

UNIVERSIDAD PRIVADA DE TACNA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS

**“DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN SISTEMA MODULAR DE
ACERO PARA UN ALBERGUE TEMPORAL EN LA CIUDAD DE
TACNA - 2020”**

PARA OPTAR:

TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

PRESENTADO POR:

Bach. RODOLFO FRANK PAREDES ZAMORA

TACNA – PERÚ

2021

UNIVERSIDAD PRIVADA DE TACNA

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

TESIS

**“DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN SISTEMA MODULAR DE ACERO PARA UN
ALBERGUE TEMPORAL EN LA CIUDAD DE TACNA - 2020”**

Tesis sustentada y aprobada el 7 de julio de 2021, estando el jurado calificador integrado por:

PRESIDENTE: Mtra. DINA MARLENE COTRADO FLORES

SECRETARIO: Mtro. GIANCARLOS JAVIER MACHACA FRÍAS

VOCAL: Mtro. WILBER PERCY MENDOZA RAMIREZ

ASESOR: Mtro. EDGAR HIPÓLITO CHAPARRO QUISPE

DECLARACIÓN JURADA DE ORIGINALIDAD

Yo **Rodolfo Frank Paredes Zamora**, en calidad de Bachiller de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil, de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Privada de Tacna, identificado con DNI 44734752.

Declaro bajo juramento que:

1. Soy autor de la tesis titulada:

“Diseño Estructural de un Sistema Modular de Acero para un Albergue Temporal en la Ciudad de Tacna - 2020”, la misma que presento para optar el *Título Profesional de Ingeniero Civil*.

2. La tesis no ha sido plagiada ni total ni parcialmente, para la cual se han respetado las normas internacionales de citas y referencias para las fuentes consultadas.

3. La tesis presentada no atenta contra derechos de terceros.

4. La tesis no ha sido publicada ni presentada anteriormente para obtener algún grado académico previo o título profesional.

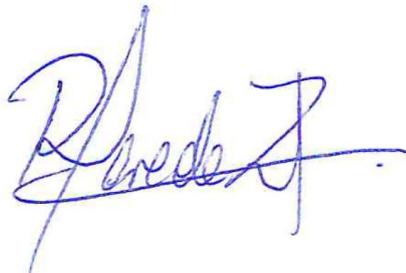
5. Los datos presentados en los resultados son reales, no han sido falsificados, ni duplicados, ni copiados.

Por lo expuesto, mediante la presente asumo frente a LA UNIVERSIDAD cualquier responsabilidad que pudiera derivarse por la autoría, originalidad y veracidad del contenido de la tesis, así como por los derechos sobre la obra y/o invención presentada. En consecuencia, me hago responsable frente a LA UNIVERSIDAD y a terceros, de cualquier daño que pudiera ocasionar, por el incumplimiento de lo declarado o que pudiera encontrar como causa del trabajo presentado, asumiendo todas las cargas pecuniarias que pudieran derivarse de ello en favor de terceros con motivo de acciones, reclamaciones o conflictos derivados del incumplimiento de lo declarado o las que encontrasen causa en el contenido de la tesis, libro y/o invento.

De identificarse fraude, piratería, plagio, falsificación o que el trabajo de investigación haya sido publicado anteriormente; asumo las consecuencias y sanciones que de

nuestra acción se deriven, sometiéndome a la normatividad vigente de la Universidad Privada de Tacna.

Tacna 1 de julio del 2021



Bach. Paredes Zamora, Rodolfo Frank

DNI 44734752

DEDICATORIA

Quiero dedicar la presente tesis a mis padres Rodolfo Paredes Mejía y Natalia Zamora Romero, por inculcarme valores, educación y demostrarme que en la vida se pueden lograr muchas cosas, a base de esfuerzo, sacrificio y perseverancia, a mi hermana Katherine y mi hermano Angelo, por su cariño y consejos, además de mis tios Hector y Betty, por el apoyo que siempre me brindaron.

De manera especial a mi compañera de vida, mi novia Luzbeth Marina, mujer la cual me impulsó y dio ánimos para poder iniciar y culminar mi carrera profesional.

Así como también aquellas personas que me brindaron su respaldo en estos años de estudio, amigos y docentes.

AGRADECIMIENTO

Agradecer a la Universidad Privada de Tacna y sus catedráticos, por ser el lugar que me brindo conocimientos y trazo el camino para mi desarrollo profesional

Al Mg. Ing. Edgar Chaparro por la enseñanza brindada en mis años de estudio, y además en la asesoría de la presente tesis

A mis amigos y compañeros de trabajo, los cuales me brindaron su apoyo para lograr mis objetivos.

¡Gracias totales!

ÍNDICE GENERAL

DECLARACIÓN JURADA DE ORIGINALIDAD	iii
DEDICATORIA	v
AGRADECIMIENTO	vi
ÍNDICE GENERAL	vii
ÍNDICE DE TABLAS	x
ÍNDICE DE FIGURAS	xi
INDICE DE ANEXOS	xii
RESUMEN	xiii
ABSTRACT	xiv
INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	3
1.1 Descripción del problema	3
1.2 Formulación del problema	4
1.2.1 Problema general	4
1.2.2 Problemas específicos	4
1.3 Justificación de la investigación	4
1.4 Objetivos	5
1.4.1 Objetivo general	5
1.4.2 Objetivos específicos	5
1.5 Hipótesis	5
1.5.1 Hipótesis general	5
1.5.2 Hipótesis específicas	5
CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO	6
2.1 Antecedentes del estudio	6
2.2 Bases teóricas	7
2.3 Definición de términos	42
2.3.1 Estructura	42
2.3.2 Ductilidad	42
2.3.3 Elasticidad	42
2.3.4 Marcos	42
2.3.5 Cargas muertas	42
2.3.6 Cargas vivas	42
2.3.7 Cargas de Sismo	43
2.3.8 Tensión	43
2.3.9 Compresión	43
2.3.10 Flexión	43

2.3.11 Punto de Fluencia	43
2.3.12 Esfuerzo de Fluencia	43
2.3.13 Estado límite	43
2.3.14 Estados límite de resistencia.....	44
2.3.15 Estados límite de servicio	44
2.3.16 Perno de anclaje	44
2.3.17 Soldadura	44
2.3.18 Tornillo	44
2.3.19 Placa Base.....	44
CAPÍTULO III: MARCO METODOLÓGICO	45
3.1 Tipo y diseño de la investigación	45
3.1.1. Tipo de la investigación.....	45
3.1.2. Diseño de la investigación	45
3.2 Población y muestra del estudio	45
3.2.1 Población	45
3.2.2 Muestra.....	45
3.3 Operacionalización de variables	45
3.4 Técnicas e instrumentos para la recolección de datos.....	46
3.5 Procesamiento y análisis de datos	47
CAPÍTULO IV: RESULTADOS	48
4.1 Generalidades	48
4.1.1 Ubicación de la zona del proyecto.....	48
4.1.2 Geotecnia de la zona del proyecto.....	49
4.2 Estructuración y pre – dimensionamiento	49
4.2.1 Estructuración.....	49
4.2.2 Pre – dimensionamiento	51
4.3 Análisis sísmico	52
4.4 Diseño de elementos de acero	60
4.4.1 Diseño de Columnas.....	61
4.4.1.2 Elemento estructural W16x57	61
4.4.2 Diseño de Vigas.....	67
4.4.2.1 Viga Principal W14x48	67
4.4.2.2 Viga Principal W12x40	69
4.4.2.3 Viga Secundaria W8x35.....	71
4.4.3 Diseño de Arriostres	74
4.4.3.1 Arriostre W 8x21	74
4.4.4 Diseño de Conexiones	77

4.4.4.1 Conexión de Viga Secundaria con Viga Principal	77
4.4.4.2 Conexión Viga Principal con Columna	80
4.4.4.3 Conexión de Arriostres	82
4.4.5 Diseño de Placa base	83
4.5. Diseño de Cimentaciones	86
4.5.1 Corte Por Flexión	87
4.5.2 Corte por Punzonamiento	88
4.6 Consideraciones para la fabricación y montaje de la estructura	90
4.6.1 Fabricación en Taller	91
4.6.2 Montaje en Obra	93
CAPÍTULO V: DISCUSIÓN	94
CONCLUSIONES	96
RECOMENDACIONES	98
REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	99

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Zonificación Sísmica	14
Tabla 2: Perfiles de suelo	15
Tabla 3: Factor de suelo	16
Tabla 4: Periodos “ t_P ” y “ t_L ”	16
Tabla 5: Factor de suelo	17
Tabla 6: Sistema estructural	18
Tabla 7: Coeficiente de reducción.....	19
Tabla 8: Irregularidades en altura	20
Tabla 9: Irregularidades en planta	21
Tabla 10: Distorsión admisible por material predominante.....	25
Tabla 11: Factor de resistencia.....	27
Tabla 12: Combinación de cargas	28
Tabla 13: Matriz de Operacionalización de Variables	46
Tabla 14: Perfiles asignados.....	55
Tabla 15: Modos de vibración y factores de masa	57
Tabla 16: Masa de la estructura.....	59
Tabla 17: Derivas por cada nivel de piso	59
Tabla 18: Cortante dinámica.....	60
Tabla 19: Comparación de cortante estática y dinámica	60
Tabla 20: Inercias y longitudes de vigas y columnas	63
Tabla 21: Valores de rigidez rotacional de los nudos	63
Tabla 22: Estados Límite	76
Tabla 23: Comparación de carga nominal y carga última.....	76
Tabla 24: Distancia mínima al borde del centro del agujero.....	78

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Acción Sísmica	9
Figura 2: Fractura de la soldadura de penetración completa en una conexión de pórtico resistente a momento.....	11
Figura 3: Detalle de la soldadura entre el ala inferior de una viga y el ala de la columna.....	12
Figura 4: Desplazamiento lateral excesivo del primer piso de una estructura aporticada.....	13
Figura 5: Zonificación Sísmica	15
Figura 6: Momento nominal en función de la longitud no soportada lateralmente ...	33
Figura 7: Tornillo, tuerca y rondana de alta resistencia	36
Figura 8: Modos de falla	38
Figura 9: Tipos de soldadura en acero estructural	39
Figura 10: Posiciones de soldadura	40
Figura 11: Ubicación del proyecto.....	48
Figura 12: Asociación de Vivienda Taller Simón Bolívar	48
Figura 13: Vista de planta de la edificación.....	50
Figura 14: Propiedades del material	52
Figura 15: Selección de perfiles metálicos	53
Figura 16: Designación de parrilla metálica	54
Figura 17: Piso metálico (grating)	54
Figura 18: Distribución de vigas secundarias.....	55
Figura 19: Asignación de patrones de carga.....	56
Figura 20: Fuente de masa.....	56
Figura 21: Parámetros de espectro de respuesta	58
Figura 22: Combinación de carga	61
Figura 23: Resultados de esfuerzos últimos en perfiles metálicos	61
Figura 24: Nomograma de Jackson	62
Figura 25: Distancias recomendadas en placa base.....	84

ÍNDICE DE ANEXOS

Anexo 1 Matriz de Consistencia.....	101
Anexo 2 Capacidad Portante del Suelo	103
Anexo 3 Plano de Ubicación del Proyecto	104
Anexo 4 Plano de Diseño del Proyecto.....	105

RESUMEN

El presente informe de tesis se ubicó en el distrito de Ciudad Nueva, zona altamente vulnerable de la ciudad de Tacna. La investigación tiene como objetivo principal el diseño estructural de un sistema modular de acero, el cual evidencia la eficiencia de las construcciones con perfiles metálicos. Primero se recabó información relacionada con el diseño en acero con el método de Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD), tanto normas nacionales (RNE Norma E090 Estructuras Metálicas) como normas internacionales (American Society for Testing and Materials, American Institute of Steel Construction, American Welding Society, entre otras). Luego se realizó el modelado con el programa de estructuras ETABS, donde propusimos y definimos los perfiles metálicos a utilizar, a su vez, el software brindó información como las derivas en "X" (0,003) e "Y" (0,003), las cuales se encuentran dentro del límite establecido en el RNE E030 Diseño Sismorresistente.

Además se obtiene los valores de fuerza cortante basal estática (161,85 Ton-f), y se verifica que el 80% de la cortante estática es menor que la fuerza cortante dinámica, por lo cual el modelo no requiere ser escalado en los casos de carga del espectro de respuesta

Palabras claves: Diseño estructural, Análisis sísmico, Resistencia admisible, Sistema modular.

ABSTRACT

This thesis report was located in the district of Ciudad Nueva, a highly vulnerable area of the city of Tacna. The main objective of the research is the structural design of a modular steel system, which shows the efficiency of constructions with metal profiles. First, information related to steel design was collected with the Load and Resistance Factor Design (LRFD) method, both national standards (RNE Standard E090 Metallic Structures) and international standards (American Society for Testing and Materials, American Institute of Steel Construction, American Welding Society, among others). Then the modeling was carried out with the ETABS structure program, where we proposed and defined the metallic profiles to be used, in turn, the software provided information such as drifts in "X" (0,003) and "Y" (0,003), which They are within the limit established in RNE E030 Earthquake Resistant Design. In addition, the static basal shear force values (161,85 Ton-f) are obtained, and it is verified that 80% of the static shear is less than the dynamic shear force, therefore the model does not need to be scaled in load cases response spectrum.

Keywords: Structural design, Seismic analysis, Allowable resistance, Modular system.

INTRODUCCIÓN

En los últimos años, nuestro territorio viene presentando una serie de desastres, de origen natural y realizados por el hombre, los cuales afectan directamente a las familias y personas más vulnerables.

La costa peruana, de acuerdo al Instituto Geofísico del Perú (IGP), es una zona con alta probabilidad de ocurrencia de sismos de gran magnitud debido al constante movimiento de la Placa de Nazca. Se tiene un silencio sísmico desde el terremoto del 23 de junio de 2001, el cual tuvo una magnitud de los 6,9 grados en la escala de Richter, ocurrido a las 15:33 horas, con epicentro a 82 Kilómetros de la localidad de Ocoña, y afectó severamente los departamentos de Arequipa Moquegua y Tacna.

Así mismo, existen otros factores los cuales están directamente involucrados a una posible afectación de las personas, las cuales son lluvias torrenciales, heladas, friajes, etc. Además de los peligros y desastres naturales, se le suma en la actualidad la aparición de pandemia Covid-19, en la cual se muestra la falta de espacios necesarios para el adecuado albergue de las personas afectadas.

Por otro lado, para atender este tipo de demandas, en las cuales se necesita acciones rápidas y concretas, existe deficiencia en los tiempos de ejecución, los cuales perjudican directamente a la población.

Son conocidas además, las bondades de las construcciones en acero, las cuales presentan tiempos de ejecución más efectivos, con respecto a las construcciones de concreto armado.

Por lo mencionado anteriormente, se necesita realizar el informe de tesis titulado *“Diseño Estructural de un Sistema Modular de Acero para un Albergue Temporal en la Ciudad de Tacna-2020”*, la cual se enfocará en el análisis y diseño estructural de un módulo de acero, al cual se realizará el análisis sísmico adecuado, y con lo mencionado podremos analizar los desplazamientos, derivas, cálculos de cada elemento y las conexiones de dicho modulo. Todo ejecutado con el programa ETABS 2016.

Este informe se encuentra estructurado en 5 capítulos.

En el Capítulo I, se refiere a la descripción del problema, formulación, justificación, objetivos e hipótesis de la tesis. Se determina la problemática estructural de módulos

de acero, la cual será atendida en el presente informe.

En el Capítulo II, está referido al marco teórico, antecedentes del análisis de estructuras de acero y definiciones. Se detalla la secuencia de cálculo, se determinan formulas, además de la información requerida para los cálculos de gabinete.

En el Capítulo III, se desarrolla el marco metodológico, tipo y diseño de investigación, población y/o muestra de estudio, operacionalización de variables, técnicas e instrumentos para la recolección de datos y finalmente procesamiento y análisis de datos.

En el Capítulo IV, se presenta los resultados de la investigación a partir del cálculo realizado en el trabajo de gabinete, desarrollado mediante fórmulas establecidas anteriormente, además de presentarse tablas y resultados obtenidos del programa de estructuras.

En el Capítulo V, referente a conocer la discusión del trabajo desarrollado.

CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1. Descripción del problema

En los últimos años, se vienen suscitando una serie de desastres, de origen natural y realizados por el hombre, los cuales afectan directamente a las familias y personas más vulnerables.

En todo el territorio peruano, son ampliamente conocidos los peligros y riesgos, los cuales se pueden manifestar en cualquier momento.

La costa peruana, de acuerdo al Instituto Geofísico del Perú (IGP), es una zona con alta probabilidad de ocurrencia de sismos de gran magnitud debido al constante movimiento de la Placa de Nazca. Así mismo en la zona sur del Perú se presenta un gran silencio sísmico que va desde 1868, y con el paso de los años este silencio sísmico va aumentando la magnitud de momento de descarga lo que constituye un peligro potencial a toda la población.

Se tiene un silencio sísmico desde el terremoto del 23 de junio de 2001, el cual tuvo una magnitud de los 6,9 grados en la escala de Richter, ocurrido a las 15:33 horas, con epicentro a 82 Kilómetros de la localidad de Ocoña, y afectó severamente los departamentos de Arequipa Moquegua y Tacna.

Así mismo, existen otros factores los cuales están directamente involucrados a una posible afectación de las personas, las cuales son lluvias torrenciales, heladas, friajes, etc.

También cabe recordar que, el pasado 21 de febrero, fuertes lluvias activaron las quebrada Karamolle y la quebrada del Diablo. Tras conocerse la noticia, se lanzaron los llamados de prevención, indicando a los pobladores de La Florida que alcanzaran las zonas más elevadas para evitar la fuerza de la corriente las lluvias intensas que derivaron en un huayco que afecto la ciudad de Tacna. Esto origino la necesidad de dar protección y albergue a la población afectada, debido a los daños sufridos en sus viviendas.

Además de los peligros y desastres naturales, se le suma en la actualidad la aparición de pandemia Covid-19, en la cual se muestra la falta de espacios necesarios para el adecuado albergue de las personas afectadas.

Por otro lado, para atender este tipo de demandas, en las cuales se necesita acciones rápidas y concretas, existe deficiencia en los tiempos de ejecución, los cuales perjudican directamente a la población.

Son conocidas además, las bondades de las construcciones en acero, las cuales presentan tiempos de ejecución más efectivos, con respecto a las construcciones de concreto armado.

Por lo expuesto, es que se ve necesario proponer el tema de tesis, con el cual se propone hacer el diseño estructural de un sistema modular de acero para un albergue temporal en la ciudad de Tacna, teniendo en cuenta las normas del Reglamento Nacional de Edificaciones y las consideraciones de diseño propuestas por el AISC.

1.2. Formulación del problema

1.2.1 Problema general

¿Cuál sería diseño estructural de un sistema modular de acero para un albergue temporal en la ciudad de Tacna-2020?

1.2.2 Problemas específicos

- ¿Cuál es el análisis sísmico del sistema modular de acero?
- ¿Cómo se realizaría el diseño de los componentes estructurales que conforman el albergue temporal?
- ¿Cuáles son los lineamientos mínimos en el control de calidad del sistema modular de acero?

1.3 Justificación de la investigación

La presente tesis se justifica por las siguientes razones:

Desde el aspecto sísmico; nuestra ciudad se ubica en el "Cinturón de Fuego del Pacífico", esto nos exige realizar las evaluaciones sísmicas del diseño de cualquier estructura, en este caso será un diseño de perfiles metálicos, a su vez que brinda una nueva alternativa confiable de construcción.

Desde el aspecto de técnico; al delimitar los aspectos mínimos necesarios para el diseño de acero con respecto a sus normas de calidad, permitirá a los futuros proyectistas verificar los diseños y fabricaciones de estructuras de acero, a su vez ampliar el panorama de las construcciones de acero.

Desde el aspecto social; garantizar la seguridad de la población en contar con una estructura modular de acero para destinarlo como albergue temporal.

1.4 Objetivos

1.4.1 Objetivo general

Desarrollar el diseño estructural de un sistema modular de acero para un albergue temporal en la ciudad de Tacna - 2020.

1.4.2 Objetivos específicos

- Realizar el análisis sísmico del sistema modular de acero.
- Diseñar los componentes estructurales que conforman el sistema modular de acero.
- Proponer lineamientos mínimos en el control de calidad del sistema modular de acero.

1.5 Hipótesis

1.5.1 Hipótesis general

Es sustentable el diseño estructural de un sistema modular de acero para un albergue temporal en la ciudad de Tacna, considerando las restricciones dadas por el Reglamento Nacional de Edificaciones.

1.5.2 Hipótesis específicas

- Realizando el análisis sísmico del sistema modular de acero, permite que el edificio no colapse ante eventos sísmicos severos.
- Diseñando los componentes estructurales que conforman el sistema modular de acero, permite la confiabilidad de la estructura.
- Proponiendo lineamientos mínimos en el control de calidad del sistema modular de acero, garantiza la seguridad del sistema.

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

2.1 Antecedentes del estudio

2.1.1. Antecedentes Internacionales

Salas (2016) en su tesis denominada: *“Estudio Experimental de Conexiones a Momento Usando Perfiles T Soldados”*, situado en Chile, indica la importancia del sistema de conexiones en las estructuras de acero, las cuales, son estudiadas en el Laboratorio Experimental de Estructuras-Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de Chile, donde se realizó los ensayos de 4 probetas a tamaño real, en su informe presenta la importancia del diseño de columna fuerte-viga débil, la cual permite la distribución adecuada de momentos y esfuerzos cortantes en las conexiones.

Además, indica claramente que el desempeño en los cordones de soldadura tendrá estrecha relación con respecto a su mano de obra, la cual debe garantizar la unión adecuada con un soldador calificado en el proceso de soldadura seleccionado, usando electrodo AWS E70XX

Andrade y Fernández (2019) en su tesis *“Propuesta de una Metodología de Inspección Funcional y Estructural de Puentes de Estructura Metálica”*, situado en Ecuador, tiene como objetivo proponer una metodología de inspección funcional y estructural para puentes de estructura metálica, además del ensayo de probetas metálicas que cumplan con los criterios de las normas establecidas.

Asimismo en su informe hace mención a las inspecciones y ensayos no destructivos (END), conjuntamente de los defectos de la soldadura, los cuales son perjudiciales para el correcto funcionamiento del diseño en acero. Dicho informe concluye en realizar una correcta inspección de soldaduras de estructuras metálicas, tanto los ensayos visuales y líquidos penetrantes. Además menciona la importancia de que la soldadura sea realizada por personal calificado, ya que una manipulación inapropiada del electrodo resulta en fallas como discontinuidades, falta de fusión, socavaciones, etc.

2.1.2 Antecedentes Nacionales

Condori (2013) en su tema de tesis *“Diseño de una Vivienda Multifamiliar de dos Niveles Empleando Acero Estructural en el Distrito de Cajamarca”*, manifiesta la

importancia de los arriostramientos en las estructuras de acero, los cuales a diferencia de los pórticos no arriostrados, muestran un mejor comportamiento en los desplazamientos ocasionados por los sismos, pero como desventaja presentan un aumento de los costos y tiempos de construcción. Las conclusiones de este informe indican que se puede utilizar conexiones de momento (empotradas), las cuales permiten un comportamiento suficientemente dúctil, y también los desplazamientos laterales tienen resultados aceptables

Tong (2014) en su informe de tesis denominado *“Factibilidad del Uso de Estructuras Metálicas en el Diseño de Viviendas Multifamiliares”*, busca comparar costos y tiempos en los diseños de viviendas multifamiliares, realizando los cálculos tanto en concreto y en acero, en la cual concluye que si bien es cierto, el acero tiene un pequeño margen superior en costo al concreto, esto se ve compensado en demasía en cuanto los tiempos de montaje, además de la importancia del cuidado del medio ambiente, debido a que el acero es un material reciclable, que no genera muchos desperdicios, a comparación de concreto que no puede volver a tomar sus características iniciales.

2.1.2 Antecedentes Locales

Cucho (2019) en su tesis *“Análisis Sísmico de un Galpón de Gran Altura en la Ciudad de Tacna”* tiene como objetivos la comparación del método de diseño LRFD y ASD, además de la comparación de los métodos manuales y el uso de software estructural.

Dicho informe concluye que el método que mejores resultados tiene es el LRFD, entre sus factores positivos es el más detallado en el Reglamento Nacional de Edificaciones E090 Estructuras Metálicas. Además concluye la cercanía de los valores calculados en gabinete versus los valores mostrados en el programa de estructuras ETABS

2.2 Bases teóricas

2.2.1 Diseño Sísmico

El diseño sísmico estudia la conducta de las estructuras, en relación a las cargas sísmicas que puedan sufrir. Para nuestro tema de estudio, será necesario

mencionar algunas teorías, además de la importancia de la estructuración, cargas y demás parámetros influyentes en el análisis sísmico.

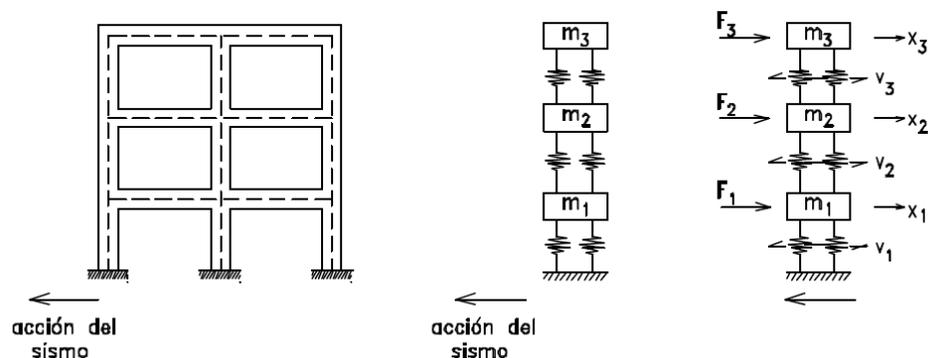
Según McCormac (2013), el diseño de la estructura de acero será influenciado directamente por el análisis sísmico que se realizara. Él indica que los sismos han demostrado claramente que el edificio promedio que no se ha diseñado para fuerzas sísmicas, puede ser destruido por un sismo que no sea particularmente severo.

Durante un sismo hay una aceleración de la superficie del terreno. Esta aceleración puede descomponerse en elementos verticales y horizontales. Por lo general, se supone que los primeros son despreciables, en tanto que los segundos pueden ser más graves.

El análisis estructural de los efectos esperados de un sismo debe incluir un estudio de la respuesta de la estructura al movimiento del suelo causado por el sismo. Sin embargo, es común en el diseño aproximar los efectos del movimiento del suelo a un conjunto de cargas estáticas horizontales actuando en cada nivel de la estructura.

De acuerdo a Zapata (1992), en el momento de los diseños estructurales, se conoce que lo más crítico será los cálculos en las conexiones, ya sea soldadas o empernadas. En lo mencionado en el libro, esto estará directamente ligado a las consideraciones sísmicas calculadas, y a las acciones y movimientos que producirán desplazamientos a la estructura.

Los terremotos producen movimientos horizontales y verticales. Los movimientos horizontales son los que generan en las estructuras los efectos más significativos. Cuando el suelo se mueve, la inercia de la masa de la estructura tiende a resistir tal momento, como se observa en la siguiente figura.

Figura 1*Acción Sísmica*

Nota. Adaptado de *Diseño Estructural en Acero*, por L. Zapata (1992)

Según Crisafulli (2018), el acero es el material más dúctil entre aquellos de uso estructural. Sin embargo, es un error grave considerar que esta propiedad inherente al material se traslada automáticamente al sistema estructural. Las investigaciones desarrolladas en los últimos 30 años han demostrado que para asegurar el comportamiento dúctil de las estructuras es necesario suministrar adecuada ductilidad no sólo a nivel del material, sino también a nivel seccional y de los miembros que componen el sistema (columnas, vigas, riostras, conexiones). Para ello se debe, en primer lugar, identificar y conocer las condiciones que pueden conducir a mecanismos de falla frágil y, luego, adoptar estrategias de diseño para obtener una respuesta estable y con adecuada capacidad de disipación de energía. El diseño y detalle de las conexiones entre los distintos componentes estructurales es un aspecto de fundamental importancia para alcanzar estos objetivos. Antes de 1988, en general, no se disponía de especificaciones reglamentarias para el apropiado detalle de estructuras sismorresistentes de acero. Afortunadamente esta situación se ha revertido y en la actualidad se cuenta con especificaciones que se consideran seguras y confiables.

Para estructuras sismorresistentes, el control de los fenómenos de inestabilidad resulta más importante aún que en las estructuras comunes, dado que su ocurrencia degrada la respuesta en términos de resistencia y rigidez, disminuyendo así su capacidad de disipar energía. Las especificaciones de diseño incluyen requerimientos específicos al respecto, particularmente en aquellas zonas donde se espera que se desarrollen deformaciones plásticas (por ejemplos, rótulas plásticas en vigas, zonas de fluencia por tracción o corte, etc.).

Los edificios con estructura de acero, han sido construidos desde hace muchas décadas, principalmente en países desarrollados económica y tecnológicamente.

Los terremotos de Northridge, USA, ocurrido en 1994 (Magnitud Richter 6,8) y de Hyogo-ken Nanbu (Kobe), Japón, en 1995 (Magnitud Richter 7,2) que afectaron zonas de dos países que son considerados líderes en la ingeniería sismorresistente, representaron pruebas severas para las construcciones de acero. En ambos terremotos no se registraron colapsos de edificios con estructura de acero y las primeras inspecciones realizadas inmediatamente después del sismo (usualmente desde el exterior del edificio) indicaron un adecuado comportamiento, sin daños observables a simple vista. Esta situación se consideró como un éxito de la ingeniería y de la industria de la construcción en acero. Sin embargo, los estudios más detallados que se realizaron posteriormente revelaron que un número importante de edificios, muchos de los cuales fueron diseñados con reglamentaciones modernas, se encontraban seriamente afectados. Varias semanas después de ocurrido el terremoto, equipos especializados realizaron inspecciones con el objeto de investigar la ocurrencia de desplazamientos laterales residuales de importancia. Para ello, se debieron remover los elementos arquitectónicos y la protección contra fuego que usualmente cubren la estructura de acero.

Los daños afectaron distintos tipos de estructuras de acero, pero los problemas más sorprendentes y serios se registraron en pórticos resistentes a momento (sin arriostramientos), donde se observó un inadecuado comportamiento de las conexiones, particularmente en los nudos viga-columna, con la ocurrencia de distintos tipos de falla por fractura de soldaduras y placas, como se observa en la figura.

Figura 2

Fractura de la soldadura de penetración completa



Nota. Adaptado de *Diseño Sismorresistente de Construcciones de Acero*, por F. Crisafulli (2018)

Como resultado de los daños observados en el terremoto de Northridge, se implementó en Estados Unidos un programa de investigación analítico-experimental de gran alcance, destinado a analizar las causas de las fallas relevadas y a proponer soluciones aplicables tanto al diseño de nuevas construcciones como a la reparación de las existentes. Este programa, denominado SAC (siglas surgen del nombre de las tres organizaciones norteamericanas que forman el consorcio: SEAOC, ATC y CUREE) comprendió tres etapas: (i) el estudio de las prácticas de diseño y constructivas previas al terremoto de Northridge, (ii) el análisis de las fallas y sus causas y (iii) el desarrollo de nuevos criterios de diseño y detalles para las conexiones.

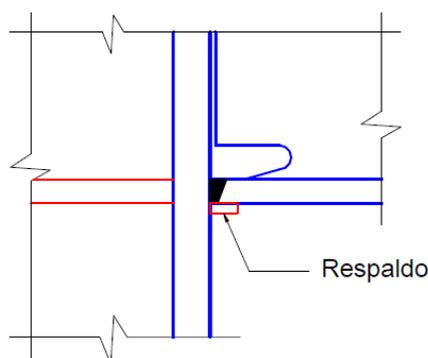
Los resultados obtenidos del programa SAC indican que las causas que llevaron a la ocurrencia de las fallas observadas son múltiples. Entre las más importantes, puede mencionarse:

- El uso de electrodos inadecuados, que no califican para obtener valores de resiliencia requeridos actualmente. Los ensayos realizados sobre probetas obtenidas de edificios con daños por fractura mostraron valores muy reducidos de resiliencia (mediante ensayo de Charpy en probetas con muesca en V).

- La práctica constructiva de dejar elementos de respaldo (*steel backing*) que, si bien sirven durante el proceso de soldadura de cordones de penetración completa, generan problemas en la raíz de la soldadura, como se visualiza en la siguiente figura.

Figura 3

Detalle de soldadura entre el ala inferior de una viga y el ala de la columna



Nota. Adaptado de *Diseño Sismorresistente de Construcciones de Acero*, por F. Crisafulli (2018)

- La presencia de defectos en la raíz de la soldadura, que no fueron detectados mediante ensayos de ultrasonido.
- El uso de prácticas constructivas no recomendadas, como el calentamiento excesivo de las piezas a soldar para aumentar la velocidad de deposición del material de soldadura.
- Otros efectos adversos, tales como deformaciones de corte excesivas en el panel nodal, efectos de velocidad de deformación (*strain rate*), efectos de interacción con losas de hormigón armado, etc.

También se han observado fallas frágiles por fractura y problemas de inestabilidad en pórticos arriostrados concéntricamente, que originan un comportamiento no dúctil de la estructura.

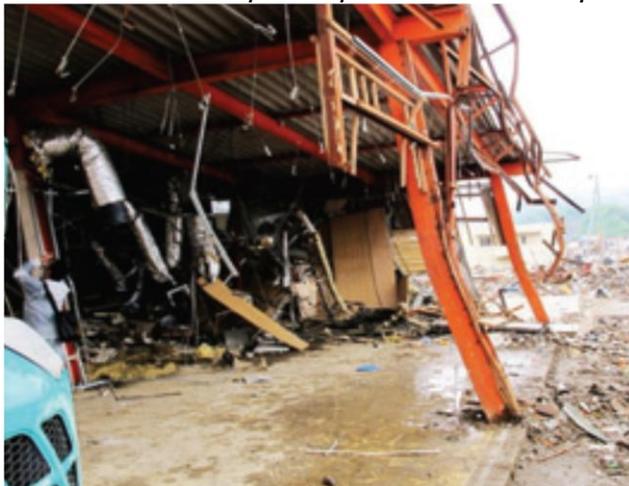
El terremoto de Tohoku, Japón, ocurrido el 11 de marzo de 2011 con una magnitud $MW=9$, produjo daño en construcciones diversas, y particularmente en estructuras de acero.

- Se muestran algunos ejemplos de estos daños. Sin embargo, en la mayoría de los casos, los problemas observados corresponden a estructuras que

fueron diseñadas y construidas hace varias décadas, es decir de acuerdo a reglamentos que no se consideran actualizados y seguros. De modo que estos problemas no deben interpretarse como un fracaso de la ingeniería sísmica, sino por el contrario una demostración de que las estructuras modernas presentan un grado de seguridad adecuado.

Figura 4

Desplazamiento lateral excesivo del primer piso - Estructura aporticada



Nota. Adaptado de *Diseño Sismorresistente de Construcciones de Acero*, por F. Crisafulli (2018)

De acuerdo a la Norma E030 – Diseño Sismorresistente (2018), establece parámetros mínimos necesarios para el diseño de edificaciones, las cuales se verán afectadas por el comportamiento sísmico de la zona, en la cual se edificara la estructura. El Reglamento Nacional de Edificaciones indica la filosofía de diseño, las cuales consisten en:

- Evitar pérdidas humanas: la estructura no debería colapsar ni causa daños graves a las personas, aunque podría presentarse daños importantes, debido a movimientos sísmicos calificados como severos para el lugar del proyecto
- Asegurar la continuidad de los servicios básicos: la estructura debería soportar movimientos del suelo calificados como moderados para el lugar del proyecto, pudiendo experimentar daños reparables dentro de los límites aceptables.
- Minimizar los daños de la propiedad: para las edificaciones esenciales, se tendrán consideraciones especiales orientadas a lograr que permanezcan en condiciones operativas luego de un sismo severo

Además, indica los requerimientos mínimos que deben tomarse en cuenta para una adecuada concepción estructural.

- Simetría, tanto en la distribución de masas como de rigideces
- Peso mínimo, especialmente en los pisos altos
- Selección y uso adecuado de materiales de construcción
- Resistencia adecuada frente a cargas laterales
- Continuidad estructural, tanto en planta como en elevación
- Ductilidad, entendida como la capacidad de deformación de estructuras más allá del rango elástico
- Deformación lateral limitada
- Buena práctica constructiva y supervisión estructural rigurosa.

Teniendo definidas las consideraciones mencionadas líneas arriba, el Reglamento Nacional de Edificaciones tiene parámetros sísmicos, los cuales se procederán a definir a continuación.

- Zona Sísmica

El RNE indica 4 zonas sísmicas, y cada una de ellas tiene un valor de aceleración de la gravedad.

Tabla 1

Zonificación Sísmica

Zona Sísmica	Z
1	0,10
2	0,25
3	0,35
4	0,45

Nota. Adaptado de *Norma E030, Diseño Sismorresistente (2019)*

Figura 5

Zonificación Sísmica



Nota. Adaptado de Norma E030, Diseño Sismorresistente (2019)

Además se observa que tienden a amplificar su valor mientras están cerca de la costa peruana, esto debido a lo que se denomina como el cinturón de fuego.

Cabe mencionar que en el Anexo 1 de la norma E030 contiene el listado de provincias y distritos que corresponden a cada zona.

- Perfiles de suelo

Se obtienen tomando en cuenta la velocidad promedio de propagación de ondas de corte, o el promedio ponderado de la resistencia al corte en condición no drenada, además de haber realizado el estudio de mecánica de suelos, mediante el cual se podrá definir las propiedades que la conforman, y verificar la existencia de napa freática, entre otros aspectos importantes.

Tabla 2

Perfiles de suelo

Perfil	\bar{V}_s	\bar{N}_{60}	\bar{S}_u
S ₀	> 1500 m/s	-	-
S ₁	500 m/s a 1500 m/s	> 50	> 100 kPa
S ₂	180 m/s a 500 m/s	15 a 50	50 kPa a 100 kPa
S ₃	< 180 m/s	< 15	25 kPa a 50 kPa
S ₄	Clasificación basada en el EMS		

Nota. Adaptado de Norma E030, Diseño Sismorresistente (2019)

- Parámetros de sitio

Deberá considerarse el tipo de perfil que mejor describa las condiciones del terreno donde se ejecutara la construcción, mediante los cuales se interpolan los datos con la zona sísmica, y de esta manera se obtienen los factores de suelo y los periodos T_P y T_L .

Tabla 3

Factor de suelo

Zona \ Suelo	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
Z ₄	0,80	1,00	1,05	1,10
Z ₃	0,80	1,00	1,15	1,20
Z ₂	0,80	1,00	1,20	1,40
Z ₁	0,80	1,00	1,60	2,00

Nota. Adaptado de *Norma E030, Diseño Sismorresistente (2019)*

Tabla 4

Periodos “t_P” y “t_L”

	Perfil de suelo			
	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
T _P (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
T _L (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

Nota. Adaptado de *Norma E030, Diseño Sismorresistente (2019)*

- Factor de amplificación sísmica (C)

Teniendo en cuenta las características de sitio, y realizando una comparación con el periodo fundamental (T), se definirá dependiendo de lo siguiente:

$$T < T_P \quad C=2,5 \quad (1)$$

$$T_P < T < T_L \quad C=2,5*(T_P/T) \quad (2)$$

$$T > T_L \quad C=2,5*(T_P*T_L/T^2) \quad (3)$$

La ecuación necesaria para calcular el periodo fundamental de vibración se describirá más adelante.

- Categorías y factor de uso

De acuerdo al tipo de edificación que se realizara, se clasifican de acuerdo a la siguiente tabla, la cual brindara el factor de importancia (U)

Tabla 5

Factor de suelo

Categoría	Descripción	Factor
A1 Edificaciones importantes	Establecimientos del sector salud públicos o privados de segundo y tercer nivel	Ver nota 1
A2 Edificaciones importantes	Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse luego de un sismo severo. Todas aquellas edificaciones que puedan servir como un refugio después de un desastre	1,5
B Edificaciones Importantes	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas o que guardan patrimonios valiosos. También incluyen depósitos de granos y almacenes para abastecimiento	1,3
C Edificaciones comunes	Edificaciones comunes cuya falla no acarre peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes	1,0
D Edificaciones temporales	Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares	Ver nota 2

Nota. Adaptado de *Norma E030, Diseño Sismorresistente (2019)*

Nota 1: Las nuevas edificaciones tendrán aislamiento sísmico cuando se encuentran en la zona 4 y 3. En las zonas 1 y 2 dependerá del proyectista si se cuenta con aislamiento. Si no se utiliza el aislamiento sísmico, el factor U mínimo será 1.5.

Nota 2: se deberá proveer resistencia y rigidez adecuadas para acciones laterales, a criterio del proyectista.

- Sistemas estructurales y coeficientes de reducción

En la norma mencionada existen diversos tipos de sistema estructural, tanto de concreto armado como de acero, las cuales quedarán definidas dependiendo de la zona y la categoría de la estructura.

Tabla 6*Sistema estructural*

Categoría de Edificación	Zona	Sistema Estructural
A1	4 y 3	Aislamiento Sísmico con cualquier sistema
	2 y 1	Estructuras de acero tipo: SCBF, OCBF y EBF Estructuras de concreto: Sistema Dual, Muros de Concreto armado Albañilería Armada o Confinada
A2	4, 3 y 2	Estructuras de acero tipo: SCBF, OCBF y EBF Estructuras de concreto: Sistema Dual, Muros de Concreto armado Albañilería Armada o Confinada
	1	Cualquier Sistema
B	4, 3 y 2	Estructuras de acero tipo: SMF, IMF, SCBF, OCBF y EBF Estructuras de concreto: Pórticos, sistema dual, Muros de Concreto armado Albañilería Armada o Confinada
	1	Estructuras de Madera
C	4, 3, 2 y 1	Cualquier Sistema

Nota. Adaptado de *Norma E030, Diseño Sismorresistente (2019)*

De acuerdo al material usado y al sistema de estructuración seleccionado, tendremos un coeficiente de reducción, el cual será considerado para cada dirección de análisis. Cuando presente más de un sistema estructural, se tomara el menor coeficiente R_0 que corresponda.

Tabla 7*Coeficiente de reducción*

Sistema Estructural	Coeficiente de Reducción R_o
Acero:	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	7
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	6
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	8
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	6
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
Concreto Armado:	
Pórticos	8
Dual	7
Muros Estructurales	6
Muros de Ductilidad Limitada	4
Albañilería Armada o Confinada	3
Madera (Por Esfuerzos Admisibles)	7

Nota. Adaptado de *Norma E030, Diseño Sismorresistente (2019)*

- Regularidad estructural

Además del coeficiente de reducción brindado por la norma, se establecen ciertos parámetros necesarios para identificar si la estructura presenta irregularidades, tanto horizontal como verticalmente.

Estos valores de irregularidad, se tomaran en cuenta para ambos sentidos del análisis. Además, de presentarse valores distintos de los factores de altura o planta para las dos direcciones de análisis, se deberá tomar para cada factor el menor valor entre los obtenidos para las dos direcciones.

Tabla 8*Irregularidades en altura*

Irregularidades Estructurales en Altura	Factor de Irregularidad la
<p>Irregularidad de Rigidez-Piso blando En cualquiera de las direcciones de análisis, la distorsión de entrepiso (deriva) es mayor que 1,4 veces el valor en el entrepiso inmediato superior, o mayor que 1,25 veces el promedio de distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores</p>	0,75
<p>Irregularidad de Resistencia-Piso débil En cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80% de la resistencia del entrepiso inmediato superior</p>	0,75
<p>Irregularidad Extrema Rigidez La distorsión de entrepiso es mayor que 1,6 veces el valor del piso inmediato superior, o es mayor que 1,4 veces el promedio de distorsión de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes</p>	0,50
<p>Irregularidad Extrema de Resistencia La resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior al 65% de la resistencia del entrepiso inmediato superior</p>	0,50
<p>Irregularidad de Masa o Peso Cuando el peso de un piso es mayor que 1,5 veces el peso de un piso adyacente. No se aplica en azoteas ni sótanos</p>	0,90
<p>Irregularidad geométrica vertical La dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1,3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente. No aplica en azoteas ni sótanos</p>	0,90
<p>Discontinuidad en los sistemas resistentes Cuando en cualquier elemento que resista más de 10% de la fuerza cortante se tiene un desalineamiento vertical, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 23% de la correspondiente dimensión del elemento</p>	0,80
<p>Discontinuidad extrema de los sistemas resistentes La fuerza cortante que resisten los elementos discontinuos, superen el 25% de la fuerza cortante total</p>	0,60

Nota. Adaptado de *Norma E030, Diseño Sismorresistente (2019)*

Tabla 9*Irregularidades en planta*

Irregularidades Estructurales en Planta	Factor de Irregularidad I_p
Irregularidad Torsional El máximo desplazamiento relativo de entrepiso, es mayor que 1,2 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso. Se aplica para edificios con diafragma rígido	0,75
Irregularidad Torsional Extrema El máximo desplazamiento relativo es mayor que 1,5 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso. Se aplica para edificios con diafragma rígido	0,60
Esquinas entrantes Cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20% de la correspondiente dimensión total en planta	0,90
Discontinuidad de Diafragma Cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, incluyendo aberturas mayores que 50% del área bruta del diafragma	0,85
Sistemas no paralelos En cualquiera de las direcciones de análisis, Los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos	0,90

Nota. Adaptado de *Norma E030, Diseño Sismorresistente (2019)*

Con estos valores se procederá a calcular la reducción de fuerzas sísmicas, la cual será de la siguiente manera:

$$R=R_0.I_a.I_p \quad (4)$$

- Estimación de peso

Se calculará adicionando a la carga permanente y total de la edificación un porcentaje de carga viva que será de la siguiente forma:

- En las edificaciones A y B, se tomará el 50% de la carga viva.
- En las edificaciones C, se tomará el 25% de la carga viva.

- c) En depósitos, el 80% del peso total que se pueda almacenar.
- d) En azoteas y techos en general se tomará el 25% de la carga viva.
- e) En estructuras de tanques, silos o similares, se considerará el 100% de la carga que pueda contener.

La norma indica que podemos realizar 3 tipos de análisis, de los cuales el análisis estático y análisis dinámico modal espectral se harán considerando un modelo lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas.

El análisis dinámico tiempo historia podrá usarse con fines de verificación.

Para el *Análisis Estático*, se representa las solicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas actuando en el centro de masas de cada nivel de la edificación. Para el desarrollo de este análisis se definen los siguientes conceptos:

- Fuerza cortante en la base

Se determina por la siguiente expresión:

$$V=ZUCSP/R \quad (5)$$

Donde:

V = Esfuerzo de corte basal

Z = Coeficiente de Zona

U = Coeficiente de Uso del Edificio

C = Coeficiente de Aceleración Sísmico

S = Coeficiente del Suelo

P = Peso sísmico

R = Factor de Reducción

El valor de C/R no deberá ser menor que

$$C/R \geq 0,125 \quad (6)$$

- Distribución de la fuerza sísmica

Las fuerzas sísmicas horizontales en cualquier nivel *i*, correspondientes a la dirección considerada, se calculará mediante la siguiente fórmula:

$$F_i = \alpha_i * V \quad (7)$$

$$\alpha_i = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j(h_j)^k} \quad (8)$$

Donde:

n = Número de pisos del edificio

k = Variará dependiendo del periodo fundamental

Para T menor o igual a 0,5 seg: k=1,0

Para T mayor que 0,5 seg: k=(0,75+0,5T)

F_i = Fuerza Lateral en el Piso i

α_i = Factor de Distribución por Piso i

V = Fuerza de Cortante Basal

- Periodo fundamental de vibración

El periodo fundamental se puede obtener mediante la siguiente expresión:

$$T = h_n / C_T \quad (9)$$

Donde:

$C_T=35$ para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean únicamente:

- Pórticos de concreto armado sin muros de corte.
- Pórticos dúctiles de acero con uniones resistentes a momentos, sin arriostamiento.

$C_T=45$ para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean:

- Pórticos de concreto armado con muros en las cajas de ascensores y escaleras.
- Pórticos de acero arriostamientos.

$C_T=60$ para edificios de albañilería y para todos los edificios de concreto armado duales, de muros estructurales, y muros de ductilidad limitada.

- Excentricidad accidental

Las estructuras con diafragma rígido, se asumirá que la fuerza en cada nivel (F_i) actúa en el centro de masas del nivel respectivo y debe considerarse además el efecto de excentricidades accidentales, considerándose como 0,05 veces la

dimensión del edificio en dirección perpendicular a la dirección de análisis.

Para el *Análisis Dinámico Modal Espectral*, se tendrán los siguientes conceptos

- Modos de vibración

Son la reacción de la estructura ante una fuerza horizontal determinada. Podrá determinarse mediante un procedimiento de análisis que considere las características de rigidez y distribución de masas.

En cada dirección se consideraran aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90% de la masa total, pero deberá tomarse en cuenta por lo menos los tres primeros modos predominantes en dirección del análisis.

- Aceleración espectral

Para cada dirección de fuerzas horizontales se utilizara un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones definido por:

$$S_a = ZUCSg/R \quad (10)$$

Tener en cuenta que los parámetros sísmicos fueron definidos líneas arriba.

- Fuerza cortante mínima

Para cada una de las direcciones del análisis, la fuerza cortante en el primer entepiso del edificio no podrá ser menor que el 80% del valor calculado para estructuras regulares, ni menor que el 90% para estructuras irregulares

Requisitos de rigidez, resistencia y ductilidad

- Determinación de desplazamientos laterales

Para estructuras regulares, los desplazamientos laterales se obtendrán multiplicando por 0,75R los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico.

Para estructuras irregulares, los desplazamientos laterales se calcularan multiplicando por R los resultados obtenidos del análisis lineal elástico.

- Desplazamientos laterales relativos admisibles

El máximo desplazamiento relativo de entepiso, no deberá exceder la fracción de altura de entepiso, teniendo lo siguiente:

$$\text{Distorsión} = \Delta i/h_{ei} \quad (11)$$

Tabla 10

Distorsión admisible por material predominante

Material Predominante	Distorsión
Concreto Armado	0,007
Acero	0,01
Albañilería	0,005
Madera	0,01
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0,005

Nota. Adaptado de *Norma E030, Diseño Sismorresistente (2019)*

2.2.2 Estructura Metálica

Para el presente estudio se tomara como elemento principal el diseño en acero, a continuación se presentan las bases teóricas necesarias para el desarrollo adecuado del presente informe.

De acuerdo a Bowles (1993), el acero es uno de los más importantes materiales estructurales. Entre sus propiedades de particular importancia en los usos estructurales, están la alta resistencia, comparada con cualquier otro material disponible, y la ductilidad (ductilidad es la capacidad que tiene el material de deformarse sustancialmente ya sea a tensión o compresión antes de fallar).

Otras ventajas importantes en el uso del acero son su amplia disponibilidad y durabilidad, particularmente con una modesta cantidad de protección contra el intemperismo.

El acero se produce por la refinación del mineral de hierro y metales de desecho, junto con agentes fundentes apropiados, coke (para el carbono) y oxígeno, en hornos a alta temperatura, para producir grandes masas de hierro llamadas arrabio de primera fusión. El arrabio se refina aún más para remover el exceso de carbono y otras impurezas y/o se alea con otros metales como cobre, níquel, cromo, manganeso, molibdeno, fósforo, sílice, azufre, titanio, columbio, y vanadio, para producir las características deseadas de resistencia, ductilidad, soldadura y resistencia a la corrosión.

Los lingotes de acero obtenidos de este proceso pasan entre dos rodillos que giran a la misma velocidad y en direcciones opuestas para producir un producto semi terminado, largo y de forma rectangular que se llama plancha o lingote, dependiendo de su sección transversal. Desde aquí, se envía el producto a otros molinos laminadores para producir el perfil geométrico final de la sección, incluyendo perfiles estructurales así como barras, alambres, tiras, placas y tubos. El proceso de laminado, además de producir el perfil deseado, tiende a mejorar las propiedades materiales de tenacidad, resistencia y maleabilidad.

Según Crisafulli (2018) en su libro *Resistencia del acero estructural*, la resistencia es una propiedad estructural que se vincula directamente con los estados límites últimos, es decir con la seguridad de la construcción. Según sea el tipo de sollicitación la resistencia de los miembros se determina como una fuerza axial, fuerza de corte, momento flector o momento torsor. Esta propiedad está relacionada con la capacidad de la estructura. Sin embargo, en los métodos modernos de diseño es usual denominar como resistencia requerida a las sollicitaciones, es decir en este caso la propiedad se vincula con la demanda.

En resumen, se pueden distinguir los siguientes tipos de resistencia:

- Resistencia nominal: es el valor de resistencia obtenido mediante algún procedimiento racional (ecuaciones de diseño, análisis seccional, etc.) a partir de las propiedades mecánicas de los materiales y de la geometría de la sección.
- Resistencia de diseño: es igual a la resistencia nominal reducida por el factor de resistencia $\Phi < 1,0$. En forma genérica, se puede designar también como resistencia disponible.
- Resistencia esperada: es el valor máximo probable que puede desarrollar una sección o miembro y se determina considerando la sobrerresistencia del material y las dimensiones reales de la sección o miembro estructural. Esta resistencia se usa en el diseño por capacidad.
- Resistencia requerida: es el esfuerzo interno que solicita un miembro o componente estructural y que se obtiene mediante análisis estructural con las combinaciones de cargas mayoradas por los factores de carga, diseño por capacidad u otro procedimiento similar.

En la siguiente tabla, se presenta los estados límites de resistencia para

miembros sometidos a distintas solicitaciones, indicando en cada caso el factor de resistencia y coeficiente de seguridad requerido.

Tabla 11

Factor de resistencia

Caso	Estado límite de resistencia	Factor de resistencia
Miembros Traccionados	Fluencia en el área bruta	0,90
	Rotura en el área neta	0,75
Miembros Comprimidos	Pandeo flexional	0,90
	Pandeo torsional o flexotorsional	
	Pandeo local	
Miembros Flexionados	Fluencia	0,90
	Pandeo lateral-torsional	
	Pandeo local de ala	
	Pandeo local de alma	
Miembros sometidos a Corte	Fluencia por compresión o tracción del ala	0,90
	Fluencia por corte	
	Pandeo de alma	

Nota. Adaptado de *Diseño Sismorresistente de Construcciones de Acero*, por F. Crisafulli (2018)

Según Zapata (1992), el Diseño por Factores de Carga y Resistencia durante la última década ha ganado terreno en USA la adopción de esta filosofía de diseño, en especial para el caso de las estructuras de acero, desde la divulgación de las Especificaciones AISC-86 correspondientes y que están basadas en los siguientes criterios:

- a) Un modelo basado en probabilidades.
- b) Calibración de los resultados con los que se obtiene en el método ASD, con el objeto que las estructuras no sean muy diferentes entre ambos métodos.

El método LRFD tiene como antecedente, para los factores de mayorización de las cargas, los valores dados en 1982 por los Estándares ANSI. Dichos factores están relacionados con el tipo de carga y en especial con la Combinación de Carga a considerar.

A continuación se muestran las diversas combinaciones con la numeración AISC respectiva. Se le adiciona un comentario para indicar, en la combinación correspondiente, la posible ocurrencia del tipo de carga esperado, en la vida útil de la estructura.

Tabla 12

Combinación de cargas

Fórmula	Combinación de Carga
Combinación 1	1,4 D
Combinación 2	1,2 D + 1,6 L + 0,5 (S ó Lr ó R)
Combinación 3	1,2 D + 1,6 (Lr ó S ó R) + (0,8 W ó 0,5 L)
Combinación 4	1,2 D + 1,3 W + 0,5 L + 0,5 (Lr ó S ó R)
Combinación 5	1,2 D + 1,5 E + (0,5 L ó 0,2 S)
Combinación 6	0,9 D - (1,3 W ó 1,5 E)

Nota. Adaptado de *Diseño sismorresistente de construcciones de acero*, por L. Zapata (1992).

Donde:

D: Carga muerta

L: Carga viva

Lr: Carga viva sobre el techo

W: Carga de viento

E: Carga de sismo

S: Carga de nieve

R: Carga de lluvia

Se debe considerar, para efectos del diseño estructural, la combinación de cargas que origine los mayores resultados, es decir la combinación que produzca la mayor sollicitación a la estructura en general o al miembro en particular. Se debe encontrar la envolvente de esfuerzos internos, ya sea por flexión, corte, acciones normales, de tracción o compresión, así como de los esfuerzos combinados.

Lo que indica la Norma Peruana E090 (2006), para miembros cargados axialmente a compresión, entre más larga sea una columna para una misma sección transversal, mayor es su tendencia a pandearse y menor será la carga que pueda soportar. Para elementos cuyo diseño se basa en las fuerzas a compresión, la relación de esbeltez no debe exceder de 200. La tendencia de un miembro a pandearse se mide por lo general con la relación de esbeltez, que se define como la relación entre la longitud del miembro y su radio de giro mínimo.

$$\frac{KL}{r} \leq 200 \quad (12)$$

Donde:

K: Factor de Longitud Efectiva

L: Longitud no arriostrada del elemento

r: Radio de giro del elemento

- Resistencia de Diseño en Compresión para Pandeo por Flexión.

Como se mencionó anteriormente, los elementos a diseñarse deben cumplir el parámetro de esbeltez, esto define a dos tipos de diseño:

- Resistencia para elementos no esbeltos
- Resistencia para elementos esbeltos

Asimismo, los elementos no esbeltos se rigen a las siguientes ecuaciones:

$$Pu \leq \phi Pn = \phi c * Fcr * Ag \quad (13)$$

Donde:

Pu = Carga Ultima de Diseño

Pn = Resistencia Nominal a Compresión

ϕc = Factor de Reducción

Ag = Área Gruesa del Elemento Sometido a Compresión

Fcr = Esfuerzo Critico

El esfuerzo crítico será hallado considerando si el pandeo es elástico o inelástico para lo cual deberá cumplir lo siguiente:

- Pandeo Inelástico: Cuando se tiene que $\lambda_c \leq 1,5$

$$Fcr = (0,658^{\lambda_c^2}) * Fy \quad (14)$$

- Pandeo Elástico: Cuando se tiene que $\lambda_C > 1,5$

$$F_{cr} = \left(\frac{0,877}{\lambda_C^2} \right) * F_y \quad (15)$$

Para ambos casos, λ_C vendrá definido por:

$$\lambda_C = \frac{KL}{r\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (16)$$

Donde:

λ_C = Parámetro de esbeltez de columna

E = Módulo de Elasticidad del Acero

Nota: los demás parámetros ya fueron definidos previamente.

Cuando las columnas son interactúan con fuerzas sísmicas, tienden a pandearse en el sentido del sismo, esto genera que la columna presente cargas de flexo – compresión, lo cual desarrollaremos a continuación.

- Resistencia de Diseño en Flexo – Compresión

El diseño en flexo – compresión de las columnas metálicas vendrá regido por las siguientes limitantes:

Para el caso en que: $P_u / \phi P_n \geq 0,20$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1,0 \quad (17)$$

Para el caso en que: $P_u / \phi P_n < 0,20$

$$\frac{P_u}{2\phi P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1,0 \quad (18)$$

Donde:

P_u = Resistencia Requerida a Compresión

P_n = Resistencia Nominal a Compresión

M_u = Resistencia Requerida a la Flexión

M_n = Resistencia Nominal a Flexión

x = Subíndice Relativo al Eje Mayor en Flexión

y = Subíndice Relativo al Eje Menor en Flexión

ϕ, ϕ_b = Factor de Reducción, valor igual a 0,90 en ambos casos

De acuerdo a la Norma Técnica Peruana E090 (2006), para los miembros sometidos a flexión, generalmente las vigas son los elementos más conocidos, los cuales reciben cargas a flexión. La resistencia nominal en flexión es el menor valor

obtenido de acuerdo a los estados límites de: Fluencia, pandeo local del alma, pandeo local del ala y pandeo lateral torsional.

- Momento Nominal

$$\phi M_n \geq M_u \quad (19)$$

Donde:

ϕ = Factor de Reducción

M_n = Momento Nominal

M_u = Momento Último por Cargas Mayoradas

Para el desarrollo del cálculo, se debe obtener la resistencia a la flexión, la cual viene dado por el momento plástico:

- Momento Plástico

$$M_n = M_p = F_y * Z_x \quad (20)$$

M_n = Momento Nominal

M_p = Momento Plástico

F_y = Esfuerzo por Fluencia del Acero

Z_x = Módulo Plástico de la Sección

Para los miembros sometidos a flexión y secciones no compactas, McCormac (2013) indica que una sección compacta es una sección que tiene un perfil suficientemente robusto, de manera que tiene la capacidad de desarrollar una distribución plena de esfuerzo plástico antes de que se presente el pandeo local (alma o patín).

La evaluación de las secciones será necesario para determinar si es compacta, no compacta o esbelta. Dichas secciones condicionarán el diseño considerando una relación ancho – espesor con las siguientes fórmulas:

- Pandeo Local del Ala:

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f} < \lambda_p = 0,38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (21)$$

Donde:

λ = Relación Ancho – Espesor

b_f, t_f = Módulos del Elemento

λ_p = Relación Ancho – Espesor límite para la sección compacta

E = Elasticidad del Elemento

F_y = Esfuerzo por Fluencia del Acero

- Pandeo Local del Alma:

$$\lambda = \frac{h}{tw} < \lambda_p = 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (22)$$

Donde:

λ = Relación Ancho – Espesor

h, tw = Módulos del Elemento

λ_p = Relación Ancho – Espesor límite para la sección compacta

E = Elasticidad del Elemento

F_y = Esfuerzo por Fluencia del Acero

Evaluando el pandeo en el ala y en el alma se determinaría lo siguiente:

$\lambda \leq \lambda_p$ = Sección Compacta

$\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$ = Sección No Compacta

$\lambda > \lambda_r$ = Sección Esbelta

Si se aplican cargas de gravedad a una viga simplemente apoyada de gran longitud, la viga se flexionará hacia abajo, y su parte superior estará en compresión y se comportará como un miembro a compresión. La sección transversal de esta “columna” consistirá en la porción de la sección transversal de la viga arriba del eje neutro. Para la viga usual, la “columna” tendrá un momento de inercia mucho menor respecto a su eje y o eje vertical que respecto a su eje x .

Si no se hace nada para arriostrarla perpendicularmente al eje y , la viga se pandeará lateralmente bajo una carga mucho menor que la que se requeriría para producir una falla vertical.

El pandeo lateral no ocurrirá si el patín de compresión de un miembro se soporta lateralmente o si se impide el torcimiento de la viga a intervalos frecuentes. Como se definió previamente, una sección compacta es aquella que tiene un perfil suficientemente robusto, de manera que es capaz de desarrollar una distribución de esfuerzos totalmente plástica antes de pandearse.

Estudiaremos las vigas de la siguiente manera:

a. Primero se supondrá que las vigas tienen soporte lateral continuo en sus patines de compresión.

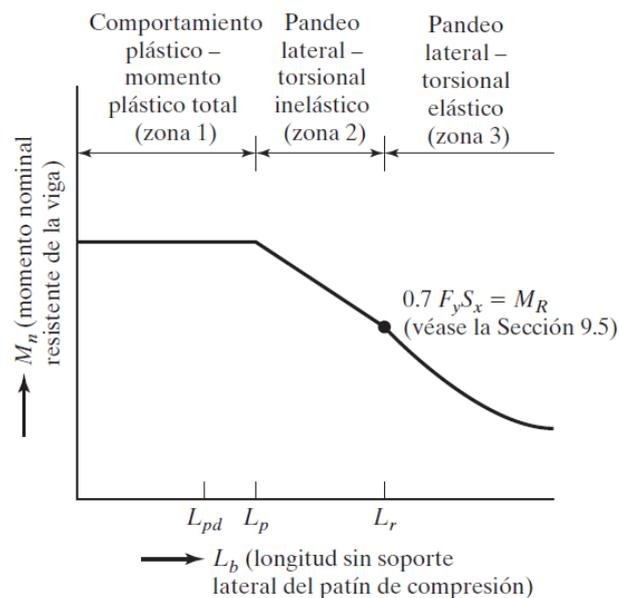
b. Luego se supondrá que las vigas están soportadas lateralmente a intervalos cortos.

c. Por último se supondrá que las vigas están soportadas a intervalos cada vez más grandes.

En la Figura 6 se muestra una curva típica con los momentos resistentes nominales o momentos de pandeo de una viga en función de longitudes variables no soportadas lateralmente.

Figura 6

Momento nominal en función de la longitud no soportada lateralmente



Nota. Adaptado de *Diseño de estructuras de acero*, por J. McCormac (2013)

En la Figura 6 se aprecia que las vigas tienen tres distintos intervalos o zonas de pandeo, dependientes de sus condiciones de soporte lateral. Si se tiene un soporte lateral continuo o estrechamente espaciado, las vigas se pandearán plásticamente y quedarán en lo que se ha clasificado como zona 1 de pandeo.

Conforme se incrementa la separación entre los soportes laterales, las vigas empezarán a fallar inelásticamente bajo momentos menores y quedarán en la zona

Finalmente, con longitudes aún mayores sin soporte lateral, las vigas fallarán elásticamente y quedarán en la zona 3

Hay que tener en cuenta que para cada zona mostrada en la curva de resistencia a flexión, se tienen formulas específicas para poder calcular los momentos nominales, esto de acuerdo a la separación de los soportes laterales.

Para miembros a cortante, McCormac (2013) menciona que la viga al flexionarse aparecerán esfuerzos cortantes, esto debido al cambio de longitud de sus

fibras. Por lo general, el cortante no es un problema en las vigas de acero porque las almas de los perfiles laminados son capaces de resistir grandes fuerzas cortantes.

La resistencia nominal al cortante de un alma sin rigidizar o rigidizada se especifica de la siguiente manera:

$$V_n = 0,6 * F_y * A_w * C_v \quad (23)$$

Donde:

V_n = Resistencia al esfuerzo cortante

F_y = Esfuerzo mínimo de fluencia

A_w = Área total del alma

C_v = coeficiente

Para la placa base, según McCormac (2013), la resistencia de diseño de contacto del concreto debajo de la placa base debe ser por lo menos igual a la carga soportada. Cuando la placa base cubre el área total del concreto, la resistencia nominal de contacto del concreto (P_p) es

$$\phi P_p = \phi * 0,85 * f'_c * A_1 \quad (24)$$

Donde:

P_p = Carga soportada

f'_c = Esfuerzo de Compresión

A_1 = Área de la placa base

Si el área total del soporte de concreto no es cubierta por la placa, el concreto debajo de la placa, rodeado por el concreto exterior, será algo más fuerte. En la expresión resultante, A_2 es el área máxima de la porción de concreto soportante, que es geoméricamente similar y concéntrica con el área cargada. El valor de $2A_2 / A_1$ está limitado a un valor máximo de 2, como se muestra en la siguiente expresión.

$$\phi P_p = \phi 0,85 * f'_c * A_1 * \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 1,7 * f'_c * A_1 \quad (25)$$

Donde:

A_1 = Área de la placa base

A_2 = Área del concreto

2.2.3 Conexiones Metálicas

En el cálculo de las estructuras de acero, el tipo de conexión que puede tener el diseño es un factor de alta relevancia, debido a las cargas sísmicas que interactúan con la edificación proyectada.

Una conexión se define, según Zapata (1992), entonces, como la unión de dos o más elementos estructurales, ya sea para dar una extensión a los mismos u obtener nudos que produzcan un comportamiento deseado para la estructura.

De acuerdo a las Especificaciones AISC-LRFD o AISC-ASD se definen tres Tipos de conexiones, que dependen del grado de restricción que someten a los nudos:

- Completamente Restringido, llamado también de Conexión Rígida, de Pórtico Continuo o Conexión Continúa y se designa con las letras FR. Lo que se pretende con este tipo de conexión es que los ángulos originales entre los miembros que concurren a un nudo, se mantengan sin variación cuando se aplican las cargas, es decir que haya completa continuidad entre sus miembros. Si se tratara, por ejemplo, de una conexión de empotramiento de una viga se requeriría que se evitara la rotación del nudo hasta llegar, por lo menos, a un 90% del momento de empotramiento.
- Sin Restricción, llamada también Extremo Libre o de Pórtico no Continuo, Apoyo Simple o Extremo Articulado. Esta situación ocurre cuando se tiene una conexión donde se prevé una rotación libre entre sus miembros del orden de un 80% del caso teórico en que se usara una unión con pin sin fricción. Para el caso de vigas se pretende que sólo haya transferencia de corte, así las mismas se consideran como vigas simplemente apoyadas. En el caso de aplicación del Diseño Plástico, donde se aprovecha la continuidad de la estructura para la formación de Rótulas Plásticas justo en los nudos, este tipo de conexión no correspondería a lo requerido.

Para el reglamento AISC-LRFD no hay Apoyos Articulados, si no que supone que toda conexión tiene un cierto grado de restricción por lo que clasifica a este tipo de unión como Parcialmente Restringida, PR; se puede aceptarla como "cercana" a un apoyo simple, si se le imponen tres condiciones:

- a) Las reacciones de las vigas simplemente apoyadas con cargas factorizadas deberán ser adecuadamente transmitidas por dichas conexiones.
- b) La estructura y sus conexiones deberán transmitir las fuerzas laterales factorizadas.
- c) La deformación inelástica de los elementos de la conexión permitirá que la capacidad de rotación sea tal que el cambio de ángulo se realice sin exceder la resistencia de los conectores y piezas de la conexión.
- **Conexión semi-rígida:** Llamada propiamente Parcialmente Restringida PR y cubre aquellos casos en que se puede predecir la rotación de una conexión cuando se conoce el momento aplicado.

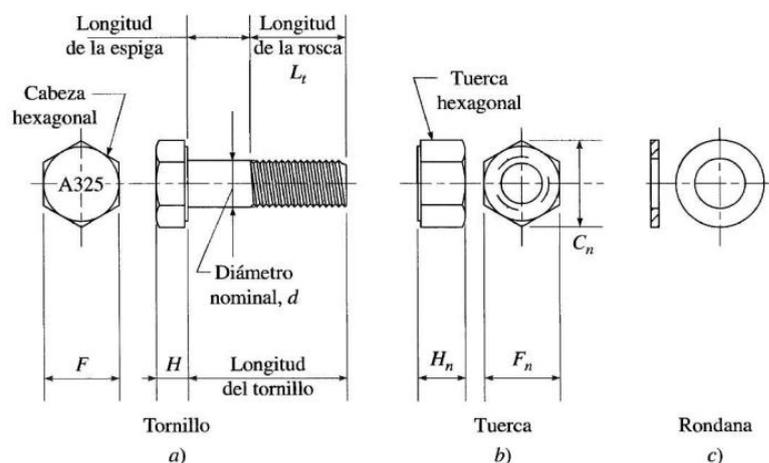
Para las conexiones empernadas, según Vinnakota (2006), los pernos se pueden clasificar como ordinarios y de alta resistencia.

Por lo regular, un ensamble consiste en un perno, tuerca y rondana. Los pernos ordinarios son los conocidos A307, mientras que los tornillos de alta resistencia disponibles para las uniones estructurales son el A325 y A490.

Las tuercas hexagonales ASTM A563 Gr. C son recomendables para los pernos A325, mientras que las tuercas ASTM A563 Gr. DH son recomendadas para pernos A490.

Además, las rondanas aportan una superficie endurecida no abrasiva bajo el elemento atornillado, que deberán cumplir la especificación ASTM F436.

Figura 7
Tornillo, tuerca y rondana de alta resistencia



Nota. Adaptado de *Estructuras de acero, comportamiento y método LRFD*, por S. Vinnakota (2006)

A continuación se describirá las conexiones tipo deslizamiento crítico y tipo aplastamiento. El comportamiento de una conexión atornillada depende de la manera en que estén apretados los tornillos y de las condiciones de la superficie de contacto.

En la mayoría de conexiones, los pernos solo necesitan apretarse hasta la condición de apriete de contacto, en las que las tuercas aprietan lo suficiente para evitar el juego entre los miembros unidos, esto se conoce como apriete de contacto, lo cual se obtiene con unos cuantos golpes de una llave de impacto.

En otras conexiones, denominadas conexiones por deslizamiento crítico y conexiones pretensadas, los pernos deben apretarse más allá de la condición de apriete de contacto, esto se obtiene por medio de cuatro métodos:

- Mediante giro de tuerca
- Mediante indicador directo de tensión
- Pretensado con tornillo de control de tensión
- Pretensado mediante llave calibrada especial

La pretensión mínima especificada de pernos de alta resistencia es igual al 70% de la resistencia a la tensión mínima especificada del perno, entonces obtenemos:

$$T_b = 0,7F_{ub}A_b \quad (26)$$

Donde:

T_b = pretensión mínima especificada del tornillo (kips)

F_{ub} = esfuerzo de tensión último mínimo especificado del material (ksi)

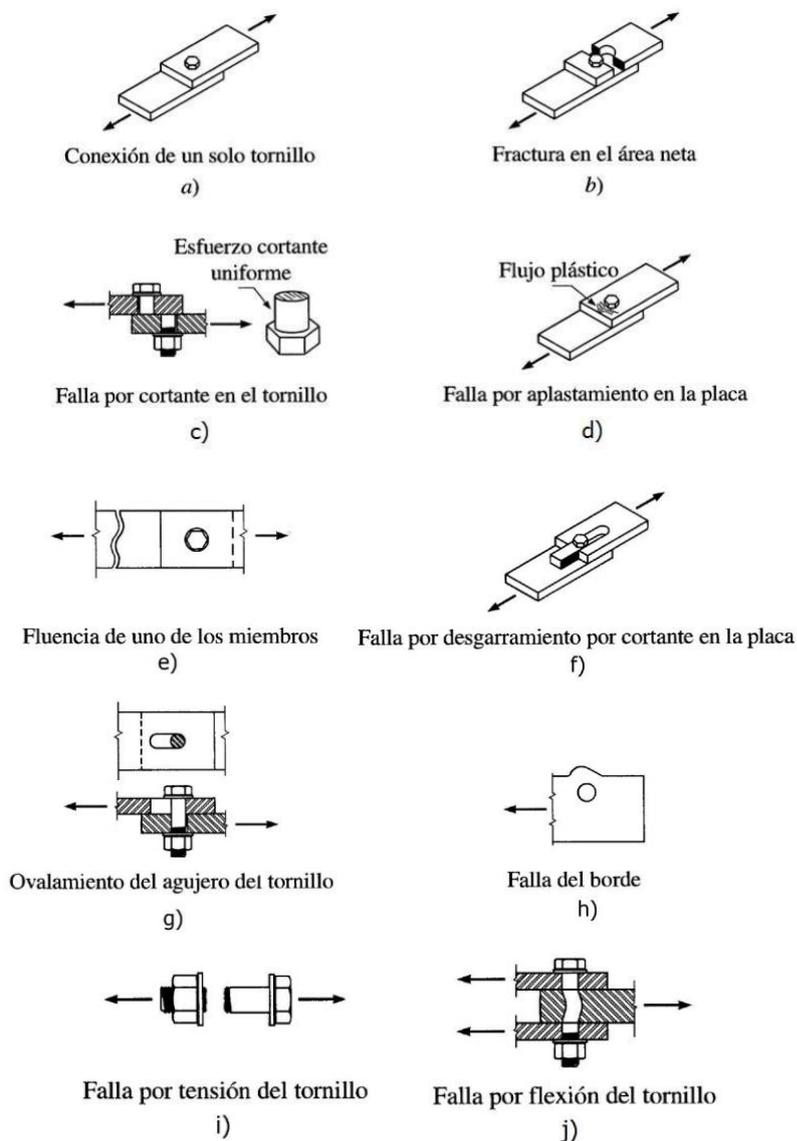
A_b = área total del tornillo (pulg²)

Los modos de falla y estados límite de los pernos serán los siguientes:

- Fractura por tensión de los elementos placa unidos
- Fluencia por tensión de los elementos placa unidos
- Falla por cortante del tornillo
- Falla por aplastamiento de los elementos placa unidos
 - Ovalamiento del agujero del tornillo
 - Desgarramiento por cortante de los elementos placa unidos
- Falla por aplastamiento del tornillo
- Alisamiento de la rosca del tornillo o de la tuerca
- Falla por tensión del tornillo
- Falla por flexión del tornillo
- Deslizamiento de los elementos placa unidos

Figura 8

Modos de falla



Nota. Adaptado de *Estructuras de acero, comportamiento y método LRFD*, por S. Vinnakota (2006)

Para las conexiones soldadas, según Vinnakota (2006) la soldadura es un proceso de conexión entre piezas de acero que se realiza mediante metal fundido producido por la aplicación de calor intenso, el cual se obtiene al pasar un arco eléctrico entre las piezas a soldar y una varilla de acero llamada electrodo.

Generalmente la soldadura más conocida y usada es el proceso de arco metálico protegido y el arco sumergido (SMAW y SAW respectivamente)

Los electrodos son varillas o alambres utilizados para realizar la soldadura. El tipo de electrodo afecta las propiedades de la soldadura, como resistencia, ductilidad

y corrosión. Los electrodos usados para soldadura SMAW se clasifican como E60XX, E70XX, E80XX, E90XX, E100XX y E110XX.

Donde:

E=denota electrodo

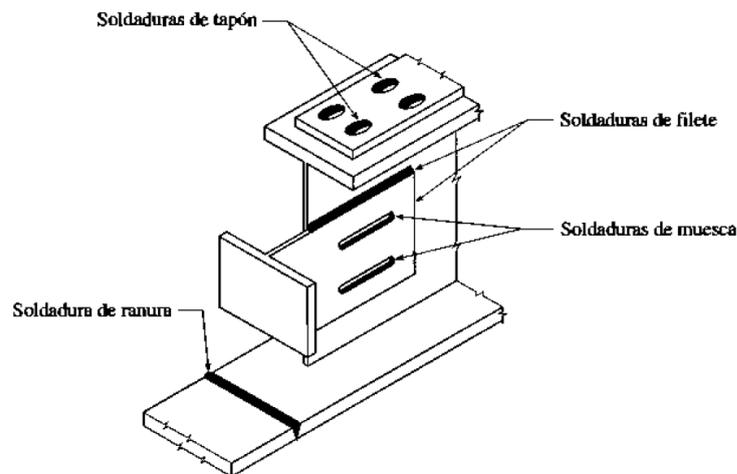
70= los primeros dos dígitos (o tres, si inicia con 1), indican el esfuerzo de tensión último del metal de soldadura en ksi

XX= la primera "X" indica el código de posición, 1 significa que puede utilizarse para todas las posiciones y 2 indica que solo puede ser usado en posiciones horizontales y planas. La segunda "X" denota el tipo de recubrimiento, el tipo de corriente y la polaridad.

Las soldaduras utilizadas en el acero estructural se clasifican de acuerdo con la forma de su sección transversal, como filete, ranura (o también conocido como tope), tapón y muesca

Figura 9

Tipos de soldadura en acero estructural



Nota. Adaptado de *Estructuras de acero, comportamiento y método LRFD*, por S. Vinnakota (2006)

Las posiciones del electrodo con relación a la conexión durante el soldado involucran directamente la facilidad para su ejecución, el tamaño del electrodo elegido, la corriente requerida y el espesor de la capa de soldadura, depositada en soldaduras de pasadas múltiples. Las posiciones de soldado se definen como:

Soldaduras planas, la cara de la soldadura es casi horizontal y la soldadura se realiza desde arriba de la conexión.

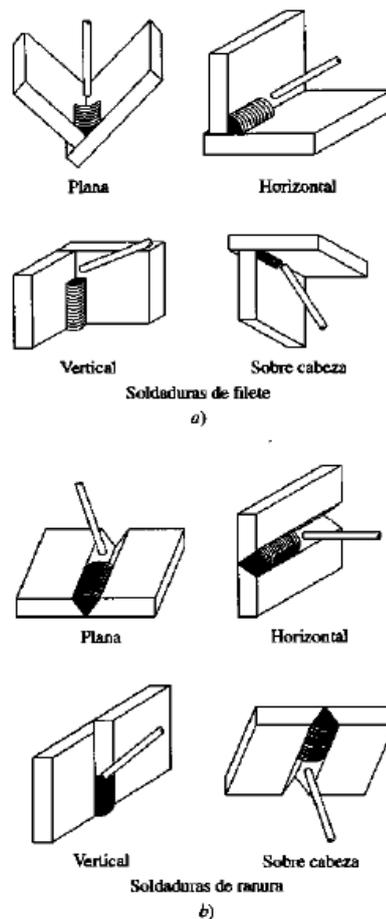
Soldaduras horizontales el eje de la soldadura es horizontal. Si es de ranura,

la cara de la soldadura es aproximadamente vertical, si es tipo filete la cara, por lo general, se encuentra a 45° de la superficie horizontal y vertical.

Soldaduras verticales el eje longitudinal es casi vertical y la soldadura se realiza al mover el electrodo hacia arriba.

Soldadura sobre cabeza, el eje longitudinal es horizontal, el electrodo es casi vertical y la soldadura se realiza desde debajo de la conexión.

Figura 10
Posiciones de soldadura



Nota. Adaptado de *Estructuras de acero, comportamiento y método LRFD*, por S. Vinnakota (2006)

Las ventajas y desventajas de la soldadura y del atornillado, de acuerdo con Vinnakota (2006), la soldadura ofrece muchas ventajas con respecto al atornillado:

- Con soldadura, se reducen o eliminan los elementos conectores, tales como placas de unión, cubre-placas y placas de empalme, ya que con frecuencia no son necesarias. Esto representa un ahorro considerable en peso, y son menos piezas a ser fabricadas, manipuladas y montadas.
- Las conexiones soldadas de miembros en tensión producen ahorros de peso

para estos miembros, puesto que no es necesario hacer deducciones por agujeros de tornillos.

- Con el uso de la soldadura se reducen los costos y el tiempo de fabricación, porque se eliminan operaciones como punzonamiento, rebordado y perforado
- Las conexiones soldadas típicas producen conexiones lisas, sin obstrucciones, que se puedan exhibir sin menoscabar la apariencia arquitectónica de la estructura.
- Las uniones fundidas obtenidas mediante soldadura producen una estructura más rígida en comparación con las estructuras más flexibles hechas con conexiones atornilladas. A su vez, con frecuencia, las conexiones rígidas conducen a peraltes y pesos reducidos de las vigas
- La soldadura es el único procedimiento de conexión de placas que produce uniones que son intrínsecamente herméticas e impermeables. De ahí que sea ideal para fabricar recipientes a presión, tanques de agua, conductos forzados, etc.
- Las estructuras soldadas se pueden montar en relativo silencio, una gran ventaja cuando se construye cerca de hospitales, escuelas y edificios de oficinas, o cuando se realizan adiciones a edificios existentes y ocupados.
- Mientras crece el edificio, más importante es el papel de la soldadura. Esto se aplica a la fabricación en el taller de columnas, traveses y otros miembros estructurales, así como en la soldadura en campo asociada con el montaje
- La soldadura hace económicamente viable la unión de miembros a una superficie curva o con pendiente.
- La soldadura simplifica la rehabilitación y reforzamiento de las estructuras existentes atornilladas o soldadas

Además podemos mencionar algunas desventajas de la soldadura

- La soldadura requiere de trabajadores capacitados
- Se requiere de considerable práctica y experiencia para la inspección de la soldadura terminada
- Por lo general, las tolerancias de fabricación son más estrictas que las de las conexiones atornilladas.

Así como también las ventajas que ofrece el atornillado

- Los tornillos de alta resistencia requieren menos trabajadores, y menos capaces, lo que reduce los costos de mano de obra

- El atornillado requiere menos equipo
- Las técnicas de instalación son sencillas y se puede capacitar a un trabajador en horas
- No existen riesgos de incendio con la construcción atornillada

2.3 Definición de términos

2.3.1 Estructura

Puede definirse como un sistema de miembros y conexiones individuales, dispuestas para que todo el conjunto permanezca estable y sin cambios apreciables en forma, mientras se logran los criterios de desempeño prescritos. (Vinnakota, 2006).

2.3.2 Ductilidad

Es la capacidad de un material para ser sometido a gran deformación sin quebrarse. (Vinnakota, 2006).

2.3.3 Elasticidad

Se define como la capacidad de un material de regresar a su forma original después que se ha cargado y luego descargado. (McCormac, 2013)

2.3.4 Marcos

Puede definirse como una estructura compuesta de dos o más miembros que se unen mediante conexiones, algunas de las cuales, o todas de ellas, son resistentes a momentos para formar una configuración rígida. (Vinnakota, 2006).

2.3.5 Cargas muertas

Se puede definir como el peso de los materiales permanentes (fijos) de la construcción, incluidos el peso propio de los elementos de la estructura y otras partes complementarias al edificio necesarias para darle el uso deseado. (Vinnakota, 2006).

2.3.6 Cargas vivas

Representan las cargas relacionadas con la construcción, la ocupación, el uso

o el mantenimiento de la estructura, por ejemplo las cargas originadas por la gente, mobiliario, los materiales almacenados, etc. (Vinnakota, 2006).

2.3.7 Cargas de Sismo

Los terremotos producen movimientos horizontales y verticales. Los movimientos horizontales son los que generan en las estructuras los efectos más significativos. (Zapata, 1992)

2.3.8 Tensión

Es una fuerza axial directa, que tiende a alargar el miembro estructural. Un miembro cargado en tensión axial, se sujeta a esfuerzos normales de tensión uniformes, en todas las secciones transversales a lo largo de su longitud (Vinnakota, 2006).

2.3.9 Compresión

Es la carga aplicada a lo largo de un eje longitudinal que pasa por el centroide de la sección transversal del miembro (Segui, 1999)

2.3.10 Flexión

Se conoce como flexión a aquella fuerza o carga transversal que se aplica al eje longitudinal de un elemento estructural. (Zapata, 1992)

2.3.11 Punto de Fluencia

Es cuando se termina la proporcionalidad entre esfuerzos y deformaciones en un espécimen libre de esfuerzos residuales. (Zapata, 1992)

2.3.12 Esfuerzo de Fluencia

Esfuerzo bajo el cual hay un claro incremento en la deformación o alargamiento de un miembro sin un incremento correspondiente en el esfuerzo. (McCormac, 2013)

2.3.13 Estado límite

Se considera como fallo de una estructura, el incumplimiento de los fines para

los que ha sido prevista durante el periodo de vida útil que se le ha asignado. Existen dos tipos de estados límite. (Arguelles, 2001)

2.3.14 Estados límite de resistencia

Definen la capacidad de sustentar una carga, incluyendo la fluencia excesiva, la fractura, el pandeo, la fatiga y el movimiento bruto de cuerpo rígido. (McCormac, 2013)

2.3.15 Estados límite de servicio

Definen el comportamiento, incluyendo la deflexión, el agrietamiento, los deslizamientos, la vibración y el deterioro. Todos los estados límite deben evitarse. (McCormac, 2013)

2.3.16 Perno de anclaje

Son los encargados de transmitir su carga al cimiento por adherencia, estos pernos se encuentran embebidos al concreto, acompañado de sus correspondientes tuercas. (Arguelles, 2001)

2.3.17 Soldadura

La soldadura es un proceso en el que se unen partes metálicas mediante el calentamiento de sus superficies a un estado plástico o fluido, permitiendo que las partes fluyan y se unan (con o sin la adición de otro metal fundido). (McCormac, 2013)

2.3.18 Tornillo

Es una barra metálica de sección transversal circular, con una cabeza en un extremo y cuerpo o espiga roscada en el otro, para recibir una tuerca. Se utilizan para unir elementos de acero, introduciéndolos en agujeros perforados en estos elementos y las tuercas se aprietan en el lado roscado. (Vinnakota, 2006).

2.3.19 Placa Base

Es una placa de acero la cual transmite cargas de las columnas de acero. Cuando una columna de acero se apoya sobre una zapata, es necesario que la carga de la columna se distribuya en un área suficiente para evitar que se sobrecargue la zapata (McCormac, 2013)

CAPÍTULO III: MARCO METODOLÓGICO

3.1 Tipo y diseño de la investigación

3.1.1. Tipo de la investigación

El tipo de investigación será de tipo descriptivo, en el cual se tratará de analizar el sistema modular en base a su resistencia nominal, teniendo en cuenta la normatividad vigente; así mismo añadiendo cargas reales actuantes sobre ella.

3.1.2. Diseño de la investigación

El diseño de la investigación será de tipo aplicativo, en el cual se implantará un ambiente sobre el cual trabajará el sistema modular de acero.

3.2 Población y muestra del estudio

3.2.1 Población

La investigación será orientada a los sistemas modulares.

3.2.2 Muestra

La muestra del presente informe es una estructura metálica formada por perfiles de acero, ubicada en la ciudad de Tacna. Se realizará el respectivo análisis sísmico del sistema modular proyectando su ubicación en Ciudad Nueva.

3.3 Operacionalización de variables

Para la operacionalización de las variables, se presente la siguiente tabla, la cual contiene las variables y además los indicadores necesarios

Tabla 13*Matriz de Operacionalización de Variables*

Variable	Definición Operacional	Dimensión	Indicadores
Variable dependiente Diseño estructural usando el Reglamento Nacional de Edificaciones	Es un procedimiento el cual evalúa el comportamiento de la estructura usando el Reglamento vigente.	Espectro de Diseño Fuerza Sísmica	Zona Suelo Peso Sísmico Sistema Estructural
		Derivas de entrepisos	Altura del modulo Fuerza Actuante
Variable independiente Sistema modular de acero	Es un ambiente donde se podrá realizar el montaje de perfiles de acero que albergarán personas y/o objetos de valor, la cual tendrá dimensiones adecuadas determinadas por un estudio previo.	Elementos Estructurales Conexiones del sistema Edificación modular	Acero estructural Concreto armado Uniones Soldadas Uniones Empernadas Altura Peso Cargas

3.4 Técnicas e instrumentos para la recolección de datos

Las principales técnicas que se utilizaron para la recolección de datos fueron:

- Investigación bibliográfica
- Material Web
- Referencias visuales
- Consulta a externos
- Modelado de la estructura
- Análisis de resultados

3.5 Procesamiento y análisis de datos

En el presente informe, el procesamiento y análisis se realizó mediante tablas de Microsoft Excel, en las cuales se fue iterando las consideraciones necesarias para el diseño de perfiles de acero, a su vez, se realizó el análisis de los resultados obtenidos en el programa de ingeniería, el cual fue utilizado para el análisis sísmico correspondiente.

Los métodos utilizados en el presente informe serán el Diseño con factores de carga y resistencia (LRFD), además de consideraciones estructurales comprendidas en la normatividad peruana (Reglamento Nacional de Edificaciones E090 – Estructuras Metálicas), y también lo reglamentado por la AISC y ASTM, de acuerdo al cálculo requerido.

CAPÍTULO IV: RESULTADOS

4.1 Generalidades

4.1.1 Ubicación de la zona del proyecto

La estructura estará ubicada en la Provincia de Tacna, distrito de Ciudad Nueva. El lugar fue seleccionado debido a que en el pasado, este distrito ha sido uno de los más afectados en Tacna, además, supone un reto realizar proyectos de gran magnitud debido a las características propias del suelo de este sector.

La zona del proyecto queda ubicada en la Asociación de Vivienda Taller Simón Bolívar, en un lugar destinado a un área deportiva, cercano al lugar existe un estudio de suelos. Dicho estudio será la base para realizar los cálculos necesarios concernientes a la cimentación de la estructura.

Figura 11

Ubicación del proyecto



Nota. Adaptado de programa Autocad 2018

Figura 12

Asociación de Vivienda Taller Simón Bolívar



4.1.2 Geotecnia de la zona del proyecto

Se dispone un Informe Técnico de Suelos con fines de cimentación, el cual nos servirá para definir los parámetros sísmicos necesarios para el diseño de la estructura, además nos brinda información que determina las características del suelo.

Las características más resaltantes son las siguientes:

- Se realizaron 3 calicatas las cuales presentan dos estratos, el primer estrato de 0,40 a 0,50 m y el segundo estrato hasta los 3 m.
- En las 3 calicatas se observó el mismo perfil estratigráfico, teniendo como característica una arena limosa (SM).
- No presenta napa freática, tampoco presenta indicadores de suelo colapsable.
- Las capacidades mínima admisible del terreno a una profundidad de 1,8 m es de 1,52 kg/cm², y a una profundidad de 3 m es de 1,88 kg/cm².
- Las características que brinda el EMS para los factores sísmicos son los siguientes:
 - Zona 4
 - Suelo Blando (S3)
 - Factor de amplificación de suelo $S = 1,10$
 - Periodo $T_p = 1,00 / T_L = 1,60$

4.2 Estructuración y pre – dimensionamiento

4.2.1 Estructuración

La estructura será modelada en el programa ETABS 2016, además se usarán perfiles metálicas del tipo vigas W, con lo cual se asegura la suficiente rigidez y ductilidad necesaria en este tipo de edificaciones.

Se vio por conveniente realizar un diseño que cumpla con simetría, tanto en la planta como en la elevación, esto con la finalidad de poder tener regularidades adecuadas en la estructura, así como de poder manejar de manera apropiada las derivas en los ejes “X” e “Y”.

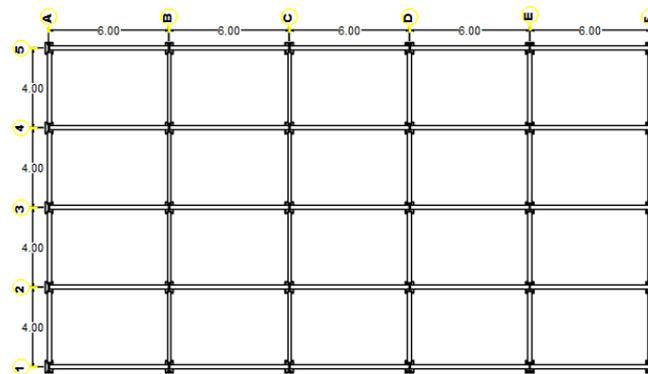
Se considerará que la estructura deberá tener pórticos arriostrados (para la categoría de la edificación, la norma lo establece así), además la estructura tendrá 3

niveles. En la parte superior del edificio se dispone opcionalmente una plataforma adicional, para una cubierta ligera, esto para evitar el ingreso de las aguas pluviales a la estructura.

Las dimensiones del proyecto serán de 6 ejes en el sentido "X" y 5 ejes el en sentido "Y", con una distancia de 6 m. y 4 m. respectivamente, lo que hace un área total de 30 m. x 16 m.

Figura 13

Vista de planta de la edificación



Nota. Adaptado del programa Autocad 2018

Las cargas de diseño, combinaciones de carga y demás especificaciones para el diseño se encuentran determinadas en el Reglamento Nacional de Edificaciones

- Norma E 020 de Cargas
- Norma E 030 de Diseño Sismo Resistente
- Norma E 050 de Suelos y Cimentaciones
- Norma E 060 de Concreto Armado

Además, tendremos de referencia las normas americanas AISC, LRFD, AWS.

En el caso de las cargas, solo consideraremos las cargas vivas, muertas y de sismo, ya que obviaremos la carga de viento, debido a que el informe de la presente tesis se basa en un diseño y análisis sísmico.

Las Combinaciones de cargas que tendremos serán las siguientes:

- 1,4 CM
- 1,2 CM + 1,6 CV + 0,5 CVt
- 1,2 CM + 1,6 CVt + 0,5 CV
- 1,2 CM + 0,5 CV + 0,5 CVt
- 1,2 CM ± 1,0 CS + 0,5 CV
- 0,9 CM ± 1,0 CS

Donde:

CM= Carga muerta

CV= Carga viva

CS= Carga de sismo

CVt= Carga viva de techo

4.2.2 Pre – dimensionamiento

Cuando se necesita pre dimensionar estructuras de acero, se tiene la dificultad de no tener parámetros totalmente definidos a comparación de pre dimensionar estructuras de concreto armado.

El RNE – Estructuras Metálicas E090, no dispone de valores ni ecuaciones definidas para poder realizar pre dimensionamientos en estructuras de acero. Normalmente, el pre dimensionamiento de las estructuras las define el proyectista, con un sentido de experiencia de anteriores proyectos, los cuales les da la confianza de poder definir las columnas y vigas necesarias, para luego poder diseñar y corregir algún perfil el cual no cumpla con las resistencias requeridas.

Además se parte del concepto de Columna Fuerte – Viga Débil, el cual deberá primar en la estructura.

De estudios anteriores en relación al diseño en acero, podemos evaluar el pre dimensionamiento de nuestra estructura de la siguiente manera:

Procederemos a darle un valor de carga aproximado a la viga más crítica, asumiremos que es 1 ton/m², y la mayor luz existente será de 6 m., entonces según la formula $M_u = (WL^2)/8$; tendremos un momento aproximado de 18 ton-m (1417,32 Klib-pulg), y reemplazando en la ecuación de Flexión:

$$\phi M_p = \phi \cdot F_y \cdot Z_x \quad (27)$$

Siendo conservadores se propone $F_y = 0,5 F_y$, que tiene por resultado 25 Ksi, reemplazando obtenemos el valor de Z_x

$$Z_x = \frac{M_u}{\phi \cdot 0,5 \cdot F_y}$$

$$Z_x = 63 \text{ pulg}^3$$

Con el resultado obtenido buscamos un perfil que se adecue a este cálculo, obteniendo una viga W14x43, con un $Z_x = 69,6 \text{ pulg}^3$. Debido que se emplea el método de columna fuerte-viga débil, la columna propuesta será de W16x57.

Se debe tener en cuenta que esto es solo un pre dimensionamiento, debido a que los perfiles pueden ir variando, esto con el fin que lleguen a cumplir los parámetros especificados en las normas, y además de ir verificando si cumplen con los cálculos de cada elemento propuesto.

Además, en el proceso de selección de los perfiles metálicos, se tendrá en cuenta parámetros de esbeltez, deflexión y el tipo estructural del sistema.

4.3 Análisis sísmico

El presente informe de tesis, se desarrolló mediante el programa ETABS v16.2.1, en el cual se dispuso la formación del proyecto modular de acero, asignando características propias del material, así como los perfiles a usar y con estos datos obtener los resultados que se ajusten a la normatividad vigente.

Iniciamos con el desarrollo del programa, para lo cual debemos asignar las propiedades del material con el que desarrollaremos nuestro proyecto. El material a utilizar será un ASTM A992 Gr50, el material en mención se eligió porque tiene mejores propiedades de resistencia que el conocido ASTM A36, esto influenciara en que la estructura tendrá un mejor comportamiento sísmico, y no será necesario colocar perfiles de mayor dimensión, por ende la estructura tendrá menos peso.

Figura 14

Propiedades del material

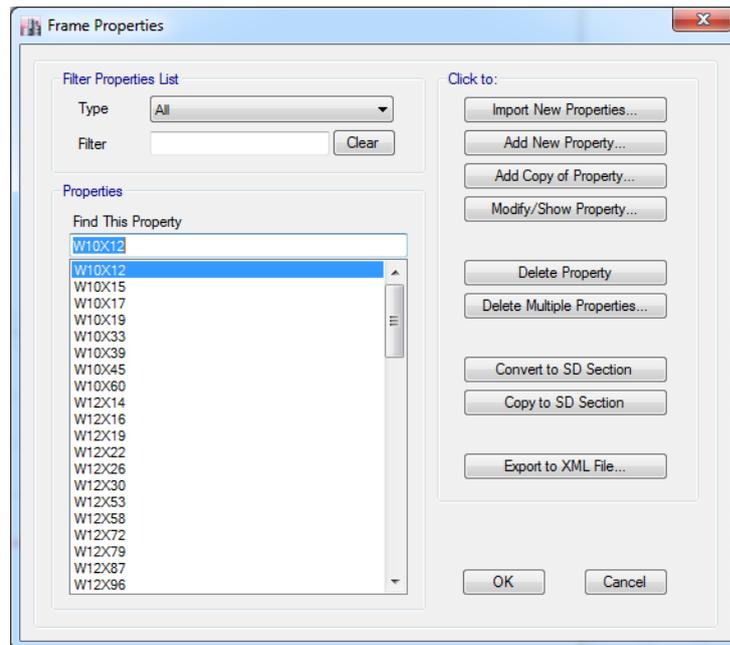
Section	Property	Value	Unit	
General Data	Material Name	A992 Gr50		
	Material Type	Steel		
	Directional Symmetry Type	Isotropic		
	Material Display Color	Magenta		
	Material Notes			
Material Weight and Mass	Weight per Unit Volume	7850	kgf/m ³	
	Mass per Unit Volume	7850	kg/m ³	
Mechanical Property Data	Modulus of Elasticity, E	20389.02	kgf/mm ²	
	Poisson's Ratio, U	0.3		
	Coefficient of Thermal Expansion, A	0.0000117	1/C	
	Shear Modulus, G	7841.93	kgf/mm ²	
	Design Property Data	Modify/Show Material Property Design Data...		
Advanced Material Property Data	Nonlinear Material Data...			
	Material Damping Properties...			
	Time Dependent Properties...			

Nota. Adaptado del programa ETABS v16.2.1.

Una vez definido el material a utilizar, se procede a seleccionar los perfiles metálicos adecuados para la estructura, además de asignarle la propiedad antes mencionada (acero ASTM 992 Gr50).

Figura 15

Selección de perfiles metálicos

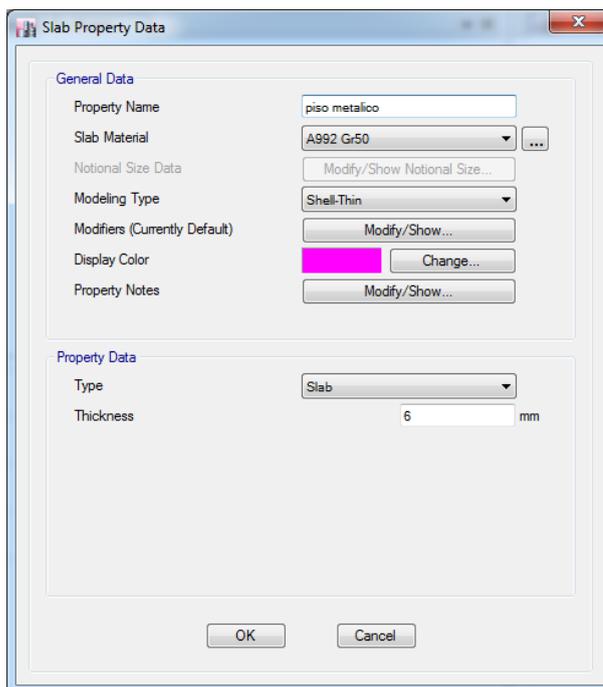


Nota. Adaptado del programa ETABS v16.2.1.

Para la selección de la losa en un edificio de perfiles metálicos (acero), se tienen varias formas de poder proyectarlas, entre las cuales destaca el vaciado de losa colaborante, la cual consiste en la instalación de láminas metálicas colaborantes para su posterior vaciado de concreto. Este sistema es recurrente en edificaciones donde no existirán modificaciones, pero en nuestro caso como el sistema será modular, se propone la opción de parrillas metálicas (también conocidas como grating), las cuales brindan rapidez en su instalación, y adicionalmente planchas estriadas para cubrir las parrillas metálicas.

Figura 16

Designación de parrilla metálica



Nota. Adaptado del programa ETABS v16.2.1.

Figura 17

Piso metálico (grating)



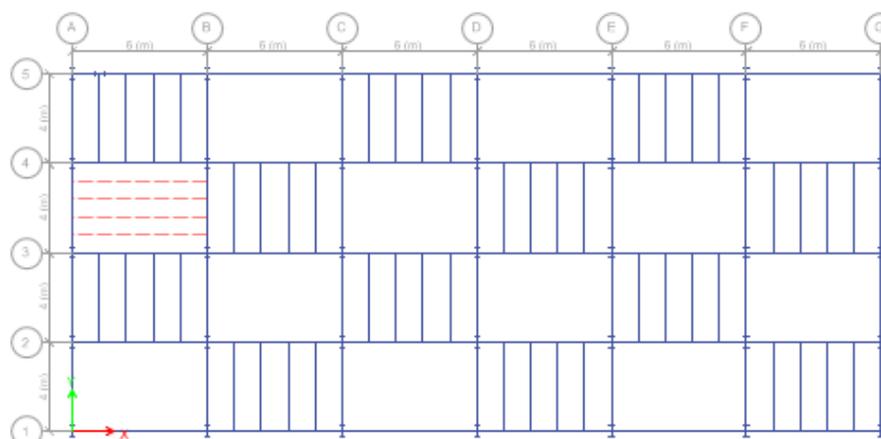
Ahora se realiza el dibujo de las columnas, vigas, arriostres y losas ya previamente definidas, obteniendo el modelo en el programa ETABS v16.2.1. La distribución será usando los siguientes perfiles para cada elemento estructural:

Tabla 14*Perfiles asignados*

Elemento	Perfil Usado	Material
Columna	W16X57	ASTM 992 Gr50
Viga Principal Perimetral	W14X48	ASTM 992 Gr50
Viga Principal Interna	W12X40	ASTM 992 Gr50
Viga secundaria	W8X35	ASTM 992 Gr50
Arriostres	W8x21	ASTM 992 Gr50

La distribución de las vigas secundarias se realizará alternando la posición en cada cuadro, esto debido a que buscaremos que todas las vigas reciban una carga repartida, para poder optimizar y disminuir los momentos que generarían colocar todas las vigas en una sola dirección, así como se observa en la figura 18.

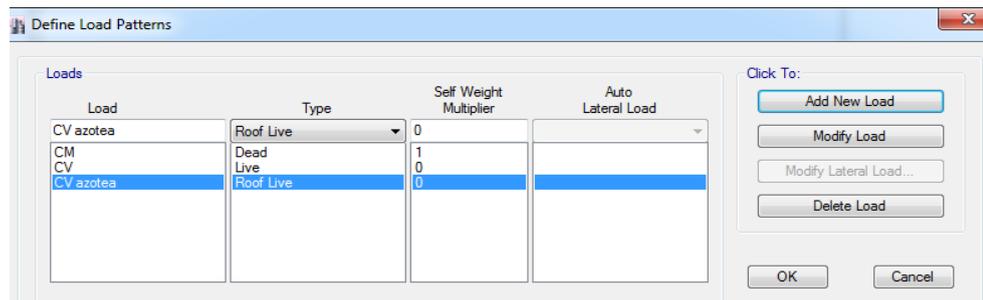
Con respecto a la colocación de arriostres, según la normativa vigente es obligatorio, esto debido a las características que presenta el modular.

Figura 18*Distribución de vigas secundarias*

Nota. Adaptado del programa ETABS v16.2.1.

Prosiguiendo con el diseño en el programa, realizamos el empotramiento de la estructura, además de los diafragmas rígidos por cada nivel.

Ahora se deberá asignar los patrones de carga, como son la carga muerta, carga viva y carga viva en la azotea.

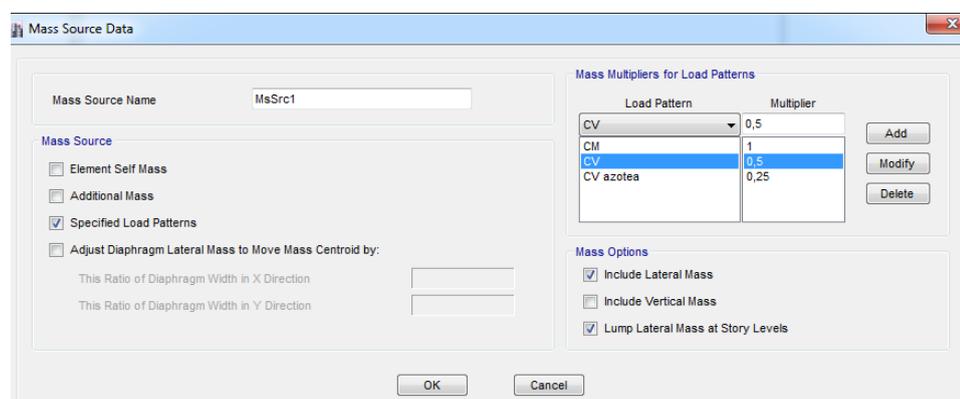
Figura 19*Asignación de patrones de carga*

Nota. Adaptado del programa ETABS v16.2.1.

Posteriormente se procede a asignar las cargas vivas y muertas. Las cargas vivas según el RNE Norma E020, para la sección de lugares de asamblea, especifica un valor de 400 kgf/m^2 , además, para las cargas vivas de techo, en su Artículo N°7 especifican que, para techos con una inclinación de hasta 3° con respecto a la horizontal, se asignará una carga de 100 kgf/m^2 .

Sabiendo el concepto de carga muerta, la cual involucra pesos permanentes en la estructura, como pueden ser tuberías de gas, agua contra incendio, luminarias, entre otras, y revisando otros informes de tesis, los cuales desglosan el peso de las cargas muertas para ser asignadas a las losas (en nuestro caso parrillas de piso con plancha estriada), consideraremos una carga muerta de 90 Kg/m^2 .

Luego se define la fuente de masa, que según el reglamento será del 100% de la carga muerta, 50% de la carga viva y 25% de la carga viva del techo, como se observa en la figura 20. Esto debido a las características de la edificación que estamos desarrollando. En seguida se indican los casos modales que intervendrán en el desarrollo del programa.

Figura 20*Fuente de masa*

Nota. Adaptado del programa ETABS v16.2.1.

Una vez desarrollado el modelo, se procede a correr el programa, obteniendo los primeros datos, los cuales pertenecen al análisis modal (Modal Participating Mass Ratios), el cual nos permitirá observar los modos de vibración e identificar los factores de masa

Como se aprecia en la tabla 15, se tiene modos de vibración, los cuales, según el RNE cumplen con el parámetro establecido, el cual indica que, en cada dirección se debe considerar aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90% de la masa total, pero deberá tomarse en cuenta por lo menos los tres primeros modos predominantes en la dirección de análisis.

Tabla 15

Modos de vibración y factores de masa

Caso	Modo	Periodo (seg)	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ
Modal	1	0,239	0	0,8345	0	0,8345	0	0
Modal	2	0,212	0,8967	0	0,8967	0,8345	0	0
Modal	3	0,138	0	0	0,8967	0,8345	0,8816	0,8816
Modal	4	0,084	0	0,1326	0,8967	0,9671	0	0,8816
Modal	5	0,081	0,0928	0	0,9894	0,9671	0	0,8816
Modal	6	0,055	0,0106	0	1	0,9671	0	0,8816
Modal	7	0,051	0	0	1	0,9671	0,0996	0,9812
Modal	8	0,049	0	0,0329	1	1	0	0,9812
Modal	9	0,033	0	0	1	1	0,0188	1

Nota. Adaptado del programa ETABS v16.2.1.

Se observa que los primeros tres modos de vibración están dados en la dirección “Y”, “X” y el modo rotacional en “Z”, esto nos indica que la estructura tiene desplazamientos en esas direcciones y que el modelo es aceptable.

Para continuar con el análisis, se deberá crear el espectro de respuesta para que el programa brinde los resultados cuando la estructura se vea sometida a las cargas sísmicas. Para ello desarrollaremos cada parámetro sísmico requerido, y luego reemplazaremos lo solicitado para definir la carga sísmica definida por la ecuación 5 ($V = \frac{ZUCS}{R} P$)

Donde:

Z= 0,45, debido a que se encuentra en el distrito de Ciudad Nueva – Tacna

S= factor de suelo (suelo blando)= S3= 1,10; (T_P=1,0; T_L=1,6)

U= la categoría estará definida por una edificación esencial A2, con un valor de 1,5

C= La amplificación sísmica estará definida por la ecuación $T=hn/Ct$, donde:

hn = altura de la edificación= 9,2 m

Ct = 45, debido a que el edificio es un pórtico de acero arriostrado

$T=0,20$

Según el RNE, si $T < T_P$, $C=2,5$; teniendo los valores de suelo definidos anteriormente, donde $T_P=1,0$; entonces el valor de $C=2,5$

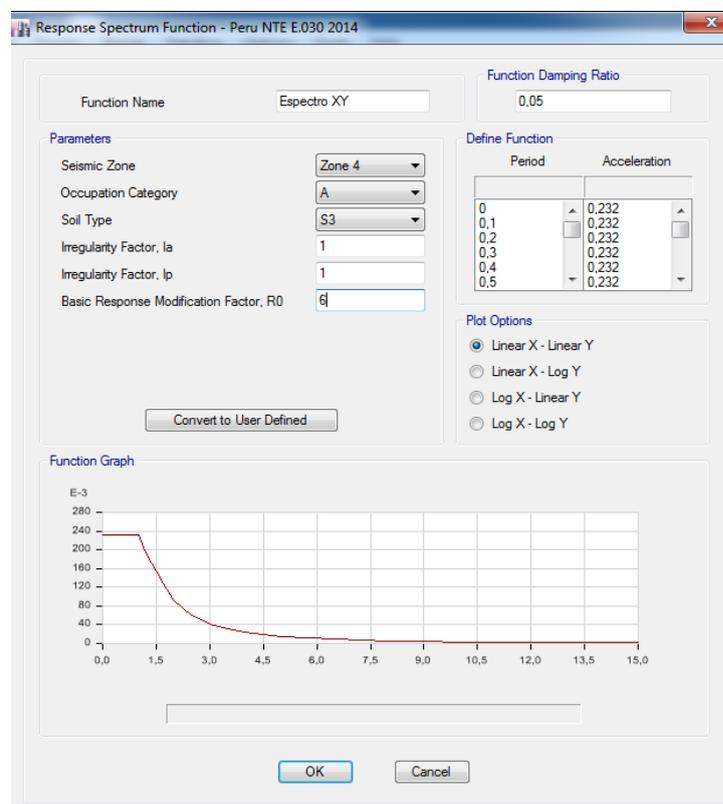
R= según la norma, esto dependerá de la edificación y al sistema estructural que elijamos, en este caso será un sistema de estructura de acero con Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF), el cual tiene un coeficiente básico de reducción $R_p=6$

Irregularidades: en el caso de nuestra edificación, no presenta irregularidades, debido a que es simétrico en todos sus pisos, así como verticalmente no presenta problemas de piso blando, discontinuidad de diafragma, etc.

P= será definido por el programa, con las cargas vivas y muertas que ya se indicaron líneas arriba.

Figura 21

Parámetros de espectro de respuesta



Nota. Adaptado del programa ETABS v16.2.1.

De esta manera podemos obtener los resultados en el programa, el cual nos brinda tablas donde podemos apreciar el peso de la estructura, además de la cortante basal.

Tabla 16
Masa de la estructura

Piso	Diafragma	Masa X kgf-s ² /m	Masa Y kgf-s ² /m
Piso 1	D1	20795,31	20795,31
Piso 2	D2	20795,31	20795,31
Piso 3	D3	11739,40	11739,40

Nota. Adaptado del programa ETABS v16.2.1.

La masa total se multiplica por la gravedad (9,81m/s²), con lo cual se tiene el peso total, lo cual es 523,17 Ton. El peso aproximado por piso se obtiene dividiendo con el área de la estructura, lo cual resulta 425 Kg/m² aproximadamente. Aplicando la formula ZUCSP/R, se obtiene una cortante basal de 161855 Kg-f. Posterior a lo calculado, debemos revisar si la estructura cumple con las derivas máximos establecidas en la norma. Esto lo apreciamos en la tabla N°17.

Tabla 17
Derivas por cada nivel de piso

Piso	Caso de carga/Combinación	Dirección	Drift	Driftx0.75xR	Cumple normatividad
Piso 3	Máximo Sismo X Dinámico	X	0.000317	0.001	OK
Piso 2	Máximo Sismo X Dinámico	X	0.000570	0.003	OK
Piso 1	Máximo Sismo X Dinámico	X	0.000623	0.003	OK
Piso 3	Máximo Sismo Y Dinámico	Y	0.000599	0.003	OK
Piso 2	Máximo Sismo Y Dinámico	Y	0.000805	0.004	OK
Piso 1	Máximo Sismo Y Dinámico	Y	0.000602	0.003	OK

Nota. Adaptado del programa ETABS v16.2.1.

Con esto se comprueba que la estructura está diseñada adecuadamente, teniendo derivas que son menores a lo estipulado en la norma. Si bien es cierto las derivas son pequeñas, es debido al arriostamiento de la estructura, la cual reduce los desplazamientos, y también se tuvo en cuenta la deflexión permitida en las vigas,

pero este cálculo lo veremos más adelante, en la sección del diseño en acero. Además se observa el peso/metro cuadrado es adecuado, y la estructura tiene los porcentajes de participación modal correctos.

Ahora se verificará que el cortante dinámico sea mayor que el 80% del cortante estático, esto nos permitirá definir si el modelo necesitará ser escalado en los casos de carga del espectro de respuesta.

Tabla 18

Cortante dinámica

Piso	Caso de carga/Combinación	Localización	Cortante (V) X (Tonf)	Cortante (V) Y (Tonf)
Piso 1	Sismo Dinámico Max X	Base	146.015	0.000
Piso 1	Sismo Dinámico Max Y	Base	0.000	137.009

Nota. Adaptado del programa ETABS v16.2.1.

Con este resultado, se realiza la comparación con respecto al cortante estático calculado líneas arriba, obteniendo la tabla 19.

Tabla 19

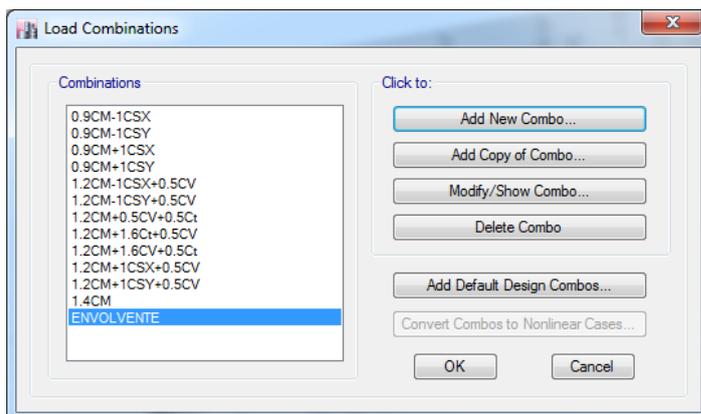
Comparación de cortante estática y dinámica

Eje	Ve (Kg-f)	80% Ve	Vd (Kg-f)	Vd>80% Ve Cumple?
X	161854,94	129483,96	146014,70	Si
Y	161854,94	129483,96	137008,50	Si

Con estos resultados, se determina que la estructura cumple con los parámetros del reglamento, y de esta forma pasamos a realizar los cálculos de gabinete para el diseño de elementos de acero.

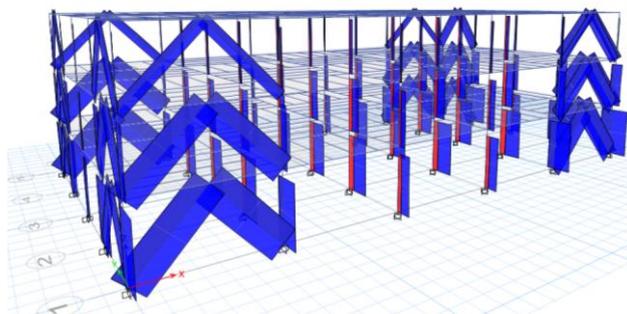
4.4 Diseño de elementos de acero

Para poder realizar el diseño de las columnas, vigas y arriostramientos, debemos completar el diseño en el programa de estructuras, entonces lo que ahora debemos realizar es la combinación de cargas, la cual será definida por las cargas muertas, cargas vivas, cargas vivas de techo y cargas de sismo.

Figura 22*Combinación de carga*

Nota. Adaptado del programa ETABS v16.2.1.

Ahora que se procede a correr el programa, nos brindara información para realizar los cálculos de la estructura mencionada, como se observa en la figura 22.

Figura 23*Resultados de esfuerzos últimos en perfiles metálicos*

Nota. Adaptado del programa ETABS v16.2.1.

Se revisara cada diagrama axial, de cortante y momento para las columnas, arriostramientos y vigas, de los cuales tomaremos los valores mayores, para realizar el diseño óptimo de los elementos estructurales.

4.4.1 Diseño de Columnas

4.4.1.2 Elemento estructural W16x57

Las columnas diseñadas obedecerán al método LRFD, además de resolver las ecuaciones ya mencionadas anteriormente.

Para el *Diseño en Compresión*, las características de la columna serán:

$$F_y = 50 \text{ KSI}$$

$$E = 29000 \text{ KSI}$$

$$I_x = 758 \text{ pulg}^4$$

$$I_y = 43,1 \text{ pulg}^4$$

$$A = 16,8 \text{ pulg}^2$$

$$r_x = 6,72 \text{ pulg}$$

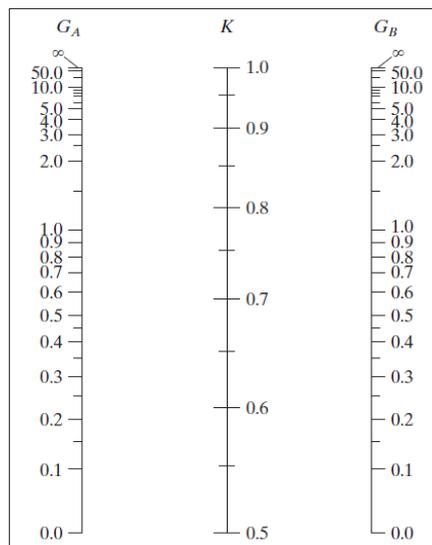
$$r_y = 1,6 \text{ pulg}$$

$$L = 3 \text{ m}$$

Se procede a calcular la relación de esbeltez, la cual deberá ser menor a 200. Para satisfacer la ecuación debemos hallar el factor de longitud efectiva de los pórticos. Este cálculo se verá influenciado si el edificio es arriostrado o no, en nuestro caso, buscaremos el pórtico más crítico para cada eje, además haremos uso de los nomogramas de Jackson.

Figura 24

Nomograma de Jackson



Nota. Adaptado de Diseño de estructuras de acero, por J. McCormac (2013)

Debemos evaluar las restricciones de cada nudo, e identificar las inercias y longitudes de cada miembro estructural, con la siguiente relación:

$$G = \frac{\sum I_c / L_c}{\sum I_v / L_v} \quad (28)$$

Donde G, para los empotramientos vale 1. Entonces evaluaremos los perfiles metálicos como se observa en la tabla 18. De los resultados obtenidos de los pórticos no arriostrados, tomaremos el valor más crítico (el mayor valor de K), esto con el fin de verificar que el valor calculado se menor a 200.

Tabla 20*Inercias y longitudes de vigas y columnas*

	Miembros	Perfil	Inercia (X)	Long (pulg)	I/L
Columnas	AB	w16x57	758	118,11	6,418
	BC	w16x57	758	118,11	6,418
	CD	w16x57	758	118,11	6,418
	EF	w16x57	758	118,11	6,418
	FG	w16x57	758	118,11	6,418
	GH	w16x57	758	118,11	6,418
	IJ	w16x57	758	118,11	6,418
	JK	w16x57	758	118,11	6,418
	KL	w16x57	758	118,11	6,418
Vigas	BF	w12x40	307	236,22	1,300
	CG	w12x40	307	236,22	1,300
	DH	w12x40	307	236,22	1,300
	FJ	w12x40	307	236,22	1,300
	GK	w12x40	307	236,22	1,300
	HL	w12x40	307	236,22	1,300

Tabla 21*Valores de rigidez rotacional de los nudos*

Nudo	Descripción	G
A	Empotrado	1
B	Nudo	9,88
C	Nudo	9,88
D	Nudo	4,94
E	Empotrado	1,00
F	Nudo	4,94
G	Nudo	4,94
H	Nudo	2,47
I	Empotrado	1,00
J	Nudo	9,88
K	Nudo	9,88
L	Nudo	4,94

De lo calculado en las tablas 18 y 19, se deberá aplicar el nomograma de Jackson, y obtenemos valores para las columnas más críticas, dentro de las cuales destaca el valor de $K=2,98$ (asumiremos un valor de 3 para el eje "X") y $K = 1,24$ (para el eje "Y"). Conociendo la longitud de la columna y el valor de r , verificaremos la esbeltez. $\frac{KL}{r} \leq 200$, reemplazando se obtiene que $52,7 \leq 200$ (para el eje "X") y $91,5 \leq 200$ (para el eje "Y")

Con esto calculamos el valor λ_c , para el valor más alto, reemplazando la ecuación 16 ($\lambda_c = \frac{KL}{r\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}}$); obteniendo el valor de $\lambda_c = 1,21$

Como $1,21 < 1,5$, entonces se define que la columna es no esbelta, por ende tiene un pandeo inelástico

Pandeo Inelástico: Cuando se tiene que $\lambda_c \leq 1,5$, se procede a reemplazar la ecuación 14 ($F_{cr} = (0,658^{\lambda_c^2}) * F_y$); reemplazando obtenemos $F_{cr}=27,09$ Kips/pulg².

Ahora con el esfuerzo crítico calculado, se obtiene la carga nominal a compresión, reemplazando la ecuación 13 ($P_u \leq \phi P_n = \phi * F_{cr} * A_g$), obteniendo un valor de: $\phi P_n = 409,69$ Kips = 185,83 Tonf

Comparando con los datos obtenidos en el ETABS ($P_u = 49,89$ tonf), se visualiza que la carga nominal a compresión es mayor a la carga ultima de la estructura, demostrando que el diseño de la columna cumple en compresión

Para el *Diseño en Flexocompresión*, cuando a la estructura de acero se le somete a una carga sísmica, la columna se ve sometida a cargas horizontales, las cuales producen momentos, con lo mencionado se define que la columna tendrá un comportamiento de flexocompresión, con lo cual se debe realizar el diseño teniendo en cuenta los siguientes valores:

$$P_u = 49,89 \text{ Tonf}$$

$$\phi P_n = 185,83 \text{ Tonf}$$

$$P_u / \phi P_n = 0,27 > 0,20$$

Obtenida la relación mencionada, se define usar la ecuación 17 citada líneas arriba. Entonces procedemos a hallar los momentos generados por la flexión del elemento estructural.

Para la columna a diseñar, se tienen los siguientes valores de sección compacta:

$$\text{Para la verificación del ala de la viga } b_f/2t_f = 4,98$$

Para la verificación del alma de la viga $h/t_w = 33,0$

Se debe revisar el criterio de sección compacta, tanto para el ala como para el alma de la columna, reemplazando los valores ya conocidos en las ecuaciones mencionadas en el marco teórico.

Valor calculado del Ala = 9,15

Valor calculado del Alma = 90,55

Como se aprecia, la sección es compacta en el Ala, debido a que cumple la relación $4,98 < 9,15$.

Además, se define que la sección es compacta en el alma, debido a que cumple la relación $33,0 < 90,55$.

En conclusión, el perfil estructural cumple el criterio de sección compacta, con lo cual pasamos a diseñar por flexión, para ello debemos revisar si la columna tendrá un comportamiento plástico, inelástico o elástico, y de acuerdo a lo calculado desarrollaremos las ecuaciones respectivas.

Para ello debemos saber los valores de la columna propuesta, los cuales son:

$r_y = 1,6$ pulg

$Z_x = 105$ pulg³

$S_x = 92,2$ pulg³

$r_{ts} = 1,92$ pulg

$h_0 = 15,7$ pulg

$J = 2,22$ pulg⁴

$C_w = 2660$ pulg⁶

$C = 1$ (perfil simétrico)

Para saber que comportamiento presentará, se deberá calcular las longitudes límites, con las siguientes ecuaciones:

$$L_p = 1,76 \cdot r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (29)$$

$$L_r = 1,95 \cdot r_{ts} \cdot \frac{E}{0,7F_y} \sqrt{\frac{J \cdot C}{S_x \cdot h_0}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6,76 \left[\frac{0,75 \cdot F_y}{E} \cdot \frac{S_x \cdot h_0}{J \cdot C} \right]^2}} \quad (30)$$

El resultado obtenido es el siguiente:

$L_p = 67,82$ pulg

$L_r = 219,93$ pulg

$L_b = 118,11$ pulg; para una columna de 3 m.

Obtenido las longitudes límite, se tiene el caso en que $L_p < L_b < L_r$, con lo que se confirma un comportamiento Inelástico.

Para dicho comportamiento se desarrollaran las siguientes ecuaciones:

$$M_p = \phi \cdot F_y \cdot Z_x \quad (31)$$

$$M_r = \phi \cdot 0,7 \cdot F_y \cdot S_x \quad (32)$$

$$\phi M_n = \phi \cdot C_b \left[M_p - (M_p - M_r) \left[\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right] \right] \quad (33)$$

Donde, C_b es un factor de mayoración, el cual tendrá un valor de 1 (diseño conservador). Reemplazando los valores ya conocidos en las ecuaciones, obtenemos un $\phi M_n = 3710,7 \text{ Klb} - \text{pulg}$; que es igual a $\phi M_n = 47,13 \text{ Tonf} - \text{m}$

Ahora se procederá a calcular el momento nominal en el sentido del eje "X", la cual presentara los mismos resultados en la revisión de sección compacta del alma y del ala de la columna. Para ello se tendrán en cuenta los siguientes parámetros:

$$Z_y = 18,9 \text{ pulg}^3$$

$$S_y = 12,1 \text{ pulg}^3$$

El momento nominal vendrá dado solo por fluencia, para lo cual se define la ecuación:

$$M_n = F_y \cdot Z_y < 1,6 F_y \cdot S_y \quad (34)$$

Reemplazando en la ecuación mencionada, se tiene: $\phi M_n = 850,5 \text{ Klb} - \text{pulg}$ que es igual a $\phi M_n = 10,80 \text{ Tonf} - \text{m}$

Una vez obtenidos los datos de momentos para los ejes "X" e "Y" de la columna, además se conoce los momentos últimos desarrollados en el programa ETABS, los cuales son $M_{ux} = 0,31 \text{ Tonf-m}$; $M_{uy} = 3,75 \text{ Tonf-m}$; con lo cual se completa el cálculo de la ecuación 17 mencionada líneas arriba, obteniendo el siguiente resultado: $0,36 \leq 1,0$

Entonces se observa que la columna elegida resiste los esfuerzos de flexocompresión

4.4.2 Diseño de Vigas

Para la estructura, se considerará vigas perimetrales principales, vigas internas principales y vigas internas secundarias.

4.4.2.1 Viga Principal W14x48

Las vigas principales presentan cargas, las cuales producen fuerzas cortantes y momentos. Para el cálculo de las vigas principales perimetrales se tiene que diseñar a cortante y a flexión.

Para el *Diseño en Flexión* de la viga, se mencionó en el cálculo de diseño a flexo-compresión, se evaluará el criterio de sección compacta, conociendo los parámetros necesarios para este cálculo, como se mencionó anteriormente, tenemos lo siguiente:

Para la verificación del ala de la viga $bf/2tf = 6,75$

Para la verificación del alma de la viga $h/tw = 33,6$

Se debe revisar el criterio de sección compacta, tanto para el ala como para el alma de la viga, reemplazando los valores ya conocidos en las ecuaciones mencionadas en el marco teórico.

Valor calculado del Ala = 9,15

Valor calculado del Alma = 90,55

Como se aprecia, la sección para el Ala se define que es compacta, debido a que cumple la relación $6,75 < 9,15$.

Además, se define que la sección es compacta en el alma, debido a que cumple la relación $33,6 < 90,55$.

Reemplazando las ecuaciones mencionadas anteriormente, calcularemos los límites y revisar qué tipo de comportamiento tiene, para luego desarrollar las ecuaciones correspondientes. Para ello debemos saber los valores de la viga propuesta, los cuales son:

$$\text{Área} = 14,1 \text{ pulg}^2$$

$$I_x = 484 \text{ pulg}^4$$

$$I_y = 51,4 \text{ pulg}^4$$

$$r_x = 5,85 \text{ pulg}$$

$$r_y = 1,91 \text{ pulg}$$

$$Z_x = 78,4 \text{ pulg}^3$$

$$S_x = 70,2 \text{ pulg}^3$$

$$r_{ts} = 2,2 \text{ pulg}$$

$$h_0 = 13,2 \text{ pulg}$$

$$J = 1,45 \text{ pulg}^4$$

$$C_w = 2240 \text{ pulg}^6$$

Ahora reemplazando los valores en las ecuaciones mencionadas anteriormente obtenemos:

$$L_p = 80,96 \text{ pulg}$$

$$L_r = 253,12 \text{ pulg}$$

$$L_b = 157,48 \text{ pulg}; \text{ para la viga de 4 m}$$

$$L_b = 236,22 \text{ pulg}; \text{ para la viga de 6 m}$$

Obtenido las longitudes límite, se tiene el caso en que $L_p < L_b < L_r$, con lo que se confirma un comportamiento Inelástico.

Para dicho comportamiento se desarrollaran las ecuaciones mencionadas en el desarrollo del diseño a flexocompresion de las columnas, donde el resultado para la viga de 4 m es $\phi M_n = 2648,51 \text{ Klb} - \text{pulg}$; que es igual a $\phi M_n = 33,64 \text{ Tonf} - \text{m}$; mientras que para la viga de 6 m el resultado obtenido es $\phi M_n = 2106,56 \text{ Klb} - \text{pulg}$; que es igual a $\phi M_n = 26,75 \text{ Tonf} - \text{m}$

Comparando con el momento ultimo máximo de las vigas que brinda el programa de estructuras ETABS, (para la viga de 4 m es 4,5tonf-m; y para la viga de 6 m es 7,4 Tonf-m), se observa que el $\phi M_n > M_u$, con lo que se concluye que la viga cumple el diseño a flexión.

Para el *Diseño en Cortante* en la viga, se debe verificar la siguiente ecuación:

$$h/t_w \leq 2,24 \sqrt{E/F_y} \quad (35)$$

El resultado es $33,6 < 53,95$, esto permite asumir el valor de $C_v = 1$, con lo cual procedemos a desarrollar la ecuación 23. Esta ecuación indica que se debe calcular el valor A_w , el cual resulta de la multiplicación de h con t_w , resultando $3,69 \text{ pulg}^2$.

Reemplazando los valores ya conocidos obtenemos: $V_n = 110,92 \text{ Kips}$; equivalente a $50,31 \text{ Tonf}$ (valor valido para las dos longitudes de la viga). Comparando este resultado se observa que es mayor cortante último, dato extraído del ETABS, cuyo valor para la viga de 4 m es $4,07 \text{ Tonf}$; y para la viga de 6 m es $4,35 \text{ Tonf}$; lo cual indica que la viga cumple el diseño a cortante.

Para el *Diseño por Deflexión*, si bien los cálculos mostrados con anterioridad reflejan que el diseño de la viga es adecuado, también se debe tener en cuenta la deflexión máxima que esta alcanzará. La deflexión permitida es $L/360$, con lo cual, aplicando la fórmula de deflexión se deberá comparar si cumple o no, el valor w será aproximado, teniendo en cuenta el peso promedio de la estructura (425 Kg/m^2), y será influenciado por el área tributaria de la viga; otra opción es visualizar el momento último que brinda el programa ETABS y calcular directamente el valor “ w ”. Se debe desarrollar la siguiente ecuación

$$\Delta = \frac{5wL^4}{384EI} \quad (36)$$

Con lo cual, se tiene:

Para la viga de 4 m:

Deflexión permitida $L/360 = 0,44$ pulg

Deflexión calculada = $0,08$ pulg.

Para la viga de 6 m:

Deflexión permitida $L/360 = 0,66$ pulg

Deflexión calculada = $0,39$ pulg.

Queda demostrado que la viga cumple de manera satisfactoria los cálculos.

4.4.2.2 Viga Principal W12x40

De la misma forma la cual se calculó las vigas principales perimetrales, se realizará el diseño a cortante y a flexión de las vigas principales interiores.

Para el *Diseño en Flexión*, como se mencionó anteriormente, se evaluará el criterio de sección compacta, conociendo los parámetros necesarios para este cálculo, tenemos lo siguiente:

Para la verificación del ala de la viga $bf/2tf = 7,77$

Para la verificación del alma de la viga $h/tw = 33,6$

Se debe revisar el criterio de sección compacta, tanto para el ala como para el alma de la viga, desarrollando las ecuaciones mencionadas en el marco teórico.

Valor calculado del Ala = $9,15$

Valor calculado del Alma = $90,55$

Como se aprecia, la sección para el Ala se define que es compacta, debido a

que cumple la relación $7,77 < 9,15$.

Además, se define que la sección es compacta en el alma, debido a que cumple la relación $33,6 < 90,55$.

Ahora calcularemos los límites y revisaremos qué tipo de comportamiento tiene, para luego desarrollar las ecuaciones correspondientes. Para ello debemos saber los valores de la viga propuesta, los cuales son:

$$\text{Área} = 11,7 \text{ pulg}^2$$

$$I_x = 307 \text{ pulg}^4$$

$$I_y = 44,1 \text{ pulg}^4$$

$$r_x = 5,13 \text{ pulg}$$

$$r_y = 1,94 \text{ pulg}$$

$$Z_x = 57 \text{ pulg}^3$$

$$S_x = 51,55 \text{ pulg}^3$$

$$r_{ts} = 2,21 \text{ pulg}$$

$$h_0 = 11,4 \text{ pulg}$$

$$J = 0,906 \text{ pulg}^4$$

$$C_w = 1440 \text{ pulg}^6$$

Ahora reemplazando los valores en las ecuaciones mencionadas anteriormente obtenemos:

$$L_p = 82,23 \text{ pulg}$$

$$L_r = 253,44 \text{ pulg}$$

$$L_b = 157,48 \text{ pulg}; \text{ para la viga de 4 m}$$

$$L_b = 236,2 \text{ pulg}; \text{ para la viga de 6 m}$$

Obtenido las longitudes límite, se tiene el caso en que $L_p < L_b < L_r$, con lo que se confirma un comportamiento Inelástico.

Para el comportamiento inelástico, procedemos a desarrollar las ecuaciones mencionadas anteriormente, obteniendo un resultado para la viga de 4 m de $\phi M_n = 1936,21 \text{ Klb} - \text{pulg}$; que es igual a $\phi M_n = 24,59 \text{ Tonf} - \text{m}$; mientras que para la viga de 6 m el resultado obtenido es $\phi M_n = 1546,65 \text{ Klb} - \text{pulg}$; que es igual a $\phi M_n = 19,64 \text{ Tonf} - \text{m}$

Comparando con el momento ultimo máximo de las vigas que brinda el programa de estructuras ETABS, (para la viga de 4 m. es 5,31 tonf-m; y para la viga de 6 m es 9,14 Tonf-m), se observa que el $\phi M_n > M_u$, con lo que se concluye que la viga cumple el diseño a flexión.

Para el *Diseño en Cortante* en la viga, se debe verificar la ecuación 35, la cual se mencionó líneas arriba.

El resultado es $33,60 < 53,95$, esto permite asumir el valor de $C_v = 1$, con lo cual procedemos a desarrollar la ecuación 23. Esta ecuación indica que se debe calcular el valor A_w , el cual resulta de la multiplicación de h con t_w , resultando $2,72$ pulg².

Reemplazando los valores ya conocidos obtenemos: $V_n = 81,86$ Kips; equivalente a $37,13$ Tonf (valor válido para las dos longitudes de la viga). Comparando este resultado se observa que es mayor al cortante último, dato extraído del ETABS, cuyo valor para la viga de 4 m es $4,76$ Tonf; y para la viga de 6 m es $5,31$ Tonf; lo cual indica que la viga cumple el diseño a cortante.

Para el *Diseño por Deflexión*, si bien los cálculos mostrados con anterioridad reflejan que el diseño de la viga es adecuado, también se debe tener en cuenta la deflexión máxima que esta alcanzará. La deflexión permitida es $L/360$, con lo cual, aplicando la fórmula de deflexión se deberá comparar si cumple o no, el valor w será aproximado, teniendo en cuenta el peso promedio de la estructura (425 Kg/m²), y será influenciado por el área tributaria de la viga; otra opción es visualizar el momento último que brinda el programa ETABS y calcular directamente el valor " w ". Se deberá desarrollar la ecuación 36 ($\Delta = \frac{5wL^4}{384EI}$)

Con lo cual, se tiene:

Para la viga de 4 m:

Deflexión permitida $L/360 = 0,44$ pulg

Deflexión calculada = $0,22$ pulg.

Para la viga de 6 m:

Deflexión permitida $L/360 = 0,66$ pulg

Deflexión calculada = $0,64$ pulg.

Queda demostrado que la viga cumple de manera satisfactoria los cálculos.

4.4.2.3 Viga Secundaria W8x35

De la misma forma la cual se calculó las vigas principales, se realizará el diseño a cortante y a flexión de las vigas secundarias.

Para el *Diseño en Flexión*, como se mencionó anteriormente, se evaluará el criterio de sección compacta, conociendo los parámetros necesarios para este cálculo, tenemos lo siguiente:

Para la verificación del ala de la viga $bf/2tf = 8,1$

Para la verificación del alma de la viga $h/tw = 20,5$

Se debe revisar el criterio de sección compacta, tanto para el ala como para el alma de la viga, desarrollando las ecuaciones mencionadas en el marco teórico.

Valor calculado del Ala = 9,15

Valor calculado del Alma = 90,55

Como se aprecia, la sección para el Ala se define que es compacta, debido a que cumple la relación $8,1 < 9,15$.

Además, se define que la sección es compacta en el alma, debido a que cumple la relación $20,5 < 90,55$.

Ahora calcularemos los límites y revisaremos qué tipo de comportamiento tiene, para luego desarrollar las ecuaciones correspondientes. Para ello debemos saber los valores de la viga propuesta, los cuales son:

Área = 10,3 pulg²

$I_x = 127$ pulg⁴

$I_y = 42,6$ pulg⁴

$r_x = 3,51$ pulg

$r_y = 2,03$ pulg

$Z_x = 34,7$ pulg³

$S_x = 31,2$ pulg³

$r_{ts} = 2,28$ pulg

$h_0 = 7,63$ pulg

$J = 0,769$ pulg⁴

$C_w = 619$ pulg⁶

Ahora reemplazando los valores en las ecuaciones mencionadas anteriormente obtenemos:

$L_p = 86,04$ pulg

$L_r = 323,96$ pulg

$L_b = 157,48$ pulg; para la viga de 4 m

$L_b = 236,22$ pulg; para la viga de 6 m

Obtenido las longitudes límite, se tiene el caso en que $L_p < L_b < L_r$, con lo que se confirma un comportamiento Inelástico.

Para dicho comportamiento se desarrollaran las ecuaciones mencionadas

anteriormente, donde el resultado para la viga de 4 m es $\phi M_n = 1076.60 \text{ Klb} - \text{pulg}$; que es igual a $\phi M_n = 13,67 \text{ Tonf} - \text{m}$; mientras que para la viga de 6 m el resultado obtenido es $\phi M_n = 1248,97 \text{ Klb} - \text{pulg}$; que es igual a $\phi M_n = 15,86 \text{ Tonf} - \text{m}$

Comparando con el momento ultimo máximo de las vigas que brinda el programa de estructuras ETABS, (para la viga de 4 m es 2,09 tonf-m; y para la viga de 6 m es 3,90 Tonf-m), se observa que el $\phi M_n > M_u$, con lo que se concluye que la viga cumple el diseño a flexión.

Para el *Diseño en Cortante* en la viga, se debe verificar la ecuación 35. El resultado es $20,5 < 53,95$, esto permite asumir el valor de $C_v = 1$, con lo cual procedemos a desarrollar la ecuación 23. Esta ecuación indica que se debe calcular el valor A_w , el cual resulta de la multiplicación de h con t_w , resultando $1,78 \text{ pulg}^2$.

Reemplazando los valores ya conocidos obtenemos: $V_n = 53,47 \text{ Kips}$; equivalente a $24,26 \text{ Tonf}$ (valor válido para las dos longitudes de la viga). Comparando este resultado se observa que es mayor al cortante último, dato extraído del ETABS, cuyo valor para la viga de 4 m. es $1,59 \text{ Tonf}$; y para la viga de 6 m. es $2,21 \text{ Tonf}$; lo cual indica que la viga cumple el diseño a cortante.

Para el *Diseño por Deflexión*, si bien los cálculos mostrados con anterioridad reflejan que el diseño de la viga es adecuado, también se debe tener en cuenta la deflexión máxima que esta alcanzará. La deflexión permitida es $L/360$, con lo cual, aplicando la fórmula de deflexión se deberá comparar si cumple o no, el valor w será aproximado, teniendo en cuenta el peso promedio de la estructura (425 Kg/m^2), y será influenciado por el área tributaria de la viga; otra opción es visualizar el momento último que brinda el programa ETABS y calcular directamente el valor " w ". Se deberá desarrollar la ecuación 36 ($\Delta = \frac{5wL^4}{384EI}$)

Con lo cual, se tiene:

Para la viga de 4 m:

Deflexión permitida $L/360 = 0,44 \text{ pulg}$

Deflexión calculada = $0,12 \text{ pulg}$.

Para la viga de 6 m:

Deflexión permitida $L/360 = 0,66 \text{ pulg}$

Deflexión calculada = $0,62 \text{ pulg}$.

Queda demostrado que la viga cumple de manera satisfactoria los cálculos.

4.4.3 Diseño de Arriostres

Para el diseño de arriostres, se tomara en cuenta las fuerzas axiales a las cuales los elementos estructurales estarán sometidos. Se tendrán en cuenta los tres estados límites para el diseño en tracción los cuales se analizaran a continuación.

4.4.3.1 Arriostre W 8x21

Para el diseño de arriostres, se evaluará los distintos estados límites.

Para el *Estado Límite de Fluencia en el Área de la Sección Total fuera de la Conexión*, la resistencia estará gobernada por la ecuación:

$$\phi T_n = \phi F_y \cdot A_g \quad (37)$$

Donde:

A_g = Área total fuera de la conexión.

$\phi = 0,90$

Para el caso del cálculo de este arriostre, se propone realizar el cálculo de la zona más delgada de la viga, en este caso sería el alma. Se propone colocar dos planchas de igual o mayor espesor del alma, la cual ira empernada a una plancha inferior unida a la columna (este tipo de conexión se desarrollara con mayor detalle en el ítem 4.4.4 Diseño de Conexiones).

En el caso del cálculo del área total, solo se considerará el espesor y longitud del alma, teniendo un $A_g = 1,63 \text{ pulg}^2$

Reemplazando en la ecuación mencionada anteriormente, se obtiene $\phi T_n = 73,13 \text{ Kips}$; que equivalen a $\phi T_n = 33,17 \text{ Tonf}$.

Para el *Estado Límite de Fractura en el Área Neta Efectiva*, se deberá reconocer la zona de conexión, en la cual se efectuaran los esfuerzos del elemento estructural y estarán gobernados por la siguiente ecuación

$$\phi T_n = \phi F_u \cdot A \quad (38)$$

Donde:

A_e = Área neta efectiva

F_u = Esfuerzo último del material

$\phi = 0,75$

Además, se obtendrá el Área neta efectiva con la siguiente ecuación:

$A_e = A_n \cdot u$; donde el valor de u se define como:

$u = 1 - \frac{\bar{x}}{L} \leq 0,9$; el valor de u será definido como 0,9; debido a que solo estamos considerando el estado límite del alma (\bar{x} se aproxima a cero), ya que al momento de conectar las alas de la viga de arriostramiento, esta aportará mayor resistencia al conjunto.

Reemplazando las ecuaciones mencionadas anteriormente, se obtiene que $A_e = 1,18$; esto a su vez se reemplaza en la ecuación de estado límite y se obtiene $\phi T_n = 57,59 \text{ Kips}$, que equivale a $\phi T_n = 26,12 \text{ Tonf}$.

Para el *Estado Límite de Bloque de Corte*, se deberá analizar la zona de corte, la cual está definida por la zona de conexión de los pernos y/o soldadura. En el caso del análisis que se viene realizando, se verificará la cantidad de pernos, su diámetro y separación. Esto nos brindará los parámetros necesarios para calcular el área neta, corte y tracción, las cuales intervienen en la siguiente ecuación:

$$\phi T_n = \phi \cdot 0,6 \cdot F_u \cdot A_{nv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt} \leq \phi \cdot 0,6 \cdot F_y \cdot A_{gv} + U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt} \quad (39)$$

Se procede a identificar los pernos y distancias del bloque de corte, el cual se propone con 4 pernos (2 por cada fila), separados horizontalmente a 1,25 pulg. al borde y 2,75 pulg. entre pernos y verticalmente a 1,25 al borde y 2,5 entre pernos (tener en cuenta que estas distancias serán las mínimas necesarias, debido a que si se aumenta las distancias y separación de pernos, el cálculo favorecerá al diseño), de este modo obtenemos las siguientes áreas:

$$A_{gv} = 2,0 \text{ pulg}^2$$

$$A_{nv} = 1,53 \text{ pulg}^2$$

$$A_{nt} = 0,47 \text{ pulg}^2$$

Además, por la configuración usada, se tiene el valor de $U_{bs} = 0,5$, reemplazando estos parámetros se obtiene:

$$\phi T_n = 60,02 \text{ Kips} < 60,23 \text{ Kips}, \text{ que equivale a } \phi T_n = 27,23 \text{ Tonf}$$

De esta forma, se obtiene los valores de estado límite para el diseño a tracción, el cual se resumen en la tabla 22

Tabla 22*Estados Límite*

Estados Límites	Valores Calculados (Tonf)
Estado Límite de Fluencia en el área de la sección total fuera de la conexión	33,17
Estado Límite de Fractura en el área neta efectiva	26,12
Estado Límite de Bloque de corte	27,23

De esta forma, se observa que el menor valor es 26,12 Tonf, el cual es mayor a lo calculado en el programa ETABS (24,85 Tonf), con lo cual se demuestra que el perfil metálico es el adecuado. Además se debe tener en cuenta que la condición de estado límite mejorará notablemente, debido a que se realizará el conexionado en las alas de la viga, brindando mayor resistencia a la tracción.

En la siguiente tabla, se aprecia la comparación entre las cargas calculadas para cada elemento, con lo cual se evidencia que el diseño de los componentes estructurales es el adecuado.

Tabla 23*Comparación de carga nominal y carga última*

Comportamiento	Elemento	Resistencia de Diseño	Carga Última
Compresión	Columna W16x57	$\Phi P_n = 185.83$ Tonf	$P_u = 49.89$ tonf
Flexocompresión Y	Columna W16x57	$\phi M_n = 47.13$ Tonf-m	$0.36 \leq 1.0$
Flexocompresión X	Columna W16x57	$\phi M_n = 10.80$ Tonf-m	$0.36 \leq 1.0$
Flexión	Viga Principal W14x48 (4 m)	$\phi M_n = 33.64$ Tonf-m	4.5tonf-m
Flexión	Viga Principal W14x48 (6 m)	$\phi M_n = 26.75$ Tonf-m	7.4 Tonf-m
Cortante	Viga Principal W14x48 (4 m)	$V_n = 50.31$ Tonf	4.07 Tonf
Cortante	Viga Principal W14x48 (6 m)	$V_n = 50.31$ Tonf	4.35 Tonf
Deflexión	Viga Principal W14x48 (4 m)	0.44 pulg	0.08 pulg
Deflexión	Viga Principal W14x48 (6 m)	0.66 pulg	0.39 pulg
Flexión	Viga Principal W12x40 (4 m)	$\phi M_n = 24.59$ Tonf-m	5.31 tonf-m
Flexión	Viga Principal W12x40 (6 m)	$\phi M_n = 19.64$ Tonf-m	9.14 Tonf-m

Comportamiento	Elemento	Resistencia de Diseño	Carga Última
Cortante	Viga Principal W12x40 (4 m)	37.13 Tonf	4.76 Tonf
Cortante	Viga Principal W12x40 (6 m)	37.13 Tonf	5.31 Tonf
Deflexión	Viga Principal W12x40 (4 m)	0.44 pulg	0.22 pulg.
Deflexión	Viga Principal W12x40 (6 m)	0.66 pulg	0.64 pulg.
Flexión	Viga Secundaria W8x35 (4 m)	$\phi M_n=13.67$ Tonf-m	2.09 tonf-m
Flexión	Viga Secundaria W8x35 (6 m)	$\phi M_n=15.86$ Tonf-m	3.90 Tonf-m
Cortante	Viga Secundaria W8x35 (4 m)	24.26 Tonf	1.59 Tonf
Cortante	Viga Secundaria W8x35 (6 m)	24.26 Tonf	2.21 Tonf
Deflexión	Viga Secundaria W8x35 (4 m)	0.44 pulg	0.12 pulg
Deflexión	Viga Secundaria W8x35 (6 m)	0.66 pulg	0.62 pulg

4.4.4 Diseño de Conexiones

Una vez que ya se analizó los elementos estructurales, procedemos a analizar las conexiones de estos elementos, los cuales serán conectados con pernos de alta resistencia y con soldadura tipo filete.

Cuando se realiza el diseño de las conexiones, se deberá analizar el nodo más crítico de la unión de los elementos estructurales, esto lo conseguimos mediante las cortantes y momentos últimos brindados por las combinaciones de carga obtenidos en el ETABS.

4.4.4.1 Conexión de Viga Secundaria con Viga Principal

Para las conexiones de las vigas secundarias con las vigas principales (tanto para vigas principales perimetrales e internas), se propone una soldadura filete con una placa en el alma de la viga principal, y una conexión empernada con agujeros colocados en el alma de la viga secundaria. Este tipo de conexión trabaja netamente a corte.

Para el *Cálculo de Unión empernada*, se deberá analizar si cumple con la resistencia al corte, aplastamiento y separación de pernos.

Se verifica la *Separación de Pernos* con la siguiente tabla.

Tabla 24*Distancia mínima al borde del centro del agujero*

Diámetro del tornillo (pulg)	Distancia mínima al borde (pulg)
1/2	3/4
5/8	7/8
3/4	1
7/8	1 1/8
1	1 1/4
1 1/8	1 1/2
1 1/4	1 5/8
Mayores de 1 1/4	1 1/4 x Diámetro

Nota. Adaptado de *Diseño de estructuras de acero*, por J. McCormac (2013)

Para el *Cálculo de la Resistencia al Corte*, se debe aplicar la siguiente ecuación:

$$\Phi R_n = \Phi \cdot f_v \cdot A_{perno} \quad (40)$$

Para lo cual se deberán tener valores iniciales, como son:

Diámetro de pernos = se propone pernos de 3/4" (se verificará)

Calidad del perno = ASTM A325

Condición del hilo del perno = Incluido

Valor de reducción al corte $\Phi = 0,75$

Reemplazando los valores mencionados, se obtiene que $\Phi R_n = 7,2 \text{ Tonf}$

Este valor es para un solo perno, lo que indica que para 2 pernos el valor de $\Phi R_n = 14,4 \text{ tonf}$, lo cual se compara con el valor máximo de corte que obtenemos del programa ETABS, el cual es 2,21 Tonf, con lo que se demuestra que los pernos cumplen el diseño por resistencia al corte.

Para el *Cálculo de la Resistencia al Aplastamiento*, se debe realizar el análisis para los espesores de las planchas afectadas, estas son la placa que va empernada al alma de la viga y el alma de la viga. El análisis se define de acuerdo a la comparación de la distancia libre de los bordes de los agujeros versus el doble del diámetro del perno, lo cual se observa en la siguiente relación:

$$L_c \leq 2d; \phi R_n = \phi \cdot 1,2 \cdot F_u \cdot L_c \cdot t \quad (41)$$

$$L_c > 2d; \phi R_n = \phi \cdot 2,4 \cdot F_u \cdot d \cdot t \quad (42)$$

Donde:

L_c = distancia libre de los bordes de los agujeros

F_u = Resistencia última de las placas conectadas

Φ = Valor de reducción al aplastamiento 0,75

T = Espesor de la plancha; $t = \frac{1}{2}$ pulg. para la placa y 0,31 pulg. para el alma de la viga.

Para el cálculo de L_c , se debe tener en cuenta que, de manera conservadora, el diámetro nominal del tornillo es igual al diámetro del tornillo más 1/8 pulg. Reemplazando la ecuación mencionada obtenemos que $L_c = (\phi_{\text{perno}} - 1/8)/2$; obteniendo un valor de $L_c = 2,06 < 2,54$; entonces se procede a reemplazar los valores mencionados por la ecuación correspondiente, obteniendo $\phi R_n = 6,62 \text{ Tonf}$. Mientras mayor separación tenga los pernos, la falla por aplastamiento será mayor.

Este valor es el calculado para la placa más delgada de la conexión, la cual es del alma de la viga W8x35. Para la placa de $\frac{1}{2}$ pulg. las condiciones mejorarán y el valor de $\phi R_n = 10,78 \text{ Tonf}$. Es por ello que se calcula la placa más crítica. Comparando con el valor máximo de corte que obtenemos del programa ETABS (2,21 Tonf), se demuestra que los pernos cumplen el diseño por aplastamiento.

Para el *Cálculo de la Unión Soldada*, se tomara como referencia el menor espesor de las dos placas soldadas, en nuestro caso será la placa de la viga. El cálculo de la resistencia de unión soldada estará determinado por la siguiente ecuación:

$$\phi R_n = \phi \cdot f_w \cdot A_{\text{corte}} \quad (43)$$

Donde se definen los siguientes parámetros:

Electrodo para usar = E 7011 (supercito)

Resistencia última a tensión = 70 KSI,

Valor de reducción de soldadura $\Phi = 0,75$

$F_w = 0.6 (F_{exx})$

Cateto de la soldadura tipo filete $t = \frac{1}{4}$ pulg., esta medida es la más adecuada para espesores de placas de nuestras conexiones, debido a que nuestros espesores se encuentran entre $\frac{1}{4}$ " y $\frac{7}{16}$ ".

Longitud de la parte soldada $L = 10$ cm., debido a que la mínima conexión en la viga con menor peralte es de 4 pulgadas.

$$\text{Área de corte} = 0,7071 \times (0,635) \times (10) = 4,49 \text{ cm}^2$$

Con los datos mencionados se reemplaza en la ecuación y se obtiene que la resistencia nominal de la soldadura es $\Phi R_n = 9,39 \text{ Tonf.}$

Para el caso de falla en la plancha de menor espesor, el cálculo obedece a la ecuación:

$$\Phi R_n = \Phi \cdot 0,6 \cdot F_y \cdot e \quad (44)$$

Donde

$F_y = 3515 \text{ Kg/cm}^2$; esfuerzo de fluencia de la placa de menor espesor

$\Phi = 0,9$ factor de reducción

$e = 0,31$ pulgadas; espesor de la placa de menor espesor. En nuestro caso la menor dimensión será el alma del perfil W8x35.

Reemplazando la ecuación con los valores mencionados obtenemos un $\Phi R_n = 14,94 \text{ Ton-f.}$

Con lo cual se verifica que el diseño de la conexión soldada es mayor al esfuerzo cortante obtenido en el programa ETABS, el cual fue en la viga secundaria $V_u = 2,21$.

4.4.4.2 Conexión Viga Principal con Columna

Para las conexiones de las vigas con columnas, se deberán analizar en los dos sentidos, tanto en el eje débil con el eje fuerte de la columna.

Para el eje fuerte de la columna (unión ala de la columna con viga), se realizará una conexión soldada en el ala de la columna y una conexión empernada en el alma de la viga con un ángulo de conexión, y para el eje débil de la columna (unión alma de la columna con viga), se ejecutará una conexión soldada al alma de la columna y empernada al alma de la viga con ángulo de conexión, además de colocar atezadores laterales (planchas de acero) para poder darle mayor rigidez a la zona de conexión.

Para el *Cálculo de Unión Empernada*, se tomará en cuenta las fórmulas previamente desarrolladas en la conexión de la viga secundaria. Entonces reemplazando la viga más crítica que llega a la columna (W12x40), se tiene los siguientes resultados:

Para la *Resistencia al Corte*, se deberá calcular la ecuación 40 ($\phi R_n = \phi \cdot f_v \cdot A_{perno}$)

Para lo cual se deberán tener valores iniciales, como son:

Diámetro de pernos= se propone pernos de 3/4" (se verificará)

Calidad del perno = ASTM A325

Condición del hilo del perno = Incluido

Valor de reducción al corte $\Phi = 0,75$

$\phi R_n = 7,2 \text{ Ton} - f$; este valor es para un solo perno, lo que indica que para 2 pernos el valor de $\Phi R_n = 14.4 \text{ ton-f}$, lo cual se compara con el valor máximo de corte que obtenemos del programa ETABS, el cual es 5,28 Tonf, con lo que se demuestra que los pernos cumplen el diseño por resistencia al corte.

Para la *Resistencia al Aplastamiento*, se define las relaciones de distancia libre, las cuales son las ecuaciones 41 ($L_c \leq 2d$; $\phi R_n = \phi \cdot 1,2 \cdot F_u \cdot L_c \cdot t$) y ecuación 42 ($L_c > 2d$; $\phi R_n = \phi \cdot 2,4 \cdot F_u \cdot d \cdot t$)

Donde:

L_c = distancia libre de los bordes de los agujeros

F_u = Resistencia última de las placas conectadas

Φ = Valor de reducción al aplastamiento 0,75

T = Espesor de la plancha; $t = \frac{1}{2}$ pulg. para la placa y 0,295 pulg. para el alma de la viga. Reemplazando se obtiene un valor de $L_c = 2,06 < 2,54$; entonces se procede a reemplazar los valores mencionados por la ecuación correspondiente, obteniendo $\phi R_n = 6,36 \text{ Tonf}$. Mientras mayor separación tenga los pernos, la falla por aplastamiento será mayor.

Este valor es el calculado para la placa más delgada de la conexión, la cual es del alma de la viga W12x40. Para la placa de $\frac{1}{2}$ pulg. las condiciones mejorarán y el valor de $\phi R_n = 10,78 \text{ Tonf}$. Es por ello que se calcula la placa más crítica. Comparando con el valor máximo de corte que obtenemos del programa ETABS (5,28 Tonf), se demuestra que los pernos cumplen el diseño por aplastamiento.

Para el *Cálculo de Unión Soldada*, estará determinado por la ecuación 43 ($\phi R_n = \phi \cdot f_w \cdot A_{corte}$)

Donde se definen los siguientes parámetros:

Electrodo para usar = E 7011 (supercito)

Resistencia última a tensión = 70 KSI,

Valor de reducción de soldadura $\Phi = 0,75$

$$F_w = 0,6 \times F_{exx}$$

Cateto de la soldadura tipo filete $t = \frac{1}{4}$ pulg., esta medida es la más adecuada para espesores de placas de nuestras conexiones, debido a que nuestros espesores se encuentran entre $\frac{1}{4}$ " y $\frac{7}{16}$ ".

Longitud de la parte soldada $L = 10$ cm.

$$\text{Área de corte} = 0,7071 \times (0,635) \times (10) = 4,49 \text{ cm}^2$$

Con los datos mencionados se reemplaza en la ecuación y se obtiene que la resistencia nominal de la soldadura es $\Phi R_n = 9,39$ Tonf.

Para el caso de falla en la plancha de menor espesor, se debe analizar los espesores de las placas involucradas en la soldadura, de las cuales elegiremos el espesor del alma de la columna (0,43 pulg.) la cual es menor a comparación del espesor del alma de la columna (0,715 pulg.) y la placa de conexión (0,5 pulg.). El cálculo obedece a la ecuación 44 ($\Phi R_n = \Phi \cdot 0,6 \cdot F_y \cdot e$)

Donde

$F_y = 3515 \text{ Kg/cm}^2$; esfuerzo de fluencia de la placa de menor espesor

$e = 0,43$ pulgadas

Reemplazando la ecuación con los valores mencionados obtenemos un $\Phi R_n = 20,73$ Tonf.

Con lo cual se verifica que el diseño de la conexión soldada es mayor al esfuerzo cortante obtenido en el programa ETABS, el cual fue en la viga secundaria $V_u = 5,28$ Tonf. Para el caso de los atezadores horizontales, se deberá realizar con una placa de 0,5 pulg. debido a que es el mismo espesor usado para la conexión de las uniones columna-viga. Estos atezadores servirán para dar un apoyo adicional a la plancha soldada al alma de la columna, además de brindar mayor seguridad en la conexión de las alas de la columna con las vigas.

4.4.4.3 Conexión de Arriostres

Para las uniones soldadas y empernadas de los arriostres, se considerarán unidas por pernos de $\frac{3}{4}$ ", cumpliendo la separación mencionada en los cálculos anteriores, además de considerar soldadura filete, al igual que lo considerado en las uniones ya mencionadas. El diseño constará de planchas unidas a los arriostres (doblemente unidas con planchas de $\frac{1}{2}$ ", y soldadas a las vigas o placa base y empernada en las columnas.

4.4.5 Diseño de Placa base

Las placas base que sirven de apoyo de la columna se encargan de repartir la carga aplicada en la columna en un área de apoyo sobre el concreto armado (columna o pedestal), para prevenir el aplastamiento, además sirve para fijar la columna mediante pernos de anclaje.

El diseño se rige de acuerdo a que los esfuerzos transmitidos a la placa sean menores de los que puede soportar el concreto armado

$$\phi P_p \geq P_u; \text{ donde } \phi = 0,60$$

Se tienen dos opciones:

Cuando el área de apoyo está cubierto completamente por la plancha, se desarrollara la ecuación 24 ($\phi P_p = \phi \cdot 0,85 \cdot f'_c \cdot A_1$)

Cuando el área de la placa A_1 es menor que la superficie del concreto A_2 , se desarrollará la ecuación 25 ($\phi P_p = \phi \cdot 0,85 \cdot f'_c \cdot A_1 \sqrt{A_2/A_1} \leq \phi \cdot 1,7 \cdot f'_c \cdot A_1$)

Donde se tiene la condición que $\sqrt{A_2/A_1} \leq 2$.

Para el diseño de la placa base, primero debemos de revisar si la excentricidad producida por el momento y la carga axial se sitúa fuera del tercio medio de la placa, si se presenta esta situación, habrá un levantamiento en el otro lado de la columna metálica, y esto causará un esfuerzo de tensión a los pernos de anclaje. Calculando la excentricidad $e=M/P$, con los valores conocidos que nos brinda el programa ETABS, se reemplaza los valores $e=6,24/49,6$, obtenemos $e=0,075\text{m}$. Como se aprecia en el resultado, esta excentricidad es muy baja, entonces los anclajes no recibirán esfuerzo por tracción, solo darán rigidez a la estructura.

Para la columna planteada en la estructura, se propone las dimensiones de placa base y de columna como se menciona a continuación:

B Placa base: 35 cm

N Placa Base: 55 cm

B Pedestal de concreto: 40 cm

N Pedestal de concreto: 60 cm

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$\Phi = 0,65$ factor de reducción para el concreto

Aplicando las formulas mencionadas obtenemos:

Área placa base: 1925 cm²

Área Pedestal de concreto: 2400 cm²

Con las áreas mencionadas se reemplaza en las ecuaciones mencionadas líneas arriba, obteniendo un $\Phi P_p = 233778$ Kgf. Este valor es mayor a la carga axial P_u , entonces el área propuesta es la adecuada.

Teniendo el dato de la excentricidad, se observa que se encuentra entre los patines de la columna, con lo que se procede a seguir con el cálculo. Como la placa base tendrá una excentricidad, esto producirá esfuerzos máximos y mínimos en la placa base, los cuales se calculan mediante la siguiente ecuación:

$$\sigma = -\frac{P_u}{A} \pm \frac{P_u \cdot e \cdot c}{I} \quad (45)$$

Reemplazando los valores mencionados se obtiene:

$$\sigma_{min} = -9,60 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{max} = 61,13 \text{ kg/cm}^2$$

Estos valores deben ser menores al esfuerzo resistido por aplastamiento, el cual se calcula de la siguiente forma:

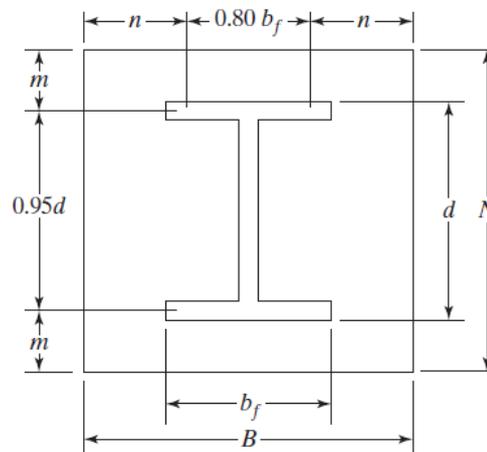
$$\Phi F_p = \Phi \cdot 0,85 \cdot f'_c \cdot \sqrt{A_2/A_1} > \sigma_{max} \quad (46)$$

Reemplazando los valores obtenemos $\Phi F_p = 129,55 \text{ Kg/cm}^2$, con lo cual seguimos realizando los cálculos faltantes.

Teniendo los valores, se procede a calcular los momentos generados desde el ala de la columna al borde de la placa base, para lo cual se deberá calcular los valores de "m" y "n", como indica la figura.

Figura 25

Distancias recomendadas en placa base



Nota. Adaptado de *Diseño de estructuras de acero*, por J. McCormac (2013)

$$m = 7,71 \text{ cm}$$

$$n = 10,27 \text{ cm}$$

Reemplazando en las ecuaciones mencionadas, obtenemos el valor del esfuerzo ubicado al borde del ala de la columna $\sigma_{cr} = 51,21 \text{ kg/cm}^2$. Con este dato se obtiene el valor del Momento último máximo que se genera en la zona más crítica de la placa, con la siguiente fórmula:

$$Mu \text{ max} = \sigma_{cr} \cdot \frac{m^2}{2} + (\sigma_{max} - \sigma_{cr}) \cdot \frac{m}{2} \cdot \frac{2m}{3} \quad (47)$$

Lo cual nos brinda un resultado de $Mu \text{ max} = 1720 \text{ kg-cm}$, con lo cual se obtiene el espesor de la placa base con la siguiente fórmula:

$$t \geq \sqrt{\frac{6Mu_{max}}{\phi_s \cdot F_y}} \quad (48)$$

Donde:

$\phi_s = 0,9$ factor de reducción del acero

$F_y =$ Esfuerzo límite de fluencia del acero 3515 Kg/cm^2 , para acero Gr50

Reemplazando los valores se tiene el espesor de la plancha $t = 1,81 \text{ cm}$.

Ahora se deberá revisar la flexión en la dirección transversal, calculando su $Mu \text{ max}$, con el valor "n" y $\sigma_{pr} = \frac{\sigma_{max} + \sigma_{min}}{2}$; con lo que tenemos un esfuerzo promedio $\sigma_{pr} = 25,77 \text{ kg/cm}^2$

Para esta sección se calcula su Mu máximo, regido por la siguiente expresión:

$$Mu \text{ max} = \sigma_{pr} \cdot \frac{n^2}{2} \quad (49)$$

Obteniendo un $Mu \text{ max} = 1357 \text{ kg-m}$, que es un valor menor al cálculo del $Mu \text{ max}$ longitudinal, con lo que queda calculado el espesor $t = 1,81 \text{ cm}$, nosotros tomaremos un valor conservador $t = 7/8 \text{ pulg}$.

Para el diseño de los anclajes, se deberá tener en cuenta que estos deberán resistir los esfuerzos de tracción y cortante, para lo cual se escogerá una barra lisa con hilos en los extremos, además de una tuerca colocada embebida en el pedestal de concreto. Se definirá de acuerdo a las formulas aplicadas para corte y tracción de

pernos, las cuales ya mencionamos anteriormente.

El anclaje será un acero de alta resistencia ASTM A572, con un $F_y = 3515 \text{ Kg/cm}^2$. Teniendo los esfuerzos extraídos del programa ETABS, se tiene una fuerza cortante y de tracción de $V = 1,35 \text{ Tonf}$ y $T = 23,1 \text{ Tonf}$.

Una forma de obtener una tracción combinada de los esfuerzos de corte y tracción es mediante la siguiente expresión: $T = 1,85 Vu + Tu$, reemplazando dicha ecuación en nuestro caso se obtiene un $T=26,85 \text{ tonf}$. Con este dato se procede a calcular el área requerida, obteniendo el resultado con la siguiente ecuación:

$$\phi A_t \cdot F_y \geq T_u \quad (50)$$

Reemplazando los valores se obtiene que $A_t = 10,18 \text{ cm}^2$, si elegimos 4 pernos, cada uno deberá tener un área mínima de $2,54 \text{ cm}^2$, con lo que bastará un anclaje de $\Phi 3/4$ pulg ($2,85 \text{ cm}^2$). Para el cortante obtenido del programa ETABS, se observa que es pequeño (450 Kg para cada perno), por lo cual calculando la resistencia al corte de cada perno (3700 Kgf) se cumple la condición $\phi R_n > Vu$.

4.5. Diseño de Cimentaciones

Se propone el diseño de cimentaciones superficiales, las cuales reciben las cargas de la estructura metálica transmitida a los pedestales. Las zapatas serán aisladas con una viga de cimentación que las unirán entre sí, esto debido a que la norma lo especifica de esta forma.

Para el diseño, se realizará un predimensionamiento y se propone medidas para la zapata. Los datos obtenidos en el programa de estructuras ETABS son los siguientes:

Carga muerta: $14,97 \text{ Ton-f}$

Carga viva: $19,20 \text{ Ton-f}$

Sismo X: $1,25 \text{ Ton-f}$

$3,67 \text{ Ton-f}$

Sismo Y: $0,11 \text{ Ton-f}$

$0,26 \text{ Ton-f}$

Con los datos obtenidos y además, conociendo el σ admisible del terreno ($1,52 \text{ Kg/cm}^2$ cuando $B = 1,8 \text{ m}$ y $L = 1,8 \text{ m}$) se reemplaza en la siguiente ecuación:

$$A \geq \frac{1.1 \cdot (C_m + C_v)}{0.9 \cdot \sigma_{adm}} \quad (51)$$

Obteniendo un $A = 3.01 \text{ m}^2$, lo cual nos hace plantear una zapata cuadrada de

dimensiones de 2,20 m x 2,20 m.

Ahora se procederá a realizar la verificación de los esfuerzos, los cuales deberán ser menores a los esfuerzos del terreno.

Si bien es cierto que los momentos en las bases son menores, a relación de otras estructuras de concreto, se debe realizar la verificación de esfuerzos biaxiales, con la siguiente ecuación:

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{Mx(y)}{Ix} \pm \frac{My(x)}{Iy} \quad (52)$$

Lo cual nos brindara la información necesaria para determinar los esfuerzos producidos por el suelo, para luego realizar la comparación al esfuerzo admisible del terreno.

Reemplazando los datos obtenidos en el programa ETABS y desarrollando la ecuación mencionada, obtenemos los siguientes esfuerzos:

$$\sigma_1 = 0,93 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 0,90 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_3 = 0,51 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_4 = 0,48 \text{ Kg/cm}^2$$

Esto demuestra que el dimensionamiento de la zapata es correcta, ya que los esfuerzos obtenidos son menores que el esfuerzo admisible del terreno. Se escogerá el mayor esfuerzo (0,93 Kg/cm²), con lo cual se desarrollará los cálculos de la zapata por flexión y punzonamiento, para lo cual debemos amplificar el esfuerzo (mutiplicar por 1,5) para obtener un σ último, el cual nos resulta 1,395 kg/cm². Además ΦV_c deberá ser mayor que el V_u calculado para cada caso.

4.5.1 Corte Por Flexión

Para este diseño debe desarrollar la fórmula que se muestra a continuación

$$\Phi V_c = \Phi * 0,53 * \sqrt{f'c} * S * d \quad (53)$$

Donde:

$\Phi = 0,85$ (factor de reducción)

$S = 2,20$ m (lado de la zapata)

$d = 0,42$ m (peralte efectivo de la zapata)

$f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ (esfuerzo a compresión del concreto)

Reemplazando los datos se obtiene $\phi Vc = 60,32 \text{ Tonf}$

Ahora procedemos a calcular los cortantes últimos para cada eje

$$Vu(x) = \sigma_{ult} * S * x \quad (54)$$

$$Vu(y) = \sigma_{ult} * L * y \quad (55)$$

Donde:

$S = L = 2,20 \text{ m}$ (lados de la zapata)

$x = 0,38 \text{ m}$ (lado donde se produce el corte en su eje)

$y = 0,48 \text{ m}$ (lado donde se produce el corte en su eje)

Reemplazando los valores obtenemos

$$Vu(x) = 11,62 \text{ Tonf}$$

$$Vu(y) = 14,73 \text{ Tonf}$$

Con lo cual se observa que $\phi Vc > Vu$, y esto demuestra que el diseño cumple el corte por flexión.

4.5.2 Corte por Punzonamiento

Para este caso deberemos tomar el menor valor de las siguientes ecuaciones:

$$\phi Vc = \phi * 0,53 \left(1 + \frac{2}{\beta c}\right) \sqrt{f'c} * Bo * d \quad (56)$$

Donde: $\beta c = \text{Lado largo de la columna} / \text{lado corto de la columna}$

$$\phi Vc = \phi * 0,27 \left(2 + \frac{\alpha * d}{Bo}\right) \sqrt{f'c} * Bo * d \quad (57)$$

Donde: $\alpha = \text{factor que depende de la ubicación de la columna}$

$$\phi Vc = \phi * 1,06 \sqrt{f'c} * Bo * d \quad (58)$$

Donde:

$\phi = 0,85$ (factor de reducción)

$Bo = 368 \text{ cm}^2$ (Perímetro a distancia $d/2$ de la columna)

$\beta c = 1,5$ (relación de lados de la columna)

$\alpha = 40$ (ubicación de la columna)

$d = 0,42$ m (peralte efectivo de la zapata)

$f'c = 210$ Kg/cm² (esfuerzo a compresión del concreto)

Reemplazando los datos mencionados obtenemos los siguientes valores:

$$\phi Vc = 235,44 \text{ Tonf}$$

$$\phi Vc = 337,47 \text{ Tonf}$$

$$\phi Vc = 201,80 \text{ Tonf}$$

De los cuales solo tomaremos el menor valor

Luego se procede a calcular los valores de cortante último por punzonamiento:

$$Vu(x) = \sigma_{ult} * (S * L - So * Lo) \quad (59)$$

Reemplazando se obtiene

$$Vu = 55,85 \text{ Tonf}$$

Con lo cual se observa que $\phi Vc > Vu$, y esto demuestra que el diseño cumple el corte por punzonamiento.

Habiendo validado los cálculos de flexión y punzonamiento, se procede a realizar el cálculo de acero necesario de la zapata, la cual se calcula desde el borde de la columna y se asume como si fuera una viga empotrada

Reemplazando las ecuaciones de cálculo de cuantía de acero, procedemos a reemplazar los datos mencionados en las siguientes ecuaciones:

$$K = \frac{Mu}{\phi * f'c * b * d^2} \quad (60)$$

$$q = \frac{1 - \sqrt{1 - 2,36k}}{1,18} \quad (61)$$

$$\rho = \frac{q * f'c}{Fy} \quad (62)$$

Mu = momento ultimo calculado

$\phi = 0,85$ (factor de reducción)

$d = 0,42$ m (peralte efectivo de la zapata)

$f'c = 210$ Kg/cm² (esfuerzo a compresión del concreto)

ρ = cuantía de acero

F_y = Esfuerzo de fluencia del acero

Obteniendo $M_u = 9820$ Kgf-m, con lo cual reemplazando en las ecuaciones mencionadas se obtiene una cuantía $\rho = 0,007$, la cual representa un total de área de acero de $6,24$ cm².

Se deberá comparar con la cuantía mínima ($0,0018$), con lo cual obtenemos un $A_{smin} = 19,8$ cm²; debido a ello $\rho_{min} > \rho_{calculado}$; con lo cual se procede a diseñar con la cuantía mínima de acero

Se propone una varilla de acero de $5/8"$, la cual representa un área de $1,99$ cm². El número de varillas se obtiene dividiendo el Área total del acero con el área de la varilla propuesta, obteniendo un total de $9,95$ varillas, las cuales se redondean a 10 varillas, que estarán distribuidas cada 22 cm.

Según la norma, por las características de la estructura presentada se deberá realizar las zapatas conectadas (vigas de cimentación), para lo cual se observa que la finalidad de este tipo de cimentación es reducir la excentricidad de las columnas, aplicadas mayormente en situaciones de conexión de la zapata exterior, además de mejorar la estabilidad si el terreno llegara a presentar asentamientos. En el caso de nuestro diseño se observa que todas las zapatas serán del tipo aislada, entonces las excentricidades solo serán con respecto al momento generado y la carga axial, lo cual nos brindará un bajo valor.

Se propone una viga de cimentación de $0,30$ m de base por $0,60$ m de peralte, que es un diseño conservador para una excentricidad baja.

4.6 Consideraciones para la fabricación y montaje de la estructura

Para que los resultados de los cálculos establecidos anteriormente sean de total fidelidad, y esto a su vez permita que el diseño de la estructura sea eficiente, se debe tener en cuenta la calidad en la ejecución de los trabajos, desde la fabricación en el taller, hasta el montaje en el lugar del proyecto.

Si bien es cierto la normatividad vigente establece ciertos controles, es necesario ampliarlos y basarse en la normatividad americana, además de los controles establecidos en fabricaciones que se dan en proyectos de alta envergadura, como son las centrales eléctricas, cementeras, minería, hidrocarburos, etc.

Se dividirá en dos etapas, las cuales comprenden la fabricación en un taller y la segunda etapa será en la fase del montaje del modular, en cada uno se indicará los controles y recomendaciones más relevantes.

4.6.1 Fabricación en Taller

Se deberán tener los planos aprobados, además de tener los procedimientos de seguridad, salud ocupacional y medio ambiente. Se procede a describir la secuencia adecuada de los controles de calidad.

Recepción de materiales: todos los materiales que lleguen a obra (acero estructural, soldadura, pintura, pernos, herramientas, etc.) deberán ser verificadas al momento de su llegada, además deberán contar con certificado de calidad vigente.

Calibración de equipos: así como las herramientas, los equipos de control de mediciones dimensionales, entre otros, deberán contar con calibración vigente, emitida por una empresa dedicada a la metrología (equipos como vernier, reglas metálicas, micrómetros, bridge cam, galga de soldadura, escuadras, etc.) y contrastación (equipos como máquinas de soldar, pirómetro, multímetro, etc.)

Para el proceso de soldadura, se recomienda proteger de las ráfagas del viento, ya que estas repercuten en la calidad del cordón de soldadura, lo cual se evidencia en diversas fallas en el proceso, como son socavaciones, porosidad, entre otras.

Cuando se suministra el aporte de soldadura, una vez que haya sido abierta de su empaque, esta deberá permanecer en un horno de soldadura, la cual le brindará la protección adecuada contra la intemperie. Además recalcar que el aporte de soldadura deberá estar fuera del contacto de agua o agentes que puedan dañar sus propiedades físicas y químicas.

En la etapa de fabricación los registros que debemos tener en cuenta son: registro de control dimensional, registro de inspección visual, registro de soldadura, registro de tintes penetrantes, registro de ultrasonido o radiografiado, registro de liberación para pintura.

Para el control de soldadura tendremos en cuenta lo siguiente: Inspección visual (100%), control dimensional (100%). Los tintes penetrantes van aplicados a un 10% de soldadura en filete y 100% de soldaduras a tope (norma AWS D.1.1)

Se recomienda que la soldadura a tope pase la prueba de tinte penetrante a su primera pasada de soldadura (raíz), luego hacer ultrasonido o gammagrafiado.

El gammagrafiado se recomienda aplicarlas a las columnas principales (lo recomendable es aplicarle a todas) y las columnas secundarias (5 a 10%).

Arenado y limpieza mecánica: una vez que la soldadura pasa todos los controles, antes de pintar la estructura deberá tomarse mediciones de control dimensionales, medir el perfil de rugosidad, luego medición de primera y segunda capa de pintura.

Calificación de trabajadores: se deberá calificar el procedimiento de soldadura (WPS) y al personal ejecutor (soldador), si el material es comercial y conocido, existen procedimientos pre-calificados, con lo que solo se evalúa al soldador.

Este documento contiene:

- Tipo de material a soldar.
- Electrodo.
- Preparación de junta.
- Tipo de corriente eléctrica.
- Proceso de soldadura a usar.
- Amperaje.
- Voltaje.
- Temperatura de precalentamiento.
- Etcéteras.

El procedimiento de soldadura debe ser ejecutado por un soldador calificado. Esta calificación es realizada por una institución autorizada para realizar este tipo de certificación (normalmente la realiza un inspector CWI).

La calificación autoriza al soldador para ejecutar un determinado tipo de junta soldada. De esta forma a los soldadores autorizados se les brinda la homologación (WPQR).

La soldadura no deberá realizarse:

- Cuando la temperatura del medio ambiente sea menor de -18°C .
- Cuando la superficie está húmeda o expuesta a la lluvia, nieve o altas velocidades de viento.
- Cuando el personal que la ejecuta esté expuesto a condiciones inclementes.

Además de los procedimientos de control de calidad del fabricante, el material y la mano de obra pueden ser sujetos a inspección en cualquier momento por inspectores calificados que representen al propietario. Si se requiere que tales inspecciones sean realizadas por representantes del propietario, esto deberá estar establecido en los documentos de diseño.

Para los pintores, se realiza su evaluación de acuerdo al NACE (National Association Corrosion Engineers)

Despacho a obra: luego de pasar los controles de calidad, las estructuras finalmente se embalan y se alista con un packing list para su despacho a obra

4.6.2 Montaje en Obra

Recepción de la estructura: se deberá realizar los controles dimensionales, verificación de daños, etc. Además de la estructura de taller, también se verificará los pernos de anclaje (hilos no dañados), laines de montaje, pernos de montaje, grouting, etc., todos con su debida certificación vigente.

Montaje de la estructura: se debe realizar la verificación y liberación topográfica de los ejes, cotas y verticalidad en donde irá asentada la estructura, luego proceder al montaje, alinear y verticalizar la estructura, verificación topográfica, colocación y ajuste de pernos, este ajuste obedecerá a valores establecidos por el fabricante, que varían de acuerdo al diámetro, calidad, y otros aspectos relevantes del perno. Los pernos regirán de acuerdo a la Norma ANSI B18.2.1. Se debe suministrar un 2% adicional de cada tamaño de perno.

Liberación de ajuste de pernos: en nuestro caso se propone la verificación final con un torquímetro adecuado (con su certificación de calibración vigente), la contrastación será de acuerdo a lo solicitado por la supervisión, que no debe ser menor al 10% y además que no sea menos de 2 pernos, en el caso que falle, se verificará todos los pernos.

Vaciado del grouting: para esto debemos ajustar todas las tuercas de la base, y verificarlos como se mencionó anteriormente, luego procedemos a verter el grouting de forma constante, y si el clima o la calidad del grout lo requiere se deberá adecuar un microclima, luego se procede a realizar el curado del grout

Touch Up final: una vez que se ha cumplido los parámetros de calidad, y se ha liberado la estructura, se procede a realizar el pintado de los pernos, así como los resanes si la estructura ha presentado algún deterioro en el proceso del montaje. Para la ejecución de la pintura se deberá realizar la medida de condiciones ambientales, además del medidor de película seca, medidor de película húmeda, medidor de perfil de rugosidad.

Entrega de dossier de calidad: finalizado el proceso constructivo se deberá realizar la entrega del dossier de calidad, el cual contiene los registros, certificaciones y demás documentos del aseguramiento de la calidad.

CAPÍTULO V: DISCUSIÓN

Para poder realizar el predimensionamiento de estructuras metálicas se debe tener en cuenta que no existe un método muy exacto, esto debido a que los perfiles metálicos son dúctiles, y esto permite que los perfiles pueden soportar grandes esfuerzos. Normalmente el predimensionamiento de la estructura lo maneja el profesional con cierta experiencia en el modelado y análisis de edificaciones de perfiles de acero.

Para el análisis sísmico, se utilizó el programa ETABS, teniendo en cuenta las características propias del diseño de perfiles estructurales, como son los arriostramientos en las esquinas, esto es necesario según la normatividad vigente, debido al tipo de estructura que elegimos.

El diseño de la estructura fue realizada con el método LRFD, además de cumplir los parámetros de la normatividad vigente, la cual es muy similar a las normas internacionales ASTM, AISC.

La estructura metálica servirá para un albergue temporal, pero esto no es limitante de poder realizar la construcción de dicha edificación y darle diferentes usos, esto a su vez brindará un servicio inmediato si es que ocurriera algún acontecimiento fuera de lo normal, llámese una emergencia.

El acceso de los niveles superiores estará dependiendo de un arreglo de andamios, los cuales son versátiles y resistentes para el fluido tránsito de las personas.

Para el diseño de las columnas y vigas, se observó que estas presentan un alto nivel de ductilidad, esto permite abarcar grandes luces, y así aprovechar los espacios de la edificación.

Con respecto al diseño de conexiones, se eligió las conexiones a corte, esto debido al poco momento generado en las uniones de columnas y vigas. Además se debe tener en cuenta reforzar las conexiones del lado del eje débil de la columna, las cuales afectan al alma del perfil metálico.

Además de las consideraciones de diseño, se evaluó la normativa actual, con respecto a la calidad de la ejecución del proyecto (centrándonos en la soldadura y el ajuste de los pernos), dicha norma se basa en la normatividad extranjera. Existe los controles de calidad, tanto en los talleres de fabricación como en la ejecución, lo cual es de suma importancia para el correcto proceso constructivo, pero muchas veces es ignorado por los proyectistas y constructores.

Así como el acero tiene muchísimas ventajas, una de las mayores desventajas sería el pintado y correcto almacenamiento, por lo que no es recomendable utilizar los perfiles metálicos frente al mar, si no van a pasar por un adecuado arenado, pintado de base y pintura final, la cual debe ser realizada con productos de alta calidad y mano de obra calificada.

CONCLUSIONES

El análisis sísmico de la estructura de acero nos brindó la seguridad que la distribución de los elementos estructurales era adecuada. Además de cumplir con la normatividad peruana, se evidenció un grado de rigidez y ductilidad de la estructura, y que el diseño cumple con las derivas según reglamento, como se observó en la tabla 17.

Si bien es cierto, las derivas están muy por debajo del valor permisible que brinda la norma, es porque al diseñar la estructura con arriostres, estos brindan mayor rigidez, absorbiendo gran parte de los movimientos traslacionales y rotacionales, además de la composición de los perfiles metálicos, como la influencia de las vigas, que cumplieron el cálculo de deflexión máxima permitida según normatividad, y las columnas que plasmaron el concepto de viga débil columna fuerte, todo esto condujo a tener derivas pequeñas.

El diseño de los componentes estructurales que conforman el sistema modular de acero se desarrolló de manera óptima, por lo cual la edificación de perfiles de acero obedece los lineamientos de la reglamentación vigente. Los diseños de las vigas, columnas, arriostres y conexiones se realizaron de forma manual, ya que es adecuado poder comprobar los cálculos que nos pueda brindar el programa con respecto a las ecuaciones establecidas en las normas, tanto nacionales como extranjeras. Si bien es conocido que el acero tiene propiedades de alta ductilidad, siempre se debe considerar en los diseños el cálculo de la deflexión final, esto para poder tener una estructura que visualmente nos brinde garantías. Los valores calculados para los elementos estructurales se muestran en la tabla 23.

Se pudo conocer y proponer los lineamientos de control de calidad del sistema modular de acero, debido a que en muchas ocasiones no se le presta atención al control de calidad que deben tener este tipo de proyectos, en los cuales es de vital importancia tener personal calificado, ya sean soldadores y operarios que puedan realizar el ajuste adecuado de los pernos. Además se da la importancia a los equipos y herramientas que permiten la ejecución del trabajo, lo cual se visualiza en un control mensual y calibración de los equipos necesarios para la ejecución del trabajo.

Además, se puede obtener los valores máximos de la envolvente de las combinaciones de carga, las cuales permitieron el diseño de los elementos

estructurales. Se concluye además, que el peso de la estructura metálica es mucho menor que la de una estructura de concreto armado, lo cual permite realizar cimentaciones en lugares con baja capacidad portante.

RECOMENDACIONES

A los estudiantes, ingenieros y tesisistas, interpretar de manera adecuada las indicaciones del Reglamento Nacional de Edificaciones, en sus diversas normas, como son los resultados de estudios de suelos, irregularidades en la edificación y diseño de cimentaciones, debido a que muchas veces se asumen parámetros y características que no son las adecuadas, y esto puede conllevar a situaciones desfavorables en la ejecución y durabilidad de la estructura.

A los futuros tesisistas, poder realizar proyectos con estructuras metálicas, las cuales brindan muchas ventajas con respecto a la construcción de concreto armado y albañilería.

A los estudiantes, tesisistas e ingenieros, profundizar más los cálculos de las conexiones en perfiles de acero, debido a que estos parámetros muchas veces son dejados de lado en los proyectos de estructuras metálicas.

A los futuros tesisistas, realizar estudios acerca de las construcciones de estructuras metálicas, como son colegios, postas médicas, entre otras, y diseñarlas en zonas altamente vulnerables, con el fin de proyectar los beneficios de las estructuras metálicas con respecto a las construcciones de concreto armado y albañilería.

Al Laboratorio de Ensayos Especiales de la Universidad Privada de Tacna, se implemente con herramientas y equipos dedicados al estudio de estructuras metálicas, con el fin de corroborar los ensayos de futuros proyectos, y así poder potenciar esta rama de estructuras y ser distinguido como líderes regionales.

A la Escuela de Ingeniería Civil, poder brindar charlas y capacitaciones con respecto a las prácticas de control de calidad en estructuras metálicas, como son los ensayos de soldadura, ajuste de pernos, entre otros, y de esta manera difundir los beneficios de este tipo de construcciones.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AISC Steel Construction Manual 14Th Edition (2011). *Steel Construction Manual*, AISC. Estados Unidos.
- American Welding Society D1.1 (2010). *Structural Welding Code - Steel*. Estados Unidos.
- Andrade, V. (2019). *Propuesta de una Metodología de Inspección Funcional y Estructural de Puentes de Estructura Metálica*. (Tesis de pregrado). Pontificia Universidad Católica del Ecuador.
- Arguelles, R. (2005). *Estructuras de Acero*. 2da Edición. España. Editorial Bellisco
- Bowles, J. (1993). *Diseño de Acero Estructural*. 4ta Reimpresión. México. Editorial Limusa S.A.
- Condori, J. (2013). *Diseño de una Vivienda Multifamiliar de dos Niveles Empleando Acero Estructura en el Distrito de Cajamarca*. (Tesis de pregrado). Universidad Privada del Norte.
- Crisafulli, F. (2018). *Diseño Sismorresistente de Construcciones de Acero*. 5ta Edición. Argentina. Asociación Latinoamericana del Acero
- Harmsen, T. (2005). *Diseño de Estructuras de Concreto Armado*. 3ra Edición. Perú. Editorial Pontificia Universidad Católica del Perú Fondo Editorial.
- McCormac, J. (2013). *Diseño de Estructuras de Acero, Método LRFD*. 5ta Edición. México. Editorial Alfaomega Grupo Editor S.A.
- Norma Técnica de Edificación E020 Cargas (2006). *Reglamento Nacional de Edificaciones*. Perú.
- Norma Técnica de Edificación E030 Diseño Sismorresistente (2019). *Reglamento Nacional de Edificaciones*. Perú.
- Norma Técnica de Edificación E050 Suelos y Cimentaciones (2018). *Reglamento Nacional de Edificaciones*. Perú.
- Norma Técnica de Edificación E060 Concreto Armado (2018). *Reglamento Nacional de Edificaciones*. Perú.
- Norma Técnica de Edificación E090 Estructuras METÁLICAS (2006). *Reglamento Nacional de Edificaciones*. Perú.
- Salas, C. (2016). *Estudio Experimental de Conexiones a Momento Usando Perfiles T Soldados*. (Tesis de Pregrado). Universidad de Chile
- Segui, W. (1999). *Diseño de Estructuras de Acero con LRFD*. 2da Edición. México. Editorial INTERNATIONAL THOMSON EDITORES S.A.
- Tong, A (2014). *Factibilidad del Uso de Estructuras Metálicas en el Diseño de Viviendas Multifamiliares*. (Tesis de pregrado). Universidad Ricardo Palma.

- Universidad Privada de Tacna (2017). *Manual para la presentación de planes e informes de investigación*. Perú
- Vinnakota, S. (2006). *Estructuras de Acero: Comportamiento y LRFD*. México. Editorial MCGRAW-HILL Interamericana Editores S.A.
- Zapata, B (1992). *Diseño Estructural en Acero*. 4ta Edición. Perú. Universidad Nacional de Ingeniería Fondo Editorial.
- Zea, P. (2019) *Análisis Sísmico de un Galpón de Gran Altura en la Ciudad de Tacna*. (Tesis de pregrado). Universidad Privada de Tacna.

ANEXO 1
Matriz de Consistencia

Matriz de Consistencia: Plan de tesis “DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN SISTEMA MODULAR DE ACERO PARA UN ALBERGUE TEMPORAL EN LA CIUDAD DE TACNA - 2020”

Interrogante del problema	Objetivos	Hipótesis	Variables	Indicadores	Metodología
Problema General	Objetivo General	Hipótesis General	Independiente	Elementos estructurales Acero estructural Concreto armado Edificación Altura Cargas	Tipo de Investigación El tipo de investigación será de tipo descriptivo Nivel de la Investigación El nivel será de tipo nivel Aprehensivo y Comprensivo.
¿Cuál sería diseño estructural de un sistema modular de acero para un albergue temporal en la ciudad de Tacna?	Desarrollar el diseño estructural de un sistema modular de acero para un albergue temporal en la ciudad de Tacna.	Es sustentable el diseño estructural de un sistema modular de acero para un albergue temporal en la ciudad de Tacna, considerando las limitaciones dadas por el Reglamento Nacional de Edificaciones.	Sistema modular de acero		
Problemas Específicos	Objetivos Específicos	Hipótesis Especificas	Dependiente	Análisis Sísmico Factor de Zona Factor de Suelo Distorsión Diseño Estructural Diseño por Flexión Diseño por tracción Diseño por compresión Diseño por cortante	Técnica de procesamiento y análisis de datos La información será procesada en forma computarizada mediante tablas
¿Cuál es el análisis sísmico del sistema modular de acero?	Realizar el análisis sísmico del sistema modular de acero.	Realizando el análisis sísmico del sistema modular de acero, permite que el edificio no colapse ante eventos sísmicos severos.	Diseño estructural usando el Reglamento Nacional de Edificaciones		
¿Cómo se realizaría el diseño de los componentes estructurales que conforman el albergue temporal?	Diseñar los componentes estructurales que conforman el sistema modular de acero.	Diseñando los componentes estructurales que conforman el sistema modular de acero, permite la confiabilidad de la estructura			
¿Cuáles son los lineamientos mínimos en el control de calidad del sistema modular de acero?	Proponer lineamientos mínimos en el control de calidad del sistema modular de acero.	Proponiendo lineamientos mínimos en el control de calidad del sistema modular de acero, garantiza la confiabilidad del sistema			

ANEXO 2
Capacidad Portante del Suelo

CAPACIDAD PORTANTE DE SUELO CALICATA C-1

SEGÚN TERZAGHI

PROYECTO : "DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN SISTEMA MODULAR DE ACERO PARA UN ALBERGUE TEMPORAL EN LA CIUDAD DE TACNA - 2020"

SOLICITA : BACH. RODOLFO PAREDES ZAMORA

CALICATA : C-01

PROFUNDIDAD : 3,00 m.

ESTRATO : E-02

FECHA : 05/12/2020

DATOS DE LA MUESTRA		
DESCRIPCION	UNIDAD	DATOS
Calicata	und.	C-01
Profundidad	mts.	3,00
Clasificación	SUCS	SM SM
Densidad Mínima (Dmin)	gr/cm ³	1,115
Densidad Máxima (Dmax)	gr/cm ³	1,520
Angulo de Fricción (φ)	Grad. Seg.	27,16
Angulo de Fricción (φ) Falla local	Grad. Seg.	18,88
Cohesión c	gr/cm ³	0,144
Densidad Insitu (γ)	gr/cm ³	1,588

DATOS DE LA MUESTRA		
DESCRIPCION	UNIDAD	DATOS
Densidad Seca (Dd)	gr/cm ³	1,510
Densidad Relativa	%	96,33
Modulo de Elasticidad	ton/m ²	1500
Relacion de Poisson	S/D	0,30
COEFICIENTE DE CAPACIDAD DE CARGA		
Nq: Factor de Capacidad de carga correspondiente a la sobre carga	S/D	5,73
Nc: Factor de Capacidad de carga correspondiente a la cohesión	S/D	13,83
Ny: Factor de Capacidad de carga a la fricción	S/D	2,35
Factor de seguridad	S/D	3,00

CIMENTACION CORRIDA							
$Q_c = (S_c \cdot c \cdot N_c) + (S_q \cdot \gamma \cdot D_f \cdot N_q) + (0.5 \cdot S_y \cdot \gamma \cdot B \cdot N_y)$							
Df (cm)	B (cm)	Q(ultm) Kg/cm ²	Q(adm) Kg/cm ²	Asentamiento método elastico			
				S(cm) Rigida	S(cm) Centro	S(cm) Esquina	S(cm) Medio
60	60	2,64	0,88	0,385	0,491	0,247	0,417
60	80	2,68	0,89	0,520	0,663	0,334	0,564
60	100	2,72	0,91	0,660	0,841	0,423	0,714
60	120	2,76	0,92	0,802	1,023	0,515	0,869
60	150	2,81	0,94	1,023	1,305	0,657	1,109
80	60	2,83	0,94	0,411	0,524	0,264	0,446
80	80	2,86	0,95	0,556	0,709	0,357	0,602
80	100	2,90	0,97	0,704	0,897	0,452	0,762
80	120	2,94	0,98	0,855	1,090	0,549	0,927
80	150	2,99	1,00	1,090	1,389	0,699	1,180
100	60	3,01	1,00	0,438	0,558	0,281	0,474
100	80	3,04	1,01	0,591	0,754	0,379	0,640
100	100	3,08	1,03	0,748	0,954	0,480	0,810
100	120	3,12	1,04	0,908	1,158	0,583	0,984
100	150	3,18	1,06	1,156	1,474	0,742	1,252
120	60	3,19	1,06	0,464	0,592	0,298	0,503
120	80	3,23	1,08	0,626	0,799	0,402	0,679
120	100	3,26	1,09	0,792	1,010	0,508	0,858
120	120	3,30	1,10	0,961	1,226	0,617	1,041
120	150	3,36	1,12	1,222	1,558	0,784	1,324
150	60	3,46	1,15	0,504	0,643	0,323	0,546
150	80	3,50	1,17	0,679	0,866	0,436	0,736
150	100	3,54	1,18	0,858	1,094	0,551	0,930
150	120	3,57	1,19	1,041	1,327	0,668	1,128
150	150	3,63	1,21	1,321	1,685	0,848	1,432

CAPACIDAD PORTANTE DE SUELO CALICATA C-1

SEGÚN TERZAGHI

PROYECTO : "DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN SISTEMA MODULAR DE ACERO PARA UN ALBERGUE TEMPORAL EN LA CIUDAD DE TACNA - 2020"

SOLICITA : BACH. RODOLFO PAREDES ZAMORA

CALICATA : C-01

PROFUNDIDAD : 3,00 m.

ESTRATO : E-02

FECHA : 05/12/2020

DATOS DE LA MUESTRA			DATOS DE LA MUESTRA		
DESCRIPCION	UNIDAD	DATOS	DESCRIPCION	UNIDAD	DATOS
Calicata	und.	C-01	Densidad Seca (Dd)	gr/cm ³	1,510
Profundidad	mts.	3,00	Densidad Relativa	%	96,33
Clasificación	SUCS	SM SM	Modulo de Elasticidad	ton/m ²	1500
Densidad Mínima (Dmin)	gr/cm ³	1,115	Relacion de Poisson	S/D	0,30
Densidad Máxima (Dmax)	gr/cm ³	1,520	COEFICIENTE DE CAPACIDAD DE CARGA		
Angulo de Fricción (φ)	Grad. Seg.	27,16	Nq: Factor de Capacidad de carga correspondiente a la sobre carga	S/D	5,73
Angulo de Fricción (φ) Falla local	Grad. Seg.	18,88	Nc: Factor de Capacidad de carga correspondiente a la cohesión	S/D	13,83
Cohesión c	gr/cm ³	0,144	Ny: Factor de Capacidad de carga a la fricción	S/D	2,35
Densidad Insitu (γ)	gr/cm ³	1,588	Factor de seguridad	S/D	3,00

CIMENTACION CUADRADA

$$Q_c = (1.3 \cdot c \cdot N_c) + (\gamma \cdot D_f \cdot N_q) + (0.4 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_y)$$

Df (cm)	B (cm)	Q(ultm) Kg/cm ²	Q(adm) Kg/cm ²	Asentamiento método elastico			
				S(cm) Rigida	S(cm) Centro	S(cm) Esquina	S(cm) Medio
100	100	3,64	1,21	0,604	0,824	0,412	0,699
100	150	3,71	1,24	0,924	1,262	0,631	1,070
100	200	3,79	1,26	1,257	1,716	0,858	1,456
100	250	3,86	1,29	1,602	2,188	1,094	1,856
100	300	3,94	1,31	1,959	2,676	1,338	2,270
150	100	4,09	1,36	0,679	0,927	0,464	0,787
150	150	4,17	1,39	1,037	1,417	0,708	1,202
150	200	4,24	1,41	1,408	1,923	0,961	1,631
150	250	4,32	1,44	1,791	2,446	1,223	2,074
180	220	4,55	1,52	1,659	2,266	1,133	1,922
200	100	4,55	1,52	0,754	1,031	0,515	0,874
200	150	4,62	1,54	1,150	1,571	0,786	1,333
200	250	4,77	1,59	1,979	2,703	1,352	2,293
200	250	4,77	1,59	1,979	2,703	1,352	2,293
200	300	4,85	1,62	2,412	3,295	1,647	2,795
250	100	5,01	1,67	0,830	1,134	0,567	0,962
250	150	5,08	1,69	1,264	1,726	0,863	1,464
250	200	5,15	1,72	1,709	2,335	1,167	1,980
250	220	5,18	1,73	1,891	2,583	1,292	2,191
250	300	5,30	1,77	2,639	3,604	1,802	3,057
300	100	5,46	1,82	0,905	1,237	0,618	1,049
300	150	5,53	1,84	1,377	1,880	0,940	1,595
300	200	5,61	1,87	1,860	2,541	1,270	2,155
300	220	5,64	1,88	2,057	2,810	1,405	2,383
300	300	5,76	1,92	2,865	3,913	1,957	3,319

CAPACIDAD PORTANTE DE SUELO CALICATA C-2

SEGÚN TERZAGHI

PROYECTO : "DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN SISTEMA MODULAR DE ACERO PARA UN ALBERGUE TEMPORAL EN LA CIUDAD DE TACNA - 2020"

SOLICITA : BACH. RODOLFO PAREDES ZAMORA

CALICATA : C-02

PROFUNDIDAD : 3,00 m.

ESTRATO : E-02

FECHA : 05/12/2020

DATOS DE LA MUESTRA		
DESCRIPCION	UNIDAD	DATOS
Calicata	und.	C-02
Profundidad	mts.	3,00
Clasificación	SUCS	SM
Densidad Mínima (Dmin)	gr/cm ³	1,099
Densidad Máxima (Dmax)	gr/cm ³	1,526
Angulo de Fricción (φ)	Grad. Seg.	26,22
Angulo de Fricción (φ) Falla local	Grad. Seg.	18,18
Cohesión c	gr/cm ³	0,193
Densidad Insitu (γ)	gr/cm ³	1,563

DATOS DE LA MUESTRA		
DESCRIPCION	UNIDAD	DATOS
Densidad Seca (Dd)	gr/cm ³	1,459
Densidad Relativa	%	88,18
Modulo de Elasticidad	ton/m ²	1500
Relacion de Poisson	S/D	0,30
COEFICIENTE DE CAPACIDAD DE CARGA		
Nq: Factor de Capacidad de carga correspondiente a la sobre carga	S/D	5,35
Nc: Factor de Capacidad de carga correspondiente a la cohesión	S/D	13,25
Ny: Factor de Capacidad de carga a la fricción	S/D	2,07
Factor de seguridad	S/D	3,00

CIMENTACION CORRIDA							
$Q_c = (S_c \cdot c \cdot N_c) + (S_q \cdot \gamma \cdot D_f \cdot N_q) + (0.5 \cdot S_y \cdot \gamma \cdot B \cdot N_y)$							
Df (cm)	B (cm)	Q(ultm) Kg/cm ²	Q(adm) Kg/cm ²	Asentamiento método elastico			
				S(cm) Rigida	S(cm) Centro	S(cm) Esquina	S(cm) Medio
60	60	3,15	1,05	0,459	0,586	0,295	0,498
60	80	3,19	1,06	0,619	0,789	0,397	0,670
60	100	3,22	1,07	0,781	0,996	0,501	0,846
60	120	3,25	1,08	0,947	1,207	0,608	1,026
60	150	3,30	1,10	1,201	1,532	0,771	1,302
80	60	3,32	1,11	0,484	0,617	0,310	0,524
80	80	3,35	1,12	0,651	0,830	0,418	0,705
80	100	3,39	1,13	0,822	1,048	0,527	0,890
80	120	3,42	1,14	0,996	1,269	0,639	1,079
80	150	3,47	1,16	1,262	1,609	0,810	1,367
100	60	3,49	1,16	0,508	0,648	0,326	0,550
100	80	3,52	1,17	0,684	0,872	0,439	0,741
100	100	3,55	1,18	0,862	1,100	0,553	0,934
100	120	3,59	1,20	1,044	1,332	0,670	1,131
100	150	3,63	1,21	1,323	1,687	0,849	1,433
120	40	3,62	1,21	0,352	0,449	0,226	0,381
120	50	3,64	1,21	0,442	0,563	0,283	0,479
120	60	3,66	1,22	0,532	0,679	0,342	0,577
120	70	3,67	1,22	0,624	0,795	0,400	0,676
120	80	3,69	1,23	0,716	0,913	0,460	0,776
150	60	3,91	1,30	0,569	0,725	0,365	0,616
150	80	3,94	1,31	0,765	0,975	0,491	0,829
150	100	3,97	1,32	0,964	1,229	0,619	1,044
150	120	4,00	1,33	1,166	1,487	0,748	1,263
150	150	4,05	1,35	1,475	1,881	0,947	1,598

CAPACIDAD PORTANTE DE SUELO CALICATA C-2

SEGÚN TERZAGHI

PROYECTO : "DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN SISTEMA MODULAR DE ACERO PARA UN ALBERGUE TEMPORAL EN LA CIUDAD DE TACNA - 2020"

SOLICITA : BACH. RODOLFO PAREDES ZAMORA

CALICATA : C-02

PROFUNDIDAD : 3,00 m.

ESTRATO : E-02

FECHA : 05/12/2020

DATOS DE LA MUESTRA			DATOS DE LA MUESTRA				
DESCRIPCION	UNIDAD	DATOS	DESCRIPCION	UNIDAD	DATOS		
Calicata	und.	C-02	Densidad Seca (Dd)	gr/cm ³	1,459		
Profundidad	mts.	3,00	Densidad Relativa	%	88,18		
Clasificación	SUCS	SM	Modulo de Elasticidad	ton/m ²	1500		
Densidad Mínima (Dmin)	gr/cm ³	1,099	Relacion de Poisson	S/D	0,30		
Densidad Máxima (Dmax)	gr/cm ³	1,526	COEFICIENTE DE CAPACIDAD DE CARGA				
Angulo de Fricción (φ)	Grad. Seg.	26,22	Nq: Factor de Capacidad de carga correspondiente a la sobre carga	S/D	5,35		
Angulo de Fricción (φ) Falla local	Grad. Seg.	18,18	Nc: Factor de Capacidad de carga correspondiente a la cohesión	S/D	13,25		
Cohesión c	gr/cm ³	0,193	Ny: Factor de Capacidad de carga a la fricción	S/D	2,07		
Densidad Insitu (γ)	gr/cm ³	1,563	Factor de seguridad	S/D	3,00		
CIMENTACION CUADRADA							
$Q_c = (1.3 \cdot c \cdot N_c) + (\gamma \cdot D_f \cdot N_q) + (0.4 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_y)$							
Df (cm)	B (cm)	Q(ultm) Kg/cm ²	Q(adm) Kg/cm ²	Asentamiento método elastico			
				S(cm) Rigida	S(cm) Centro	S(cm) Esquina	S(cm) Medio
100	100	4,29	1,43	0,711	0,971	0,486	0,824
100	150	4,35	1,45	1,083	1,479	0,739	1,254
100	200	4,42	1,47	1,465	2,001	1,001	1,698
100	250	4,48	1,49	1,858	2,538	1,269	2,153
100	300	4,55	1,52	2,262	3,090	1,545	2,621
150	100	4,71	1,57	0,780	1,066	0,533	0,904
150	150	4,77	1,59	1,187	1,621	0,810	1,375
150	200	4,84	1,61	1,604	2,191	1,095	1,858
150	250	4,90	1,63	2,032	2,775	1,387	2,354
180	220	5,11	1,70	1,865	2,548	1,274	2,161
200	100	5,12	1,71	0,850	1,161	0,580	0,985
200	150	5,19	1,73	1,291	1,763	0,881	1,495
200	200	5,25	1,75	1,742	2,380	1,190	2,019
200	220	5,28	1,76	1,926	2,631	1,315	2,232
200	300	5,38	1,79	2,678	3,658	1,829	3,103
250	100	5,54	1,85	0,919	1,255	0,628	1,065
250	150	5,61	1,87	1,395	1,905	0,953	1,616
250	200	5,67	1,89	1,881	2,569	1,285	2,179
250	220	5,70	1,90	2,079	2,839	1,420	2,408
250	300	5,80	1,93	2,886	3,942	1,971	3,344
300	100	5,96	1,99	0,988	1,350	0,675	1,145
300	150	6,03	2,01	1,499	2,047	1,024	1,736
300	200	6,09	2,03	2,020	2,759	1,379	2,340
300	220	6,12	2,04	2,231	3,047	1,524	2,585
300	300	6,22	2,07	3,094	4,226	2,113	3,584

CAPACIDAD PORTANTE DE SUELO CALICATA C-3

SEGÚN TERZAGHI

PROYECTO : "DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN SISTEMA MODULAR DE ACERO PARA UN ALBERGUE TEMPORAL EN LA CIUDAD DE TACNA - 2020"

SOLICITA : BACH. RODOLFO PAREDES ZAMORA

CALICATA : C-03

PROFUNDIDAD : 3,00 m.

ESTRATO : E-02

FECHA : 05/12/2020

DATOS DE LA MUESTRA		
DESCRIPCION	UNIDAD	DATOS
Calicata	und.	C-03
Profundidad	mts.	3,00
Clasificación	SUCS	SM
Densidad Mínima (Dmin)	gr/cm ³	1,099
Densidad Máxima (Dmax)	gr/cm ³	1,513
Angulo de Fricción (φ)	Grad. Seg.	26,78
Angulo de Fricción (φ) Falla local	Grad. Seg.	18,60
Cohesión c	gr/cm ³	0,172
Densidad Insitu (γ)	gr/cm ³	1,640

DATOS DE LA MUESTRA		
DESCRIPCION	UNIDAD	DATOS
Densidad Seca (Dd)	gr/cm ³	1,502
Densidad Relativa	%	97,03
Modulo de Elasticidad	ton/m ²	1500
Relacion de Poisson	S/D	0,30
COEFICIENTE DE CAPACIDAD DE CARGA		
Nq: Factor de Capacidad de carga correspondiente a la sobre carga	S/D	5,57
Nc: Factor de Capacidad de carga correspondiente a la cohesión	S/D	13,59
Ny: Factor de Capacidad de carga a la fricción	S/D	2,23
Factor de seguridad	S/D	3,00

CIMENTACION CORRIDA							
$Q_c = (S_c \cdot c \cdot N_c) + (S_q \cdot \gamma \cdot D_f \cdot N_q) + (0.5 \cdot S_y \cdot \gamma \cdot B \cdot N_y)$							
Df (cm)	B (cm)	Q(ultm) Kg/cm ²	Q(adm) Kg/cm ²	Asentamiento método elástico			
				S(cm) Rigida	S(cm) Centro	S(cm) Esquina	S(cm) Medio
60	60	3,00	1,00	0,436	0,556	0,280	0,473
60	80	3,03	1,01	0,589	0,751	0,378	0,638
60	100	3,07	1,02	0,745	0,950	0,478	0,807
60	120	3,11	1,04	0,904	1,153	0,580	0,980
60	150	3,16	1,05	1,150	1,467	0,738	1,246
80	60	3,18	1,06	0,463	0,590	0,297	0,501
80	80	3,22	1,07	0,624	0,796	0,401	0,676
80	100	3,25	1,08	0,789	1,006	0,506	0,855
80	120	3,29	1,10	0,958	1,221	0,614	1,037
80	150	3,34	1,11	1,217	1,552	0,781	1,318
100	60	3,36	1,12	0,489	0,624	0,314	0,530
100	80	3,40	1,13	0,660	0,841	0,423	0,715
100	100	3,43	1,14	0,833	1,063	0,535	0,903
100	120	3,47	1,16	1,011	1,289	0,649	1,095
100	150	3,53	1,18	1,284	1,637	0,824	1,391
120	40	3,51	1,17	0,340	0,434	0,218	0,369
120	50	3,53	1,18	0,428	0,545	0,275	0,463
120	60	3,54	1,18	0,516	0,658	0,331	0,559
120	70	3,56	1,19	0,605	0,772	0,388	0,656
120	80	3,58	1,19	0,695	0,886	0,446	0,753
150	60	3,82	1,27	0,556	0,709	0,357	0,602
150	80	3,85	1,28	0,748	0,954	0,480	0,811
150	100	3,89	1,30	0,944	1,204	0,606	1,023
150	120	3,93	1,31	1,144	1,458	0,734	1,239
150	150	3,98	1,33	1,450	1,849	0,930	1,571

CAPACIDAD PORTANTE DE SUELO CALICATA C-3

SEGÚN TERZAGHI

PROYECTO : "DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN SISTEMA MODULAR DE ACERO PARA UN ALBERGUE TEMPORAL EN LA CIUDAD DE TACNA - 2020"

SOLICITA : BACH. RODOLFO PAREDES ZAMORA

CALICATA : C-03

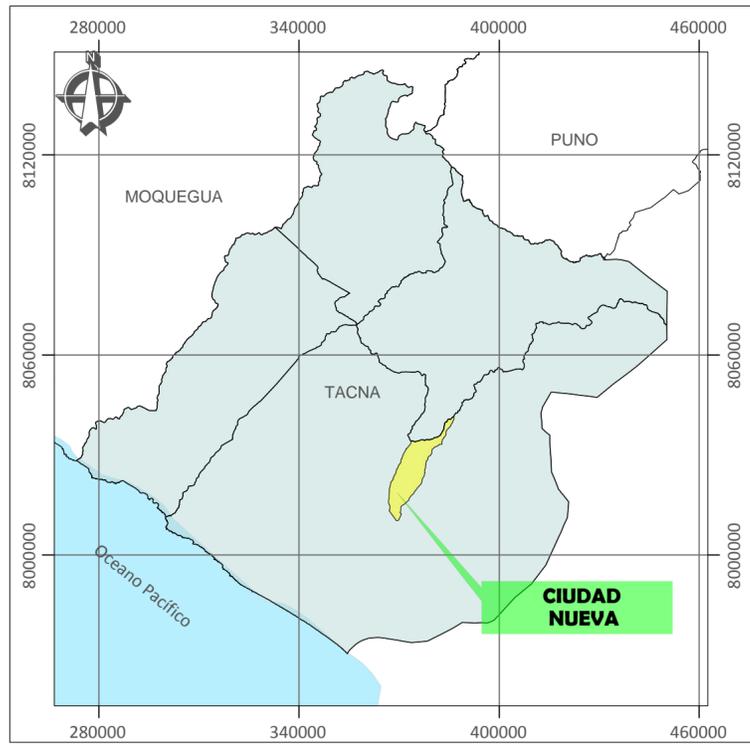
PROFUNDIDAD : 3,00 m.

ESTRATO : E-02

FECHA : 05/12/2020

DATOS DE LA MUESTRA			DATOS DE LA MUESTRA				
DESCRIPCION	UNIDAD	DATOS	DESCRIPCION	UNIDAD	DATOS		
Calicata	und.	C-03	Densidad Seca (Dd)	gr/cm ³	1,502		
Profundidad	mts.	3,00	Densidad Relativa	%	97,03		
Clasificación	SUCS	SM	Modulo de Elasticidad	ton/m ²	1500		
Densidad Mínima (Dmin)	gr/cm ³	1,099	Relacion de Poisson	S/D	0,30		
Densidad Máxima (Dmax)	gr/cm ³	1,513	COEFICIENTE DE CAPACIDAD DE CARGA				
Angulo de Fricción (φ)	Grad. Seg.	26,78	Nq: Factor de Capacidad de carga correspondiente a la sobre carga	S/D	5,57		
Angulo de Fricción (φ) Falla local	Grad. Seg.	18,60	Nc: Factor de Capacidad de carga correspondiente a la cohesión	S/D	13,59		
Cohesión c	gr/cm ³	0,172	Ny: Factor de Capacidad de carga a la fricción	S/D	2,23		
Densidad Insitu (γ)	gr/cm ³	1,640	Factor de seguridad	S/D	3,00		
CIMENTACION CUADRADA							
$Q_c = (1.3 \cdot c \cdot N_c) + (\gamma \cdot D_f \cdot N_q) + (0.4 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_y)$							
Df (cm)	B (cm)	Q(ultm) Kg/cm ²	Q(adm) Kg/cm ²	Asentamiento método elastico			
				S(cm) Rigida	S(cm) Centro	S(cm) Esquina	S(cm) Medio
100	100	4,10	1,37	0,680	0,928	0,464	0,788
100	150	4,17	1,39	1,038	1,418	0,709	1,202
100	200	4,25	1,42	1,408	1,923	0,962	1,631
100	250	4,32	1,44	1,790	2,446	1,223	2,074
100	300	4,39	1,46	2,185	2,984	1,492	2,531
150	100	4,56	1,52	0,756	1,032	0,516	0,875
150	150	4,63	1,54	1,152	1,573	0,786	1,334
150	200	4,70	1,57	1,560	2,130	1,065	1,807
150	250	4,78	1,59	1,980	2,704	1,352	2,294
180	220	5,01	1,67	1,826	2,494	1,247	2,116
200	100	5,01	1,67	0,831	1,135	0,568	0,963
200	150	5,09	1,70	1,265	1,728	0,864	1,466
200	200	5,16	1,72	1,711	2,337	1,169	1,982
200	250	5,23	1,74	2,169	2,963	1,482	2,513
200	300	5,31	1,77	2,640	3,605	1,803	3,058
250	100	5,47	1,82	0,907	1,239	0,619	1,051
250	150	5,54	1,85	1,379	1,883	0,942	1,597
250	200	5,62	1,87	1,863	2,544	1,272	2,158
250	220	5,65	1,88	2,060	2,813	1,407	2,386
250	300	5,76	1,92	2,867	3,916	1,958	3,322
300	100	5,93	1,98	0,983	1,342	0,671	1,139
300	150	6,00	2,00	1,492	2,039	1,019	1,729
300	200	6,07	2,02	2,014	2,751	1,376	2,334
300	220	6,10	2,03	2,226	3,041	1,520	2,579
300	300	6,22	2,07	3,094	4,226	2,113	3,585

ANEXO 3
Plano de Ubicación del Proyecto



VISTA PANORÁMICA
ESC. S/E

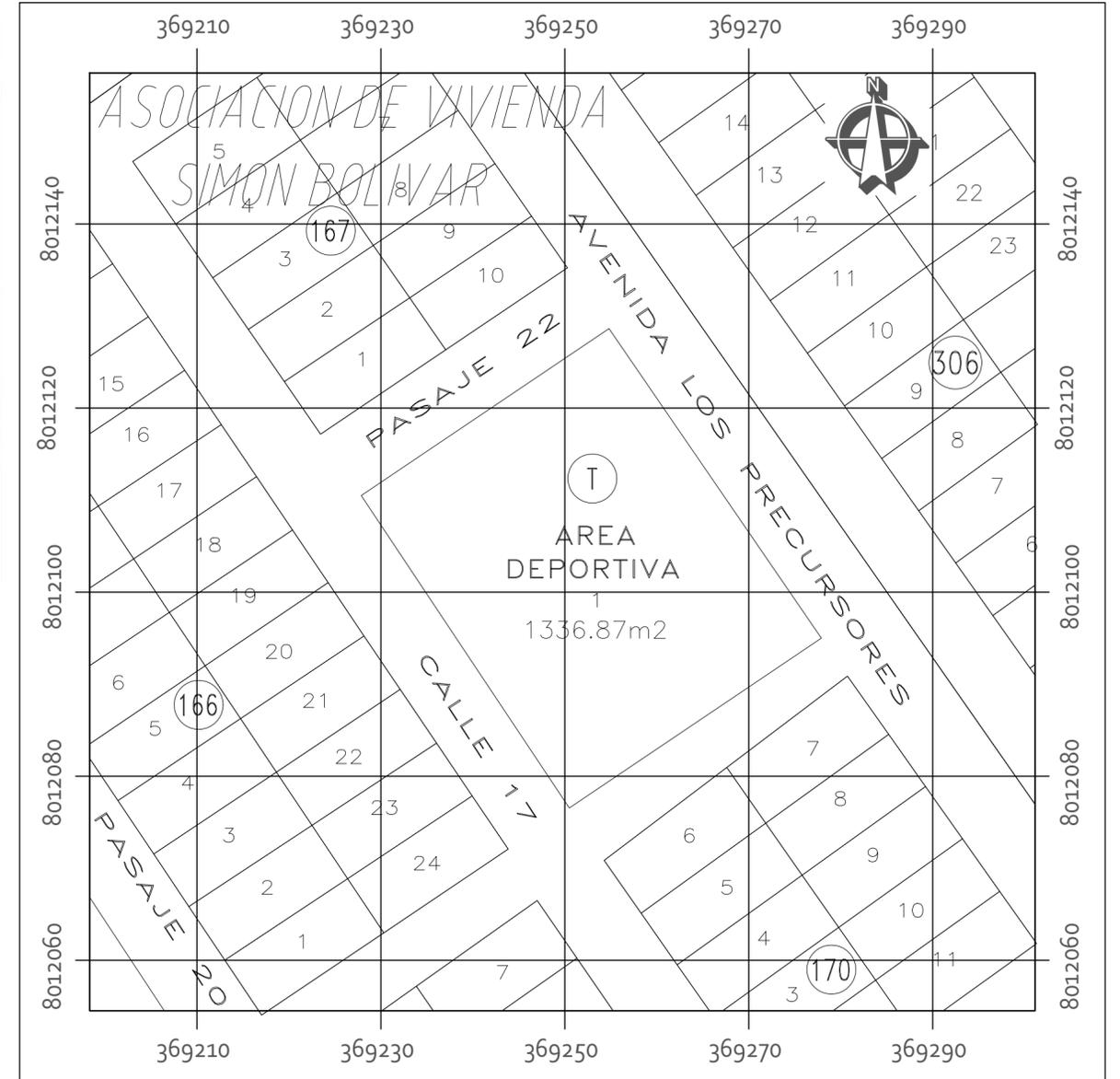
UBICACION A NIVEL DISTRITAL

ESC. S/E



PLANO DE UBICACIÓN DE LA ASOCIACIÓN

ESC. 1/4000



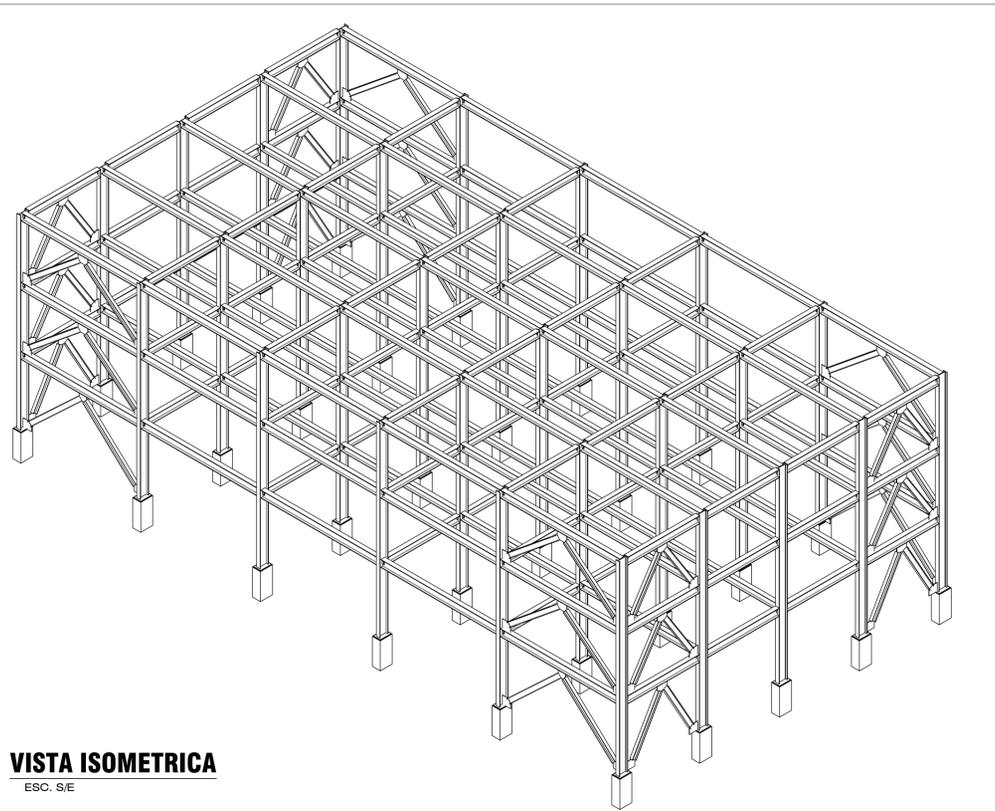
UBICACIÓN DEL AREA DE ESTUDIO

ESC. 1/500

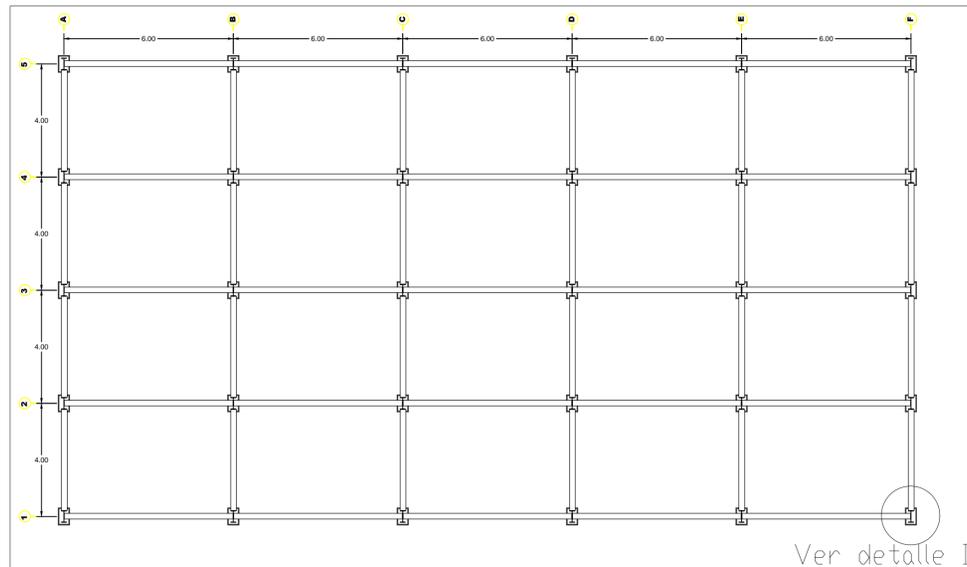
UBICACIÓN GEOGRÁFICA	
ITEM	DATOS
1	SECTOR : ASOC. VIVIENDA TALLER "SIMON BOLIVAR"
2	DISTRITO : CIUDAD NUEVA
3	PROVINCIA : TACNA
4	DEPARTAMENTO : TACNA

	INSTITUCIÓN : UNIVERSIDAD PRIVADA DE TACNA FACULTAD DE INGENIERÍA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL		LAMINA N° : U-01
	PROYECTO : "DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN SISTEMA MODULAR DE ACERO PARA UN ALBERGUE TEMPORAL EN LA CIUDAD DE TACNA - 2020"		
	PLANO DE UBICACIÓN		
	TESISTA : BACH. RODOLFO FRANK PAREDES ZAMORA	UBICACIÓN : LOCALIDAD : ASOC. VIV. SIMON BOLIVAR DISTRITO : CIUDAD NUEVA DEPARTAMENTO : TACNA PROVINCIA : TACNA	
ESCALA : INDICADA	FECHA : ENERO 2021	PROYECCION : UTM WGS84 - 19S	

ANEXO 4
Planos de Diseño del Proyecto

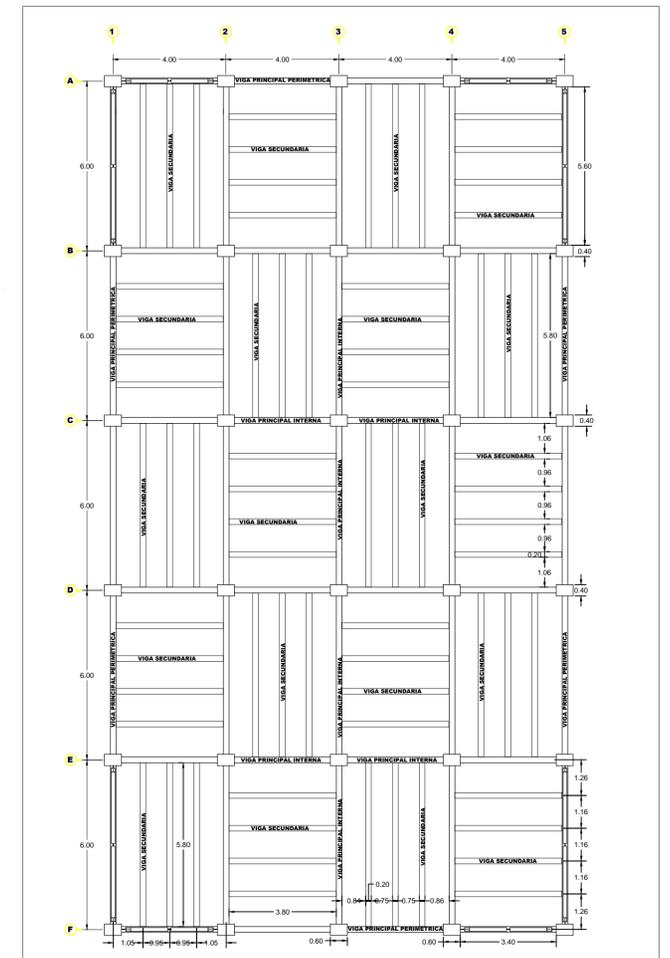


VISTA ISOMETRICA
ESC. 5/8

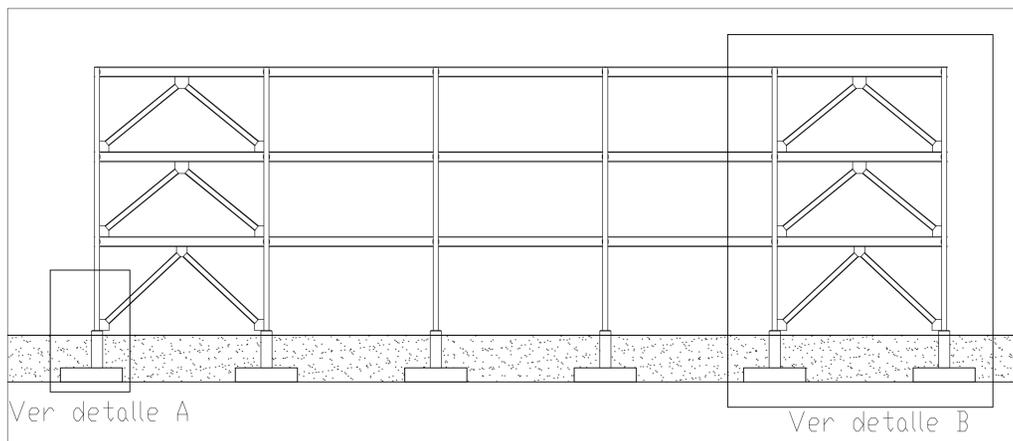


VISTA DE PLANTA
ESC. 1/125

Ver detalle D



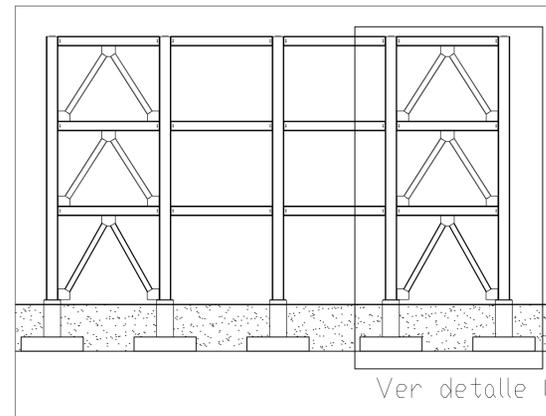
VISTA DE PLANTA
ESC. 1/125



VISTA LATERAL
ESC. 1/125

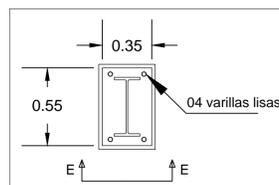
Ver detalle A

Ver detalle B

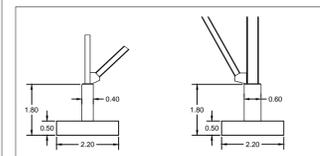


VISTA FRONTAL
ESC. 1/125

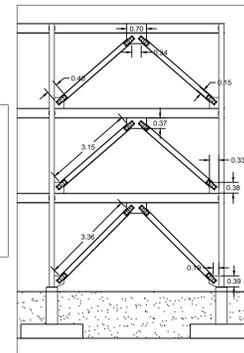
Ver detalle C



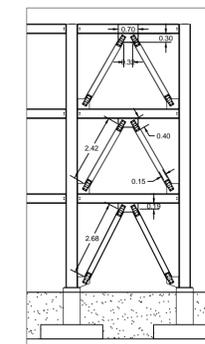
VISTA DETALLE "D"
ESC. 1/25



DETALLE DE PEDESTALES
ESC. 1/125



DETALLE DE PEDESTALES
ESC. 1/125



DETALLE DE PEDESTALES
ESC. 1/125

NOTAS PRINCIPALES

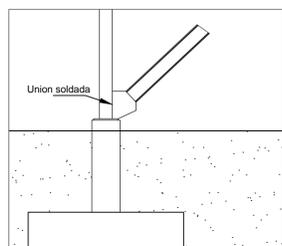
TODAS LAS MEDIDAS ESTAN EN METROS, SALVO SE INDIQUE LO CONTRARIO
MATERIAL: ASTM A992 GR50

SOLDADURA:
FILETE MINIMO: 5mm
ELECTRODO: E70XX - SEEGUN AWS
UNIONES A FILETE, SALVO INDIQUE LO CONTRARIO
LAS UNIONES A TOPE SERAN SOLDADAS CON PENETRACION COMPLETA

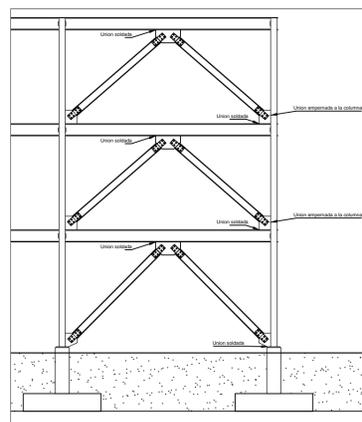
PERNOS: ASTM A325
HILO DEL PERNO: INCLUIDO
DIAMETRO DE PERNOS: 3/4", SALVO INDIQUE LO CONTRARIO
TUERCA HEXAGONAL ASTM A563 GR C
ARANDELA ASTM F436

PERNO DE ANCLAJE
PERNO DE ALTA RESISTENCIA ASTM A572
BARRA LISA CON HILO A LOS EXTREMOS

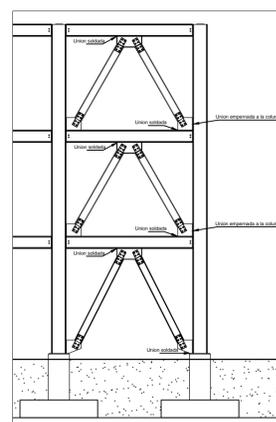
CONCRETO
CONCRETO $f_c=210\text{Kg/cm}^2$, SALVO INDIQUE LO CONTRARIO
BARRAS CORRUGADAS DE ACERO GR60, FLUENCIA 4200 Kg/cm²



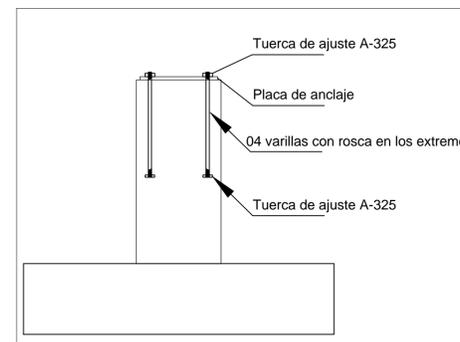
VISTA DETALLE "A"
ESC. 1/50



VISTA DETALLE "B"
ESC. 1/100

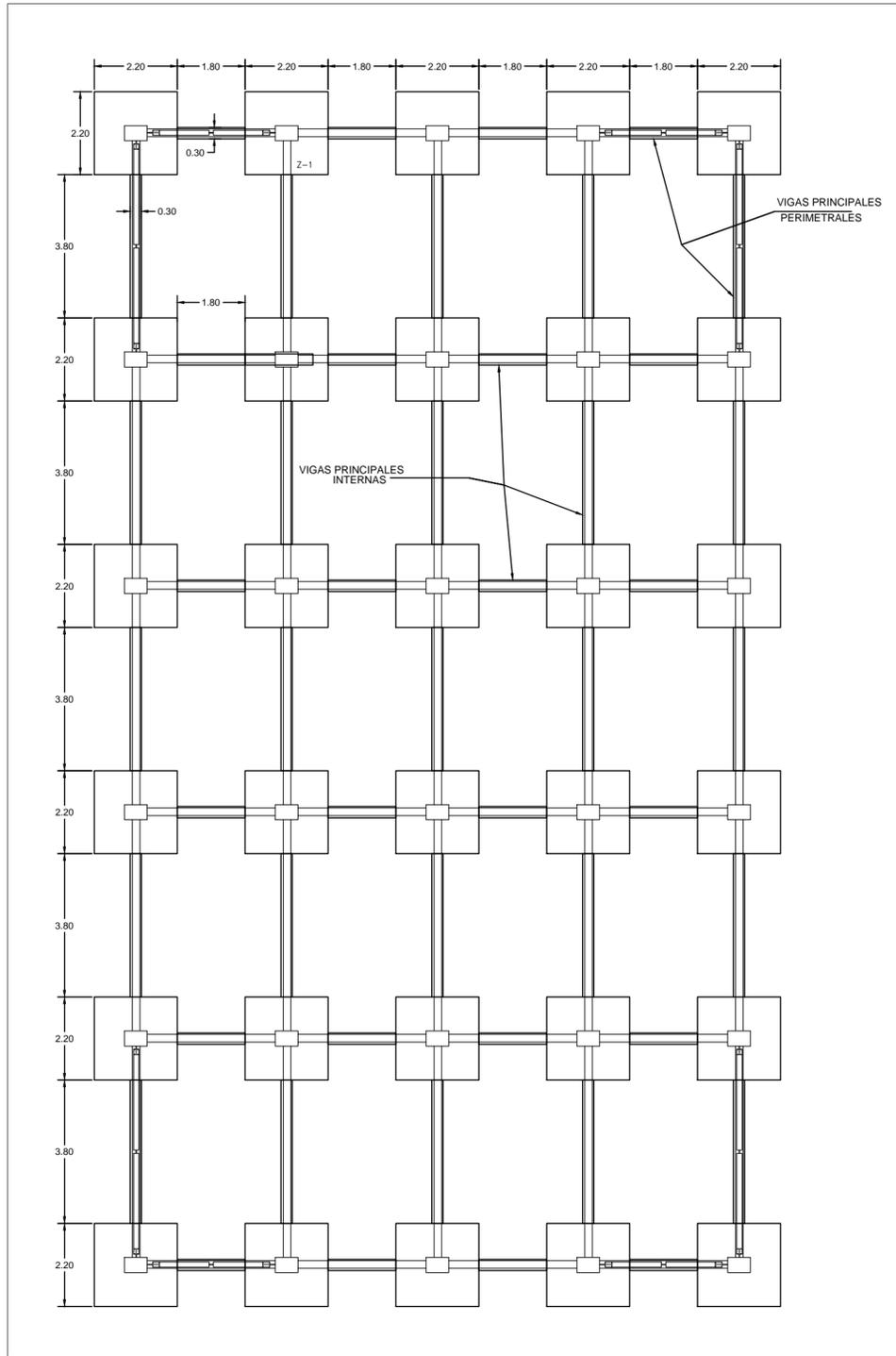


VISTA DETALLE "C"
ESC. 1/100



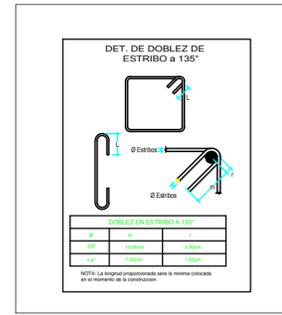
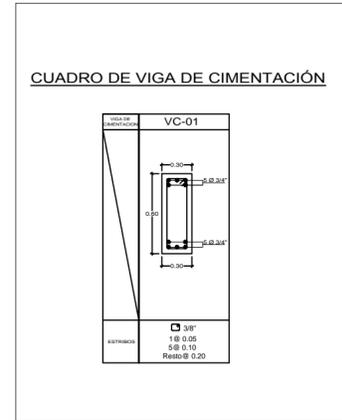
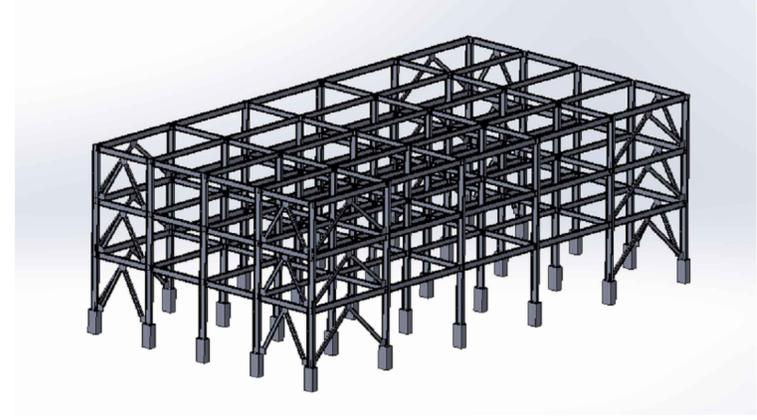
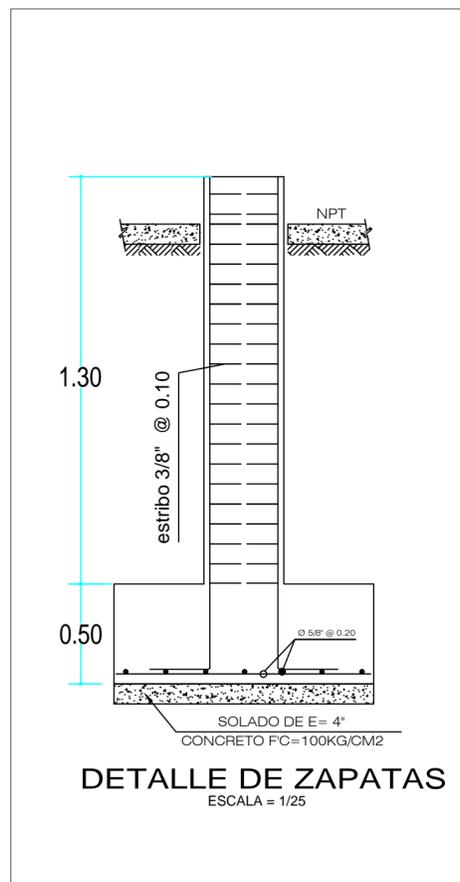
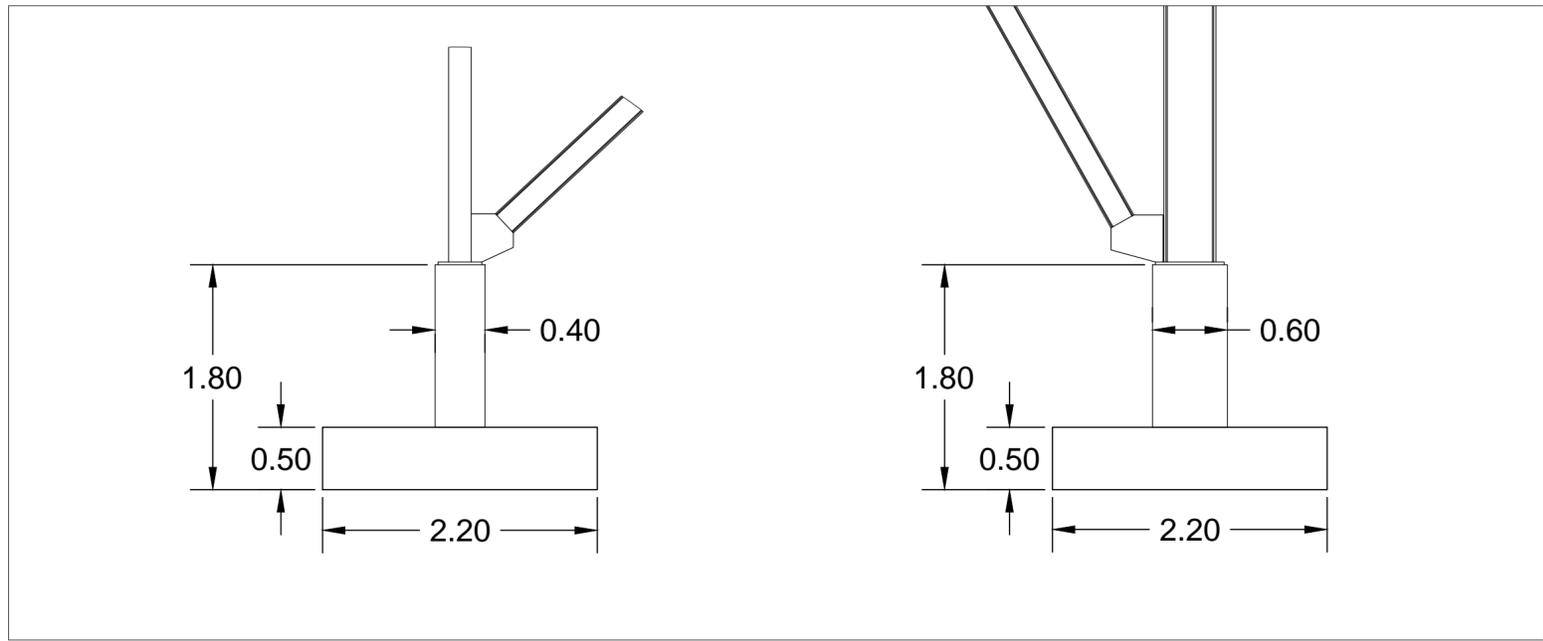
VISTA DE CORTE "E"
ESC. 1/20

	INSTITUCIÓN: UNIVERSIDAD PRIVADA DE TACNA FACULTAD DE INGENIERIA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL	
	PROYECTO: "DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN SISTEMA MODULAR DE ACERO PARA UN ALBERGUE TEMPORAL EN LA CIUDAD DE TACNA - 2020"	
PLANO: PLANO DE ESTRUCTURA METÁLICA		LAMINA N°: EM-01
TESISTA: BACH. RODOLFO FRANK PAREDES ZAMORA	UBICACION: LOCALIDAD : ASOC. VIV. SIMON BOLIVAR DISTRITO : CIUDAD NUEVA DEPARTAMENTO : TACNA PROVINCIA : TACNA	
ESCALA: INDICADA	FECHA: ENERO 2021	PROYECCION: UTM WGS84 - 19S



UBICACIÓN DEL ZAPATAS Y PEDESTALES

ESC. 1/125



	INSTITUCIÓN: UNIVERSIDAD PRIVADA DE TACNA FACULTAD DE INGENIERÍA ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL		LAMINA N°: E-01
	PROYECTO: "DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN SISTEMA MODULAR DE ACERO PARA UN ALBERGUE TEMPORAL EN LA CIUDAD DE TACNA - 2020"		
	PLANO: PLANO DE CIMENTACIONES		
	TESISTA: BACH. RODOLFO FRANK PAREDES ZAMORA		
ESCALA: INDICADA	FECHA: ENERO 2021	PROYECCION: UTM WGS84 - 19S	UBICACION: LOCALIDAD: ASOC. VIV. SIMON BOLIVAR DISTRITO: CIUDAD NUEVA DEPARTAMENTO: TACNA PROVINCIA: TACNA