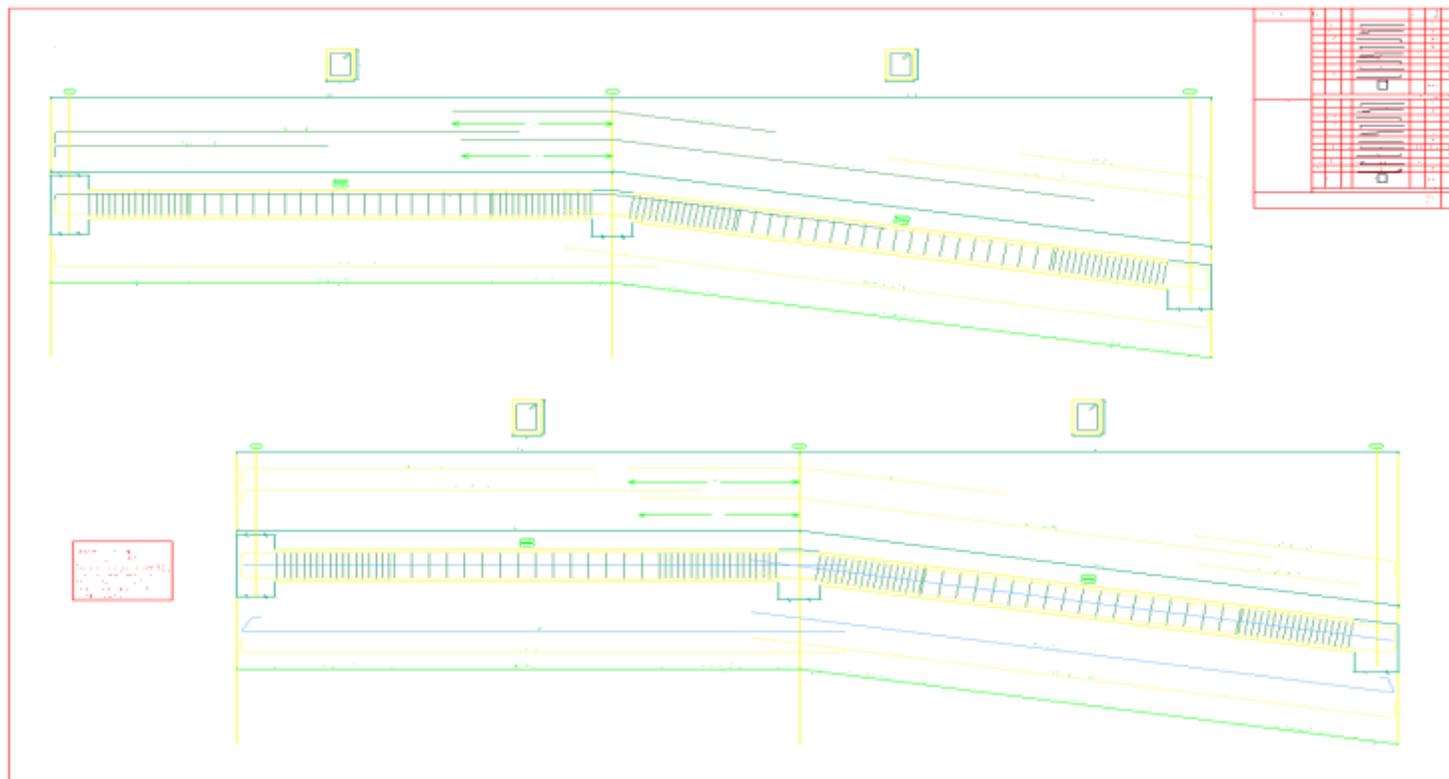


Figura 75

Plano estructural Columna 40X60 cm²

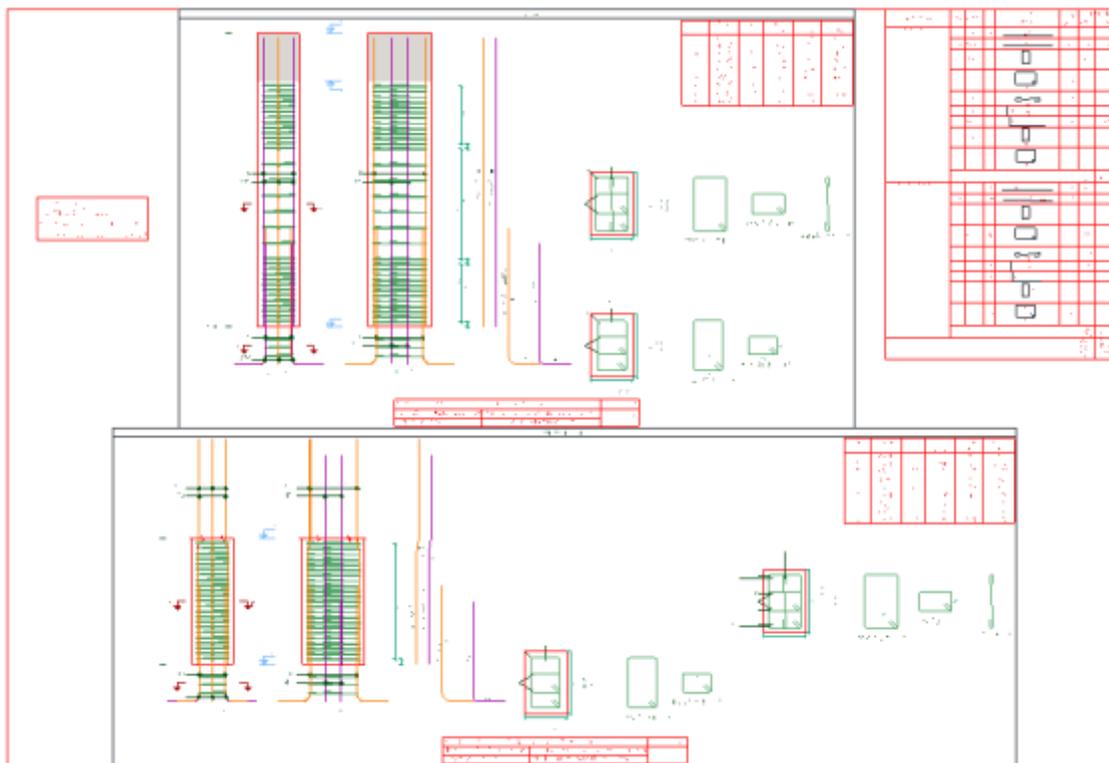


Figura 76

Plano estructural Columna 40X60 cm²

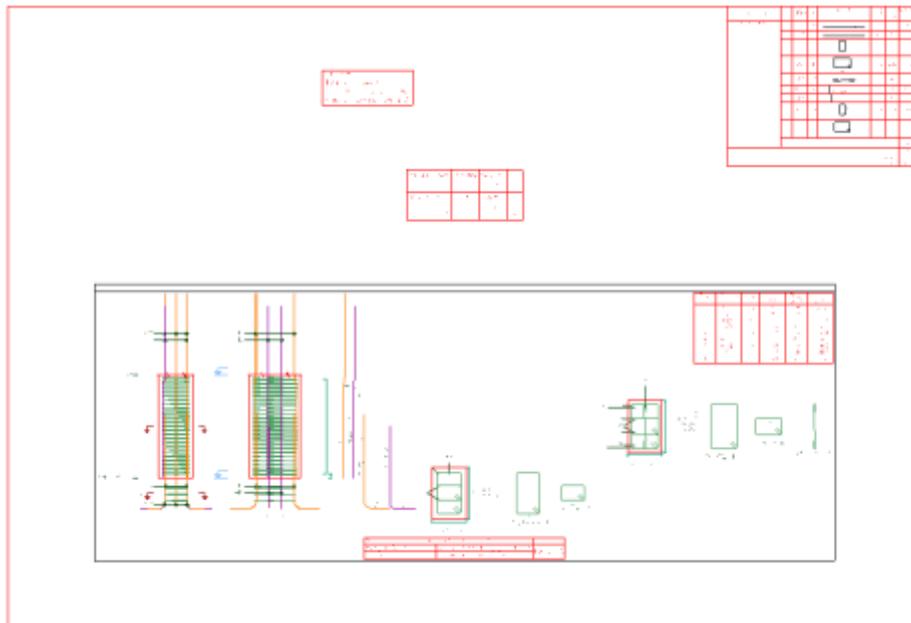


Figura 77

Plano estructural Columna 40X60 cm²

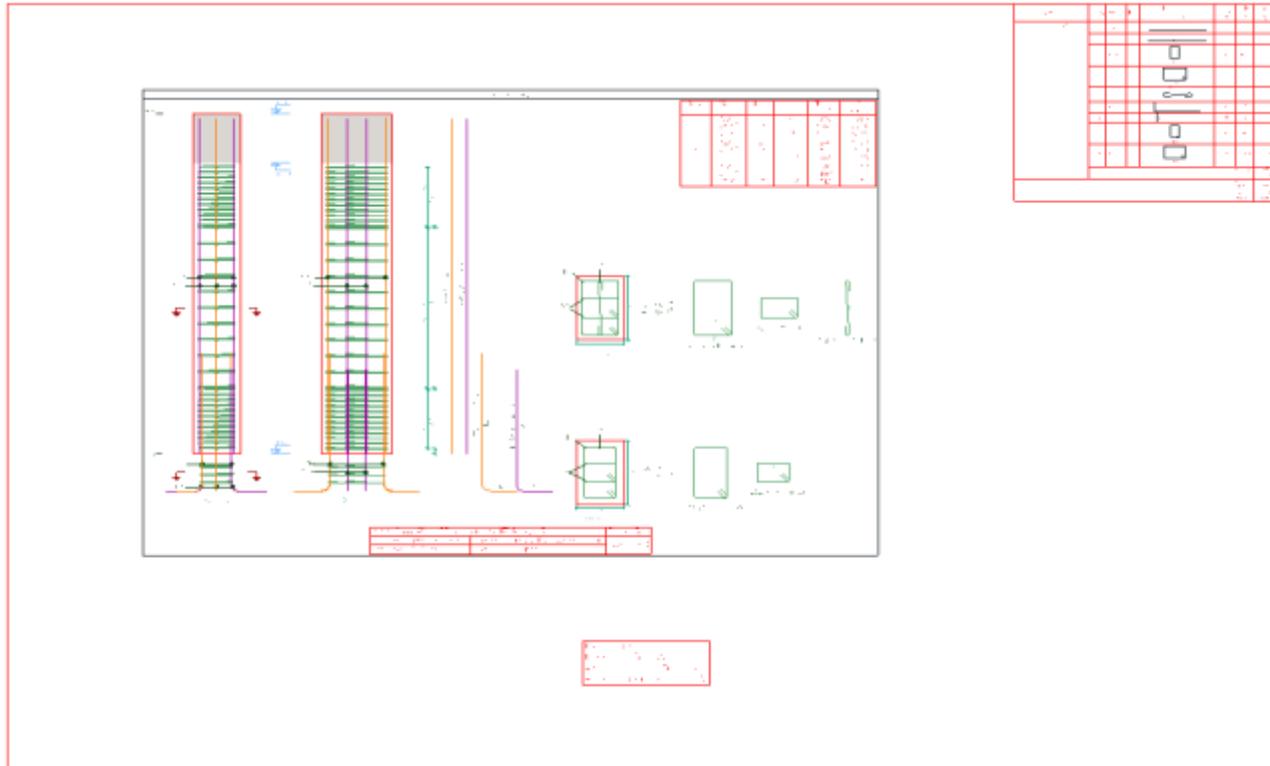


Figura 78

Cuadro de detalles de la columna 40X60 cm²

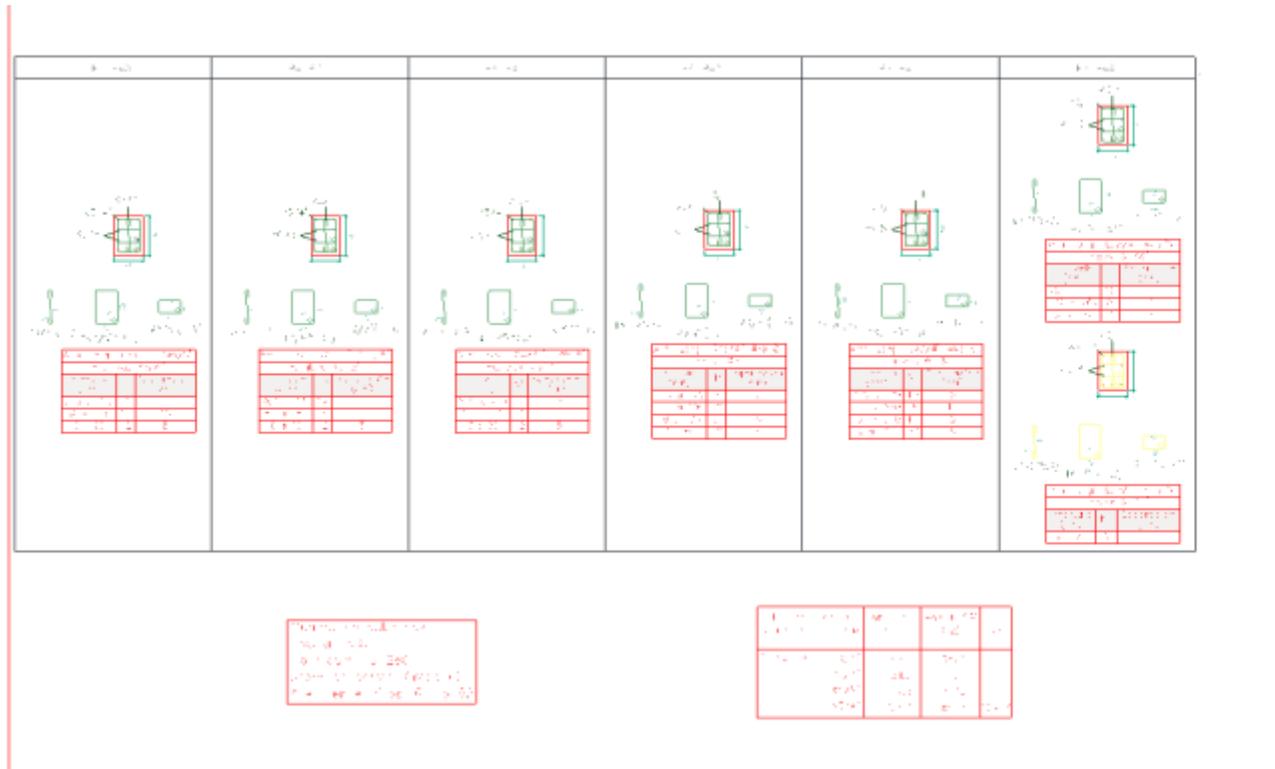
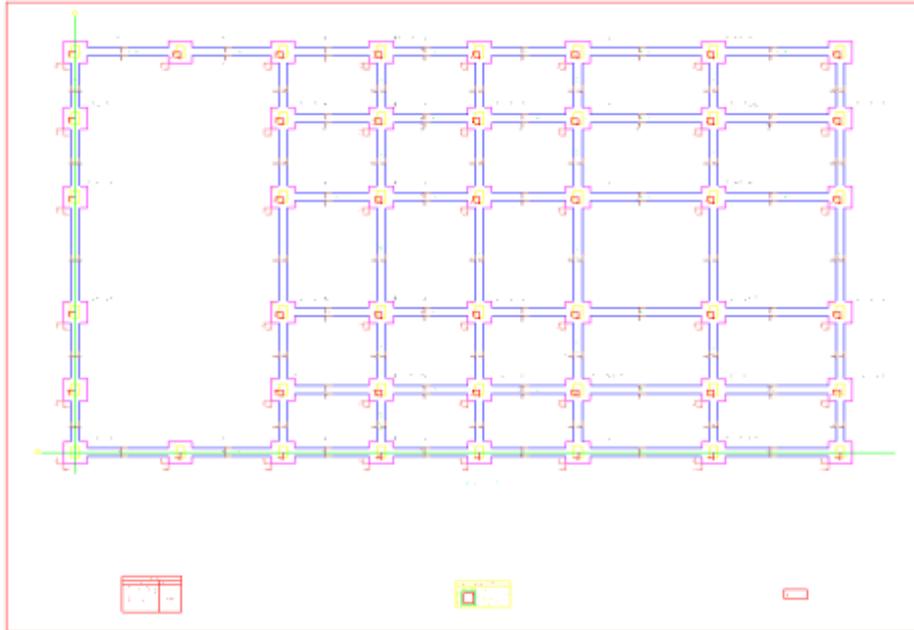


Figura 79

Plano estructural de las cimentaciones



ANEXO 5 INSTRUMENTOS

Figura 80

Ficha de análisis granulométrico del suelo

UNIVERSIDAD DE HUÁNUCO FICHA DE RECOLECCION DE DATOS					
	TESIS:				
TESISTA:	BACH.				
UBICACIÓN:					
FECHA:					
ENSAYO:	ANÁLISIS GRANULOMETRICO DEL SUELO				
CALICATA:					
NTP:	339.128				
TAMIZ	DIAMETRO (mm)	PESO RETENIDO(gr)	RETENIDO PARCIAL(%)	RETENIDO ACUMULADO(%)	QUE PASA(%)
3"	76.2				
1 1/2"	38.1				
1"	25.4				
3/4"	19.05				
1/2"	12.7				
3/8"	9.525				
N°4	4.76				
N°10	2				
N°16	1.3				
N°30	0.59				
N°40	0.426				
N°50	0.297				
N°60	0.25				
N°100	0.149				
N°200	0.074				
CAZOLETA					
TOTAL					

Figura 81

Ficha de Contenido de Humedad

UNIVERSIDAD DE HUÁNUCO						
FICHA DE RECOLECCION DE DATOS						
	TESIS:					
TESISTA:	BACH.					
UBICACIÓN:						
FECHA:						
ENSAYO:	CONTENIDO DE HUMEDAD					
CALICATA:						
NTP:	339.127					
DESCRIPCIÓN	M-01	M-02	M-03	M-04	M-05	PROMEDIO
Peso de Bandeja						
Peso natural húmedo + bandeja						
Peso natural seco + bandeja						
Peso natural húmedo						
Peso natural seco						
Contenido de Humedad						

Figura 82

Ficha de Limite Liquido

UNIVERSIDAD DE HUÁNUCO
FICHA DE RECOLECCION DE DATOS

	TESIS:				
TESISTA:	BACH.				
UBICACIÓN:					
FECHA:					
ENSAYO:	LÍMITE LÍQUIDO				
CALICATA:					
NTP:	339.129				
DESCRIPCIÓN	M-01	M-02	M-03	M-04	M-05
Peso del tarro (gr)					
Peso del tarro + suelo húmedo (gr)					
Peso del tarro + suelo seco (gr)					
Peso del suelo húmedo (gr)					
Número de golpes					
Contenido de Humedad (%)					
LÍMITE LÍQUIDO (%)					

Figura 83

Ficha de Limite Plástico

UNIVERSIDAD DE HUÁNUCO					
FICHA DE RECOLECCION DE DATOS					
	TESIS:				
TESISTA:	BACH.				
UBICACIÓN:					
FECHA:					
ENSAYO:	LÍMITE PLASTICO				
CALICATA:					
NTP:	339.130				
DESCRIPCIÓN	M-01	M-02	M-03	M-04	M-05
Peso del tarro (gr)					
Peso del tarro + suelo húmedo (gr)					
Peso del tarro + suelo seco (gr)					
Peso del suelo húmedo (gr)					
Peso del suelo seco (gr)					
LÍMITE PLASTICO (%)					

Figura 84

Ficha de Peso específico

UNIVERSIDAD DE HUÁNUCO					
FICHA DE RECOLECCION DE DATOS					
	TESIS:				
TESISTA:	BACH.				
UBICACIÓN:					
FECHA:					
ENSAYO:	PESO ESPECIFICO				
CAUCATA:					
NTP:	339.131				
DESCRIPCIÓN	M-01	M-02	M-03	M-04	M-05
Peso del recipiente + muestra húmeda (gr)					
Peso del recipiente + muestra seca (gr)					
Peso del recipiente (gr)					
Peso del recipiente (gr)					
Volumen recipiente (gr)					
RESULTADOS					
Peso de la muestra húmeda (gr)					
Peso de la muestra seca (gr)					
Peso del agua (gr)					
Peso específico de la muestra húmeda (gr/m ³)					
Peso específico de la muestra seca (gr/m ³)					
Humedad (%)					

UNIVERSIDAD DE HUÁNUCO

FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS

“ANÁLISIS COMPARATIVO SISMORRESISTENTE DE LA NORMA E030-2018 Y LA NORMA E030-2016 PARA ANALIZAR EL COMPARTIMIENTO ESTRUCTURAL EN EL DISEÑO DE UN AUDITORIO, AMARILIS - HUÁNUCO -2022”

PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERA CIVIL

TESISTA:

BACH. YAHAYRA YANCIA INFANTE ESTACIO

ASESOR

MG. MARTIN CESAR VALDIVIESO ECHEVARRÍA

HUÁNUCO - PERÚ – 2023

DEDICATORIA

Quiero expresar mi dedicación a mi madre, padre, abuela, abuelo, hermanas y hermano, cuyo apoyo ha sido fundamental para lograr mi meta profesional. También agradezco a Dios por favorecerme con amigos y profesores excepcionales que han desempeñado un rol fundamental en la consecución del objetivo que me propuse.

AGRADECIMIENTO

Deseo expresar mi reconocimiento, a mi madre, padre, abuelo, abuela y hermanos, quienes siempre estuvieron a mi lado apoyándome en toda mi decisión profesional. También reconozco a los amigos universitarios, quienes compartieron cinco años de estudio superiores. Finalmente, mi reconocimiento especial a mi asesor, quien dedicó tiempo y esfuerzo para guiarme en el desarrollo de la tesis.

ÍNDICE

DEDICATORIA	ii
AGRADECIMIENTO	iii
ÍNDICE.....	iv
ÍNDICE DE TABLAS	vii
ÍNDICE DE FIGURAS.....	ix
RESUMEN.....	xii
ABSTRACT.....	xiii
INTRODUCCIÓN.....	xiv
CAPÍTULO I.....	15
PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN.....	15
1.1 DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA	15
1.2 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	16
1.2.1 PROBLEMA GENERAL	16
1.2.2 PROBLEMAS ESPECÍFICOS.....	16
1.3 OBJETIVO GENERAL.....	17
1.4 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	17
1.5 JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN	17
1.5.1 JUSTIFICACIÓN PRÁCTICA	17
1.5.2 JUSTIFICACIÓN TEÓRICA	18
1.5.3 JUSTIFICACIÓN METODOLÓGICA.....	18
1.6 LIMITACIONES DE LA INVESTIGACIÓN	19
1.7 VIABILIDAD DE LA INVESTIGACIÓN.....	19
CAPÍTULO II.....	20
MARCO TEÓRICO	20
2.1 ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN	20
2.1.1 ANTECEDENTES INTERNACIONALES	20
2.1.2 ANTECEDENTES NACIONALES	22
2.1.3 ANTECEDENTES LOCALES.....	24
2.2 BASES TEÓRICAS	25
2.2.1 ACERO ESTRUCTURAL.....	25

2.2.2	EL ACERO COMO MATERIAL ESTRUCTURAL.....	26
2.2.3	PROPIEDADES ESTRUCTURALES DEL ACERO.....	34
2.2.4	PROPIEDADES MECÁNICAS DEL ACERO	36
2.2.5	MATERIALES Y SU NORMATIVA.....	38
2.2.6	SISTEMAS ESTRUCTURALES PARA EDIFICACIONES DE ACERO	44
2.2.7	COMPONENTES DE EDIFICIOS DE ACERO FORMADO POR PÓRTICOS ARRIOSTRADOS.....	48
2.2.8	CARGAS Y COMBINACIONES	55
2.2.9	MÉTODOS DE DISEÑO ASD Y LRFD	62
2.2.10	NORMAS Y CÓDIGOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL DE ACERO	67
2.3	DEFINICIONES CONCEPTUALES.....	68
2.4	HIPÓTESIS.....	70
2.4.1	HIPÓTESIS GENERAL.....	70
2.5	VARIABLES.....	71
2.5.1	VARIABLE DEPENDIENTE	71
2.5.2	VARIABLE INDEPENDIENTE.....	71
2.6	OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES.....	72
CAPÍTULO III.....		73
METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN.....		73
3.1	TIPO DE INVESTIGACIÓN	73
3.1.1	ENFOQUE	73
3.1.2	ALCANCE O NIVEL	73
3.1.3	DISEÑO	74
3.2	POBLACIÓN Y MUESTRA.....	74
3.2.1	POBLACIÓN	74
3.2.2	MUESTRA.....	74
3.3	TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS	74
3.3.1	PARA LA RECOLECCIÓN DE DATOS.....	74
3.3.2	PARA LA PRESENTACIÓN DE DATOS.....	76
3.3.3	PARA EL ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE LOS DATOS..	77
CAPÍTULO IV.....		78

RESULTADOS.....	78
4.1 PROCESAMIENTO DE DATOS	78
4.1.1 DATOS GENERALES	78
4.1.2 ESTUDIO DE SUELOS.....	83
4.1.3 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES.....	83
4.1.4 PREDIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURAL.....	84
4.1.5 MODELAMIENTO ESTRUCTURAL DEL AUDITORIO	87
4.1.6 ANÁLISIS SISMORRESISTENTE CON LA NORMA E030	96
4.1.7 ANÁLISIS SISMORRESISTENTE CON LA NORMA E030 2018	107
4.2 CONTRASTACIÓN DE HIPÓTESIS Y PRUEBA DE HIPÓTESIS	118
CAPÍTULO V.....	128
DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	128
5.1 PRESENTAR LA CONTRASTACIÓN DE LOS RESULTADOS DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN	128
CONCLUSIONES	130
RECOMENDACIONES.....	131
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	132
ANEXOS:.....	135

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Normas para Productos de Acero (NTP)	39
Tabla 2 Normas para Productos de Acero (ASTM).....	40
Tabla 3 Designación de normas para Pernos y Varillas	42
Tabla 4 Designación de normas para Pernos y Varillas	43
Tabla 5 Requisitos para Pórticos Arriostrados	48
Tabla 6 Cargas mínimas repartidas	57
Tabla 7 Cargas de diseño	61
Tabla 8 Combinaciones de cargas LRFD	62
Tabla 9 Características de métodos de diseño	62
Tabla 10 Combinaciones de cargas LRFD	65
Tabla 11 Sistema de variables-dimensiones e indicadores.	72
Tabla 12 Ensayos de Laboratorio	75
Tabla 13 Peralte para Losas Aligeradas	85
Tabla 14 Parámetros sísmicos (sin el parámetro C) de la norma E030-2016	97
Tabla 15 Modos de vibración con elementos predimensionados de la norma E030 2016	99
Tabla 16 Parámetros sísmicos de la norma E030-2016	99
Tabla 17 Análisis de la Deriva de entrepiso con los elementos predimensionados de la norma E030 2016	101
Tabla 18 Modos de vibración con elementos predimensionados de la norma E030 2016	102
Tabla 19 Parámetros sísmicos de la norma E030-2016	103
Tabla 20 Análisis de la deriva de entrepiso de la norma E030 2016	104
Tabla 21 Cortante basal estática según las normas E030 2016.....	105
Tabla 22 Fuerza cortante basal corregida según la norma E030 2016.....	105
Tabla 23 Análisis de la Deriva de entrepiso con la Fuerza cortante basal corregida de la norma E030 2016.....	106
Tabla 24 Separación a límite de propiedad norma E030 2016	107
Tabla 25 Parámetros sísmicos (sin el parámetro C) de la norma E030-2018	107

Tabla 26 Modos de vibración con elementos predimensionados de la norma E030 2018	110
Tabla 27 Parámetros sísmicos de la norma E030-2018	110
Tabla 28 Análisis de la Deriva de entrepiso con los elementos predimensionados de la norma E030 2018	112
Tabla 29 Modos de vibración con elementos predimensionados de la norma E030 2018	113
Tabla 30 Parámetros sísmicos de la norma E030-2018	114
Tabla 31 Análisis de la Deriva de entrepiso de la norma E030 2018.....	116
Tabla 32 Cortante basal estática según las normas E030 2018.....	116
Tabla 33 Fuerza cortante basal corregida según la norma E030 2018.....	117
Tabla 34 Análisis de la Deriva de entrepiso con la Fuerza cortante basal corregida de la norma E030 2018.....	117
Tabla 35 Separación a límite de propiedad norma E030 2018	118
Tabla 36 Fuerza cortante basal estática (E030 2016 y E030 2018)	124
Tabla 37 Corrección de Fuerza cortante basal (E030 2016 y E030 2018)	125
Tabla 38 Matriz de consistencia.....	136

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Diagrama esfuerzo – deformación del acero.....	35
Figura 2. Edificio de acero con (OMF).....	44
Figura 3 Pórtico con fallas en las zonas de panel.....	45
Figura 4 Pórtico con fallas en las zonas de vigas.....	46
Figura 5 OCBF tipo V-invertida y tipo K.....	46
Figura 6 SCBF arriostre en X.....	47
Figura 7 Pórtico con arriostre excéntrico.....	47
Figura 8 Componentes de un edificio a base de Pórticos arriostrados excéntricamente.....	49
Figura 9 Miembros Estructurales de un Pórtico (EBF).....	50
Figura 10 Elementos de una conexión.....	50
Figura 11 Tipos de Conexiones Típicos.....	51
Figura 12 Conexiones Simples.....	51
Figura 13 Conexión Semirrígida.....	52
Figura 14 Conexiones resistentes a momentos.....	52
Figura 15 John Hancock Center (New York).....	53
Figura 16 Pórtico con Arriostres Excéntricos.....	54
Figura 17 Mapa de zonas sísmicas del Perú.....	60
Figura 18 Para la presentación de datos.....	77
Figura 19 Localización del auditorio.....	78
Figura 20 Distribución arquitectónica del primer nivel.....	79
Figura 21 Distribución arquitectónica del segundo nivel.....	80
Figura 22 Vista del Corte A-A del auditorio.....	81
Figura 23 Vista de la elevación Lateral auditorio.....	82
Figura 24 Propiedades de la viga W24X146.....	86
Figura 25 Propiedades de la sección tubular de 5”X5”X5/16”.....	87
Figura 26 Grillas para modelamiento del auditorio.....	88
Figura 27 Propiedades mecánicas del acero estructural.....	88
Figura 28 Propiedades mecánicas del concreto F’c 280 kg/cm ²	89
Figura 29 Propiedades mecánicas de las varillas de acero estructural.....	89
Figura 30 Modelamiento de la columna 50X50 cm ²	90

Figura 31 Modelamiento de la viga de 30X50 cm ²	90
Figura 32 Modelamiento de la viga metálica W24X146.....	91
Figura 33 Modelamiento de la sección tubular de 5"X5"X5/16".....	91
Figura 34 Modelamiento de la losa maciza de 20cm.....	92
Figura 35 Modelamiento del auditorio ETABS.....	92
Figura 36 Vista 3D del modelamiento del auditorio ETABS.....	93
Figura 37 Restricciones en los apoyos.....	93
Figura 38 Asignación de cargas vivas y muertas al auditorio.....	94
Figura 39 Vista 3D del modelamiento CYPE 3D.....	94
Figura 40 Vista isométrica del modelamiento CYPE 3D.....	95
Figura 41 Vista 3D del auditorio.....	95
Figura 42 Vista isométrica del auditorio.....	96
Figura 43 Vista 3D del auditorio con cimentaciones.....	96
Figura 44 Espectro de respuesta X-X de la norma E030 2016.....	97
Figura 45 Espectro de respuesta Y-Y de la norma E030 2016.....	98
Figura 46 Derivas elásticas X-X con elementos predimensionados de la norma E030 2016.....	100
Figura 47 Derivas elásticas Y-Y con elementos predimensionados de la norma E030 2016.....	101
Figura 48 Derivas elásticas X-X de la norma E030 2016.....	103
Figura 49 Derivas elásticas Y-Y de la norma E030 2016.....	104
Figura 50 Espectro de respuesta X-X de la norma E030 2018.....	108
Figura 51 Espectro de respuesta Y-Y de la norma E030 2018.....	109
Figura 52 Derivas elásticas X-X con elementos predimensionados de la norma E030 2018.....	111
Figura 53 Derivas elásticas Y-Y con elementos predimensionados de la norma E030 2018.....	112
Figura 54 Derivas elásticas X-X de la norma E030 2018.....	115
Figura 55 Derivas elásticas Y-Y de la norma E030 2018.....	115
Figura 56 Deriva máxima X-X (predimensionamiento).....	120
Figura 57 Deriva máxima Y-Y (predimensionamiento).....	120
Figura 58 Desplazamiento máxima X-X (predimensionamiento).....	121
Figura 59 Desplazamiento máxima Y-Y (predimensionamiento).....	121

Figura 60 Deriva máxima X-X.....	122
Figura 61 Deriva máxima Y-Y.....	123
Figura 62 Desplazamiento en X-X.....	123
Figura 63 Desplazamiento en Y-Y.....	124
Figura 64 Deriva máxima X-X (Fuerza cortante basal corregida).....	125
Figura 65 Deriva máxima Y-Y (Fuerza cortante basal corregida).....	126
Figura 66 Desplazamiento máxima X-X (Fuerza cortante basal corregida)	126
Figura 67 Desplazamiento máxima Y-Y (Fuerza cortante basal corregida)	127
Figura 68 Plano de ubicación.....	138
Figura 69 Plano estructural vista 3D	211
Figura 70 Plano estructural detalles de Viga 1	212
Figura 71 Plano estructural detalles de Viga 2.....	213
Figura 72 Plano estructural detalles de Viga 3.....	214
Figura 73 Plano estructural detalles de Viga 4.....	215
Figura 74 Plano estructural detalles de Viga 5.....	216
Figura 75 Plano estructural Columna 40X60 cm2	217
Figura 76 Plano estructural Columna 40X60 cm2	218
Figura 77 Plano estructural Columna 40X60 cm2	219
Figura 78 Cuadro de detalles de la columna 40X60 cm2	220
Figura 79 Plano estructural de las cimentaciones	221
Figura 80 Ficha de análisis granulométrico del suelo.....	222
Figura 81 Ficha de Contenido de Humedad.....	223
Figura 82 Ficha de Limite Liquido.....	223
Figura 83 Ficha de Limite Plástico	225
Figura 84 Ficha de Peso especifico.....	226

RESUMEN

La presente tesis tiene como propósito determinar el análisis comparativo sismorresistente de la Norma E030-2018 y la norma E030-2016, para analizar el compartimiento estructural en el diseño de un auditorio, Amarilis - Huánuco -2022.

Para ello se partió primeramente de realizar la recolección de datos principales como el levantamiento topográfico y el estudio de suelos , para posteriormente poder definir los parámetros sismorresistentes según cada versión de la norma E030, para realizar el análisis estructural del auditivo se desarrolló modelos tridimensionales a partir del plano arquitectónico, a estos modelos se les incorporo acciones gravitatorias y de solicitaciones sísmicas según cada normativa a analizar, por la naturaleza de estas normativas y las consideraciones que obliga las diferentes versiones de la norma E030 se empleó programas de cómputo para facilitar el proceso de iteración del análisis estructural. Como conclusiones se obtuvo como deriva máxima en la dirección X-X para la norma E030 2016 una deriva máxima de 0.0071 y para la norma E030 2018 una deriva máxima de 0.0062. Y para la dirección Y-Y para la norma E030 2016 una deriva máxima de 0.0098 y para la norma E030 2018 una deriva máxima de 0.0088. Utilizando el software ETABS, se logró llevar a cabo una comparación de los resultados entre las normativas E030 2016 y E030 2018. Este proceso comenzó con un predimensionamiento y posteriormente se optimizaron los elementos estructurales con el propósito de cumplir con la máxima deriva lateral permitida por la normativa, estos resultados fueron comparados mediante una hoja Excel para verificar la variación que presenta cada uno de estas normas al momento de calcular las derivas laterales, desplazamiento y fuerzas cortantes.

Palabras clave: E030 2016, análisis dinámico, E030 2018, Deriva inelástica, ETABS, Auditorio.

ABSTRACT

The purpose of this thesis is to determine the comparative seismic-resistant analysis of the E030-2018 Standard and the E030-2016 Standard, to analyze the structural compartment in the design of an auditorium, Amarilis - Huánuco -2022.

The first step was to collect the main data such as the topographic survey and the soil study, in order to define the seismic-resistant parameters according to each version of the E030 standard, to perform the structural analysis of the auditorium, three-dimensional models were developed from the architectural plan, Gravity actions and seismic stresses were incorporated to these models according to each standard to be analyzed. Due to the nature of these standards and the considerations required by the different versions of the E030 standard, computer programs were used to facilitate the iteration process of the structural analysis. As conclusions it was obtained as maximum drift in the X-X direction for the E030 2016 standard a maximum drift of 0.0071 and for the E030 2018 standard a maximum drift of 0.0062. And for the Y-Y direction for the E030 2016 standard a maximum drift of 0.0098 and for the E030 2018 standard a maximum drift of 0.0088. Using the ETABS software, a comparison of the results between the E030 2016 and E030 2018 regulations was carried out. This process began with pre-sizing and subsequently the structural elements were optimized with the purpose of complying with the maximum lateral drift allowed by the normative, these results were compared using an Excel sheet to verify the variation that each of these norms presents when calculating the lateral drifts, displacement and shear forces, and all these results were compared using an Excel sheet to verify the variation presented by each of these standards when calculating the lateral drifts, displacement and shear forces.

Keywords: E030 2016, dynamic analysis, E030 2018, Inelastic drift, ETABS, Auditorium.

INTRODUCCIÓN

A los finales del tiempo, se ha tenido un significativo en las actividades como culturales, sociales, comerciales, turísticas, etc. en la ciudad de Huánuco esto se debe a la superpoblación, demanda insatisfecha de vivienda, desarrollo económico y cultural. Dado que la instalación alberga muchas personas y que es probable que el Perú experimente eventos sísmicos, se han perfeccionado los estudios sobre el desempeño sísmico del edificio.

Trabajo de estudios numéricos y resultados de edificios bajo movimiento sísmico, modificada RNE E.030. Dado el impacto de estos cambios en el diseño estructural de los edificios, se optó por examinar las disparidades entre las diversas ediciones de la normativa. En este trabajo se evaluó el comportamiento sísmico del auditorio hasta el diseño óptimo considerando las normas E.030 de 2016 y 2018. En la preparación del plan de investigación, se estructuró la indagación en 5 secciones:

En el Capítulo I: se explorarán aspectos cruciales como la formulación del problema, la identificación de objetivos, justificación, limitación y viabilidad. En el Capítulo II: se examinarán los antecedentes a nivel internacional, nacional y local, acompañados de la base teórica, la hipótesis propuesta y las variables consideradas. El Capítulo III: definirá el tipo de investigación, la población y muestra, así como las técnicas e instrumentos de recolección empleados. En el Capítulo IV: se llevará a cabo el análisis de la investigación mediante el uso de programas como ETABS y CYPE 3D, incluyendo la correspondiente verificación de la hipótesis. En último lugar, en el Capítulo V: Procederá a la discusión de los resultados, la presentación de las conclusiones y las recomendaciones conforme la investigación.

CAPÍTULO I

PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

1.1 DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA

Perú presenta principalmente edificaciones de concreto armado, por sus buenas y estructurales propiedades. Este material ya ha encontrado aplicación en la industria de la edificación, por lo que debemos estar preparados para cambios en la edificación con el uso de nueva materia prima como el acero estructural y adoptando la arquitectura ventajas que ofrece este material. Esto se evidencia en la importación de acero destinado a la construcción proveniente de China y Turquía, de acuerdo los datos facilitado por la Cámara Peruana de la Construcción en 2016.

Actualmente, en la localidad de Huánuco se está notando un importante progreso en actividades como culturales, sociales, comerciales, turísticas, etc.; la ciudad es una de las ciudades que tiene una riqueza en costumbres y tradiciones las cuales debemos promover para no perderlas, de ahí la iniciativa de edificar, donde las personas puedan apreciar el talento de la población huanuqueña como sus costumbres. Ayudando a aprovechar al máximo la superficie del terreno creando así mayores espacios para poder albergar un mayor público. En la actualidad, sin embargo, existe poca información del diseño de este tipo de estructuras en región Huánuco, “a pesar de que su uso en los últimos años el acero se ha convertido en uno de los materiales empleados en la construcción de diversas estructuras”. (Morales,2017).

La mayor parte de las construcciones en la ciudad de Huánuco son autoconstruidas sin un previo análisis sismorresistente, “según un análisis probabilístico realizado al distrito de Amarilis el 67% de las viviendas se

encuentran en riesgo de sismo medio y el 33% en riesgos de sismo bajo” (Sanchez,2018), según lo anterior mencionado esto representa un peligro inminente a la población, a pesar de que las normativas sísmicas en el Perú han venido evolucionando a través del tiempo , reformulándose y tratando de presentar posibles soluciones para las acciones de las fuerzas sísmicas.

Por tal motivo el presente trabajo trata de presentar una comparación entre las normas E30-2016 y E030-2018 empleando el software ETABS aplicando al diseño estructural de un auditorio, analizando los beneficios e inconvenientes de cada una de ellas. De modo que se determinara cuál de estas ofrece un mejor comportamiento estructural al momento de diseñar la estructura.

1.2 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

1.2.1 PROBLEMA GENERAL

- ¿De qué manera se podrá determinar el análisis comparativo sismorresistente de la Norma E030-2018 y la norma E030-2016, para analizar el compartimiento estructural en el diseño de un auditorio, Amarilis - Huánuco -2022?

1.2.2 PROBLEMAS ESPECÍFICOS

- ¿Cómo determinar el periodo de diseño entre la Norma E030-2018 y la norma E030-2016, para analizar el compartimiento estructural en el diseño de un auditorio, Amarilis - Huánuco - 2022?
- ¿Cómo determinar las derivas de entrepiso entre la Norma E030-2018 y la norma E030-2016, para analizar el compartimiento estructural en el diseño de un auditorio, Amarilis - Huánuco -2022?

- ¿Cómo determinar las fuerzas cortantes de entrepiso entre la Norma E030-2018 y la norma E030-2016, para analizar el compartimiento estructural en el diseño de un auditorio, Amarilis - Huánuco -2022?

1.3 OBJETIVO GENERAL

Determinar el análisis comparativo sismorresistente de la Norma E030-2018 y la norma E030-2016, para analizar el compartimiento estructural en el diseño de un auditorio, Amarilis - Huánuco -2022.

1.4 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Determinar el periodo de diseño entre la Norma E030-2018 y la norma E030-2016, para analizar el compartimiento estructural en el diseño de un auditorio, Amarilis - Huánuco -2022.
- Determinar las derivas de entrepiso entre la Norma E030-2018 y la norma E030-2016, para analizar el compartimiento estructural en el diseño de un auditorio, Amarilis - Huánuco -2022.
- Determinar las fuerzas cortantes de entrepiso entre la Norma E030-2018 y la norma E030-2016, para analizar el compartimiento estructural en el diseño de un auditorio, Amarilis - Huánuco -2022.

1.5 JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN

1.5.1 JUSTIFICACIÓN PRÁCTICA

Para impulsar el desarrollo económico de nuestra región, resulta esencial proporcionar infraestructura adecuada para las actividades culturales. como un Auditorio relacionado con el medio ambiente con iluminación amplia y flexible, y una adaptación masiva que crea

condiciones favorables para las actividades culturales que permitan el progreso de los recuerdos educativas de la región.

A base del desarrollo cultural se implementó actividades sociales y culturales en la ciudad de Huánuco, principalmente atribuible a la adopción de nuevas costumbres; Es por ello que ha surgido la necesidad de construir un espacio donde las personas puedan expresar libremente sus tradiciones y mostrarlos a la población, En el diseño de este tipo de estructura, la aplicación de la Normativa Nacional de Edificación resulta bastante restringida, esto hace necesario recurrir a códigos y normativas estadounidenses que ofrecen una mayor variedad de alternativas.

Este análisis comparativo se justifica prácticamente para garantizar que el diseño del auditorio en Amarilis cumpla con las normativas más recientes y esté optimizado para resistir eventos sísmicos, proporcionando así un entorno seguro y resistente para sus ocupantes.

1.5.2 JUSTIFICACIÓN TEÓRICA

Examinará el proceso de diseño de LRFD manual AISC más ampliamente adoptado en el mundo por su eficiencia de confiabilidad de 99.6%. Además, se estudiará el programa CYPE, que será una opción para poder producir los resultados de diseño y evaluación de estructuras metálicas, que podrán ser utilizados por futuros académicos, que personas interesadas en nuevos proyectos sobre edificios dedicados a la actividad cultural con un sistema estructura metálico.

1.5.3 JUSTIFICACIÓN METODOLÓGICA

Los proyectos donde la organización constructiva de obra civil, construcción y diseño de estructuras metálicas deban revisar continuamente los códigos de construcción nacionales, especificaciones, materiales y mano de obra deben ser de alta calidad,

calidad óptima tanto en la construcción como en el montaje de obras metálicas. Esta investigación será una optimización que estudiará los procedimientos AISC y LRFD para compararlos con los resultados del diseño utilizando el programa estructural CYPE y ETABS.

1.6 LIMITACIONES DE LA INVESTIGACIÓN

Las limitaciones identificadas en el estudio abarcan la falta de una tesis a nivel local en la ciudad de Huánuco que aborde edificaciones destinadas a actividades sociales o culturales.

Otra limitación fue la epidemia de COVID19, la restricción que enfrenté fue la imposibilidad de consultar a varios ingenieros civiles sobre el esquema de esta forma de estructuras, lo que resultó en la incapacidad de recopilar los datos previstos al inicio del proyecto.

1.7 VIABILIDAD DE LA INVESTIGACIÓN

Este estudio contribuirá efectivamente en futuros proyectos diseñado similarmente, con diseño sísmico de edificaciones destinadas a actividades comerciales. Se utilizará el software estructural CYPE y ETABS teniendo la finalidad de realizar un análisis comparativo de la resistencia sísmica entre la Norma E030-2018 y la Norma E030-2016. También se empleó normas como, E060 concreto armado y norma E090 estructuras metálicas.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1 ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN

2.1.1 ANTECEDENTES INTERNACIONALES

Abril (2020) la tesis titulada "Examen del comportamiento sísmico estructural de un edificio de viviendas múltiples en acero mediante tres sistemas estructurales: pórticos especiales a momento, pórticos arriostrados concéntricos y pórticos arriostrados excéntricos", presentada en abril de 2020 en la Universidad Técnica de Ambato, se sometió a un análisis exhaustivo. El estudio se inició con la inspección de 12 edificaciones de viviendas múltiples en las ciudades de Quito, Ambato y Riobamba, donde se determinaron las características geométricas de la estructura. Se utilizaron estos datos para modelar un edificio con tres estructuras de acero distintas, a saber, un marco de momento especial, un marco especial con arriostramiento concéntrico y un marco con arriostramiento excéntrico, conforme a NEC SE AC 15. Aunque los tres edificios tenían la misma geometría, cargas sísmicas y gravedad, representaron diferentes sistemas estructurales.

Entre las conclusiones destacadas se encuentra que la estructura de mejor desempeño en el espectro de diseño de 75 años es un marco PEM arriostrado concéntricamente, siendo el sistema más resistente, aunque también más costoso, es la de los marcos especiales PEAC con tirantes concéntricos, lo que sugiere que podría ser un sistema estructural funcional y económico.

Álvarez (2019) en tesis titulado: “Diseño de edificio de acero de ocho niveles con sistemas de marcos arriostrados concéntricamente (SCBF)”; presentada a la Universidad Nacional De Ingeniería; La tesis se enfoca en el análisis sísmico por método espectral y diseño de partes estructurales de edificios de acero, dicho diseño conduce a la verificación de acuerdo a los estándares del Instituto Americano de Construcción en Acero (AISC), así como a la normativa de edificación en Nicaragua RNC07. Teniendo en cuenta que la configuración estructural es uno de los parámetros más significativos en la respuesta sísmica, el sistema de marcos especiales de momento con arriostramiento concéntrico ayuda a reducir el desplazamiento del edificio por efectos de fuerzas sísmicas, además de permitir que la estructura no colapse. Con este propósito, se generó un modelo tridimensional virtual del edificio mediante el software ETABS 2016 y se llevó a cabo un análisis modal espectral que simuló el terremoto de Managua de 1972. Entre las conclusiones obtenidas se encuentran las siguientes: 0.862 s, este valor se calcula utilizando la metodología propuesta por ASCE 710, la cual nos permite conocer el valor aproximado. Verdadero del período de la estructura y este valor no debe ser menor al período obtenido en el análisis, esto nos da confianza con los datos resultantes de la estructura, que también es consistente en todo el sistema propuesto, nuestra salida y su altura correspondiente.

Cevallos (2018) en tesis titulado: “Diseño de una edificación de dos pisos con estructura metálica, utilizando vigas y columnas compuestas (Acero – Concreto)”; presentada a la Universidad Nacional de Chimborazo; La tesis compara dos estructuras: estructuras metálicas tradicionales (pilares y vigas de acero) y estructuras mixtas (pilares de acero de hormigón y vigas de acero unidas monolíticamente a la losa por juntas de cortante), ambas de 2 plantas, cuya ocupación será residencial, ubicadas en el localidad de Riobamba. El diseño de un edificio utilizando elementos compuestos presenta notables ventajas desde el punto de vista estructural y económico, gracias a la

combinación de acero estructural con alta ductilidad y resistencia, junto con el hormigón que ofrece buen esfuerzo de compresión. Algunas de las conclusiones destacadas incluyen la pertinencia de este enfoque en Riobamba y la conformidad con las normativas de construcción en Ecuador. El prediseño de la estructura facilita un análisis detallado de diversos parámetros, como las cargas gravitacionales y transversales, secciones transversales y evaluación estática de la actividad sísmica. Con esta información se obtiene un criterio inicial de modelado en el software de diseño estructural ETABS, que es una herramienta informática que agiliza el cálculo y diseño de estructuras.

2.1.2 ANTECEDENTES NACIONALES

Cabanillas (2018) en tesis titulado: “Comportamiento estructural del edificio de industrias alimentarias de la Universidad Nacional de Cajamarca con diferentes tipos de arriostres, 2017”; presentada a la Universidad Nacional De Cajamarca; Este estudio fue desarrollado para comparar el comportamiento estructural de un edificio de UNC Food Industries, cuyo sistema estructural consiste en pórticos de hormigón armado (la mampostería restrictiva se separa del sistema indicado), con el comportamiento que tendrá al combinar arriostros, X, V, V o K invertida, fabricada en acero estructural. Para ello, se desarrollaron modelos informáticos de los distintos sistemas propuestos utilizando el software ETABS, a partir de los cuales se obtuvieron resultados como: participación porcentual de las masas por método., Ciclo de vibración, deformación del piso, fuerzas cortantes estáticas y dinámicas básicas, rotura de elementos estructurales. y resultados. A continuación, se presentan algunas conclusiones: Se ha concluido que la futura edificación experimentará fallos debido a cargas de flexión excesivas en sus pilares, con vigas. Las columnas se ven sometidas a cargas de flexión debidas a la compresión, registrando valores promedio aproximados de 5,98 y 2,55 veces la capacidad de

carga que pueden soportar en el primer y segundo nivel, respectivamente. En el tercer nivel, no se observan problemas.

Martínez (2020) en tesis titulado: “Diseño de una nave de estructura metálica de tipo almacén industrial sometida a los efectos ambientales en el Perú para una empresa metal mecánica”; presentada a la Universidad Cesar Vallejo; La tesis “Diseño de naves industriales con naves de estructura de acero sometidas a impactos ambientales en el Perú para empresas metalmecánicas” resuelve el problema de que muchas naves industriales en el Perú se diseñan sin tomar en cuenta la carga. Los factores ambientales varían según su región, ya sea es la costa, la montaña o la selva; Además de este problema, en su modelo, los marcos de las compuertas almacén-almacén suelen estar hechos de vigas en su estructura sin tener en cuenta la sección transversal tubular, esta tesis ha mostrado la efectividad de la sección tubular en el diseño, modelado y simulación de estructuras metálicas. Algunas conclusiones son: La simulación de la estructura completa se puede realizar utilizando el software SOLIDWORKS, donde se han agregado cargas sísmicas, cargas de viento y cargas de techo. Esto posibilita llevar a cabo una evaluación estática de una nave industrial, y se ha verificado que, mediante la optimización, es posible cumplir con los requisitos operativos en términos de estrés. Los resultados obtenidos fueron favorables, lo que llevó a la exitosa implementación de naves industriales.

Tipacti (2020) en tesis titulado: “Modelamiento y diseño estructural de una edificación de 8 niveles de concreto armado, urbanización San Luis, distrito y provincia Ica”; presentada a la Universidad Cesar Vallejo; El objetivo principal de la tesis es modelar y diseñar la estructura de un edificio de hormigón armado de 8 niveles, urbanizando San Luis, distrito y provincia de Ica. Se implementó un diseño de estudio de tipo transversal, descriptivo y simple, sin

componente experimental. La población total, Según el análisis censal, se contempla una extensión total de 650 m², con la muestra restringida a los lotes 1 y 2, que suman un área de 832,00 m². Los resultados revelaron que el sistema estructural en el eje X es de tipo dual, mientras que en el eje Y se utilizan muros de carga. Las losas presentan un grosor de 0.35 m con una placa de luz de 0.25 m. La configuración transversal comprende una columna en forma de "T" de dimensiones 0.85 m x 0.85 m x 0.35 m, y un pilar cuadrado de 0.70 m x 0.70 m, junto con una viga de 0.35 m x 0.60 m. La planificación estructural de la placa de cimentación se llevó a cabo mediante software especializado en seguridad, utilizando el programa ETABS para el modelado y diseño estructural del edificio, incorporando parámetros sísmicos conforme a la norma RNE E.030. Algunas conclusiones: El modelado estructural se realiza en el programa ETABS y en el software de Seguridad, gracias a este software el análisis y diseño de nuestro proyecto se ha realizado sin problemas, en cuanto a puntos, en este caso hemos obtenido anomalías estructurales del edificio, peso total del edificio, modos de vibración, desplazamiento máximo, momento, esfuerzo cortante, todos estos resultados se contrastan con el RNE. Para llevar a cabo el diseño estructural y sismorresistente de nuestro edificio, empleamos los datos derivados del software mencionado previamente. Dicha programación se realizó conforme a la normativa vigente, y como resultado, obtuvimos las longitudes finales de cada elemento estructural, con la distribución precisa del acero calculado de acuerdo con las exigencias sísmicas.

2.1.3 ANTECEDENTES LOCALES

Actualmente existe carencia de investigación referente al diseño de estructuras metálicas destinados al comercio por ello se estudiara tesis de otras ciudades como Trujillo o Lima para poder emplearlos a la región.

2.2 BASES TEÓRICAS

2.2.1 ACERO ESTRUCTURAL

Desde los primeros días de la ingeniería civil, las construcciones con notables elevaciones en todo el mundo, el acero ha adquirido una posición destacada como material crucial, desplazando gradualmente al concreto armado. Es fundamental señalar que en la más grande parte de inmuebles elevados construidos internacionalmente se usa acero como material primordial y hormigón como material secundario debido a que a medida que el acero da monumentales ventajas de resistencia, ductilidad y capacidad de absorción de energía, el concreto puede proveer rigidez y amortiguamiento. (McCormac, 2013).

En concordancia con la "Arquitectura en Acero" (2015), se destaca en la actualidad a mejorar el acero significativamente en calidad y resistencia. Esta mejora le permite ofrecer diversas soluciones adaptadas a las necesidades específicas, gracias a su notable flexibilidad. Esto lo hace factible con el diseño de la arquitectura contemporánea. El acero es el producto de la mezcla de hierro y carbono en su más grande proporción y de otros recursos como silicio, fosforo, azufre y oxígeno en menor escala; de consenso al porcentaje de carbono contenido en el acero, va a ser sus propiedades del mismo, de esta forma entonces a medida que menor sea su porcentaje de carbono en el acero, mayor va a ser su ductilidad y soldabilidad. (McCormac, 2013).

El acero empleado en las estructuras de edificaciones e infraestructuras civiles, denominado acero laminado, experimenta altas temperaturas para facilitar su moldeado. Este tipo específico

de acero se caracteriza por su marcada rigidez, ductilidad y resistencia mecánica, otorgándole la capacidad de resistir diferentes tipos de esfuerzos de manera homogénea. En otras palabras, su comportamiento frente a esfuerzos de tracción es similar al de esfuerzos de compresión en términos de deformación.

“Por lo tanto el acero es bastante aconsejable para construcciones movimiento sísmico resistentes debido a que a lo largo de un acontecimiento sísmico se generan fuerzas de tensión y compresión alternadamente que tienen la posibilidad de ser controladas por las características que muestra el acero” (AISC 360, 2010)

2.2.2 El acero como material estructural

2.2.2.1 Ventajas del acero

Según la categorización de McCormac (2013) nos muestra las siguientes ventajas del acero estructural:

Alta Resistencia: La alta resistencia del acero por unidad de peso involucra que va a ser poco el peso de las construcciones; en otras palabras, de enorme trascendencia en puentes de gigantes claros, en inmuebles elevados y en construcciones con malas condiciones en la cimentación. (McCormac 2013, p.1).

En el ámbito de materiales de construcción, especialmente en el caso del acero, el término "Alta Resistencia" se refiere a aquellos materiales que exhiben propiedades superiores en términos de resistencia mecánica en comparación con materiales convencionales. Estos

materiales a menudo pueden soportar cargas más elevadas o proporcionar mayor durabilidad en estructuras.

Uniformidad: Las características del acero no cambian apreciablemente con el tiempo como es la situación de las construcciones de concreto armado. (McCormac, 2013 p.1).

La "uniformidad" se refiere a la calidad o condición de ser uniforme, es decir, la consistencia, homogeneidad o regularidad en la apariencia, características o distribución de algo. En varios contextos, puede implicar la ausencia de variación o desviación significativa. Por ejemplo, en el ámbito de la vestimenta, la uniformidad podría referirse a la consistencia en el diseño y color de la ropa. En estadística, la uniformidad podría describir la distribución equitativa de valores dentro de un conjunto de datos. En general, la uniformidad implica la ausencia de discrepancias o irregularidades notables en un conjunto determinado de elementos o características.

Elasticidad: El acero se ajusta mejor premisas de diseños que la mayoría de los materiales, ya que sigue la ley de Hooke incluso cuando se somete a esfuerzos significativamente altos. Los instantes de inercia de una composición de acero tienen la posibilidad de calcularse exactamente, en tanto que los valores conseguidos para una composición de concreto reforzados son subjetivamente imprecisos. (McCormac, 2013 p.1).

La elasticidad es una característica física de los materiales que indica su habilidad para experimentar deformaciones temporales cuando están sujetos a fuerzas externas y luego regresar a su forma original una vez que esa

fuerza se retira. En otras palabras, un material elástico puede experimentar una deformación temporal cuando se aplica una carga, pero al eliminar esa carga, el material vuelve a su forma original sin sufrir deformaciones permanentes. La elasticidad es una característica importante en la ingeniería y la ciencia de materiales.

Ductilidad: Es la propiedad de un material que le confiere la capacidad de soportar deformaciones sustanciales sin experimentar fracturas, incluso bajo tensiones elevadas. Cuando se aplica tensión a un acero con bajo contenido de carbono, se evidencia una notoria reducción en la sección transversal y una elongación considerable antes de llegar al punto de fractura. Un material que no tenga esta propiedad posiblemente va a ser duro y frágil y se romperá al someterlo a un golpe repentino. (McCormac, 2013 p.2).

La ductilidad es una característica mecánica de los materiales que hace referencia a su aptitud para sufrir deformaciones plásticas sin llegar a romperse o fracturarse. Se considera que un material es más dúctil cuando puede experimentar una deformación significativa antes de alcanzar el punto de ruptura. La ductilidad es una cualidad fundamental en ingeniería estructural y diseño de materiales, dado que los materiales más dúctiles tienden a ofrecer un comportamiento más seguro y predecible al someterse a cargas o fuerzas externas. La medida de la ductilidad se puede expresar a través de la elongación o deformación antes de la ruptura de un material.

Durabilidad: Con un cuidado apropiado de las estructuras de acero, es posible prolongar su existencia de manera indefinida. Averiguaciones llevadas a cabo en los

aceros modernos, indican que bajo ciertas condiciones no hace falta ningún mantenimiento a base de pintura. (McCormac, 2013 p.2).

La durabilidad se relaciona con la capacidad de un material, objeto o estructura para soportar el desgaste, la degradación o el deterioro a medida que transcurre el tiempo, manteniendo sus propiedades y funciones originales en condiciones de uso normales. Un material o producto de larga duración tiene la capacidad de preservar su integridad estructural, resistencia y rendimiento durante el periodo esperado de uso, incluso cuando se expone a elementos ambientales como la humedad, la radiación, etc. La durabilidad es una consideración esencial en la selección y diseño de materiales en diversas industrias, desde la construcción hasta la fabricación de productos de consumo.

Ampliaciones de construcciones existentes: La construcción de acero se adapta realmente bueno a probable adhesión. Tienen la posibilidad de adicionar novedosas crujías e inclusive alas completas a construcciones de acero ya existentes y los puentes de acero a menudo tienen la posibilidad de ampliarse. (McCormac, 2013 p.3).

Se refieren a la expansión o incremento en el tamaño, capacidad o área de una estructura o edificación ya existente. Este proceso implica agregar nuevas secciones, anexos o elementos constructivos a una construcción preexistente con el propósito de aumentar su funcionalidad, capacidad o cumplir con requisitos específicos. Las ampliaciones pueden abarcar diversos aspectos, como la adición de más espacio habitable, la creación de nuevas instalaciones, o la mejora de

la infraestructura existente para adaptarse a nuevas necesidades o estándares.

Tenacidad: El acero estructural es capaz de resistir monumentales fuerzas pese a hallarse ya deformado, lo que es primordial ya que posibilita su manipulación en el instante de montaje y preparación, un material tenaz se define como el que tiene la función de absorber energía en enormes porciones.

En términos simples, un material tenaz es capaz de resistir deformaciones plásticas y fracturas bajo cargas extremas. La tenacidad se relaciona con la resistencia y la ductilidad de un material, ya que un material tenaz es capaz de absorber energía a través de deformaciones plásticas previo al punto de fractura.

Rapidez de montaje: En el ámbito de las estructuras metálicas, se observa una notable reducción en el tiempo del proceso constructivo debido a la facilidad y velocidad con la que se realiza su instalación. Esto se refiere a la velocidad o celeridad con la que se puede realizar el ensamblaje o construcción de una estructura, sistema o producto. En diferentes contextos, la rapidez de montaje puede tener relevancia en la eficiencia y la gestión del tiempo en proyectos de construcción, fabricación o instalación. Una alta rapidez de montaje implica la capacidad de realizar las tareas de ensamblaje de manera rápida y eficiente, lo que puede ser beneficioso para cumplir plazos, reducir costos laborales y mejorar la productividad en general.

Conexiones: Existen diversas opciones para unir los miembros de acero, como conexiones atornilladas, soldadas,

remachadas, entre otras. Estas opciones permiten una ejecución inmediata. En términos generales, una conexión se refiere al acto o resultado de unir o vincular dos o más elementos entre sí. En contextos específicos, como la construcción o la ingeniería estructural, una conexión puede referirse a los puntos donde los componentes o miembros estructurales se unen para formar una estructura más grande. Estas conexiones pueden adoptar diversas formas, como soldaduras, tornillos, remaches u otros métodos de unión, garantizando la integridad y estabilidad de la edificación.

Fabricación: Puede ser laminado con facilidad para obtener una variedad de tamaños y formas. La fabricación es el proceso de producir bienes y productos mediante la transformación de materias primas o componentes mediante el uso de maquinaria, mano de obra y técnicas específicas. Este proceso implica una serie de pasos, que pueden incluir el diseño, la ingeniería, la producción y el ensamblaje, con el objetivo de obtener productos finales que cumplan con ciertos estándares de calidad y especificaciones. La fabricación es fundamental en la producción industrial y abarca una amplia gama de industrias y sectores.

Así como se refiere al proceso de producir bienes o productos mediante la aplicación de técnicas y procesos específicos. Este proceso implica la transformación de materias primas o componentes en productos acabados, generalmente mediante el uso de maquinaria, herramientas y mano de obra especializada. La fabricación abarca diversas etapas, desde el diseño inicial hasta la producción en serie, y puede implicar operaciones como el corte, ensamblaje, soldadura, mecanizado, entre otras, dependiendo del tipo de producto que se esté fabricando. La eficiencia y calidad en la

fabricación son aspectos fundamentales para lograr productos finales satisfactorios y competitivos en el mercado.

Reciclable: El acero es reutilizable en algunas ocasiones, e inclusive puede llevar a cabo venderlo como chatarra.

2.2.2.2 Desventajas del acero

Según la categorización de McCormac (2013) nos muestra las siguientes desventajas del acero:

Costo de mantenimiento: La oxidación es común en la mayoría de los aceros cuando se encuentran expuestos a las condiciones atmosféricas, por lo que es necesario aplicar periódicamente capas de pintura como medida de protección. La utilización de aceros anticorrosivos para ciertas aplicaciones, tienden a borrar este precio. (McCormac, 2013)

Costo de la defensa contra el fuego: Tienen una naturaleza intrínsecamente no inflamable, su resistencia disminuye significativamente durante la exposición a incendios, una vez que los demás materiales de un inmueble se queman. El acero es un maravilloso conductor de calor, de forma que los miembros de acero sin defensa tienen la posibilidad de transmitir suficiente calor de una parte o comportamiento incendiado de un inmueble a secciones adyacentes del mismo inmueble e incendiar el material presente. (McCormac, 2013).

Se refiere al gasto asociado con la implementación de medidas y sistemas destinados a prevenir, controlar o mitigar los riesgos y daños causados por incendios. Esto implica

realizar inversiones en equipos para combatir incendios, así como en sistemas de detección y alarmas, barreras cortafuegos, materiales ignífugos, capacitación en seguridad contra incendios, entre otros. Este costo busca salvaguardar vidas, propiedades y activos contra los efectos destructivos de los incendios, así como cumplir con regulaciones y normativas de seguridad.

Susceptibilidad al pandeo: Como se señaló anteriormente, el acero tiene una alta resistencia por unidad de peso, empero al usarse como columnas no resulta bastante económico debido a que debería usarse bastante material, solo para hacer más rígidas las columnas contra el viable pandeo. (McCormac, 2013)

Se refiere a la propensión o vulnerabilidad de un elemento estructural a experimentar deformaciones laterales o inestabilidades bajo cargas de compresión. Este fenómeno se manifiesta cuando un miembro delgado y largo, sometido a fuerzas compresivas, no puede resistir la flexión lateral, lo que puede llevar a deformaciones no deseadas o incluso al colapso del elemento. La susceptibilidad al pandeo es un factor crítico a considerar en el diseño estructural para evitar posibles fallos en elementos sometidos a cargas de compresión

Fatiga: Otro desafío asociado al acero es que su resistencia puede disminuir al ser sometido a un gran número de ciclos de esfuerzo. O bien, a un enorme conjunto de cambios del tamaño del esfuerzo de tensión. (Se poseen inconvenientes de fatiga solo una vez que se muestran tensiones). En la práctica presente se disminuyen las resistencias estimadas de tales miembros, si se conoce de

antemano que estarán sometidas a un número más grande de ciclos de esfuerzo cambiantes que cierto número límite. (McCormac, 2013).

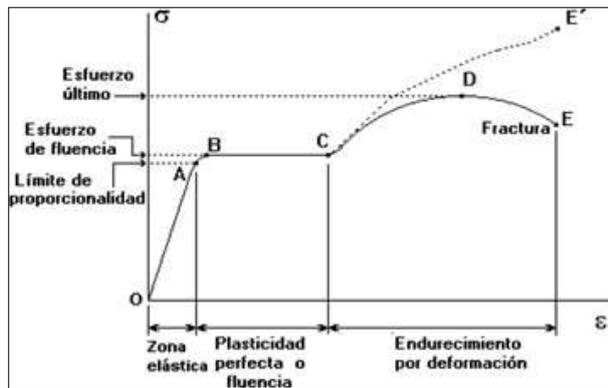
2.2.3 Propiedades estructurales del acero

Resistencia del acero: La resistencia a la fluencia, es el costo mínimo garantizado que da el fabricante de acero, que se fundamenta en un promedio estadístico y la importancia del costo mínimo de fluencia obtenido por medio de un enorme conjunto de pruebas. (Inga & Pesantez, 2010). Así, el acero elegido para este análisis es el ASTM-A36, que cuenta con un precio asegurado por el fabricante y una resistencia especificada de: $F_y = 36 \text{ Ksi}$ o 250 MPa .

El diagrama esfuerzo-deformación del acero estructural, se caracteriza por la existencia al inicio del área flexible, en la que esfuerzos y deformaciones permanecen involucrados entre sí linealmente, hasta llegar al punto de fluencia del acero, para pasar a la zona plástica, donde el acero empieza a fluir y muestra considerables deformaciones sin un crecimiento destacable de esfuerzos, y al final la zona de endurecimiento por deformación, en la cual se muestra un crecimiento en la deformación necesita un aumento de esfuerzo para llegar al punto de fractura. (Inga & Pesantez, 2010).

Figura 1

Diagrama esfuerzo – deformación del acero



Fuente: Alejandro Pino, M. (2017). Diagrama esfuerzo-deformación

Módulo de elasticidad: Además, conocido como módulo elástico, hace referencia a la inclinación proporcionada por el gráfico de tensión-deformación dentro del límite elástico.

$$E = \frac{\sigma}{\epsilon} = \frac{\text{esfuerzo}}{\text{deformación}}$$

La unidad de tensión (σ) es MPa, la unidad de deformación (ϵ) es mm/mm (in/in) y la unidad de módulo elástico (E) es MPa. El acero tiene un promedio de 193 000 a 207 000 MPa (28 000 a 30 000 ksi). El valor utilizado para el diseño suele ser de 200 000 MPa (29 000 ksi).

Coficiente de Poisson: Se refiere a la proporción entre la inclinación lateral y la inclinación longitudinal al aplicar una carga axial, lo cual se correlaciona con la relación entre la deflexión longitudinal y transversal observada en una prueba de tracción. Alternativamente, la relación de Poisson se puede calcular a partir del módulo de elasticidad longitudinal y transversal de acuerdo con la siguiente ecuación. (Inga y Pesantez, 2010)

$$\nu = \frac{E}{2 \times G} - 1$$

Los valores del análisis de hormigón armado y estructuras de hierro son diferentes según el laboratorio. Experiencia en la Universidad de Chile Señaló que en general para el hormigón el valor de la relación de Poisson cambia en el rango de $\nu = 0,10,15$. y para el acero varía dentro de $\nu = 0,250,30$. El valor máximo es 0,5 indica que no existe cambio de solidez en ese valor. Por lo que los términos anteriores son valores de la relación de Poisson que existen en el dominio del comportamiento elástico.

Módulo de elasticidad al esfuerzo cortante: Se emplea el modelo de corte en el proceso de diseño, con un valor promedio de 77,000 MPa (11,000 ksi) para acero estructural. Se puede calcular utilizando la siguiente ecuación

$$G = \frac{E}{2(1 - \nu)}$$

2.2.4 Propiedades mecánicas del acero

Las características del acero están influenciadas por el método de laminación y el tratamiento térmico al que se somete, siendo estos aspectos cruciales: resistencia, ductilidad, ductilidad, uniformidad y durabilidad.

Alta resistencia: Dada la notable resistencia que exhibe el acero estructural, es factible diseñar secciones más delgadas. Además, debido a su peso relativamente ligero en comparación con el concreto, se puede lograr una reducción significativa en el peso propio de la estructura, de manera significativa la carga propia de la estructura, lo que confiere una ventaja sustancial al erigir edificaciones de gran altura.

Se refiere a la capacidad de un material para soportar cargas o tensiones considerables sin experimentar deformaciones permanentes o fallas. En ingeniería y construcción, este término se utiliza comúnmente para describir materiales que exhiben propiedades mecánicas superiores, como resistencia a la tracción, compresión y flexión, en comparación con materiales convencionales. La alta resistencia en los materiales es esencial para la construcción de estructuras robustas y livianas, lo que permite optimizar el rendimiento y la eficiencia de los diseños.

Ductilidad: Esta propiedad habilita al material para resistir deformaciones plásticas considerables antes de llegar al punto de fallo bajo la influencia de una fuerza, sin que su resistencia disminuya. Por ende, se vuelve factible identificar cuándo una estructura está a punto de fallar, una vez que la deformación que experimenta resulta excesiva.

La ductilidad es una característica mecánica de los materiales que señala su habilidad para experimentar deformaciones plásticas, es decir, para experimentar una elongación o cambio de forma sin llegar a la ruptura. Un material se considera más ductil cuando puede soportar una deformación considerable antes de llegar al punto de fractura. La medida de la ductilidad se expresa comúnmente a través de la elongación o la deformación antes de la fractura de un material.

Elasticidad: Es la habilidad del acero para regresar a su estado inicial una vez que se ha aplicado una fuerza sobre él. El límite elástico de un material es la máxima tensión a la cual el material exhibe un comportamiento elástico, siendo, por lo tanto, La máxima carga que puede soportar sin provocar deformación permanente, y este valor se acerca al límite de fluencia del material en términos de magnitud.

Tenacidad: Se describe como una característica del acero que Significa la habilidad del material para absorber una cantidad significativa de energía antes de sufrir fractura. Una solución quebradiza demanda menos fuerza, mientras que una solución más tenaz requiere una mayor fuerza.

Un material tenaz es capaz de absorber una cantidad considerable de energía antes de romperse, lo cual evidencia su capacidad para inhibir la propagación de grietas y su comportamiento dúctil ante la fractura. La tenacidad es una propiedad importante en situaciones donde se necesite resistencia ante impactos o cargas dinámicas.

2.2.5 Materiales y su normativa

Es responsabilidad del fabricante de la estructura ofrecer los resultados de las inspecciones y pruebas realizadas en los materiales o productos fabricados en Perú, antecedente de su implementación. Si al utilizar una regla técnica peruana hubiese un aspecto no contemplado, se van a poder usar las reglas ASTM, AWS, ANSI aplicables. (RNE Iniciativa E090, 2016)

En caso de que no haya una evaluación de conformidad acreditada en Perú para una prueba específica, Los informes son reconocidos por laboratorios acreditados en otros países que mantienen un pacto de alcance internacional con el INACAL (Instituto Nacional de Calidad) de Perú. (Instituto de Control de Calidad).), junto con un documento publicado por INACAL, demuestra que esta evaluación de la conformidad no existe en el Perú. (Recomendado RNE E090, 2016)

2.2.5.1 Acero estructural

De acuerdo con la propuesta RNE E090, basada en el ANSI / AISC estadounidense y para materiales ASTM, el uso del material es el siguiente: Consulte la siguiente tabla para obtener la aprobación.

Normas Técnicas Peruanas (NTP).

Tabla 1

Normas para Productos de Acero (NTP)

CÓDIGO	TÍTULO	REFERENCIA
NTP 350.400	PRODUCTOS DE ACERO. Aceros Estructurales al carbono. Especificaciones.	ASTM A36/A36M (AASHTO M270 GRADO 36)
NTP 350.404	PRODUCTOS DE ACERO. Tubos estructurales de acero al carbono conformados en frío, electro soldados y sin costura, de forma circular y no circular. Especificaciones.	ASTM A500
NTP 350.405	PRODUCTOS DE ACERO. Métodos de ensayo normalizados y definiciones para ensayos mecánicos.	ASTM A370
NTP 350.407	PRODUCTO DE ACERO. Acero estructural de alta resistencia de baja aleación de columbio-vanadio. Especificaciones.	ASTM A572/572M (AASHTO M270 GRADO 50)
NTP 350.408	PRODUCTOS DE ACERO. Acero estructural para puentes. Especificaciones.	ASTM A709 GRADO 36, 50, 50W, 70W, 100W, 100 Y 100W)
NTP 350.414	PRODUCTOS DE ACERO. Perfiles de Acero estructural Especificaciones.	ASTM A992/A992M
NTP 350.416	PRODUCTOS DE ACERO. Requisitos generales de productos de acero estructural laminado en caliente	ASTM A6, ASTM A568
NTP 341.031	PRODUCTOS DE ACERO. Barras de acero al carbono, corrugadas y lisas, para esfuerzo de concreto armado. Especificaciones.	ASTM A615 Gr.60

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones E-090(2016).

Normas Técnicas ASTM

Tabla 2

Normas para Productos de Acero (ASTM)

CODIGO	TITULO
ASTM A53/A53M, Gr. B.	Tubos redondos de acero negro y galvanizado, soldados y sin costura
ASTM A283/A283M	Planchas de acero al carbono de baja y media resistencia a la tracción
ASTM A242/A242M	Acero de alta resistencia y baja aleación
ASTM A501	Tubos estructurales de acero al carbono, formados en caliente, soldados y sin costura
ASTM A514/514M (AASHTO M270 Grado 100 y 100W)	Planchas de acero aleado, templado y revenido; de alta resistencia, adecuadas para soldadura
ASTM A529/529M	Acero al Carbono — Manganeso, de alta resistencia, de calidad estructural
ASTM A588/588M (AASHTO M270 Grado 50W)	Acero estructural de alta resistencia y baja aleación, con un límite de fluencia mínimo de 345 MPa, de hasta 100 mm de espesor.
ASTM A618	Planchas y flejes de acero de alta resistencia y baja aleación, laminadas en caliente y laminadas en frío, con resistencia mejorada a la corrosión atmosférica.
ASTM A847/A847M	Tubos estructurales de alta resistencia y baja aleación, soldados y sin costura, formados en caliente
ASTM A852/852M (AASHTO M270 Grado 70W)	Tubería estructural de baja aleación, de alta resistencia con costura y sin costura formada en frío, con resistencia a la corrosión atmosférica mejorada
ASTM A852/852M	Planchas de acero estructural de baja aleación, templado y revenido, con límite de fluencia mínimo de 485 MPa, de hasta 100 mm de espesor.

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones E-090(2016).

2.2.5.2 Acero no identificado

Se permite el acero de origen desconocido con la aprobación del supervisor, si su superficie está libre de defectos según los criterios establecidos en NTP 350.416, en componentes o partes de menor importancia (como espaciadores en armaduras, placas y similares), donde sus propiedades físicas exactas y soldabilidad no afectan la

resistencia o seguridad de la estructura. (Recomendado RNE E090, 2016).

2.2.5.3 Perfiles pesados

Las piezas se clasifican como piezas pesadas cuando tienen un espesor de brida superior a 50 mm. En el caso de perfiles pesados utilizados como componentes principalmente sometidos a tracción o flexión, no es necesario declarar la resistencia si las uniones se realizan mediante tornillos. Si tales componentes están completamente soldados, dicho acero deberá ser provisto de una prueba de impacto Charpy V de acuerdo con la NTP 350. El ensayo de impacto deberá obtener una energía absorbida promedio de al menos 27 J a 20°C y deberá realizarse de acuerdo con la NTP 350. (Recomendado RNE E090, 2016).

2.2.5.4 Pernos, arandelas y tuercas

Deben cumplir con una de las siguientes especificaciones ASTM, de acuerdo con RNE E090 (2016):

- Pernos enroscados, pernos c/tuerca y tornillos de acero tratado térmicamente, de resistencia a la tracción mínima 120/105/90 ksi, ASTM A449.
- Pernos estructurales de acero tratado térmicamente, de resistencia mínima a la tracción 1040 Mpa, ASTM A490M.
- Tuercas de aceros al carbono y aceros aleados, ASTM A563.
- Arandelas de aceros templados ASTM F436M
- Tuercas de aceros al carbono y aceros aleados (Métrico), ASTM A563.

- Arandelas de aceros endurecido a 725 MPa, ASTM F436M y ASTM A325/A325M
- Pernos vástagos y otros conectores roscados externamente, ASTM A354.
- Arandelas de acero, planos, sin templar para usos general, ASTM F844.
- Pernos y pernos de cizallamiento de acero al carbono, de resistencia a la tracción 414 MPa, ASTM A307.
- Tuercas de acero al carbono y aleado para pernos para servicio de alta presión y alta temperatura, ASTM A194/194M.
- Pernos estructurales, de acero, tratado térmicamente, de resistencia mínima a la tracción 830/725 MPa.

2.2.5.5 Pernos de anclaje y varillas roscadas

De acuerdo con la norma propuesta RNE E090 (2016), con base en las especificaciones estadounidenses AISC 360-10, el uso de materiales está

Normas Técnicas Peruanas NTP

Tabla 3

Designación de normas para Pernos y Varillas

CODIGO	TITULO	REFERENCIA
NTP 350.400	PRODUCTOS DE ACERO. Aceros Estructurales al carbono. Especificaciones.	ASTM A36/A36M (AASHTO M270 GRADO 36)
NTP 350.407	PRODUCTO DE ACERO. Acero estructural de alta resistencia de baja aleación de columbio-vanadio. Especificaciones.	ASTM A572/572M (AASHTO M270 GRADO 50)

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones

Técnicas ASTM

Tabla 4

Designación de normas para Pernos y Varillas

CODIGO	TITULO
ASTM A139/139M	Materiales para pernos de acero de aleación e inoxidable para servicio de alta temperatura
ASTM A354	Pernos, pernos de cortante y otros conectores roscados externamente, de acero de aleación, templado y revenido.
ASTM A449	Pernos de cabeza hexagonal y vástagos de acero, tratado térmicamente de resistencia a la tracción mínima de 120/105/90 ksi, para usos generales
ASTM A588/588M (AASHTO M270 Grado 50W)	Acero estructural de alta resistencia y baja aleación, con un límite de fluencia mínimo de 345 MPa, de hasta 100 mm de espesor.
ASTM F1554	Pernos de anclaje, de acero, de esfuerzo de fluencia de 36, 55 y 105 ksi.

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones E-090 (2016).

2.2.5.6 Metal de aporte para el proceso de soldadura

En la soldadura con electrodos según la normativa propuesta RNE E090 (2016), que se basa en la especificación estadounidense AISC 360-10, el material de aportación debe cumplir las especificaciones de la American Welding Society (AWS):

- AWS A5.23/A5.23M, Especificación para electrodos y fundentes de acero de baja aleación para soldadura de arco sumergido.
- AWS A5.17, Especificación para electrodos y fundentes de acero al carbono para soldadura de arco sumergido.
- AWS A5.5, Especificación para electrodos de baja aleación para soldadura de arco metálico sumergido.

- AWS A5.20, Especificación para electrodos de acero al carbono para soldadura de arco con alambre tubular.
- AWS A5.26/A5.26M, Especificación estándar para electrodos de acero al carbono y de baja aleación para soldadura de electro gas.

2.2.6 Sistemas estructurales para edificaciones de acero

En el caso de edificaciones de acero, se consideran otros tipos de sistemas estructurales, pueden ser construido, con diferentes características arquitectónicas, características estructurales, usos, para soportar cargas en el marco o sistema de marco y truss, en el que el sistema estructural se divide en sistema de marco portante y sistema de marco arriostrado según RNE en su norma E030.

2.2.6.1 Clasificación de sistemas estructurales

Resistencia al momento convencional (OMF): Estos son marcos que pueden proporcionar una tensión inelástica mínima a los miembros y sus conexiones. Una característica que exhiben es la relación ilimitada ancho / espesor de sus elementos.

Figura 2.

Edificio de acero con (OMF)



Fuente: Zavala, C. (2016). Diseño en acero. Universidad Privada de Tacna.

Pórticos intermedios resistentes a momentos (IMF):

Estos marcos ofrecen una capacidad restringida para las deformaciones inelásticas generadas por flexión en vigas y columnas, lo que provoca fallas por cortante en áreas de la losa. Las conexiones de las columnas de vigas deben ser capaces de desarrollar una deformación entreplanta de 0.02 rad. La viga adyacente debe demostrar una resistencia a la flexión en la superficie de la columna de al menos 0,80 MPa para lograr un ángulo de deformación entre pisos de 0,02 rad (conforme a la Propuesta RNE E090).

Figura 3

Pórtico con fallas en las zonas de panel



Fuente: Zavala, C. (2016). Diseño en acero. Universidad Privada de Tacna.

Pórticos especiales resistentes a momento (SMF):

Este tipo de marco debe permitir una deformación inelástica apreciable debido a la flexión de la viga y limitar la fluencia en el área de las placas de la columna. Las columnas deben diseñarse para ser más resistentes que las vigas, espere toda la viga. (Recomendado RNE E090).

Figura 4

Pórtico con fallas en las zonas de vigas



Fuente: Zavala, C. (2016). Diseño en acero. Universidad Privada de Tacna.

Los sistemas de arriostramiento se clasifican en grupos:

Pórticos ordinarios con arriostres concéntricos (OCBF): Estos son marcos que están arriostrados en la dirección diagonal para soportar la fuerza axial principal. Las directrices para el diseño de estos pueden consultarse en la tabla de Requisitos para Pórticos Arriostrados. El objetivo del sistema OCBF es proporcionar comportamiento a los elementos y sus conexiones para la deformación inelástica. El tipo OCBF se puede invertir tipo V y tipo K.

Figura 5

OCBF tipo V-invertida y tipo K



Fuente: Zavala, C. (2016). Diseño en acero. Universidad Privada de Tacna.

Arriostramiento concéntrico especial (SCBF): Estos son marcos con Sistema de arriostramiento diagonal que satisface los requisitos de la mesa donde todos los componentes del sistema de arriostramiento están principalmente sometidos a fuerzas axiales. La finalidad del sistema SCBF es ofrecer elementos y sus conexiones que muestren un comportamiento de deformación inelástica influenciado por la conexión y el sistema de refuerzo en tracción. Los SCBF pueden categorizarse como tipo X o tipo sencillo.

Figura 6

SCBF arriostre en X



Fuente: Zavala, C. (2016). Diseño en acero. Universidad Privada de Tacna.

Pórticos con Arriostres Excéntricos (EBF): Estos marcos cuentan con arriostramiento diagonal y cumplen con los requisitos, en los cuales al menos un extremo del arriostramiento se encuentra conectado a la viga, a diferencia de otra conexión a la riostra o columna de la viga.

Figura 7

Pórtico con arriostre excéntrico



Fuente: Zavala, C. (2016). Diseño en acero. Universidad Privada de Tacna.

Según la categoría de la edificación y su ubicación en una determinada zona, se debe diseñar utilizando el sistema estructural indicado en la tabla, como se menciona en Zavala C (2016).

Tabla 5

Requisitos para Pórticos Arriostrados

CATEGORIA DE LA EDIFICACION	ZONA	SISTEMA ESTRUCTURAL
A1	4 y 3	aislamiento sísmico con cualquier sistema estructural
	2	OCBF, SCBF, EBF
	1	OCBF, SCBF, EBF
A2	4 y 3	OCBF, SCBF, EBF
	2	OCBF, SCBF, EBF
	1	SMF, IMF, OMF, OCBF, SCBF, EBF
B	4, 3 y 2	SMF, IMF, OCBF, SCBF, EBF
	1	SMF, IMF, OMF, OCBF, SCBF, EBF
C	4, 3, 2 y 1	SMF, IMF, OMF, OCBF, SCBF, EBF

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones E-090 (2016).

2.2.7 Componentes de edificios de acero formado por pórticos arriostrados.

Las construcciones a base de pórticos arriostrados permanecen formadas por vigas, columnas y arriostres. Por lo menos uno de los extremos de cada uno de los arriostres es conectado para aislar un segmento de la viga al que llamamos “Enlace”, como se observa en la siguiente figura los elementos que tiene un sistema con pórticos arriostrados tiene miembros horizontales y verticales, la transferencia de cargas sería la siguiente: los miembros horizontales (vigas de soporte) transfieren las cargas de gravedad que proceden de las losa colaborante, a las vigas primordiales, estas las transfieren a los recursos verticales llamados columnas, las cuales transfieren la carga hasta la cimentación de la composición.

Los arriostres contrarrestan las cargas laterales mediante la interacción combinada del pórtico y la retícula. Además, poseen la capacidad de adquirir ductilidad al ingresar al rango inelástico de la conexión, lo que les otorga la capacidad de absorber una considerable cantidad de energía a través de un elevado nivel de ductilidad; no obstante, también puede dar elevados niveles de rigidez flexible. Zavala C (2016).

Figura 8

Componentes de un edificio a base de Pórticos arriostrados excéntricamente



Fuente: Learning, Z. and Ziggurat. (2017). Máster Estructuras Metálicas y Mixtas.

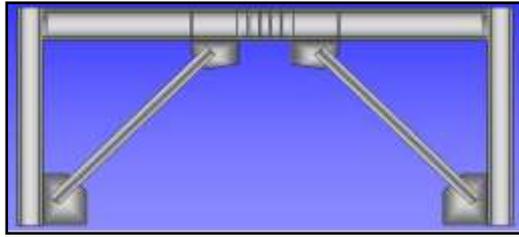
2.2.7.1 Miembros estructurales

Los tipos de miembros involucrados en la cimentación de inmuebles de acero con un sistema estructural de armadura excéntrica se clasifican de acuerdo con su carga principal. Por lo tanto, se consideran los siguientes cinco tipos principales de elementos estructurales. (Inga y Pesantez, 2010).

- Arriostres
- Enlace o link
- Vigas
- Losa colaborante
- Columnas

Figura 9

Miembros Estructurales de un Pórtico (EBF)



Fuente: Engelhardt, M. (2007) *Design of Seismic Resistant Steel Buildings Structures*. Universidad de Texas at Austin.

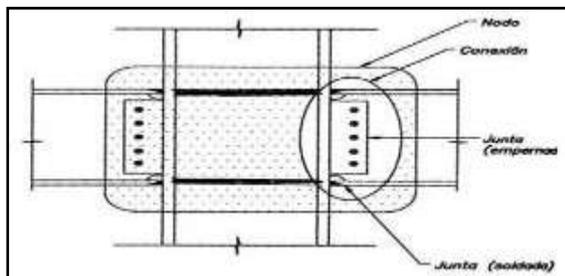
2.2.7.2 Conexiones de pórticos estructurales

Tipos de conector de acuerdo la especificación estadounidense AISC (2010). Existen principalmente 3 tipos: conexión simple o conexión de corte, conexión dura y conexión semirrígida AISC (2010). "Diseño de conexión".

"Empalme" es sinónimo, caracterizado por ser el área donde las placas, esquinas, soldaduras, espárragos y tornillos entran en contacto con los extremos del borde de la placa, superficie perfilada. Estos se clasifican como uniones soldadas y atornilladas. Finalmente, tenemos el concepto de "nodo" conocido como la zona completa donde se juntan las vigas y los pilares, formado por losas continuas y placas cerradas.

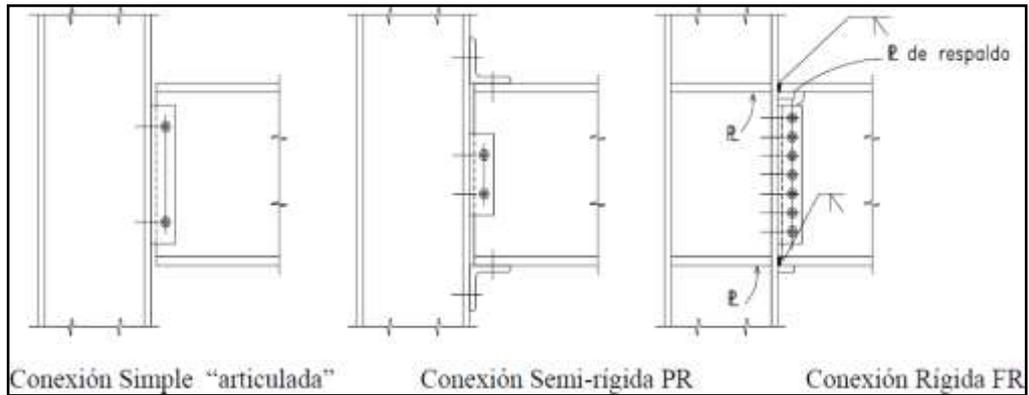
Figura 10

Elementos de una conexión



Fuente: *Arquitecturaenacero.org*. (2017). *Conexiones típicas en estructuras de acero*, *Arquitectura en acero*.

Figura 11
Tipos de Conexiones Típicos

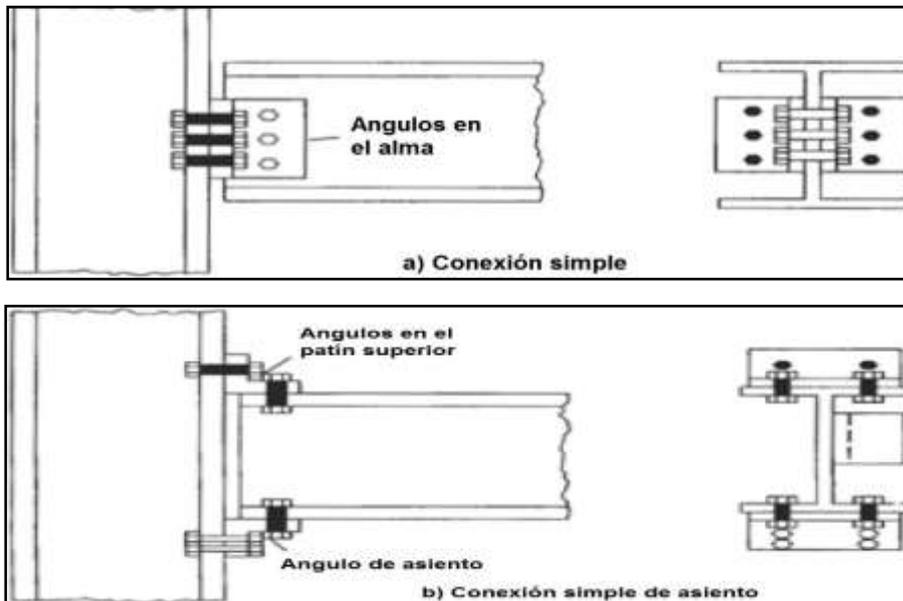


Fuente: Zapata, L. (2007). Conexiones en estructuras de acero.

Conexiones simples

Se trata de tipos cuya característica principal es no transferir impulso e hipotéticamente habrían consentir la rotación de los elementos conectados a ellos. También conocidos como enlaces cortantes, se cree que solo pueden resistir fuerzas cortantes, como ejemplo:

Figura 12
Conexiones Simples



Fuente: Zapata, L. (2007). Conexiones en estructuras de acero.

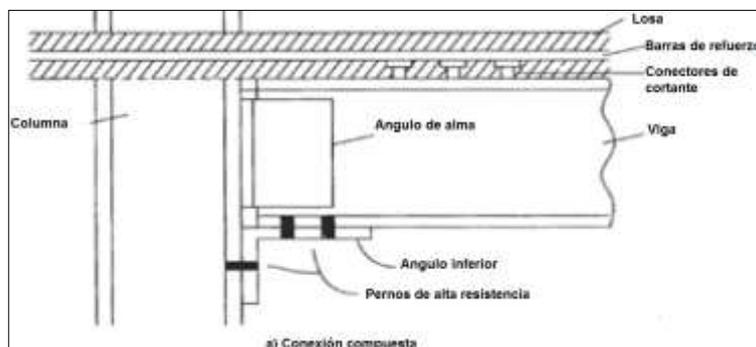
Conexiones semirrígidas (PR)

En una conexión semirrígida se evidencia una notable capacidad de resistencia a la rotación, produciendo momentos notables. Se realiza la coincidencia de diseño de la silla, que se detalla en el Manual LRFD.

En la figura se puede apreciar una conexión parcialmente rígida en la cual los elementos que contribuyen a la unión incluyen pernos, ángulos, refuerzos, y placas.

Figura 13

Conexión Semirrígida



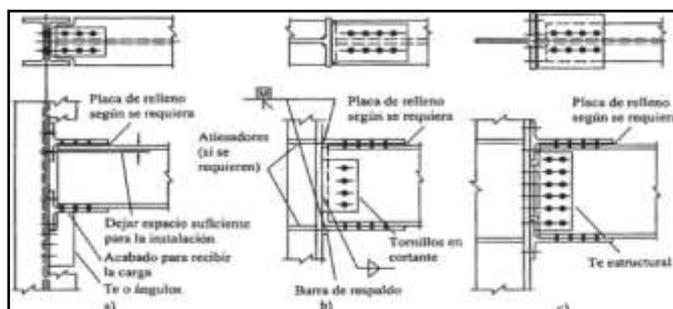
Fuente: Zapata, L. (2007). *Conexiones en estructuras de acero*.

Conexiones Rígidas (FR)

En una unión rígida, es crucial alcanzar una completa transferencia de los momentos y evitar cualquier rotación en los elementos, o minimizar dicha rotación.

Figura 14

Conexiones resistentes a momentos.



Fuente: Zapata, L. (2007). *Conexiones en estructuras de acero*.

2.2.7.3 Tipos de arriostres

Arriostres concéntricos

La estructura de arriostamiento concéntrico es una estructura cuyos arriostamientos se cruzan en los nodos, sujeta a la acción principal de la fuerza axial provocada por los terremotos.

Este sistema exhibe una elevada rigidez y registra movimientos transversales en cada piso, demostrando así su conformidad con las normativas actuales. Un ejemplo de este sistema concéntrico en forma de armadura se observa en el edificio John Hancock Center en Nueva York.

Figura 15

John Hancock Center (New York)



Fuente: Chicago Architecture Foundation. (2017). John Hancock Building.

Arriostres excéntricos

Una estructura excéntrica es una estructura donde los soportes no pueden penetrar la viga, pero están separados por una distancia llamada junta, que permiten que la electricidad libre durante un terremoto se disipe. El miembro está diseñado para disipar altos niveles de torsión y corte, también es capaz de desarrollar una respuesta plástica.

Esta conexión debe ser en la viga porque el sismo produce un impacto lateral que la viga no absorbe; También puede dar lugar a un suelo flexible, si las columnas son mucho más pesadas que las vigas si se rompen. A diferencia de los sistemas concéntricos, este método de refuerzo presenta la ventaja radica en ofrecer no solo solidez y fortaleza a la estructura, sino también flexibilidad.

Figura 16

Pórtico con Arriostres Excéntricos.



Fuente: Arquitecturaenacero.org. (2017). Conexiones típicas en estructuras de acero, Arquitectura en acero

2.2.8 Cargas y combinaciones

Estas fuerzas surgen debido al peso inherente de los materiales utilizados en la construcción de edificios, así como a la presencia de ocupantes y objetos almacenados, sumadas a las influencias ambientales naturales. Hay cargas que se mantienen en el tiempo, se denominan permanentes. Otras cargas cuyos valores cambian con el tiempo se denominan cargas variables. Para el diseño de esta tesis, la Normativa Nacional de Construcción, la norma E020 y la norma ASCE 7 02 (Carga Mínima de Diseño para Alas y Otras Estructuras) de la Sociedad Estadounidense de Ingenieros Civiles (ASCE 702) será la guía básica. También completo las especificaciones AISC LRDF 2010.

2.2.8.1 Cargas específicas

Los reglamentos de construcción proporcionan cargas mínimas de diseño que afectan las cargas muertas, las cargas vivas, el viento, los terremotos, los cambios de temperatura y las cargas de impacto, si las hubiera. (Álvarez, 2010).

Se presentan tres tipos diferentes de cargas, que Álvarez (2010) nos muestra a continuación:

Cargas puntuales: Se aplican a un área puntual precisa de un área relativa, como el peso transmitido por los neumáticos de los automóviles, este es especialmente el caso de los puentes.

Cargas lineales: Se aplican sobre una tira en la estructura; como las paredes divisorias de un edificio.

Cargas en superficie: Las fuerzas se distribuyen en toda el área, incluyendo la carga de los paneles del pórtico, el peso del techo, la fuerza del viento en la fachada del edificio y la acumulación de nieve en la cubierta. Las normativas de construcción y las especificaciones del proyecto requieren que la estructura sea lo suficientemente resistente para soportar estas cargas sin comprometer la integridad general de la estructura. Por ende, la estabilidad del diseño es un requisito fundamental para el rendimiento de una estructura, considerando aspectos de usabilidad. Los requisitos de servicio especifican la deflexión máxima permitida, ya sea vertical u horizontal o ambas. (Álvarez, 2010)

Cargas muertas (D)

Las cargas estáticas son permanentes y mantienen su posición y peso inalterados a lo largo del tiempo; se mantienen constantes en su ubicación. Es necesario determinar el peso o carga muerta de los elementos estructurales para el diseño correspondiente, el peso y dimensiones de las partes diseñadas se conocen solo después de que se haya realizado el análisis estructural y la selección de los componentes de la estructura. (Álvarez, 2010).

Cargas vivas (L)

Las cargas de transporte cambian con el tiempo, teniendo en cuenta su tamaño y ubicación, son arrastradas por personas, automóviles y cualquier otra carga bajo su propia influencia, muebles, equipos en movimiento, cortinas temporales y cualquier carga en movimiento, incluidas las cargas ambientales, por ejemplo, etc. carga de nieve, presión del viento, cambio de temperatura, carga de lluvia, terremoto, presión del suelo. (Álvarez, 2010).

Cargas de diseño para pisos en edificios

Los valores indicados en la tabla siguiente se utilizarán como mínimos para diversas categorías de viviendas o usos, e incorporan medidas para situaciones comunes de colisión, según lo estipulado en. (Norma RNE E020)

Tabla 6

Cargas mínimas repartidas

OCUPACION O USO	CARGAS REPARTIDAS kPa (kgf/m ²)
Almacenaje	5,0 (500)
Baños	
Bibliotecas	
Centros de educación	
Hospitales	
Hoteles	
Industria	
Instituciones penales	
Lugares de asamblea	
Oficinas (*)	
Teatros	
Tiendas	5,0 (500)
Corredores y escaleras	5,0 (500)
Viviendas	2,0 (200)
Corredores y escaleras	2,0 (200)

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones E-020

Cargas vivas de techo (Lr)

En mezclas proporcionadas por las descripciones de EE. UU. AISC 360 10, como en RNE E020, se produce una sobrecarga de techo (Lr), con un valor máximo de mínimo como:

- Para techos con un pendiente de hasta 3 ° desde la horizontal, 1.0 kPa (100 kgf / m²).
- Para techos con una pendiente mayor de 3 °, que la horizontal 1.0 kPa (100 kgf / m²) reducir en 0.05 kPa (5 kgf / m²), para cada pendiente mayor de 3 °, el mínimo es 0.50 kPa (50 kgf / m²). m²).

- Para techo curvo, 0,50 kPa (50 kgf / m²).
- Para cubiertas con cobertura débil de chapas onduladas o plegadas, cartón ondulado, fibrocemento, plástico, etc., independientemente de su pendiente, 0,30 kPa (30 kgf / m²).
- En el caso de muelles o terrazas, se aplicará un recargo correspondiente a su uso específico.
- Cuando el techo se monta hacia afuera, la carga mínima de diseño para las piezas a reparar debe ser de 1.0 kPa (100 kgf / m²).
- Cuando un anuncio o dispositivo se coloca en un techo, el diseño tiene en cuenta cualquier acción que provoque el anuncio o el dispositivo.

Cargas de hielo y nieve (S)

En algunas situaciones, las cargas de nieve pueden ser significativas, especialmente cuando se acumulan en los techos durante el invierno debido a la densidad del hielo y la nieve en las cubiertas. La carga de nieve en una región cubierta representa el peso máximo de la nieve que podría acumularse allí en condiciones climáticas adversas. En regiones donde hay mucha nieve, es necesario prestar especial atención a la elección correcta del techo. (Álvarez, 2010).

Cabe señalar que esta carga de nieve varía dependiendo de la ubicación, tipo de techo, viento y otros factores que afectan el tiempo del proyecto. Por el conjunto de nieve que se obtiene encontrar en la ciudad o lugar en particular no está determinada con precisión, se recomienda aumentar las tuberías auxiliares al sistema de drenaje principal, las aberturas en la balaustrada, para colocar las tuberías. Guía en la barandilla a un cierto nivel, para que

cuando la nieve se derrita, el agua se desborde hacia la terraza. (Álvarez, 2010)

Carga de lluvia (R)

No se tiene en cuenta el tipo de carga de lluvia en la región RNE - E020, pero AISCE-02 brinda referencias y recomendaciones para cargas de lluvia y En esta tesis, el sitio de implementación fue Juliaca, una localidad con índices significativos de precipitación.

La precipitación ocurre principalmente en cubiertas de poca pendiente en áreas de lluvia continua, acumulando agua más rápido de lo necesario para el drenaje, a pesar de la disponibilidad de drenajes para drenaje, lo que hace que la cobertura sea sesgada. (Álvarez, 2010)

Carga de viento (W)

En ocasiones, las cargas de nieve pueden ser significativas ya que tienden a acumularse en los techos durante el invierno, principalmente debido a la densidad del hielo y la carga de nieve en un área cubierta hace referencia al peso máximo de acumulación de nieve que puede acumularse en ese lugar durante las condiciones climáticas más adversas. En regiones donde hay mucha nieve, es necesario prestar especial atención a la elección correcta del techo. (Álvarez, 2010).

Cabe señalar que esta carga de nieve varía dependiendo de la ubicación, tipo de techo, viento y otros factores que afectan el tiempo del proyecto. (RNE E020)

Cargas sísmicas (E)

Las fuerzas desarrolladas durante un terremoto no son fueras físicas que actúan sobre la estructura, sino fuerzas de inercia debidas a la resistencia del movimiento de causa de masa del sistema. Por lo tanto, la fuerza de inercia generadas por la perturbación depende del movimiento natural del terremoto, el cual se puede describir en términos de aceleración, velocidad, tiempo y dirección, la respuesta de la estructura está determinada por sus propiedades elásticas, su masa, su rigidez. Y su amortiguación. Un terremoto consistente en movimientos horizontales y verticales del suelo (Álvarez, 2010).

Este esfuerzo se calcula a partir de un porcentaje específico del peso total de la estructura, sus cargas en funcionamiento y otros factores, teniendo en cuenta también la ubicación del proyecto. En el Perú, esta ubicación se clasifica en cuatro zonas distintas, como se representa en la siguiente figura:

Figura 17

Mapa de zonas sísmicas del Perú



Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones E-030 (2016).

2.2.8.2 Combinaciones de cargas

Las cargas nominales o de servicio más frecuentes en la construcción de edificaciones en la actualidad son establecidas por los estándares ASCE 07 y AISC LRFD 2010, y se detallan en la tabla correspondiente.

Tabla 7

Cargas de diseño

DESIGNACIÓN	CARGA
D	Carga muerta debida al peso propio de los miembros estructurales
L	Carga viva debida a la ocupación y equipo
Lr	Carga viva de techo
W	Carga de viento
S	Carga de nieve
E	Carga sísmica
R	Carga debida al agua pluvial

Fuente: Manual AISC LRFD 2010.

Las cantidades de carga representa la media máxima de la carga nominal o de servicio y se determina de acuerdo con las regulaciones de diseño aplicables. Dado que es muy poco probable que todas las cargas actúen simultáneamente con sus valores máximos, las combinaciones de estas cargas nominales se desarrollan en base a estadísticas de carga, donde se incluyen las cargas muertas en cada una de esas cargas; además de un valor aleatorio o estocástico a lo largo del tiempo para el resto de las tarifas, es decir, el valor que se supone que actúa sobre la estructura en cualquier momento. (Álvarez, 2010)

Las seis combinaciones de cargas proporcionadas por las normativas, como AISC-360-10 y RNE E-090 (2016), son utilizadas en el análisis estructural.

Tabla 8

Combinaciones de cargas LRFD

Combinación de carga	Acciones de diseño (cargas factorizadas)
(CC-1)	1.4D
(CC-2)	1.2D + 1.6L (Lr o S o R) + (0.5L o 0.8W)
(CC-3)	1.2D + 1.6L (Lr o S o R) + (0.5L o 0.8W)
(CC-4)	1.2D + 1.3W + 0.5L + 0.5(Lr o S o R)
(CC-5)	1.2D+1.0E + 0.5L + 0.25
(CC-6)	0.9 + (1.3W o 1.0E)

Fuente: Manual AISC LRFD 2010.

2.2.9 Métodos de diseño ASD y LRFD

Existen varios métodos para diseñar edificios con estructuras de acero, un diseño básico debe tener en cuenta: fuerza admisible, es decir, la carga no excede la fuerza especificada para el material; sísmica, viento, carga viva, carga muerta, etc. (Álvarez, 2010).

La decisión sobre el método de cálculo recae en el diseñador, quien también debe tener en cuenta otras consideraciones estáticas. p. B. barras individuales, deben ser consideradas desde un punto de vista operativo. Para este propósito, se emplea la metodología de diseño LRFD. Las distintas modalidades de diseño se detallan a continuación.

Tabla 9

Características de métodos de diseño

CARACTERÍSTICAS	DISEÑO POR:		
	Esfuerzos admisibles (ASD)	Diseño plástico (PD)	Factores de carga y resistencia (LRFD)
Cargas utilizadas en el análisis	De servicio	Factorizadas o de cargas ultimas	Factorizadas o de cargas ultimas
Método de análisis estructural	Elástico	Plástico	Elástico o plástico
Especificaciones de diseño	AISC, ASD	AISC, PD	AISC, LRFD

El Instituto Americano de Construcción en Acero (AISC) desarrolló en 1978 las especificaciones de diseño para estructuras de acero en dos partes: Tensión de diseño permisible (ASD) y Otros criterios de determinación para el diseño de plástico (PD). (Álvarez, 2010).

En 1986, la dimensión estructural mediante el método de factores de carga y resistencia (LRFD) constituía un enfoque de diseño estructural con el objetivo era explotar la información de ensayos realizados en lugares específicos, de experimentos donde se logra la dimensionalidad y las especificaciones se aplican mediante análisis probabilístico.

El método de diseño basado en tensiones admisibles (ASD) el método de diseño por tensión admisible (ASD) emplea un coeficiente de seguridad tanto para las cargas muertas como para las cargas vivas, en contraste con el método de factores de carga y resistencia (LRFD), que utiliza un factor de carga menor para las cargas muertas y un factor de carga mayor para las cargas vivas, calculado con mayor precisión. No obstante, en este proyecto, se optó exclusivamente por el método de diseño LRFD.

2.2.9.1 Factores de carga y resistencia LRFD

Este enfoque fundamenta asegurar no solo los materiales utilizados, sino también las cargas, considerando factores como la importancia social o tecnológica y la posibilidad de errores. Proporciona un mayor control sobre la seguridad de la estructura al basarse en estados límite, indicando cuándo un elemento estructural, conexiones o la estructura en su conjunto concluyen su función. El método LRFD identifica 2 categorías:

- Estado límite de resistencia
- Estado límite de servicio

Estados límites resistentes (final). Contribuye a la seguridad, lo que implica que al alcanzar sus valores límite, indicativos de un posible colapso estructural o de alguna de sus partes, la estructura exhibirá los siguientes resultados:

- La fractura se determina por el agotamiento de las partes críticas.
- Parte de la estructura general quebradiza y deformada.
- Fatiga.
- Deformaciones elásticas o plásticas que cambian la forma de la estructura.
- Deformación por fuego.

Estados límites de servicio (utilización). Donde, de lograrse, afectarán a la estructura en cuanto a su resistencia y función, teniendo en cuenta los siguientes aspectos:

- Deformación excesiva o desplazamiento incompatible como la estructura y con otros elementos no estructurales como tabiques, fachadas, etc.
- Agrietamiento prematuro o agrietamiento excesivo.
- Vibración excesiva
- Corrosión excesiva

Factores de carga

El tipo de carga descrito inicialmente pueden operar simultáneamente. Por lo tanto, para encontrar el valor máximo de la tensión o deformación, necesitaremos usar varias

combinaciones de carga. La carga de diseño depende de la precisión con la que conocemos la carga, es decir, de la certeza de que tenemos una carga permanente en relación con la carga en movimiento. (AISC, 2010).

Para las descripciones de diseño del LRFD de EE. UU., AISC se especifica los siguientes elementos de carga:

Tabla 10

Combinaciones de cargas LRFD

Combinación de carga	Acciones de diseño (cargas factorizadas)
(CC-1)	1.4D
(CC-2)	1.2D + 1.6L (Lr o S o R) + (0.5L o 0.8W)
(CC-3)	1.2D + 1.6L (Lr o S o R) + (0.5L o 0.8W)
(CC-4)	1.2D + 1.3W + 0.5L + 0.5(Lr o S o R)
(CC-5)	1.2D+1.0E + 0.5L + 0.25
(CC-6)	0.9 + (1.3W o 1.0E)

Fuente: Manual AISC LRFD 2010.

Donde los coeficientes son los factores de cargas.

Factores de resistencia

El coeficiente arrastre (ϕ) utilizado por el método LRFD se basa en la investigación, la experiencia y el asesoramiento del comité de especificaciones de AISC.

Los factores de resistencia ϕ explica la variación inevitable en las resistencias debido al material, dimensión, diseño y las ecuaciones de fabricación. Para obtener este cálculo, se multiplica la resistencia nominal (P_n , M_n , V_n , etc.) de cada elemento por un factor, resistencia o capacidad de sobrecarga derivada de la fuerza estimada del elemento de presión. Por lo general, el factor reactivo es más pequeño que el factor unitario. (Álvarez, 2010).

$$\phi P_n \geq P_u$$

Donde:

ϕ = factor de resistencia (factor de reducción).

P_n = fuerza nominal (resistencia) para elementos a tracción.

P_u = fuerza requerida de tracción (fuerza máxima de tracción obtenida de un análisis elástico de cargas).

A continuación, se muestran algunos ejemplos de coeficientes de resistencia de piezas de acero:

$\phi_c = 0.85$ fuerza nominal (resistencia) para elementos a tracción.

$\phi_v = 0.90$ para corte.

$\phi_b = 0.85$ para flexión (curvatura de momento)

$\phi_t = 0.90$ para fluencia en un elemento a tracción.

$\phi_t = 0.75$ para fractura en un elemento a tracción.

Coeficiente de resistencia. Según Escalante (2003), los factores de resistencia se deben a incertidumbres más allá de nuestro control:

- La resistencia del material de partida puede variar significativamente de los valores asumidos, incluso estos cambios persisten en el tiempo debido a la deformación, la fatiga y la corrosión.
- Los fenómenos naturales provocan condiciones impredecibles.
- Las limitaciones creadas en el proceso de la fabricación, el envío y el montaje son a veces graves

2.2.10 Normas y códigos de diseño estructural de acero

Los diseños estructurales suelen estar controlados por las normativas de edificación, cabe señalar que estas normativas no rigen el diseño, es decir, deben ser consideradas pautas, no todas las normativas lo son. Averiguar las situaciones estructurales que se presentan en el momento del diseño y la construcción. (Álvarez, 2010).

El código de construcción es un documento legal reglamentario emitido por instituciones estatales que establece las reglas para el diseño y construcción de edificios. Es un documento escrito conjunto para el cumplimiento de otras normas o especificaciones reconocidas. Estas regulaciones están destinadas a proteger la salud, la seguridad y el bienestar del público. No dictan necesariamente la mejor manera de crear un diseño eficiente y económico. (Álvarez, 2010).

2.2.10.1 Especificaciones estándar

Las especificaciones estándar son documentos de consenso patrocinados por organizaciones profesionales o comerciales para proteger al público del mal uso de productos o métodos. Las regulaciones más significativas son emitidas por el American Institute of Steel Construction (AISC). Otra modalidad de estándar de especificación establece los estándares aceptables para la calidad de los materiales de construcción, los procedimientos de prueba y las cantidades de mano de obra requeridas para la fabricación y ensamblaje. Muchas de estas especificaciones han sido desarrolladas por ASTM debido a la necesidad y el avance de las nuevas tecnologías aplicadas al diseño y la resistencia de los

materiales, ASTM publica y publica estudios relacionados con la industria, el diseño y la investigación. (Álvarez, 2010).

En Perú, se cuenta con una norma técnica que especifica la característica de calidad aceptable para el material de construcción, conocida como NTP y elaborada por INACAL.

2.2.10.2 Referencia a códigos y normas

Las normas utilizadas como referencia para la presente tesis serán los siguientes documentos:

- Reglamento Nacional de Edificaciones
- Norma E020 de Cargas
- Norma E030 de Diseño Sismorresistente
- Norma E060 de Concreto Armado
- Norma E090 de Estructuras Metálicas
- Norma G050 de Seguridad durante la construcción
- Norma A010 de Condiciones generales de diseño
- ACI 318 – Building code Requirements for Structural Concrete and Commentary
- Normas Técnicas Peruanas

2.3 DEFINICIONES CONCEPTUALES

Losas: Para estructuras metálicas, las losas de piso de concreto reforzado se utilizan a menudo como parte de un sistema de losas colaborativas, estas placas son responsables de recibir todas las cargas permanentes y sobrecargadas para transmitir a las vigas., Principal y columna. (RNE, NORMA E.060).

Vigas: Las vigas se clasificarán en 3 tramos que serán; vigas principales interiores (que tendrán las mismas dimensiones en los ejes x e y), vigas de soporte (encargadas de transferir las cargas de las losas del piso a las vigas principales), vigas exteriores o vigas perimetrales (estas trabajarán en conjunto con los arriostramientos), este último se distinguirá por la presencia de arriostramientos, por lo tanto, vigas arriostradas y no arriostradas. (RNE, NORMA E.090).

Columnas: Su función estructural consiste en recibir las cargas provenientes de las vigas principal y exterior para luego transmitir las hacia la cimentación. Estos elementos se configurarán para formar pórticos con soportes excéntricos, pórticos de momento y pórticos compuestos. Solo habrá presencia de columnas alrededor del perímetro, no columnas dentro del área del proyecto de construcción. (RNE, NORMA E.090).

Enlace o link: Los enlaces son el elemento más débil de la plataforma. Todos los demás elementos (cojines, pilares, vigas y conexiones) son más resistentes que los eslabones. Además, se utilizan eslabones de alta ductilidad (refuerzos y arriostramientos laterales). (RNE, NORMA E.090).

Escalera: Las escaleras son partes que se utilizan para moverse por los pisos de un edificio, así como para escapar en caso de un accidente (terremoto, incendio, etc.). Una escalera es una estructura diseñada para permitir el tránsito vertical entre diferentes niveles o alturas. Las escaleras pueden ser construidas con diversos materiales y estilos, y se utilizan comúnmente en edificios, casas y otras estructuras para facilitar el movimiento ascendente o descendente entre pisos o niveles. (RNE, NORMA E.090).

Arriostre: Son elementos estructurales sometidos a fuerzas axiales y se utilizan para reducir económicamente el desplazamiento

lateral. Existen diferentes tipos de arriostramientos que dependen fundamentalmente de la configuración geométrica aceptada. (RNE, NORMA E.090).

Software CYPE: CYPECAD se conoce sobre todo como proyecto software para edificaciones de hormigón armado que permite el análisis espacial, dimensionamiento y edición de secciones y secciones reforzadas, cálculo de medidas, dibujo de listados y planos (Concepto.pe, 2021).

Placas: Placa diseñada para absorber el mayor porcentaje de fuerzas sísmicas y a su vez dotar a la estructura de rigidez lateral evitando el desplazamiento excesivo, que puede dañar elementos estructurales y no estructurales (RNE, NORMA E.090).

Zapatas: Es una cimentación poco profunda comúnmente utilizada en suelos con resistencia a compresión media o alta, en suelos homogéneos. consiste en anclar y transmitir tensión creado por una estructura con el suelo sobre el que descansa Se encuentra en la base de la estructura y a menudo se encuentra como un prisma de hormigón debajo de las columnas (o columnas) de la estructura. (RNE, NORMA E.060).

2.4 HIPÓTESIS

2.4.1 HIPÓTESIS GENERAL

Hi: La normativa de diseño sismorresistente E030-2018 presenta un mejor compartimiento estructural que la normativa de diseño sismorresistente E030-2016 al momento de realizar el diseño de un auditorio, Amarilis - Huánuco -2022.

H0: La normativa de diseño sismorresistente E030-2018 no presenta un mejor compartimiento estructural que la normativa de diseño sismorresistente E030-2016 al momento de realizar el diseño de un auditorio, Amarilis - Huánuco -2022.

2.5 VARIABLES

2.5.1 Variable dependiente

Auditorio

Indicadores:

Arriostres

Cimentaciones

Columnas

Vigas

Losa de entrepiso

2.5.2 Variable independiente

Comportamiento estructural

Indicadores:

Carga estructural

Análisis dinámico

Análisis estático

Desplazamiento

Esfuerzos internos

2.6 OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES

Tabla 11

Sistema de variables-dimensiones e indicadores.

VARIABLE	DIMENSIÓN	INDICADOR	TIPO DE VARIABLE	ESCALA DE MEDICIÓN
V. independiente Comportamiento estructural	Análisis sismorresistente	<ul style="list-style-type: none"> • Carga estructural • Análisis dinámico • Análisis estático • Desplazamiento • Esfuerzos internos 	Cuantitativa.	Discreta
V. dependientes Auditorio	Elementos estructurales	<ul style="list-style-type: none"> • Arriostres • Cimentaciones • Columnas • Vigas • Losa de entrepiso 	Cuantitativa.	Discreta.

CAPÍTULO III

METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

3.1 TIPO DE INVESTIGACIÓN

3.1.1 ENFOQUE

En preparación para este trabajo investigativo se ha realizado la recolección de evidencias y datos para adquirirlos luego hipotetizar y sacar conclusiones, todo lo demás sigue los estándares establecidos en el Reglamento. Normativa Nacional de Edificación (RNE), especialmente las normas E030 y E090. (Hernández Sampieri, Baptista, & Fernández, 2010).

Por lo anterior, este trabajo será cuantitativo porque considero varias fuentes y bibliografías para realizar análisis y diseño estructural.

3.1.2 ALCANCE O NIVEL

Para el desarrollo de este estudio se intentó encontrar la relación entre las variables incluidas en el análisis estructural de un edificio con arriostres con el fin de comprender el comportamiento de la estructura frente a una variable que en este caso es la fuerza sísmica. (Hernandez, 2014).

Por lo anterior mencionado este trabajo serio de carácter correlación y a que he revisado varias fuentes, entre ellas la norma E030 para comprender el comportamiento de realizar análisis y la norma E090 para realizar el diseño de los elementos de estructura.

3.1.3 DISEÑO

Para el desarrollo de este trabajo de investigación se realizarán los cálculos y relaciones matemáticas que se definieron en el RNE, por lo que el presente estudio no probó ni manipuló ninguna variable. (Hernandez, 2014).

Por lo anterior, este trabajo de investigación no será experimental ya que utiliza los parámetros establecidos en las normas E030, E060 y E090.

3.2 POBLACIÓN Y MUESTRA

3.2.1 POBLACIÓN

La población del presente proyecto será únicamente el auditorio a analizar el cual se encuentra ubicado en el distrito de Amarilis, provincia y departamento de Huánuco.

3.2.2 MUESTRA

La muestra del presente proyecto será únicamente el auditorio a analizar el cual se encuentra ubicado C.P la Esperanza, en el distrito de Amarilis, provincia y departamento de Huánuco.

3.3 TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS

3.3.1 PARA LA RECOLECCIÓN DE DATOS

Técnicas: Para la recopilación de datos para el levantamiento actual, primero comenzó con la observación del terreno para identificar las características geográficas del sitio propuesto para el proyecto, levantando la topografía y estudiando el suelo para conocer las

propiedades físicas y mecánicas, también se lleva a cabo una investigación para recolectar varios parámetros y fórmulas para determinar el análisis comparativo sismorresistente de la Norma E030-2018 y la norma E030-2016 y analizar el compartimiento estructural en el diseño de un auditorio.

Tabla 12

Ensayos de Laboratorio

ENSAYO	NORMA APLICABLE	PROPOSITO DEL ENSAYO
Contenido de Humedad	NTP 339. 127	“Determinar el contenido de humedad natural de suelos y agregados”.
Análisis Granulométrico	NTP 339. 128	“Determinar la distribución del tamaño de partículas del suelo”.
Límite Líquido	NTP 339. 129	“Hallar el contenido de agua entre los estados del suelo”.
Límite Plástico	NTP 339. 129	“Hallar el contenido de agua entre los estados del suelo”.
Peso Específico Relativo de Sólidos de un Suelo	NTP 339. 121	“Determinar el peso específico relativo de las partículas sólidas de un suelo”.
Corte Directo	NTP 339. 171	“Determinar la resistencia al corte de una muestra consolidada y drenada, que nos permita obtener la cohesión y ángulo de fricción interna del suelo”.

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones

Instrumentos: Los dispositivos utilizados para recopilar información en el presente estudio de investigación son los siguientes:

A. Formatos o guía de análisis

Se refiere a definir de manera secuencial la obtención de datos principales para posteriormente procesarlo ante un instrumento electrónico o no electrónicos e interpretar estos resultados.

Todos estos datos obtenidos mediante estos instrumentos serán procesados posteriormente en el software ETABS para el correcto análisis y diseño de la estructura.

B. Documentos de archivo y fuentes:

Se empleó diferentes fuentes bibliográficas y documentos nacionales para la elaboración de la investigación.

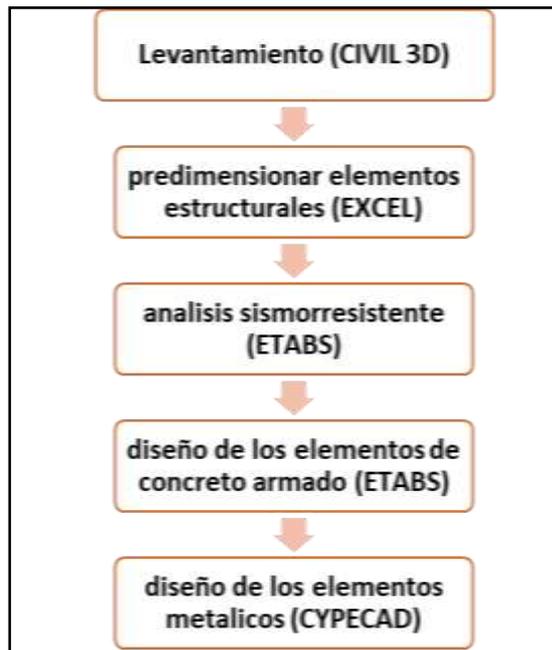
- Reglamento Nacional de Edificaciones
- Norma E030 de Diseño Sismorresistente 2016
- Norma E030 de Diseño Sismorresistente 2018
- Norma E050 de Suelos y Cimentaciones
- Norma E060 de Concreto Armado
- Norma E090 de Estructuras Metálicas
- Normativas y estándares americanos AISC/ ANSI/ ASTM
- Investigaciones, publicaciones (artículos, ponencias, etc.)

3.3.2 PARA LA PRESENTACIÓN DE DATOS

Para presentar datos del trabajo, en primer lugar, se deberá identificar la zona donde se planteará el proyecto, luego de ello se debe realizar el estudio de suelos de la zona para identificar la propiedad mecánicas del suelo, se empleará el software CIVIL 3D para realizar levantamientos topográficos de sitios geodésicos, EXCEL para predimensionar elementos estructurales y corregir desplazamientos laterales de la estructura a diseñar, ETABS para el modelado, análisis comparativo sismorresistente de la Norma E030-2018 y la norma E030-2016 y diseños del elemento de concreto armado del auditorio, CYPECAD para el modelado, y diseño de los elementos metálicos del auditorio.

Figura 18

Para la presentación de datos



3.3.3 PARA EL ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE LOS DATOS

Las metodologías de procesamiento y análisis de datos empleadas en esta investigación son las siguientes: primero se realizan levantamientos topográficos para determinar los procesos arquitectónicos del auditorio, luego se realizan estudios de suelos para conocer los parámetros sísmicos del terreno, se realiza un predimensionamiento de elementos estructurales hecho en Excel para luego modelarlo en los softwares CYPE y ETABS; Una vez modeladas las estructuras, realizamos el análisis estático y dinámico para posteriormente realizar el análisis comparativo con la norma E030-2018 y la norma E030-2016 y diseñar el elemento estructural según la norma E090.

Con la finalidad de alcanzar el resultado que se aproxime mejor a la realidad y garantizar una estructura segura y funcional en la localidad de Huánuco.

CAPÍTULO IV

RESULTADOS

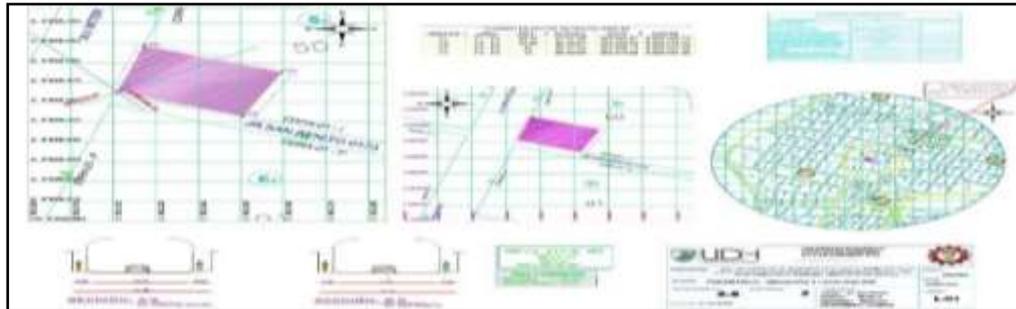
4.1 PROCESAMIENTO DE DATOS

4.1.1 DATOS GENERALES

La tesis presente trata acerca de realizar el análisis sismorresistente de un proyecto el cual consiste en un auditorio el cual se planteará en un terreno de 756.96 m². Para poder realizar un correcto análisis y diseño del proyecto, se partirá primeramente a realizar un levantamiento topográfico del lugar.

Figura 19

Localización del auditorio

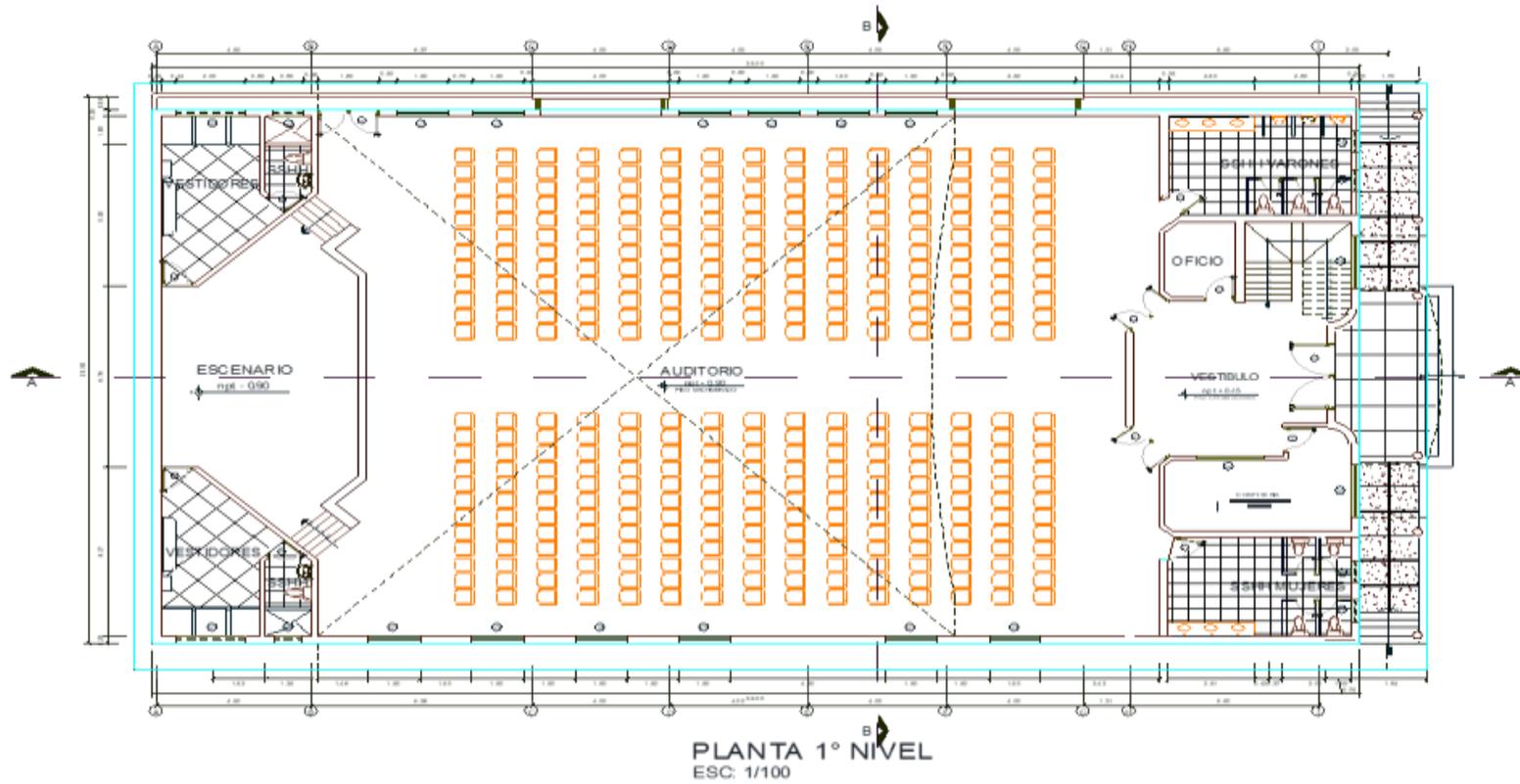


Nota: En la anterior imagen se puede apreciar el plano de localización para el diseño estructural de un auditorio.

Posteriormente luego de realizar el levantamiento topográfico, se consultó con diferentes profesionales del área de arquitectura para realizar los planos arquitectónicos del auditorio teniendo en cuenta las normas A010 de condiciones generales de diseño, A090 de servicios comunales. Se consideraron todos estos criterios establecidos en las normativas mencionadas anteriormente, y se procedió a realizar una descripción detallada de los planos arquitectónicos.

Figura 20

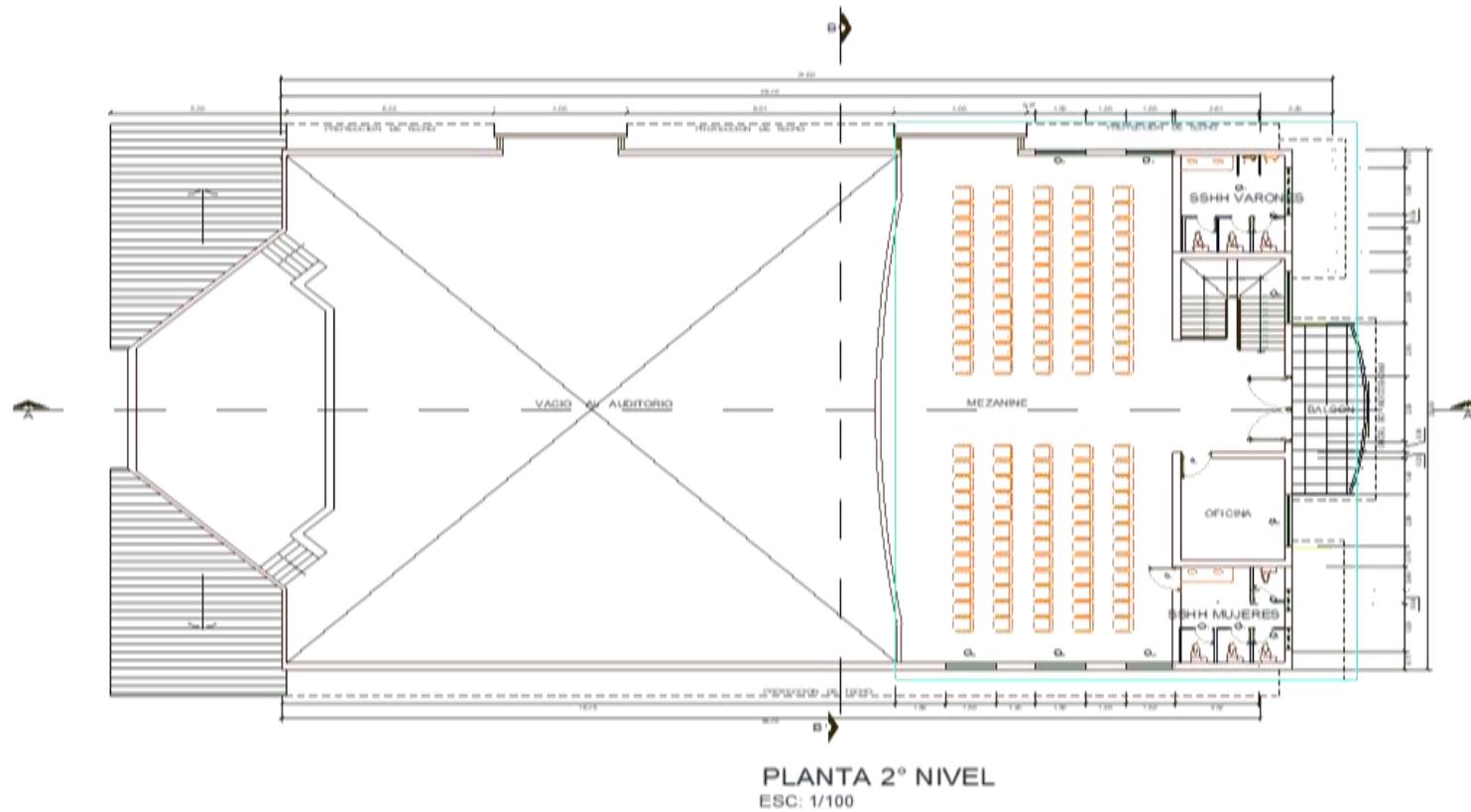
Distribución arquitectónica del primer nivel



Nota: En la anterior imagen se puede apreciar distribución arquitectónica del primer nivel para el diseño estructural de un auditorio.

Figura 21

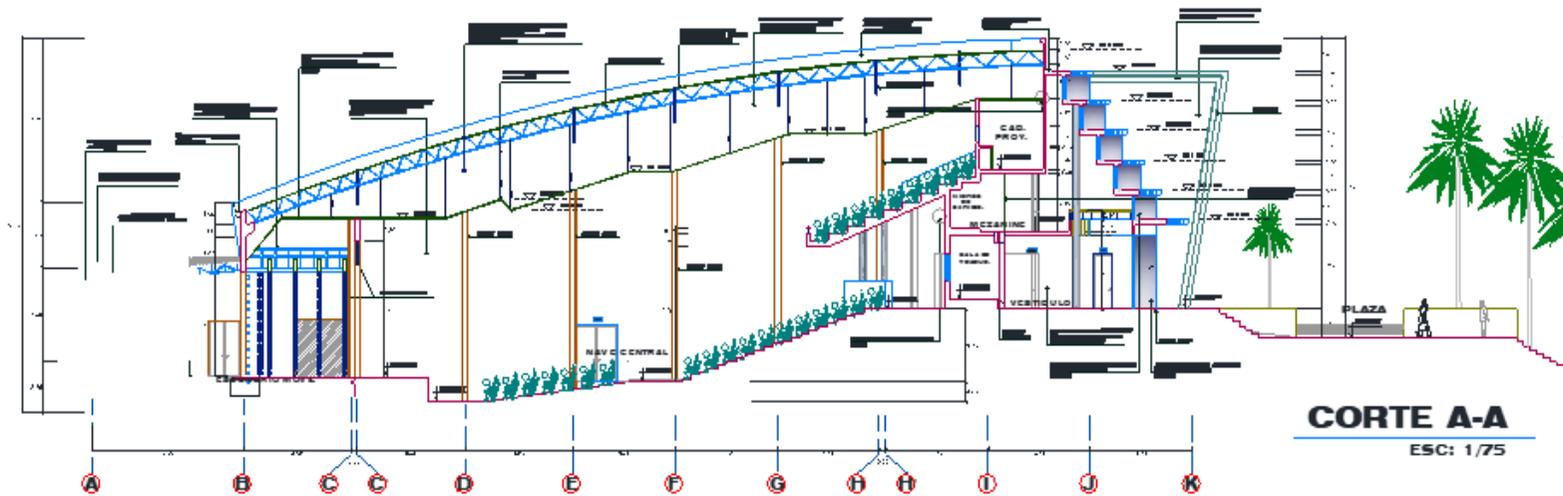
Distribución arquitectónica del segundo nivel



Nota: En la anterior imagen se puede apreciar distribución arquitectónica del segundo nivel para el diseño estructural de un auditorio.

Figura 22

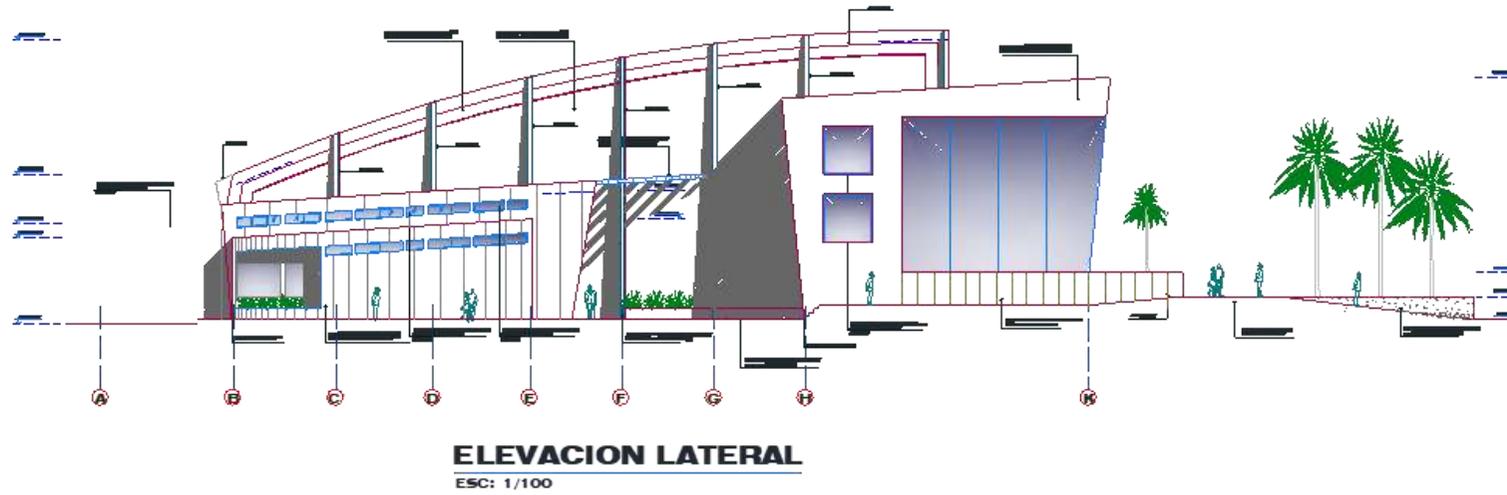
Vista del Corte A-A del auditorio



Nota: En la anterior imagen se puede apreciar la vista del corte A-A del auditorio para el diseño estructural de un auditorio.

Figura 23

Vista de la elevación Lateral auditorio



Nota: En la anterior imagen se puede apreciar la vista de la elevación lateral auditorio del auditorio para el diseño estructural de un auditorio.

A partir del diseño arquitectónico se llevaría a cabo el predimensionamiento de los elementos estructurales.

4.1.2 ESTUDIO DE SUELOS

En el contexto de la presente investigación, se llevó a cabo un análisis del suelo en la ubicación propuesta para el proyecto, y los detalles completos de este estudio se encuentran en los anexos, se obtuvo como resumen los siguientes resultados:

- Capacidad portante: 3.62 kg/cm²
- Profundidad del desplante: 1.50 m
- Tipo de suelo: S2

4.1.3 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

Las propiedades físicas y mecánicas de los materiales se obtuvieron de acuerdo al NTP mediante sus ecuaciones y consideraciones, las cuales serán fundamentales para él un correcto análisis sismorresistente.

Concreto armado

- Peso específico(γ)=2400 Kg/m³
- Resistencia a compresión($f'c$)=280 Kg/cm²
- Módulo de elasticidad(E_c)=251000 Tn/m²
- Módulo de poisson(μ)=0.2

Acero de refuerzo

- Denominación=ASTM A615 - Grado 60
- Peso específico(γ)=7850 Kg/m³
- Esfuerzo de fluencia(F_y)=4200 Kg/cm²
- Módulo de elasticidad(E_s)=20000000Tn/m²

4.1.4 PREDIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURAL

Una vez definidos los puntos anteriores procederemos a predimensionar los elementos estructurales, siguiendo los diferentes criterios ingenieros estructurales, como el Ing. Genner Villareal, el cual en sus publicaciones nos indican diferentes criterios para predimensionar tanto elementos de concreto armado como de acero estructural.

Predimensionamiento de viga(concreto): Para pre-dimensionar las vigas se utilizó el criterio empelado por el Ing. Blanco Blasco con la siguiente fórmula:

$$Peralte = \frac{Longitud}{12}$$

Dado que el auditorio tiene una luz máxima de 6.32 metros en el eje X, se utilizarán vigas de 6 metros de longitud, y el factor 12 se aplicará considerando las cargas estructurales presentes.

$$Peralte = 50cm = \frac{600}{12}$$

Una alternativa para determinar la base de la viga es dividir el peralte entre 2; sin embargo, se ha decidido seguir un criterio que consiste en seleccionar una base de 30 cm.

Predimensionamiento de columna(concreto): Para predimensionar las columnas que participan en el auditorio se tomara el criterio aplicando de la norma ACI, el cual es un criterio directo y simple para predimensionar este tipo de elementos el cual nos indica que para una categoría de edificación B se tomara una sobrecarga de 1250 kg/m², a partir de este valor se tendrá que calcular el área de la columna.

$$Acol = \frac{Pservicio}{0.35XF'c}$$

A partir de esta ecuación se calculará el área de la columna:

$$A_{col} = \frac{1250 \times 6.8 \times 7.7 \times 3 \times 1250}{0.35 \times 280} = 2003.57 \text{ cm}^2$$

El cual podemos proponer una columna de 45X45 cm² el cual nos da por área 2025cm² , pero debido a la esbeltez que presentan estos elementos optaremos por columnas de 50X0 cm².

Predimensionamiento de losa maciza: Para realizar el dimensionamiento preliminar de la losa maciza, se basará en el dimensionamiento preliminar de una losa aligerada, teniendo en cuenta la luz libre de la estructura según la tabla siguiente:

Tabla 13

Peralte para Losas Aligeradas

Espesor del aligerado (cm)	Espesor de ladrillo (cm)	Para luces (L) de:
17	12	Menores a 4 m
20	15	Entre 4 y 5.5 m
25	20	Entre 5 y 6.5 m
30	25	Entre 6 y 7.5 m

Fuente: Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado – Autor: Antonio Blanco Blasco.

Una vez definido el espesor de una losa aligerada, la guía establece que, para dimensionar preliminarmente el espesor de la losa maciza, se debe sustraer 5 cm del espesor de la losa aligerada. En consecuencia, se considerará un espesor de 20 cm para la losa.

Predimensionamiento de escalera(concreto): Para determinar el grosor de la escalera, se emplea la siguiente fórmula:

$$t = \frac{4.4}{25} \sim \frac{4.4}{20}$$

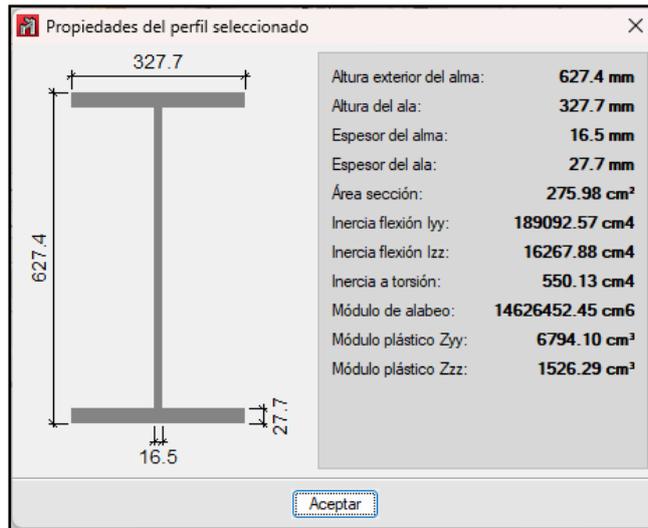
$$0.18m \leq t \leq 0.22m$$

En conclusión, se tomará un espesor de 20 cm.

Predimensionamiento de vigas (metálicas): Para las vigas de acero se emplearán vigas del tipo W, se partida el predimensionamiento de una viga tipo W24X146 la referencia arquitectónica será utilizada para modelar y analizar la estructura, optimizando sus elementos para cumplir con los requisitos de la norma E030.

Figura 24

Propiedades de la viga W24X146

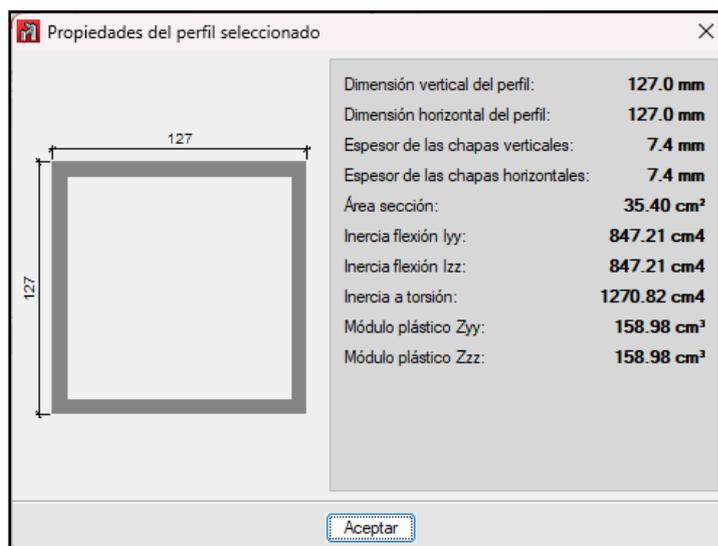


Nota: En la anterior imagen se puede apreciar la vista de las propiedades de la viga W24X146 para el diseño estructural de un auditorio en el software CYPECAD.

Predimensionamiento de armadura metálica: Para la armadura metálica emplearemos una sección comúnmente empleada en este tipo de elementos que es una sección cuadrada hueca de 5"X5"X5/16"

Figura 25

Propiedades de la sección tubular de 5"X5"X5/16"



Nota: En la anterior imagen se puede apreciar la vista de las propiedades de la sección tubular de 5"X5"X5/16" para el diseño estructural de un auditorio en el software CYPECAD.

4.1.5 MODELAMIENTO ESTRUCTURAL DEL AUDITORIO

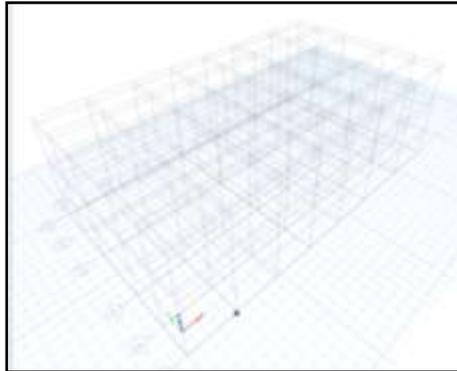
El diseño estructural del auditorio se basará en los datos previamente calculados, como el predimensionamiento de los elementos estructurales, y se utilizará el plano arquitectónico como referencia.

El modelamiento se realizará en el software ETABSv19 ya que este software nos permite realizar el modelamiento y análisis de manera sencilla y óptima.

Se creará las grillas del modelamiento siguiendo las medidas proporcionadas por los planos arquitectónico.

Figura 26

Grillas para modelamiento del auditorio



Nota: En la anterior imagen se puede apreciar la vista de las grillas del modelamiento para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

Una vez definido las grillas nos servirán de guía para el correcto modelamiento, otra opción es realizar en una importación desde el AutoCAD al software ETABS, pero debido a que nuestro software ETABS no posee licencia original se optara por el método de las grillas.

Se definirá los materiales de los elementos estructurales, para posteriormente analizarlos.

Figura 27

Propiedades mecánicas del acero estructural



Nota: En la anterior imagen se puede apreciar las propiedades mecánicas del acero estructural como su densidad el cual es 7850 kg/cm³, el modulo de elasticidad, su coeficiente de expansio y el modulo de corte ,para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

Figura 28

Propiedades mecánicas del concreto $F'c$ 280 kg/cm²

The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog for concrete. It is divided into three sections: General Data, Material Weight and Mass, and Mechanical Property Data.

Section	Property	Value	Unit
General Data	Material Name	F'c = 280	
	Material Type	Concrete	
	Directional Symmetry Type	Isotropic	
	Material Display Color	[Grey]	
	Material Notes	Modify/Show Notes...	
Material Weight and Mass	Specify Weight Density	<input checked="" type="radio"/>	
	Weight per Unit Volume	2400	kg/cm ³
	Mass per Unit Volume	0.000002	kg/m ³
Mechanical Property Data	Modulus of Elasticity, E	252671.33	kg/cm ²
	Poisson's Ratio, μ	0.2	
	Coefficient of Thermal Expansion, α	0.000008	1/C
	Shear Modulus, G	105275.72	kg/cm ²

Nota: En la anterior imagen se puede apreciar las propiedades mecánicas del concreto $F'c$ 280 kg/cm² densidad el cual es 2400 kg/cm³, el modulo de elasticidad, su coeficiente de expansio y el modulo de corte ,para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

Figura 29

Propiedades mecánicas de las varillas de acero estructural

The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog for structural steel reinforcement. It is divided into three sections: General Data, Material Weight and Mass, and Mechanical Property Data.

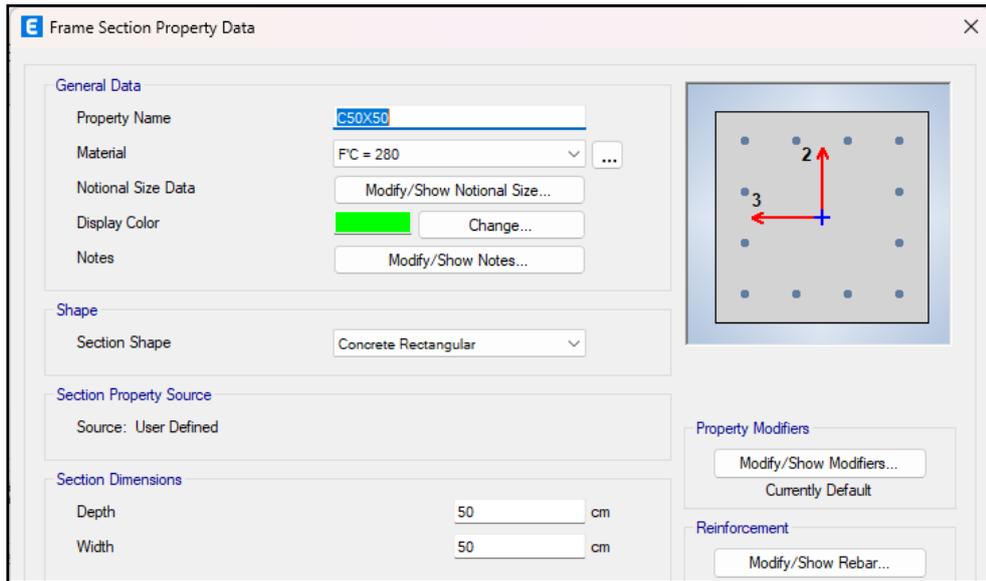
Section	Property	Value	Unit
General Data	Material Name	EY 4200	
	Material Type	Rebar	
	Directional Symmetry Type	Uniaxial	
	Material Display Color	[Blue]	
	Material Notes	Modify/Show Notes...	
Material Weight and Mass	Specify Weight Density	<input checked="" type="radio"/>	
	Weight per Unit Volume	0.0078	kg/cm ³
	Mass per Unit Volume	0.000008	kg/m ³
Mechanical Property Data	Modulus of Elasticity, E	2000000	kg/cm ²
	Coefficient of Thermal Expansion, α	0.0000117	1/C

Nota: En la anterior imagen se puede apreciar las propiedades mecánicas de las varillas de acero estructural para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

Una vez definido los materiales , se definirán los elementos estructurales que participan en el auditorio. Tantas vigas , columnas , la armadura del techo y la losa.

Figura 30

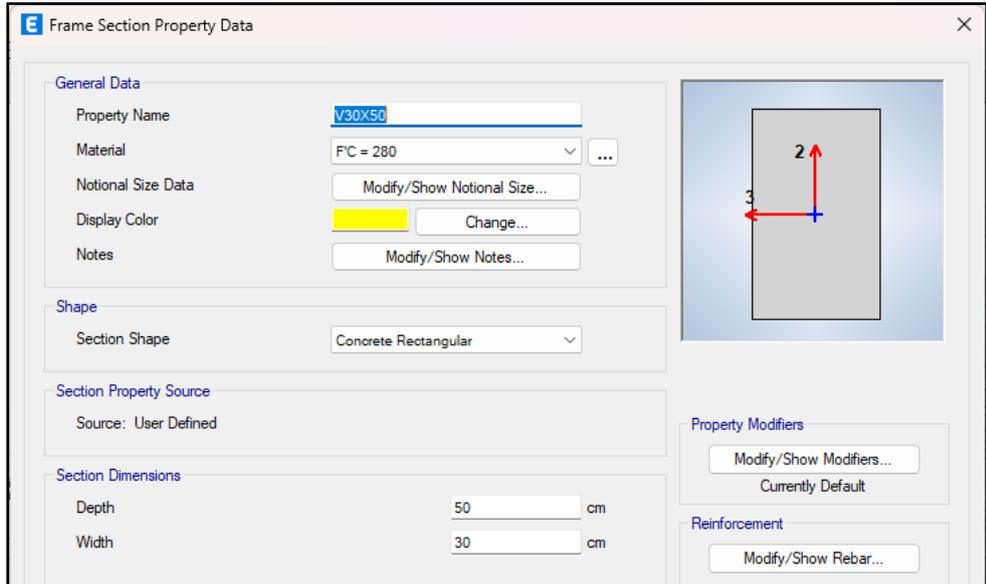
Modelamiento de la columna 50X50 cm²



Nota: En la anterior imagen se puede apreciar el modelamiento de la columna 50X50 cm² para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

Figura 31

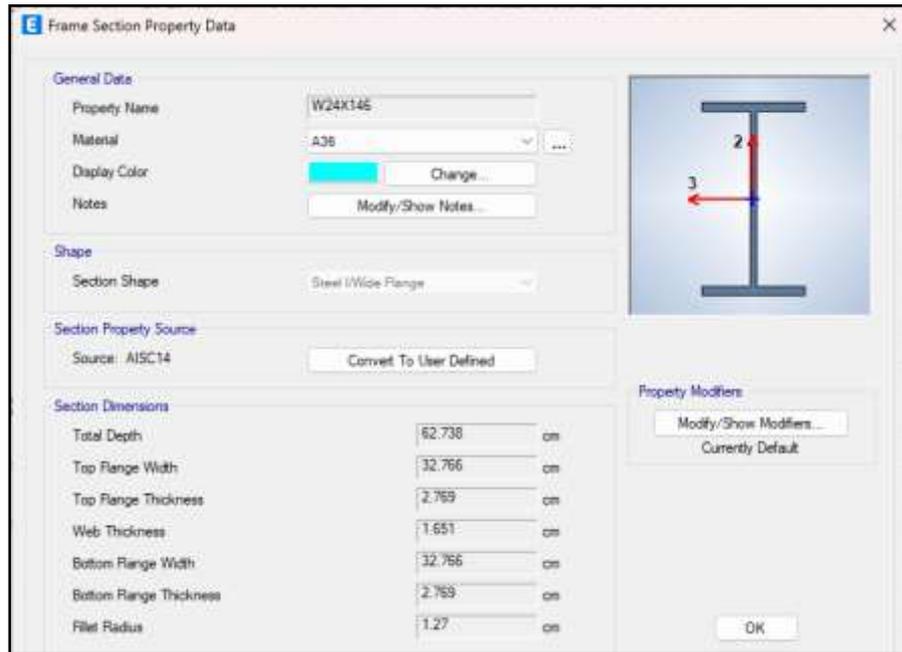
Modelamiento de la viga de 30X50 cm²



Nota: En la anterior imagen se puede apreciar el modelamiento de la viga de 30X50 cm² para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

Figura 32

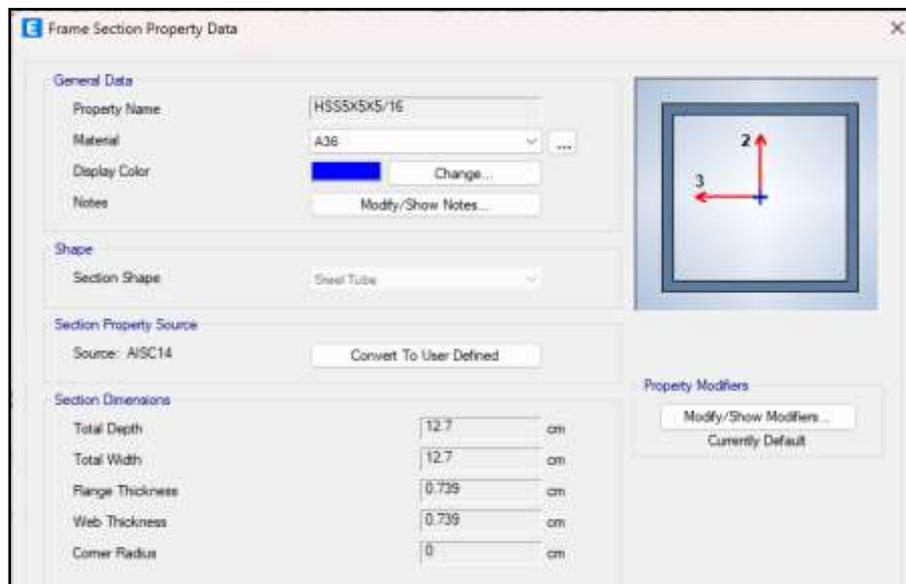
Modelamiento de la viga metálica W24X146



Nota: En la anterior imagen se puede apreciar el modelamiento de la viga metálica W24X146 (las medidas que vemos en la imagen son las medidas estándar que nos brinda la normativa americana como el ancho para el alma, la altura, etc.) para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

Figura 33

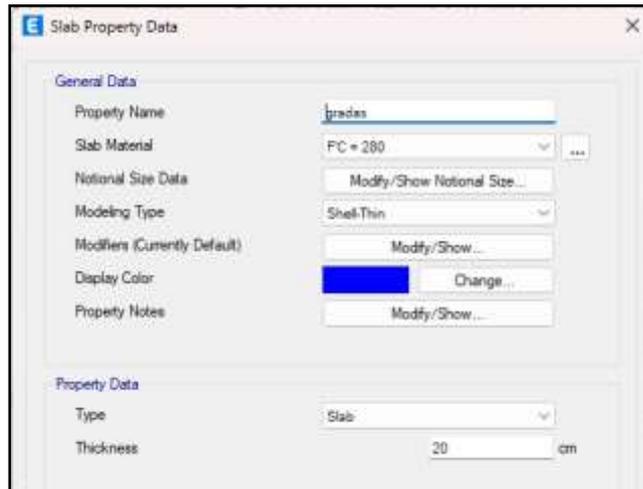
Modelamiento de la sección tubular de 5"X5"X5/16"



Nota: En la anterior imagen se puede apreciar el modelamiento de la sección tubular de 5"X5"X5/16" (las medidas que vemos en la imagen son las medidas estándar que nos brinda la normativa americana como el ancho para el alma, la altura, etc.) para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

Figura 34

Modelamiento de la losa maciza de 20cm



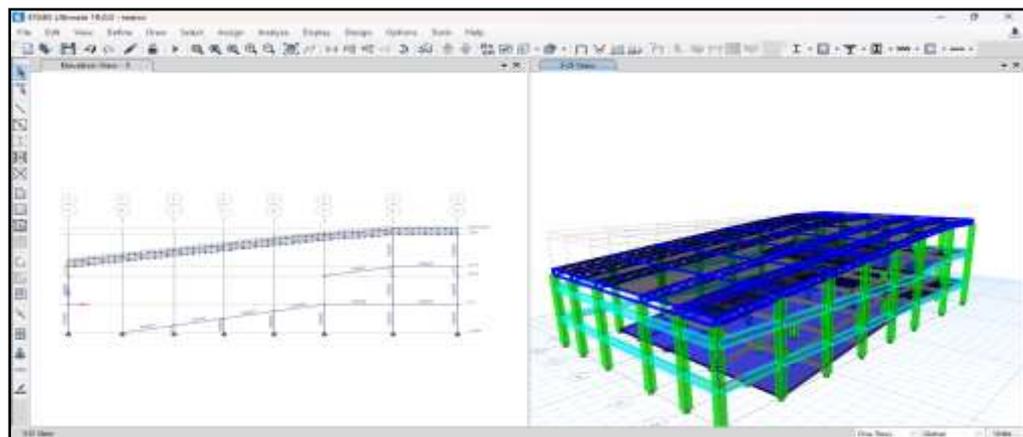
Nota: En la anterior imagen se puede apreciar el modelamiento de la losa maciza de 20cm para las gradas de la escalera para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

Estos elementos son temporales, ya que luego del análisis sismorresistente se analizará si cumplen o no con los requisitos de la norma E030.

Con los elementos ya definidos en el programa se iniciará el modelamiento de todas las estructuras.

Figura 35

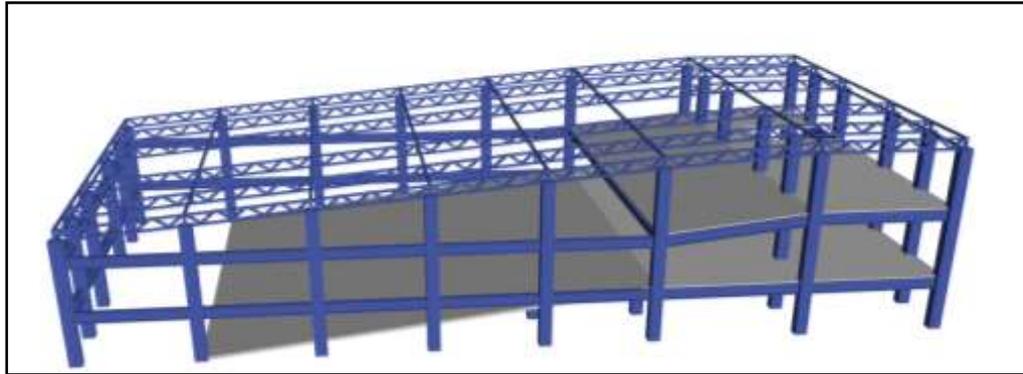
Modelamiento del auditorio ETABS



Nota: En la anterior imagen se puede apreciar el modelamiento de la estructura completa para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

Figura 36

Vista 3D del modelamiento del auditorio ETABS

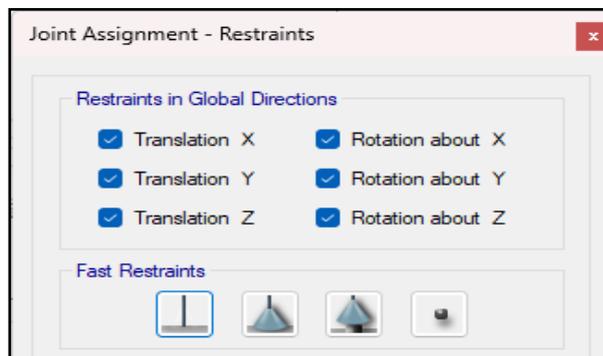


Nota: En la anterior imagen se puede apreciar el modelamiento de la estructura completa para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

Una vez ya realizado el modelamiento de la estructura, se procederá a asignar un tipo apoyo de empotramiento en toda la estructura a nivel de planta baja.

Figura 37

Restricciones en los apoyos

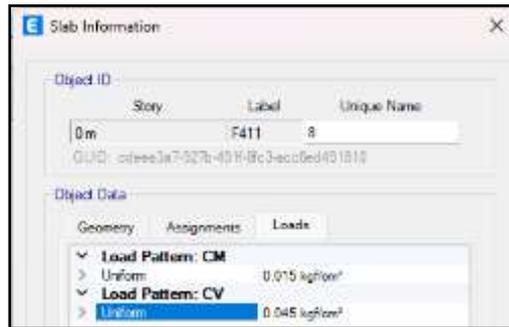


Nota: En la anterior imagen se puede apreciar la asignación de las restricciones en la base de la estructura para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

Para asignar las cargas se empleará la norma E020 , en esta norma nos indica las cargas mínimas que deben tener las estructuras en nuestro caso es una edificación tipo teatro. Por consiguiente, utilizaremos una carga viva de 450 kg/m² y para las cargas muertas se aplicarán 150 kg/m². Para el techo emplearemos la carga mínima que nos indica la norma para este tipo de cubiertas que es de 50kg/cm².

Figura 38

Asignación de cargas vivas y muertas al auditorio

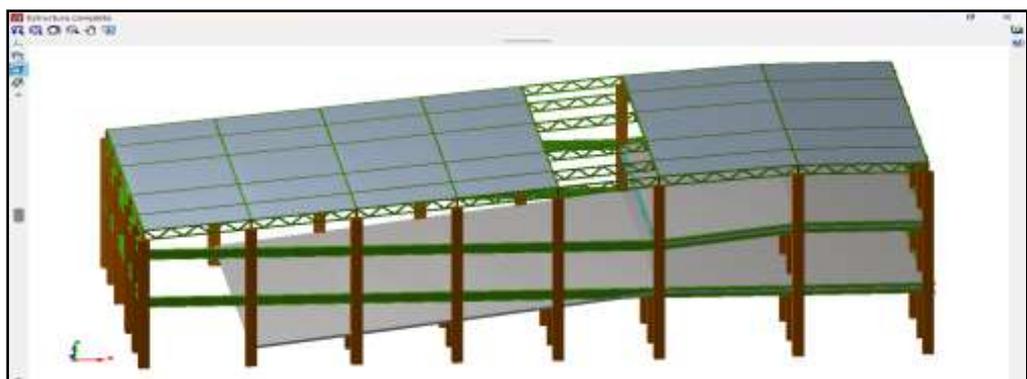


Nota: En la anterior imagen se puede apreciar la asignación de cargas vivas y muertas a la estructura para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

Una vez definido todos los requisitos mínimos del modelamiento se procederá a definir los parámetros sismorresistentes. Para ello como un programa de apoyo emplearemos el software CYPE3D para el diseño del elemento, ya que emplearemos ambos programas al simultaneo, el software ETABS para el análisis comparativo de las normas E030-2016 y E030-2018, y el software CYPE3D realizara las comprobaciones de diseño siguiendo la norma E060 y la norma AISC. Para ello exportaremos el modelamiento con las cargas , las secciones y los materiales a este software .

Figura 39

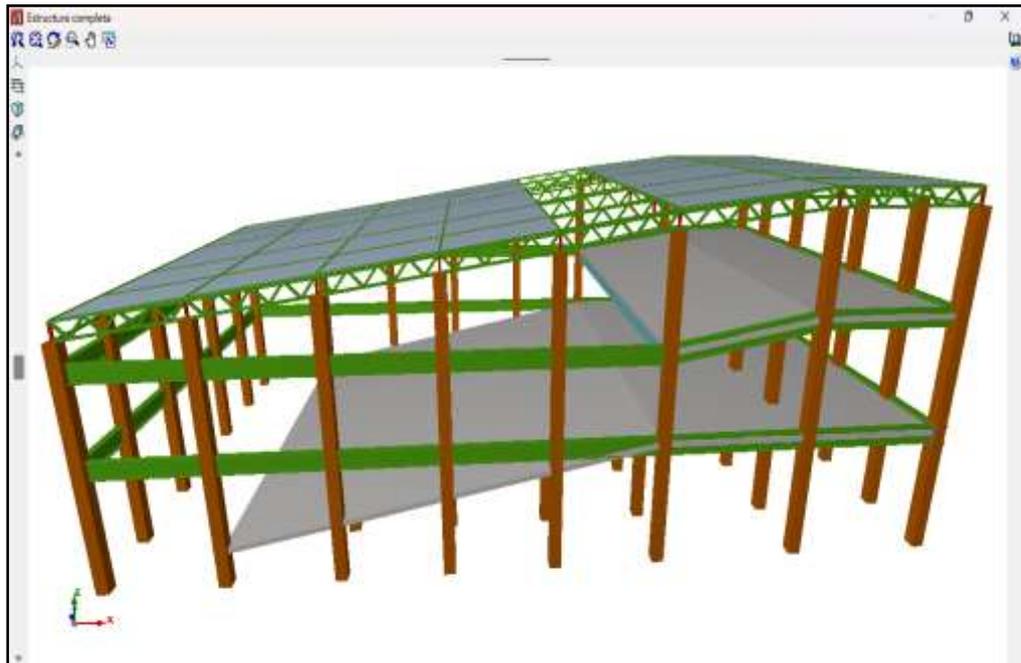
Vista 3D del modelamiento CYPE 3D



Nota: En la anterior imagen se puede apreciar la vista 3D del modelamiento completo de la estructura para el diseño estructural de un auditorio en el software CYPE 3D.

Figura 40

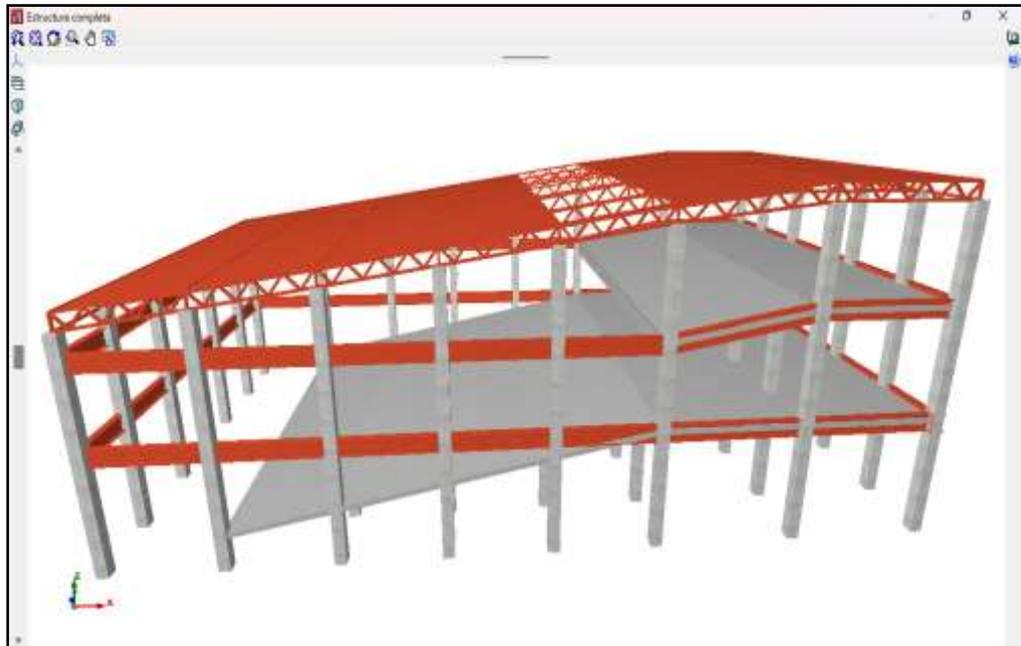
Vista isométrica del modelamiento CYPE 3D



Nota: En la anterior imagen se puede apreciar la vista isométrica del modelamiento completo de la estructura para el diseño estructural de un auditorio en el software CYPE 3D.

Figura 41

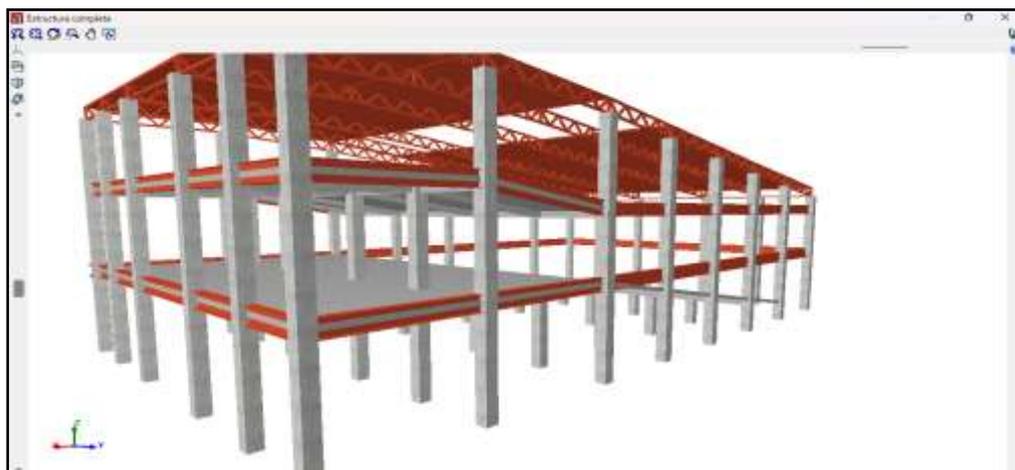
Vista 3D del auditorio



Nota: En la anterior imagen se puede apreciar la vista 3D del modelamiento completo de la estructura para el diseño estructural de un auditorio en el software CYPE 3D.

Figura 42

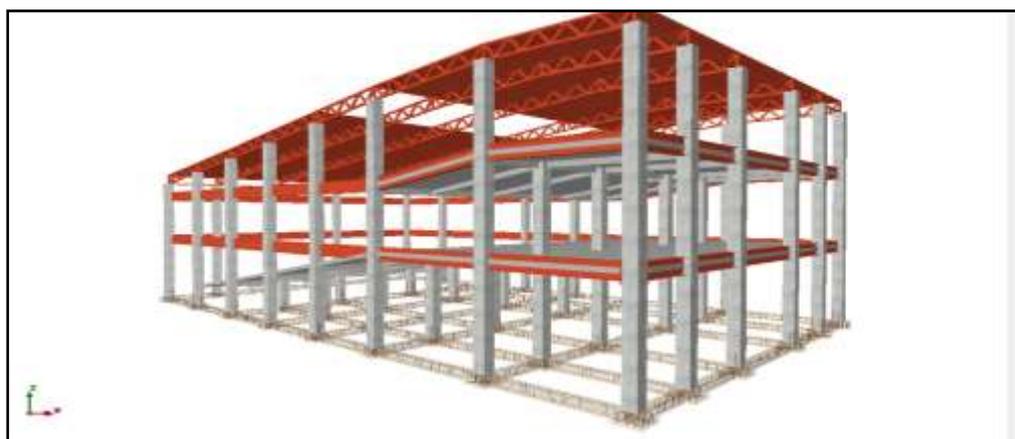
Vista isométrica del auditorio



Nota: En la anterior imagen se puede apreciar la vista isométrica del modelamiento completo de la estructura para el diseño estructural de un auditorio en el software CYPE 3D.

Figura 43

Vista 3D del auditorio con cimentaciones



Nota: En la anterior imagen se puede apreciar la vista isométrica del modelamiento completo de la estructura para el diseño estructural de un auditorio en el software CYPE 3D.

4.1.6 ANÁLISIS SISMORRESISTENTE CON LA NORMA E030 2016

En este punto se realizará el análisis sismorresistente siguiendo la norma E030 2016, Para llevar a cabo esta tarea, se utilizará el modelo previamente creado con los elementos predimensionados, empleando simultáneamente los programas ETABS y CYPE3D para comparar tanto el diseño como el análisis. En primer lugar, estableceremos los

parámetros fundamentales proporcionados por la norma E030-2016 para realizar un análisis dinámico.

Tabla 14

Parámetros sísmicos (sin el parámetro C) de la norma E030-2016

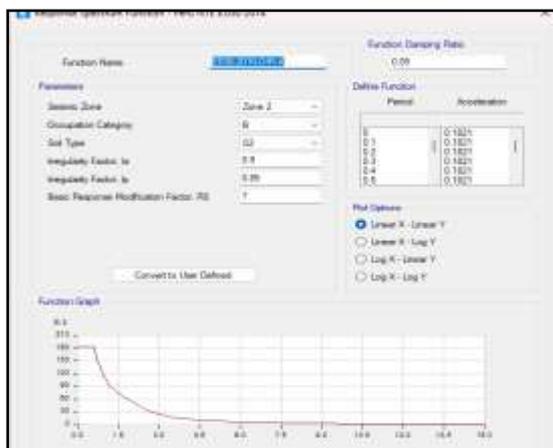
	E030 2016	
	X-X	Y-Y
Z	0.25	0.25
U	1.3	1.3
C	-	-
S	1.2	1.2
R0	7	7
la	0.9	0.9
lp	0.85	0.85

Nota: En la anterior tabla se puede apreciar los parámetros sísmicos (sin el parámetro C) de la norma E030-2016 de la estructura para el diseño estructural de un auditorio en el software CYPE 3D.

Estos datos introducimos al software ETABS para poder de esa forma de determinar el periodo fundamental de la estructura y su desplazamiento máximo.

Figura 44

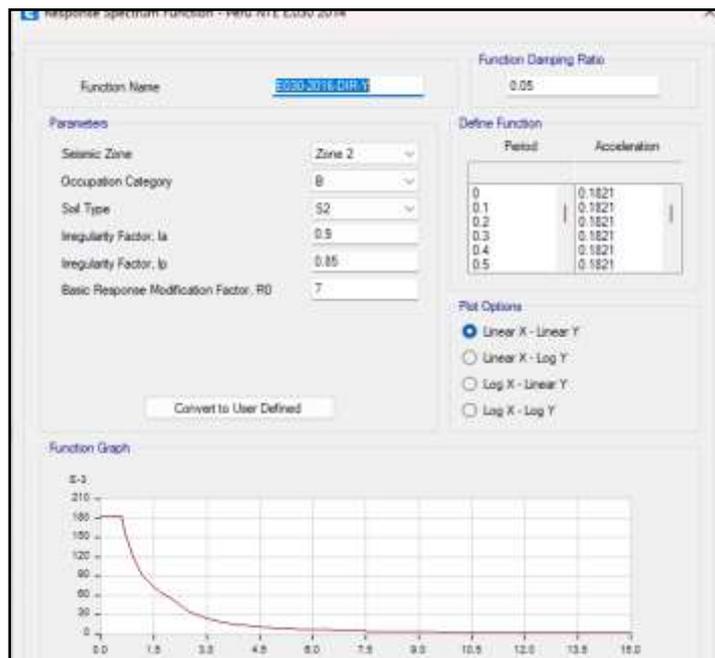
Espectro de respuesta X-X de la norma E030 2016



Nota: En la anterior imagen se puede apreciar el espectro de respuesta X-X de la norma E030 2016 (en el software se introduce lo que es la zona sísmica, el uso de la estructura, el tipo de suelo, los factores de irregularidad y el coeficiente básico de reducción, con estos datos se obtiene el gráfico del espectro respuesta según la norma E030) de la estructura para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

Figura 45

Espectro de respuesta Y-Y de la norma E030 2016



Nota: En la anterior imagen se puede apreciar el espectro de respuesta Y-Y de la norma E030 2016 (en el software se introduce lo que es la zona sísmica, el uso de la estructura, el tipo de suelo, los factores de irregularidad y el coeficiente básico de reducción, con estos datos se obtiene el grafico del espectro respuesta según la norma E030) de la estructura para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

En el software, también especificaremos los modos de vibración, ya que estos están influenciados por el periodo y la configuración que adopta la estructura durante las vibraciones. Además, los modos de vibración están estrechamente vinculados a la rigidez y la distribución de masas de la construcción; por lo tanto, en una estructura con un diafragma rígido se contemplan 3 grados de libertad por nivel, 2 para traslación y 1 de rotación, para nuestro caso se supondrá 12 modos de vibración.

ANALISIS CON ELEMENTOS PREDIMENSIONADOS

Previamente se realizará el análisis sísmico con los elementos predimensionados, si los elementos nos cumplen con criterios de la norma E030 se procederá a cambiar la dimensione del elemento.

Tabla 15*Modos de vibración con elementos predimensionados de la norma E030 2016*

Modo	Periodo	Masa Participante X-X (%)	Masa Participante Y-Y (%)
1	0.343	20.0%	45.5%
2	0.273	57.2%	11.8%
3	0.219	0.0%	11.5%
4	0.185	0.0%	0.0%
5	0.174	0.1%	3.3%
6	0.146	0.0%	1.8%
7	0.12	4.6%	0.0%
8	0.098	0.3%	11.1%
9	0.092	0.6%	9.0%
10	0.064	0.3%	5.0%
11	0.052	12.7%	0.3%
12	0.039	4.1%	0.7%

Nota: En la anterior tabla se puede apreciar los modos de vibración con elementos predimensionados de la norma E030 2016 de la estructura para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

A partir de la información proporcionada en la tabla previa, se puede deducir que el periodo fundamental en la dirección X-X equivale a 0.273 y en Y-Y 0.343 , por lo tanto, con el periodo fundamental obtenido con las secciones predimensionadas podemos calcular el parámetro de amplificación sísmica “C” mediante la norma E030-2016.

$$C_x = 2.5 \text{ (ya que } T < T_p)$$

$$C_y = 2.5 \text{ (ya que } T < T_p)$$

Por ende, se han obtenido todos los valores relativos a los parámetros sísmicos de acuerdo con la normativa E030-2016.

Tabla 16*Parámetros sísmicos de la norma E030-2016*

	X-X	Y-Y
Z	0.25	0.25
U	1.3	1.3
C	2.5	2.5
S	1.2	1.2
R0	7	7
la	0.9	0.9

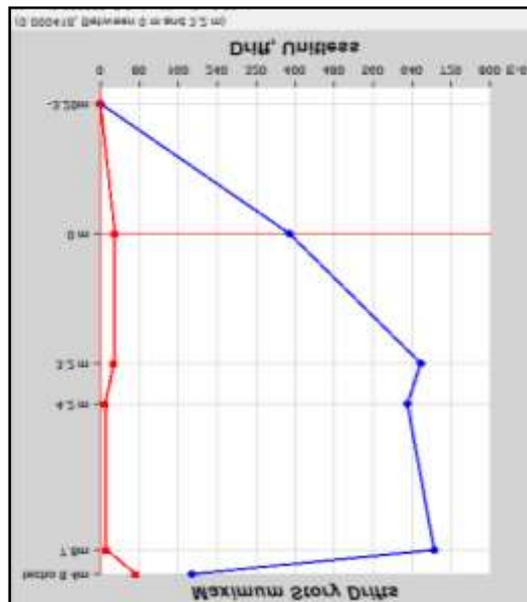
Ip	0.85	0.85
R	5.36	5.36
ZUCS/R	0.182	0.182

Nota: En la anterior tabla se puede apreciar los parámetros sísmicos de la norma E030-2016 de la estructura para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

Ahora calcularemos la deriva o desplazamientos laterales del auditorio, para ello emplearemos el software ETABS donde se obtendrán primero como valor inicial una deriva elástica las cual tenemos que transformar a una deriva inelástica para comparar con la norma E030-2016, para ello se deberá tener en cuenta que nuestra estructura es irregular.

Figura 46

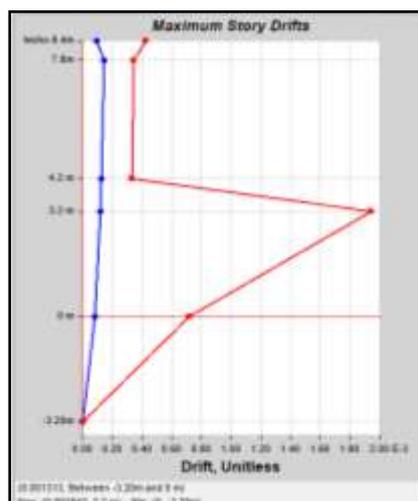
Derivas elásticas X-X con elementos predimensionados de la norma E030 2016



Nota: En la anterior imagen se puede apreciar las derivas elásticas X-X con elementos predimensionados de la norma E030 2016 (se aprecia las derivas por niveles y se observa que la máxima deriva se encuentra en el nivel 3.2m siendo esta la que mayor desplazamiento lateral relativo) de la estructura para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

Figura 47

Derivas elásticas Y-Y con elementos predimensionados de la norma E030 2016



Nota: En la anterior imagen se puede apreciar las derivas elásticas Y-Y con elementos predimensionados de la norma E030 2016 (se aprecia las derivas por niveles y se observa que la máxima deriva se encuentra en el nivel 3.2m siendo esta la que mayor desplazamiento lateral relativo) de la estructura para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

Se extraerán los valores de los anteriores gráficos para convertirlos a una deriva inelástica como se mencionó anteriormente, multiplicando este resultado con el coeficiente de reducción sísmica calculada anteriormente.

Tabla 17

Análisis de la Deriva de entepiso con los elementos predimensionados de la norma E030 2016

Nivel(M)	Deriva Elástica X-X	Deriva Elástica Y-Y	Desplazamiento X-X(Cm)	Desplazamiento Y-Y(Cm)	Deriva Inelástica X-X	Deriva Inelástica Y-Y	(X-X)	(Y-Y)
-3.2	0	0	0.000017	0.000062	0.0000	0.0000	Ok	Ok
0	0.000389	0.000713	0.123	0.23	0.0021	0.0038	Ok	Ok
3.2	0.000657	0.001943	0.333	0.84	0.0035	0.0104	Ok	No Cumple
4.2	0.000629	0.000313	0.395	0.24	0.0034	0.0017	Ok	Ok
7.8	0.000686	0.000344	0.434	1.61	0.0037	0.0018	Ok	Ok
8.4(Techo)	0.000188	0.000454	0.376	0.94	0.0010	0.0024	Ok	Ok

Nota: En la anterior tabla se puede apreciar las derivas de entepiso con los elementos predimensionados de la norma E030 2016 (primeramente lo que el software nos brinda mediante graficas es la deriva elástica, y el desplazamiento con estos datos podemos calcular la deriva inelástica multiplicando con el coeficiente de reducción sísmica y con ello se evaluó si cumple con la norma el cual nos indica que no debe exceder el valor de 0.010 para una estructura de concreto) de la estructura para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

ANALISIS CON OPTIMIZADOS

Se modificó las vigas de 30X50 cm² a 30X45 cm² debido a estas estaban muy sobredimensionadas según el análisis , también modificamos la columna ya existía poca rigidez en la dirección Y-Y , así que se optó por cambiar las dimensiones de la columna de 50X50 cm² a 40X60 cm².

Tabla 18

Modos de vibración con elementos predimensionados de la norma E030 2016

Modo	Periodo	Masa Participante	
		X-X (%)	Y-Y (%)
1	0.304	23.0%	44.2%
2	0.22	49.2%	10.8%
3	0.2	0.9%	8.4%
4	0.197	0.0%	0.7%
5	0.167	0.0%	2.0%
6	0.138	0.7%	6.6%
7	0.136	9.6%	0.6%
8	0.101	0.6%	0.2%
9	0.09	0.0%	13.6%
10	0.058	1.2%	12.1%
11	0.055	7.3%	0.8%
12	0.045	7.4%	0.1%

Nota: En la anterior tabla se puede apreciar los modos de vibración con elementos predimensionados de la norma E030 2016 de la estructura para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

A partir de la información presentada en la tabla anterior, se puede concluir que el periodo fundamental en la dirección X-X es de 0.22. y en Y-Y 0.304, por lo tanto, con el periodo fundamental obtenido con las secciones predimensionadas podemos calcular el parámetro de amplificación sísmica “C” mediante la norma E030-2016.

$$C_x = 2.5 \text{ (ya que } T < T_p)$$

$$C_y = 2.5 \text{ (ya que } T < T_p)$$

Entonces ya se tendría el parámetro sísmico de la norma E030-2016.

Tabla 19

Parámetros sísmicos de la norma E030-2016

	X-X	Y-Y
Z	0.25	0.25
U	1.3	1.3
C	2.5	2.5
S	1.2	1.2
R0	7	7
la	0.9	0.9
lp	0.85	0.85
R	5.36	5.36
ZUCS/R	0.182	0.182

Nota: En la anterior tabla se puede apreciar los parámetros sísmicos de la norma E030-2016 de la estructura para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

Ahora calcularemos la deriva o desplazamientos laterales del auditorio, para ello emplearemos el software ETABS donde se obtendrán primero como valor inicial una deriva elástica las cual tenemos que transformar a una deriva inelástica para comparar con la norma E030-2016, para ello se deberá tener en cuenta que nuestra estructura es irregular.

Figura 48

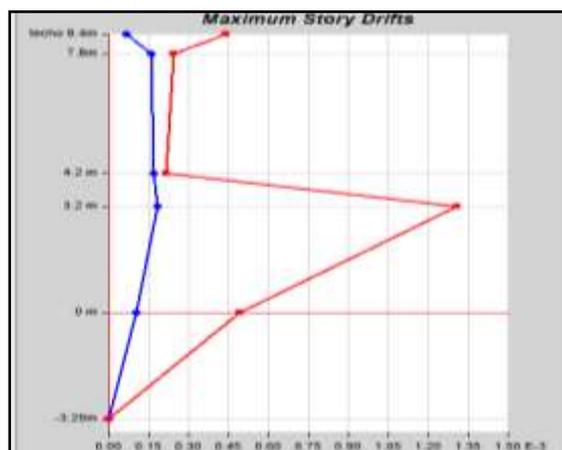
Derivas elásticas X-X de la norma E030 2016



Nota: En la anterior imagen se puede apreciar las derivas elásticas X-X de la norma E030 2016(se aprecia las derivas por niveles y se observa que la máxima deriva se encuentra en el nivel 7.8m siendo esta la que mayor desplazamiento lateral relativo) de la estructura para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

Figura 49

Derivas elásticas Y-Y de la norma E030 2016



Nota: En la anterior imagen se puede apreciar las derivas elásticas Y-Y de la norma E030 2016 (se aprecia las derivas por niveles y se observa que la máxima deriva se encuentra en el nivel 3.2m siendo esta la que mayor desplazamiento lateral relativo) de la estructura para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

Se extraerán los valores de los anteriores gráficos para convertirlos a una deriva inelástica como se mencionó anteriormente, multiplicando este resultado con el coeficiente de reducción sísmica calculada anteriormente.

Tabla 20

Análisis de la deriva de entrepiso de la norma E030 2016

nivel(m)	deriva elástica X-X	deriva elástica Y-Y	desplazamiento X-X(cm)	desplazamiento Y-Y(cm)	deriva inelástica X-X	deriva inelástica Y-Y	2016 (X-X)	2016 (Y-Y)
-3.2	0	0	0.000013	0.00008	0.0000	0.0000	OK	OK
0	0.000498	0.000492	0.159	0.157	0.0027	0.0026	OK	OK
3.2	0.000774	0.001308	0.405	0.574	0.0041	0.0070	OK	OK
4.2	0.000691	0.000216	0.473	0.193	0.0037	0.0012	OK	OK
7.8	0.000878	0.000242	0.511	1.08	0.0047	0.0013	OK	OK
8.4(techo)	0.000188	0.000454	0.376	0.94	0.0010	0.0024	OK	OK

Nota: En la anterior tabla se puede apreciar las derivas de entrepiso de la norma E030 2016 (primeramente lo que el software nos brinda mediante graficas es la deriva elástica, y el desplazamiento con estos datos podemos calcular la deriva inelástica multiplicando con el coeficiente de reducción sísmica y con ello se evaluó si cumple con la norma el cual nos indica que no debe exceder el valor de 0.010 para una estructura de concreto) de la estructura para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

De acuerdo con la información proporcionada, se puede inferir que, según la norma E030-2016, la deriva máxima en la dirección X-X se registra en el nivel 7.8m, alcanzando un valor de 0.0047. En cuanto a la dirección Y-Y, esta deriva máxima ocurre en el nivel 3.2, con un valor de 0.010 para la norma E030-2016. Además, el máximo desplazamiento en la dirección X-X es de 0.511 cm, y para la dirección Y-Y se obtiene un resultado de 1.08 cm, ambos dentro de los límites establecidos por la norma E030-2016, que es de 0.010.

CORTANTE DE DISEÑO

Conforme a la normativa E030-2016 y E030-2018, en el caso de estructuras que presenten regularidad, la fuerza cortante basal no debe ser inferior al 80% de la fuerza cortante obtenida mediante el análisis estático. En el caso de estructuras irregulares, este porcentaje se incrementa a un 90%.

$$V_{basal} \geq 0.9 * \frac{ZUCS}{R} * P$$

Tabla 21

Cortante basal estática según las normas E030 2016

	X-X	Y-Y
ZUCS/R	0.182	0.182
V basal estática (Tn)	-147.82779	-147.93444

Nota: En la anterior tabla se puede apreciar la cortante basal estática según las normas E030 2016 de la estructura para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

Una vez definido la córtate basal estática de la estructura, procederemos a calcular el factor de corrección escala con la fuerza cortante dinámica, para ello se tendrá en cuenta los factores de una estructura irregular.

Tabla 22

Fuerza cortante basal corregida según la norma E030 2016

Norma	Dirección	V Estática (Ton)	V Dinámica (Ton)	V Basal (Ton)	Factor (F)
2016	X-X	-147.82779	88.1691	-133.045011	1.509

Y-Y	-147.93444	74.55368	-133.140996	1.786
-----	------------	----------	-------------	-------

Nota: En la anterior tabla se puede apreciar la cortante basal estática corregida según las normas E030 2016 de la estructura para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

Se introducirá esta corrección de factor en el programa como un factor de mayoración para la gravedad y nuevamente se procederá a calcular las derivas de la estructura.

Tabla 23

Análisis de la Deriva de entrepiso con la Fuerza cortante basal corregida de la norma E030 2016

Nivel(M)	Deriva Elástica X-X	Deriva Elástica Y-Y	Desplazamiento X-X(Cm)	Desplazamiento Y-Y(Cm)	Deriva Inelástica X-X	Deriva Inelástica Y-Y	2016 (X-X)	2016 (Y-Y)
-3.2	0	0	0.00002	0.00015	0.0000	0.0000	Ok	Ok
0	0.000751	0.000876	0.24	0.28	0.0040	0.0047	Ok	Ok
3.2	0.001168	0.001836	0.61	1.03	0.0063	0.0098	Ok	Ok
4.2	0.001	0.000385	0.71	0.35	0.0054	0.0021	Ok	Ok
7.8	0.001326	0.000431	0.77	1.94	0.0071	0.0023	Ok	Ok
8.4(Techo)	0.00032	0.00079	0.68	0.73	0.0017	0.0042	Ok	Ok

Nota: En la anterior tabla se puede apreciar las derivas de entrepiso con la Fuerza cortante basal corregida de la norma E030 2016 (primeramente lo que el software nos brinda mediante graficas es la deriva elástica, y el desplazamiento con estos datos podemos calcular la deriva inelástica multiplicando con el coeficiente de reducción sísmica y con ello se evaluó si cumple con la norma el cual nos indica que no debe exceder el valor de 0.010 para una estructura de concreto) de la estructura para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

Tras la corrección de la fuerza cortante basal, se puede afirmar que la deriva máxima en la dirección X-X se registra en el nivel 7.8m, alcanzando un valor de 0.0101 según la norma E030-2016. Por otra parte, la máxima deriva en la dirección Y-Y se presenta en el nivel 3.2, con un valor de 0.0098 según la misma norma. El desplazamiento máximo para la dirección X-X es de 0.77 cm según la norma E030-2016. Respecto a la dirección Y-Y, se obtiene un valor de 1.94 cm para la norma E030-2016. Es relevante destacar que todos estos valores de derivas se sitúan por debajo de los límites permitidos por la norma E030-2016, establecidos en 0.010.

JUNTA DE SEPARACIÓN SÍSMICA (s)

Se debe tener en cuenta la siguiente separación sísmica:

$$s = 0.006h \geq 30 \text{ mm}$$

$$s = 0.006x(8400) = 50.4 \text{ mm} > 30 \text{ mm}$$

Por otro lado, si se conoce el desplazamiento máximo de las edificaciones adyacentes, se utilizará la siguiente expresión

$$s' \geq 2/3 \times \text{Des. Máx.}$$

Tabla 24

Separación a límite de propiedad norma E030 2016

	Despl. Máximo X (mm)	Despl. Máximo Y (mm)	s' X (mm)	s' Y (mm)
E030 2016	7.7	19.4	5.13	12.93

Nota: En la anterior tabla se puede apreciar la separación a límite de propiedad según la norma E030 2016 de la estructura para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

De acuerdo con lo mencionado previamente, se puede concluir que la separación sísmica en la junta es de 50.4 mm.

4.1.7 ANÁLISIS SISMORRESISTENTE CON LA NORMA E030 2018

En este punto se realizará el análisis sismorresistente siguiendo la norma E030 2018, se partirá del molado anteriormente realizado con el elemento predimensionado y se empleará el software ETABS y CYPE3D en simultaneo para comparar tanto el diseño como el análisis.

Primeramente, definiremos el parámetro básico la que dará la norma E030-2018 para un análisis dinámico.

Tabla 25

Parámetros sísmicos (sin el parámetro C) de la norma E030-2018

	E030 2018	
	X-X	Y-Y
Z	0.25	0.25
U	1.3	1.3
C	-	-
S	1.2	1.2
R0	5	5
la	0.9	0.9

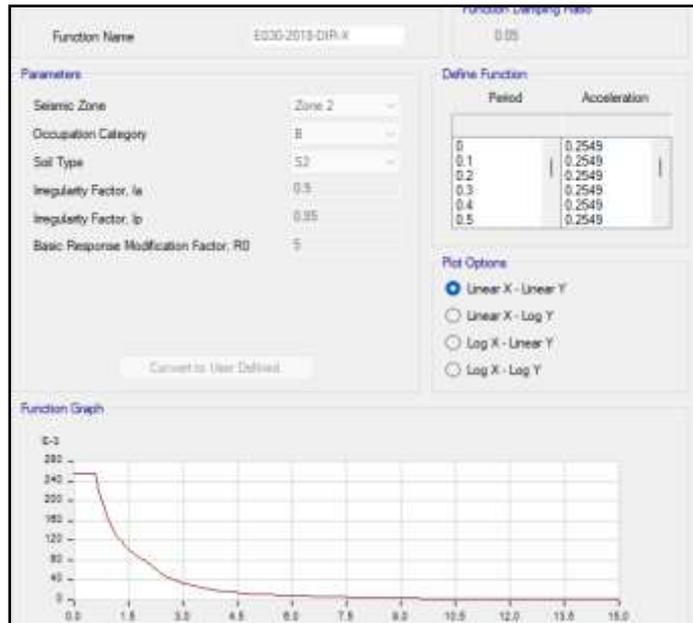
Ip	0.85	0.85
-----------	------	------

Nota: En la anterior tabla se puede apreciar los parámetros sísmicos (sin el parámetro C) de la norma E030-2018 de la estructura para el diseño estructural de un auditorio en el software CYPE 3D.

Estos datos introducimos al software ETABS para poder de esa manera calcular el tiempo primordial de la estructura y su deriva.

Figura 50

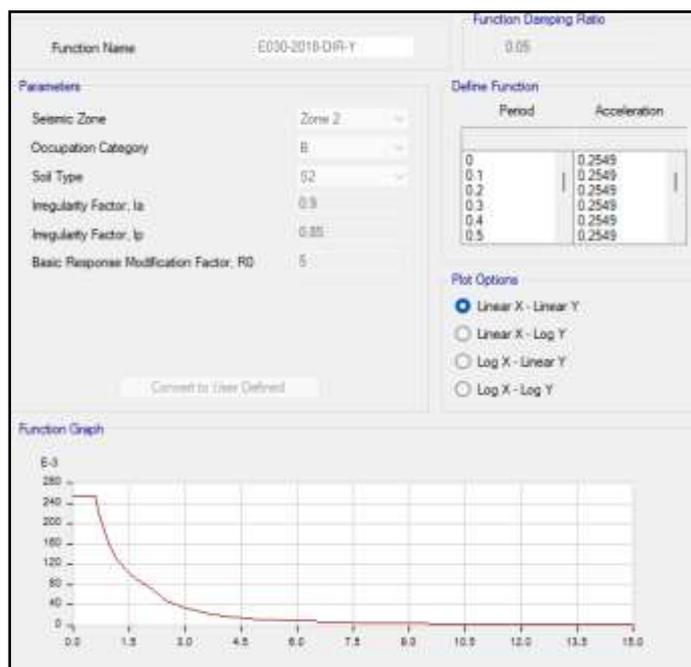
Espectro de respuesta X-X de la norma E030 2018



Nota: En la anterior imagen se puede apreciar el espectro de respuesta X-X de la norma E030 2018 (en el software se introduce lo que es la zona sísmica, el uso de la estructura, el tipo de suelo, los factores de irregularidad y el coeficiente básico de reducción, con estos datos se obtiene el grafico del espectro respuesta según la norma E030)de la estructura para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

Figura 51

Espectro de respuesta Y-Y de la norma E030 2018



Nota: En la anterior imagen se puede apreciar el espectro de respuesta Y-Y de la norma E030 2018 (en el software se introduce lo que es la zona sísmica, el uso de la estructura, el tipo de suelo, los factores de irregularidad y el coeficiente básico de reducción, con estos datos se obtiene el gráfico del espectro respuesta según la norma E030) de la estructura para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

Igualmente, estableceremos los modos de vibración en el software, ya que estos están vinculados al periodo y a la configuración que la estructura adopta durante la vibración. Además, los modos de vibración se relacionan directamente con la rigidez y distribución de masas en la edificación; por lo tanto, en una estructura con un diafragma rígido, se contemplan tres grados de libertad por nivel, 2 para traslación y 1 de rotación, para nuestro caso se supondrá 12 modos de vibración.

ANALISIS CON ELEMENTOS PREDIMENSIONADOS

Previamente se realizará el análisis sísmico con los elementos pre dimensionados, si los elementos nos cumplen con los criterios de la norma E030 2018 procederá cambiar la dimensión de elementos.

Tabla 26*Modos de vibración con elementos predimensionados de la norma E030 2018*

Modo	Periodo	Masa Participante X-X (%)	Masa Participante Y-Y (%)
1	0.337	20.0%	45.5%
2	0.234	57.2%	11.8%
3	0.207	0.0%	11.5%
4	0.172	0.0%	0.0%
5	0.167	0.1%	3.3%
6	0.137	0.0%	1.8%
7	0.119	4.6%	0.0%
8	0.094	0.3%	11.1%
9	0.092	0.6%	9.0%
10	0.058	0.3%	5.0%
11	0.051	12.7%	0.3%
12	0.038	4.1%	0.7%

Nota: En la anterior tabla se puede apreciar los modos de vibración con elementos predimensionados de la norma E030 2018 de la estructura para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

Según la información proporcionada en la tabla anterior, se puede inferir que el periodo fundamental en la dirección X-X es de 0.234 y en Y-Y 0.337, por lo tanto, con el periodo fundamental obtenido con las secciones predimensionadas podemos calcular el parámetro de amplificación sísmica “C” mediante la norma E030-2018.

$$C_x = 2.5 \text{ (ya que } T < T_p)$$

$$C_y = 2.5 \text{ (ya que } T < T_p)$$

Entonces ya se tendría todos los parámetros sísmicos de la norma E030-2018.

Tabla 27*Parámetros sísmicos de la norma E030-2018*

	X-X	Y-Y
Z	0.25	0.25
U	1.3	1.3
C	2.5	2.5
S	1.2	1.2
R0	5	5
la	0.9	0.9
lp	0.85	0.85

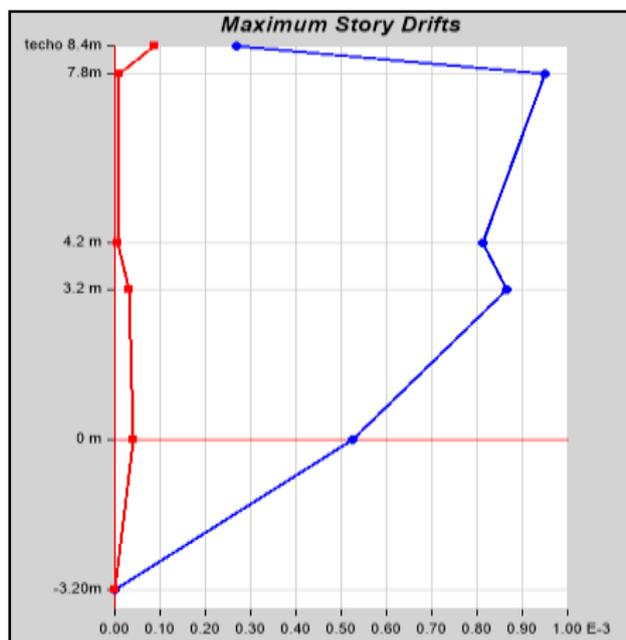
R	3.83	3.83
ZUCS/R	0.255	0.255

Nota: En la anterior tabla se puede apreciar los parámetros sísmicos de la norma E030-2018 de la estructura para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

Ahora calcularemos la deriva o desplazamientos laterales del auditorio, para ello emplearemos el software ETABS donde se obtendrán primero como valor inicial una deriva elástica la cual tenemos que transformar a una deriva inelástica para comparar con la norma E030-2018, para ello se deberá tener en cuenta que nuestra estructura es irregular.

Figura 52

Derivas elásticas X-X con elementos predimensionados de la norma E030 2018



Nota: En la anterior imagen se puede apreciar las derivas elásticas X-X con elementos predimensionados de la norma E030 2018 (se aprecia las derivas por niveles y se observa que la máxima deriva se encuentra en el nivel 7.8m siendo esta la que mayor desplazamiento lateral relativo) de la estructura para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

Figura 53

Derivas elásticas Y-Y con elementos predimensionados de la norma E030 2018



Nota: En la anterior imagen se puede apreciar las derivas elásticas Y-Y con elementos predimensionados de la norma E030 2018 (se aprecia las derivas por niveles y se observa que la máxima deriva se encuentra en el nivel 3.2m siendo esta la que mayor desplazamiento lateral relativo) de la estructura para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

Se extraerán valores de los anteriores gráficos para convertirlos a una deriva inelástica como se mencionó anteriormente, multiplicando este resultado con el coeficiente de reducción sísmica calculada anteriormente. Que para el caso de la norma E030 2018 el coeficiente para las estructuras irregulares cambia de R a 0.85R.

Tabla 28

Análisis de la Deriva de entrepiso con los elementos predimensionados de la norma E030 2018

Nivel(M)	Deriva Elástica X-X	Deriva Elástica Y-Y	Desplazamiento X-X(Cm)	Desplazamiento Y-Y(Cm)	Deriva Inelástica X-X	Deriva Inelástica Y-Y	(X-X)	(Y-Y)
-3.2	0	0	0	0	0.0000	0.0000	Ok	Ok
0	0.000524	0.00081	0.17	0.26	0.0017	0.0026	Ok	Ok
3.2	0.000865	0.0022	0.44	0.96	0.0028	0.0072	Ok	Ok
4.2	0.000813	0.000313	0.52	0.29	0.0026	0.0010	Ok	Ok
7.8	0.000951	0.0004	0.57	1.83	0.0031	0.0013	Ok	Ok
8.4(Techo)	0.00026	0.000688	0.49	0.63	0.0008	0.0022	Ok	Ok

Nota: En la anterior tabla se puede apreciar las derivas de entrepiso con los elementos predimensionados de la norma E030 2018 de la estructura para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

Según la tabla anterior, se puede afirmar que la deriva máxima en la dirección X-X ocurre en el nivel 7.8m, con un valor de 0.0031 según la norma E030-2018. Asimismo, la deriva máxima en la dirección Y-Y se presenta en el nivel 3.2. y tiene un valor de 0.0102 para la norma E030 2018. El máximo desplazamiento para la dirección X-X es 0.57 cm para la norma E030 2018. En cuanto a la dirección Y-Y, se obtienen resultados de 1.83. cm para la norma E030 2018. Y vemos que a diferencia de la norma E030 2016 las derivas cumplen con los elementos predimensionados.

ANALISIS CON OPTIMIZADOS

Se modificó las vigas de 30X50 cm² a 30X45 cm² debido a estas estaban muy sobredimensionadas según el análisis, también modificamos la columna ya existía poca rigidez en la dirección Y-Y, así que se optó por cambiar las dimensiones de la columna de 50X50 cm² a 40X60 cm².

Tabla 29

Modos de vibración con elementos predimensionados de la norma E030 2018

Modo	Periodo	Masa Participante	
		X-X (%)	Y-Y (%)
1	0.304	23.0%	44.2%
2	0.22	49.2%	10.8%
3	0.199	0.9%	8.4%
4	0.196	0.0%	0.7%
5	0.166	0.0%	2.0%
6	0.137	0.7%	6.6%
7	0.136	9.6%	0.6%
8	0.101	0.6%	0.2%
9	0.09	0.0%	13.6%
10	0.058	1.2%	12.1%
11	0.055	7.3%	0.8%
12	0.046	7.4%	0.1%

Nota: En la anterior tabla se puede apreciar los modos de vibración con elementos predimensionados de la norma E030 2018 de la estructura para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

A partir de la tabla proporcionada, se puede deducir que el periodo fundamental en la dirección X-X es de 0.22 y en Y-Y 0.304, por lo tanto, con el periodo fundamental obtenido con las secciones predimensionadas podemos calcular el parámetro de amplificación sísmica “C” mediante la norma E030-2018.

$$C_x = 2.5 \text{ (ya que } T < T_p)$$

$$C_y = 2.5 \text{ (ya que } T < T_p)$$

Entonces ya se tendría todos los parámetros sísmicos de la norma E030-2018.

Tabla 30

Parámetros sísmicos de la norma E030-2018

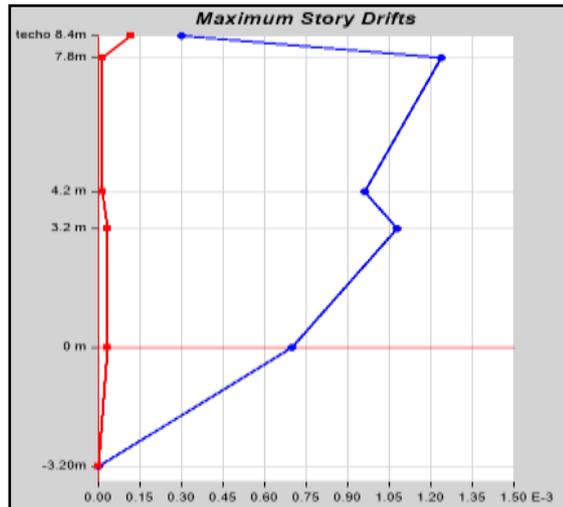
	X-X	Y-Y
Z	0.25	0.25
U	1.3	1.3
C	2.5	2.5
S	1.2	1.2
R0	5	5
la	0.9	0.9
lp	0.85	0.85
R	3.83	3.83
ZUCS/R	0.255	0.255

Nota: En la anterior tabla se puede apreciar los parámetros sísmicos de la norma E030-2018 de la estructura para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

Ahora calcularemos la deriva o desplazamientos laterales del auditorio, para ello emplearemos el software ETABS donde se obtendrán primero como valor inicial una deriva elástica la cual tenemos que transformar a una deriva inelástica para comparar con la norma E030-2018, para ello se deberá tener en cuenta que nuestra estructura es irregular.

Figura 54

Derivas elásticas X-X de la norma E030 2018



Nota: En la anterior imagen se puede apreciar las derivas elásticas X-X de la norma E030 2018 (se aprecia las derivas por niveles y se observa que la máxima deriva se encuentra en el nivel 7.8m siendo esta la que mayor desplazamiento lateral relativo) de la estructura para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

Figura 55

Derivas elásticas Y-Y de la norma E030 2018



Nota: En la anterior imagen se puede apreciar las derivas elásticas Y-Y de la norma E030 2018 (se aprecia las derivas por niveles y se observa que la máxima deriva se encuentra en el nivel 3.2m siendo esta la que mayor desplazamiento lateral relativo) de la estructura para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

Se extraerán los valores de los anteriores gráficos para convertirlos a una deriva inelástica como se mencionó anteriormente, multiplicando este resultado con el coeficiente de reducción sísmica calculada anteriormente.

Tabla 31

Análisis de la Deriva de entrepiso de la norma E030 2018

Nivel(M)	Deriva Elástica X-X	Deriva Elástica Y-Y	Desplazamiento X-X(Cm)	Desplazamiento Y-Y(Cm)	Deriva Inelástica X-X	Deriva Inelástica Y-Y	2018 (X-X)	2018 (Y-Y)
-3.2	0	0	0	0	0.0000	0.0000	Ok	Ok
0	0.00068	0.00068	0.22	0.22	0.0022	0.0022	Ok	Ok
3.2	0.0011	0.0018	0.56	0.8	0.0036	0.0059	Ok	Ok
4.2	0.00096	0.0003	0.66	0.27	0.0031	0.0010	Ok	Ok
7.8	0.0012	0.00033	0.71	1.51	0.0039	0.0011	Ok	Ok
8.4(Techo)	0.0003	0.00063	0.63	0.55	0.0010	0.0021	Ok	Ok

Nota: En la anterior tabla se puede apreciar las derivas de entrepiso de la norma E030 2018(primeramente lo que el software nos brinda mediante graficas es la deriva elástica, y el desplazamiento con estos datos podemos calcular la deriva inelástica multiplicando con el coeficiente de reducción sísmica y con ello se evaluó si cumple con la norma el cual nos indica que no debe exceder el valor de 0.010 para una estructura de concreto) de la estructura para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

De la anterior tabla podemos decir, La máxima deriva en la dirección X-X se produce en el nivel 7.8m, siendo de 0.0039 según la norma E030-2018. Asimismo, la deriva máxima en la dirección Y-Y se presenta en el nivel 3.2. y tiene un valor de 0.0059 para la norma E030 2018.El máximo desplazamiento para la dirección X-X es 0.71 cm para la norma E030 2018. En cuanto a la dirección Y-Y, se obtuvieron resultados de 1.51 cm para la norma E030 2018.

CORTANTE DE DISEÑO

De acuerdo con la norma E030-2016 y la norma E030-2018, en estructuras que presenten regularidad, la fuerza cortante basal debe ser al menos el 80% de la fuerza cortante calculada mediante el análisis estático. Para estructuras con irregularidades, este porcentaje se eleva al 90%.

$$V_{basal} \geq 0.9 * \frac{ZUCS}{R} * P$$

Tabla 32

Cortante basal estática según las normas E030 2018

	X-X	Y-Y
ZUCS/R	0.255	0.255

V basal estática (Tn)	-207.118	-207.266
------------------------------	----------	----------

Nota: En la anterior tabla se puede apreciar la cortante basal estática según las normas E030 2018 de la estructura para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

Una vez definido el córtate basal estática de la estructura, procederemos a calcular el factor de corrección escala con la fuerza cortante dinámica.

Tabla 33

Fuerza cortante basal corregida según la norma E030 2018

Norma	Dirección	V Estática (Ton)	V Dinámica (Ton)	V Basal (Ton)	Factor (F)
2016	X-X	-207.118	122.428	-186.4062	1.523
	Y-Y	-207.266	104.302	-186.5394	1.788

Nota: En la anterior tabla se puede apreciar la cortante basal estática corregida según las normas E030 2018 de la estructura para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

Se introducirá esta corrección de factor en el programa como un factor de mayoración para la gravedad y nuevamente se procederá a calcular las derivas de la estructura.

Tabla 34

Análisis de la Deriva de entrepiso con la Fuerza cortante basal corregida de la norma E030 2018

Nivel(M)	Deriva Elástica X-X	Deriva Elástica Y-Y	Desplazami ento X- X(Cm)	Desplaza miento Y- Y(Cm)	Deriva Inelástica X-X	Deriva Inelástica Y-Y	2018 (X-X)	2018 (Y-Y)
-3.2	0	0	0	0	0.0000	0.0000	Ok	Ok
0	0.0011	0.0012	0.34	0.39	0.0036	0.0039	Ok	Ok
3.2	0.0016	0.0027	0.86	1.42	0.0052	0.0088	Ok	Ok
4.2	0.0014	0.00053	1	0.48	0.0046	0.0017	Ok	Ok
7.8	0.0019	0.0006	1.08	2.7	0.0062	0.0020	Ok	Ok
8.4(Techo)	0.0005	0.0011	0.95	0.98	0.0016	0.0036	Ok	Ok

Nota: En la anterior tabla se puede apreciar las derivas de entrepiso con la Fuerza cortante basal corregida de la norma E030 2018 (primeramente lo que el software nos brinda mediante graficas es la deriva elástica, y el desplazamiento con estos datos podemos calcular la deriva inelástica multiplicando con el coeficiente de reducción sísmica y con ello se evaluó si cumple con la norma el cual nos indica que no debe exceder el valor de 0.010 para una estructura de concreto) de la estructura para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

Con corrección de la fuerza cortante basal se puede decir que esta derivadas máximaas en la dirección X-X tiene el nivel 7.8m y tiene los valores de 0.0062 para la norma E030-2018. Además, la máxima deriva

en la dirección Y-Y ocurre en el nivel 3.2 y tiene un valor de 0.0088 para la norma E030 2018. El máximo desplazamiento para la dirección X-X es 0.62 cm para la norma E030 2018. Sobre el caso de las direcciones Y-Y se tiene el resultado de 2.7 cm para la norma E030 2018. Todos los valores de las derivas son menores a los permitidos de normas E030-2018 siendo el 0.010.

JUNTA DE SEPARACIÓN SÍSMICA (s)

Según la normativa la separación debe ser de:

$$s = 0.006h \geq 30 \text{ mm}$$

$$s = 0.006x(8400) = 50.4 \text{ mm} > 30 \text{ mm}$$

Asimismo, en caso de contar con información sobre el desplazamiento máximo de las edificaciones vecinas, se aplicará la siguiente fórmula:

$$s' \geq 2/3 \times Des. \text{Máx.}$$

Tabla 35

Separación a límite de propiedad norma E030 2018

	Despl. Máximo X (mm)	Despl. Máximo Y (mm)	s' X (mm)	s' Y (mm)
E030 2018	6.2	27	4.13	18.00

Nota: En la anterior tabla se puede apreciar la separación a límite de propiedad según la norma E030 2018 de la estructura para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

Basándonos en lo expuesto anteriormente, es posible calcular que la separación sísmica de la junta (s) es de 50.4 mm.

4.2 CONTRASTACIÓN DE HIPÓTESIS Y PRUEBA DE HIPÓTESIS

La hipótesis general de esta tesis sostiene que "La normativa de diseños sismorresistente E030-2018 presenta un mejor compartimiento estructural que la normativa de diseño sismorresistente E030-2016 al momento de realizar el diseño de un auditorio, Amarilis - Huánuco -2022".

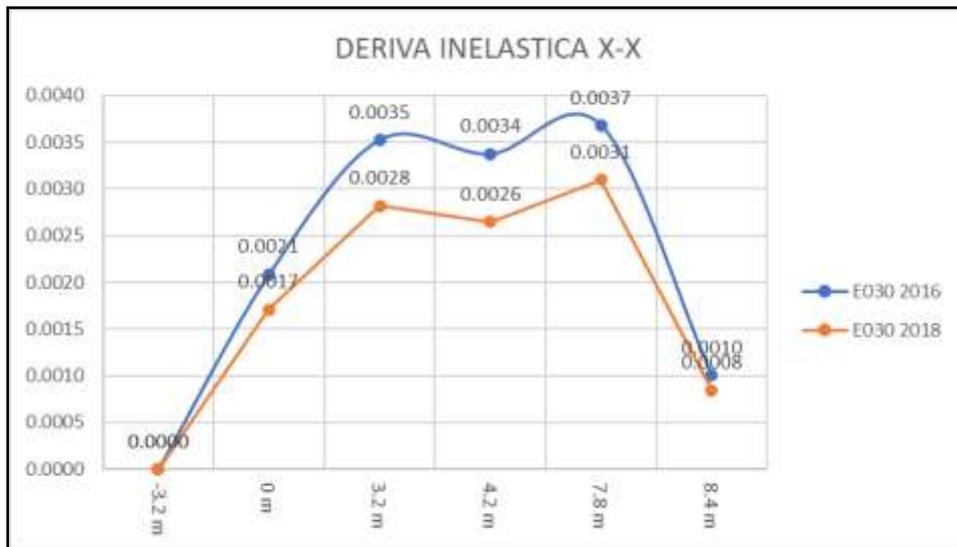
La norma E030 2018 presenta valores menores con lo que respecta las derivas inelásticas de entrepiso, caso contrario que se ve con la norma E030 2016 ya que estas llegaron al límite máximo de la deriva permitido por la norma lo que significaría que debemos rigidizar la estructura, para evitar posibles fallas estructurales. Todos estos resultados fueron comprobados desde el nivel de predimensionamiento donde el análisis con la norma E030 2016 señalaba que la deriva en la dirección Y-Y no cumplía con la norma, caso contrario ocurría con la norma E030 2018 que en todo el análisis cumplió con el límite de desplazamiento lateral brindando en la norma E030 2018.

Según los análisis comparativos de las normas sismorresistente E030 2016 y en el año 2018, se inició el proceso considerando el predimensionamiento de los elementos estructurales y la especificación de parámetros de diseño, como cargas vivas, cargas muertas, tipo de sistema, materiales, entre otros. Luego, se llevó a cabo un análisis comparativo utilizando el software ETABS, revelando discrepancias entre ambas normas.

Se analizó la estructura modelada con los elementos predimensionados aplicando ambas normativas, donde se pudo apreciar una gran diferencia en el las derivas elásticas e inelásticas, también como los desplazamientos laterales.

Figura 56

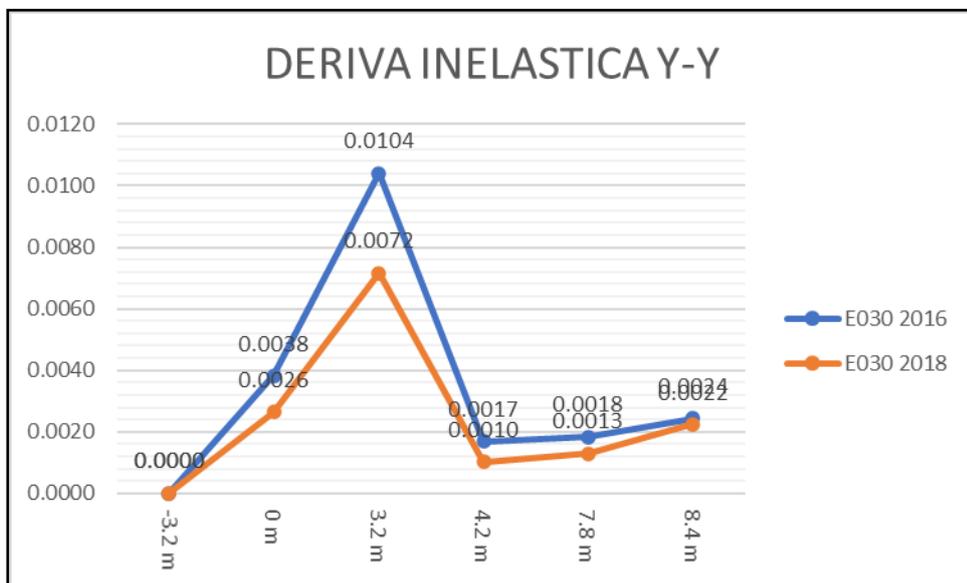
Deriva máxima X-X (predimensionamiento)



Nota: En la anterior imagen se puede apreciar la comparación de deriva inelástica máxima X-X (predimensionamiento) entre la norma E030 2016 y E030 2018. (se aprecia las derivas por niveles y se observa que la máxima deriva se encuentra en el nivel 7.8m siendo esta la que mayor desplazamiento lateral relativo) de la estructura para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

Figura 57

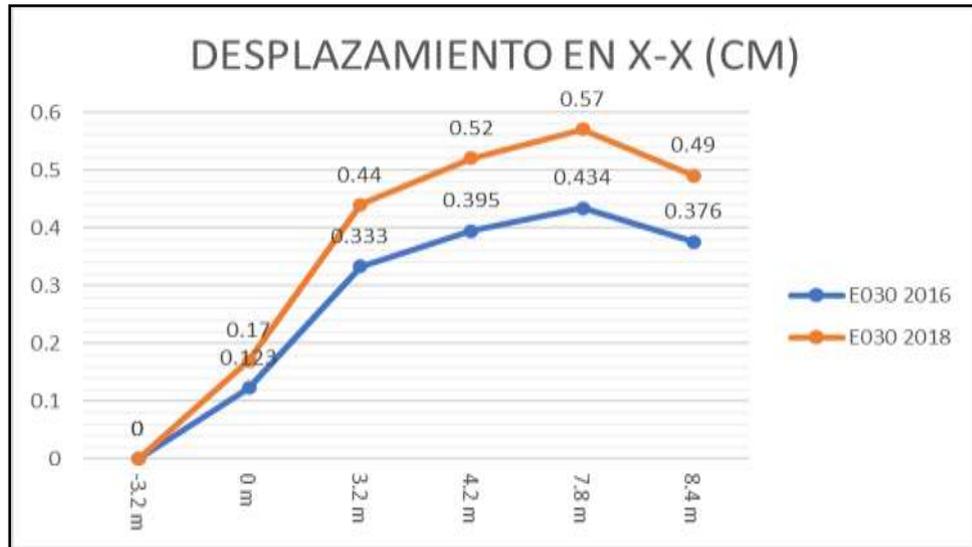
Deriva máxima Y-Y (predimensionamiento)



Nota: En la anterior imagen se puede apreciar la comparación de deriva inelástica máxima Y-Y (predimensionamiento) entre la norma E030 2016 y E030 2018. (se aprecia las derivas por niveles y se observa que la máxima deriva se encuentra en el nivel 3.2m siendo esta la que mayor desplazamiento lateral relativo) de la estructura para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

Figura 58

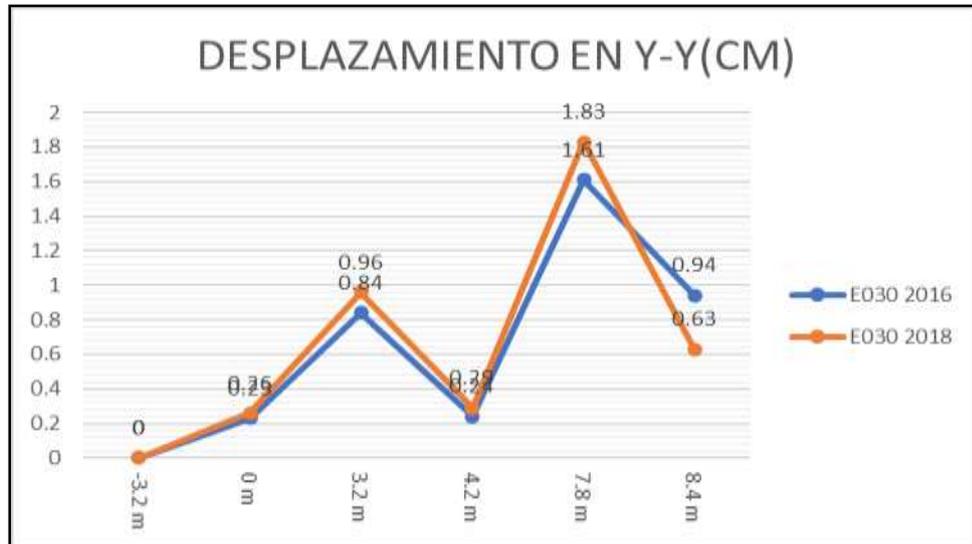
Desplazamiento máxima X-X (predimensionamiento)



Nota: En la anterior imagen se puede apreciar la comparación de desplazamiento máxima X-X (predimensionamiento) entre la norma E030 2016 y E030 2018. (se aprecia Los desplazamientos por niveles y se observa que la máxima deriva se encuentra en el nivel 7.8m siendo esta la que mayor desplazamiento lateral relativo) de la estructura para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

Figura 59

Desplazamiento máxima Y-Y (predimensionamiento)

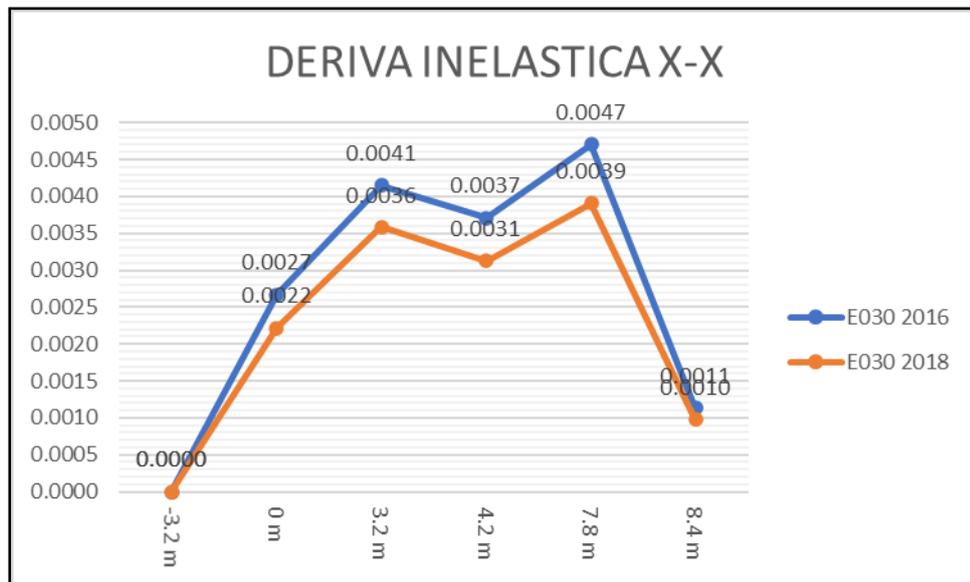


Nota: En la anterior imagen se puede apreciar la comparación de desplazamiento máxima Y-Y (predimensionamiento) entre la norma E030 2016 y E030 2018. (se aprecia Los desplazamientos por niveles y se observa que la máxima deriva se encuentra en el nivel 7.8m siendo esta la que mayor desplazamiento lateral relativo) de la estructura para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

De los gráficos anteriores, se puede afirmar que la norma E030 2018 presenta mejores resultados a comparación de la norma E030 2016 ya que esta presenta derivas inelásticas menores a la de la norma E030 2016 lo cual en el análisis significa que ante un comportamiento sísmico la estructura tendrá un mejor comportamiento estructural.

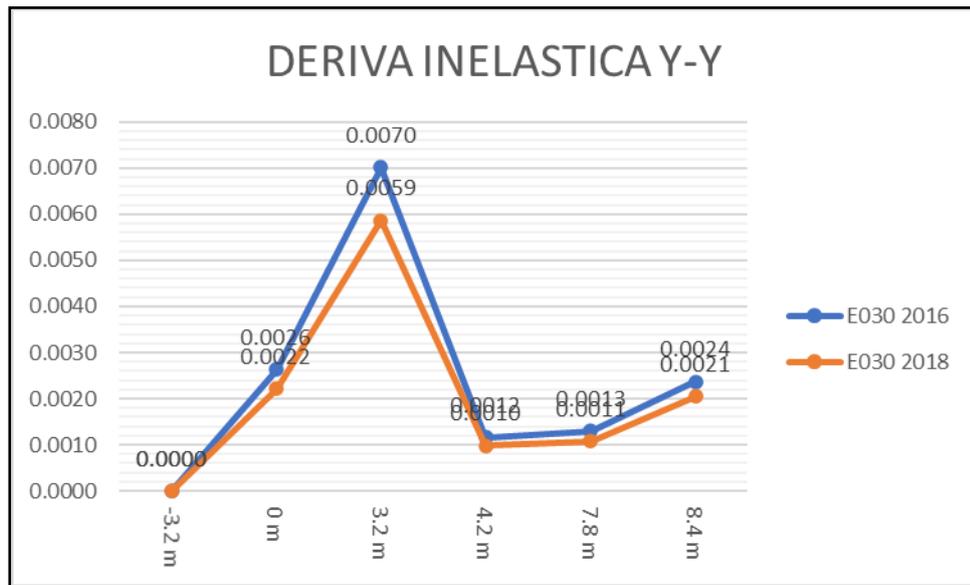
Viendo estos resultados también se realizó la comparación de estas normativas, pero con las dimensiones de los elementos estructurales optimizados, ya que el anterior análisis no cumplía con la norma E030-2016.

Figura 60
Deriva máxima X-X



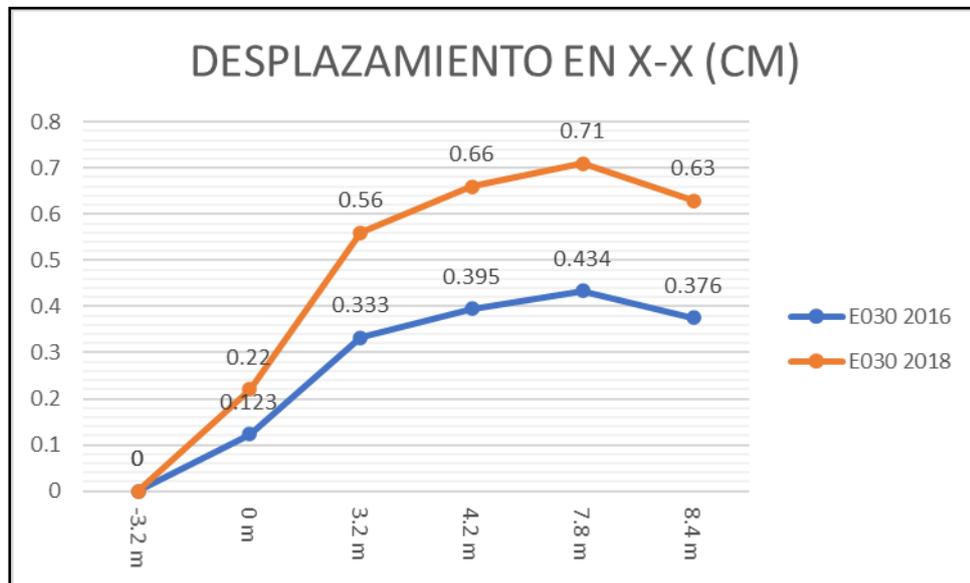
Nota: En la anterior imagen se puede apreciar la comparación de deriva inelástica máxima X-X entre la norma E030 2016 y E030 2018. (se aprecia las derivas por niveles y se observa que la máxima deriva se encuentra en el nivel 7.8m siendo esta la que mayor desplazamiento lateral relativo) de la estructura para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

Figura 61
Deriva máxima Y-Y



Nota: En la anterior imagen se puede apreciar la comparación de deriva inelástica máxima Y-Y entre la norma E030 2016 y E030 2018. (se aprecia las derivas por niveles y se observa que la máxima deriva se encuentra en el nivel 3.2m siendo esta la que mayor desplazamiento lateral relativo) de la estructura para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

Figura 62
Desplazamiento en X-X



Nota: En la anterior imagen se puede apreciar la comparación de desplazamiento máxima X-X entre la norma E030 2016 y E030 2018. (se aprecia Los desplazamientos por niveles y se observa que la máxima deriva se encuentra en el nivel 7.8m siendo esta la que mayor desplazamiento lateral relativo) de la estructura para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

Figura 63

Desplazamiento en Y-Y



Nota: En la anterior imagen se puede apreciar la comparación de desplazamiento máxima X-X entre la norma E030 2016 y E030 2018. (se aprecia Los desplazamientos por niveles y se observa que la máxima deriva se encuentra en el nivel 7.8m siendo esta la que mayor desplazamiento lateral relativo) de la estructura para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

De los gráficos anteriores, se puede afirmar que la norma E030 2018 presenta mejores resultados a comparación de la norma E030 2016 ya que esta presenta derivas inelásticas menores a la de la norma E030 2016 lo cual en el análisis significa que ante un comportamiento sísmico la estructura tendrá un mejor comportamiento estructural.

Una vez cumplida con la norma E030 para ambos casos se procedió a corregir el factor escala de la gravedad según la cortante basal estática, la cual fue la siguiente:

Tabla 36

Fuerza cortante basal estática (E030 2016 y E030 2018)

	E030 2016		E030 2018	
	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y
ZUCS/R	0.182	0.182	0.255	0.255
V basal estática (Tn)	-147.82779	-147.93444	-207.118	-207.266

Nota: En la anterior tabla se puede apreciar la comparación de la fuerza cortante basal estática entre la norma E030 2016 y E030 2018 de la estructura para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

Tabla 37

Corrección de Fuerza cortante basal (E030 2016 y E030 2018)

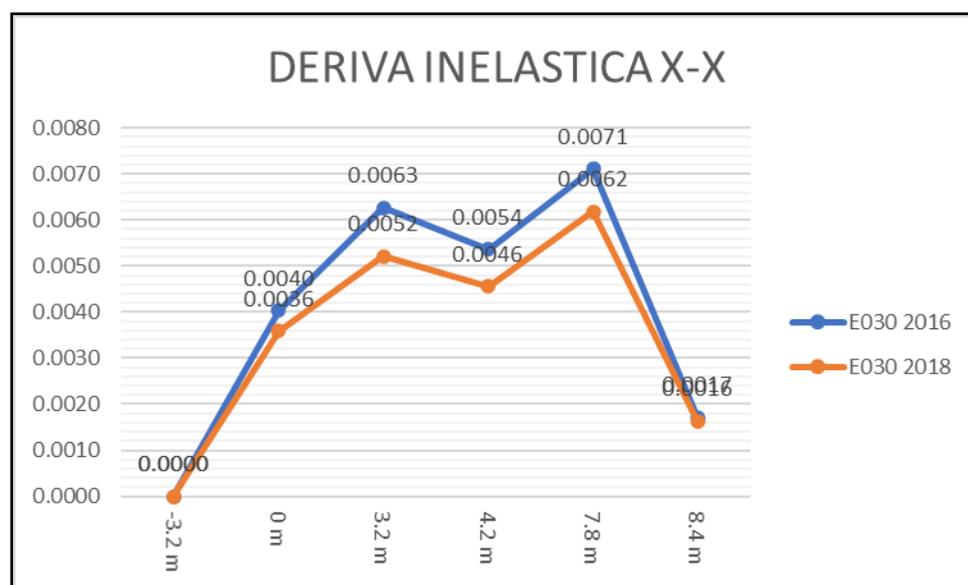
Norma	dirección	V estática (Ton)	V dinámica (Ton)	V basal (Ton)	Factor (F)
2018	X-X	-207.1	122.4	-186.4	1.52
	Y-Y	-207.3	104.3	-186.5	1.79
2016	X-X	-147.8	88.2	-133.0	1.51
	Y-Y	-147.9	74.6	-133.1	1.79

Nota: En la anterior tabla se puede apreciar la corrección de escala de la fuerza cortante basal estática entre la norma E030 2016 y E030 2018 de la estructura para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

De las tablas anteriores podemos observar una variación en las fuerzas cortantes tanto dinámica como estática, pero se observa una similitud en el factor de corrección escala . una vez corregido el factor escala de la gravedad se procede hacer la última comparación de los resultados de las derivas y los desplazamientos.

Figura 64

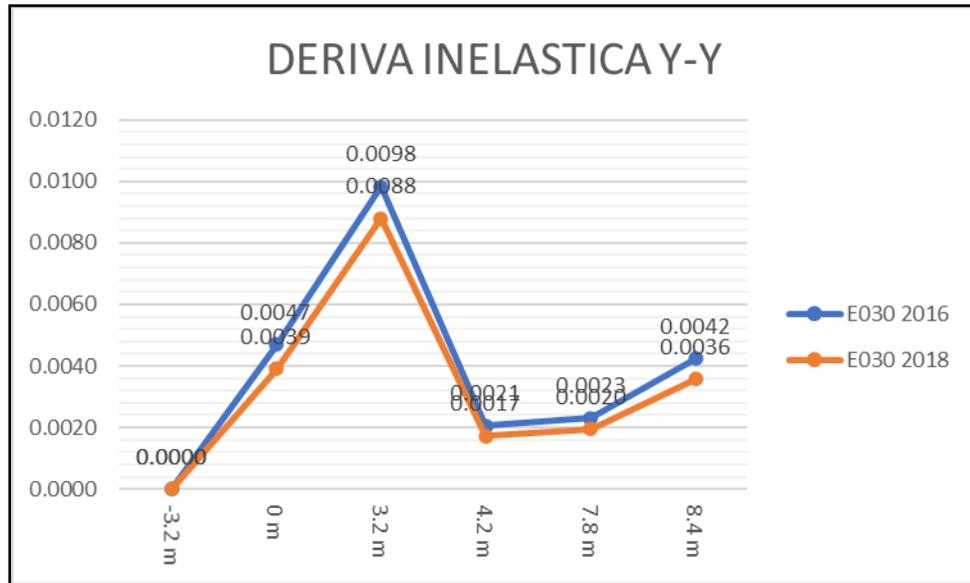
Deriva máxima X-X (Fuerza cortante basal corregida)



Nota: En la anterior imagen se puede apreciar la comparación de deriva inelástica máxima X-X (Fuerza cortante basal corregida) entre la norma E030 2016 y E030 2018. (se aprecia las derivas por niveles y se observa que la máxima deriva se encuentra en el nivel 7.8m siendo esta la que mayor desplazamiento lateral relativo) de la estructura para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

Figura 65

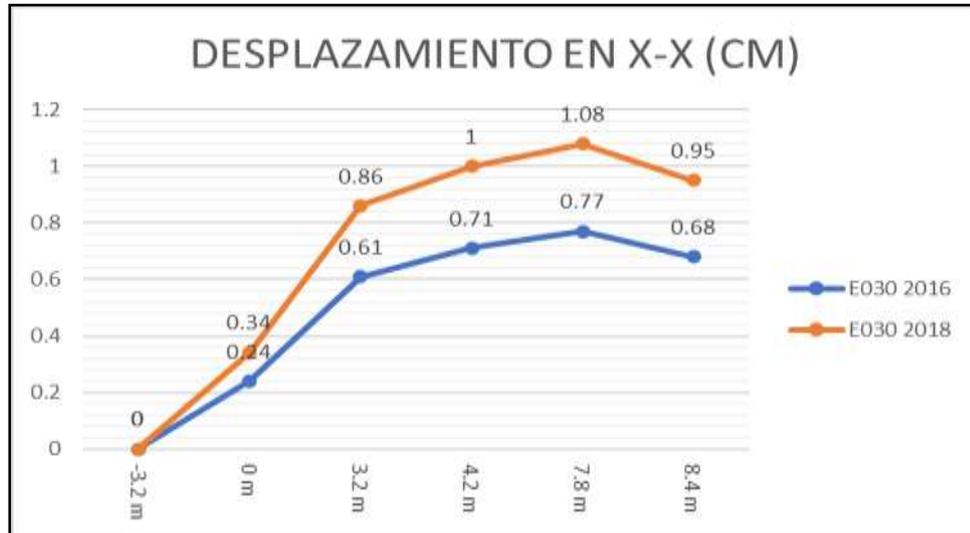
Deriva máxima Y-Y (Fuerza cortante basal corregida)



Nota: En la anterior imagen se puede apreciar la comparación de deriva inelástica máxima Y-Y (Fuerza cortante basal corregida) entre la norma E030 2016 y E030 2018. (se aprecia las derivas por niveles y se observa que la máxima deriva se encuentra en el nivel 3.2m siendo esta la que mayor desplazamiento lateral relativo) de la estructura para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

Figura 66

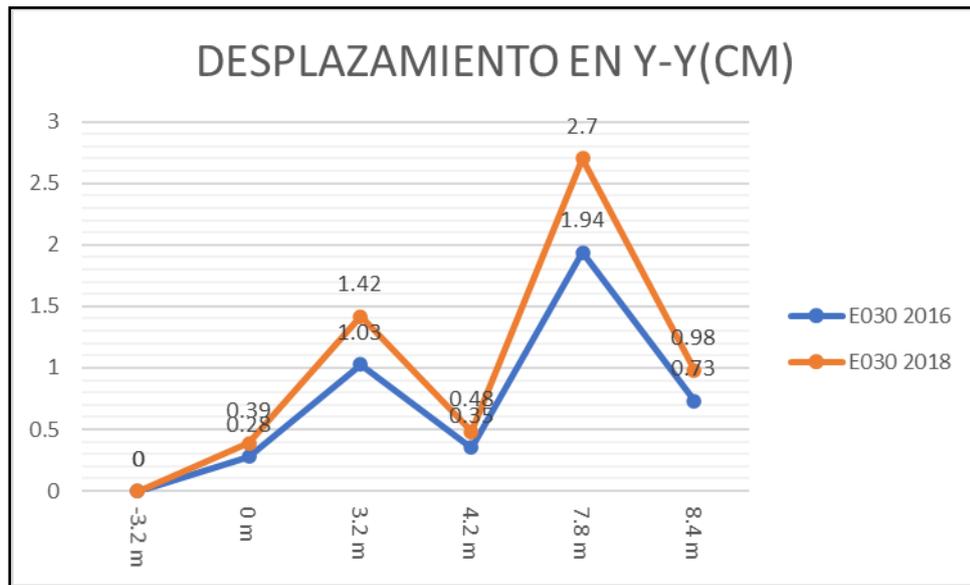
Desplazamiento máxima X-X (Fuerza cortante basal corregida)



Nota: En la anterior imagen se puede apreciar la comparación de desplazamiento máxima X-X (Fuerza cortante basal corregida) entre la norma E030 2016 y E030 2018. (se aprecia Los desplazamientos por niveles y se observa que la máxima deriva se encuentra en el nivel 7.8m siendo esta la que mayor desplazamiento lateral relativo) de la estructura para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

Figura 67

Desplazamiento máxima Y-Y (Fuerza cortante basal corregida)



Nota: En la anterior imagen se puede apreciar la comparación de desplazamiento máxima X-X (Fuerza cortante basal corregida) entre la norma E030 2016 y E030 2018. (se aprecia Los desplazamientos por niveles y se observa que la máxima deriva se encuentra en el nivel 7.8m siendo esta la que mayor desplazamiento lateral relativo) de la estructura para el diseño estructural de un auditorio en el software ETABS.

Como último análisis comparativo se puede concluir que la norma E030 2018 posee derivas menores respecto a la norma E030 2016 , presentando mejor comportamiento estructural al momento de diseñar este tipo de estructural que viene a ser un auditorio.

Finalmente se puede comprobar la hipótesis en donde se evidencia con las anteriores graficas que emplear la normativa de diseño sismorresistente E030-2018 presenta un mejor comportamiento estructural que empleando la normativa de diseño sismorresistente E030-2016 al momento de realizar el diseño de un auditorio, ya que presenta un deriva estructural menor, siendo en las derivas máximas de dirección X-X menor en 12.67% y en la dirección Y-Y menor en 10.21%, cumpliendo con la normativa E030 siendo en ambos casos menor a 0.010 según lo indican las normas, caso contrario se observa cuando se aplica la norma E030-2016, las derivas llegan al límite siendo una estructura demasiado flexible.

CAPÍTULO V

DISCUSIÓN DE RESULTADOS

5.1 PRESENTAR LA CONTRASTACIÓN DE LOS RESULTADOS DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN

En su tesis, Martínez (2020) aborda el diseño de un almacén industrial con estructura metálica, considerando los efectos ambientales en el contexto peruano. El enfoque inicial de la tesis consistió en realizar el predimensionamiento de los elementos, seguido de un análisis detallado de cada uno de ellos. Este análisis se llevó a cabo conforme a las disposiciones de la norma E 030 del año 2018, verificando todos los parámetros sísmicos específicos del lugar y se empleó el software SOLIDWORKS para realizar el diseño agregando cargas sísmicas cargas de viento y cargas de techo con todo ello se pudo verificar que la norma E030 del año 2016 cumplida o eficiente para el desarrollo de una estructura metálica de almacén industrial sin la necesidad de cambiar los elementos predimensionado. En la tesis se llegó a los resultados que emplear la normativa de diseño sismorresistente E030-2018 presenta un mejor comportamiento estructural que empleando la normativa de diseño sismorresistente E030-2016, ya que presenta una deriva estructural menor, siendo en las derivas máximas en la dirección X-X menor de 19.58% y en la dirección Y-Y menor en 18.29%.

Caso contrario ocurre en la tesis de Tipacti (2020), en donde dicho autor realizó el diseño estructural de una edificación de 8 niveles de concreto armado también se partió desde el predimensionamiento de los elementos según el criterio de distintos autores en donde se empleó la norma E030 del año 2016 y la normativa E030 del año 2018 y al momento de realizar el análisis estructural en el software ETABS se observó que los elementos no cumplían con dicha norma por lo que se tuvo que rigidizar y aumentar las dimensiones de los elementos tanto de las columnas como de las vigas al final resultando elementos más robustos de lo predimensionado al inicio. En la tesis se llegó a los resultados que emplear la normativa de diseño sismorresistente E030-2018 no presento un mejor comportamiento estructural que empleando la

normativa de diseño sismorresistente E030-2016, ya que presenta una deriva estructural mayor, siendo en la deriva máxima en la dirección X-X mayor en 9.65% y en la dirección Y-Y mayor en 7.63%.

El principal objetivo de esta tesis fue realizar una evaluación comparativa de la norma E030 del año 2016 y 2018 de una estructura metálica y concreto que será un auditorio para ello primero se partió del predimensionamiento en donde se analizó la estructura con los elementos predimensionado siendo la norma E030 del 2018 la que presenta a menores resultados respecto a la norma E030 del 2016 también se observó que la norma E030 del 2018 presentaba mayores desplazamientos en el sentido x y en el sentido ya había una similitud entre ambas normas en las derivas inelásticas la norma E030 del año 2018 presentaba resultados menores representa el norma E030 del 2016 Y finalmente la fuerza cortante de la norma E030 del 2018 eran mayores a la fuerza cortante basal de la norma E030 del 2016 dando como conclusión que hay ciertos parámetros en donde la norma E030 2016 es mayor o presenta mayores resultados respecto a la norma E030 del año 2018 pero en cuanto a derivas la norma E030 del 2018 es mejor o presenta mejores resultados que la norma E030 del 2016

CONCLUSIONES

- Se concluye que emplear la norma E030 del año 2018 presenta mejores resultados que la norma E030 del año 2016 en el comportamiento estructural de un auditorio en la ciudad de Huánuco.
- Se concluye que la norma E030 del año 2018 presenta menores derivas, Se obtuvo como deriva máxima en la dirección X-X para la norma E030 2016 una deriva máxima de 0.0071 y Según la norma E030 2018, se establece una deriva máxima de 0.0062, mientras que para la norma E030 2016, la deriva máxima especificada es de 0.0098 en la dirección Y-Y. y para la norma E030 2018 una deriva máxima de 0.0088.
- Se concluye que la norma E030 del año 2018 presenta menores periodos de vibración natural en la estructura que la norma E030 del año 2016 en el comportamiento estructural de un auditorio en la ciudad de Huánuco.
- Se concluye que la norma E030 del año 2018 presenta mayores fuerzas cortantes basales que la norma E030 del año 2016 en el comportamiento estructural de un auditorio.

RECOMENDACIONES

- Recomienda realizar el estudio estructural en otros softwares para comprobar la veracidad de los resultados obtenidos como SAP2000 o Robot Structural.
- Se sugiere utilizar el programa CSICOL para llevar a cabo el diseño de las columnas de concreto armado que forman parte de la estructura.
- Se sugiere adherirse rigurosamente a todas las indicaciones detalladas en los planos estructurales con el fin de prevenir posibles fallas en la estructura.
- Se aconseja la utilización de vigas de cimentación en sistemas de este tipo con el propósito de disminuir las cargas aplicadas a las zapatas aisladas.
- Se aconseja el uso de software con licencias oficiales para aprovechar las amplias opciones de análisis y diseño disponibles para este tipo de estructuras.
- Se sugiere realizar un análisis no lineal de la edificación en futuras investigaciones.
- Se recomienda verificar cada proceso de análisis y diseño, ya que un mal uso de estos programas puede llevar a resultados erróneos y poco confiables.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ACI. (2006). *Code requirements for environmental engineering concrete structures and commentary*. EEUU: American Concrete Institute.
- Aguilar Falconi, R. (2007). *Análisis matricial de estructuras*. Ecuador: Universidad de Fuerzas Armadas ESPE.
- Andrés Rafael, A. C. (2020). *Análisis Del Desempeño Estructural Sísmico De Un Edificio De Multifamiliares En Acero Utilizando Tres Sistemas Estructurales: Pórticos Especiales A Momento, Pórticos Arriostrados Concéntricos Y Pórticos Arriost*. Ambato – Ecuador: Universidad Tecnica de Ambato.
- Arkiplus. (agosto de 2021). *Arkiplus*. Fonte: Arkiplus:
<https://www.arkiplus.com/cargas-estructurales/>
- arquinetpolis. (Septiembre de 2021). *arquinetpolis*. Fonte: arquinetpolis:
<https://arquinetpolis.com/programa-arquitectonico-000096/>
- Balestrini Acuña, M. (1997). *Como se Elabora el Proyecto de Investigación*. Caracas, Venezuela: BI Consultores Asociados.
- Boroschek, R. (2009). *Dinamica avanzada de estructural*. Santiago-Chile: Universidad de Chile.
- Cabanillas Infante, F. M. (2018). *Comportamiento Estructural Del Edificio De Industrias Alimentarias De La Universidad Nacional De Cajamarca Con Diferentes Tipos De Arriostres, 2017*. Cajamarca – Perú: Universidad Nacional De Cajamarca.
- Concepto.pe. (2021). *Concepto.pe*. Fonte: <https://concepto.de/>
- DePerú. (2020). *DePerú*. Fonte: <https://www.deperu.com/centros-poblados/matibamba-56220>

- Hernández Sampieri, R., Baptista, P., & Fernández, C. (2010). *Metodología de la investigación*. Mexico: McGraw-Hill.
- Hernández, H. (2018). *Respuesta sísmica de tanques elevados tipo pendulo invertido*. Morelia-México: Revista de Ingeniería Sísmica.
- Hernandez, R. F. (2014). *Metodología de la Investigación*. (6ta ed.). México D.F: McGraw-Hill.
- IGP. (2021). *Instituto Geofísico del Perú*. Fonte: Instituto Geofísico del Perú: <https://www.gob.pe/igp>
- Katherin Viviana, C. S. (2018). *Diseño De Una Edificación De Dos Pisos Con Estructura Metálica, Utilizando Vigas Y Columnas Compuestas (Acero – Concreto)*. Riobamba– Ecuador: Universidad Nacional de Chimborazo .
- Martínez Esquivés, J. M. (2020). *Diseño de una Nave de Estructura Metálica de tipo almacén industrial sometida a los efectos ambientales en el Perú para una empresa metal mecánica*. Trujillo – Perú: Universidad Cesar Vallejo.
- Milton Aarón, Á. M. (2020). *Diseño De Edificio De Acero De Ocho Niveles Con Sistemas De Marcos Arriostrados Concéntricamente (SCBF)*. Managua-Nicaragua : Universidad Nacional De Ingeniería.
- Ministerio de Vivienda, C. y. (2019). *Manual de operación y mantenimiento*.
Fonte: Sistema de agua potable:
http://minos.vivienda.gob.pe:8081/Documentos_SICA/modulos/FTA/SECCION%20IV/4.14/529736846_MANUAL%20O&M%20AGUA%20POTABLE.pdf
- Ministerio de Vivienda, C. y., & SENCICO. (2019). *Reglamento Nacional de Edificaciones*. Lima-Perú.

- RNE. (2019). *NORMA E.020*. Fuente: NORMA E.020:
<https://ww3.vivienda.gob.pe/DGPRVU/docs/RNE/T%C3%ADtulo%20II%20Edificaciones/50%20E.020%20CARGAS.pdf>
- RNE. (2019). *NORMA E.030*. Fuente: NORMA E.030:
<http://www3.vivienda.gob.pe/dgprvu/docs/RNE/T%C3%ADtulo%20III%20Edificaciones/51%20E.030%20DISENO%20SISMORRESISTENTE.pdf>
- RNE. (2019). *NORMA E.060*. Fuente: NORMA E.060:
http://www3.vivienda.gob.pe/dnc/archivos/Estudios_Normalizacion/Normalizacion/normas/E060_CONCRETO_ARMADO.pdf
- RNE. (2019). *NORMA E.090*. Fuente: NORMA E.090:
<https://ww3.vivienda.gob.pe/ejes/vivienda-y-urbanismo/documentos/Reglamento%20Nacional%20de%20Edificaciones.pdf>
- RUÍZ SALINAS, R. A. (2019). *Análisis y diseño estructural para la ejecución de edificios en el proyecto “clínica privada” del distrito de los Olivos, Lima*. Lima-Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Salinas, R. (2001). *curso de segunda especializacion de ingenieria sismorresistente*. Lima-Perú: Universidad Nacional de Ingeniería.
- San Bartolome Ramos, A. F. (1998). *Analisis de edificios*. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Tamayo y Tamayo, M. (2004). *El proceso de la investigación científica*. Limusa.
- Tipacti Gomez, L. J. (2020). *Modelamiento y diseño estructural de una edificación de 8 niveles de concreto armado, urbanización San Luis, distrito y provincia Ica*. TRUJILLO – PERÚ: Universidad Cesar Vallejo.

ANEXOS

ANEXO 1

MATRIZ DE CONSISTENCIA

Tabla 38

Matriz de consistencia.

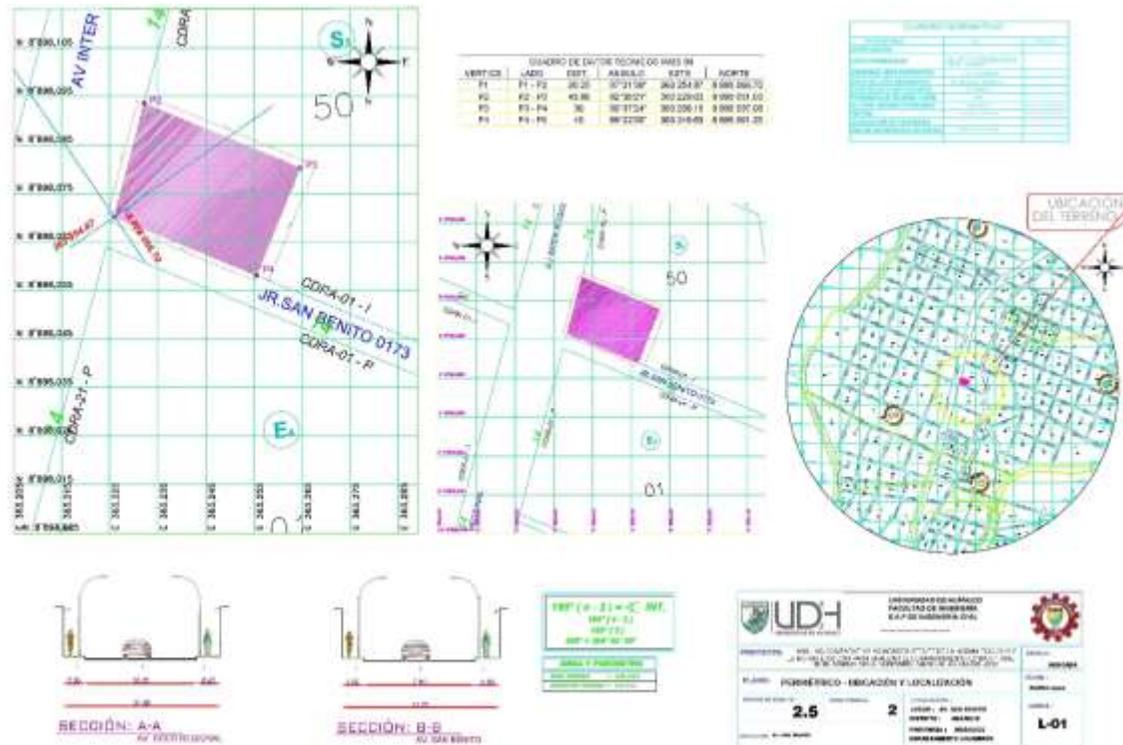
TÍTULO: ANÁLISIS COMPARATIVO SISMORRESISTENTE DE LA NORMA E030-2018 Y LA NORMA E030-2016 PARA ANALIZAR EL COMPARTIMIENTO ESTRUCTURAL EN EL DISEÑO DE UN AUDITORIO AMARILIS - HUÁNUCO - 2022					
Formulación del problema	Objetivos	Hipótesis	Variables	Metodología	Población y muestra
<p>Problema general:</p> <p>¿De qué manera se podrá determinar el análisis comparativo sismorresistente de la Norma E030-2018 y la norma E030-2016, para analizar el compartimiento estructural en el diseño de un auditorio, Amarilis - Huánuco - 2022?</p> <p>Problema específico:</p> <p>• ¿Cómo determinar el periodo de diseño entre la Norma E030-2018 y la norma E030-2016,</p>	<p>Objetivo General</p> <p>Determinar el análisis comparativo sismorresistente de la Norma E030-2018 y la norma E030-2016, para analizar el compartimiento estructural en el diseño de un auditorio, Amarilis - Huánuco - 2022.</p> <p>Objetivos específicos</p> <p>• Determinar el periodo de diseño entre la Norma E030-2018 y la norma E030-2016,</p>	<p>Hipótesis General</p> <p>Hi: La normativa de diseño sismorresistente E030-2018 presenta un mejor compartimiento estructural que la normativa de diseño sismorresistente E030-2016 al momento de realizar el diseño de un auditorio, Amarilis - Huánuco -2022.</p>	<p>Variable dependiente:</p> <p>Auditorio</p> <p>Variable independiente:</p> <p>Comportamiento estructural</p>	<p>Enfoque</p> <p>Será cuantitativo</p> <p>Alcance o nivel</p> <p>El alcance del proyecto es correlacional.</p> <p>Diseño</p> <p>Es no experimental</p>	<p>Población</p> <p>La población del presente proyecto será únicamente el auditorio a analizar el cual se encuentra ubicado en el distrito de Amarilis, provincia y departamento de Huánuco.</p> <p>Muestra</p> <p>La muestra del presente proyecto</p>

<p>E030-2018 y la norma E030-2016, para analizar el compartimiento estructural en el diseño de un auditorio, Amarilis - Huánuco -2022?</p> <p>• ¿Cómo determinar las derivas de entrepiso entre la Norma E030-2018 y la norma E030-2016, para analizar el compartimiento estructural en el diseño de un auditorio, Amarilis - Huánuco -2022?</p> <p>• ¿Cómo determinar las fuerzas cortantes de entrepiso entre la Norma E030-2018 y la norma E030-2016, para analizar el compartimiento estructural en el diseño de un auditorio, Amarilis - Huánuco - 2022?</p>	<p>para analizar el compartimiento estructural en el diseño de un auditorio, Amarilis - Huánuco - 2022.</p> <p>•Determinar las derivas de entrepiso entre la Norma E030-2018 y la norma E030-2016, para analizar el compartimiento estructural en el diseño de un auditorio, Amarilis - Huánuco - 2022.</p> <p>•Determinar las fuerzas cortantes de entrepiso entre la Norma E030-2018 y la norma E030-2016, para analizar el compartimiento estructural en el diseño de un auditorio, Amarilis - Huánuco -2022.</p>	<p>H0: La normativa de diseño sismorresistente E030-2018 no presenta un mejor compartimiento estructural que la normativa de diseño sismorresistente E030-2016 al momento de realizar el diseño de un auditorio, Amarilis - Huánuco -2022.</p>	<p>será únicamente el auditorio a analizar el cual se encuentra ubicado C.P la Esperanza, en el distrito de Amarilis, provincia y departamento de Huánuco.</p>
--	--	--	--

ANEXO 2

PLANO DE UBICACIÓN Y LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO

Figura 68
Plano de ubicación.

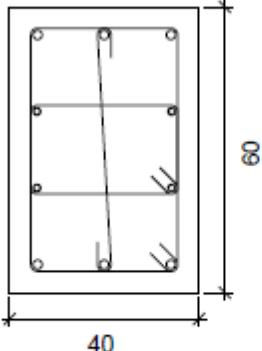


ANEXO 3

MEMORIA DE CALCULO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL

Comprobaciones de la Columna de 40X60 cm²

1.- 7.8 (420 - 780 CM)

Datos del pilar	
	Geometría
	Dimensiones : 40x60 cm
	Tramo : 4.200/7.800 m
	Altura libre : 3.60 m
	Recubrimiento geométrico : 4.0 cm
	Tamaño máximo de agregado : 15 mm
Materiales	Longitud de pandeo
Hormigón : $f_c=280$	Plano ZX : 3.60 m
Acero : Grado 60	Plano ZY : 3.60 m
Armadura longitudinal	Armadura transversal
Esquina : 4Ø3/4"	Estribos : 2eØ3/8"+Y1rØ3/8"
Cara X : 2Ø3/4"	Separación : 5 - 15 cm
Cara Y : 4Ø5/8"	
Cuantía : 1.04 %	

Disposiciones relativas a las armaduras (NTE E.060:2009, Artículos 7.6 y 7.10)

Armadura longitudinal

En elementos a compresión reforzados transversalmente con espirales o estribos, la distancia libre entre barras longitudinales no debe ser menor de $s_{l,min}$ (Artículo 7.6.3):

$$s_l \geq s_{l,min}$$

Donde:

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

$$s_1 = 1.5 \cdot d_b$$

$$s_2 = 40 \text{ mm}$$

$$s_3 = 1.33 \cdot d_{ag}$$

Siendo:

d_b : Diámetro de la barra más gruesa.

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

$$122 \text{ mm} \geq 40 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s_{l,min} : \underline{40} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{29} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{40} \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$d_b : \underline{19.0} \text{ mm}$$

$$d_{ag} : \underline{15} \text{ mm}$$

Estribos

En elementos a compresión reforzados transversalmente con espirales o estribos, la distancia libre entre refuerzos transversales no debe ser menor de $s_{e,min}$ (Artículo 7.6.3):

$$s_e \geq s_{e,min}$$

Donde:

$s_{e,min}$: Valor máximo de s_1 , s_2 , s_3 .

$$s_1 = 1.5 \cdot d_{be}$$

$$s_2 = 40 \text{ mm}$$

$$s_3 = 1.33 \cdot d_{ag}$$

Siendo:

$$50 \text{ mm} \geq 40 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s_{e,min} : \underline{40} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{14} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{40} \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

Comprobaciones del pilar P4

d_{be} : Diámetro de la barra más gruesa de la armadura transversal.

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

El espaciamiento vertical de los estribos no debe exceder $s_{t,max}$ (Artículo 7.10.5.2):

$$s_t \leq s_{t,max}$$

Donde:

$s_{t,max}$: Valor mínimo de s_1 , s_2 , s_3 .

$$s_1 = 16 \cdot d_b$$

$$s_2 = 48 \cdot d_{be}$$

$$s_3 = b_{min}$$

Siendo:

d_b : Diámetro de la barra comprimida más delgada.

d_{be} : Diámetro de la barra más delgada de la armadura transversal.

b_{min} : Menor dimensión transversal del elemento sometido a compresión.

Todas las barras no preesforzadas deben estar confinadas por medio de estribos transversales de por lo menos 8 mm para barras de hasta 5/8", de 3/8" para barras longitudinales de más de 5/8" hasta 1" y de 1/2" para barras longitudinales de mayor diámetro y para los paquetes de barras (Artículo 7.10.5.1):

$$5/8" < d_b \leq 1" \rightarrow d_{ho} \geq 3/8"$$

Donde:

d_b : Diámetro de la barra comprimida más gruesa.

d_{be} : Diámetro de la barra más delgada de la armadura transversal.

$$d_{be} : \frac{9.5}{\quad} \text{ mm}$$

$$d_{ag} : \frac{15}{\quad} \text{ mm}$$

$$50 \text{ mm} \leq 255 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s_{t,max} : \frac{255}{\quad} \text{ mm}$$

$$s_1 : \frac{255}{\quad} \text{ mm}$$

$$s_2 : \frac{457}{\quad} \text{ mm}$$

$$s_3 : \frac{400}{\quad} \text{ mm}$$

$$d_b : \frac{15.9}{\quad} \text{ mm}$$

$$d_{be} : \frac{9.5}{\quad} \text{ mm}$$

$$b_{min} : \frac{400}{\quad} \text{ mm}$$

$$\emptyset 3/8" \geq 3/8" \quad \checkmark$$

$$d_b : \frac{\emptyset 3/4"}{\quad}$$

$$d_{be} : \frac{\emptyset 3/8"}{\quad}$$

Armadura mínima y máxima (NTE E.060:2009, Artículo 10.9.1)

El área de refuerzo longitudinal total, A_{st} , para elementos en compresión no compuestos no debe ser menor que 0.01 ni mayor que 0.06 veces el área total, A_g , de la sección transversal (Artículo 10.9.1):

$$A_{st} \geq 0.01 \cdot A_g$$

$$25.06 \text{ cm}^2 \geq 24.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

$$A_{st} \leq 0.06 \cdot A_g$$

$$25.06 \text{ cm}^2 \leq 144.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

A_g : Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : \underline{2400.00} \text{ cm}^2$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (NTE E.060:2009, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \sqrt{\left(\frac{V_{u,x}}{\phi \cdot V_{n,x}}\right)^2 + \left(\frac{V_{u,y}}{\phi \cdot V_{n,y}}\right)^2} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.004} \quad \checkmark$$

Donde:

V_u : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$$V_{u,x} : \underline{0.058} \text{ t}$$

$$V_{u,y} : \underline{0.076} \text{ t}$$

$\phi \cdot V_n$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$$\phi \cdot V_{n,x} : \underline{22.891} \text{ t}$$

$$\phi \cdot V_{n,y} : \underline{22.421} \text{ t}$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Cabeza', para la combinación de hipótesis "1.4·PP+1.4·CM1".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección X:

Resistencia nominal a cortante en piezas que no requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n = V_c$$

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

Cuando M_m es negativo, V_c debe calcularse por medio de la ecuación:

$$V_c = 0.29 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g}}$$

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

Donde:

f'_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

$$\sqrt{f'_c} > 8.3 \text{ MPa}$$

Siendo:

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

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

$$M_m = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$

Donde:

M_u : Momento amplificado en la sección.

N_u : Carga axial amplificada normal a la sección transversal.

h : Altura de un elemento.

A_g : Área total de la sección de hormigón.

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que no requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

* * *

$$V_n : \underline{26.930} \text{ t}$$

$$V_c : \underline{26.930} \text{ t}$$

$$f'_c : \underline{280.00} \text{ kp/cm}^2$$

$$b_w : \underline{600} \text{ mm}$$

$$d : \underline{289} \text{ mm}$$

$$M_m : \underline{-0.005} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_u : \underline{-0.050} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$N_u : \underline{0.337} \text{ t}$$

$$h : \underline{400.00} \text{ mm}$$

$$A_g : \underline{2400.00} \text{ cm}^2$$

$$V_n : \underline{26.378} \text{ t}$$

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

Cuando M_m es negativo, V_c debe calcularse por medio de la ecuación:

$$V_c = 0.29 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g}}$$

([MPa] N_u/A_g y f_c)

Donde:

f_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

$$\sqrt{f_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

Siendo:

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

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

$$M_m = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$

Donde:

M_u : Momento amplificado en la sección.

N_u : Carga axial amplificada normal a la sección transversal.

h : Altura de un elemento.

A_g : Área total de la sección de hormigón.

$$V_c : \underline{26.378} \text{ t}$$

$$f_c : \underline{280.00} \text{ kp/cm}^2$$

$$b_w : \underline{400} \text{ mm}$$

$$d : \underline{425} \text{ mm}$$

$$M_m : \underline{-0.013} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_u : \underline{0.071} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$N_u : \underline{0.337} \text{ t}$$

$$h : \underline{600.00} \text{ mm}$$

$$A_g : \underline{2400.00} \text{ cm}^2$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas) (NTE E.060:2009, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \sqrt{\left(\frac{V_{u,x}}{\phi \cdot V_{n,x}}\right)^2 + \left(\frac{V_{u,y}}{\phi \cdot V_{n,y}}\right)^2} \leq 1$$

$\eta : \underline{0.019}$ ✓

Donde:

V_u : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

$V_{u,x} : \underline{0.049}$ t

$V_{u,y} : \underline{0.264}$ t

$\phi \cdot V_n$: Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

$\phi \cdot V_{n,x} : \underline{23.252}$ t

$\phi \cdot V_{n,y} : \underline{13.815}$ t

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "1.25·PP+0.9·CM1-SY".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección X:

Resistencia nominal a cortante en piezas que no requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n = V_c$$

$V_n : \underline{27.356}$ t

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

Cuando M_n es negativo, V_c debe calcularse por medio de la ecuación:

$$V_c = 0.29 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g}}$$

$V_c : \underline{27.356}$ t

([MPa] N_u/A_g y f_c)

Donde:

f_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

$f_c : \underline{280.00}$ kp/cm²

$$\sqrt{f_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

Siendo:

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

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

$$M_m = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$

Donde:

M_u : Momento amplificado en la sección.

N_u : Carga axial amplificada normal a la sección transversal.

h : Altura de un elemento.

A_g : Área total de la sección de hormigón.

$$b_w : \underline{600} \text{ mm}$$

$$d : \underline{289} \text{ mm}$$

$$M_m : \underline{-0.363} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_u : \underline{0.134} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$N_u : \underline{3.034} \text{ t}$$

$$h : \underline{400.00} \text{ mm}$$

$$A_g : \underline{2400.00} \text{ cm}^2$$

Cortante en la dirección Y:

Resistencia nominal a cortante en piezas que no requieren refuerzos de cortante, obtenida de acuerdo con el Artículo 11.1.1:

$$V_n = V_c$$

$$V_n : \underline{16.254} \text{ t}$$

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

$$V_c = \left(0.16 \cdot \sqrt{f_c} + 17 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_m} \right) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_c : \underline{16.254} \text{ t}$$

([MPa] f_c)

Sin embargo, V_c no debe tomarse mayor que:

$$V_c = 0.29 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g}}$$

$$V_c : \underline{26.794} \text{ t}$$

([MPa] N_u/A_g y f_c)

Donde:

f_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

f_c : 280.00 kp/cm²

$$\sqrt{f_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$

ρ_w : 0.010

Siendo:

A_s : Área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción.

A_s : 16.51 cm²

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

b_w : 400 mm

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

d : 425 mm

$$M_m = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$

M_m : 0.186 t·m

Donde:

M_u : Momento amplificado en la sección.

M_u : -0.935 t·m

N_u : Carga axial amplificada normal a la sección transversal.

N_u : 3.034 t

h : Altura de un elemento.

h : 600.00 mm

A_g : Área total de la sección de hormigón.

A_g : 2400.00 cm²

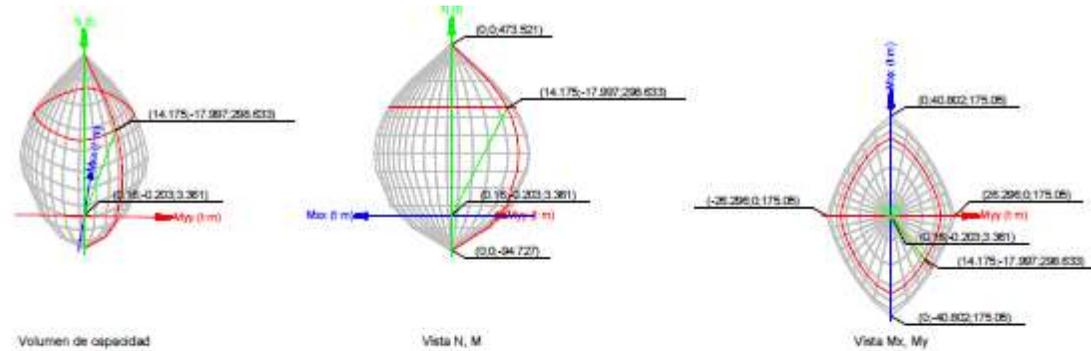
Estado límite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas) (NTE E.060:2009, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "1.4·PP+1.4·CM1".

Se debe satisfacer:

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

η : 0.011 ✓



Comprobación de resistencia de la sección (η_s)

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

P_u : Esfuerzo normal de cálculo.

M_u : Momento de cálculo de primer orden.

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

$\phi \cdot P_u$: Axil de agotamiento.

$\phi \cdot M_u$: Momentos de agotamiento.

$$P_u : \frac{3.361}{t}$$

$$M_{u,x} : \frac{-0.203}{t \cdot m}$$

$$M_{u,y} : \frac{0.160}{t \cdot m}$$

$$\phi \cdot P_u : \frac{298.633}{t}$$

$$\phi \cdot M_{u,x} : \frac{-17.997}{t \cdot m}$$

$$\phi \cdot M_{u,y} : \frac{14.175}{t \cdot m}$$

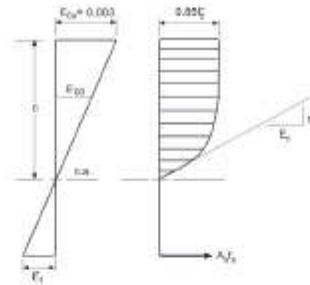
Cálculo de la capacidad resistente

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

Comprobaciones del pilar P4

- (a) El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y carga axial debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.
- (b) Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.
- (c) La máxima deformación unitaria utilizable del concreto, ϵ_{cu} , en la fibra extrema sometida a compresión, se asumirá igual a 0.003.
- (d) El esfuerzo en el refuerzo deberá tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias en el refuerzo mayores que las correspondientes a f_y , el esfuerzo se considerará independiente de la deformación unitaria e igual a f_y .
- (e) La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.
- (f) La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que permita una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos de laboratorio representativos.

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



f_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

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

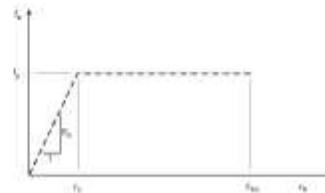
ϵ_{cs} : Deformación unitaria bajo carga máxima.

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

f_c : 280.00 kp/cm²

ϵ_{cu} : 0.0030

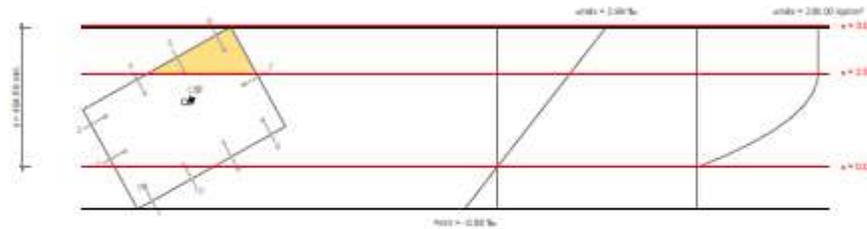
ϵ_{cs} : 0.0020



f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

f_y : 4200.00 kp/cm²

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



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_y (kp/cm ²)	ϵ
1	Ø3/4"	-140.95	240.95	-812.54	-0.000398
2	Ø3/4"	0.00	240.95	+703.49	+0.000345
3	Ø3/4"	140.95	240.95	+2219.51	+0.001089
4	Ø5/8"	142.54	80.32	+3196.25	+0.001568
5	Ø5/8"	142.54	-80.32	+4155.92	+0.002038
6	Ø3/4"	140.95	-240.95	+4200.00	+0.002500
7	Ø3/4"	0.00	-240.95	+3582.48	+0.001757
8	Ø3/4"	-140.95	-240.95	+2066.46	+0.001013

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f, (kp/cm ²)	ε
9	Ø5/8"	-142.54	-80.32	+1089.72	+0.000534
10	Ø5/8"	-142.54	80.32	+130.05	+0.000064

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	375.476	43.77	-53.50
Cs	53.458	65.25	-94.71
T	2.316	-140.95	240.95

$$P_n = C_c + C_s - T$$

$$M_{n,x} = C_c \cdot e_{c,y} + C_s \cdot e_{s,y} - T \cdot e_{t,x}$$

$$M_{n,y} = C_c \cdot e_{c,x} + C_s \cdot e_{s,x} - T \cdot e_{t,y}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

T: Resultante de tracciones en el acero.

e_{c,x}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{s,x}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_t: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

ε_{comp}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

ε_{tracc}: Deformación de la barra de acero más traccionada.

σ_{comp}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$P_n : \underline{426.618} \text{ t}$$

$$M_{n,x} : \underline{-25.711} \text{ t-m}$$

$$M_{n,y} : \underline{20.249} \text{ t-m}$$

$$C_c : \underline{375.476} \text{ t}$$

$$C_s : \underline{53.458} \text{ t}$$

$$T : \underline{2.316} \text{ t}$$

$$e_{c,x} : \underline{43.77} \text{ mm}$$

$$e_{c,y} : \underline{-53.50} \text{ mm}$$

$$e_{s,x} : \underline{65.25} \text{ mm}$$

$$e_{s,y} : \underline{-94.71} \text{ mm}$$

$$e_{t,x} : \underline{-140.95} \text{ mm}$$

$$e_{t,y} : \underline{240.95} \text{ mm}$$

$$\epsilon_{comp} : \underline{0.0030}$$

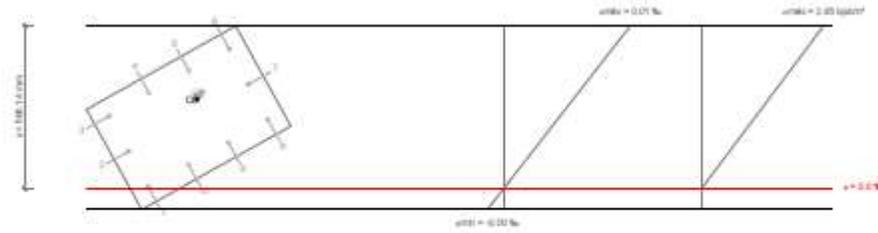
$$\epsilon_{tracc} : \underline{0.0004}$$

$$\sigma_{comp} : \underline{238.00} \text{ kp/cm}^2$$

σ_{max} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

σ_{max} : 812.54 kp/cm²

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



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_s (kp/cm ²)	ϵ
1	Ø3/4"	-140.95	240.95	+0.25	+0.000000
2	Ø3/4"	0.00	240.95	+5.77	+0.000003
3	Ø3/4"	140.95	240.95	+11.29	+0.000006
4	Ø5/8"	142.54	80.32	+14.84	+0.000007
5	Ø5/8"	142.54	-80.32	+18.33	+0.000009
6	Ø3/4"	140.95	-240.95	+21.76	+0.000011
7	Ø3/4"	0.00	-240.95	+16.24	+0.000008
8	Ø3/4"	-140.95	-240.95	+10.72	+0.000005

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f, (kp/cm ²)	ε
9	Ø5/8*	-142.54	-80.32	+7.17	+0.000004
10	Ø5/8*	-142.54	80.32	+3.68	+0.000002

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	3.086	46.78	-58.30
Cs	0.276	55.13	-82.28
T	0.000	0.00	0.00

$$P_u = C_c + C_s - T$$

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

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

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

T: Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_t: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

ε_{cc,max}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

ε_{cs,max}: Deformación de la barra de acero más traccionada.

σ_{cc,max}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

σ_{cs,max}: Tensión de la barra de acero más traccionada.

$$P_u : \underline{3.361} \text{ t}$$

$$M_{u,x} : \underline{-0.203} \text{ t-m}$$

$$M_{u,y} : \underline{0.160} \text{ t-m}$$

$$C_c : \underline{3.086} \text{ t}$$

$$C_s : \underline{0.276} \text{ t}$$

$$T : \underline{0.000} \text{ t}$$

$$e_{cc,x} : \underline{46.78} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} : \underline{-58.30} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} : \underline{55.13} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} : \underline{-82.28} \text{ mm}$$

$$e_t : \underline{0.00} \text{ mm}$$

$$\epsilon_{cc,max} : \underline{0.0000}$$

$$\epsilon_{cs,max} : \underline{0.0000}$$

$$\sigma_{cc,max} : \underline{2.95} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sigma_{cs,max} : \underline{0.00} \text{ kp/cm}^2$$

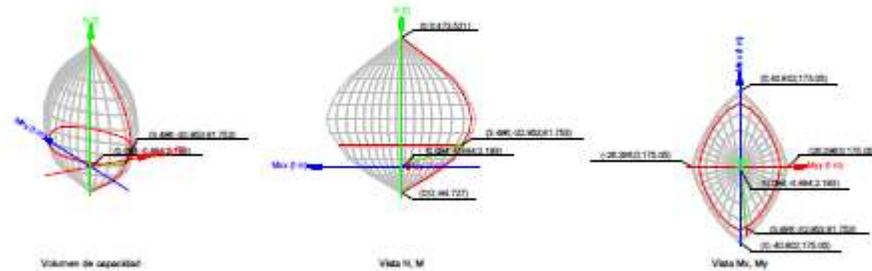
Estado límite de agotamiento frente a sollicitaciones normales (combinaciones sísmicas) (NTE E.060:2009, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en 'Pie', para la combinación de hipótesis "0.9-PP+0.9-CM1-SY".

Se debe satisfacer:

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

$\eta : 0.027 \checkmark$



Comprobación de resistencia de la sección (η_s)

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

P_u : Esfuerzo normal de cálculo.

M_u : Momento de cálculo de primer orden.

$P_u : 2.193 \text{ t}$
 $M_{u,x} : -0.884 \text{ t-m}$
 $M_{u,y} : 0.094 \text{ t-m}$

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

ϕP_n : Axil de agotamiento.

ϕM_n : Momentos de agotamiento.

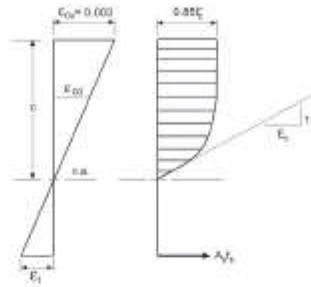
$$\begin{aligned}\phi P_n &: \underline{81.753} \text{ t} \\ \phi M_{nx} &: \underline{-32.953} \text{ t}\cdot\text{m} \\ \phi M_{ny} &: \underline{3.496} \text{ t}\cdot\text{m}\end{aligned}$$

Cálculo de la capacidad resistente

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

- El diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión y carga axial debe satisfacer las condiciones de equilibrio y de compatibilidad de deformaciones.
- Las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el concreto deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.
- La máxima deformación unitaria utilizable del concreto, ϵ_{cu} , en la fibra extrema sometida a compresión, se asumirá igual a 0.003.
- El esfuerzo en el refuerzo deberá tomarse como E_s veces la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias en el refuerzo mayores que las correspondientes a f_y , el esfuerzo se considerará independiente de la deformación unitaria e igual a f_y .
- La resistencia a la tracción del concreto no debe considerarse en los cálculos de elementos de concreto reforzado sometidos a flexión y a carga axial.
- La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el concreto y la deformación unitaria del concreto se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que permita una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos de laboratorio representativos.

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



f_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

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

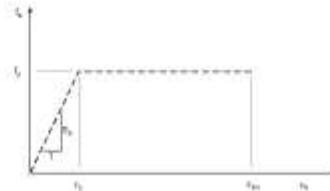
ϵ_{sp} : Deformación unitaria bajo carga máxima.

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

f_c : 280.00 kp/cm²

ϵ_{cu} : 0.0030

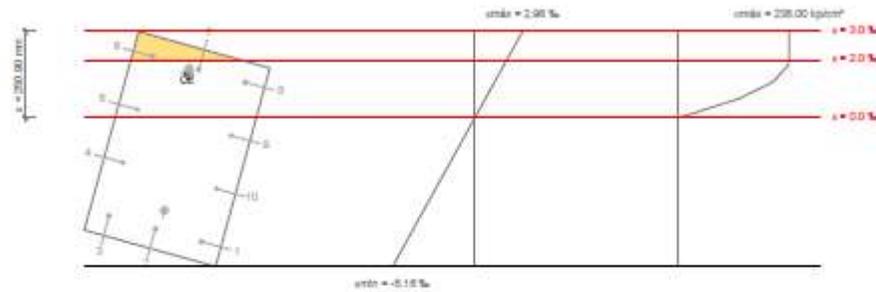
ϵ_{sp} : 0.0020



f_r : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

f_r : 4200.00 kp/cm²

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



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f_r (kp/cm ²)	ϵ
1	Ø3/4"	-140.95	240.95	-4200.00	-0.004298
2	Ø3/4"	0.00	240.95	-4200.00	-0.003852
3	Ø3/4"	140.95	240.95	-4200.00	-0.003406
4	Ø5/8"	142.54	80.32	-3177.82	-0.001559
5	Ø5/8"	142.54	-80.32	+578.44	+0.000284
6	Ø3/4"	140.95	-240.95	+4200.00	+0.002121
7	Ø3/4"	0.00	-240.95	+3414.68	+0.001675
8	Ø3/4"	-140.95	-240.95	+2504.92	+0.001229

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f. (kp/cm ²)	ε
9	Ø5/8*	-142.54	-80.32	-1261.58	-0.000619
10	Ø5/8*	-142.54	80.32	-4200.00	-0.002461

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	139.901	25.03	-217.33
Cs	29.992	28.17	-234.78
T	53.102	-12.20	181.35

$$P_x = C_c + C_s - T$$

$$M_{1,x} = C_c \cdot e_{cc,y} + C_s \cdot e_{cs,y} - T \cdot e_{t,y}$$

$$M_{1,y} = C_c \cdot e_{cc,x} + C_s \cdot e_{cs,x} - T \cdot e_{t,x}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

T: Resultante de tracciones en el acero.

e_{cc}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{cs}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_t: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

ε_{ccmax}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

ε_{csmax}: Deformación de la barra de acero más traccionada.

σ_{ccmax}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$P_x = \underline{116.790} \text{ t}$$

$$M_{1,x} = \underline{-47.076} \text{ t-m}$$

$$M_{1,y} = \underline{4.995} \text{ t-m}$$

$$C_c = \underline{139.901} \text{ t}$$

$$C_s = \underline{29.992} \text{ t}$$

$$T = \underline{53.102} \text{ t}$$

$$e_{cc,x} = \underline{25.03} \text{ mm}$$

$$e_{cc,y} = \underline{-217.33} \text{ mm}$$

$$e_{cs,x} = \underline{28.17} \text{ mm}$$

$$e_{cs,y} = \underline{-234.78} \text{ mm}$$

$$e_{t,x} = \underline{-12.20} \text{ mm}$$

$$e_{t,y} = \underline{181.35} \text{ mm}$$

$$\epsilon_{ccmax} = \underline{0.0030}$$

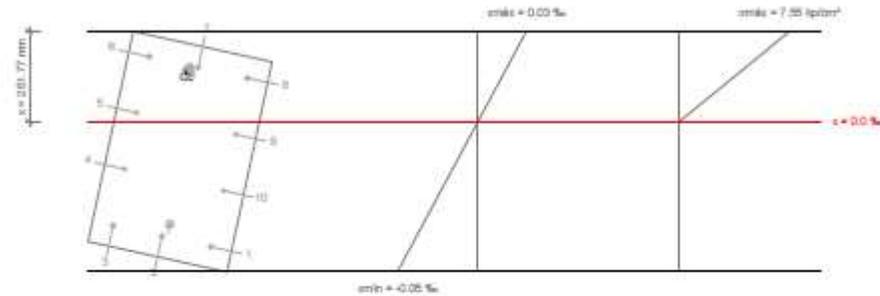
$$\epsilon_{csmax} = \underline{0.0043}$$

$$\sigma_{ccmax} = \underline{238.00} \text{ kp/cm}^2$$

σ_{max} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

σ_{max} : 4200.00 kp/cm²

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



Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f, (kp/cm ²)	ϵ
1	Ø3/4"	-140.95	240.95	-90.34	-0.000044
2	Ø3/4"	0.00	240.95	-82.62	-0.000041
3	Ø3/4"	140.95	240.95	-74.91	-0.000037
4	Ø5/8"	142.54	80.32	-34.19	-0.000017
5	Ø5/8"	142.54	-80.32	+6.45	+0.000003
6	Ø3/4"	140.95	-240.95	+46.99	+0.000023
7	Ø3/4"	0.00	-240.95	+39.27	+0.000019
8	Ø3/4"	-140.95	-240.95	+31.56	+0.000015

Barra	Designación	Coord. X (mm)	Coord. Y (mm)	f _s (kp/cm ²)	ε
9	Ø5/8*	-142.54	-80.32	-9.16	-0.000004
10	Ø5/8*	-142.54	80.32	-49.80	-0.000024

	Resultante (t)	e.x (mm)	e.y (mm)
Cc	2.737	26.51	-226.56
Cs	0.349	23.03	-235.04
T	0.892	-14.83	204.28

$$P_u = C_c + C_s - T$$

$$M_{u,x} = C_c \cdot e_{c,c,y} + C_s \cdot e_{c,s,y} - T \cdot e_{t,x}$$

$$M_{u,y} = C_c \cdot e_{c,c,x} + C_s \cdot e_{c,s,x} - T \cdot e_{t,y}$$

Donde:

C_c: Resultante de compresiones en el hormigón.

C_s: Resultante de compresiones en el acero.

T: Resultante de tracciones en el acero.

e_{c,c}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el hormigón en la dirección de los ejes X e Y.

e_{c,s}: Excentricidad de la resultante de compresiones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

e_t: Excentricidad de la resultante de tracciones en el acero en la dirección de los ejes X e Y.

ε_{comp}: Deformación de la fibra más comprimida de hormigón.

ε_{tracc}: Deformación de la barra de acero más traccionada.

σ_{comp}: Tensión de la fibra más comprimida de hormigón.

$$P_u = \underline{2.193} \text{ t}$$

$$M_{u,x} = \underline{-0.884} \text{ t-m}$$

$$M_{u,y} = \underline{0.094} \text{ t-m}$$

$$C_c = \underline{2.737} \text{ t}$$

$$C_s = \underline{0.349} \text{ t}$$

$$T = \underline{0.892} \text{ t}$$

$$e_{c,c,x} = \underline{26.51} \text{ mm}$$

$$e_{c,c,y} = \underline{-226.56} \text{ mm}$$

$$e_{c,s,x} = \underline{23.03} \text{ mm}$$

$$e_{c,s,y} = \underline{-235.04} \text{ mm}$$

$$e_{t,x} = \underline{-14.83} \text{ mm}$$

$$e_{t,y} = \underline{204.28} \text{ mm}$$

$$\epsilon_{comp} = \underline{0.0000}$$

$$\epsilon_{tracc} = \underline{0.0000}$$

$$\sigma_{comp} = \underline{7.55} \text{ kp/cm}^2$$

σ_{max} : Tensión de la barra de acero más traccionada.

σ_{max} : 90.34 kp/cm²

Criterios de diseño por sismo (NTE E.060:2009, Artículo 21)

Geometría

La dimensión menor de la sección transversal, medida en cualquier línea recta que pase por su centroide geométrico, no debe ser menor de 250.00 mm (Artículo 21.6.1.2):

$$b \geq 250 \text{ mm}$$

$$400.00 \text{ mm} \geq 250.00 \text{ mm} \quad \checkmark$$

Donde:

b: Dimensión menor de la sección del soporte.

$$b : \frac{400.00}{\text{mm}}$$

La relación entre la dimensión menor de la sección transversal y la dimensión perpendicular no debe ser menor que 0.25 (Artículo 21.6.1.3):

$$\frac{b}{h} \geq 0.4$$

$$0.7 \geq 0.3 \quad \checkmark$$

Donde:

b: Dimensión menor de la sección del soporte.

h: Dimensión mayor de la sección del soporte.

$$b : \frac{400.00}{\text{mm}}$$

$$h : \frac{600.00}{\text{mm}}$$

Armadura longitudinal

La cuantía de refuerzo longitudinal, A_{st} , no será menor que 1% ni mayor que 6% del área total de la sección transversal (Artículo 21.6.3.1):

$$A_{st} \geq 0.01 \cdot A_g$$

$$25.06 \text{ cm}^2 \geq 24.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

$$A_{st} \leq 0.06 \cdot A_g$$

$$25.06 \text{ cm}^2 \leq 144.00 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Donde:

A_g: Área total de la sección de hormigón.

$$A_g : \frac{2400.00}{\text{cm}^2}$$

Armadura transversal

El área total de la sección transversal del refuerzo de estribos cerrados de confinamiento rectangulares, A_{sh} , no debe ser menor que $A_{sh,req}$ (Artículo 21.6.1.4):

En el eje X:

$$A_{sh} \geq A_{sh,req}$$

Donde:

$A_{sh,req}$: Valor máximo de A_{sh1} , A_{sh2} .

$$A_{sh1} = 0.3 \cdot \frac{s \cdot b_c \cdot f_c}{f_{yt}} \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right)$$

$$A_{sh2} = 0.09 \cdot \frac{s \cdot b_c \cdot f_c}{f_{yt}}$$

Siendo:

s : Espaciamiento medido centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

b_c : Dimensión del núcleo confinado del elemento normal al refuerzo con área A_{ch} y esfuerzo de fluencia f_y medida centro a centro del refuerzo de confinamiento.

f_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

f_{yt} : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal.

A_g : Área total de la sección de hormigón.

A_{ch} : Área del núcleo confinado medida al exterior del refuerzo de confinamiento.

En el eje Y:

$$A_{sh} \geq A_{sh,req}$$

Donde:

$A_{sh,req}$: Valor máximo de A_{sh1} , A_{sh2} .

$$A_{sh1} = 0.3 \cdot \frac{s \cdot b_c \cdot f_c}{f_{yt}} \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right)$$

$$2.85 \text{ cm}^2 \geq 2.63 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

$$A_{sh,req} : \underline{2.63} \text{ cm}^2$$

$$A_{sh1} : \underline{2.63} \text{ cm}^2$$

$$A_{sh2} : \underline{1.53} \text{ cm}^2$$

$$s : \underline{50} \text{ mm}$$

$$b_c : \underline{510} \text{ mm}$$

$$f_c : \underline{280.00} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_{yt} : \underline{4200.00} \text{ kp/cm}^2$$

$$A_g : \underline{2400.00} \text{ cm}^2$$

$$A_{ch} : \underline{1584.90} \text{ cm}^2$$

$$2.14 \text{ cm}^2 \geq 1.60 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

$$A_{sh,req} : \underline{1.60} \text{ cm}^2$$

$$A_{sh1} : \underline{1.60} \text{ cm}^2$$

$$A_{sh2} = 0.09 \cdot \frac{s \cdot b_c \cdot f_c}{f_y}$$

Siendo:

s: Espaciamiento medido centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

b_c: Dimensión del núcleo confinado del elemento normal al refuerzo con área A_{sh} y esfuerzo de fluencia f_y medida centro a centro del refuerzo de confinamiento.

f_c: Resistencia especificada a la compresión del concreto.

f_y: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal.

A_s: Área total de la sección de hormigón.

A_{sh}: Área del núcleo confinado medida al exterior del refuerzo de confinamiento.

La separación del refuerzo transversal no debe exceder s_{límite} (Artículo 21.6.4.2):

$$s_0 \leq s_{límite}$$

Donde:

s_{límite}: Valor mínimo de s₀₁, s₀₂, s₀₃.

$$s_{01} = b_{min}/3$$

$$s_{02} = 6 \cdot d_b$$

$$s_{03} = 100$$

Siendo:

b_{min}: Menor dimensión del elemento sometido a compresión.

d_b: Diámetro de la barra comprimida más delgada.

La distancia, centro a centro, transversal al eje del elemento, entre las ramas de estribos cerrados de confinamiento múltiples o entre las grapas suplementarias, h_{tr}, no deben exceder 350 mm medidos centro a centro (Artículo 21.6.4.3):

En el eje X:

$$A_{sh2} : \underline{0.93} \text{ cm}^2$$

$$s : \underline{50} \text{ mm}$$

$$b_c : \underline{310} \text{ mm}$$

$$f_c : \underline{280.00} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_y : \underline{4200.00} \text{ kp/cm}^2$$

$$A_s : \underline{2400.00} \text{ cm}^2$$

$$A_{sh} : \underline{1584.90} \text{ cm}^2$$

$$50 \text{ mm} \leq 96 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s_{límite} : \underline{96} \text{ mm}$$

$$s_{01} : \underline{133} \text{ mm}$$

$$s_{02} : \underline{96} \text{ mm}$$

$$s_{03} : \underline{100} \text{ mm}$$

$$b_{min} : \underline{400.00} \text{ mm}$$

$$d_b : \underline{15.9} \text{ mm}$$

$$h_x \leq 350 \text{ mm}$$

Donde:

h_x : Espaciamiento máximo horizontal, medido centro a centro, entre ganchos suplementarios o ramas de estribos cerrados de confinamiento en todas las caras de la columna.

En el eje Y:

$$h_x \leq 350 \text{ mm}$$

Donde:

h_x : Espaciamiento máximo horizontal, medido centro a centro, entre ganchos suplementarios o ramas de estribos cerrados de confinamiento en todas las caras de la columna.

$$155 \text{ mm} \leq 350 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$h_x : \underline{155} \text{ mm}$$

$$175 \text{ mm} \leq 350 \text{ mm} \quad \checkmark$$

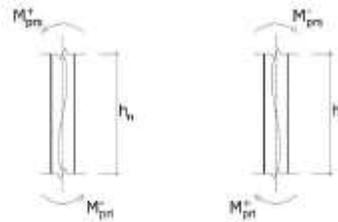
$$h_x : \underline{175} \text{ mm}$$

Resistencia mínima a flexión de columnas. (NTE-E.060)

En esta zona no son aplicables las comprobaciones de diseño por capacidad. ✓

Requisitos de resistencia al cortante en columnas. (NTE-E.060)

La fuerza de cortante de diseño, V_d , se debe determinar considerando las máximas fuerzas que se puedan generar en las caras de los nudos en cada extremo del elemento. Estas fuerzas se deben determinar usando las resistencias máximas probables en flexión, M_{pr} , en cada extremo del elemento, correspondientes al rango de cargas axiales amplificadas, P_u , que actúan en él.
No es necesario que las fuerzas cortantes en el elemento sean mayores que aquellas determinadas a partir de la resistencia de los nudos, basada en M_u de los elementos transversales que llegan al nudo.



Se debe satisfacer:

$$\phi \cdot V_n \geq V_d$$

Donde:

ϕ : Factor de reducción de resistencia

V_n : Resistencia nominal a cortante.

V_d : Fuerza cortante de diseño, valor máximo entre V_{dX} , V_{dY} .

$$\phi : 0.85$$

$$V_{dX} = \frac{M_{pn}^- + M_{pn}^+}{h_n}$$

$$V_{dY} = \frac{M_{pn}^+ + M_{pn}^-}{h_n}$$

Siendo:

h_n : Altura libre del elemento.

M_{pn} : Resistencia probable a la flexión del elemento.

$$M_{pn} = 1.25 \cdot M_n$$

Donde:

M_n : Resistencia nominal a la flexión del elemento.

	h_n (m)	M_{pn}^+ (t·m)	M_{pn}^- (t·m)	M_{pn}^+ (t·m)	M_{pn}^- (t·m)	V_{dX} (t)	V_{dY} (t)	V_n (t)	$\phi \cdot V_n$ (t)	
Cortante en el eje X	3.60	14.91	14.91	14.56	14.56	8.19	8.19	8.19	75.42	✓
Cortante en el eje Y	3.60	23.25	23.25	22.84	22.84	12.80	12.80	12.80	67.35	✓ *

(*): pésimo

Comprobaciones de diseño la viga de 30X45 cm²

1.- DESCRIPCIÓN

Datos de la viga	
	Geometría
	Dimensiones : 30x45
	Luz libre : 4.1 m
	Recubrimiento geométrico superior : 4.0 cm
	Recubrimiento geométrico inferior : 4.0 cm
	Recubrimiento geométrico lateral : 4.0 cm
	Materiales
	Hormigón : $f_c = 280$
	Armadura longitudinal : Grado 60
	Armadura transversal : Grado 60

2.- RESUMEN DE LAS COMPROBACIONES

Vano	COMPROBACIONES DE RESISTENCIA (NTE E.060:2009)																Estado				
	Disp.	Arm.	Q	Q.S.	N.M	N.M.S.	T ₁	T _a	T _e	T _{NM}	T _{V₁}	T _{V₂}	T _{V₃}	T _{V₄}	T _{Disp.}	T _{Disp.}		T _{Geom.}	T _{Arm.}	S _{am}	Cap. H
V-112: P75 - P97	Cumple	Cumple	3,886 m $\eta = 3,2$	2,853 m $\eta = 4,3$	4,084 m $\eta = 31,7$	4,084 m $\eta = 57,7$	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	0,000 m Cumple	3,510 m Cumple	CUMPLE $\eta = 57,7$
<p>Notación:</p> <p>Disp.: Disposiciones relativas a las armaduras</p> <p>Arm.: Armadura inferior y superior</p> <p>Q: Estado límite de agotamiento frente a corte (combinaciones no sismicas)</p> <p>Q.S.: Estado límite de agotamiento frente a corte (combinaciones sismicas)</p> <p>N.M: Estado límite de agotamiento frente a sollicitaciones normales (combinaciones no sismicas)</p> <p>N.M.S.: Estado límite de agotamiento frente a sollicitaciones normales (combinaciones sismicas)</p> <p>T₁: Estado límite de agotamiento por torsión. Compresión oblicua</p> <p>T_a: Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en el alma</p> <p>T_e: Estado límite de agotamiento por torsión. Tracción en las armaduras longitudinales</p> <p>T_{NM}: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y esfuerzos normales. Flexión alrededor del eje X</p> <p>T_{V₁}: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y corte en el eje X. Compresión oblicua</p> <p>T_{V₂}: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y corte en el eje Y. Tracción en el alma</p> <p>T_{V₃}: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y corte en el eje X. Tracción en el alma</p> <p>T_{V₄}: Estado límite de agotamiento por torsión. Interacción entre torsión y corte en el eje Y. Tracción en el alma</p> <p>T_{Disp.}: Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura longitudinal</p> <p>T_{Disp.}: Estado límite de agotamiento por torsión. Separación entre las barras de la armadura transversal</p> <p>T_{Geom.}: Estado límite de agotamiento por torsión. Diámetro mínimo de la estructura longitudinal</p> <p>T_{Arm.}: Estado límite de agotamiento por torsión. Cuanto mínima de estribos cerrados</p> <p>S_{am}: Control de diseño por sismo</p> <p>Cap. H: Requisito de resistencia a corte. Fuerzas de diseño</p> <p>x: Distancia al origen de la barra</p> <p>η: Coeficiente de aprovechamiento (%)</p> <p>N.P.: No procede</p> <p>Comprobaciones que no procede (N.P.):</p> <p>⁽¹⁾ La comprobación del estado límite de agotamiento por torsión no procede, ya que no hay momento torsor</p> <p>⁽²⁾ La comprobación no procede, ya que no hay interacción entre torsión y esfuerzos normales</p>																					
Vano	COMPROBACIONES DE FISURACIÓN (NTE E.060:2009)								Estado												
	Z _{C, sup.}	Z _{C, lat. der.}	Z _{C, inf.}	Z _{C, lat. izq.}	S _{C, sup.}	S _{C, lat. der.}	S _{C, inf.}	S _{C, lat. izq.}													
V-112: P75 - P97	x: 4,084 m Cumple	x: 4,084 m Cumple	x: 1,511 m Cumple	x: 4,084 m Cumple	Cumple	Cumple	x: 0 m Cumple	Cumple	CUMPLE												
<p>Notación:</p> <p>Z_{C, sup.}: Comprobación del ancho de las grietas por flexión: Cara superior</p> <p>Z_{C, lat. der.}: Comprobación del ancho de las grietas por flexión: Cara lateral derecha</p> <p>Z_{C, inf.}: Comprobación del ancho de las grietas por flexión: Cara inferior</p> <p>Z_{C, lat. izq.}: Comprobación del ancho de las grietas por flexión: Cara lateral izquierda</p> <p>S_{C, sup.}: Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara superior</p> <p>S_{C, lat. der.}: Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara lateral derecha</p> <p>S_{C, inf.}: Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara inferior</p> <p>S_{C, lat. izq.}: Comprobación de la separación máxima entre barras: Cara lateral izquierda</p> <p>x: Distancia al origen de la barra</p> <p>η: Coeficiente de aprovechamiento (%)</p>																					

Viga	Activa (Característica) $f_{s,adm} \leq f_{s,car}$ $f_{s,adm} = L/480$	Estado
V-112: P75 - P97	$f_{s,adm}: 0.02 \text{ mm}$ $f_{s,car}: 3.51 \text{ mm}$	CUMPLE

3.- COMPROBACIONES DE RESISTENCIA

V-112: P75 - P97 (P75 - 0.654 m, Negativos)

Disposiciones relativas a las armaduras (NTE E.060:2009, Artículos 7.6 y 7.10)

Armadura longitudinal

La distancia libre mínima entre barras paralelas de una capa no debe ser menor de s_{min} (Artículo 7.6.1):

$$s_1 \geq s_{1,min}$$

Donde:

$s_{1,max}$: Valor máximo de s_1 , s_2 , s_3 .

$$s_1 = d_b$$

$$s_2 = 25 \text{ mm}$$

$$s_3 = 1.33 \cdot d_{ag}$$

Siendo:

d_b : Diámetro de la barra más gruesa.

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

$$81 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s_{1,max} : \underline{25} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{13} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{25} \text{ mm}$$

$$s_3 : \underline{20} \text{ mm}$$

$$d_b : \underline{12.7} \text{ mm}$$

$$d_{ag} : \underline{15} \text{ mm}$$

Armadura mínima y máxima (NTE E.060:2009, Artículos 10.5.1, 10.5.2, 10.5.3 y 10.9.1)

La cuantía de refuerzo longitudinal (A_s) no debe ser menor que $A_{s,min}$ (Artículos 10.5.2 y 10.5.3):

$$A_s \geq A_{s,min}$$

Donde:

$$A_{s,min} = \frac{0.22 \cdot \sqrt{f_c}}{f_y} \cdot A_g$$

Siendo:

f_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

A_g : Área total de la sección de hormigón.

$$7.60 \text{ cm}^2 \geq 3.78 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

$$A_{s,min} : \underline{3.78} \text{ cm}^2$$

$$f_c : \frac{280.00}{\text{kp/cm}^2}$$

$$f_y : \frac{4200.00}{\text{kp/cm}^2}$$

$$A_g : \frac{1350.00}{\text{cm}^2}$$

Flexión negativa alrededor del eje X:

La cuantía de refuerzo longitudinal (A_s) no debe ser menor que $A_{s,min}$ (Artículos 10.5.2 y 10.5.3):

$$A_s \geq A_{s,min}$$

Donde:

$$A_{s,min} = \frac{0.22 \cdot \sqrt{f_c}}{f_y} \cdot b_w \cdot d$$

Siendo:

f_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

b_w : Ancho del alma.

d : Canto útil de la sección.

$$3.80 \text{ cm}^2 \geq 3.31 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

$$A_{s,min} : \underline{3.31} \text{ cm}^2$$

$$f_c : \frac{280.00}{\text{kp/cm}^2}$$

$$f_y : \frac{4200.00}{\text{kp/cm}^2}$$

$$b_w : \frac{300}{\text{mm}}$$

$$d : \frac{394}{\text{mm}}$$

Flexión positiva alrededor del eje Y:

La cuantía de refuerzo longitudinal (A_s) no debe ser menor que $A_{s,min}$ (Artículos 10.5.2 y 10.5.3):

$$A_s \geq A_{s,min}$$

Donde:

$$5.07 \text{ cm}^2 \geq 2.48 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

$$A_{s,req} = \frac{0.22 \cdot \sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot b_w \cdot d$$

Siendo:

f'_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

b_w : Ancho del alma.

d : Canto útil de la sección.

Flexión negativa alrededor del eje Y:

La cuantía de refuerzo longitudinal (A_s) no debe ser menor que $A_{s,req}$ (Artículos 10.5.2 y 10.5.3):

$$A_s \geq A_{s,req}$$

Donde:

$$A_{s,req} = \frac{0.22 \cdot \sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot b_w \cdot d$$

Siendo:

f'_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

f_y : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo.

b_w : Ancho del alma.

d : Canto útil de la sección.

$$A_{s,req} : \underline{2.48} \text{ cm}^2$$

$$f'_c : \underline{280.00} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_y : \underline{4200.00} \text{ kp/cm}^2$$

$$b_w : \underline{450} \text{ mm}$$

$$d : \underline{197} \text{ mm}$$

$$5.07 \text{ cm}^2 \geq 2.48 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

$$A_{s,req} : \underline{2.48} \text{ cm}^2$$

$$f'_c : \underline{280.00} \text{ kp/cm}^2$$

$$f_y : \underline{4200.00} \text{ kp/cm}^2$$

$$b_w : \underline{450} \text{ mm}$$

$$d : \underline{197} \text{ mm}$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones no sísmicas) (NTE E.060:2009, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{s,T}}{\phi \cdot V_{s,R}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.017} \quad \checkmark$$

Donde:

V_{eff} : Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

ϕV_{eff} : Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.000 m', para la combinación de hipótesis "1.4-PP+1.4-CM1".

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

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

$$V_n = V_c + V_s$$

Resistencia al cortante proporcionada por el concreto en elementos no preesforzados sometidos a tracción axial (Artículo 11.2.2.3):

$$V_c = 0.17 \cdot \left(1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g} \right) \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \leq 0$$

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

Donde:

N_u : Carga axial amplificada normal a la sección transversal.

A_g : Área total de la sección de hormigón.

f'_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

$$\sqrt{f'_c} > 8.3 \text{ MPa}$$

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

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

Resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante (Artículo 11.5.7):

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_n \cdot d}{s}$$

En ningún caso se debe considerar V_s mayor que (Artículo 11.5.7.9):

$$V_{\text{eff}} : \underline{0.529} \text{ t}$$

$$\phi V_{\text{eff}} : \underline{30.899} \text{ t}$$

$$V_n : \underline{36.352} \text{ t}$$

$$V_c : \underline{10.124} \text{ t}$$

$$N_u : \underline{-2.716} \text{ t}$$

$$A_g : \underline{1350.00} \text{ cm}^2$$

$$f'_c : \underline{280.00} \text{ kp/cm}^2$$

$$b_w : \underline{300} \text{ mm}$$

$$d : \underline{394} \text{ mm}$$

$$V_s : \underline{26.228} \text{ t}$$

$$V_u = 0.66 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d$$

([MPa] f_c)

Donde:

A_v: Área de refuerzo para cortante dentro del espaciamiento s.

f_{tr}: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal.

f_{tr} > 420 MPa

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

s: Espaciamiento medido centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

f_c: Resistencia especificada a la compresión del concreto.

$\sqrt{f_c} > 8.3$ MPa

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

$$V_u : \underline{42.112} \text{ t}$$

$$A_v : \underline{1.43} \text{ cm}^2$$

$$f_{tr} : \underline{4200.00} \text{ kp/cm}^2$$

$$d : \underline{394} \text{ mm}$$

$$s : \underline{90} \text{ mm}$$

$$f_c : \underline{280.00} \text{ kp/cm}^2$$

$$b_w : \underline{300} \text{ mm}$$

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

El espaciamiento del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe exceder s_{max} (Artículo 11.5.5):

$$s \leq s_{max}$$

Donde:

s_{max}: Valor mínimo de s₁, s₂.

$$s_1 = d/2$$

$$s_2 = 600 \text{ mm}$$

Siendo:

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

$$90 \text{ mm} \leq 200 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s_{max} : \underline{200} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{200} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{600} \text{ mm}$$

$$d : \underline{394} \text{ mm}$$

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

Debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante, $A_{v,min}$, en todo elemento de concreto armado sometido a flexión (preesforzado y no preesforzado) (Artículo 11.5.6):

$$A_v \geq A_{v,min}$$

Donde:

$$A_{v,min} = 0.062 \cdot \sqrt{f_c} \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_{yt}}$$

([MPa] f_c y f_{yt})

Pero no debe ser menor que:

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

([MPa] f_{yt})

Siendo:

f_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

$$\sqrt{f_c} \geq 8.3 \text{ MPa}$$

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

s : Espaciamiento medido centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

f_{yt} : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal.

$$f_{yt} \geq 420 \text{ MPa}$$

$$1.43 \text{ cm}^2 \geq 0.23 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

$$A_{v,calc} : \underline{0.21} \text{ cm}^2$$

$$A_{v,min} : \underline{0.23} \text{ cm}^2$$

$$f_c : \underline{280.00} \text{ kp/cm}^2$$

$$b_w : \underline{300} \text{ mm}$$

$$s : \underline{90} \text{ mm}$$

$$f_{yt} : \underline{4200.00} \text{ kp/cm}^2$$

Estado límite de agotamiento frente a cortante (combinaciones sísmicas) (NTE E.060:2009, Artículo 11)

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{V_{e,y}}{\phi \cdot V_{n,y}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.024} \quad \checkmark$$

Donde:

$V_{e,y}$: Esfuerzo cortante efectivo de cálculo.

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

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.000 m', para la combinación de hipótesis "1.25·PP+0.9·CM1-SX".

$$V_{e,y} : \underline{0.807} \text{ t}$$

$$\phi \cdot V_{n,y} : \underline{33.198} \text{ t}$$

Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Cortante en la dirección Y:

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

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_n : \underline{39.057} \text{ t}$$

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

$$V_c = \left(0.16 \cdot \sqrt{f'_c} + 17 \cdot \rho_w \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_n} \right) b_w \cdot d$$

$$V_c : \underline{12.829} \text{ t}$$

([MPa] f'_c)

Sin embargo, V_c no debe tomarse mayor que:

$$V_c = 0.29 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \cdot \sqrt{1 + \frac{0.29 \cdot N_u}{A_g}}$$

$$V_c : \underline{18.518} \text{ t}$$

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

Donde:

f'_c : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

$$f'_c : \underline{280.00} \text{ kp/cm}^2$$

$$\sqrt{f'_c} > 8.3 \text{ MPa}$$

$$\rho_w = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$

Siendo:

A_s: Área de refuerzo longitudinal no preesforzado a tracción.

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

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

$$M_m = M_u - N_u \cdot \frac{(4 \cdot h - d)}{8}$$

Donde:

M_u: Momento amplificado en la sección.

N_u: Carga axial amplificada normal a la sección transversal.

h: Altura de un elemento.

A_s: Área total de la sección de hormigón.

Resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante (Artículo 11.5.7):

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_{vt} \cdot d}{s}$$

En ningún caso se debe considerar V_s mayor que (Artículo 11.5.7.9):

$$V_s = 0.66 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d$$

([MPa] f_c)

Donde:

A_v: Área de refuerzo para cortante dentro del espaciamiento s.

f_{vt}: Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal.

f_{vt} > 420 MPa

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

$$\rho_w : \underline{0.003}$$

$$A_s : \underline{3.80} \text{ cm}^2$$

$$b_w : \underline{300} \text{ mm}$$

$$d : \underline{394} \text{ mm}$$

$$M_m : \underline{0.077} \text{ t-m}$$

$$M_u : \underline{-0.259} \text{ t-m}$$

$$N_u : \underline{1.038} \text{ t}$$

$$h : \underline{450.00} \text{ mm}$$

$$A_s : \underline{1350.00} \text{ cm}^2$$

$$V_s : \underline{26.228} \text{ t}$$

$$V_s : \underline{42.112} \text{ t}$$

$$A_v : \underline{1.43} \text{ cm}^2$$

$$f_{vt} : \underline{4200.00} \text{ kp/cm}^2$$

$$d : \underline{394} \text{ mm}$$

s: Espaciamiento medido centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

f_c: Resistencia especificada a la compresión del concreto.

$$\sqrt{f_c} > 8.3 \text{ MPa}$$

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

$$s : \underline{90} \text{ mm}$$

$$f_c : \underline{280.00} \text{ kp/cm}^2$$

$$b_w : \underline{300} \text{ mm}$$

Separación de las armaduras transversales

Cortante en la dirección Y:

El espaciamiento del refuerzo de cortante colocado perpendicularmente al eje del elemento no debe exceder s_{max} (Artículo 11.5.5):

$$s \leq s_{max}$$

Donde:

s_{max}: Valor mínimo de s_1 , s_2 .

$$s_1 = d/2$$

$$s_2 = 600 \text{ mm}$$

Siendo:

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

$$90 \text{ mm} \leq 200 \text{ mm} \quad \checkmark$$

$$s_{max} : \underline{200} \text{ mm}$$

$$s_1 : \underline{200} \text{ mm}$$

$$s_2 : \underline{600} \text{ mm}$$

$$d : \underline{394} \text{ mm}$$

Cuantía mecánica mínima de la armadura transversal.

Cortante en la dirección Y:

Debe colocarse un área mínima de refuerzo para cortante, $A_{v,min}$, en todo elemento de concreto armado sometido a flexión (preesforzado y no preesforzado) (Artículo 11.5.6):

$$A_v \geq A_{v,min}$$

Donde:

$$A_{v,min} = 0.062 \cdot \sqrt{f_c} \cdot \frac{b_w \cdot s}{f_y}$$

([MPa] f_c y f_y)

$$1.43 \text{ cm}^2 \geq 0.23 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

$$A_{v,min} : \underline{0.23} \text{ cm}^2$$

Pero no debe ser menor que:

$$A_{s,min} = (0.35 \cdot b_w \cdot s) / f_{st}$$

([MPa] f_{st})

Siendo:

f_{st} : Resistencia especificada a la compresión del concreto.

$$\sqrt{f'_c} > 8.3 \text{ MPa}$$

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

s : Espaciamiento medido centro a centro del refuerzo transversal, en la dirección paralela al refuerzo longitudinal.

f_{st} : Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal.

$$f_{st} > 420 \text{ MPa}$$

$$A_{s,min} : \underline{0.23} \text{ cm}^2$$

$$f'_c : \underline{280.00} \text{ kp/cm}^2$$

$$b_w : \underline{300} \text{ mm}$$

$$s : \underline{90} \text{ mm}$$

$$f_{st} : \underline{4200.00} \text{ kp/cm}^2$$

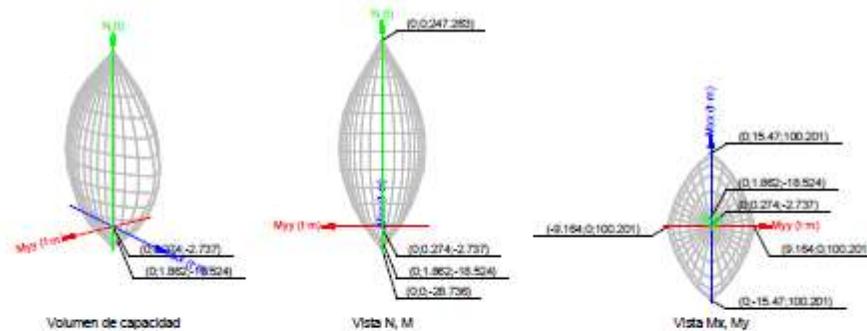
Estado limite de agotamiento frente a solicitaciones normales (combinaciones no sísmicas) (NTE E.060:2009, Artículo 10)

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en '0.654 m', para la combinación de hipótesis "1.4-PP+1.4-CM1".

Se debe satisfacer:

$$\eta = \frac{P_u^2 + M_{u,x}^2 + M_{u,y}^2}{\left\{ (\phi \cdot P_u)^2 + (\phi \cdot M_{u,x})^2 + (\phi \cdot M_{u,y})^2 \right\}} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.148} \checkmark$$



Comprobación de resistencia de la sección (η_s)

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

P_u : Esfuerzo normal de cálculo.

M_u : Momento de cálculo de primer orden.

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

ϕP_u : Axil de agotamiento.

ϕM_u : Momentos de agotamiento.

$$P_u : \underline{-2.737} \text{ t}$$

$$M_{u,x} : \underline{0.274} \text{ t·m}$$

$$M_{u,y} : \underline{0.000} \text{ t·m}$$

$$\phi P_u : \underline{-18.524} \text{ t}$$

$$\phi M_{u,x} : \underline{1.862} \text{ t·m}$$

$$\phi M_{u,y} : \underline{0.000} \text{ t·m}$$

Cálculo de la capacidad resistente

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

Comprobación de la viga metálica W24X146

Barra N270/N348

Perfil: W24X146 Material: Acero (A36)							
	Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas			
	Inicial	Final		Área (cm ²)	I _x ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _y ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _p ⁽²⁾ (cm ⁴)
	N270	N348	3.920	275.98	189092.57	16267.88	550.13
	Notas: (1) Inercia respecto al eje indicado (2) Momento de inercia a torsión uniforme						
		Pandeo		Pandeo lateral			
		Plano ZX	Plano ZY	Ala sup.	Ala inf.		
β	1.00	1.00	0.00	0.00			
L_c	3.920	3.920	0.000	0.000			
C_b	-		1.000				
Notación: β : Coeficiente de pandeo L_c : Longitud de pandeo (m) C_b : Factor de modificación para el momento crítico							

Barra	COMPROBACIONES (ANSI/AISC 360-10 (LRFD))								Estado
	P _t	λ_c	P _c	M _x	M _y	V _x	V _y	PM,M,V,V,T	
N270/N348	x: 1.96 m $\eta = 0.1$	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 1.96 m $\eta = 0.1$	x: 0 m $\eta = 0.9$	x: 0 m $\eta = 1.9$	$\eta = 0.1$	x: 0 m $\eta = 0.7$	x: 0 m $\eta = 3.2$	CUMPLE $\eta = 3.2$
Notación: P _t : Resistencia a tracción λ_c : Limitación de esbeltez para compresión P _c : Resistencia a compresión M _x : Resistencia a flexión eje X M _y : Resistencia a flexión eje Y V _x : Resistencia a corte X V _y : Resistencia a corte Y PM,M,V,V,T: Esfuerzos combinados y torsión x: Distancia al origen de la barra η : Coeficiente de aprovechamiento (%)									

Resistencia a tracción (Capítulo D)

Se debe satisfacer:

$$\eta_t = \frac{P_r}{P_c} \leq 1$$

$$\eta_t : \underline{0.001} \quad \checkmark$$

El axil de tracción solicitante de cálculo pésimo P_r , se produce en un punto situado a una distancia de 1.960 m del nudo N270, para la combinación de hipótesis 1.2·PP+1.2·CM1+SY.

Donde:

P_r : Resistencia a tracción requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$P_r : \underline{0.924} \text{ t}$$

P_c : Resistencia de diseño a tracción

$$P_c : \underline{632.989} \text{ t}$$

$$P_c = \phi_t P_n$$

La resistencia de diseño a tracción es el menor valor de los obtenidos según el estado límite de fluencia a tracción de la sección bruta y el de rotura a tracción de la sección neta

Donde:

ϕ_t : Factor de resistencia a tracción, tomado como:

$$\phi_t : \underline{0.90}$$

a) Para fluencia bajo tracción en la sección bruta:

$$P_n = F_y A \quad (D2 - 1)$$

$$P_n : \underline{703.321} \text{ t}$$

Donde:

A : Área bruta de la sección de la barra.

$$A : \underline{275.98} \text{ cm}^2$$

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2548.42} \text{ kp/cm}^2$$

Limitación de esbeltez para compresión (Capítulo E)

La esbeltez máxima admisible en una barra sometida a compresión es*:

$$\lambda \leq 200$$

$$\lambda : \underline{51} \quad \checkmark$$

Donde:

λ : Coeficiente de esbeltez

$$\lambda = \frac{KL}{r}$$

$$\lambda : \underline{51}$$

Donde:

L: Longitud de la barra

$$L : \underline{3920} \text{ mm}$$

K: Factor de longitud efectiva.

$$K : \underline{1.00}$$

r_y: Radio de giro respecto al eje Y

$$r_y : \underline{7.68} \text{ cm}$$

Donde:

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$$

$$r_y : \underline{7.68} \text{ cm}$$

Donde:

I_y: Momento de inercia respecto al eje Y

$$I_y : \underline{16267.88} \text{ cm}^4$$

A: Área total de la sección transversal de la barra.

$$A : \underline{275.98} \text{ cm}^2$$

Notas:

*: La esbeltez máxima admisible está basada en las Notas de Usuario de la sección E2.

Resistencia a compresión (Capítulo E)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo E de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_r = \frac{P_r}{P_c} \leq 1$$

$$\eta_r : \underline{0.001} \quad \checkmark$$

El axil de compresión solicitante de cálculo pésimo P , se produce en un punto situado a una distancia de 1.960 m del nudo N270, para la combinación de hipótesis 0.9-PP+0.9-CM1-SY.

Donde:

P_r : Resistencia a compresión requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$P_r : \frac{0.570}{t}$$

P_u : Resistencia de diseño a compresión

$$P_u : \frac{551.290}{t}$$

$$P_r = \phi_c P_n$$

La resistencia de diseño a compresión en secciones comprimidas es el menor valor de los obtenidos según los estados límite descritos en el Capítulo E.

Donde:

ϕ_c : Factor de resistencia a compresión, tomado como:

$$\phi_c : \frac{0.90}{t}$$

P_n : Resistencia nominal a compresión, calculada según el Artículo E3-A:

$$P_n : \frac{612.544}{t}$$

$$P_n = F_u A$$

para el pandeo por flexión de secciones con elementos compactos y no compactos (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), Capítulo E - E3-A).

Donde:

A : Área bruta de la sección de la barra.

$$A : \frac{275.98}{\text{cm}^2}$$

F_u : Tensión de pandeo por flexión, tomada como:

$$F_u : \frac{2219.50}{\text{kp/cm}^2}$$

1) Cuando: $\frac{F_u}{F_y} \leq 2.25$

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{F_u}{F_y}} \right] F_y$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado del acero de las barras

$$F_y : \frac{2548.42}{\text{kp/cm}^2}$$

F_u : Tensión crítica elástica de pandeo, tomada como la menor de:

$$F_u : \frac{7718.58}{\text{kp/cm}^2}$$

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

$$F_u : \frac{89718.24}{\text{kp/cm}^2}$$

$$F_u : \frac{7718.58}{\text{kp/cm}^2}$$

Donde:

E : Módulo de elasticidad del acero

$$E : \frac{2038735.98}{\text{kp/cm}^2}$$

K: Factor de longitud efectiva.

L: Longitud de la barra

r: Radio de giro dominante

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

Donde:

I: Momento de inercia

A: Área total de la sección transversal de la barra.

K_x :	<u>1.00</u>
K_y :	<u>1.00</u>
L :	<u>3920</u> mm
r_x :	<u>26.18</u> cm
r_y :	<u>7.68</u> cm

I_x :	<u>189092.57</u> cm ⁴
I_y :	<u>16267.88</u> cm ⁴
A :	<u>275.98</u> cm ²

Resistencia a flexión eje X (Capítulo F)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo F de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_x = \frac{M_u}{M_c} \leq 1$$

η_x :	<u>0.009</u> ✓
------------------------	----------------

El momento flector solicitante de cálculo pésimo, M_u , se produce en el nudo N270, para la combinación de acciones 1.2-PP+1.2-CM1+SY.

Donde:

M_u: Resistencia a flexión requerida para las combinaciones de carga LRFD

M_u :	<u>1.423</u> t-m
------------------------	------------------

M_c: Resistencia de diseño a flexión

M_c :	<u>155.828</u> t-m
------------------------	--------------------

$$M_c = \phi_b M_n$$

La resistencia de diseño a flexión para secciones sometidas a momento flector es el menor valor de los obtenidos según los estados límite descritos en el Capítulo F:

Donde:

φ_b: Factor de resistencia a flexión

φ_b :	<u>0.90</u>
------------------------	-------------

M_n: La resistencia nominal a flexión calculada según Artículo 2, Sección 1

M_n :	<u>173.142</u> t-m
------------------------	--------------------

Donde:

M: Resistencia a flexión requerida

1. Fluencia

$$M_s = M_p = F_y Z_x$$

Donde:

F_y: Límite elástico mínimo especificado

Z_x: Módulo resistente plástico respecto al eje X

2. Pandeo lateral

a) Si $L_b \leq L_p$, el estado límite de pandeo lateral no es de aplicación

Donde:

L_b: Distancia entre puntos de arriostamiento al desplazamiento lateral del ala comprimida o de la torsión de la sección transversal

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Donde:

E: Módulo de elasticidad del acero

F_y: Límite elástico mínimo especificado

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$$

Donde:

I_y: Momento de inercia respecto al eje Y

A: Área total de la sección transversal de la barra.

$$M_s' : \frac{0.744}{1} \text{ t-m}$$

$$M_s : \frac{1.423}{1} \text{ t-m}$$

$$M_s : \frac{173.142}{1} \text{ t-m}$$

$$F_y : \frac{2548.42}{1} \text{ kp/cm}^2$$

$$Z_x : \frac{6794.10}{1} \text{ cm}^3$$

$$L_b : \frac{0}{1} \text{ mm}$$

$$L_p : \frac{3821.92}{1} \text{ mm}$$

$$E : \frac{2038735.98}{1} \text{ kp/cm}^2$$

$$F_y : \frac{2548.42}{1} \text{ kp/cm}^2$$

$$r_y : \frac{7.68}{1} \text{ cm}$$

$$I_y : \frac{16267.88}{1} \text{ cm}^4$$

$$A : \frac{275.98}{1} \text{ cm}^2$$

Resistencia a flexión eje Y (Capítulo F)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo F de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_M = \frac{M_u}{M_n} \leq 1$$

$$\eta_M : \underline{0.019} \quad \checkmark$$

El momento flector solicitante de cálculo pésimo, M_u , se produce en el nudo N270, para la combinación de acciones 1.2-PP+1.2-CM1-SX.

Donde:

M_n : Resistencia a flexión requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$M_u : \underline{0.662} \text{ t-m}$$

M_n : Resistencia de diseño a flexión

$$M_n : \underline{35.007} \text{ t-m}$$

$$M_n = \phi_b M_n$$

La resistencia de diseño a flexión para secciones sometidas a momento flector es el menor valor de los obtenidos según los estados límite descritos en el Capítulo F:

Donde:

ϕ_b : Factor de resistencia a flexión

$$\phi_b : \underline{0.90}$$

M_n : La resistencia nominal a flexión calculada según Artículo 6, Sección 1

$$M_n : \underline{38.896} \text{ t-m}$$

1. Fluencia

$$M_u - M_p = F_y Z_y \leq 1.6 F_y S_y$$

$$M_n : \underline{38.896} \text{ t-m}$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2548.42} \text{ kp/cm}^2$$

Z_y : Módulo resistente plástico respecto al eje Y

$$Z_y : \underline{1526.29} \text{ cm}^3$$

S_y : Módulo resistente elástico respecto al eje Y

$$S_y = \frac{I_y}{x}$$

$$S_y : \underline{992.85} \text{ cm}^3$$

Donde:

I_y : Momento de inercia respecto al eje Y

$$I_y : \underline{16267.88} \text{ cm}^4$$

x : Distancia a la fibra extrema en flexión desde el baricentro

$$x : \underline{163.85} \text{ mm}$$

2. Pandeo local del ala

a) Para secciones con alas compactas el estado límite de fluencia es de aplicación

Resistencia a corte X (Capítulo G)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo G de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_v = \frac{V}{V_c} \leq 1$$

$$\eta_v : \underline{0.001} \quad \checkmark$$

El esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V , se produce para la combinación de hipótesis 1.2-PP+1.2-CM1-SX. Donde:

V : Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$V : \underline{0.213} \quad t$$

V_c : Resistencia de diseño a cortante

$$V_c = \phi_v V_n$$

$$V_c : \underline{249.834} \quad t$$

La resistencia de diseño a cortante viene dada por:

Donde:

ϕ_v : Factor de resistencia a cortante

$$\phi_v : \underline{0.90}$$

V_n : se define según lo detallado en el Capítulo G, de la siguiente forma:

para secciones con simetría simple y doble cargadas en el eje débil, la resistencia nominal a cortante se calcula de la siguiente forma (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), Capítulo G - G-7),

$$V_n = 0.6F_y A_w C_v$$

$$V_n : \underline{277.593} \quad t$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2548.42} \quad \text{kp/cm}^2$$

$$A_w = 2b_f t_f$$

$$A_w : \underline{181.55} \quad \text{cm}^2$$

Donde:

b_f : Anchura total del ala

$$b_f : \underline{327.70} \quad \text{mm}$$

t_f : Espesor del ala

$$t_f : \underline{27.70} \quad \text{mm}$$

b) para todas las demás secciones con simetría doble o simple y secciones en U, excepto tubos redondos, el coeficiente de cortante del alma, C_v , se calcula de la siguiente forma:

$$1) \quad \frac{b}{t_f} \leq 1.10 \sqrt{k_v \frac{E}{F_y}}$$

$$C_v = 1.0$$

Donde:

- b**: La mitad del ancho total del ala
- t**: Espesor del ala
- E**: Módulo de elasticidad del acero
- K_v**: Coeficiente de abolladura del alma

$$C_v : \underline{1.00}$$

$$b : \underline{163.85} \text{ mm}$$

$$t : \underline{27.70} \text{ mm}$$

$$E : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

$$K_v : \underline{1.20}$$

Resistencia a corte Y (Capítulo G)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo G de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_v = \frac{V_u}{V_c} \leq 1$$

$$\eta_v : \underline{0.007} \checkmark$$

El esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_u , se produce en el nudo N270, para la combinación de hipótesis 1.2-PP+1.2-CM1+SY.

Donde:

V_r: Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$V_r : \underline{1.033} \text{ t}$$

V_c: Resistencia de diseño a cortante

$$V_c = \phi_v V_n$$

$$V_n : \underline{158.385} \text{ t}$$

La resistencia de diseño a cortante viene dada por:

Donde:

En la Sección G2.1 a:

φ_v: Factor de resistencia a cortante

$$\phi_v : \underline{1.00}$$

V_n: se define según lo detallado en el Capítulo G, de la siguiente forma:

para almas de secciones con simetría simple o doble y en U sometidas a cortante en el plano del alma (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), Capítulo G - G2).

$$V_n = 0.6F_y A_w C_v$$

$$V_n : \underline{158.385} \text{ t}$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$A_w = dt_w$$

Donde:

d : Canto total

t_w : Espesor del alma

1. Resistencia nominal a cortante

a) para almas de perfiles laminados de sección en doble T cuando se cumple:

$$\frac{h}{t_w} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

C_v : Coeficiente de cortante del alma

Donde:

h : Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo

E : Módulo de elasticidad del acero

2. Comprobación de rigidizadores transversales

$$(a) \text{ si } \frac{h}{t_w} \leq 2.46 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

No son necesarios rigidizadores transversales.

Donde:

h : Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo

t_w : Espesor del alma

E : Módulo de elasticidad del acero

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2548.42} \text{ kp/cm}^2$$

$$A_w : \underline{103.58} \text{ cm}^2$$

$$d : \underline{627.40} \text{ mm}$$

$$t_w : \underline{16.51} \text{ mm}$$

$$C_v : \underline{1.00}$$

$$h : \underline{572.00} \text{ mm}$$

$$E : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

$$h : \underline{572.00} \text{ mm}$$

$$t_w : \underline{16.51} \text{ mm}$$

$$E : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

$$F_y : \underline{2548.42} \text{ kp/cm}^2$$

Esfuerzos combinados y torsión (Capítulo H)

Se debe cumplir el siguiente criterio:

$$\eta \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.032} \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo p_simos se producen en el nudo N270, para la combinaci3n de acciones 1.2·PP+1.2·CM1-SX.

Donde:

Seg \ddot{u} n el capitulo H3.3, las secciones abiertas sometidas a torsi3n junto con tensiones combinadas, han de satisfacer la siguiente condici3n:

$$\eta = \frac{T_r}{T_r} \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.005} \quad \checkmark$$

Ya que la norma no proporciona una comprobaci3n general para secciones abiertas sometidas a torsi3n combinada con otros esfuerzos, se considera que este elemento debe cumplir, adem \acute{a} s, los siguientes criterios para la tensi3n de Von Mises:

$$\eta = \left| \frac{f_x}{F_x} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \right| \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.032} \quad \checkmark$$

$$\eta = \left| \frac{f_{yx}}{F_{yx}} + \frac{f_{yy}}{F_{yy}} + \frac{f_z}{F_z} \right| \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.005} \quad \checkmark$$

$$\eta = \left[\frac{f_x}{F_x} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \right]^2 + \left[\frac{f_{yx}}{F_{yx}} + \frac{f_{yy}}{F_{yy}} + \frac{f_z}{F_z} \right]^2 \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.001} \quad \checkmark$$

3. Resistencia de secciones no tubulares sometidas a torsi3n y tensiones combinadas

T_r : Resistencia a torsi3n requerida

$$T_r : \underline{0.014} \quad \text{t}\cdot\text{m}$$

$T_r = \phi_s T_n$

$$T_n : \underline{2.733} \quad \text{t}\cdot\text{m}$$

Donde:

ϕ_s : Factor de resistencia para torsi3n

$$\phi_s : \underline{0.90}$$

T_n : Resistencia nominal a torsi3n, definida como:

$$T_n = F_t C$$

$$T_n : \underline{3.037} \quad \text{t}\cdot\text{m}$$

Donde:

C: M3dulo resistente a torsi3n

$$C : \underline{198.60} \quad \text{cm}^3$$

b) El estado l \acute{i} mite de fluencia bajo tensiones tangenciales por cortante

$$F_t = 0.6F_y$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado del acero de las barras

$$F_t : \underline{1529.05} \text{ kp/cm}^2$$

$$F_y : \underline{2548.42} \text{ kp/cm}^2$$

Comprobación de Von Mises (comprobación adicional)

f_s : Tensión normal debida al esfuerzo axial (tracción o compresión) calculada para la sección bruta.

$$f_s = \frac{P}{A}$$

Donde:

P : Resistencia requerida a compresión (para las combinaciones de carga LRFD).

A : Área total de la sección transversal de la barra.

$$f_s : \underline{0.98} \text{ kp/cm}^2$$

$$P : \underline{0.270} \text{ t}$$

$$A : \underline{275.98} \text{ cm}^2$$

f_{sx} : Tensión normal debida a flexión alrededor del eje x.

$$f_{sx} = \frac{-y}{I_x} M_{sx}$$

Donde:

M_{sx} : Resistencia requerida a flexión alrededor del eje x (para las combinaciones de carga LRFD).

I_x : Momento de inercia respecto al eje X

y : Coordenada y del punto pésimo respecto al centro de gravedad.

$$f_{sx} : \underline{6.34} \text{ kp/cm}^2$$

$$M_{sx} : \underline{0.382} \text{ t-m}$$

$$I_x : \underline{189092.57} \text{ cm}^4$$

$$y : \underline{-313.70} \text{ mm}$$

f_{sy} : Tensión normal debida a flexión alrededor del eje y.

$$f_{sy} = \frac{-x}{I_y} M_{sy}$$

Donde:

M_{sy} : Resistencia requerida a flexión alrededor del eje y (para las combinaciones de carga LRFD).

I_y : Momento de inercia respecto al eje Y

x : Coordenada x del punto pésimo respecto al centro de gravedad.

$$f_{sy} : \underline{66.64} \text{ kp/cm}^2$$

$$M_{sy} : \underline{0.662} \text{ t-m}$$

$$I_y : \underline{16267.88} \text{ cm}^4$$

$$x : \underline{-163.85} \text{ mm}$$

f_{vx} : Tensión tangencial debida a cortante en la dirección x.

$$f_{vx} = -\frac{V_x Q_y}{I_x b}$$

Donde:

V_x : Resistencia requerida a cortante en la dirección x (para las combinaciones de carga LRFD).

Q_y : Momento estático respecto del eje y de la sección parcial de área correspondiente al punto pésimo.

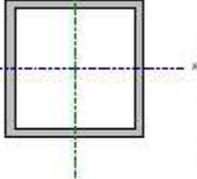
$$f_{vx} : \underline{0.00} \text{ kp/cm}^2$$

$$V_x : \underline{0.170} \text{ t}$$

$$Q_y : \underline{0.00} \text{ cm}^3$$

I_y : Momento de inercia respecto al eje Y	I_y : <u>16267.88</u> cm ⁴
b : Espesor del elemento en el punto pésimo.	b : <u>27.70</u> mm
f_{vy} : Tensión tangencial debida a cortante en la dirección y.	f_{vy} : <u>0.00</u> kp/cm ²
$f_{vy} = \frac{V_y Q_x}{I_x b}$	
Donde:	
V_y : Resistencia requerida a cortante en la dirección y (para las combinaciones de carga LRFD).	V_y : <u>0.516</u> t
Q_x : Momento estático respecto del eje x de la sección parcial de área correspondiente al punto pésimo.	Q_x : <u>0.00</u> cm ³
I_x : Momento de inercia respecto al eje X	I_x : <u>189092.57</u> cm ⁴
b : Espesor del elemento en el punto pésimo.	b : <u>27.70</u> mm
f_t : Tensión tangencial debida a torsión.	f_t : <u>-6.81</u> kp/cm ²
$f_t = \pm \frac{b}{J} T_x$	
Donde:	
T_x : Resistencia requerida a torsión (para las combinaciones de carga LRFD).	T_x : <u>0.014</u> t-m
J : Momento de inercia a torsión uniforme	J : <u>550.13</u> cm ⁴
b : Espesor del elemento en el punto pésimo.	b : <u>27.70</u> mm
F_s : Resistencia a tracción de la sección.	F_s : <u>2293.58</u> kp/cm ²
$F_s = \phi_s F_t$	ϕ_s : <u>0.90</u>
Donde:	F_t : <u>2548.42</u> kp/cm ²
ϕ_s : Factor de seguridad para tracción.	
F_t : Límite elástico mínimo especificado del acero de las barras	
F_{vx} F_{vy} : Resistencia de la sección a flexión alrededor de los ejes x y y, respectivamente.	F_{vx} : <u>2293.58</u> kp/cm ²
$F_{vx} = F_{tx} - \phi_v F_t$	F_{vy} : <u>2293.58</u> kp/cm ²
Donde:	
ϕ_v : Factor de resistencia para flexión.	ϕ_v : <u>0.90</u>
F_t : Límite elástico mínimo especificado del acero de las barras	F_t : <u>2548.42</u> kp/cm ²
F_{vx} F_{vy} : Resistencia de la sección a cortante en las direcciones x y y, respectivamente.	F_{vx} : <u>1324.20</u> kp/cm ²
$F_{vx} = F_{vy} = \phi_v F_t / \sqrt{3}$	F_{vy} : <u>1324.20</u> kp/cm ²
ϕ_v : Factor de resistencia para cortante.	ϕ_v : <u>0.90</u>
F_t : Límite elástico mínimo especificado del acero de las barras	F_t : <u>2548.42</u> kp/cm ²
F_t : Resistencia a torsión de la sección.	F_t : <u>1324.20</u> kp/cm ²
$F_t = \phi_t F_t / \sqrt{3}$	ϕ_t : <u>0.90</u>
Donde:	F_t : <u>2548.42</u> kp/cm ²
ϕ_t : Factor de resistencia para torsión	
F_t : Límite elástico mínimo especificado del acero de las barras	

Comprobaciones de diseño del perfil 5X5X5/16

Perfil: 5X5X5/16 Material: Acero (A36)										
	Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas						
	Inicial	Final		Área (cm ²)	$I_x^{(1)}$ (cm ⁴)	$I_y^{(1)}$ (cm ⁴)	$I_p^{(2)}$ (cm ⁴)			
	N403	N344	1.160	37.64	893.67	893.67	1340.51			
	Notas: ⁽¹⁾ Inercia respecto al eje indicado ⁽²⁾ Momento de inercia a torsión uniforme									
				Pandeo		Pandeo lateral				
				Plano ZX	Plano ZY	Ala sup.	Ala inf.			
				β	1.00	1.00	0.00	0.00		
			L_c	1.160	1.160	0.000	0.000			
			C_b	-		1.000				
Notación: β : Coeficiente de pandeo L_c : Longitud de pandeo (m) C_b : Factor de modificación para el momento crítico										
Barra	COMPROBACIONES (ANSI/AISC 360-10 (LRFD))								Estado	
	P_t	λ_c	P_c	M_x	M_y	V_x	V_y	PM,M,V,V,T		
N403/N344	N.P. ⁽¹⁾	$\lambda \leq 200.0$ Cumple	x: 0 m $\eta = 7.7$	x: 0 m $\eta = 2.1$	x: 1.16 m $\eta = 5.5$	$\eta = 0.7$	x: 0 m $\eta = 0.6$	x: 1.16 m $\eta = 9.6$	CUMPLE $\eta = 9.6$	
Notación: P_t : Resistencia a tracción λ_c : Limitación de esbeltez para compresión P_c : Resistencia a compresión M_x : Resistencia a flexión eje X M_y : Resistencia a flexión eje Y V_x : Resistencia a corte X V_y : Resistencia a corte Y PM,M,V,V,T : Esfuerzos combinados y torsión x : Distancia al origen de la barra η : Coeficiente de aprovechamiento (%) $N.P.$: No procede										
Comprobaciones que no proceden (N.P.): ⁽¹⁾ La comprobación no procede, ya que no hay axial de tracción.										

Resistencia a tracción (Capítulo D)

La comprobación no procede, ya que no hay axil de tracción.

Limitación de esbeltez para compresión (Capítulo E)

La esbeltez máxima admisible en una barra sometida a compresión es*:

$$\lambda \leq 200$$

$$\lambda : \underline{24} \checkmark$$

Donde:

λ : Coeficiente de esbeltez

$$\lambda = \frac{KL}{r}$$

$$\lambda : \underline{24}$$

Donde:

L: Longitud de la barra

$$L : \underline{5800} \text{ mm}$$

K: Factor de longitud efectiva.

$$K : \underline{0.20}$$

r_x : Radio de giro respecto al eje X

$$r_x : \underline{4.87} \text{ cm}$$

Donde:

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}}$$

$$r_x : \underline{4.87} \text{ cm}$$

Donde:

I_x: Momento de inercia respecto al eje X

$$I_x : \underline{893.67} \text{ cm}^4$$

A: Área total de la sección transversal de la barra.

$$A : \underline{37.64} \text{ cm}^2$$

Notas:

*: La esbeltez máxima admisible está basada en las Notas de Usuario de la sección E2.

Resistencia a compresión (Capítulo E)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo E de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_T = \frac{P_c}{P_t} \leq 1$$

$$\eta_T : \underline{0.077} \quad \checkmark$$

El axil de compresión solicitante de cálculo pésimo P, se produce en el nudo N403, para la combinación de hipótesis 1.2-PP+1.2-CM1+SX.

Donde:

P_r: Resistencia a compresión requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$P_r : \underline{6.426} \text{ t}$$

P_c: Resistencia de diseño a compresión

$$P_c : \underline{83.766} \text{ t}$$

$$P_t = \phi_c P_n$$

La resistencia de diseño a compresión en secciones comprimidas es el menor valor de los obtenidos según los estados límite descritos en el Capítulo E.

Donde:

φ_c: Factor de resistencia a compresión, tomado como:

$$\phi_c : \underline{0.90}$$

P_n: Resistencia nominal a compresión, calculada según el Artículo E3-A:

$$P_n : \underline{93.073} \text{ t}$$

$$P_n = F_y A$$

para el pandeo por flexión de secciones con elementos compactos y no compactos (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), Capítulo E - E3-A).

Donde:

A: Área bruta de la sección de la barra.

$$A : \underline{37.64} \text{ cm}^2$$

F_{cr}: Tensión de pandeo por flexión, tomada como:

$$F_{cr} : \underline{2473.00} \text{ kp/cm}^2$$

i) Cuando: $\frac{F_y}{F_{cr}} \leq 2.25$

$$F_{cr} = \left[0.658^{\frac{F_y}{F_{cr}}} \right] F_y$$

Donde:

F_y: Límite elástico mínimo especificado del acero de las barras

$$F_y : \underline{2548.42} \text{ kp/cm}^2$$

F_{cr}: Tensión crítica elástica de pandeo, tomada como la menor de:

$$F_{cr} : \underline{35507.79} \text{ kp/cm}^2$$

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r} \right)^2}$$

$$F_{cr} : \underline{35507.79} \text{ kp/cm}^2$$

$$F_{cr} : \underline{35507.79} \text{ kp/cm}^2$$

Donde:

E: Módulo de elasticidad del acero

K: Factor de longitud efectiva.

L: Longitud de la barra

r: Radio de giro dominante

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

Donde:

I: Momento de inercia

A: Área total de la sección transversal de la barra.

E : 2038735.98 kp/cm²

K_x : 0.20

K_y : 0.20

L : 5800 mm

r_x : 4.87 cm

r_y : 4.87 cm

I_x : 893.67 cm⁴

I_y : 893.67 cm⁴

A : 37.64 cm²

Resistencia a flexión eje X (Capítulo F)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo F de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).
Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_x = \frac{M_x}{M_x} \leq 1$$

$$\eta_x : \underline{0.021} \quad \checkmark$$

El momento flector solicitante de cálculo pésimo, M_x , se produce en el nudo N403, para la combinación de acciones 1.2-PP+1.2-CM1-SY.

Donde:

M_x : Resistencia a flexión requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$M_x : \underline{0.083} \text{ t-m}$$

M_x : Resistencia de diseño a flexión

$$M_x : \underline{3.861} \text{ t-m}$$

$$M_x = \phi_x M_n$$

La resistencia de diseño a flexión para secciones sometidas a momento flector es el menor valor de los obtenidos según los estados límite descritos en el Capítulo F:

Donde:

ϕ_x : Factor de resistencia a flexión

$$\phi_x : \underline{0.90}$$

M_n : La resistencia nominal a flexión calculada según Artículo 7, Sección 1

$$M_n : \underline{4.290} \text{ t-m}$$

1. Fluencia

$$M_x = M_y = F_y Z_x$$

$$M_x : \underline{4.290} \text{ t-m}$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2548.42} \text{ kp/cm}^2$$

Z_x : Módulo resistente plástico respecto al eje X

$$Z_x : \underline{168.34} \text{ cm}^3$$

2. Pandeo local del ala

a) para secciones compactas, el estado límite de pandeo local del ala no se aplica

3. Pandeo local del alma

a) para secciones compactas, el estado límite de pandeo local del alma no es de aplicación

Resistencia a flexión eje Y (Capítulo F)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo F de ANSI/AISC 360-10 (LRFD). Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_w = \frac{M_r}{M_n} \leq 1$$

$$\eta_w : \underline{0.055} \quad \checkmark$$

El momento flector solicitante de cálculo pésimo, M_r , se produce en el nudo N344, para la combinación de acciones 1.2-PP+1.2-CM1+SY.

Donde:

M_r : Resistencia a flexión requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$M_r : \underline{0.211} \text{ t-m}$$

M_n : Resistencia de diseño a flexión

$$M_n : \underline{3.861} \text{ t-m}$$

$$M_n = \phi_b M_p$$

La resistencia de diseño a flexión para secciones sometidas a momento flector es el menor valor de los obtenidos según los estados límite descritos en el Capítulo F:

Donde:

ϕ_b : Factor de resistencia a flexión

$$\phi_b : \underline{0.90}$$

M_p : La resistencia nominal a flexión calculada según Artículo 7, Sección 1

$$M_p : \underline{4.290} \text{ t-m}$$

1. Fluencia

$$M_r = M_p = F_y Z_y$$

$$M_p : \underline{4.290} \text{ t-m}$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2548.42} \text{ kp/cm}^2$$

Z_y : Módulo resistente plástico respecto al eje Y

$$Z_y : \underline{168.34} \text{ cm}^3$$

2. Pandeo local del ala

a) para secciones compactas, el estado límite de pandeo local del ala no se aplica

3. Pandeo local del alma

a) para secciones compactas, el estado límite de pandeo local del alma no es de aplicación

Resistencia a corte X (Capítulo G)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo G de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_v = \frac{V}{V_c} \leq 1$$

$$\eta_v : \underline{0.007} \quad \checkmark$$

El esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V , se produce para la combinación de hipótesis 1.2·PP+1.2·CM1+SY.

Donde:

V_r : Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$V_r : \underline{0.170} \quad t$$

V_n : Resistencia de diseño a cortante

$$V_n : \underline{24.178} \quad t$$

$$V_r = \phi_v V_n$$

La resistencia de diseño a cortante viene dada por:

Donde:

ϕ_v : Factor de resistencia a cortante

$$\phi_v : \underline{0.90}$$

V_n : se define según lo detallado en el Capítulo G, de la siguiente forma:

en tubos rectangulares y secciones en cajón, la resistencia nominal a cortante se calcula de la siguiente forma (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), Capítulo G - G-5).

$$V_n = 0.6F_y A_w C_v$$

$$V_n : \underline{26.865} \quad t$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2548.42} \quad \text{kp/cm}^2$$

$$A_w = 2bt$$

$$A_w : \underline{17.57} \quad \text{cm}^2$$

Donde:

b : Distancia libre entre almas menos el radio de acuerdo a cada lado

$$b : \underline{111.20} \quad \text{mm}$$

t : Espesor del ala

$$t_r : \underline{7.90} \quad \text{mm}$$

b) para almas de todas las demás secciones con simetría doble o simple y secciones en U, excepto tubos redondos, el coeficiente de cortante del alma, C_v , se calcula de la siguiente forma:

$$i) \quad \frac{b}{t_r} \leq 1.10 \sqrt{k_v \frac{E}{F_y}}$$

$$C_v = 1.0$$

$$C_v : \underline{1.00}$$

Donde:

- b**: Distancia libre entre almas menos el radio de acuerdo a cada lado
- t_f**: Espesor del ala
- E**: Módulo de elasticidad del acero
- K_v**: Coeficiente de abolladura del alma

$$\begin{aligned} b &: \underline{111.20} \text{ mm} \\ t_f &: \underline{7.90} \text{ mm} \\ E &: \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2 \\ K_v &: \underline{5.00} \end{aligned}$$

Resistencia a corte Y (Capítulo G)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo G de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_v = \frac{V}{V_c} \leq 1$$

$$\eta_v : \underline{0.006} \checkmark$$

El esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V , se produce en el nudo N403, para la combinación de hipótesis 1.2-PP+1.2-CM1-SY.

Donde:

V_r: Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$V_r : \underline{0.135} \text{ t}$$

V_c: Resistencia de diseño a cortante

$$V_c = \phi_v V_n$$

$$V_c : \underline{24.178} \text{ t}$$

La resistencia de diseño a cortante viene dada por:

Donde:

φ_v: Factor de resistencia a cortante

$$\phi_v : \underline{0.90}$$

V_n: se define según lo detallado en el Capítulo G, de la siguiente forma:

en tubos rectangulares y secciones en cajón, la resistencia nominal a cortante se calcula de la siguiente forma (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), Capítulo G - G-5).

$$V_n = 0.6F_y A_w C_v$$

$$V_n : \underline{26.865} \text{ t}$$

Donde:

F_y: Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2548.42} \text{ kp/cm}^2$$

$$A_w = 2ht_w$$

$$A_w : \underline{17.57} \text{ cm}^2$$

Donde:

h: Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo

t_w: Espesor del alma

b) para almas de todas las demás secciones con simetría doble o simple y secciones en U, excepto tubos redondos, el coeficiente de cortante del alma, C_v, se calcula de la siguiente forma:

$$i) \frac{h}{t_w} \leq 1.10 \sqrt{K_v \frac{E}{F_y}}$$

$$C_v = 1.0$$

Donde:

h: Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo

t_w: Espesor del alma

E: Módulo de elasticidad del acero

K_v: Coeficiente de abolladura del alma

$$h : \frac{111.20}{\quad} \text{ mm}$$

$$t_w : \frac{7.90}{\quad} \text{ mm}$$

$$C_v : \frac{1.00}{\quad}$$

$$h : \frac{111.20}{\quad} \text{ mm}$$

$$t_w : \frac{7.90}{\quad} \text{ mm}$$

$$E : \frac{2038735.98}{\quad} \text{ kp/cm}^2$$

$$K_v : \frac{5.00}{\quad}$$

Esfuerzos combinados y torsión (Capítulo H)

Se debe cumplir el siguiente criterio:

$$\eta \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.096} \quad \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en el nudo N344, para la combinación de acciones 1.2-PP+1.2-CM1+SY.

Donde:

η : calculado según Artículo 1, Sección 1

1. Secciones con simetría doble y simple sometidas a flexión y compresión

b) Para $\frac{P}{P_c} < 0.2$

$$\eta = \frac{P}{2P_c} + \left(\frac{M_{fx}}{M_{cx}} + \frac{M_{fy}}{M_{cy}} \right) \quad (H1-1b)$$

$$\eta : \underline{0.10}$$

Donde:

P_c : Resistencia a compresión requerida

P_d : Resistencia de diseño a compresión, calculado según el Capítulo E

M_{cx} : Resistencia a flexión requerida en el eje fuerte

M_{dx} : Resistencia de diseño a flexión en el eje fuerte, calculado según el Capítulo F

M_{cy} : Resistencia a flexión requerida en el eje débil

M_{dy} : Resistencia de diseño a flexión en el eje débil, calculado según el Capítulo F

$$P_c : \underline{4.939} \text{ t}$$

$$P_d : \underline{83.766} \text{ t}$$

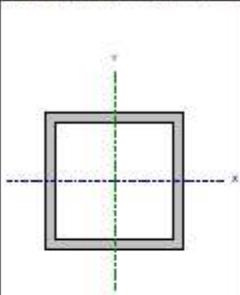
$$M_{cx} : \underline{0.045} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{dx} : \underline{3.861} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{cy} : \underline{0.211} \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{dy} : \underline{3.861} \text{ t}\cdot\text{m}$$

Comprobaciones de diseño del perfil 4X4X5/16

Perfil: 4X4X5/16 Material: Acero (A36)							
	Nudos		Longitud (m)	Características mecánicas			
	Inicial	Final		Área (cm ²)	I _y ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _x ⁽¹⁾ (cm ⁴)	I _t ⁽²⁾ (cm ⁴)
	N336	N335	1.160	27.88	414.92	414.92	622.38
Notas: ⁽¹⁾ Inercia respecto al eje indicado ⁽²⁾ Momento de inercia a torsión uniforme							
	Pandeo			Pandeo lateral			
			Plano ZX	Plano ZY	Ala sup.	Ala inf.	
	β		1.00	1.00	0.00	0.00	
	L_c		1.160	1.160	0.000	0.000	
	C_b		-	-	1.000		
Notación: β : Coeficiente de pandeo L_c : Longitud de pandeo (m) C_b : Factor de modificación para el momento crítico							

Barra	COMPROBACIONES (ANSI/AISC 360-10 (LRFD))								Estado
	P_t	λ_c	P_c	M_x	M_y	V_x	V_y	PM,M,V,V,T	
N336/N335	$\eta = 11.6$	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽¹⁾	x: 1.16 m $\eta = 2.0$	x: 0 m $\eta = 1.3$	x: 0 m $\eta = 0.3$	x: 1.16 m $\eta = 0.2$	x: 1.16 m $\eta = 8.2$	CUMPLE $\eta = 11.6$
Notación: P_t : Resistencia a tracción λ_c : Limitación de esbeltez para compresión P_c : Resistencia a compresión M_x : Resistencia a flexión eje X M_y : Resistencia a flexión eje Y V_x : Resistencia a corte X V_y : Resistencia a corte Y PM,M,V,V,T: Esfuerzos combinados y torsión x: Distancia al origen de la barra η : Coeficiente de aprovechamiento (%) N.P.: No procede									
Comprobaciones que no proceden (N.P.): ⁽¹⁾ La comprobación no procede, ya que no hay axil de compresión.									

Resistencia a tracción (Capítulo D)

Se debe satisfacer:

$$\eta_T = \frac{P}{P_t} \leq 1$$

$$\eta_T : \underline{0.116} \quad \checkmark$$

El axil de tracción solicitante de cálculo pésimo P, se produce para la combinación de hipótesis 1.2·PP+1.2·CM1+SY.

Donde:

P_r: Resistencia a tracción requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$P_r : \underline{7.426} \text{ t}$$

P_s: Resistencia de diseño a tracción

$$P_s : \underline{63.952} \text{ t}$$

$$P_t = \phi P_s$$

La resistencia de diseño a tracción es el menor valor de los obtenidos según el estado límite de fluencia a tracción de la sección bruta y el de rotura a tracción de la sección neta

Donde:

φ: Factor de resistencia a tracción, tomado como:

$$\phi : \underline{0.90}$$

a) Para fluencia bajo tracción en la sección bruta:

$$P_t = F_y A \quad (D2 - 1)$$

$$P_s : \underline{71.058} \text{ t}$$

Donde:

A: Área bruta de la sección de la barra.

$$A : \underline{27.88} \text{ cm}^2$$

F_y: Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2548.42} \text{ kp/cm}^2$$

Limitación de esbeltez para compresión (Capítulo E)

La comprobación no procede, ya que no hay axil de compresión.

Resistencia a compresión (Capítulo E)

La comprobación no procede, ya que no hay axil de compresión.

Resistencia a flexión eje X (Capítulo F)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo F de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).
Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_x = \frac{M_x}{M_n} \leq 1$$

$$\eta_x : \underline{0.020} \quad \checkmark$$

El momento flector solicitante de cálculo pésimo, M_x , se produce en el nudo N335, para la combinación de acciones 1.2-PP+1.2-CM1+SX.

Donde:

M_x : Resistencia a flexión requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$M_x : \underline{0.044} \text{ t-m}$$

M_n : Resistencia de diseño a flexión

$$M_n : \underline{2.264} \text{ t-m}$$

$$M_n = \phi_b M_n$$

La resistencia de diseño a flexión para secciones sometidas a momento flector es el menor valor de los obtenidos según los estados límite descritos en el Capítulo F:

Donde:

ϕ_b : Factor de resistencia a flexión

$$\phi_b : \underline{0.90}$$

M_n : La resistencia nominal a flexión calculada según Artículo 7, Sección 1

$$M_n : \underline{2.515} \text{ t-m}$$

1. Fluencia

$$M_x = M_y = F_y Z_x$$

$$M_x : \underline{2.515} \text{ t-m}$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2548.42} \text{ kp/cm}^2$$

Z_x : Módulo resistente plástico respecto al eje X

$$Z_x : \underline{98.70} \text{ cm}^3$$

2. Pandeo local del ala

a) para secciones compactas, el estado límite de pandeo local del ala no se aplica

3. Pandeo local del alma

a) para secciones compactas, el estado límite de pandeo local del alma no es de aplicación

Resistencia a flexión eje Y (Capítulo F)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo F de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_y = \frac{M_u}{M_n} \leq 1$$

$$\eta_y : \underline{0.013} \quad \checkmark$$

El momento flector solicitante de cálculo pésimo, M_u , se produce en el nudo N336, para la combinación de acciones 1.2-PP+1.2-CM1-SY.

Donde:

M_u : Resistencia a flexión requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$M_u : \underline{0.030} \text{ t-m}$$

M_n : Resistencia de diseño a flexión

$$M_n : \underline{2.264} \text{ t-m}$$

$$M_n = \phi_b M_p$$

La resistencia de diseño a flexión para secciones sometidas a momento flector es el menor valor de los obtenidos según los estados límite descritos en el Capítulo F:

Donde:

ϕ_b : Factor de resistencia a flexión

$$\phi_b : \underline{0.90}$$

M_p : La resistencia nominal a flexión calculada según Artículo 7, Sección 1

$$M_p : \underline{2.515} \text{ t-m}$$

1. Fluencia

$$M_u = M_p = F_y Z_y$$

$$M_p : \underline{2.515} \text{ t-m}$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2548.42} \text{ kp/cm}^2$$

Z_y : Módulo resistente plástico respecto al eje Y

$$Z_y : \underline{98.70} \text{ cm}^3$$

2. Pandeo local del ala

a) para secciones compactas, el estado límite de pandeo local del ala no se aplica

3. Pandeo local del alma

a) para secciones compactas, el estado límite de pandeo local del alma no es de aplicación

Resistencia a corte X (Capítulo G)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo G de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_v = \frac{V_u}{V_c} \leq 1$$

$$\eta_v : \underline{0.003} \quad \checkmark$$

El esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V_u , se produce en el nudo N336, para la combinación de hipótesis 1.2-PP+1.2-CM1-SY.

Donde:

V_u : Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$V_u : \underline{0.049} \text{ t}$$

V_c : Resistencia de diseño a cortante

$$V_c = \phi_v V_n$$

$$V_n : \underline{17.679} \text{ t}$$

La resistencia de diseño a cortante viene dada por:

Donde:

ϕ_v : Factor de resistencia a cortante

$$\phi_v : \underline{0.90}$$

V_n : se define según lo detallado en el Capítulo G, de la siguiente forma:

en tubos rectangulares y secciones en cajón, la resistencia nominal a cortante se calcula de la siguiente forma (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), Capítulo G - G-5).

$$V_n = 0.6F_y A_w C_v$$

$$V_n : \underline{19.643} \text{ t}$$

Donde:

F_y : Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2548.42} \text{ kp/cm}^2$$

$$A_w = Zbt_f$$

$$A_w : \underline{12.85} \text{ cm}^2$$

Donde:

b : Distancia libre entre almas menos el radio de acuerdo a cada lado

$$b : \underline{86.80} \text{ mm}$$

t_f : Espesor del ala

$$t_f : \underline{7.40} \text{ mm}$$

b) para almas de todas las demás secciones con simetría doble o simple y secciones en U, excepto tubos redondos, el coeficiente de cortante del alma, C_v , se calcula de la siguiente forma:

$$1) \frac{b}{t_f} \leq 1.10 \sqrt{k_v \frac{E}{F_y}}$$

$$C_v = 1.0$$

Donde:

b: Distancia libre entre almas menos el radio de acuerdo a cada lado

t_w: Espesor del ala

E: Módulo de elasticidad del acero

K_v: Coeficiente de abolladura del alma

$$C_v : \underline{1.00}$$

$$b : \underline{86.80} \text{ mm}$$

$$t_w : \underline{7.40} \text{ mm}$$

$$E : \underline{2038735.98} \text{ kp/cm}^2$$

$$K_v : \underline{5.00}$$

Resistencia a corte V (Capítulo G)

Todas las secciones deben cumplir con las especificaciones LRFD desarrolladas en Capítulo G de ANSI/AISC 360-10 (LRFD).

Se debe satisfacer el siguiente criterio:

$$\eta_v = \frac{V}{V_c} \leq 1$$

$$\eta_v : \underline{0.002} \checkmark$$

El esfuerzo cortante solicitante de cálculo pésimo V , se produce en el nudo N335, para la combinación de hipótesis 1.2-PP+1.2-CM1-SY.

Donde:

V_r: Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD

$$V_r : \underline{0.043} \text{ t}$$

V_n: Resistencia de diseño a cortante

$$V_n = \phi_v V_n$$

$$V_n : \underline{17.679} \text{ t}$$

La resistencia de diseño a cortante viene dada por:

Donde:

ϕ_v : Factor de resistencia a cortante

$$\phi_v : \underline{0.90}$$

V_n: se define según lo detallado en el Capítulo G, de la siguiente forma:

en tubos rectangulares y secciones en cajón, la resistencia nominal a cortante se calcula de la siguiente forma (ANSI/AISC 360-10 (LRFD), Capítulo G - G-5).

$$V_n = 0.6F_y A_w C_v$$

$$V_n : \underline{19.643} \text{ t}$$

Donde:

F_y: Límite elástico mínimo especificado

$$F_y : \underline{2548.42} \text{ kp/cm}^2$$

$$A_w = 2ht_w$$

Donde:

h: Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo

t_w: Espesor del alma

b) para almas de todas las demás secciones con simetría doble o simple y secciones en U, excepto tubos redondos, el coeficiente de cortante del alma, C_v, se calcula de la siguiente forma:

$$i) \frac{h}{t_w} \leq 1.10 \sqrt{K_v \frac{E}{F_y}}$$

$$C_v = 1.0$$

Donde:

h: Distancia libre entre alas, menos el radio de acuerdo

t_w: Espesor del alma

E: Módulo de elasticidad del acero

K_v: Coeficiente de abolladura del alma

$$A_w : \underline{\underline{12.85}} \text{ cm}^2$$

$$h : \underline{\underline{86.80}} \text{ mm}$$

$$t_w : \underline{\underline{7.40}} \text{ mm}$$

$$C_v : \underline{\underline{1.00}}$$

$$h : \underline{\underline{86.80}} \text{ mm}$$

$$t_w : \underline{\underline{7.40}} \text{ mm}$$

$$E : \underline{\underline{2038735.98}} \text{ kp/cm}^2$$

$$K_v : \underline{\underline{5.00}}$$

Esfuerzos combinados y torsión (Capítulo H)

Se debe cumplir el siguiente criterio:

$$\eta \leq 1$$

$$\eta : \underline{0.082} \checkmark$$

Los esfuerzos solicitantes de cálculo pésimos se producen en el nudo N335, para la combinación de acciones 1.2-PP+1.2-CM1+SY.

Donde:

η : calculado según Artículo 1, Sección 2

2. Secciones con simetría doble y simple sometidas a flexión y tracción

b) Para $\frac{P_c}{P_c} < 0.2$

$$\eta = \frac{P_c}{2P_t} + \left(\frac{M_{ux}}{M_{ux}} + \frac{M_{uy}}{M_{uy}} \right) \quad (H1-1b)$$

$$\eta : \underline{0.08}$$

Donde:

P_t : Resistencia requerida a tracción

$$P_t : \underline{7.410} \text{ t}$$

P_c : Resistencia de diseño a tracción, calculado según el Capítulo D, Sección D2

$$P_c : \underline{63.952} \text{ t}$$

M_{ux} : Resistencia a flexión requerida en el eje fuerte

$$M_{ux} : \underline{0.044} \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_{ux} : Resistencia de diseño a flexión en el eje fuerte, calculado según el Capítulo F

$$M_{ux} : \underline{2.264} \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_{uy} : Resistencia a flexión requerida en el eje débil

$$M_{uy} : \underline{0.010} \text{ t}\cdot\text{m}$$

M_{uy} : Resistencia de diseño a flexión en el eje débil, calculado según el Capítulo F

$$M_{uy} : \underline{2.264} \text{ t}\cdot\text{m}$$

ANEXO 4

PLANO ESTRUCTURAL DEL PROYECTO

Figura 69

Plano estructural vista 3D

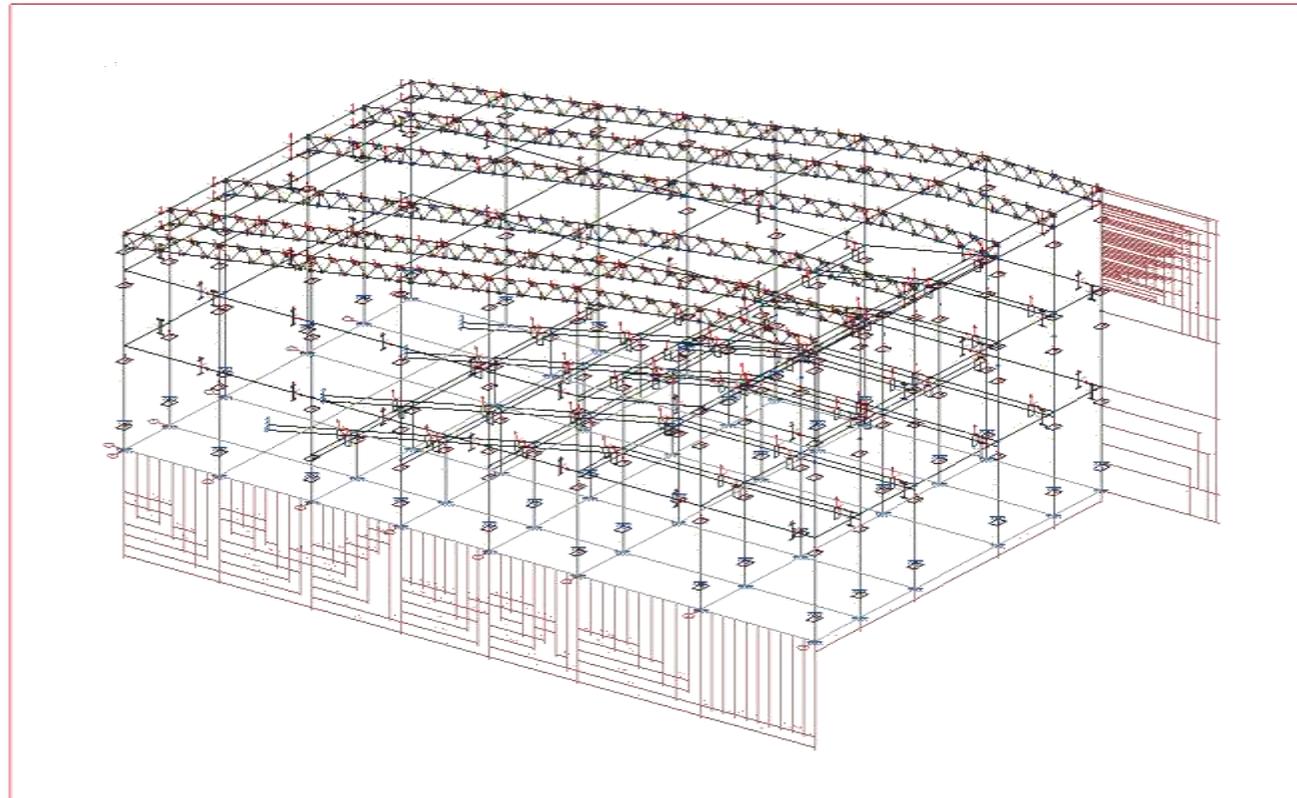


Figura 70

Plano estructural detalles de Viga 1

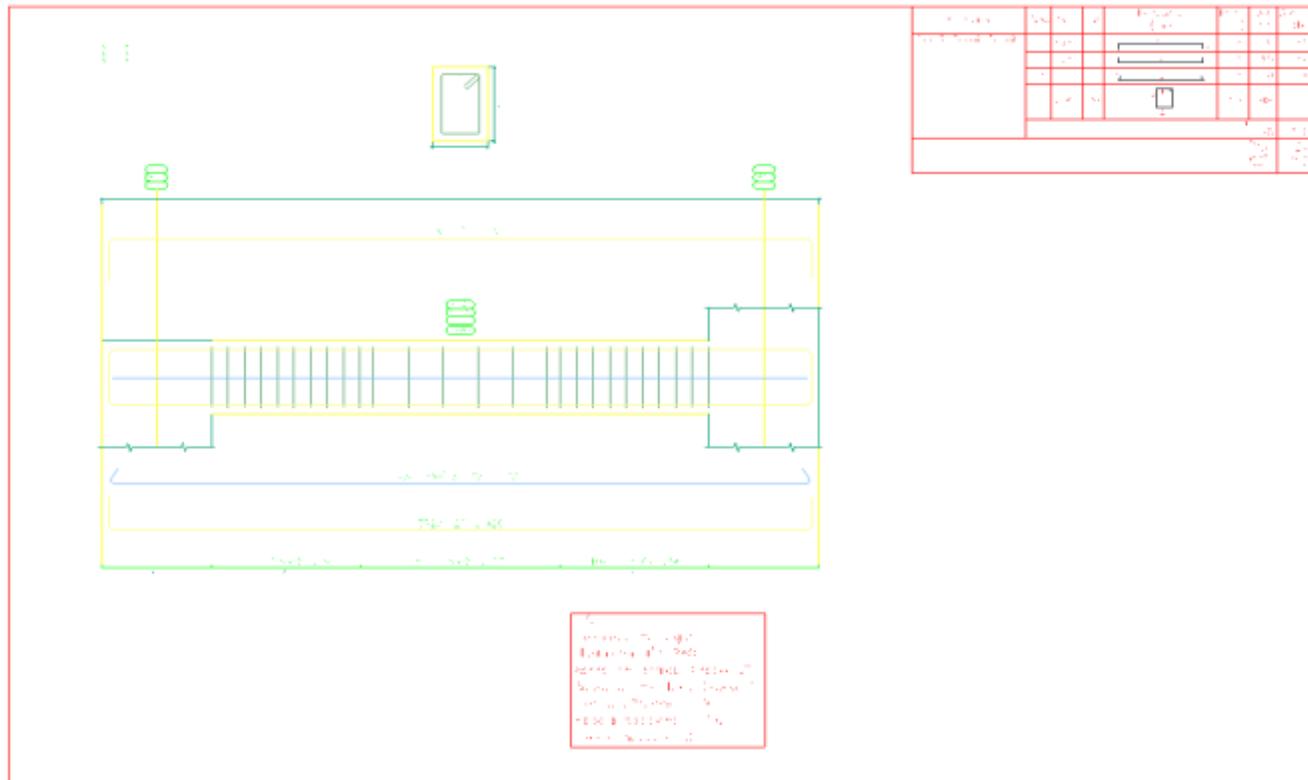


Figura 71

Plano estructural detalles de Viga 2

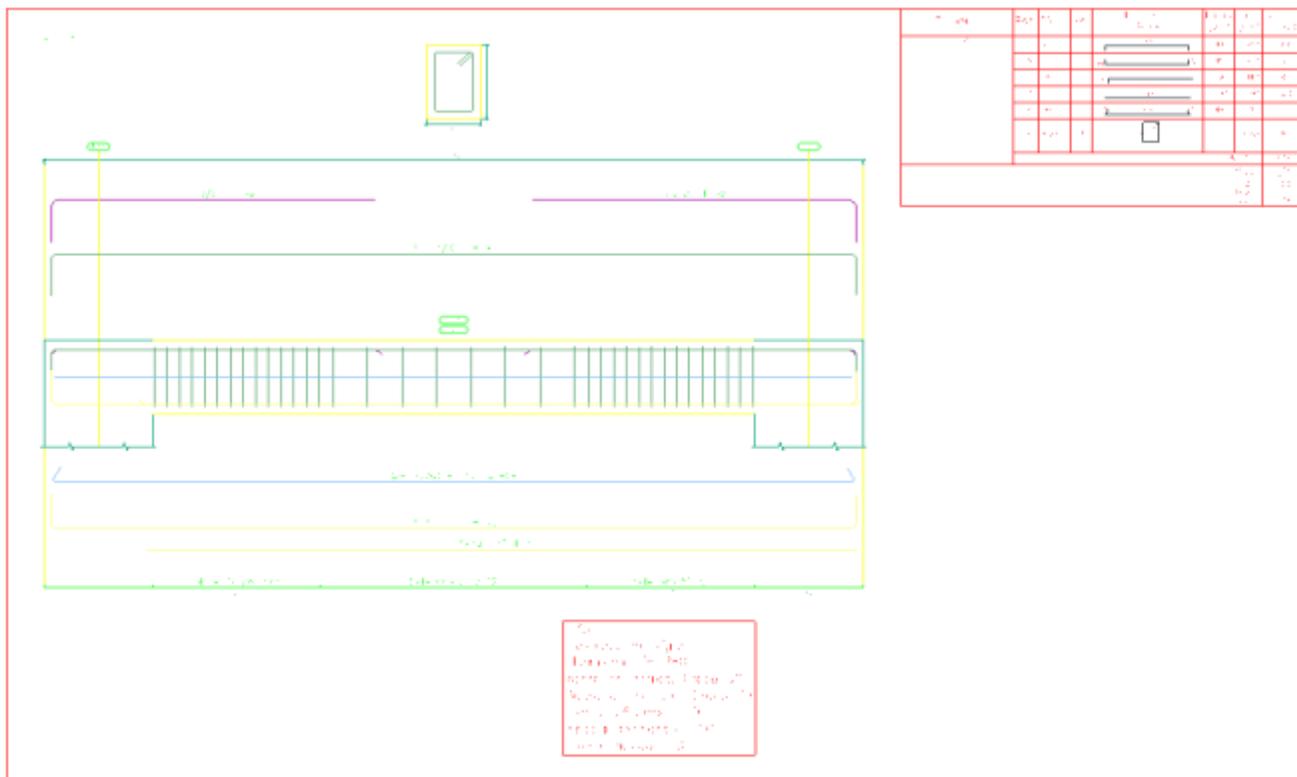


Figura 72

Plano estructural detalles de Viga 3

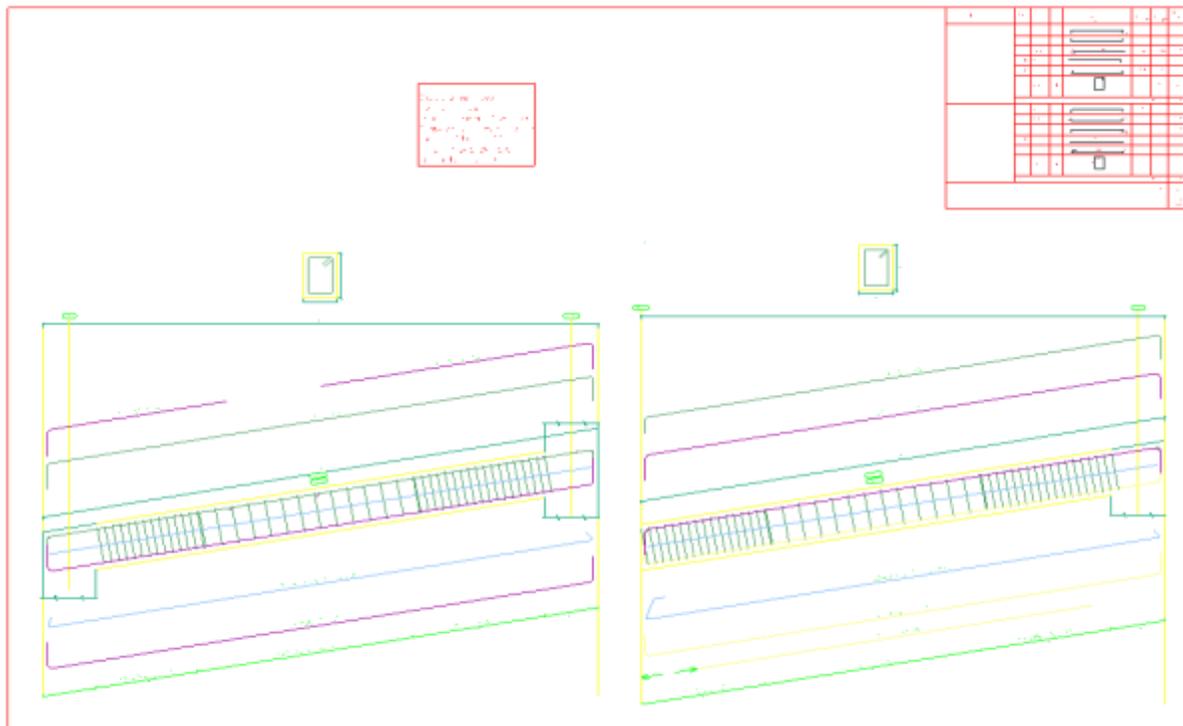


Figura 73

Plano estructural detalles de Viga 4

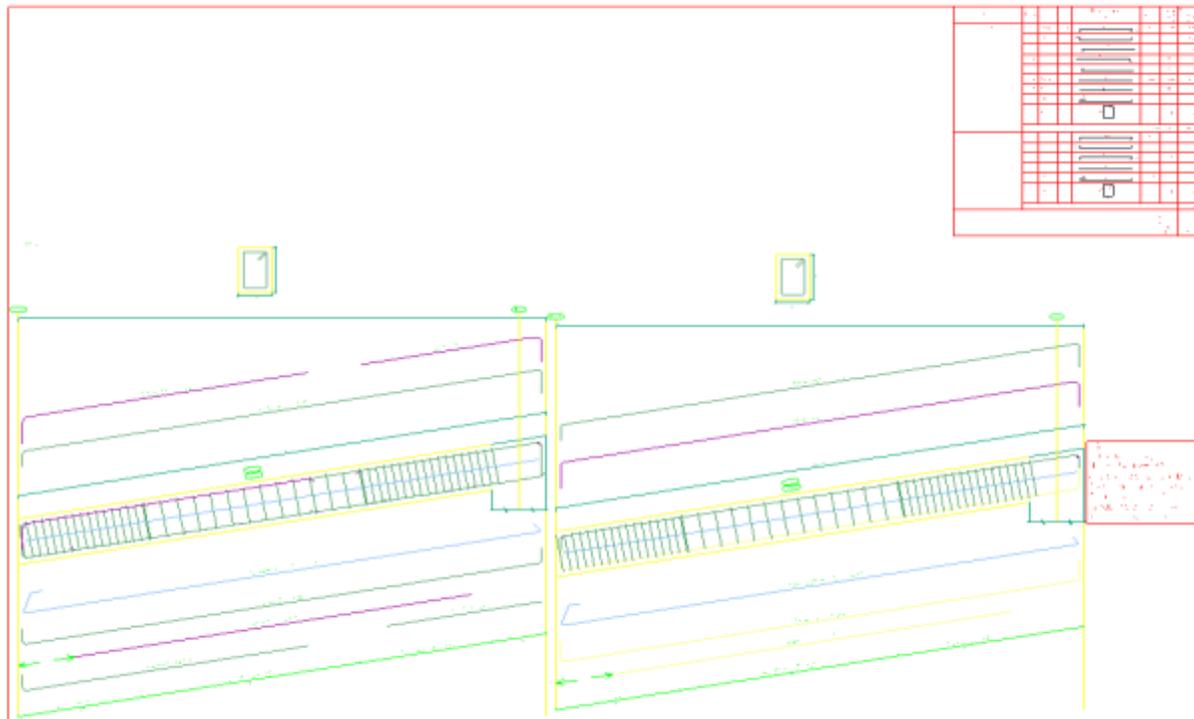


Figura 74

Plano estructural detalles de Viga 5

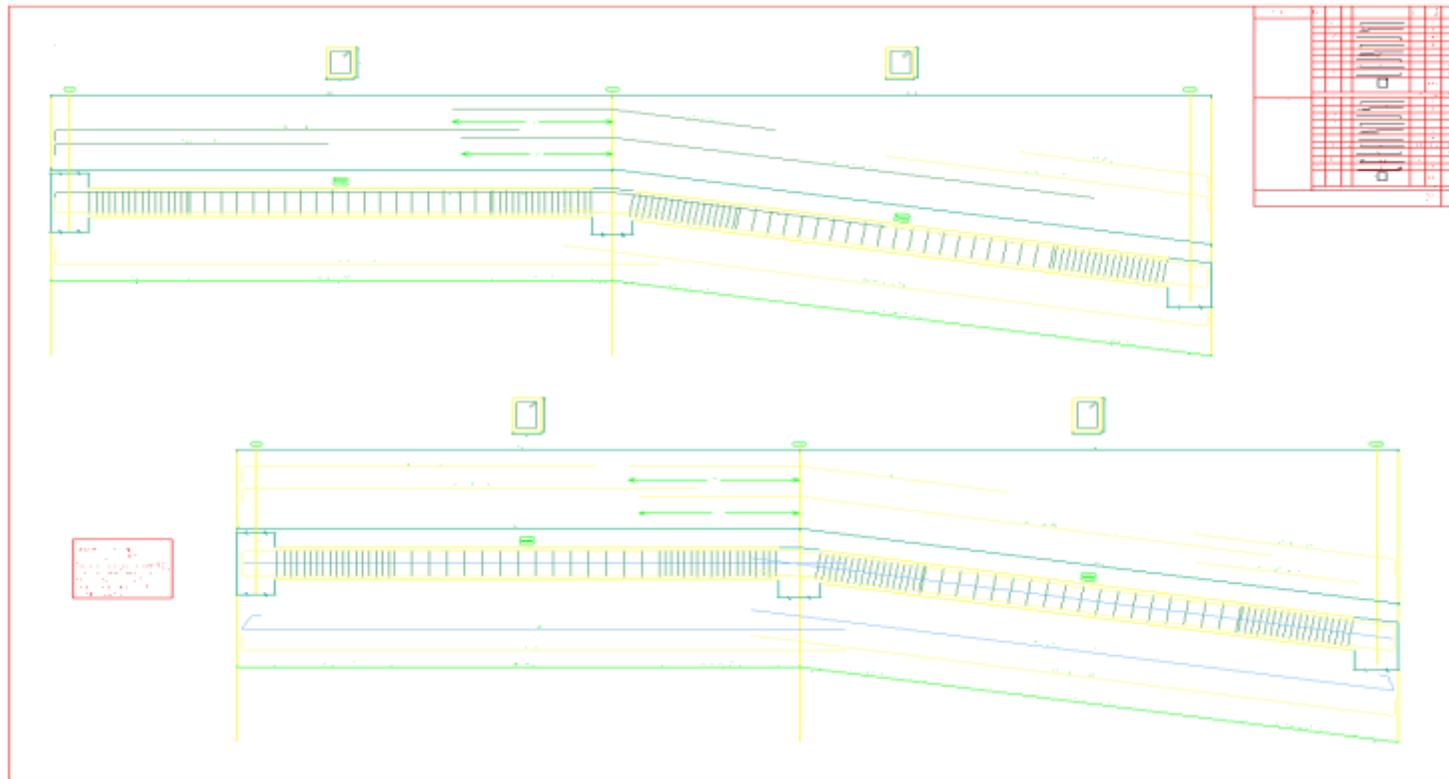


Figura 75

Plano estructural Columna 40X60 cm²

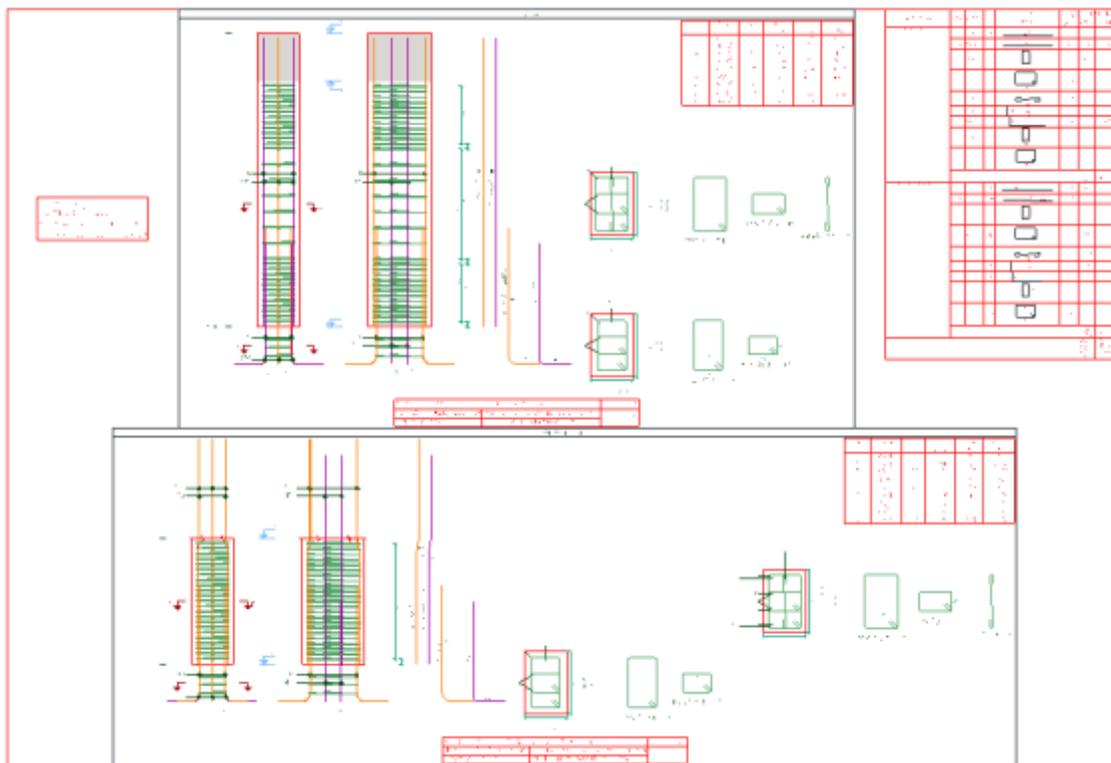


Figura 76

Plano estructural Columna 40X60 cm²

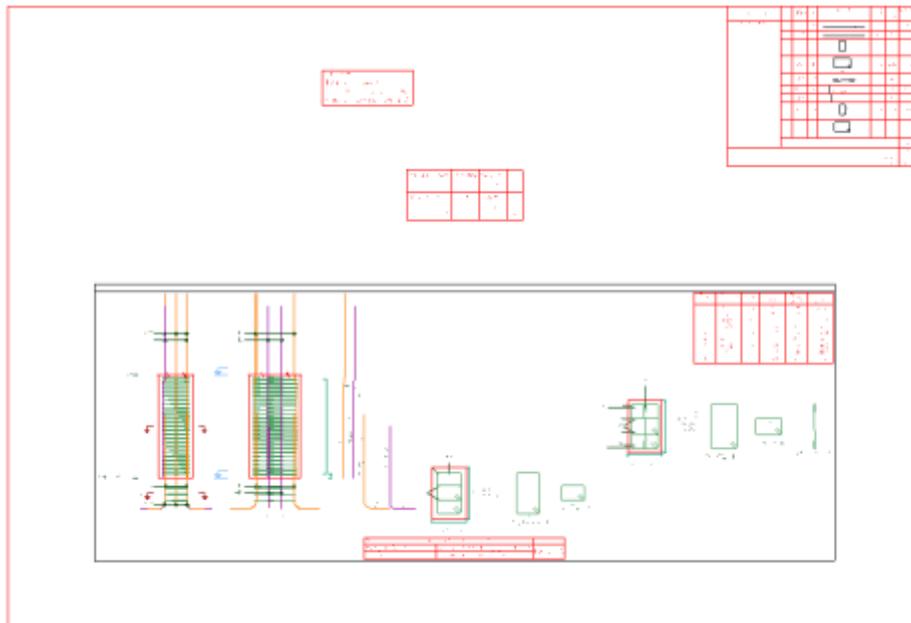


Figura 77

Plano estructural Columna 40X60 cm²

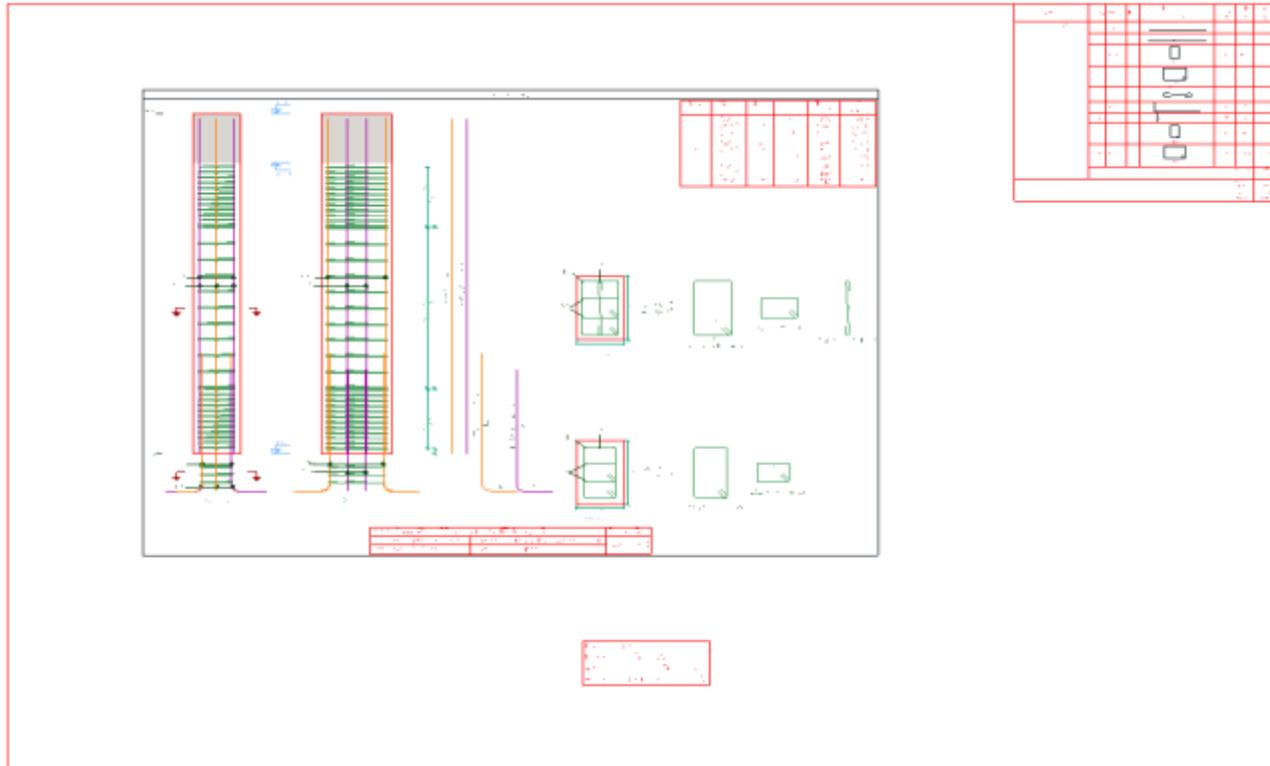


Figura 78

Cuadro de detalles de la columna 40X60 cm²

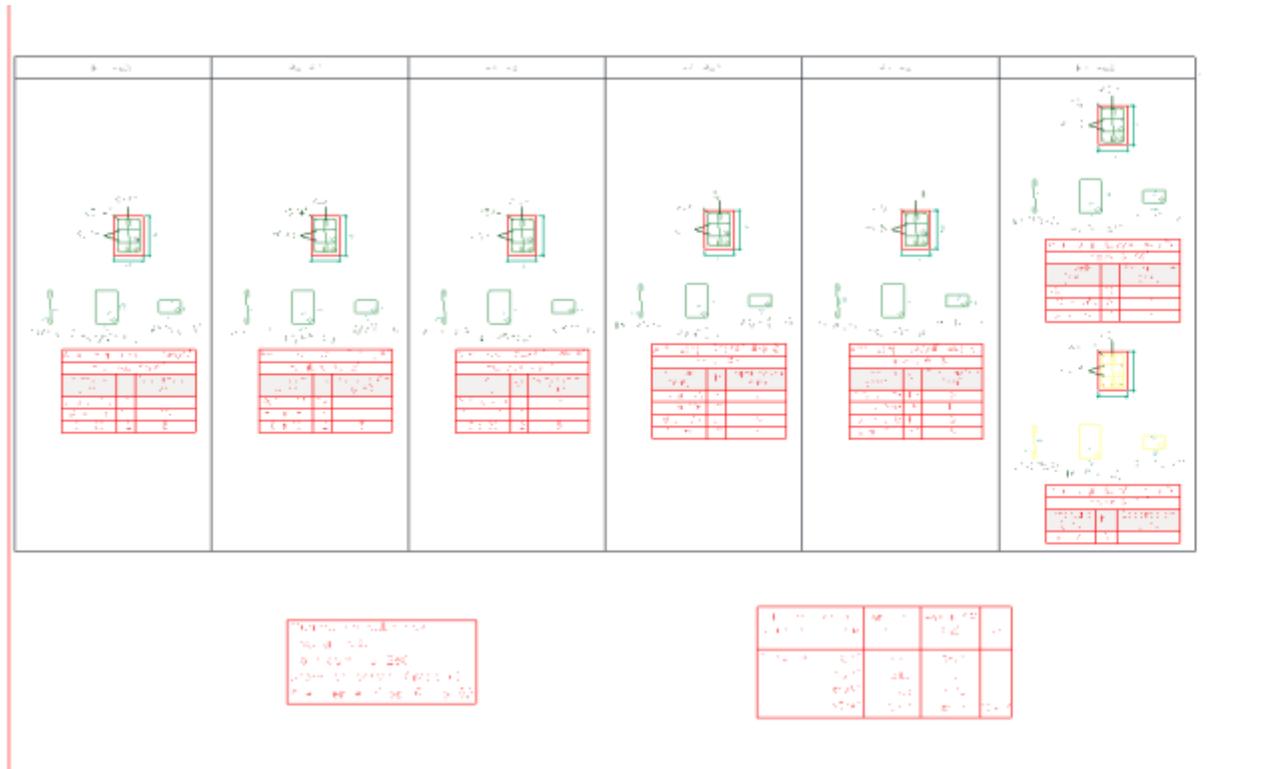
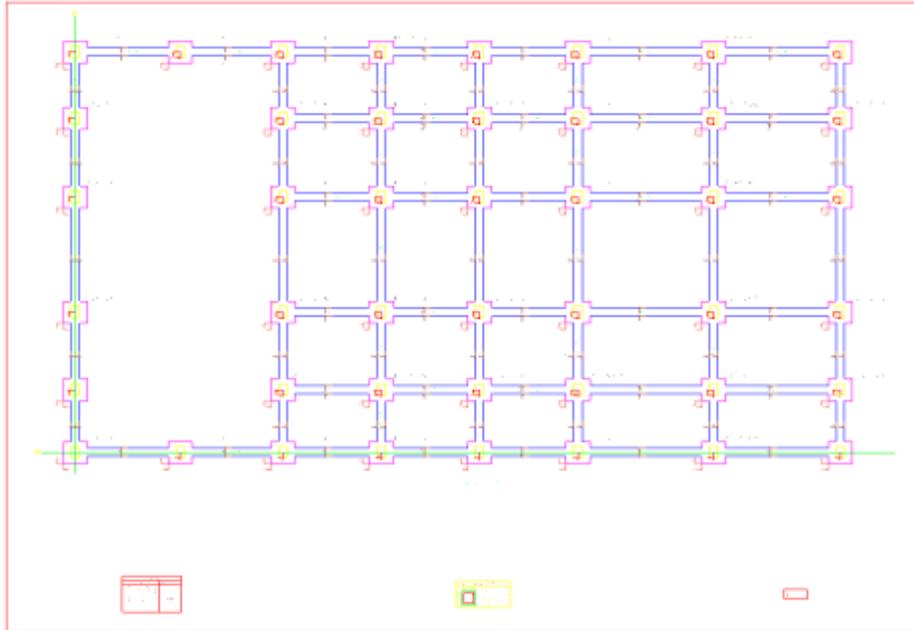


Figura 79

Plano estructural de las cimentaciones



ANEXO 5

INSTRUMENTOS

Figura 80

Ficha de análisis granulométrico del suelo

UNIVERSIDAD DE HUÁNUCO					
FICHA DE RECOLECCION DE DATOS					
	TESIS:				
TESISTA:	BACH.				
UBICACIÓN:					
FECHA:					
ENSAYO:	ANÁLISIS GRANULOMETRICO DEL SUELO				
CALICATA:					
NTP:	339.128				
TAMIZ	DIAMETRO (mm)	PESO RETENIDO(gr)	RETENIDO PARCIAL(%)	RETENIDO ACUMULADO(%)	QUE PASA(%)
3"	76.2				
1 1/2"	38.1				
1"	25.4				
3/4"	19.05				
1/2"	12.7				
3/8"	9.525				
N°4	4.76				
N°10	2				
N°16	1.3				
N°30	0.59				
N°40	0.426				
N°50	0.297				
N°60	0.25				
N°100	0.149				
N°200	0.074				
CAZOLETA					
TOTAL					

Figura 81

Ficha de Contenido de Humedad

UNIVERSIDAD DE HUÁNUCO						
FICHA DE RECOLECCION DE DATOS						
	TESIS:					
TESISTA:	BACH.					
UBICACIÓN:						
FECHA:						
ENSAYO:	CONTENIDO DE HUMEDAD					
CALICATA:						
NTP:	339.127					
DESCRIPCIÓN	M-01	M-02	M-03	M-04	M-05	PROMEDIO
Peso de Bandeja						
Peso natural húmedo + bandeja						
Peso natural seco + bandeja						
Peso natural húmedo						
Peso natural seco						
Contenido de Humedad						

Figura 82

Ficha de Limite Liquido

UNIVERSIDAD DE HUÁNUCO
FICHA DE RECOLECCION DE DATOS

	TESIS:				
TESISTA:	BACH.				
UBICACIÓN:					
FECHA:					
ENSAYO:	LÍMITE LÍQUIDO				
CALICATA:					
NTP:	339.129				
DESCRIPCIÓN	M-01	M-02	M-03	M-04	M-05
Peso del tarro (gr)					
Peso del tarro + suelo húmedo (gr)					
Peso del tarro + suelo seco (gr)					
Peso del suelo húmedo (gr)					
Número de golpes					
Contenido de Humedad (%)					
LÍMITE LÍQUIDO (%)					

Figura 83

Ficha de Limite Plástico

UNIVERSIDAD DE HUÁNUCO					
FICHA DE RECOLECCION DE DATOS					
	TESIS:				
TESISTA:	BACH.				
UBICACIÓN:					
FECHA:					
ENSAYO:	LÍMITE PLASTICO				
CALICATA:					
NTP:	339.130				
DESCRIPCIÓN	M-01	M-02	M-03	M-04	M-05
Peso del tarro (gr)					
Peso del tarro + suelo húmedo (gr)					
Peso del tarro + suelo seco (gr)					
Peso del suelo húmedo (gr)					
Peso del suelo seco (gr)					
LÍMITE PLASTICO (%)					

Figura 84

Ficha de Peso específico

UNIVERSIDAD DE HUÁNUCO					
FICHA DE RECOLECCION DE DATOS					
	TESIS:				
TESISTA:	BACH.				
UBICACIÓN:					
FECHA:					
ENSAYO:	PESO ESPECIFICO				
CAUCATA:					
NTP:	339.131				
DESCRIPCIÓN	M-01	M-02	M-03	M-04	M-05
Peso del recipiente + muestra húmeda (gr)					
Peso del recipiente + muestra seca (gr)					
Peso del recipiente (gr)					
Peso del recipiente (gr)					
Volumen recipiente (gr)					
RESULTADOS					
Peso de la muestra húmeda (gr)					
Peso de la muestra seca (gr)					
Peso del agua (gr)					
Peso específico de la muestra húmeda (gr/m ³)					
Peso específico de la muestra seca (gr/m ³)					
Humedad (%)					