



Universidad de San Carlos de Guatemala
Facultad de Ingeniería
Escuela de Ingeniería Civil

**GUÍA TEÓRICA-PRÁCTICA PARA EL CURSO DE DISEÑO ESTRUCTURAL 2,
DE LA ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL, FIUSAC**

José Estuardo Galindo Escobar

Asesorado por el Msc. Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera

Guatemala, abril de 2017

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**GUÍA TEÓRICA-PRÁCTICA PARA EL CURSO DE DISEÑO ESTRUCTURAL 2,
DE LA ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL, FIUSAC**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA

POR

JOSE ESTUARDO GALINDO ESCOBAR

ASESORADO POR EL MSC. ING. RONALD ESTUARDO GALINDO CABRERA

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, ABRIL DE 2017

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
VOCAL I	Ing. Angel Roberto Sic García
VOCAL II	Ing. Pablo Christian de León Rodríguez
VOCAL III	Ing. José Milton de León Bran
VOCAL IV	Br. Jurgen Andoni Ramírez Ramírez
VOCAL V	Br. Oscar Humberto Galicia Nuñez
SECRETARIA	Inga. Lesbia Magalí Herrera López

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
EXAMINADOR	Ing. Francisco Javier Quiñónez de la Cruz
EXAMINADOR	Ing. Carlos Salvador Gordillo García
EXAMINADOR	Ing. Marco Antonio García Díaz
SECRETARIA	Inga. Lesbia Magalí Herrera López

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

En cumplimiento con los preceptos que establece la ley de la Universidad de San Carlos de Guatemala, presento a su consideración mi trabajo de graduación titulado:

GUÍA TEÓRICA-PRÁCTICA PARA EL CURSO DE DISEÑO ESTRUCTURAL 2, DE LA ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL, FIUSAC

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 25 de febrero de 2016.

José Estuardo Galindo Escobar



Universidad de San Carlos de Guatemala
FACULTAD DE INGENIERÍA

<http://civil.ingenieria.usac.edu.gt>

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL



Guatemala,
27 de marzo de 2017

Ingeniero
Hugo Leonel Montenegro Franco
Director Escuela Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Universidad de San Carlos

Estimado Ingeniero Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación GUÍA TEÓRICA-PRÁCTICA PARA EL CURSO DE DISEÑO ESTRUCTURAL 2, DE LA ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL, FIUSAC desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil José Estuardo Galindo Escobar, con Carnet No. 201212794, quien contó con la asesoría del Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera

Considero este trabajo bien desarrollado y representa un aporte para la comunidad del área y habiendo cumplido con los objetivos del referido trabajo doy mi aprobación al mismo solicitando darle el trámite respectivo.

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS

Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera
Asesor y Jefe del Departamento de Estructuras



FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
ESTRUCTURAS
USAC

/mrrm.



Mas de 136 años de Trabajo y Mejora Continua



USAC
TRICENTENARIA
 Universidad de San Carlos de Guatemala
FACULTAD DE INGENIERÍA

<http://civil.ingenieria.usac.edu.gt>

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL



El director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor y del Coordinador del Departamento de Estructuras Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera, al trabajo de graduación del estudiante José Estuardo Galindo Escobar titulado GUÍA TEÓRICA-PRÁCTICA PARA EL CURSO DE DISEÑO ESTRUCTURAL 2, DE LA ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL, FIUSAC da por este medio su aprobación a dicho trabajo.

Hugo Leonel Montenegro Franco
 Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco



Guatemala, abril 2017
 /mrrm.



Mas de 136 años de Trabajo y Mejora Continua

Universidad de San Carlos
de Guatemala



Facultad de Ingeniería
Decanato

DTG. 170.2017

El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al Trabajo de Graduación titulado: **GUÍA TEÓRICA-PRÁCTICA PARA EL CURSO DE DISEÑO ESTRUCTURAL 2, DE LA ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL, FIUSAC**, presentado por el estudiante universitario: **José Estuardo Galindo Escobar**, y después de haber culminado las revisiones previas bajo la responsabilidad de las instancias correspondientes, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE:



Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
Decano

Guatemala, abril de 2017

/gdech



ACTO QUE DEDICO A:

Dios

Por regalarme la vida, por nunca dejarme solo y porque todo lo que he logrado y lograré será siempre en nombre y honra para Él, por ser Él quien da la sabiduría para poder llegar a alcanzar tan preciada meta.

Mi papá

Ronald Estuardo Galindo Cabrera, por ser mi mayor ejemplo, por ser mi mayor ídolo, por todas las enseñanzas, cariño, regaños que me ha brindado para cada día poder llegar a ser una mejor persona.

Mi mamá

Elicia de Jesús Escobar Rodríguez, por ser siempre esa fuerza extra que me ayuda a dar lo mejor de mí, por siempre estar pendiente de mí, por cuidarme y corregirme en cada etapa de mi vida.

Mi hermano

Ronald Daniel Galindo Escobar, por ser uno de los mayores ejemplos de mi vida, por siempre protegerme y siempre estar para mí, por ser mi mejor amigo desde el primer día de mi vida hasta el último.

Mis abuelos

Que influyeron en cada aspecto de mi vida, aunque no pude conocer a uno, sé que los tres que tengo en el cielo, aparte de mi abuela Juana Pereira, me estarán y me están cuidando siempre.

Mi familia en general

Por ser parte fundamental de esta meta alcanzada, por formar parte de mi vida y colaborar en la formación de la misma.

Mis amigos

Por estar en los momentos más importantes de mi vida y siempre apoyarme en toda decisión que tome y aconsejarme de las mismas.

AGRADECIMIENTOS A:

Dios	Porque para ÉL es todo lo que hago, por brindarme sabiduría, por regalarme la vida por nunca abandonarme y siempre estar para mí.
Mis padres	Por ser mis mayores ejemplos, porque todo lo que realizo y logro es por y para ustedes, por ser los mejores padres del mundo y cada día demostrármelo.
Mi hermano	Por siempre ser mi apoyo incondicional, por demostrarme cada día que se puede ser un gran profesional y una gran persona, por siempre estar allí.
Universidad de San Carlos de Guatemala	Por ser mi casa de estudios durante los últimos 5 años, por enseñarme el verdadero significado de ser sancarlista, de prepararme para ser el mejor profesional y ayudar a nuestra población, siempre con los pies sobre la tierra.
Escuela de Ingeniería Civil	Por darme la oportunidad de comenzar con otra de mis grandes metas, ser algún día catedrático de la Escuela de Ingeniería Civil y seguir manteniendo y mejorando el nivel de la

academia para poder seguir siendo la mejor escuela de la mejor facultad de la USAC.

**Colegio Para Varones
San Sebastián**

Por fomentar e inculcar en mí todos los valores que hasta hoy trato de realizar, por ser mi casa de estudios en una de las mejores épocas de mi vida, por inculcarme a seguir buscando la excelencia: “a tu sombra seremos mejores, los alumnos de San Sebastián”.

**El Congreso de
Estudiantes
de Ingeniería Civil
(CEIC 2016)**

Por forma parte de una de las mejores experiencias de mi vida, por brindarme su cariño y confianza, por formar parte de una nueva y curiosa familia; guatemaltecos, ticos, venezolano, salvadoreños y nicaragüenses.

Mis amigos en general

Tanto de promoción del Colegio Para Varones San Sebastián, de los diferentes grupos de estudios dentro de la carrera, como en general; por formar parte de uno de los primeros éxitos en mi vida profesional, por su ayuda incondicional, por sus consejos, por el tiempo que me han brindado cada uno de ustedes que me permitió llegar a ser lo que soy ahora.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.....	V
LISTA DE SÍMBOLOS	IX
GLOSARIO	XI
RESUMEN.....	XIII
OBJETIVOS.....	XV
INTRODUCCIÓN.....	XVII
1. CONCEPTOS BÁSICOS DE INGENIERÍA SÍSMICA APLICADA A MAMPOSTERÍA Y ACERO.....	1
1.1. Proceso de diseño estructural	1
1.1.1. Filosofías de diseño.....	2
1.1.1.1. Método LRFD	2
1.1.1.2. Método ASD	3
1.1.2. Diferencias entre el método LRFD y ASD	4
1.2. Situación sísmica en Guatemala	5
1.3. Origen de los sismos	8
1.3.1. Clases de sismos.....	8
1.3.1.1. Tipos de ondas	10
1.3.1.1.1. Espectro de respuesta..	12
1.4. Tipos de estructuras	14
1.4.1. Mampostería reforzada.....	15
1.4.1.1. Ventajas.....	15
1.4.2. Unidades de mampostería.....	16
1.4.2.1. Ladrillo de barro cocido	16
1.4.2.2. Bloques de concreto	18

1.4.2.3.	Mortero	21
1.4.2.3.1.	Proporciones de los componentes de morteros	22
1.4.2.4.	Graut	22
1.4.2.5.	Acero de refuerzo	23
1.4.2.6.	Prisma	24
1.4.2.7.	Acero estructural	26
1.4.3.	Ventajas del acero como material estructural.....	27
1.4.4.	Desventajas del acero como material estructural	28
1.4.5.	Sistema de arriostamiento lateral (embreizado)	28
1.5.	Diagonal simple.....	30
1.6.	Diagonal doble	31
1.6.1.	Otras formas de embreizado	32
2.	INTRODUCCIÓN AL ANÁLISIS Y DISEÑO DE MAMPOSTERÍA REFORZADA.....	35
2.1.	Revisión de normas guatemaltecas de mampostería reforzada: NSE y FHA.....	35
2.1.1.	Muros reforzados interiormente.....	35
2.1.2.	Tamaño de sisas	36
2.1.3.	Inyección graut	36
2.1.4.	Espesor mínimo para muros	36
2.1.5.	Relación de esbeltez para muros	36
2.1.6.	Dimensiones mínimas para columnas aisladas.....	37
2.1.7.	Relación esbeltez para columnas aisladas.....	37
2.2.	Requisitos para el acero de refuerzo.....	37
2.2.1.	Separación entre barras	37
2.2.2.	Recubrimiento mínimo.....	37

2.2.3.	Porcentaje de refuerzo en muro	37
2.2.4.	Requisitos para el refuerzo vertical.....	38
2.2.5.	Separación del refuerzo vertical	38
2.2.6.	Porcentaje de refuerzo mínimo para columnas aisladas	39
2.2.7.	Refuerzo longitudinal para columnas aisladas.....	39
2.2.8.	Esfuerzos admisibles.....	40
2.2.9.	Esfuerzo de compresión por flexión (f_b).....	40
2.2.10.	Esfuerzo de corte (f_v)	41
2.2.11.	Esfuerzo de tensión (f_s)	41
2.3.	Muros de corte.....	41
2.3.1.	Espaciamiento de refuerzo	41
2.3.2.	Refuerzo horizontal.....	41
2.3.3.	Refuerzo vertical.....	42
2.3.4.	Muros confinados	42
2.3.5.	Tamaño sisas	42
2.3.6.	Espesor mínimo para muros.....	42
2.3.7.	Relación de esbeltez para muros	43
2.3.8.	Dimensiones mínimas de soleras.....	43
2.3.9.	Sillares.....	43
2.3.10.	Área mínima de acero	43
2.3.11.	Tipos de solera	43
2.3.12.	Acero de refuerzo mínimo en las soleras	44
2.4.	Resistencia de concreto para soleras, sillares y dinteles	44
2.4.1.	Recubrimiento mínimo.....	45
2.4.2.	Área mínima de acero	45
2.4.3.	Tipos de refuerzo vertical	45
2.4.4.	Resistencia del concreto para refuerzos verticales.....	46

2.4.5.	Recubrimiento mínimo.....	46
2.5.	Requisitos de sismorresistencia para edificaciones tipo cajón.....	46
2.5.1.	Requisitos de análisis por carga lateral.....	46
2.5.2.	Excentricidad accidental.....	46
2.5.3.	Normas FHA.....	47
2.6.	Pasos de diseño sismorresistente simplificado	48
2.7.	Refuerzo de la mampostería	48
2.8.	Parte práctica	49
3.	INTRODUCCIÓN AL DISEÑO EN ACERO	59
3.1.	Diseño a corte, tensión, flexión y flexo compresión (AISC 2005).....	60
3.1.1.	Vigas	60
3.1.2.	Columnas	62
3.1.2.1.	Diseño por tensión	64
3.1.2.2.	Diseño por flexión un eje	65
3.2.	Diseño viga secundaria.....	65
3.3.	Diseño viga principal	72
3.4.	Diseño columna	79
	CONCLUSIONES.....	85
	RECOMENDACIONES	87
	BIBLIOGRAFÍA.....	89
	APÉNDICES.....	93
	ANEXOS.....	115

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Zonificación sísmica de la República de Guatemala	7
2.	Características de un sismo	9
3.	Representación de ondas primarias, secundarias y superficiales	11
4.	Ondas superficiales.....	11
5.	PSA pseudo-espectro de respuesta de aceleración	13
6.	PGA aceleración máxima del terreno.....	14
7.	Gráfica UBC para la esbeltez del prisma	25
8.	Uso diagonal simple.....	31
9.	Uso diagonal doble.....	32
10.	Uso de redundantes.....	33
11.	Uso de breizas auxiliares	34
12.	Mampostería sin refuerzo.....	48
13.	Área tributaria de la losa	50
14.	Carga lateral y axial del muro.....	53
15.	Cargas de diseño de refuerzo horizontal.....	56
16.	Diagrama de esfuerzos combinados	57
17.	Armado del refuerzo horizontal y vertical del muro	58
18.	Parte de viga tipo I	61
19.	Combinación de viga tipo I	61
20.	Esquema columna.....	63
21.	Planta del proyecto.....	66
22.	Sección de fundición	66
23.	Perfiles a utilizar	69

24.	Sección viga principal – viga secundaria	71
25.	Sección marco de estructura metálica	72
26.	Planta del proyecto	72
27.	Sección de fundición.....	73
28.	Carga distribuida en marcos estructurales.....	74
29.	Análisis estructural.....	75
30.	Envolvente de momentos	76
31.	Perfil a utilizar W24X55.....	77
32.	Perfil prefabricada.....	78
33.	Sección columna.....	79
34.	Longitud efectiva.....	81
35.	Tablas columnas AISC 05	82

TABLAS

I.	Requisitos para la elaboración del ladrillo de barro cocido, tayuyo, perforado y tubular.....	17
II.	Características de los bloques de concreto DT doble tabique	20
III.	Características de los bloques de concreto (UT) un tabique	20
IV.	Proporciones estándar de morteros.....	22
V.	Proporciones de Graut.....	23
VI.	Refuerzo mínimo vertical	38
VII.	Espaciamiento del refuerzo vertical	39
VIII.	Resistencia a compresión del mortero.....	40
IX.	Acero de refuerzo mínimo en las soleras.....	44
X.	Refuerzo vertical para edificaciones de dos niveles	45
XI.	Refuerzo vertical para edificaciones de un nivel.....	45
XII.	Valores del factor de longitud efectiva K.....	64
XIII.	Resultados momentos por medio de análisis estructural.....	75

XIV.	Resultados de combinaciones de carga.....	76
------	---	----

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
h	Altura libre del muro
ACI	American Concrete Institute
$A_{S \text{ MAX}}$	Área de acero máxima
$A_{S \text{ MIN}}$	Área de acero mínimo
$A_{S \text{ REQ}}$	Área de acero requerida
Ae	Área efectiva de la unidad de construcción a utilizar
A	Área en cm^2
A_T	Área tributaria
P_T	Carga axial puntual
S	Carga de nieve
CW	Carga de viento
CM	Carga muerta
CS	Carga sismo
CV	Carga viva
L_r	Carga viva de servicio de techo
m^2	Dimensional de área, metro cuadrado
m	Dimensional de longitud, metro
m^3	Dimensional de volumen, metro cúbico
C	Distancia de la fibra más alejada del eje neutro
H	Empuje de suelos
Fb	Esfuerzo en la fibra más alejada
t	Espesor del muro
k	Factor de rigidez [1 – 3]

$P_{C\ INF}$	Fuerza cordón inferior
I	Inercia de la sección transversal del elemento
F	Inundación
Kg/cm^2	Kilogramos sobre centímetro cuadrado
Kg/cm^3	Kilogramos sobre centímetro cúbico
L	Luz libre
M_f	Masa final del ladrillo en gramos
M_i	Masa inicial del ladrillo en gramos
E	Módulo de Young del material
M	Momento actuante sobre el elemento
M_D	Momento de diseño
$P_{P\ COST}$	Peso propio costanera
$P_{P\ VP}$	Peso propio viga principal
f'_m	Resistencia a la compresión de la mampostería
f'_c	Resistencia especificada a la compresión del concreto
f_y	Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo no preesforzado
Ra	Resistencia requerida

GLOSARIO

AGIES	Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica.
AISC	American Institute of Steel Construction.
Área bruta	Área normal al eje de los huecos sin descontar al área ocupada por estos. Se obtiene de multiplicar sus dimensiones: largo por ancho.
Área neta	Área bruta, descontando el área de los huecos.
ASD	<i>Allowable Stress Design</i> diseño por esfuerzo permisibles.
Carga muerta	Cargas permanentes soportadas por un elemento, según se define en la ordenanza general de construcción, sin mayorar.
Carga viva	Cargas de ocupación en edificios. Pueden estar total o parcialmente en su sitio o no estar presentes y pueden cambiar su ubicación.
Esfuerzo	Fuerza que actúa sobre un cuerpo y que tiende a estirla (tracción), aplastarla (compresión), doblarla (flexión), cortarla (corte) o retorcerla (torsión).

Graut	Es un material cementicio que está conformado por cemento, arena, grava fina y la cantidad necesaria de agua que le proporcione una consistencia fluida para que tenga trabajabilidad.
FHA	Instituto de Fomento de Hipotecas Aseguradas.
FIUSAC	Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala.
LRFD	<i>Load and resistance factor design</i> , diseño por factores de carga y resistencia o estados límites.
Mampostería	Está conformada por muros construidos con piezas prismáticas de piedra artificial, macizas o con celdas, unidas con mortero aglutinante y reforzadas con concreto y acero ya sea confinado o integral.
Mortero	Está constituido por la unión de un aglomerante, cemento y/o cal y un agregado inerte, arena de río u otro, amasado con cierta cantidad de agua, produciéndose una mezcla pastosa homogénea.
Rigidez	Capacidad de un objeto sólido o elemento estructural para soportar esfuerzos sin adquirir grandes deformaciones o desplazamientos.

RESUMEN

El presente trabajo de graduación fue elaborado para ser una herramienta para el estudiante del curso Diseño Estructural 2 de la Escuela de Ingeniería Civil, FIUSAC, y para los profesionales que quisieran verificar términos y procedimientos de diferentes criterios de diseño. El trabajo de graduación inicia planteando el uso de diferentes tipos de filosofías de diseño como ASD o LRFD para el diseño estructural en mampostería reforzada y en acero, según normativas o códigos nacionales e internacionales.

Facilita la realización de un estudio o análisis, toma en consideración todos los aspectos considerables y, sigue los siguientes pasos: su coeficiente sísmico, utiliza el método simplificado en el tema de mampostería reforzada y se basa en la filosofía de diseño de esfuerzo permisible para estructuras metálicas; de esta manera, el lector se dará cuenta de los criterios que llevan las distintas metodologías para realizar un diseño eficiente.

En el capítulo uno se hace una breve introducción al estudio de sismología, se plantea el estado actual de Guatemala con sus diferentes placas tectónicas y los parámetros a utilizar como medida de seguridad al momento de un cálculo de coeficiente sísmico.

El capítulo dos plantea una parte teórica y otra práctica de los diferentes parámetros que se tienen en la mampostería reforzada en nuestro medio y de los chequeos mínimos a realizar.

El capítulo tres presenta una parte teórica y otra práctica sobre los chequeos mínimos a realizar en el diseño en acero y los conceptos básicos a considerar en este tipo de diseño.

Como un aporte extra al programa de estudios del curso de Diseño Estructural 2, en los anexos de este trabajo de graduación se detalla el procedimiento de cálculo para la elaboración de costaneras y de Joist según el American Institute of Steel Construction (AISC), ya que este tipo de temas son de gran importancia para los futuros profesionales y para las personas que ejercen dicho cargo.

OBJETIVOS

General

Proporcionar una guía teórica que sirva de fuente de consulta y que se detalle el proceso del diseño de estructuras en mampostería y en acero y los conceptos básicos de ingeniería sísmica aplicada en estos diseños.

Específicos

1. Aplicar los conocimientos relacionados con la ingeniería sísmica y la situación sísmica de Guatemala.
2. Aplicar los conceptos básicos relacionados al diseño de mampostería reforzada y ejemplificar su proceso de diseño.
3. Aplicar los conceptos básicos relacionados al diseño de acero y ejemplificar su proceso de diseño.

INTRODUCCIÓN

Debido al frecuente avance académico en todos los sectores de la ingeniería civil, es de vital importancia la preparación de los estudiantes en el diseño estructural en mampostería reforzada y en acero sin dejar a un lado la importancia de la ingeniería sísmica, de suma importancia en nuestro país debido a su gran actividad sísmica. El diseño estructural está necesariamente ligado a reglamentos y normas que cambian frecuentemente a medida que se incorporan nuevos conocimientos y técnicas.

El propósito es condensar la información de forma ordenada y de fácil entendimiento en su interpretación para cada diseño dependiendo el material utilizado para guiar eficazmente al estudiante en la toma de decisiones y criterios en el diseño estructural.

1. CONCEPTOS BÁSICOS DE INGENIERÍA SÍSMICA APLICADA A MAMPOSTERÍA Y ACERO

1.1. Proceso de diseño estructural

Diseño es la actividad para determinar formas y dimensiones de un objeto; de tal forma se refiere al diseño estructural como a lo realizado por un ingeniero civil con el fin de definir las dimensiones y características de la estructura. El diseño es un proceso creativo donde se definen las características del sistema para que trabaje de forma óptima, equilibrando las fuerzas a las que está sometido y que resista las solicitaciones sin colapso o con un mal comportamiento (deformaciones excesivas).

El diseño estructural es una parte fundamental del proceso de una obra civil en el cual se definen las características de la construcción que se deben cumplir para que los elementos y la estructura se desempeñen de la forma estimada.

El diseño estructural cuenta con un proceso muy detallado y de diferentes criterios, lo que se puede asegurar es que tiende a una forma natural de una creciente automatización. Este proceso depende del acierto que se haya tenido al momento de predimensionar, realizar los cálculos respectivos y proponer el armado final ya que queda a un criterio variado dependiendo del ingeniero estructural diseñador, por lo cual se reitera su complejidad y sus diferentes mecanismos para proponer un diseño estructural final.

El diseño estructural implica: la necesidad del cliente, el diseño arquitectónico, definir el sistema estructural, los materiales, predimensionamiento estructural, integración de cargas (carga viva, carga muerta, empuje de tierra y fluidos, cargas de viento, carga de sismo), análisis estructural de la cargas aplicadas (métodos de análisis), diseño de los elementos estructurales (cálculo), la corrección de predimensionamientos, planos arquitectónicos y dibujo de planos.

1.1.1. Filosofías de diseño

Existen dos filosofías de diseño fundamentales con las cuales se trabajará este curso:

- Método de diseño por factores de carga y resistencia (método LRFD)
- Método de diseño por esfuerzos permisibles (método ASD)

1.1.1.1. Método LRFD

Load and resistance factor design por sus siglas en inglés LRFD; en este método se refleja el grado de incertidumbre de las diferentes cargas y de sus combinaciones y de la exactitud del tipo de resistencia pronosticada.

Este método es una herramienta disponible más racional que el método ASD; permite cambios con mucha más facilidad que el método ASD; se puede adaptar a solicitaciones no consideradas, una de sus mayores características es que permite compatibilizar diseños con distintos materiales.

Combinaciones de carga American Concrete Institute (ACI 318S-14) según sección 5.3, tabla 5.3.1.

- $1,4D$
- $1,2D + 1,6L + 0,5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$
- $1,2D + 1,6(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) + (L_r \text{ ó } 0,5W)$
- $1,2D + W + L + 0,5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$
- $1,2D + E + L + 0,2S$
- $0,9D + W$
- $0,9D + E$

Los factores de carga del método LRFD están basados en valores estadísticos de las cargas. Son independientes del material y son aplicables a estructuras de cualquier tipo. Sus factores de resistencia son en general menores a la unidad y tienen en cuenta lo siguiente:

La variación de la resistencia del material (F_y) y del módulo de elasticidad (E). Las incertidumbres relacionadas con la fabricación, incluyendo las variaciones en las propiedades geométricas producidas por el laminado, tolerancias de fabricación y de soldadura, distorsiones iniciales, efectos producidos en el montaje, entre otros.

Las incertidumbres de las hipótesis utilizadas al determinar la resistencia a partir de los modelos de cálculo. Estas incertidumbres pueden ser el resultado del uso de aproximaciones en lugar de fórmulas teóricas exactas y de hipótesis como la elasticidad perfecta, la plasticidad perfecta, homogeneidad, etc.

1.1.1.2. Método ASD

Allowable stress design, por sus siglas en inglés ASD, en este método se comparan los esfuerzos reales con esfuerzos, los permisibles, donde los esfuerzos permisibles cuentan con un factor de seguridad.

$$\sum \text{Esfuerzos reales} = \frac{\text{Esfuerzos permisibles}}{\text{Factor de seguridad}} \quad [\text{Ec, 1}]$$

En la ecuación 1, el lado izquierdo de dicha ecuación representa a los esfuerzos reales y el lado derecho, a los esfuerzos permisibles.

En general, se sigue utilizando con mayor frecuencia este método para el uso de rehabilitación y/o reparación de estructuras antiguas por la trascendencia que el método tiene.

Combinaciones de carga ASCE Standard ASCE/SEI 7-10 según sección 2.4.1.

- D
- D + L
- D + (Lr o S o R)
- D + 0,75L + 0,75(Lr or S or R)
- D + (0,6W or 0,7E)
- D + 0,75L + 0,75(0,6W) + 0,75(Lr o S o R)
- D + 0,75L + 0,75(0,7E) + 0,75S
- 0,6D + 0,6W

1.1.2. Diferencias entre el método LRFD y ASD

El método LRFD utiliza factores separados para cada carga y para cada tipo de resistencia. Para establecer esos factores apropiados fue necesario realizar una considerable cantidad de investigaciones. Mediante este método es posible lograr una confiabilidad más uniforme porque los diferentes factores (de carga y resistencia) mencionados reflejan el grado de incertidumbre de las

diferentes cargas y sus combinaciones y de la exactitud del tipo de resistencia pronosticada.

El método ASD se caracteriza por el uso de cargas de trabajo no factorizadas, con la adopción simultánea de un coeficiente o factor único de seguridad (F_s) aplicado a la resistencia nominal (media o característica).

El método LRFD representa un avance más notable sobre el método ASD, debido a que el método LRFD permite tomar en cuenta diferentes grados de incertidumbre y una gran variabilidad en la estimación de cargas y resistencias. El método LRFD provee la incorporación de modelos probabilísticos que permiten una confiabilidad en el diseño. El método LRFD provee una base más racional de lo que pueda proveer el método ASD.

1.2. Situación sísmica en Guatemala

El estudio de los terremotos es útil para disminuir los daños que producen, y aun cuando no es posible saber cuándo y dónde ocurrirá el próximo terremoto, sí hay seguridad de que habrá más según lo demuestra la evidencia geológica, los registros históricos y la información instrumental. La forma más eficaz y económica ante cualquier tipo de amenaza es la prevención. Las medidas preventivas contemplan una gran cantidad de acciones: educación a nivel escolar, código o normas de construcción, uso adecuado del suelo y sus recursos, planes de emergencia, etc. Se puede apreciar que esta es una tarea multidisciplinaria que involucra a toda la sociedad.

Guatemala es de extremos y altos contrastes si se refiere a la actividad sísmica; el país se localiza en el área de convergencia de tres placas

tectónicas; la frecuencia con la que los sismos ocurren en el país es relativamente alta si se le compara con su extensión territorial.

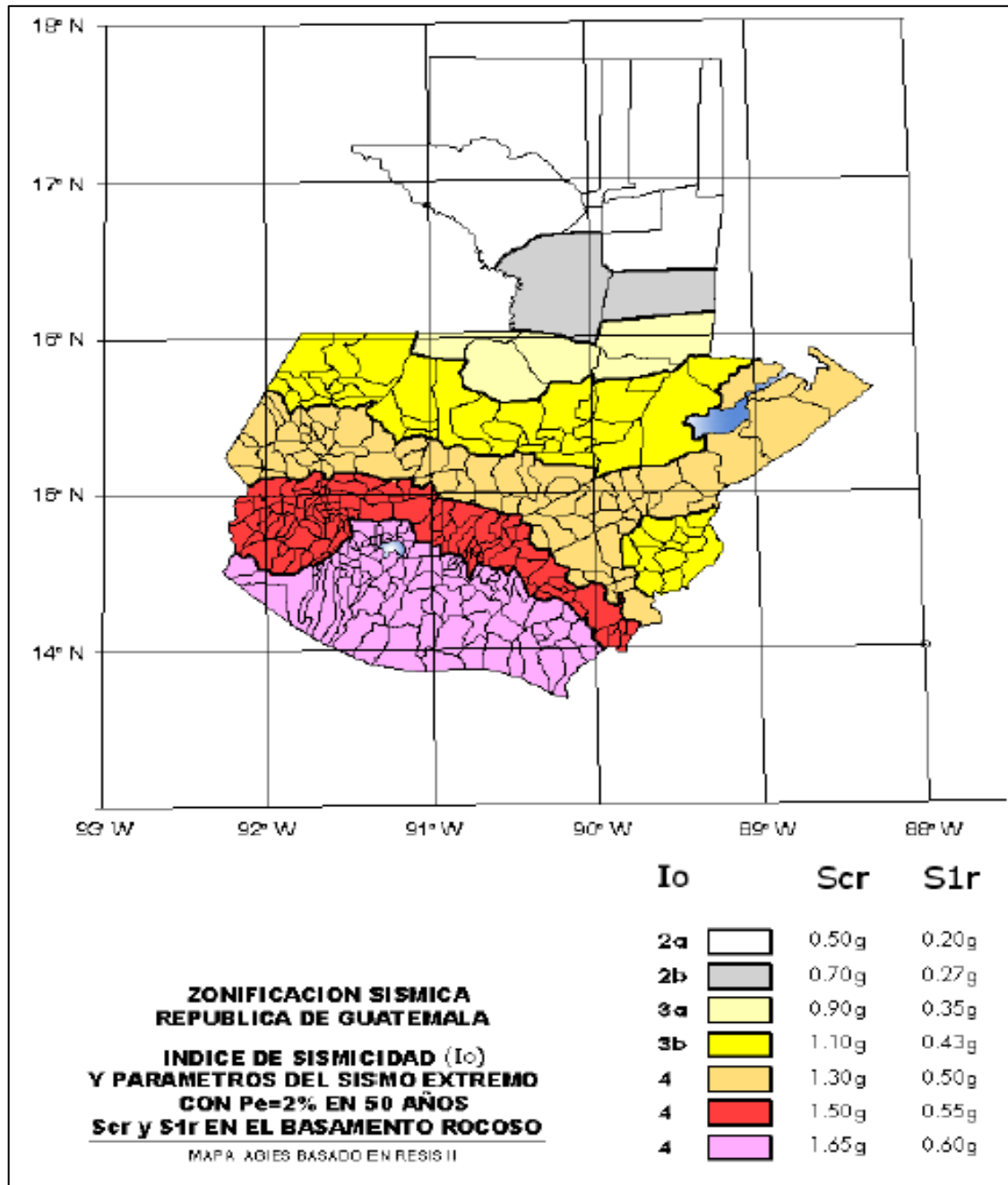
El territorio nacional está ubicado en tres placas tectónicas: Norteamérica, Caribe y Cocos. Los movimientos relativos entre estas determinan los principales rasgos topográficos del país y la distribución de los terremotos y volcanes.

El contacto entre las placas de Norteamérica y Caribe es de tipo transcurrente. Su manifestación en la superficie son las fallas de Chixoy-Polochic y Motagua.

El contacto entre las placas de Cocos y del Caribe es de tipo convergente: la placa de Cocos se mete por debajo de la placa del Caribe (fenómeno conocido como subducción).

Este proceso da origen a una gran cantidad de temblores y formación de volcanes. El contacto entre estas dos placas está aproximadamente a 50 km frente a las costas del Océano Pacífico.

Figura 1. Zonificación sísmica de la República de Guatemala



Fuente: AGIES. 2010 NSE-2. p. 14.

1.3. Origen de los sismos

Los sismos tectónicos se suelen producir en zonas donde la concentración de fuerzas generadas por los límites de las placas tectónicas da lugar a movimientos de reajuste en el interior y en la superficie de la tierra. Por eso los sismos de origen tectónico están íntimamente asociados con la formación de fallas geológicas. Suelen producirse al final del denominado ciclo sísmico, período de tiempo durante el cual se acumula la deformación en el interior de la tierra que más tarde se liberará repentinamente. Dicha liberación corresponde con el terremoto tras el cual la deformación comienza a acumularse nuevamente.

A pesar de que la tectónica de placas y la actividad volcánica son las principales causas por las que se producen los terremotos, existen otros muchos factores que pueden dar lugar a temblores de tierra: desprendimientos de rocas en las laderas de las montañas, hundimiento de cavernas, variaciones bruscas en la presión atmosférica por ciclones e incluso actividad humana. Estos mecanismos generan eventos de baja magnitud que generalmente caen en el rango de microsismos, temblores que solo pueden ser detectados por sismógrafos.

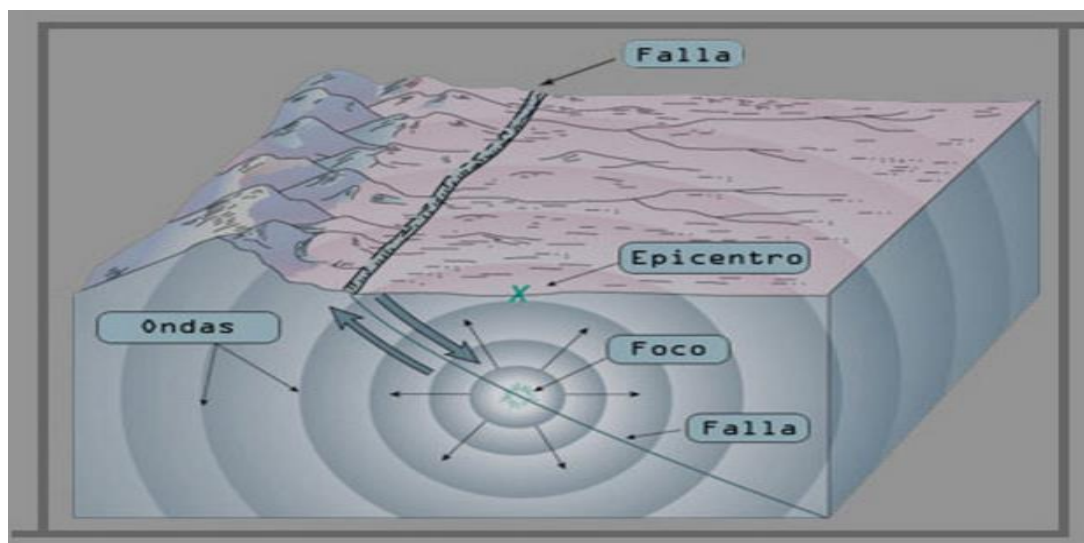
1.3.1. Clases de sismos

- Volcánicos: directamente relacionados con las erupciones volcánicas. Son de poca intensidad y dejan de percibirse a cierta distancia del volcán.
- Tectónicos: originados por ajustes en la litosfera. El hipocentro suele encontrarse localizado a 10 o 25 kilómetros de profundidad, aunque en

algunos casos se llegan a detectar profundidades de hasta 70 kilómetros y también pueden ser más superficiales. Se producen por el rebote elástico que acompaña a un desplazamiento de falla.

- Batisismos: su origen no está del todo claro, caracterizándose porque el hipocentro se encuentra localizado a enormes profundidades (300 a 700 kilómetros), fuera ya de los límites de la litosfera.

Figura 2. **Características de un sismo**



Fuente: *Características de un sismo*. <http://redescolar.ilce.edu.mx>. Consulta: 25 de febrero de 2016.

El papel de las ciencias de la tierra, entre ellas, la sismología, es estudiar el fenómeno natural e identificar los factores que pueden producir daños en determinado lugar. Esto se conoce como evaluación de la amenaza o peligro; en el caso de los terremotos se denomina evaluación de la amenaza sísmica. La sismología es la ciencia que estudia los terremotos. Implica la observación

de las vibraciones naturales del terreno y de las señales sísmicas generadas de forma artificial. Como rama de la geofísica, la sismología ha aportado contribuciones esenciales a la comprensión de la tectónica de placas, la estructura del interior de la tierra, la predicción de terremotos.

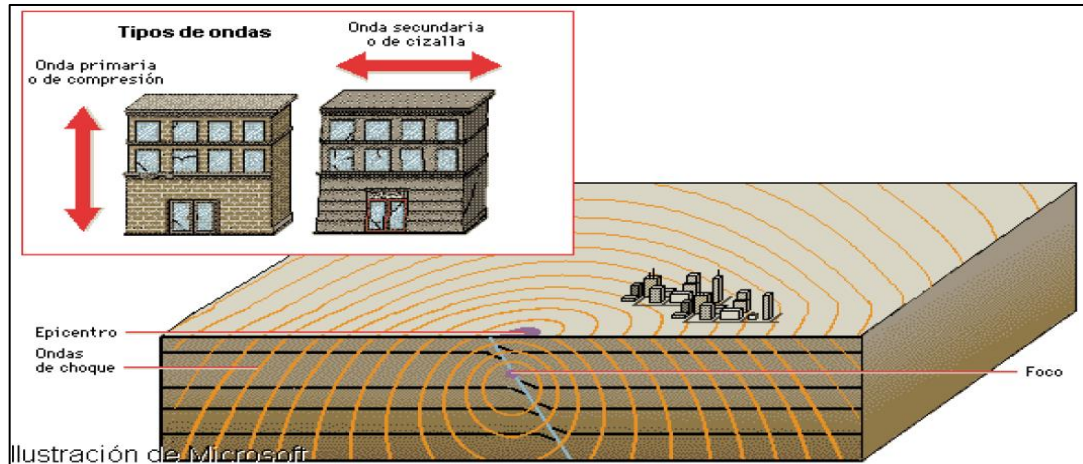
La investigación sismológica básica se concentra en la mejor comprensión del origen y propagación de los terremotos y de la estructura interna de la tierra.

Según la teoría elástica del rebote, la tensión acumulada durante muchos años se libera de manera brusca en forma de vibraciones sísmicas intensas por movimientos de las fallas. Los terremotos se miden de acuerdo a las consecuencias materiales con la escala de Mercalli y según la intensidad del sismo en sí mismo, con la escala de Richter.

1.3.1.1. Tipos de ondas

- Ondas P (primarias): son las más rápidas y son capaces de atravesar elementos sólidos, líquidos y gaseosos. Su máxima velocidad la alcanzan en los sólidos.
- Ondas S (secundarias): son más lentas que las ondas P y no atraviesan elementos líquidos.
- Ondas L (largas o superficiales): son lentas, ondulantes y solo se mueven en la corteza terrestre o capa superior de la tierra.

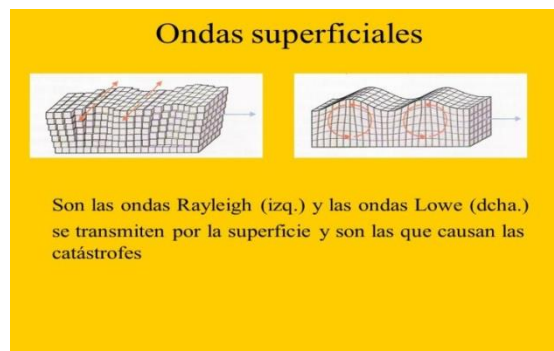
Figura 3. **Representación de ondas primarias, secundarias y superficiales**



Fuente: elaboración propia, utilizando Microsoft, Home 1995.

Además de las ondas P y S, hay dos ondas de superficie: ondas L o Love que producen movimientos horizontales del suelo y las ondas Rayleigh o R que producen movimientos verticales. Estas ondas viajan a gran velocidad y su propagación se produce sobre la superficie de la tierra.

Figura 4. **Ondas superficiales**



Fuente: BOLT, Bruce. *Earthquakes*. p. 8.

- Aceleración del suelo: las vibraciones del suelo producidos por movimiento sísmico en un sitio específico dependen de la proximidad de este a la fuente de origen, de las características del sitio y de la atenuación de la aceleración pico.
- Respuesta dinámica de la estructura: las cargas gravitatorias que actúan sobre la estructura son fuerzas estáticas las cuales son independientes del tiempo; en cambio, las fuerzas sísmicas que actúan en la estructura por efecto de la vibración variable del suelo causan una respuesta dependiente del tiempo. La respuesta generada depende de la magnitud y duración de la excitación, de las propiedades dinámicas de la estructura y de las características de los depósitos de suelo en el lugar. La vibración del suelo se amplifica en la estructura dependiendo del periodo fundamental de esta, en mayor o menor medida.

Dentro de los aspectos geológicos que influyen en la aceleración del suelo se tienen: formaciones de rocas, contenido de frecuencia del movimiento, distancia del epicentro y tipo de suelo. A medida que aumenta la distancia, el movimiento presenta menores frecuencias. En cuanto al suelo, los suelos blandos tienen baja frecuencia propia y tienden a amplificarse.

1.3.1.1.1. Espectro de respuesta

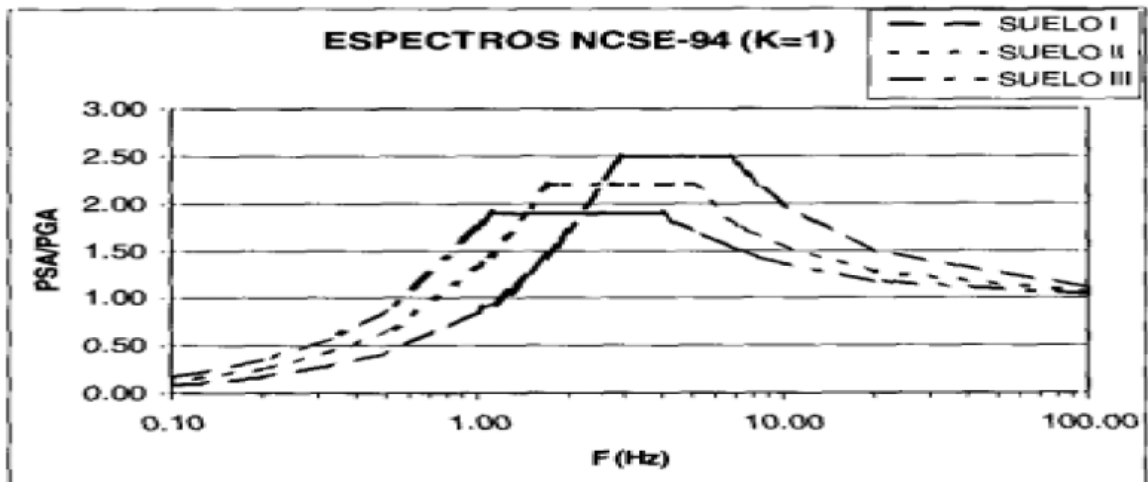
Es un valor utilizado en los cálculos de ingeniería sísmica que mide la reacción de una estructura ante la vibración del suelo que la soporta.

Existen diferentes tipos de espectros de respuesta según la reacción que se quiera comparar: espectro de respuesta de velocidad, espectro de respuesta

de deformación. El más habitual en cálculos sísmicos es el espectro elástico de respuesta, que relaciona la aceleración.

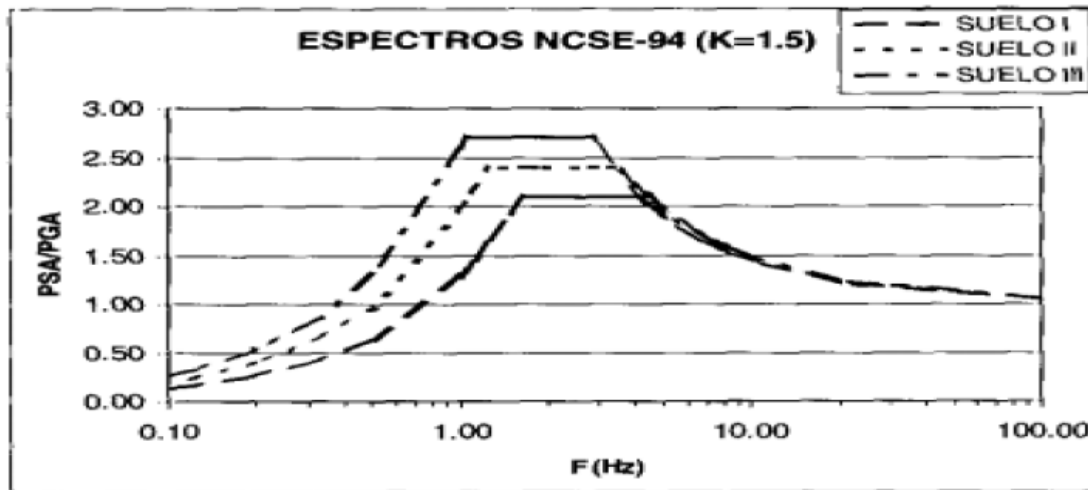
De forma más concisa, el espectro de respuesta es la representación gráfica de cómo interpretar un acelerograma, el cual es parte de cómo se puede desplazar una onda sísmica por medios geológicos o sistemas de rocas en la corteza terrestre. Dentro del cálculo es necesario un coeficiente del terreno tipo C y un coeficiente de contribución llamado K cuyo objetivo final es valorar la influencia en el espectro de respuesta de los terremotos. A continuación, se muestran las formas espectrales (factores de amplificación) para las tres clases de suelo y valores extremos del coeficiente K.

Figura 5. **PSA pseudo-espectro de respuesta de aceleración**



Fuente: elaboración propia, utilizando Microsoft, Home 1995.

Figura 6. **PGA aceleración máxima del terreno**



Fuente: elaboración propia, utilizando Microsoft, Home 1995.

Donde

- $C = 1,0$ para terrenos tipo I (roca compactada).
- $C = 1,4$ para terrenos tipo II (suelo de compactación media a dura).
- $C = 1,8$ para terrenos tipo III (suelo granular suelto, cohesivo medio a blando).

El factor de calidad de las rocas se conoce como Q o constante de absorción.

1.4. Tipos de estructuras

El curso Diseño Estructural 2 de la Escuela de Ingeniería Civil, FIUSAC, básicamente trabaja con dos materiales diferentes: la mampostería reforzada como en conjunto y el acero estructural.

1.4.1. Mampostería reforzada

Es un sistema rígido, por lo tanto, su desplazamiento lateral durante un evento sísmico es muy bajo y presenta daños mínimos en los acabados. Hace parte del sistema denominado muros de carga.

Dentro de los edificios de mampostería estructural se destacan los elaborados con unidades de arcilla cocida, por lo tanto, tienen una gran aceptación tanto técnica y estética.

En la vivienda y, en general, en todo tipo de edificación donde se aplique este sistema obtiene la funcionalidad por ser, a la vez, estructura de soporte, conformar los espacios y presentar un acabado agradable estéticamente. Se tienen diferentes tipos de mampostería estructural: reforzada, parcialmente reforzada o confinada.

1.4.1.1. Ventajas

- Es el sistema estructural más económico, conocido y utilizado en nuestro medio.
- Resistente a los agentes nocivos del medio ambiente.
- La mano de obra calificada es de fácil consecución.
- Debido a la respuesta flexible, tolera mejor la fuerza sísmica; además, tiene gran capacidad de disipar energía.
- Permite el planteamiento de estructuras sencillas lo que hace más eficientes.
- Las estructuras con este sistema cumplen tres funciones: estructura, conformación de los espacios (sirve como divisorio) y acabado (ofrece su textura la estética que satisface al usuario).

- Todos sus componentes son de fácil consecución y en diferentes calidades.

Los materiales con que se conforman los muros de mampostería son: unidades prefabricadas para levantado o mampuestos, morteros, grout si es mampostería integral o reforzada interiormente, concreto si es mampostería confinada y acero de refuerzo

1.4.2. Unidades de mampostería

Son las unidades prefabricadas usadas para el levantado de los muros de mampostería reforzada, generalmente, son ladrillos de barro cocido o bloques huecos de concreto cuya función básica será dividir los ambientes y su función estructural es soportar esfuerzos de compresión.

1.4.2.1. Ladrillo de barro cocido

Estas unidades de mampostería están hechas básicamente de barro o arcilla; se le puede adicionar otros materiales; están moldeados o extraídos con forma rectangular y endurecidos a altas temperaturas hasta su fusión incipiente; los ladrillos pueden ser elaborados de diferentes maneras. Ladrillos elaborados a mano: son ladrillos producidos por medios artesanales amasados o moldeados a mano o con maquinaria elemental que no prensa la pasta de arcilla. Ladrillos elaborados a máquina: producidos mediante procesos industriales con máquinas que amasan, moldean y prensan al vacío la masa de arcilla.

Este tipo de unidades deberá de cumplir con la norma COGUANOR NGO 41 022 referente a la calidad como a las dimensiones, absorción y clasificación

por resistencia; se puede clasificar por tipo: ladrillo macizo o tayuyo y ladrillo perforado o tubular, según la relación área neta / área gruesa medida sobre planos perpendiculares a la superficie de carga debiéndose respetar dicha relación: para el ladrillo macizo o 2 tayuyo igual o mayor a 0,75; mientras que para el ladrillo perforado o tubular menor que 0,75.

Tabla I. **Requisitos para la elaboración del ladrillo de barro cocido, tayuyo, perforado y tubular**

Tipo	Apariencia	Tolerancia en dimensiones	% de absorción 24 h. (b)	Succión gr/cm ² /min.	Resistencia (c)		Usos
					Flexión	Compresión	
					kg/cm ²	kg/cm ²	
A	a	Max. 4 mm	25	0 a 0.5	14 ó mayor	84 ó mayor	d
B	a	Max. 5 mm	25	0 a 0.5	11 ó mayor	56 ó mayor	e
C	a	Max. 5 mm	25	0 a 0.5	9 ó mayor	42 ó mayor	e

Fuente: FHA. *Normas FHA*. p 11.

Donde

- Ladrillo limpio, compacto, libre de rajaduras, reventaduras, combas, aristas, caras a escuadra, dimensiones parejas, color uniforme. Libre de partículas mayores de 0,32 cm, especialmente carbonato de calcio.
- Este requisito no servirá de base para rechazar un ladrillo que en otros aspectos sea tolerable, sin embargo, se prefieren ladrillos de menor absorción.

- Siempre se va a preferir ladrillo de mayor resistencia, entre varios que cumplan con los requisitos de la tabla I.
- Paredes de carga.
- Tabiques, verjas y, en general, paredes sin carga.

La determinación de la razón inicial de absorción (succión) consiste en sumergir dentro de agua una porción del ladrillo, durante un tiempo fijo para determinar la cantidad de agua que se absorbe por capilaridad; la práctica de sumergir brevemente en agua los ladrillos antes de su colocación es aconsejable en cualquier caso e imprescindible si la succión es mayor a 0.15, gr/cm²/min para evitar la deshidratación del mortero. La succión se debe calcular con la siguiente expresión:

$$R_i: (M_f - M_i) (A \cdot t) \quad [\text{Ec. 2}]$$

Según norma ASTM C67-73

1.4.2.2. Bloques de concreto

La construcción de muros con bloques de concreto es un procedimiento de construcción acreditado en los últimos 50 años que cumple en especial con las condiciones técnico-económicas para ser empleado en la construcción de viviendas de bajo costo.

Además de su costo reducido por metro cuadrado de muro, ofrece las siguientes ventajas económicas: el empleo de bloques de concreto permite una reducción apreciable en la mano de obra con relación a otros sistemas por el menor número de unidades a colocar (12 ½ bloques por m² de pared) y por la simplificación de tareas. El muro de bloques de concreto requiere menor

cantidad de mortero, lo que significa economía de mano de obra y de materiales.

Los paramentos de la albañilería de bloques resultan lisos y regulares, por lo cual no exigen necesariamente revestimiento. Eventualmente, se puede mejorar el aspecto con pintura de cemento. En caso de que se especifique revestimiento, el cesor del revoque es reducido, por lo que se obtiene economía de materiales y de mano de obra. El empleo de bloques de concreto facilita el refuerzo del muro. El muro con bloque de concreto presenta gran durabilidad y brinda al usuario confort térmico y acústico.

El bloque de concreto se define según Norma como la unidad de albañilería cuyas dimensiones mínimas son 300 mm de largo, 200 mm de ancho y 200 mm de alto, y en el caso el que su ancho. Generalmente posee cavidades interiores transversales que pueden ser ciegas por uno de sus extremos y cuyos ejes son paralelos a una de las aristas.

El bloque está construido por cemento Portland; agregados como arena, piedra partida, granulados volcánicos, escorias u otros materiales inertes y agua. Las características geométricas del bloque están dadas por sus dimensiones reales que corresponden a la unidad prototipo. Se denomina dimensión nominal a la dimensión real más una junta de albañilería. Las dimensiones de los bloques de concreto, de acuerdo a criterios de coordinación modular son las recomendadas en la tabla II.

Tabla II. Características de los bloques de concreto DT doble tabique

CUADRO 5-A – UNIDADES DE BLOCK DT CARACTERÍSTICAS SEGÚN SU CLASE						
BLOCK DT	COLOR	RESISTENCIA			PESO aproximado en libras	
		Capacidad de carga	Requisito numérico de resistencia	Protección contra la humedad	espesor 14 cm	espesor 19 cm
					Área neta 53% a 57%	Área neta 52% a 56%
CLASE A	AZUL	Superior	140	Superior	32 a 35	37 a 41
CLASE B	ROJO	Alta	100	Alta	27 a 31	33 a 36
CLASE C	VERDE	Media	66	Media	24 a 27	29 a 33
CLASE "D"	NEGRO	Baja	50	Menor	21 a 23	24 a 27

Fuente: AGIES. AGIES DSE 4.01-2014, cuadro 5-A. p. 38.

Tabla III. Características de los bloques de concreto (UT) un tabique

CUADRO 5- B – UNIDADES DE BLOCK UT CARACTERÍSTICAS SEGÚN SU CLASE						
BLOCK UT	COLOR	RESISTENCIA			PESO aproximado en libras	
		Capacidad de carga	Requisito numérico de resistencia	Protección contra la humedad	Espesor 14 cm	Espesor 19 cm
					Área neta 51% a 53%	Área neta 50% a 52%
CLASE A	AZUL	Superior	140	Superior	28 a 30	34 a 37
CLASE B	ROJO	Alta	100	Alta	25 a 27	30 a 33
CLASE C	VERDE	Media	66	Media	21 a 23	25 a 29
CLASE "D"	NEGRO	Baja	50	Menor	18 a 20	21 a 24

Fuente: AGIES. AGIES DSE 4.01-2014, cuadro 5-A. p. 38.

1.4.2.3. Mortero

Los morteros usados para mampostería deberán ser una mezcla plástica de materiales cementantes y arena bien graduada que permita la unión de las unidades de mampostería para la correcta conformación de un elemento estructural (muro).

La dosificación de dicha mezcla deberá proveer las condiciones necesarias que permitan su trabajabilidad, capacidad para la retención de agua, teniendo en cuenta que servirá de apoyo para las unidades de mampostería; también, deberá contribuir a la resistencia a compresión del elemento estructural; el tamaño máximo nominal de las partículas que conforman la mezcla será de 2,5 mm. Los morteros utilizados deberán satisfacer la totalidad de las condiciones que se detallan a continuación.

En ningún caso se podrán utilizar morteros cuya resistencia a compresión a 28 días sea menor que 50 kg/cm^2 . El volumen de arena, medido en estado suelto y con humedad natural, deberá estar comprendido entre 2,25 y 3 veces la suma de los volúmenes correspondientes de cemento y de cal hidratada en pasta. Se utilizará la menor cantidad de agua compatible con la obtención de un mortero fácilmente trabajable y de adecuada adherencia con los mampuestos.

No se admitirá el empleo de morteros que tengan únicamente cal como ligante. En las juntas que contengan armadura de refuerzo se emplearán exclusivamente morteros cementicios sin ningún contenido de cal. En general, en las juntas que no contengan armaduras de refuerzo, se utilizarán morteros elaborados con cal que mejora su trabajabilidad. En las juntas que no contengan armaduras de refuerzo, se admitirá el uso de morteros elaborados con cemento de albañilería. Los materiales aglomerantes y cementicios, los

agregados y el agua a utilizar deberán satisfacer los requisitos de las normas COGUANOR correspondientes. El tamaño máximo de las partículas de arena será de 2,5 mm.

1.4.2.3.1. Proporciones de los componentes de morteros

Las proporciones en volúmenes, recomendadas para obtener los diferentes tipos de morteros se indican en la tabla V. Si se utiliza cemento de albañilería, las proporciones se determinarán en forma experimental.

Tabla IV. Proporciones estándar de morteros

Tipo de mortero	Proporción			Resistencia a la compresión (Kg. / cm ²)
	Cemento	Cal	Arena	
I	1.00	-----	3.00	175
II	1.00	0.50	4.00	125
III	1.00	1.00	5.00	50
	1.00	1.00	6.00	

Fuente: ALVAREZ HAASE, Ricardo Augusto. *Programas para análisis de estructuras de mampostería reforzada por los métodos simplista y realista.* p. 102.

1.4.2.4. Graut

Sus características no son las de un concreto ni las de un mortero, pero sí es un material cementicio conformado por cemento, arena, grava fina y la cantidad necesaria de agua que le proporcione una consistencia fluida que le dé trabajabilidad, pero que a la vez sirva para reforzar la mampostería y que contribuya a la resistencia a compresión del muro.

El grout debe tener una resistencia mínima, a los 28 días, de 1,2 veces f'_m y máxima de 1,5 veces f'_m de la mampostería que se está inyectando. Este tipo de material es utilizado para los muros que están reforzados interiormente, es decir, que se vierte en las celdas de los elementos prefabricados alrededor del acero de refuerzo. Hay dos clases de grout utilizados en la construcción de mampostería: grout fino y grout grueso, según las dimensiones del agregado grueso.

Tabla V. **Proporciones de Grout**

Tipo de <i>grout</i>	Proporción			Agua necesaria para garantizar revenimiento (cm)
	Cemento	Arena	Grava fina	
Fino	1.00	2.5 a 3.0	-----	20 a 25
Grueso ¹	1.00	2.25 a 3.0	1.0 a 2.0	20 a 25

Fuente: SANTIAGO GOMEZ, Elioth Vinicio. *Guía informativa para mampostería reforzada con lechada*. p. 6.

1.4.2.5. **Acero de refuerzo**

Este material es utilizado para el refuerzo vertical y horizontal; consiste en varillas de acero corrugado debido a que mejora la adherencia con el concreto, deben cumplir con las normas ASTM A703 o ASTM A615, siendo su equivalente la norma COGUANOR NGO 36 011. El uso de las varillas lisas estará limitado a estribos, eslabones y otros dispositivos de amarre. Existen diferentes resistencias del refuerzo, son las más utilizadas el grado 40, grado 60 y hasta grado 70 (alta resistencia).

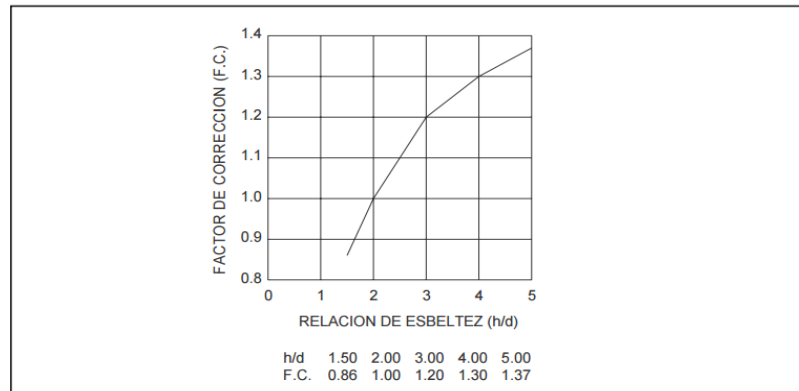
El acero de refuerzo que se emplee en el refuerzo vertical (mochetas), soleras o barras colocadas en el interior del muro deberá consistir en barras corrugadas que cumplan con la norma ASTM A703 o ASTM A615 o su equivalente COGUANOR NGO 36011. Se admitirá el uso de barras lisas únicamente en algunos estribos y dispositivos de amarre. No se permite el uso de barras de alta resistencia.

Esfuerzo básico de ruptura (f'_m): una de las propiedades estudiadas teóricamente y por pruebas experimentales en la mampostería es la resistencia bajo cargas perpendiculares a la superficie de juntas horizontales, es decir, que está sometido a cargas de compresión. El esfuerzo de ruptura f'_m es un valor muy importante para el diseñador; este valor se obtiene con ensayos de laboratorio; se utiliza para estos ensayos prismas contruidos con bloques o ladrillos, por lo tanto, los resultados están en función del tipo de bloque, ladrillo y mortero que se utilice. Los valores obtenidos pueden ser utilizados para determinar esfuerzos de trabajo (f_m) de muros de bloques o ladrillos; estos esfuerzos pueden ser de flexión, compresión y corte.

1.4.2.6. Prisma

La resistencia a compresión de elementos de sección constante puede variar en función de la altura; para determinar el esfuerzo de ruptura se utilizarán las normas del UBC. El UBC sigue una norma análoga a la norma ASTM, en la cual se indica el factor de corrección por esfuerzos de compresión determinados experimentalmente en el laboratorio.

Figura 7. Gráfica UBC para la esbeltez del prisma



Fuente: UBC. Código UBC. p. 54.

- Para determinar el valor exacto del esfuerzo básico promedio de ruptura de los prismas de mampostería se deben seguir cada uno de los siguientes pasos, tomando en cuenta que se deben ensayar por lo menos tres prismas para tener mayor certeza en los resultados. Escoger el tipo de unidad de mampostería a utilizar: bloques o ladrillos. Calcular el área bruta de la cara superior en cm^2 , este es el producto del largo total por el espesor de la unidad de mampostería.
- Realizar el ensayo de laboratorio para determinar la carga máxima que se puede aplicar al prisma. La carga debe ser hasta que se obtiene la ruptura. Determinar el esfuerzo de compresión que resiste cada prisma en función del área bruta. Determinar la esbeltez del prisma, siendo esta la altura/espesor del muro (h/d). Al conocer la relación de esbeltez, se procede a determinar el factor de corrección, según gráfica UBC.
- Se debe corregir el valor del esfuerzo de compresión determinado en el inciso D que se calcula multiplicando el valor del esfuerzo de compresión

por el factor de corrección calculado en el inciso 6. Esfuerzo real de ruptura = esfuerzo de ruptura del prisma. Calcular el esfuerzo promedio de los resultados obtenidos con los diferentes ensayos de los prismas.

- Las normas UBC recomiendan que se tome el menor valor obtenido en el inciso anterior y que se multiplique por 1,25 para que luego sea comparado con el resultado que se obtuvo, con el fin de tomar el menor de los dos valores. Finalmente, se debe determinar el valor de $f'm$. Para poder obtener el $f'm$ se divide el resultado calculado en el inciso anterior entre el factor de la relación Ae/Ab , con el fin de tener el $f'm$ en función del área efectiva.

1.4.2.7. Acero estructural

El acero es básicamente una aleación o combinación de hierro y carbono (alrededor de 0,05 % hasta menos de un 1,7 %, máximo según su uso). La proporción de carbono en la conformación del acero influye sobre sus características. Algunas veces otros elementos de aleación específicos como el Cr (cromo) o Ni (níquel) entre otros, que se agregan con propósitos determinados según sea el uso final del acero producido.

El acero laminado en caliente, elaborado con fines estructurales, se le nombra como acero estructural al carbono, con límite de fluencia de 250 mega pascales, eso es igual a $2\,549\text{ kg/cm}^2$. Es el resultado de la aleación del hierro y carbono. En los aceros al carbono comunes, el hierro constituye más del 95 %. Pueden estar presentes en pequeñas cantidades; azufre, oxígeno, silicio, nitrógeno, fósforo, manganeso, aluminio, cobre y níquel.

El acero en sus distintas clases está presente de forma abrumadora en la vida cotidiana. Este se presenta en forma de herramientas y utensilios para el desarrollo y trabajo en diferentes campos que van desde la medicina, la mecánica automotriz hasta la agricultura y muchos más; además, en equipos mecánicos y formando parte de electrodomésticos y maquinaria en general.

El gran éxito del acero se basa en las relativas ventajas que presentan en cuanto a las propiedades como la conductividad de calor y corriente, así como su resistencia a distintos esfuerzos quizás uno de los factores más influyente en su éxito en cuanto a la gran gama de usos y participación en diferentes campos es su relativamente bajo costo en comparación con materiales que puedan tener mejores propiedades o no.

Clasificación de acuerdo a su composición:

- Acero carbonizado: es la aplicación de un recubrimiento de zinc a una lámina, solera, alambre o productos metálicos prefabricados de hierro o acero, para protegerlo contra muchos tipos de corrosión.
- Acero inoxidable: es acero de alta aleación que contiene más del 10 % de cromo. Se caracteriza por su resistencia al calor, a la oxidación y la corrosión. Resistencia a tensión o límite de fluencia de los aceros usados en nuestro país.

1.4.3. Ventajas del acero como material estructural

- Tiene una gran firmeza: la gran firmeza del acero por la unidad de peso significa que el peso de las estructura se hallará al mínimo, esto es de mucha eficacia en puentes de amplios claros.

- Semejanza: las propiedades del acero no cambian perceptiblemente con el tiempo.
- Durabilidad: si el mantenimiento de las estructuras de acero es adecuado durarán tiempo indefinido.
- Ductilidad: la ductilidad es la propiedad que tiene un material de soportar grandes deformaciones sin fallar bajo altos esfuerzos de tensión. La naturaleza dúctil de los aceros estructurales comunes les permite fluir localmente, evitando así fallas prematuras.
- Tenacidad: los aceros estructurales son tenaces, es decir, poseen resistencia y ductilidad. La propiedad de un material para absorber energía en grandes cantidades se denomina tenacidad.

1.4.4. Desventajas del acero como material estructural

- Costo de mantenimiento: la mayor parte de los aceros son susceptibles a la corrosión al estar expuestos al agua y al aire y, por consiguiente, deben pintarse periódicamente.
- Costo de la protección contra el fuego: aunque algunos miembros estructurales son incombustibles, sus resistencias se reducen considerablemente durante los incendios.

1.4.5. Sistema de arriostamiento lateral (embreizado)

El objetivo principal del arriostamiento lateral, conocido así en el léxico constructivo, es proporcionar estabilidad lateral a toda la estructura. Por tanto,

debe resistir todas las cargas laterales debidas a las fuerzas externas, por ejemplo, viento, deformación impuesta, por ejemplo, temperatura, terremotos y los efectos de las imperfecciones sobre el arriostramiento simple. En una estructura arriostrada, el sistema de arriostramiento debe, además, ser suficientemente rígido para que no sea necesario tener en cuenta los efectos de segundo orden al realizar el análisis.

La fuerza provocada por la presión del viento es aplicada para efectos de análisis en los nudos de la estructura, actuando en estos las fuerzas de reacción interna. Dichas fuerzas son absorbidas por los elementos estructurales que conforman dicha torre, los montantes o elementos principales y las diagonales como elementos secundarios. Los esfuerzos inducidos en la estructura, pueden hacerla demasiado flexible, lo cual hace que su movimiento oscilatorio perjudique la calidad del sistema de comunicación. En otras palabras, la función de las diagonales es proporcionar suficiente rigidez a la estructura para evitar dicho fenómeno.

Las diagonales son miembros que teóricamente no soportan cargas muertas ajenas a su propio peso ni cargas vivas que no sean otras que las causadas por el viento. Estas actúan únicamente soportando las fuerzas inducidas en forma de cargas axiales, a compresión y tensión. A su vez, deben ser capaces de resistir la carga perpendicular debido a la presión del viento ya que dicho esfuerzo puede hacerla pandear. La sección del elemento a utilizar puede depender más del tipo de su conexión en el extremo que de cualquier otro factor.

Uno de los perfiles más sencillos utilizado como diagonales es el redondo o barra de sección circular. Dicho perfil presenta inconvenientes en la elaboración de las juntas ya que las mismas deben ser planas. Los redondos de

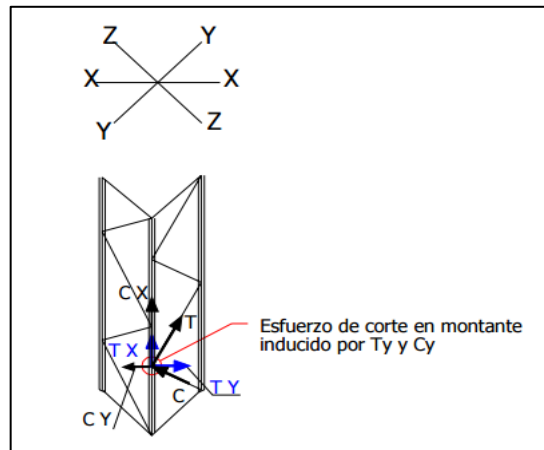
las medidas ordinarias tienen baja rigidez y pueden flexionarse fácilmente por su propio peso y perjudicar la apariencia de la estructura. Otra desventaja de los redondos es la dificultad de fabricarlos con longitudes exactas, presentándose dificultades en el momento de la instalación.

A diferencia de los redondos, los angulares tienen muchas ventajas, como su facilidad en la fabricación y ensamblaje en obra, con lo que se tiene mayor rigidez que con un tubo circular, ambos con la misma área transversal. Los angulares de lados iguales resultan más económicos que los de lados desiguales debido a que su radio de giro es de mayor valor para la misma área.

1.5. Diagonal simple

Las diagonales son elementos estructurales de segundo orden, diseñadas para que funcionen soportando cargas axiales a tensión y a compresión, esta última es la carga crítica. El uso de las diagonales en un sentido tiene la ventaja de necesitar poco material para la fabricación de la torre, haciéndola más liviana y económica. Así mismo, el área de contacto con el viento es menor, por lo tanto, los esfuerzos inducidos se reducirán considerablemente. Una de las desventajas que presentan este tipo de diagonal es el esfuerzo de corte producidos en los montantes debido a que en cada nudo solamente concurren dos diagonales: actuando una a tensión y la otra a compresión.

Figura 8. **Uso diagonal simple**



Fuente: DOBIAS NUILA, Jonas Antonio. *Criterios estructurales sobre torres para telefonía celular*. p. 32.

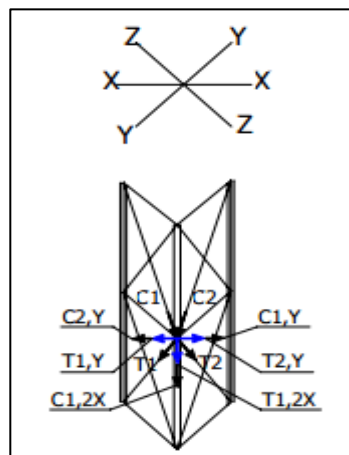
Este tipo de diagonales generalmente es usado en torres de sección cuadrada de base pequeña y en torres arriostradas, ya que las diagonales son de pequeña longitud, y con esto la esbeltez de dichos elementos es pequeña para trabajar sin ningún problema los esfuerzos de compresión.

1.6. Diagonal doble

Generalmente, toda torre empleada para telefonía celular utiliza diagonales dobles ya que por su altura su base se incrementa y hace que las diagonales se ubiquen en tramos largos, incrementan así su relación de esbeltez y con esto su susceptibilidad al pandeo por compresión; por lo mismo, es necesario colocar una en sentido opuesto para reducir dicho efecto, sujetándose entre estas en el punto de intersección.

Al utilizar diagonales dobles no solo se reduce la relación de esbeltez sino, también, se hace que los esfuerzos inducidos en los elementos secundarios sean distribuidos en dos: trabaja uno a compresión y el otro a tensión, simultáneamente, en el mismo tramo y en la misma cara. Cuando se dispone de diagonales dobles, en un nudo concurren cuatro: actúa dos a tensión y dos a compresión; se logra con esto que los esfuerzos de corte en los montantes sean despreciables.

Figura 9. **Uso diagonal doble**



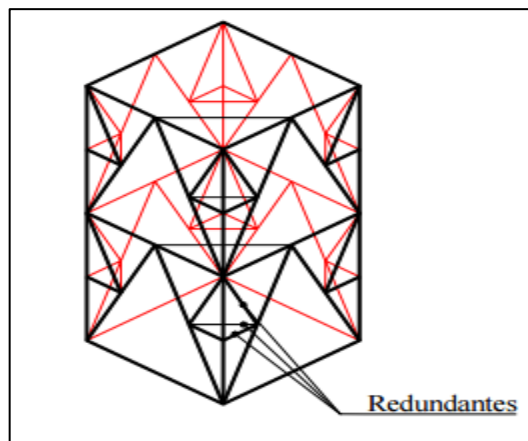
Fuente: DOBIAS NUILA, Jonas Antonio. *Criterios estructurales sobre torres para telefonía celular*. p. 33.

1.6.1. Otras formas de embreizado

Muchas veces se requiere del uso de diagonales muy largas; cuando sus dimensiones están por encima del límite de relación de esbeltez, es necesario aumentar el ancho y espesor de dichos miembros. Al aumentar dichas dimensiones, también, se incrementa el peso de la pieza y con esto el peso

total de la estructura eleva su costo de fabricación. Así mismo, la pieza puede pandearse por su propio peso. Para evitar dichos inconvenientes, el diseñador se ve obligado a apoyarse de otros elementos, llamados redundantes o diagonales auxiliares. Estos elementos se ubican al centro de las diagonales principales de manera que se reduce la luz entre apoyos de las mismas y disminuye así mismo su relación de esbeltez.

Figura 10. **Uso de redundantes**

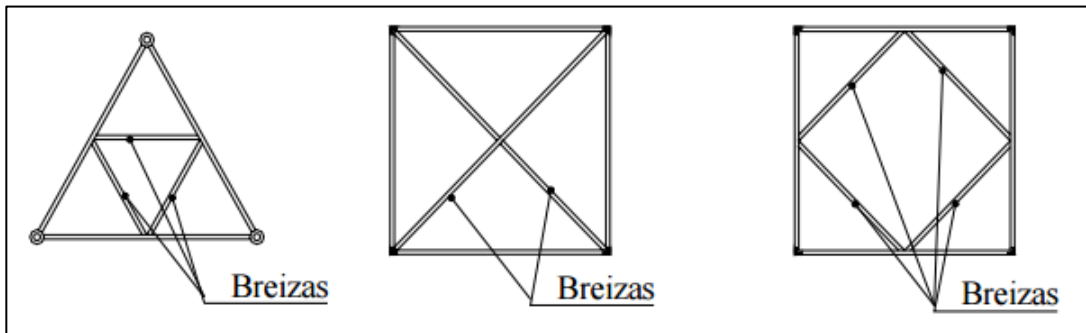


Fuente: DOBIAS NUILA, Jonas Antonio. *Criterios estructurales sobre torres para telefonía celular*. p. 33.

Los redundantes trabajan únicamente a tensión y actúan en el momento en que la diagonal está sometida a esfuerzos de compresión que tienden a pandearla. Al realizar el análisis estructural de una torre es común suponer que la fuerza en los redundantes es nula que permite llevar a cabo el estudio por los principios de estática. Es una suposición común al revisar una torre con embreizado en dos sentidos aunque, con los actuales programas, esto ya no es problema. Hay casos en que debido a la altura de la torre con base de gran tamaño y a las elevadas velocidades de viento, los momentos torsionantes

pueden afectar a la estructura. En dichos casos es necesario colocar breizas auxiliares en el plano de la sección de la torre para contrarrestar dichos esfuerzos.

Figura 11. **Uso de breizas auxiliares**



Fuente: DOBIAS NUILA, Jonas Antonio. *Criterios estructurales sobre torres para telefonía celular*. p. 33.

2. INTRODUCCIÓN AL ANÁLISIS Y DISEÑO DE MAMPOSTERÍA REFORZADA

2.1. Revisión de normas guatemaltecas de mampostería reforzada: NSE y FHA

AGIES NSE 7.4 mampostería reforzada (NR9:2000): la Norma AGIES es una recopilación del proceso y características como propiedades que deberán tener los elementos con los cuales se elabora la estructura. Esta norma se aplica al diseño de muros construidos con piezas prismáticas de piedra artificial, macizas o son celdas, unidas con mortero aglutinante y reforzados son barras de acero. Si el refuerzo está concentrado en elementos verticales y horizontales de concreto se denomina muros confinados; si se localiza distribuido entre las piezas y las sisas se designa muro reforzado interiormente.

Una edificación de mampostería reforzada diseñada según los requisitos generales de esta norma tiene un nivel de seguridad comparable a la de otras estructuras con otros materiales y según los lineamientos establecidos por las normas de AGIES. Los requisitos consignados en esta norma están dirigidos fundamentalmente a lograr un comportamiento adecuado de la edificación cuando esté sometida a un sismo.

2.1.1. Muros reforzados interiormente

Son los muros reforzados con barras corrugadas de acero, colocadas verticalmente entre los agujeros o celdas de las piezas prefabricadas y horizontalmente entre las sisas.

2.1.2. Tamaño de sisas

Las sisas horizontales y verticales deberán tener un espesor mínimo de 7 mm y máximo de 13 mm.

2.1.3. Inyección graut

El graut de inyección se consolidará por medio de un vibrador o de una barra y se recompactará poco tiempo después de haber sido inyectado y consolidado. Ninguna celda donde se coloque refuerzo podrá tener una dimensión menor que 50 mm ni un área menor que 3 000 mm².

2.1.4. Espesor mínimo para muros

Los muros deberán tener un espesor nominal mínimo de 140 mm. Los muros no estructurales que tan solo soportan su propio peso podrán tener un espesor mínimo de 100 mm y una relación de la distancia sin apoyos al espesor, máximo igual a 30.

2.1.5. Relación de esbeltez para muros

Para los muros estructurales se deberá tomar como la relación entre su altura libre y su espesor y no deberá exceder de 20. Los muros con relaciones mayores que 20 deberán tener elementos adicionales de refuerzo para imposibilitar al pandeo del muro.

2.1.6. Dimensiones mínimas para columnas aisladas

La dimensión mínima para columnas de mampostería reforzada será de 290 mm.

2.1.7. Relación esbeltez para columnas aisladas

La relación de esbeltez para las columnas se deberá tomar como el valor mayor que se obtenga al dividir la altura libre en cualquier dirección entre la dimensión de la sección de la columna en la dirección correspondiente. Este valor no deberá ser mayor que 20.

2.2. Requisitos para el acero de refuerzo

2.2.1. Separación entre barras

La distancia libre mínima entre barras paralelas de refuerzo deberá ser el diámetro del refuerzo pero no menos de 25 mm, con excepción en los traslapes.

2.2.2. Recubrimiento mínimo

La distancia libre mínima entre una barra de refuerzo horizontal y el exterior del muro será de 15 mm o una vez el diámetro de la barra, la que resulte mayor.

2.2.3. Porcentaje de refuerzo en muro

La suma del porcentaje de refuerzo horizontal, p_h , y vertical, p_v no deberá ser menor que 0,002 y ninguna de los dos porcentajes deberá ser menor que

0,0006. El porcentaje de refuerzo horizontal se calculará como $p_h = A_{sh}/st$, donde A_{sh} es el área de refuerzo horizontal que se colocará en el espesor t del muro a una separación s ; $p_v = A_{sv}/tL$, en que A_{sv} es el área total de refuerzo que se colocará verticalmente en la longitud L del muro.

2.2.4. Requisitos para el refuerzo vertical

El diámetro mínimo para refuerzo vertical será núm. 3. Las barras del refuerzo vertical deberán principiarse en la cimentación y terminar en la solera superior. El refuerzo tipo A deberá contar con eslabones núm. 2 con gancho a 180° a cada 200 mm; el tipo B llevará eslabones núm. 2 con gancho a 180° a cada 200 mm.

Tabla VI. Refuerzo mínimo vertical

Tipo A	Tipo B	Tipo C
4 No. 3	2 No. 3	1 No. 3

Fuente: AGIES. *AGIES 2010 NSE 7.4*. p. 12.

2.2.5. Separación del refuerzo vertical

Esto dependerá según el tipo de armado que se tenga en refuerzo vertical según la tabla IV. Los laterales de los vanos de las puertas y ventanas deberán rematarse por lo menos con refuerzos tipo B.

Tabla VII. **Espaciamiento del refuerzo vertical**

Material del muro	Ancho (mm)	Distancia entre refuerzos tipo A (m)	Distancia entre refuerzo tipo A y refuerzo tipo B (m)	Distancia entre refuerzo tipo A y refuerzo tipo C (m)	Distancia entre refuerzo tipo B y refuerzo tipo C (m)	Distancia entre refuerzos tipo C (m)
Ladrillo tubular	230	5.00	2.50	1.00 ^(a)	1.00 ^(a)	1.00 ^(a)
Bloques de arcilla cocida	140	4.00	2.00	0.80	0.80	0.80
	110	3.00	1.75	0.75	0.75	0.75
Bloques de concreto	150	4.00	2.00	0.80	0.80	0.80

Fuente: AGIES. *AGIES 2010 NSE 7.4.* p. 12.

2.2.6. **Porcentaje de refuerzo mínimo para columnas aisladas**

El porcentaje de refuerzo para columnas de mampostería reforzada, ρ_g , no deberá ser menor que 0,5 % ni mayor que 4 % del área de la columna. Deberá tener al menos cuatro barras. Las barras no podrán tener un diámetro menor que núm. 4.

2.2.7. **Refuerzo longitudinal para columnas aisladas**

Las barras longitudinales en las columnas deberán estar rodeadas por estribos.

Estos estribos deberán ser por lo menos barras núm. 2. Los estribos no deberán espaciarse a más de 16 diámetros de barra longitudinal, 48 diámetros

de barra de estribo, la dimensión mínima de la columna, la altura de las piezas de mampostería, ni 200 mm.

2.2.8. Esfuerzos admisibles

Esfuerzo de compresión axial en muros de carga (f_a)

No deberá exceder al valor calculado en kg/cm^2 con:

$$f_a: 0.20f_m \left(1 - \frac{(h)^3}{40t}\right) \quad [\text{Ec. 3}]$$

Tabla VIII. Resistencia a compresión del mortero

Tipo de mortero	Proporción volumétrica			Resistencia a la compresión (kg/cm^2)
	Cemento	Cal	Arena	
I	1.00	-	no menos de 2.25 y no más de 3	175
II	1.00	de 0.25 a 0.50	veces la suma de los volúmenes de	125
III	1.00	de 0.50 a 1.25	cemento y cal usados.	50

Fuente: AGIES. AGIES 2010 NSE 7.4. p. 6.

2.2.9. Esfuerzo de compresión por flexión (f_b)

No deberá exceder al valor calculado en kg/cm^2 con:

$$f_b: 0.33f'_m \quad [\text{Ec. 4}]$$

2.2.10. Esfuerzo de corte (f_v)

No deberá exceder al valor calculado en kg/cm^2 con:

$$f_v:0.3*\sqrt{f'c} \quad [\text{Ec. 5}]$$

2.2.11. Esfuerzo de tensión (f_s)

No deberá exceder al valor calculado en kg/cm^2 con:

$$f_s:0.4*f_y \quad [\text{Ec. 6}]$$

2.3. Muros de corte

2.3.1. Espaciamiento de refuerzo

El espaciamiento del refuerzo vertical no deberá ser mayor que 2.0m, centro a centro entre refuerzos tipo A. Para los restantes tipos de refuerzos verticales, la distancia máxima entre estos, medida centro a centro, no deberá exceder a 0,75 m. El espaciamiento del refuerzo horizontal no deberá ser mayor que 0,80 m.

2.3.2. Refuerzo horizontal

Se deberá colocar refuerzo horizontal en la parte superior del cimiento corrido en las partes superior e inferior de todas las aberturas en los muros a la mitad del muro a la altura de la loza de techo. Este refuerzo deberá ser continuo.

2.3.3. Refuerzo vertical

Se deberán colocar por lo menos dos barras núm. 3 en todos los bordes de todas las aberturas que tengan más de 600 mm en cualquier dirección. Este refuerzo se deberá continuar una longitud de desarrollo, pero no menos de 600 mm, más allá del borde de la abertura. La cantidad de barras que se requieran como consecuencia de la aplicación de este inciso deberá colocarse, además, de las que se requieran por refuerzo mínimo.

2.3.4. Muros confinados

Se denominan muros confinados a los muros de mampostería que tienen el refuerzo vertical y horizontal concentrado en elementos de concreto, conocidas como mochetas y soleras respectivamente.

2.3.5. Tamaño sisas

Las sisas horizontales y verticales deberán tener un espesor mínimo de 7 mm y máximo de 13 mm. Todas las sisas horizontales y verticales deberán quedar pegadas con el mortero.

2.3.6. Espesor mínimo para muros

Los muros deberán tener un espesor nominal mínimo de 140 mm. La relación entre la distancia sin apoyos, ya sea horizontal o vertical, y el espesor del muro deberá ser tal que atienda adecuadamente el pandeo tanto horizontal como vertical. Los muros no estructurales que tan solo soportan su propio peso podrán tener un espesor mínimo de 100 mm y una relación de la distancia sin apoyos al espesor, máximo igual a 30.

2.3.7. Relación de esbeltez para muros

La relación de esbeltez para los muros estructurales deberá tomarse como la relación entre su altura libre y su espesor y no deberá exceder de 25. Los muros con relaciones mayores de 25 deberán tener elementos adicionales de refuerzo, diseñados para imposibilitar el pandeo del muro.

2.3.8. Dimensiones mínimas de soleras

El ancho mínimo de las soleras de los muros estructurales deberá ser el espesor del muro y el área de su sección no deberá ser menor que 20 000 mm².

2.3.9. Sillares

Los sillares deberán ser de concreto reforzado con por lo menos 2 barras núm. 2 y eslabones núm. 2 a 200 mm, o su equivalente, debiendo anclarse adecuadamente al refuerzo vertical del borde del vano de la ventana.

2.3.10. Área mínima de acero

Los muros confinados de mampostería deberán reforzarse horizontalmente con un área de acero no menor que 0,0015 veces el área de su sección transversal.

2.3.11. Tipos de solera

Para edificaciones de un nivel se indican en esta norma tres tipos de soleras: hidrófuga, intermedia y superior o de techo. Cuando se trate de

edificaciones de dos niveles se deberá agregar una solera de entrepiso. Si la altura libre del muro es mayor que 2,80 m, se deberá colocar más de una solera intermedia.

2.3.12. Acero de refuerzo mínimo en las soleras

Para edificaciones de un nivel cuya área de construcción no exceda de 70 m², la solera superior podrá reforzarse con 3 barras No. 3 y estribos.

Núm. 2 a 200 mm.

Tabla IX. Acero de refuerzo mínimo en las soleras

Tipo de solera	Refuerzo mínimo
Hidrófuga	4 No. 3; Estribos No. 2 a 200 mm
Intermedia	2 No. 3; Estribos No. 2 a 200 mm
Entrepiso	4 No. 3; Estribos No. 2 a 200 mm
Superior ^(a)	4 No. 3; Estribos No. 2 a 200 mm

Fuente: AGIES. AGIES 2010 NSE 7.4. p. 19.

2.4. Resistencia de concreto para soleras, sillares y dinteles

El concreto que se utilice en las soleras, sillares y dinteles de muros estructurales deberá tener una resistencia mínima a los 28 días de 176 kg/cm².

2.4.1. Recubrimiento mínimo

El recubrimiento del acero de refuerzo no deberá ser menor de 15 mm.

2.4.2. Área mínima de acero

Los muros confinados de mampostería deberán reforzarse verticalmente con un área de acero no menor que 0,0007 veces el área de su sección transversal.

2.4.3. Tipos de refuerzo vertical

AGIES proporciona dos tablas diferentes.

Tabla X. Refuerzo vertical para edificaciones de dos niveles

No. del nivel	Refuerzo vertical mínimo	
	Tipo A	Tipo B
2º. Nivel	4 No. 3	2 No. 3
1º. Nivel	4 No. 4	2 No. 3

Fuente: AGIES. *AGIES 2010 NSE 7.4.* p. 20.

Tabla XI. Refuerzo vertical para edificaciones de un nivel

No. del nivel	Refuerzo vertical mínimo	
	Tipo A	Tipo B
1º. Nivel	4 No. 3	2 No. 3

Fuente: AGIES. *AGIES 2010 NSE 7.4.* p. 20.

2.4.4. Resistencia del concreto para refuerzos verticales

El concreto que se utilice en los refuerzos verticales de muros estructurales deberá tener una resistencia mínima a los 28 días de 176 kg/cm^2 .

2.4.5. Recubrimiento mínimo

El recubrimiento del acero de refuerzo no deberá ser menor de 15 mm.

2.5. Requisitos de sismorresistencia para edificaciones tipo cajón

2.5.1. Requisitos de análisis por carga lateral

El análisis para la determinación de los efectos de las cargas laterales debidas a sismo se hará con base en las rigideces relativas de los distintos muros. Estas se determinarán tomando en cuenta las deformaciones por corte y por flexión. Será admisible considerar que la fuerza cortante o, también, llamado cortante directo que toma cada muro es proporcional a su área transversal.

2.5.2. Excentricidad accidental

Aun cuando, en planta, los niveles de una edificación tipo cajón sean perfectamente simétricos tanto en masa como en rigidez, se deberá considerar una excentricidad accidental para la aplicación de las fuerzas de inercia.

2.5.3. Normas FHA

El Instituto de Fomento de Hipotecas Aseguradas (FHA) es una institución descentralizada del Estado que ha facilitado el acceso a financiamiento de vivienda en condiciones preferenciales para las familias guatemaltecas: utiliza el sistema de hipotecas aseguradas en el que intervienen bancos y otras entidades que financian las viviendas, los desarrolladores que solicitan elegibilidad de sus proyectos y las familias que quieren comprar vivienda. Básicamente, el FHA da los requerimientos mínimos en espacios y construcción y requisitos de los elementos estructurales para casas unifamiliares.

Estas normas contienen requisitos mínimos de observancia obligatoria y recomendaciones de convivencia práctica. Los requisitos mínimos solamente tienen por objetivo prevenir o evitar riesgos o construcciones defectuosas, sin que necesariamente representen las condiciones más adecuadas desde un punto de conveniencia y eficacia. Por lo tanto, estas normas no deben considerarse como un manual de especificaciones para proyectos ya que generalmente se encontrará conveniente usar o especificar requisitos mayores a los aquí establecidos para la planificación y para la construcción de las edificaciones.

Las normas FHA indican espacios mínimos que debe cumplir el proyecto; con estas normas, el único fin es comprobar que se esté dentro del parámetro mínimo de espacios; los armados de los elementos lo proporciona mediante tablas para edificaciones de uno, dos o más niveles.

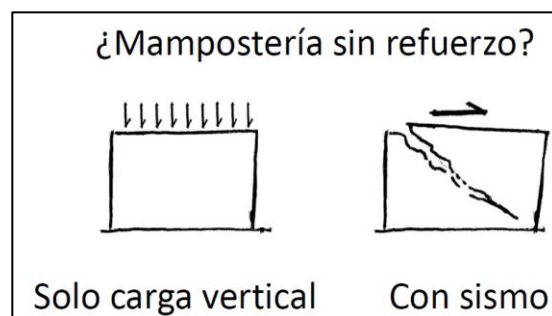
2.6. Pasos de diseño sismorresistente simplificado

A continuación, se enumeran 7 pasos ideales para un diseño sismorresistente por el método simplificado.

- Comprobación de la aplicabilidad de la metodología a la estructura.
- Modulación de la estructura.
- Ubicación (o determinación) de las paredes del sistema sismorresistente.
- Revisión de la demanda y capacidad de las paredes.
- Ubicación y selección del refuerzo de la mampostería.
- Configuración y refuerzo de cimentación.
- Selección, refuerzo y detallado de losas.
- Generación de planos del proyecto, especificaciones de materiales para complementar documentos de licencia municipal y construcción.

2.7. Refuerzo de la mampostería

Figura 12. **Mampostería sin refuerzo**



Fuente: AGIES. *Capacitación mejora en prácticas constructivas de la mampostería reforzada en Guatemala*. p. 59.

2.8. Parte práctica

Problema: el muro que a continuación se diseña es para una vivienda mínima de un nivel y que soporta el peso propio de una losa tradicional con materiales livianos y barras de acero grado 40. El muro es de 2,50 m de alto, 2,60 m de largo y espesor de 0,15 m.

- Diseño del muro de mampostería: seleccionar el material a utilizar y determinar las propiedades físicas de la mampostería.

Datos:

$$F_y: 40,000 \text{ PSI}$$

f'_m : 16 kg / cm² según promedio de ensayos de laboratorio.

$$f'_m: 16 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * \frac{2,205 \text{ lb}}{1 \text{ kg}} * \frac{(2,54 \text{ cm})^2}{1 \text{ plg}^2} : 227,61 \text{ PSI} \approx 230 \text{ PSI}$$

Base (b): 15 cm \approx 6plg.

$$d: \frac{b}{2} : \frac{6}{2} : 3 \text{ plg}$$

$$E'_m: 750 * f'_m: 750 * 230: 172\,500 \text{ PSI}$$

$$E'_s: 29 * 10^6 \text{ PSI}$$

$$n: \frac{E'_s}{E'_m} : \frac{29 * 10^6 \text{ PSI}}{172\,500 \text{ PSI}} : 168,12$$

F_s : 20,000 PSI

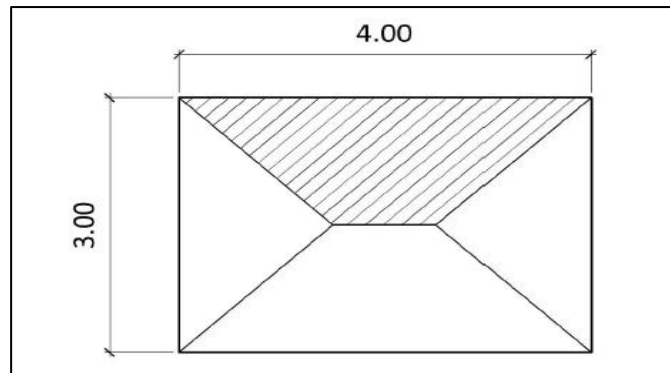
Determinar cargas de diseño

Velocidad del viento: 100 millas/hora.

$$P_s: 0,0032 \cdot v^2: 0,0032 \cdot 100^2: 32 \frac{\text{lb}}{\text{pie}^2}.$$

Integración de cargas soportadas por el muro.

Figura 13. **Área tributaria de la losa**



Fuente: CHINCHILLA PAIZ, José Rafael. *Evaluación y comparación 18 años después de muros de mampostería de cementos puzolánicos*. p. 88.

- Carga muerta

$$t: \frac{\text{Perímetro}}{180}: \frac{2(3+4)}{180}: 0,08\text{m} \approx 0,10 \text{ m}$$

$$\text{Área tributaria: } \frac{1}{2}(B+b) \cdot h: \frac{1}{2}(4+1) \cdot 1,5: 240 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Carga muerta: } P \cdot U_{\text{Concreto}} \cdot t: \frac{2400 \text{ kg}}{\text{m}^3} \cdot 0,10 \text{ m}: 240 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{S.C. : } 60 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{CM: D: } 240 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} + 60 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}: 300 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

- Carga viva

$$CV: L: 250 \text{ kg/m}^2$$

- Carga factorizada

$$W: 1,3 (D+L)$$

$$W: 1,3 (300 + 250): 715 \text{ kg/m}^2$$

- Carga lineal

$$\text{Largo: } 2,60 \text{ m.}$$

$$715 \text{ kg/m}^2 * 3,75 \text{ m}^2: 2 681,25 \text{ kg}$$

$$\frac{2 681,25 \text{ kg}}{2,60 \text{ m}}: 1 031,25 \text{ kg/m} \approx 1 035 \text{ kg/m}$$

- Peso propio del muro

$$1 \text{ block: } 10 \text{ kg}$$

$$12,5 \text{ blocks: } 1 \text{ m}^2$$

$$W_{\text{MURO}}: 10 \frac{\text{kg}}{\text{block}} * \frac{12,5 \text{ blocks}}{\text{m}^2}: 125 \text{ kg/m}^2$$

- Carga lineal

$$\text{Alto: } 2,50 \text{ m}$$

$$\text{Largo: } 2,60 \text{ m}$$

$$\frac{125 \text{ kg}}{\text{m}^2} * (2,50 \text{ m} * 2,60 \text{ m}): 812,50 \text{ kg}$$

$$\frac{812,50 \text{ kg}}{2,60 \text{ m}}: 312,5 \text{ kg/m}$$

- Carga total

$$P_{TOTAL}: 1\,035 \frac{\text{kg}}{\text{m}} + 312,50 \frac{\text{kg}}{\text{m}} : 1\,347,50 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \approx 1\,350 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \approx \frac{900 \text{ lb}}{\text{pie}}$$

- Determinación de fuerzas axiales, fuerzas de corte y momentos de volteo

$$\text{Momento: } M: \frac{W*L}{8}$$

L: 2,60 m: 103 plg

$$M: \frac{\left(\frac{32 \text{ lb}}{\text{pie}^2}\right)(8,20 \text{ pies})^2(103 \text{ pulgadas})}{8} : 27\,702,88 \approx 27\,705 \text{ lb-plg} \approx 320 \text{ kg-m}$$

$$V: \frac{\left(\frac{32 \text{ lb}}{\text{pie}^2}\right)(8,20 \text{ pies})(8,53 \text{ pies})}{2} : 1\,119,14 \text{ lb} \approx 1\,120 \text{ lb} \approx 510 \text{ kg}$$

- Determinar preliminarmente la cantidad de refuerzo vertical

Asumir j: 0.85

$$A_s: \frac{M}{F_s*j*d} : \frac{27\,705 \text{ lb-plg}}{20\,000 \text{ lb/plg}^2 * 0,86 * 3 \text{ plg}} : 0,543 \text{ plg}^2$$

Proveer 1 varilla #4 @ 33 plg

1 #4: 0,20 plg²

$$0,20 \text{ plg}^2 * \left(\frac{103 \text{ plg}}{33 \text{ plg}}\right) : 0,62 \text{ plg}^2$$

Figura 14. **Carga lateral y axial del muro**



Fuente: CHINCHILLA PAIZ, José Rafael. *Evaluación y comparación 18 años después de muros de mampostería de cementos puzolánicos*. p. 88.

Área de acero propuesta > área de acero calculada

Cálculo de "j" basado en el refuerzo actual provisto

$$\rho: \frac{A_s}{b \cdot d} : \frac{0,62 \text{ plg}^2}{(6 \text{ plg})(103 \text{ plg})} : 0,001$$

$$n\rho: 168,12 \cdot 0,001 : 0,17$$

$$k: ((n\rho)^2 + 2n\rho)^{0,5} - n\rho: ((0,17)^2 + 2(0,17))^{0,5} - 0,17 : 0,437$$

$$j: 1 - \frac{k}{3} : 1 - \frac{0,437}{3} : 0,854$$

$$j: 0,854 > 0,85 (\text{asumido}) \text{ OK}$$

- Cálculo de esfuerzo

- Esfuerzo permisible axial

$$F_a: \frac{P}{A} : \frac{\left(\frac{900 \text{ lb}}{\text{pie}}\right)(8,53 \text{ pie})}{(103 \text{ plg})(6 \text{ plg})} : 12,42 \text{ PSI} \approx 13 \text{ PSI} \approx 1 \text{ kg/cm}^2$$

- Esfuerzo admisible axial

$$f_a: 0,20f'_m \left(1 - \frac{(h)^3}{40t}\right) : 0,20 \left(\frac{16 \text{ kg}}{\text{cm}^2}\right) \left(1 - \frac{2,5^3}{40(10)}\right) : 3,07 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Esfuerzo admisible > esfuerzo permisible (No cumple)

- Esfuerzo permisible compresión por flexión

$$F_b: \frac{2M}{b \cdot k \cdot j \cdot d^2} : \frac{2(27 \ 705 \text{ lb-plg})}{(103 \text{ plg})(0,437)(0,854)(3 \text{ plg})^2} : 160,16 \text{ PSI} \approx 11,25 \text{ kg/cm}^2$$

- Esfuerzo admisible compresión por flexión

$$f_b: 0,33 \cdot f'_m : 0,33 \cdot \left(\frac{16 \text{ kg}}{\text{cm}^2}\right) : 5,28 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo admisible < esfuerzo permisible (Sí cumple)

- Esfuerzo permisible de tensión

$$F_s: \frac{M}{A_s * j * d} : \frac{27\,705 \text{ lb-plg}}{0,543 \text{ plg}^2 * 0,854 * 3 \text{ plg}} : 19\,914,95 \text{ PSI}$$

- Esfuerzo admisible de tensión

$$f_s: 0,4 * f_y : 0,4 * 40,000 \text{ PSI} : 16,000 \text{ PSI}$$

Esfuerzo admisible < esfuerzo permisible SI CUMPLE

- Esfuerzo permisible cortante

$$F_v: \frac{V}{b * d} : \frac{1\,120 \text{ lb}}{103 \text{ plg} * 3 \text{ plg}} : 3,62 \text{ kg/cm}^2$$

- Esfuerzo admisible cortante

$$f_v: 0,3 * \sqrt{f'_m} : 0,3 * \sqrt{\frac{16 \text{ kg}}{\text{cm}^2}} : 1,2 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo admisible < esfuerzo permisible (Sí cumple)

- Diseño del refuerzo horizontal

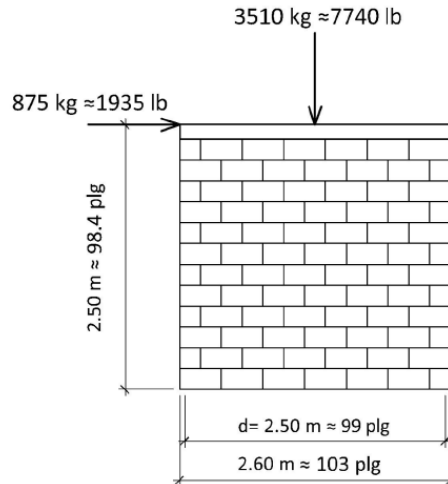
- Cargas actuante

$$W: P_{\text{total}} * \text{Largo} : \frac{1\,350 \text{ kg}}{\text{m}} * 2,60 \text{ m} : 7\,740 \text{ lb}$$

$$V: 0,25 W : 0,25 * 7\,740 \text{ lb} : 1\,935 \text{ lb}$$

P: 7 740 lb reducirlo al 60 % por suposiciones de construcción.

Figura 15. **Cargas de diseño de refuerzo horizontal**



Fuente: CHINCHILLA PAIZ, José Rafael. *Evaluación y comparación 18 años después de muros de mampostería de cementos puzolánicos*. p. 103.

$$\frac{P}{A} : \frac{(7\,740\text{ lb})(0,60)}{103\text{ plg} \times 6\text{ plg}} : 7,51\text{ PSI}$$

- Momento de volteo

$$M : \left(\frac{32\text{ lb}}{\text{pie}^2} \right) (8,20\text{ pies}) : 262,40\text{ lb-pie} \approx 36\text{ kg-m}$$

- Módulo de sección

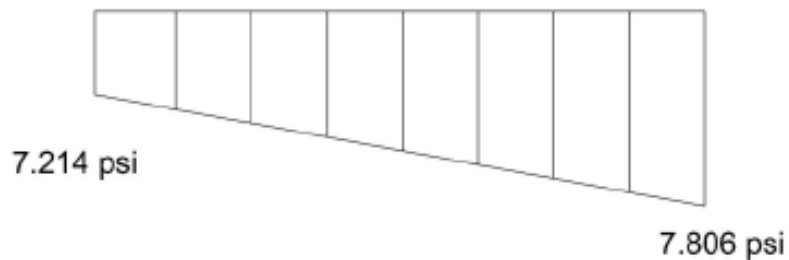
$$S : \frac{b \cdot d^2}{6} : \frac{6\text{ plg} \cdot (103\text{ plg})^2}{6} : 10\,609\text{ plg}^3$$

$$f_b: \frac{M}{S} = \frac{(262,40 \text{ lb-pie}) \left(\frac{12 \text{ plg}}{1 \text{ pie}} \right)}{10,609 \text{ plg}^2} : \pm 0.296 \text{ PSI}$$

Máximo esfuerzo: 7,51PSI + 0,296PSI: 7,81PSI (Compresión)

Mínimo esfuerzo: 7,51PSI – 0,296PSI: 7,21PSI (Compresión)

Figura 16. **Diagrama de esfuerzos combinados**



Fuente: CHINCHILLA PAIZ, José Rafael. *Evaluación y comparación 18 años después de muros de mampostería de cementos puzolánicos*. p. 89.

- Refuerzo horizontal mínimo

$$A_s: \rho_{\text{MINIMO}} * b * d: 0,0007 * (6 \text{ plg}) (98,4 \text{ plg}): 0,41 \text{ plg}^2$$

Proveer 2 varillas #3 @ 33 plg o 2 varillas #3 @ 0,80 m

1 varilla #3: 0,11 plg²

$$2 * 0,11 \text{ plg}^2 * \left(\frac{98,4 \text{ plg}}{33 \text{ plg}} \right) : 0,66 \text{ plg}^2$$

$$0,66 \text{ plg}^2 > 0,41 \text{ plg}^2 \quad \text{OK}$$

Área de acero propuesta > área de acero calculada

Cálculo de la deriva (Δ)

$$\Delta: \frac{\left(\frac{H}{L} \right)^3 + 3 \left(\frac{H}{L} \right)}{t * E_m} * F_i$$

*El sistema se encuentra empotrado – empotrado

F_i: Fuerza de empuje (400 kg – 600 kg)

$$\Delta_{\text{admissible}} = \frac{\left(\frac{2,5\text{m}}{2,6\text{m}}\right)^3 + 3\left(\frac{2,5\text{m}}{2,6\text{m}}\right)}{(0,95 \cdot 15 \text{ cm}) \cdot (12\,090,73 \text{ kg/cm}^2)} \cdot 510 \text{ kg} = 0,0112 \text{ cm}$$

$$\Delta = 0,0112 \text{ cm} = 0,112 \text{ mm}$$

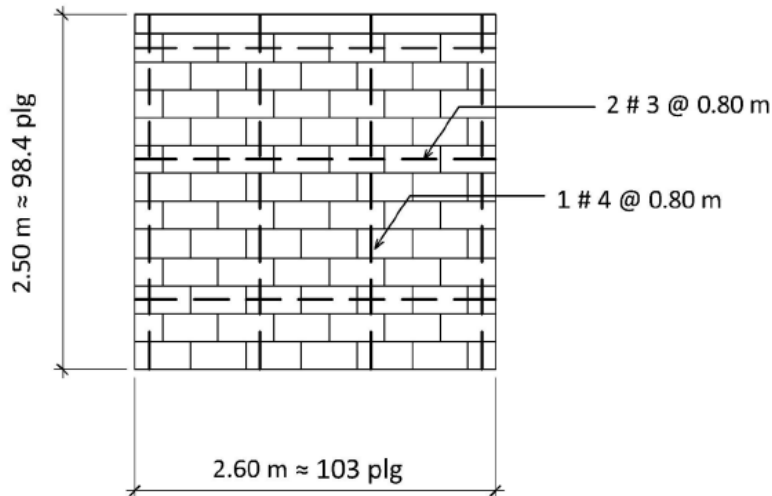
$$\Delta_{\text{permissible}} = 0,007 \cdot h = 0,007 \cdot 250 \text{ cm} = 1,75 \text{ cm}$$

$$\Delta_{\text{Permissible}} > \Delta_{\text{Admissible}} \quad \text{Sí cumple}$$

Cálculo de la rigidez:

$$R = \frac{1}{\Delta} = \frac{1}{0,0112} = \frac{89,29 \text{ kg}}{\text{cm}} = 500 \text{ lb/plg}$$

Figura 17. Armado del refuerzo horizontal y vertical del muro



Fuente: CHINCHILLA PAIZ, José Rafael. *Evaluación y comparación 18 años después de muros de mampostería de cementos puzolánicos*. p. 92.

3. INTRODUCCIÓN AL DISEÑO EN ACERO

El diseño de acuerdo con las disposiciones de diseño con base en resistencias admisibles (ASD) satisface los requisitos de esta especificación cuando la resistencia admisible de cada componente estructural es mayor o igual a la resistencia requerida determinada de acuerdo con las combinaciones de carga ASD.

$$R_a \leq R_n / \phi \quad [\text{Ec. 7}]$$

El factor de reducción varía según el tipo de esfuerzo que actúa sobre el elemento (tensión, compresión, flexión, corte o torsión) y, también, del caso específico de carga. Los factores de reducción de resistencia han sido determinados por medio de los ensayos y la observación del comportamiento de las estructuras metálicas en acontecimientos anteriores.

Existe un valor distinto de esfuerzo admisible para cada situación de carga que presente un elemento, existen distintos casos aun cuando el tipo de esfuerzo que se presenta es el mismo. Este tipo de diseño se basa en un valor reducido del esfuerzo de fluencia, por lo que se trabaja en el rango de comportamiento elástico de la estructura que resulta en diseños conservadores y menos económicos. El método de los esfuerzos admisibles se utilizará en este trabajo porque es el método más utilizado actualmente y se considera muy práctico.

En los sistemas estructurales al ensamble total de varios miembros individuales se le llamará armazón o estructura armada. La armadura

(articulada en sus nudos) y el marco (con nudos resistentes a momentos) son los dos tipos de sistemas estructurales básicos construidos a base de elementos estructurales; ambos sistemas pueden definirse como el esqueleto o armazón de la estructura total y no son más que miembros conexos que soportan las cargas impuestas por su propio peso (cargas muertas) y las cargas impuestas por objetos móviles (vivas); por lo cual la armazón debe soportar totalmente todas las cargas previstas de manera segura por lo que se trabajan con las condiciones del método ASD.

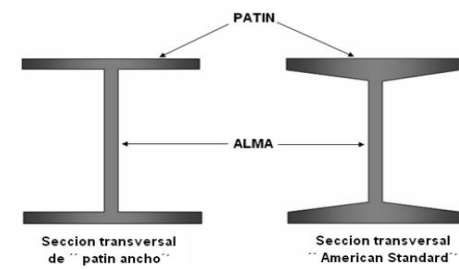
3.1. Diseño a corte, tensión, flexión y flexo compresión (AISC 2005)

A continuación, se describe el diseño de corte, tensión, flexión y flexo compresión.

3.1.1. Vigas

Elementos sometidos a flexión, usualmente, son miembros en posición horizontal, rectos y sujetos a cargas por gravedad cuya finalidad es soportar cargas verticales normales a su eje. Una viga resiste y transmite a sus apoyos la carga por medio de flexión y cortante y su clasificación va de acuerdo a su apoyo, y de su sección transversal; puede ser compuesta al añadir una placa en la parte superior e inferior. Para luces grandes, las vigas tipo I o W se fabrican en laminadoras de una sola longitud de hasta 75 pies (23 m aproximadamente) de patín de ancho; si se requiere de longitudes más cortas, se selecciona la sección transversal American Standard que posee patines ahusados (es decir que se van adelgazando en sus patines extremos), no está de más agregar que en una viga de metal, la sección transversal es más eficiente cuando se le da la forma mostrada.

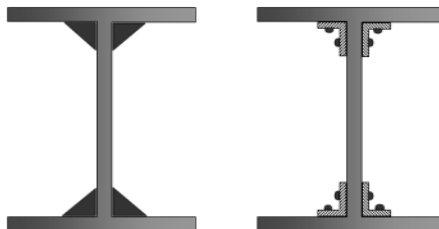
Figura 18. **Parte de viga tipo I**



Fuente: HIBBELER, Russell. *Análisis estructural*. p. 4.

Cuando se requiere que la viga tenga un claro más grande y las cargas aplicadas son sumamente mayores, la sección transversal puede tomar la forma de una viga armada.

Figura 19. **Combinación de viga tipo I**



Fuente: HIBBELER, Russell. *Análisis estructural*. p. 4.

Las vigas armadas se fabrican usando una gran placa para el alma y soldando placas en sus extremos y/o unidas por pernos de modo que hagan la función de patines; dan la facilidad de poder ser transportadas las vigas a obra

en segmentos los cuales se diseñan para ser empalmados en puntos donde la viga recibe cargas de momentos internos pequeños.

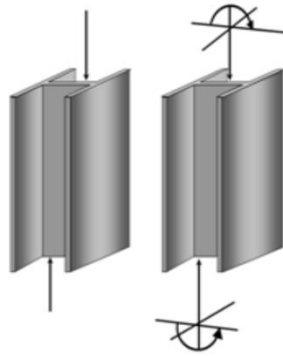
3.1.2. Columnas

Son los miembros que generalmente son verticales y resisten cargas axiales de compresión y se conocen como columnas; el estado de compresión axial es ideal en esta sección estructural ya que por las condiciones de continuidad de la construcción siempre se presentan excentricidades accidentales o imperfecciones de la carga aplicada que dan lugar a que ésta se encuentre acompañada de cierta flexión; el estado de compresión lleva como característica fundamental la posibilidad del pandeo.

Como ya se mencionó, debido a la tendencia al pandeo, la carga de seguridad en una columna no depende solamente del área de su sección transversal, sino también de la distribución del material con respecto a los ejes de dicha sección; es decir, la forma de la sección afectará.

Su resistencia no depende solo del área transversal y del esfuerzo resistente del material sino del módulo de elasticidad, longitud del elemento, condiciones de apoyo y de la forma de su sección; para las columnas metálicas suelen usarse secciones tubulares y secciones de patín ancho; en algunas ocasiones, estas columnas están sometidas a carga axial y al momento de flexión simultáneamente.

Figura 20. **Esquema columna**



Fuente: HIBBELER, Russell. *Análisis estructural*. p. 6.

La falla de columnas implica el fenómeno del pandeo durante el cual un miembro experimenta deflexiones de una forma totalmente diferente a la carga inicial. Cuando una columna cargada axialmente se carga por primera vez, simplemente se acorta o se comprime en la dirección de la carga alcanza la carga de pandeo y cesan la deformación por acortamiento, se da una deformación lateral o rotacional en la dirección normal al eje de la columna que limitan su capacidad por carga axial; por el contrario, en una columna larga, fallará bajo una carga que es proporcional a la rigidez flexionante $E \times I$ (módulo de elasticidad del acero \times el momento de inercia) del miembro e independiente de la resistencia del material.

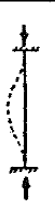

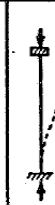
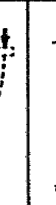
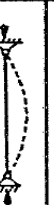
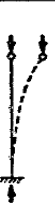




Al diseñar una columna de acero es importante recordar que, por lo general, el radio de giro mínimo es el que, debe considerarse y que está en función del área y de la forma de la sección transversal, una medida de su efectividad para resistir la flexión. Para miembros principales a compresión, la relación de esbeltez l/r no debe ser mayor a 200. Al determinar la carga sobre

una columna, uno de los primeros pasos es el cálculo de su relación de esbeltez.

Las especificaciones del AISC requieren que, además de tomar en cuenta la longitud sin soporte de la columna, se consideren también las condiciones de apoyo en sus extremos. La relación de esbeltez se toma como kl/r , donde k es un factor que depende del grado de restricción en los extremos de la columna y de los medios disponibles para resistir su desplazamiento lateral.

Tabla XII. Valores del factor de longitud efectiva K

Valores del factor de longitud efectiva K

La configuración deformada de la columna se muestra con línea punteada.						
Valor teórico de K	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Valor recomendado para diseño K	0.65	0.80	1.2	1.0	2.1	2.0
Condiciones de los apoyos	 Rotación y traslación restringidas	 Rotación libre traslación restringida	 Rotación restringida traslación libre	 Rotación y traslación libres		

Fuente: SANTIAGO GOMEZ, Elioth Vinicio. *Guía para el curso de estructuras metálicas 1*.

p. 36.

3.1.2.1. Diseño por tensión

El esfuerzo de tensión se calcula como el cociente de la fuerza de tensión y el área de la sección del cuerpo bajo esfuerzo. Según las especificaciones, se

determina que el esfuerzo admisible por tensión de un elemento es el 60 por ciento de su esfuerzo de fluencia.

$$F_a: 0,60F_y \quad [\text{Ec. 8}]$$

El área requerida del elemento es el cociente entre la carga de tensión real y el esfuerzo axial admisible. Bajo esfuerzos de tensión, el factor de esbeltez no tiene incidencia, sin embargo, puede establecerse un valor máximo a criterio del proyectista si considera que en algún momento podría trabajar a compresión.

3.1.2.2. Diseño por flexión un eje

Para seleccionar una viga para una condición dada, se calcula el momento flexionante máximo para la carga supuesta, se define un esfuerzo máximo por flexión y se selecciona una sección del manual de diseño en acero o de una ficha técnica adecuada que ofrezca un elemento con un módulo de sección mayor al calculado.

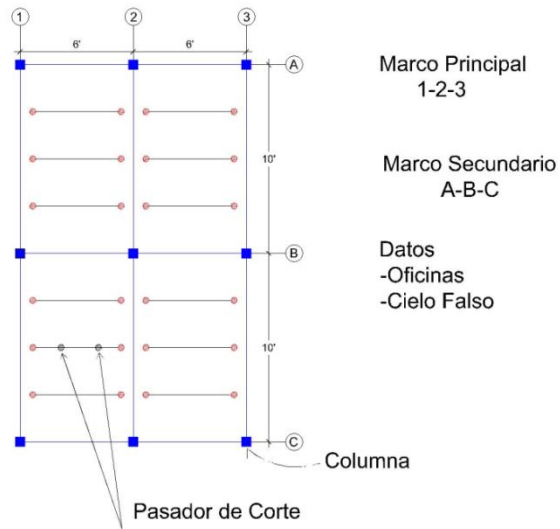
$$F_b: \frac{M c}{I} \quad [\text{Ec. 9}]$$

Debe recordarse que esta fórmula se limita al caso en que los esfuerzos se encuentran por debajo del límite elástico para estar basada en las hipótesis elásticas usuales.

3.2. Diseño viga secundaria

Ejemplo: determinar perfil adecuado para siguiente proyecto analizando todos los chequeos correspondientes.

Figura 21. **Planta del proyecto**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

- Integración de cargas.
- Sección de fundición.

Figura 22. **Sección de fundición**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

- Carga muerta

*Alfombra: 0,5 lbs/pie²

*Losa acero: 4 lbs/pie²

Concreto: 0,075*3,28*150: 36,9 lbs/pie²

*Cielo falso: 3,5 lbs/pie²

**Instalaciones eléctricas: 2 lbs/pie²

$$\sum \text{CM} : 46,90 \text{ lbs/pie}^2$$

(*) Dato proporcionado por proveedor

(**) Rango entre [2-5] lbs/pie²

- Carga viva

CV: 50 lbs/pie² (Según ASCE 07- tabla 8, página 15)

- Combinaciones

CM

1,2 CM + 1,6CV

CM + 0,75(CV + S)

La tercera combinación en nuestro medio no es factible que suceda y por estar trabajando el método ASD se utilizará una nueva combinación:

$$C_D: \text{CM} + \text{CV} \quad [\text{Ec. 10}]$$

$$C_D: 46,90 \text{ lbs/pie}^2 + 50 \text{ lbs/pie}^2: 96,90 \text{ lbs/pie}^2$$

- Área tributaria

Este valor se debe considerar en un rango [1,80m – 4,5m]

A_T : 2,5m.

- Carga uniformemente distribuida

$$W: A_T * C_D + P_{\text{PROPIOVIGA}} \quad [\text{Ec. 11}]$$

$P_{\text{PROPIOVIGA}}$: este valor se debe considerar en un rango [10-30] lbs/pie²

W : (2,50*3,28)(96,90)+30: 824,58 lbs/pie²: 0,824 k/pie²

$$M_D: \frac{WL^2}{8} \quad [\text{Ec. 12}]$$

$$M: \frac{0,824(6*3,28)^2}{8} : 39,89 \text{ k-pie (Ver anexo 1)}$$

De tablas

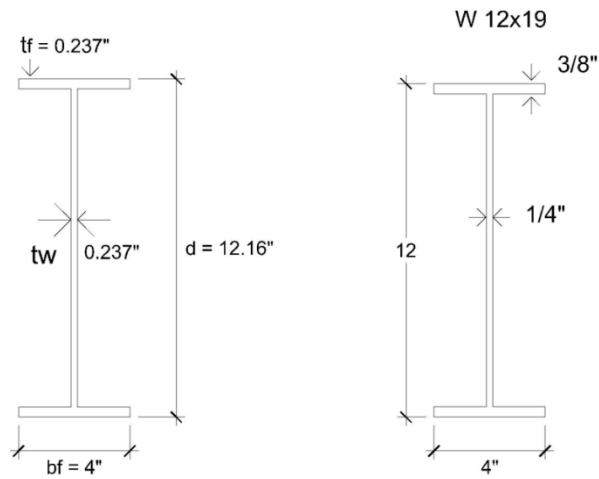
W12X19 M_R : 42,5 k-ft (viga compacta)

W14X17,2 M_R : 42 k-ft (viga compacta)

W10X19 M_R : 38 k-ft (viga no compacta)

En la elección de qué tipo de perfil y viga se utiliza, tomará en cuenta que las vigas compactas resisten sismicidad, mientras que las no compactas no resisten.

Figura 23. Perfiles a utilizar



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

$$F_b: 0,66F_y$$

$$F_y: 36 \text{ ksi}$$

$$F_b: 0,66(36): 23,76 \text{ ksi}$$

- Inercia perfil fabricado

$$I: \frac{1}{12}(4)(12+2\left(\frac{3}{8}\right))^3 - \frac{1}{12}\left(4-\frac{1}{4}\right)(12)^3: 690,89-540,00: 150,89 \text{ pulg}^4$$

$$I_{W12X19}: 130 \text{ pulg}^4 \text{ (según tabla anexo 4)}$$

$$C: \frac{h}{2}: \frac{12+2\left(\frac{3}{8}\right)}{2}: 6,375 \text{ pulg}$$

$$M_R: \frac{F_b \cdot I}{C}$$

[Ec. 13]

$$M_R: \frac{(21,6 \text{ ksi})(150,89 \text{ pulg}^4)}{6,375 \text{ pulg}} : 511,29 \text{ lb-pulg} * \frac{1 \text{ ft}}{12 \text{ pulg}} : 42,60 \text{ k-ft}$$

$M_{R_{W12 \times 19}}$: 42,50 k-ft (según gráfica anexo 3).

- Cálculo peso del perfil fabricado

$$\text{Área: } (12+2\left(\frac{3}{8}\right))(4) - \left(4-\frac{1}{4}\right)(12) : 6 \text{ pulg}^2$$

$$\text{Volumen: } 6 \text{ pulg}^2 * \left(\frac{1 \text{ ft}}{12 \text{ pulg}}\right)^2 : 0,042 \text{ ft} * 1 \text{ ft} : 0,042 \text{ ft}^3$$

$$W_{(\text{PESO})} : \gamma_{\text{acero}} * \text{Volumen} : (490 \text{ lb/ft}^2) * (0,042 \text{ ft}^3) : 20,58 \text{ lbs/ft.}$$

- Deflexión $\Delta \leq \delta$

Deflexión permisible \leq deflexión admisible

- Deflexión permisible

$$\Delta: \frac{5WL^4}{384 EI}$$

[Ec. 14]

Donde:

$$E: 29E6 \text{ lb/pulg}^2$$

$$L: 6 \text{ m} * \frac{3,28 \text{ ft}}{1 \text{ m}} * \frac{12 \text{ pulg}}{1 \text{ ft}} : 236,16 \text{ pulg}$$

$$W: 824,58 \frac{\text{lb}}{\text{ft}} * \frac{1 \text{ ft}}{12 \text{ pulg}} : 68,72 \frac{\text{lb}}{\text{pulg}}$$

$$I: \text{Inercia perfil fabricado: } 150,89 \text{ pulg}^4$$

$$\Delta: \frac{5(68,72 \frac{\text{lb}}{\text{pulg}})(236,16 \text{ pulg})^4}{384(29E6 \frac{\text{lb}}{\text{pulg}^2})(150,89 \text{ pulg}^4)} : 0,639 \text{ pulg}$$

- Deflexión admisible

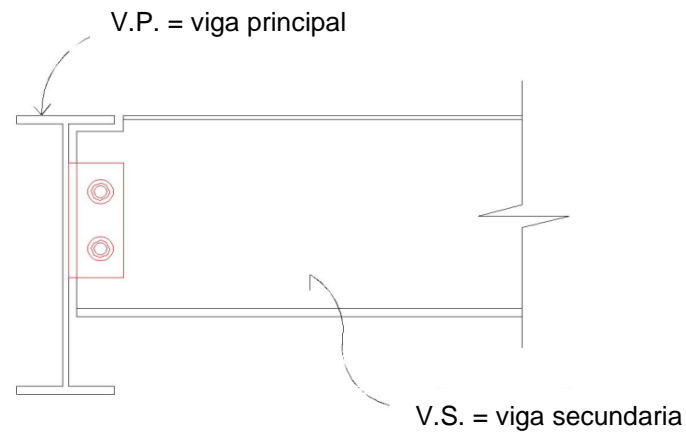
$$\delta: \frac{L}{260}$$

$$\delta: \frac{6 \cdot 3,28 \cdot 12}{260} : 0,908 \text{ pulg}$$

$$\Delta \leq \delta$$

$$0,636 \text{ pulg} \leq 0,908 \text{ pulg} \quad \text{OK}$$

Figura 24. **Sección viga principal – viga secundaria**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

*Si cumple con el chequeo necesario el perfil seleccionado $W_{12 \times 19}$ para la fabricación de la misma como viga secundaria.

En marcos de estructuras metálicas:

- Marcos especiales resistentes a momento
- Marcos embreisados

Figura 25. **Sección marco de estructura metálica**

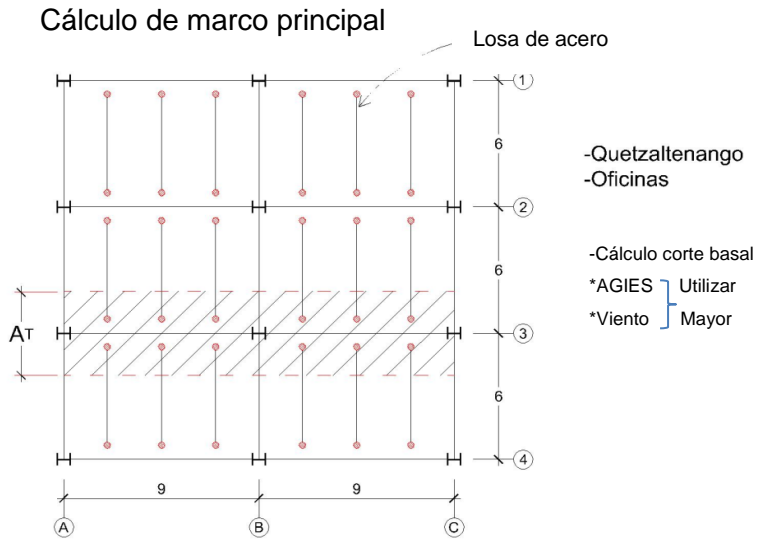


Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

3.3. Diseño viga principal

Ejemplo: determinar perfil adecuado para el siguiente proyecto analizando todos los chequeos correspondientes.

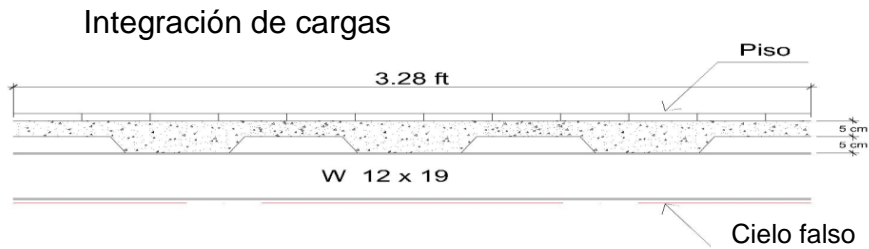
Figura 26. **Planta del proyecto**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

- Integración de cargas

Figura 27. Sección de fundición



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

- Carga muerta

Piso: $(2/100 \text{ m})(3,28 \text{ ft/m})(110 \text{ lb/ft}^3): 7,22 \text{ lb/ft}^2$

*Losacero: $4,5 \text{ lb/ft}^2$

Concreto: $(7,5/100 \text{ m})(3,28 \text{ ft/m})(150 \text{ lb/ft}^3): 36,9 \text{ lb/ft}^2$

*Viga secundaria: 6 lb/ft^2

*Cielo falso: 4 lb/ft^2

$$\sum \text{CM} : 58,62 \text{ lbs/pie}^2$$

(*) Dato proporcionado por proveedor

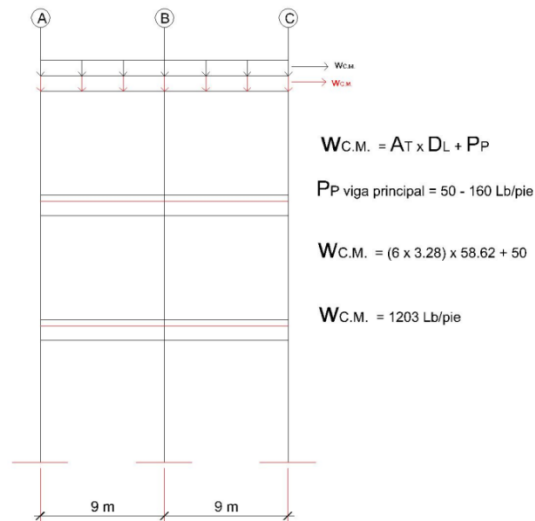
- Carga viva

Tipo de uso: oficinas

CV: 50 lb/ft^2 (depende del uso de la estructura)

*Tabiques: puede colocarse tanto como carga viva o carga muerta

Figura 28. **Carga distribuida en marcos estructurales**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

- Cálculo carga distribuida a marcos
 - Carga distribuida muerta

$$W_{CM}: A_T * C_M * P_{PROPIO \text{ VIGA PRINCIPAL}}$$

$P_{PROPIO \text{ VIGA PRINCIPAL}}$: rango entre [50 – 160] lb/ft

$$W_{CM}: (6 \text{ m} * 3,28 \text{ ft/m}) * (58,62 \text{ lb/ft}^2) + (50 \text{ lb/ft}): 1 \ 203 \text{ lb/ft}$$

- Carga distribuida viva

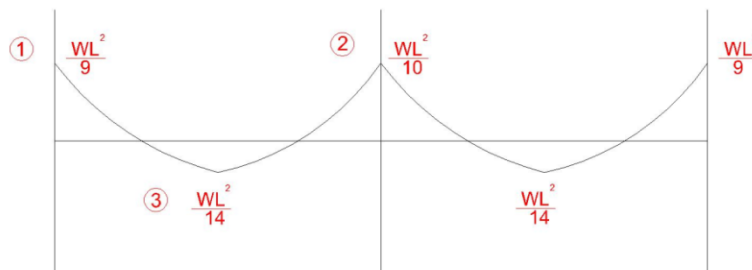
$$W_{CV}: A_T * C_V$$

$$W_{CV}: (6 \text{ m} * 3,28 \text{ ft/m}) * (50 \text{ lb/ft}^2): 984 \text{ lb/ft}$$

- Análisis estructural

Para este ejemplo predomina el sismo.

Figura 29. Análisis estructural



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

*Valores sacados ACI 318S-11, sección 8.3.3.

Tabla XIII. Resultados momentos por medio de análisis estructural

No.	Coficiente	M_{CV} (k - ft)	M_{CM} (k - ft)	* M_{SISMO} (k - ft)
1	$\frac{wL^2}{9}$	95	116	35
2	$\frac{wL^2}{10}$	86	105	32
3	$\frac{wL^2}{14}$	61	75	23

Fuente: elaboración propia.

* M_{SISMO} : se utilizó un factor del 30 % del M_{CM}

Datos:

Luz: (9m)*(3,28 ft/m): 29,52 ft

W_{CM} : (1 203 lb/ft)*(kip/1 000lb): 1,203 K – ft

W_{CV} : (984 lb/ft)*(kip/1 000lb): 0,984 K – ft

Combinaciones (AISC 05)

CM + CV

CM + 0,75E

CM + 0,75CV + 0,75E

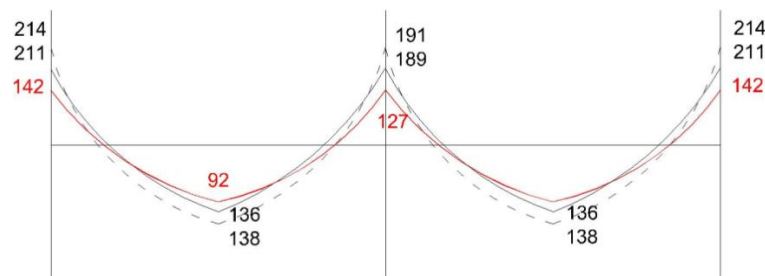
Tabla XIV. **Resultados de combinaciones de carga**

No	CM + CV	CM + 0,75E	CM + 0,75CV + 0,75E
1	+211	+142	+214
2	+189	+127	+191
3	-136	-92	-138

Fuente: elaboración propia.

Envolvente de momentos.

Figura 30. **Envolvente de momentos**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Máximos momentos (momentos resultantes actuantes M_{RAC}). Ver apéndice 1.

$M(-)$: 214 k – ft

$M(+)$: 138 k – ft

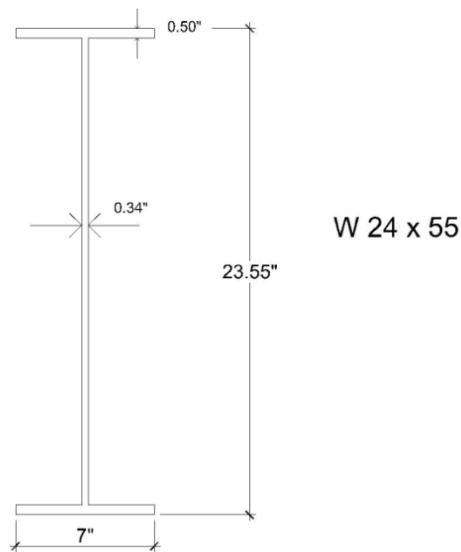
De tablas

W18X60 (viga no compacta)

W21X55 M_R : 200 k-ft (viga compacta)

W24X55 M_R : 227 k-ft (viga compacta)

Figura 31. Perfil a utilizar W24X55



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

- Perfil prefabricada

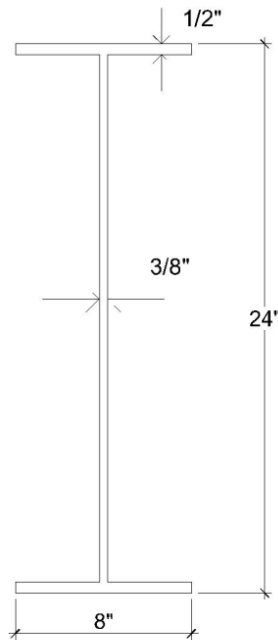
$$I: \frac{1}{12}(8)(24+2(0,5)^3)-\frac{1}{12}(8-\frac{3}{8})(24)^3:1\ 632,67\ \text{pulg}^4$$

$$C: \frac{24+2(0,5)}{2} : 12,5 \text{ pulg}$$

$$F_b: \frac{MC}{I} \Rightarrow M: \frac{IF_b}{C}$$

$$0,66F_y: F_b$$

Figura 32. Perfil prefabricada



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

$$M: \frac{0,66(36 \text{ PSI}) \cdot (1\,632,67 \text{ pulg})}{12,5 \text{ pulg}} : 3\,102,38 \text{ k-pulg} \cdot \frac{1 \text{ ft}}{12 \text{ pulg}} : 258,61 \text{ k-ft}$$

M_{RP} : momento resultante prefabricada: 258,61 k – ft

$$M_{RP} > M_{RACT}$$

$$258,61 > 214 \text{ OK}$$

- **Peso perfil**

Área: $(8 \times 2.5) - (8 - 3/8) \times (24)$: 17 pulg² * $(1 \text{ ft} / 12 \text{ pulg})^2$: 0,118 ft²

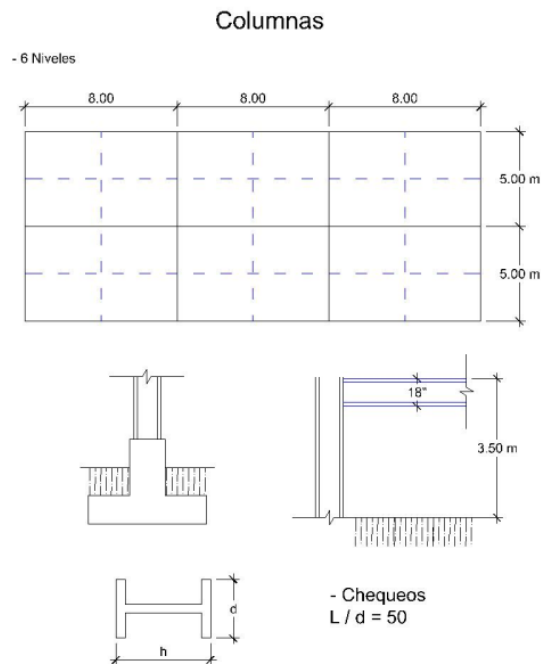
Peso: $\gamma_{\text{acero}} \times \text{Área}$: $(490 \text{ lb/ft}^3) \times (0,118 \text{ ft}^2)$: 58 lb/ft

*Se puede asumir que el perfil elegido se convirtió en un perfil W_{25X58} cumple con todos los chequeos para fabricar el mismo como viga principal

3.4. **Diseño columna**

A continuación, se describe el diseño de una columna.

Figura 33. Sección columna



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

- Chequeos

L/d: 50.

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq [0,95-1] \quad \text{Ecuación 14.}$$

Datos:

CM: 45 lb/ft²

CV: 60 lb/ft²

F_y: 36 ksi

Viga principal: W18X60

h_{rec}: 3,50 m

- Combinaciones

Cu: CM + CV: 45 + 60: 105 lb/ft²

Cu: CM + 0,75CV: 45 + 0,75*(60): 90 lb/ft²

Cu: CM + 0,75CV + 0,75E: 45 + 0,75*(60) + 0,75*(0,24*45): 98,10 lb/ft²

- Carga axial puntual

P_T: A_T*Cu*P_{P VP}.

A_T: (8 m*5 m): 40 m²* (3,28 ft/ 1 m)²: 430,34 ft².

P_T: (430,34 ft²)*(105 lb/ft²) + 60: 45 245,70 lb * 6 niveles: 271 474,20 lb

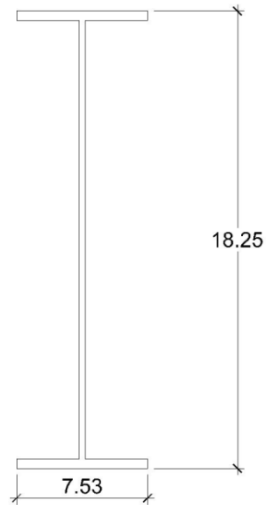
P_T: 271,47 Ton

P_T*FS (FS: factor de seguridad [1,5 – 2])

P_{6 NIVELES}: (271,47 Ton)*(1,5): 407,21 Klbs

- Longitud efectiva

Figura 34. Longitud efectiva



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Le: $h_{rec} - h_{VIGA\ PRINCIPAL}$

Le: $3,50m - [(18\ pulg) * (2,54\ cm / 1\ pulg) * (1\ m / 100\ cm)]: 3,04\ m$

Le: 10 ft

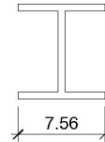
(Ver anexo 4)

De tablas

Figura 35. **Tablas columnas AISC 05**

Tablas

Vigas - W 18 x 60



Tablas Columnas
PT = 430 K

W12
12 x 10



W12
12 x 12

19 12 65

Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Vigas: W18X60

P_T : 430 klb

W12X79 Cumple con la P_T solicitada

De tablas:

A: 23,2 pulg⁴

r_y : 3,05 pulg

r_x/r_y : 1,75

r_x : 1,75* 3,05 pulg: 5,34 pulg

- Chequeos

$$f_a = \frac{P_T}{A} = \frac{430 \text{ Ton}}{23,2 \text{ pulg}^4} : 18,53 \text{ Klb/pulg}^2.$$

$$\frac{kL}{r_x} : \frac{(1)(3,05\text{m} \cdot 3,28\text{ft} \cdot 12 \text{ pulg})}{5,34 \text{ pulg}} : 22,48$$

Ver anexo 5

De tabla

$$\frac{kL}{r_x} : 22,48 : \text{se realiza un promedio entre filas 22 - 23}$$

Fila 22: Fa: 20,48

Fila 23: Fa: 20,41

Promedio Fila 22 y 23: Fa: 20,45

$$\frac{f_a}{F_a} : \frac{18,53}{20,45} : 0,91 \text{ compresión}$$

Fb: $0,60F_y$: $0,66(36 \text{ ksi})$: 21,6 ksi

$$f_b : \frac{M C}{I}$$

Donde:

M: momento calculado de un análisis estructural: 120 k – pulg

C: $L_e/2$ (Tablas): $12,80/2$: 6,40 pulg

$$f_b : \frac{(120 \text{ k} - \text{pulg}) \cdot (6,40 \text{ pulg})}{663 \text{ pulg}^4} : 1,12 \text{ ksi}$$

$$\frac{f_b}{F_b} : \frac{1,12 \text{ ksi}}{21,6 \text{ ksi}} : 0,0536$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} : 0,91 + 0,0536 : 0,96 \leq [0,95 , 1] \text{ OK}$$

Si cumple con el perfil seleccionado W 12X19 la columna a fabricar.

CONCLUSIONES

1. La situación actual en Guatemala indica que cada día se esta más acerca ante un fenómeno natural como un sismo o terremoto de gran escala de impacto, por lo tanto es de vital importancia que cualquier tipo de diseño estructural que se realice, se debe calcular su corte basal según sus diferentes códigos o normas que rijan al país, en su caso, las Normas AGIES NSE 2-10, NSE 3-10, con sus respectivas correcciones del año 2014, o la más actualizada, y las Normas AISC 05 para el diseño en estructura metálica, para realizar diseños apropiados para que las personas evacuen al momento del fenómeno natural.
2. La mampostería reforzada básicamente se trabaja en tipo cajón con refuerzo vertical (mochetas) y su refuerzo horizontal (soleras), desafortunadamente, a pesar del pobre desempeño de la mampostería sin refuerzo, la sociedad no se erradica su uso al 100 %; el proceso del diseño se resume en el uso adecuado de materiales, todas los requerimientos mínimos dados por las Normas AGIES 7.4 NSE o FHA: mínimo de longitud de pared para no sufrir una gran torsión en la estructura, cumplir con la mayoría de regularidades verticales y horizontales, entre otras; en este tipo de diseño se utilizó el método simplificado que en el medio es el más utilizado en el diseño.
3. El diseño en acero se basa en el método ASD (método de diseño por esfuerzo permisibles): unión y colocación de los diferentes perfiles de acero; este tipo de material está evolucionando su uso en el país en los últimos años. Como mencionó, se basa principalmente en ASD, aunque

la realidad en el país es que se realice una combinación del método ASD con el método LRFD, que trabaja con esfuerzos permisibles; al momento de realizar envolventes de momento aplicar factores de diseño para mejorar diferentes tipos de cargas.

4. Esta es una guía teórica-práctica del curso Diseño Estructural 2, de la Escuela de Ingeniería Civil, de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala que plantea un proceso de diseño adecuado a la realidad y de fácil aplicación; cumple con las normas y/o códigos de cada diseño para mampostería y para acero, diseños más comunes en el medio nacional; se debería y se tendrá un conocimiento apto para su diseño estructural.

RECOMENDACIONES

1. Para Guatemala es importante contar con estudios relacionados a temas estructurales, en marcos estructurales y en mampostería reforzada y en acero para prevenir y salvaguardar vidas humanas al momento de un evento sísmico por lo que se debe tener claro y poner atención en donde se construye y evitar: proximidad del borde de un barranco, sobre una pendiente o talud pronunciado, al pie de una zona de deslizamiento, zonas de quebradas, sobre el cauce de los ríos, zonas inundables por crecida de ríos, sobre terrenos mal compactado, sobre suelos rellenos con basura, nivel freático somero.
2. De nada sirve tener el mejor block, concreto, acero de refuerzo si la disposición de los muros de mampostería reforzada no es la adecuada; por lo que se debe estar conscientes que en un país sísmico no es suficiente saber la cantidad y el tipo de paredes que se necesitan; también, es importante saber dónde colocarlas; bien distribuidas significa que debe haber paredes suficientes en el exterior de la construcción y también cierta cantidad en el interior que soporten las cargas generadas por los sismos. Y realizar todos los chequeos que estos involucren.
3. Utilizar las normas aplicables en el país, Normas AGIES, ya que su uso ayuda a dar resultados más precisos y, en consecuencia, un diseño mejor que si se utilizaran normas extranjeras, con respecto a mampostería reforzada y sismo; se habla de acero no existe norma guatemalteca que rijan su diseño, por lo tanto, se realiza el diseño con el AISC, American Institute of Steel Construction; se tiene en

consideración que en este medio no existe la gran variedad de perfiles de acero que este código establece.

BIBLIOGRAFÍA

1. Alasero. *Programa de apoyo a la enseñanza de la construcción en acero. Métodos de diseño.* [En línea]. <http://www.academia.edu/782/3_Metodos_de_Disenos>. [Consulta: 23 de enero de 2017].
2. ALVAREZ HAASE, Ricardo Augusto. *Programas para análisis de estructuras de mampostería reforzada por los métodos simplista y realista.* Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2005. 185 p.
3. American Institute of Steel Construction. *Specification for structural steel buildings (ANSI/AISC 360-05).* Estados Unidos: AISC, 2005. 420 p.
4. ANADISEC. *Análisis, diseño y supervisión de estructuras y cimentaciones.* Diseño estructural. [En línea]. <<http://www.anadisecc.com/disenos.html>>. [Consulta: 15 de enero de 2017].
5. ARQHYS Arquitectura. *Acero estructural.* [En línea] <<http://www.arqhys.com/contenidos/estructurales-aceros.html>>. [Consulta: 3 de enero de 2017].

6. Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica (AGIES). *Bases generales de diseño y construcción. (Colección NR-1)*. Guatemala: 2010. 7 p.
7. CHINCHILLA PAIZ, José Rafael. *Evaluación y comparación 18 años después de muros de mampostería de cementos puzolánicos*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería , 2010. 148 p.
8. CUTÉ BALCARCEL, Mario David. *Consideraciones para el diseño en acero de rótulos publicitarios en voladizo*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2014. 300 p.
9. FHA Instituto de Fomento de Hipotecas Aseguradas. *Qué es el FHA*. [En línea]. <<http://casanuevafha.com.gt/que-es-el-fha/>>. [Consulta: 15 de junio de 2016].
10. GÓMEZ VILLAGRAN, Laura Mabely. *Procedimiento recomendado para el diseño estructural de un edificio de 4 niveles, formado con marcos de concreto reforzado, utilizando las normas AGIES 2002*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2004. 110 p.
11. Ingeniería y construcción. *El bloque de concreto en albañilería*. [En línea]. <<http://civilgeeks.com/2011/12/09/el-bloque-de-concreto-en-albanileria/>>. [Consulta: 3 de diciembre de 2016].

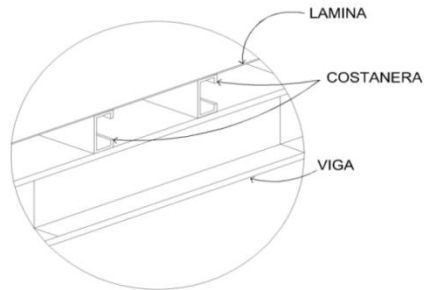
12. OVANDO FERNÁNDEZ, Erwin Estuardo. *Diseño y cálculo de una pasarela de metal*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 2011. 140 p.

13. SANTIAGO GOMEZ, Elioth Vinicio. *Guía para el curso de estructuras metálicas 1*. Trabajo de graduación de Ing. Civil. Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de Ingeniería, 1996. 80 p.

APÉNDICES

Apéndice 1. **Diseño Costaneras**

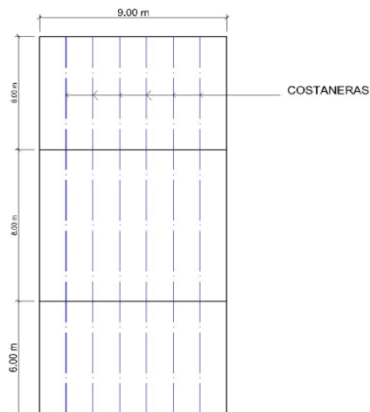
Figura A1. **Sección típica**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Ejemplo: calcular tipo de perfil de costanera ideal al proyecto por método ASD, cumpliendo con sus respectivos chequeos.

Figura A2. **Planta proyecto**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

- Integración de cargas

- Carga muerta

*Lámina: 3 lb/ft²

**Instalaciones: 0,5 lb/ft²

(*) Dato proporcionado por el proveedor

(**) Dato que se encuentre en rango [0,5 – 1] lb/ft²

$$\sum \text{CM}: 3.5 \text{ lbs/pie}^2$$

- Carga viva

*Techo poco acceso: 12 lb/ft²

(*) Dato que se encuentra en rango [8 – 12] lb/ft²

Carga de viento: 10 lb/ft²

(**) Dato proporcionado por AISC 05 que se encuentra en rango [8 – 16]

- Combinaciones de carga

CM + CV

CM + C_{VIENTO}

CM + 0,75CV + 0,75C_{VIENTO}*

*Poco probable que se presente esta combinación

- Para este ejemplo:

Cu₁: CM + CV: 3,5 lb/ft² + 12 lb/ft²: 15,5 lb/ft² (crítica)

Cu₂: CM + C_{VIENTO}: 3,5 lb/ft² + 10 lb/ft²: 13,5 lb/ft²

- Carga distribuida:

$W: A_T * C_u + P_P \text{ COST.}$

Área tributaria (A_T).

Valor mínimo: 0,50m

Valor máximo: 1,50m

Para este ejemplo se usará $A_T: 1,20\text{m}$

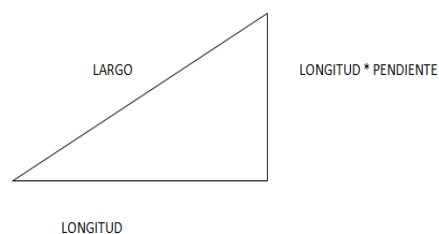
Se tienen estos valores como máximo o mínimo, de acuerdo a la referencia de un paso de un ser humano que este podría dar sin ningún problema.

Número de costaneras

Longitud: 9 m

Costaneras: hipotenusa / A_T

Figura A3. **Relación longitud-largo- pendiente**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Pendiente de costanera: 25 %*

Este valor puede variar en el rango [5 – 50] %

$$\text{Hipotenusa: } \sqrt{(9 * 0,25)^2 + 9^2}: 9,28 \text{ m}$$

#Costaneras: 9,28/1,2: 7,73 unidades por lo que se puede trabajar tanto como 7 u 8 unidades

A_{T7} : 9,28/7: 1,325m

A_{T8} : 9,28/8: 1,16m

Se utilizaran 8 unidades

Peso propio costanera

Este valor puede encontrarse en un rango [3 – 7] lb/ft

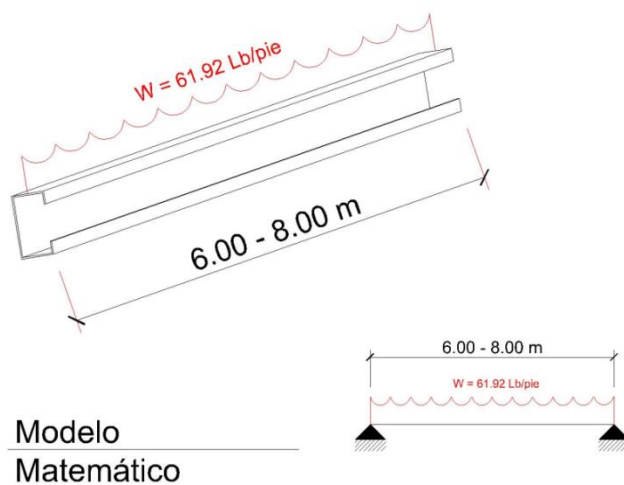
Se utilizará P_{PCOST} : 3 lb/ft

- Carga distribuida:

$W: A_T * Cu + P_{PCOST}$

$$W: \frac{1,16 \text{ m} * 3,28 \text{ ft}}{1 \text{ m}} * \frac{15,5 \text{ lb}}{\text{ft}^2} + \frac{3 \text{ lb}}{\text{ft}} : 61,97 \text{ lb/ft}$$

Figura A4. **Modelo matemático**



Modelo
Matemático

Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

- Momento máximo (M_{MAX})

$$M_{Max}: WL^2/8$$

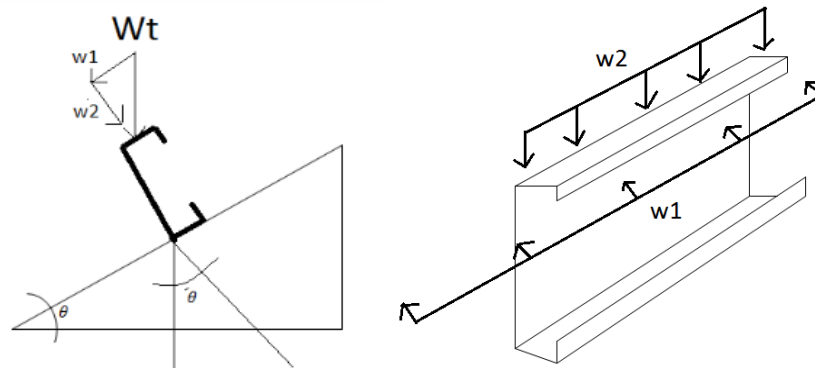
$$M_{MAX\ 6m}: \frac{(61,97 \frac{lb}{ft})(6m * \frac{3,28ft}{m})^2}{8} : 3\ 000,14\ lb-ft$$

$$M_{MAX\ 8\ m}: \frac{(61,97 \frac{lb}{ft})(8\ m * \frac{3,28\ ft}{m})^2}{8} : 5\ 333,58\ lb - ft$$

Momento diseño: $M_{MAX\ 6m}: 3.00\ klb - ft^*$.

*Comparar momento de diseño con M_R de costanera en tabla.

Figura A5. **Forma de trabajar las cargas en cada eje**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

- Cargas dependiendo del eje afectado

$$tg^{-1}: (2,25/9): \beta$$

$$\beta: 14,04^\circ$$

$W_x: (61,97 \text{ lb/ft}) * \text{sen}(14,04^\circ): 15,03 \text{ lb/ft}$

$W_y: (61,97 \text{ lb/ft}) * \text{cos}(14,04^\circ): 60,12 \text{ lb/ft}$

$W_y: W_2$

$W_x: W_1$

Eje crítico W_2 por la carga distribuida sobre el mismo

Momento de diseño en eje W_2

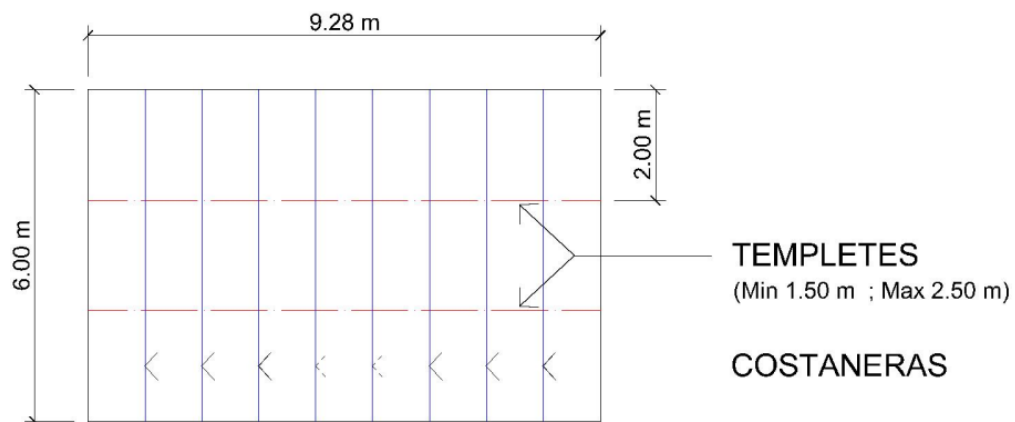
$$M_{Dy}: \frac{W_y * L^2}{8} : \frac{\left(60,12 \frac{\text{lb}}{\text{ft}}\right) * (6\text{m} * 3,28\text{ft/m})^2}{1000} : 2,91 \text{ k - ft.}$$

- Chequeos

$M_{\text{DISEÑO RESISTENTE (TABLA)}} > M_{Dy} \text{ CALCULADO}$

- Templetes:

Figura A6. **Planta de templetes**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Datos:

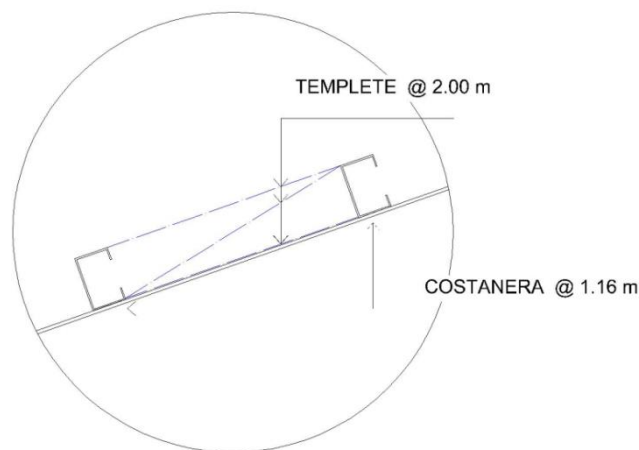
L: luz libre (varía en un rango [1,5 – 2] m).

L: 2 m

Diámetro a utilizar: se selecciona un diámetro adecuado a utilizar

Diámetro: 3/8"

Figura A7. Ubicación de templete



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Momento de diseño con eje y carga crítica $W_x: W_1$

$$M_{DX} = \frac{W_y \cdot L^2}{8} = \frac{\left(15,03 \frac{\text{lb}}{\text{ft}}\right) \cdot (2 \text{ m} \cdot 3,28 \text{ ft/m})^2}{8 \cdot 1000} = 0,08 \text{ k - ft.}$$

De tabla: ver anexo 7

$I_x: 0,37 \text{ pulg}^4$

C: 1 pulg

- Chequeos

$$f_b: M_x \cdot C / I_x$$

$$f_b: 0,60(36 \text{ ksi}): 21,6 \text{ ksi}$$

$$M_x: \frac{f_b \cdot I_x}{C}: \frac{(21,6 \text{ ksi}) \cdot (0,37 \text{ pulg}^4)}{1 \text{ pulg}}: 7,99 \text{ k-ft}$$

$$M_x > M_{Dx}$$

$$7,99 > 0,08 \text{ OK}$$

- Deflexiones

- Deflexión permisible

$$\Delta p: \frac{L}{260}: \frac{6 \cdot 3,28 \cdot 12}{260}: 0,908 \text{ pulg}$$

- Deflexión admisible

$$\Delta ad: \frac{5 \cdot W \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I}: \frac{5 \cdot (5,01 \frac{\text{lb}}{\text{pulg}}) (6 \text{ m} \cdot 3,28 \text{ ft/m} \cdot 12 \text{ pul/ft})^4}{384 \cdot (29\,000\,000 \text{ ksi}) \cdot (0,37 \text{ pulg}^4)}: 20,57 \text{ pulg}$$

Donde:

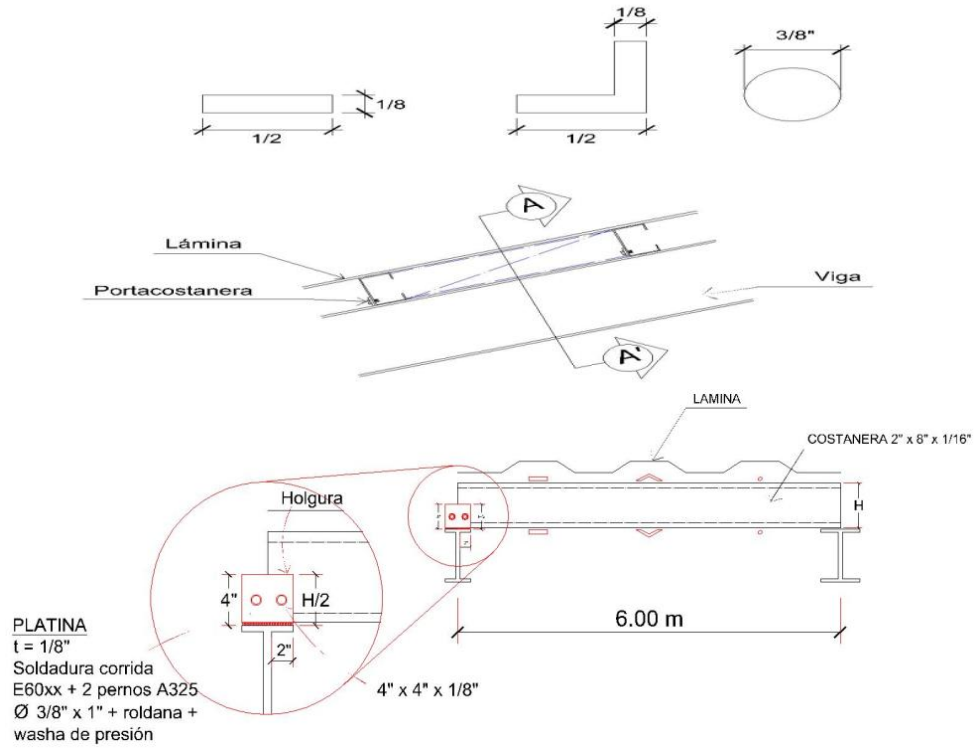
W: El mayor entre W_1 y W_2 en lb/pulg

$$\Delta ad > \Delta p$$

$$20,57 > 0,908 \text{ OK}$$

Utilizar costanera 2"x8"x1/16" @ 1,16 m. Utilizar templetes de 3/8" @ 0,20 m

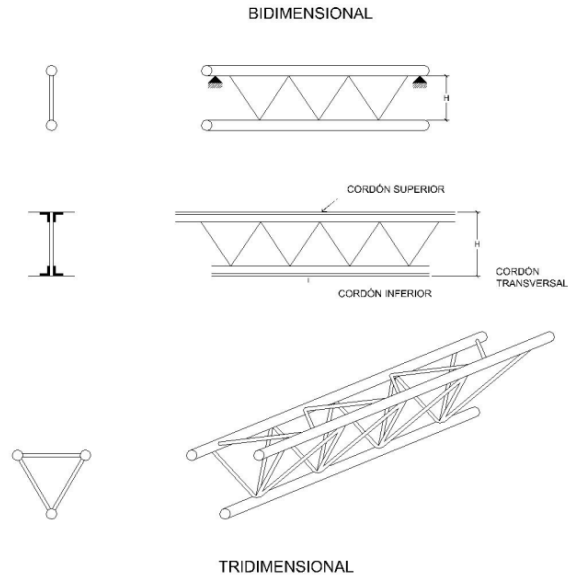
Figura A8. Sección típica de templete



Fuente elaboración propia, empleando AutoCAD.

Apéndice 2. Diseño Joist

Figura A9. Sección típica Joist



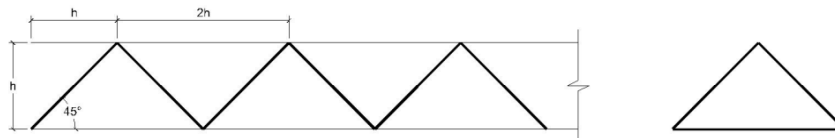
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Predimensionamiento:

Altura de Joist: $h: L/24: 10 \text{ m}/24: 0,42 \text{ m}$.

Se puede asumir $h: [0,40 - 0,45 - 0,50] \text{ m}$

Figura A10. Relación de triángulos para ancho tributario

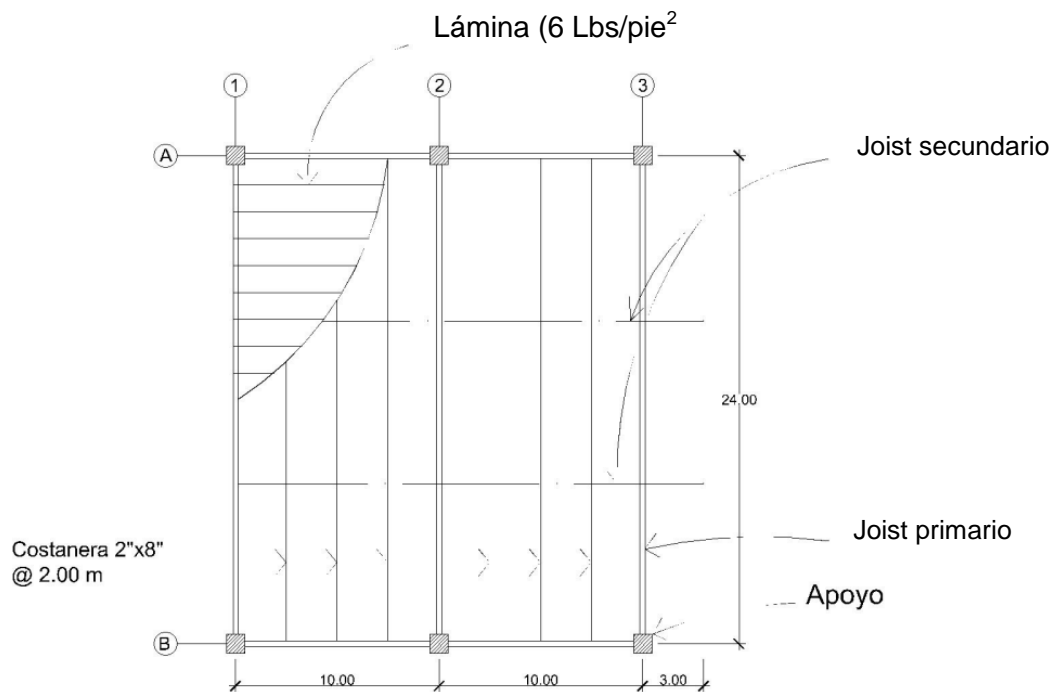


Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Ejemplo:

Determinar el perfil adecuado de Joist a diseñar, analizando todos los chequeos correspondientes.

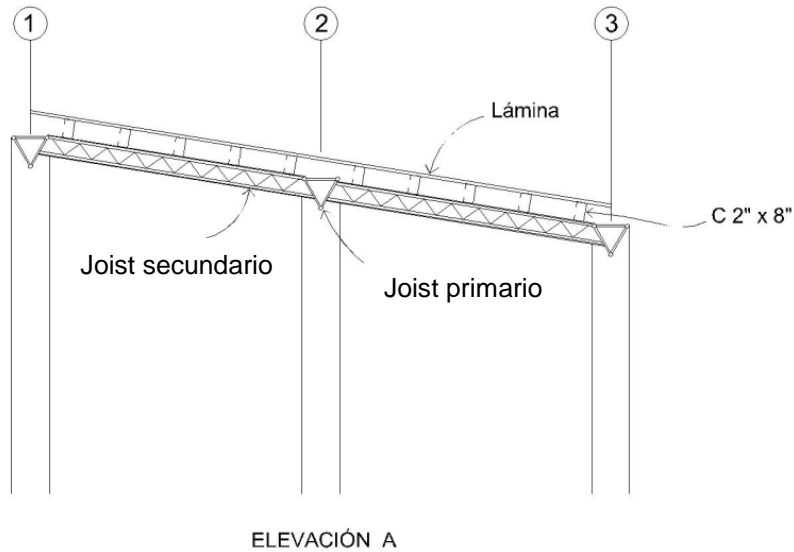
Figura A11. **Planta del proyecto**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Altura de Joist:

Figura A12. Elevación A



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Si h: 0,40 m: 15,75 pul por lo que se puede trabajar como [15 – 16] pulg

Si h: 0,45 m: 17,77 pul por lo que se puede trabajar como [17 – 18] pulg

Si h: 0,50 m: 19,69 pul por lo que se puede trabajar como [19 – 20] pulg

- Integración de carga:

- Carga muerta:

Costaneras a utilizar: 6 unidades 2"x8"x1/16"

*Costanera: 6 lb/ft²*costanera

Peso costanera: 2"x8"x1/16": 2,71 lb/ft

Costanera: $P_{\text{PROPIO COSTANERA}} * L * \# \text{Costaneras}$

Costanera: $(2,71 \text{ lb/ft}) \cdot (24 \text{ m} \cdot 3.28 \text{ ft/m}) \cdot (6)$: 1 279 lbs

Costanera: $(1\ 279 \text{ lb}) \cdot (1 \text{ m}^2/10 \cdot 24 \text{ m}^2)(3,28 \text{ ft}^2)$: 0,495 lb/ft²

Costanera: 0,50 lb/ft²* 12 unidades: 6 lb/ft²

Instalaciones: 1 lb/ft²

(*) Dato proporcionado por proveedor

$$\sum \text{CM} : 7 \text{ lbs/pie}^2$$

- Carga viva:

Según Código AGIES/IBC se puede asumir una carga de: 12 lb/ft²

- Carga viento:

Según Código AGIES/IBC se puede asumir una carga de: 15 lb/ft²

- Combinaciones de carga:

Cu: CM + CV: $7 \text{ lb/ft}^2 + 12 \text{ lb/ft}^2$: 19 lb/ft²

Cu: CM + C_{VIENTO}: $7 \text{ lb/ft}^2 + 15 \text{ lb/ft}^2$: 22 lb/ft²

*Cu: CM + 0,75CV + 0,75C_{VIENTO}: $7 \text{ lb/ft}^2 + 12 \text{ lb/ft}^2 + 15 \text{ lb/ft}^2$: 34 lb/ft²

(*) Poco probable que suceda esta combinación por lo que se omite

Cu: 22 lb/ft²

- Momento de diseño:

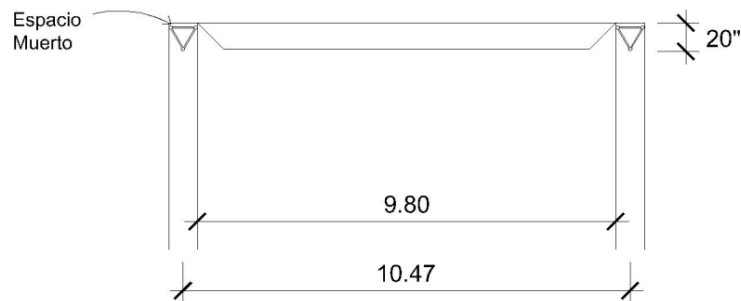
$$M_D : \frac{WL^2}{8}$$

$$W: A_T * Cu + P_P$$

A_T : 6m

P_{PROPIO} : Se encuentra en un rango [10 – 50] lb/ft: 20 lb/ft

Figura A13. **Planta colocación de Joist**



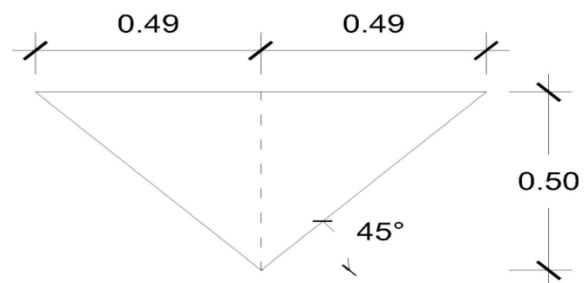
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

h: 20 pulg: 50cm

9,80m/ 1m: 9,80 espacios

9,8m/ 10: 0,98m

Figura A14. **Relación de triángulo para cantidad de espacios de Joist**



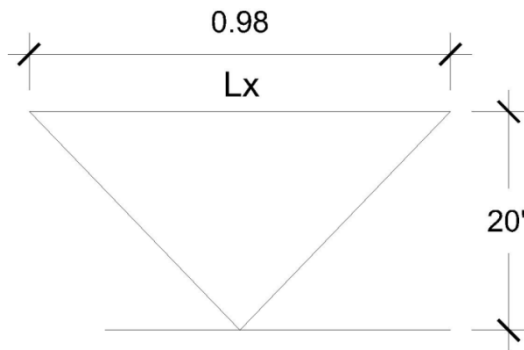
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

$$W: (6 \text{ m} * 3,28\text{ft}) * (22 \text{ lb/ft}^2) + 20 \text{ lb/ft}: 452,96 \text{ lb/ft}$$

$$M_D: (0,452 \text{ kip}) * (9,8\text{m} * 3,28\text{ft})^2 / 8: 58,38 \text{ k} - \text{ft}$$

- Diseño de cordón inferior:

Figura A15. **Sección cordón inferior**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

$$M: P_{\text{CORDON INF}} * d$$

$P_{\text{C INF}}$: tensión: compresión

d: h: altura de Joist definida

$$M_D: (58,38 \text{ k} - \text{ft}) * (12 \text{ pulg} / 1 \text{ ft}): 700,56 \text{ k} - \text{pulg}$$

$$T: (700 \text{ k} - \text{pulg}) / (20 \text{ pulg}): 35 \text{ kip}$$

- Esfuerzo de tensión:

$$f_s: T / A_s$$

$$A_{SR}: T / f_s$$

$$f_s: 0,60F_y \text{ [elemento no compacto]}$$

$f_s: 0,66F_y$ [elemento compacto]

$F_y: 36 \text{ ksi}: 36\,000 \text{ lb/pulg}^2$

$A_{SR}: 35 \text{ kip} / 0,60 \cdot 36 \text{ kip}: 1,62 \text{ pulg}^2$

Cordón inferior será de $1 \frac{3}{4} \times 1 \frac{3}{4} \times \frac{1}{4}$; donde su peso: 5,54 lb/ft. Ver anexo 6

Estimar elemento: $1 \frac{3}{4} \times 1 \frac{3}{4} \times \frac{1}{4}$. Sigüientes valores son de tabla

$A: 1,63 \text{ pulg}^2$

$r_x: 0,529 \text{ pulg}$

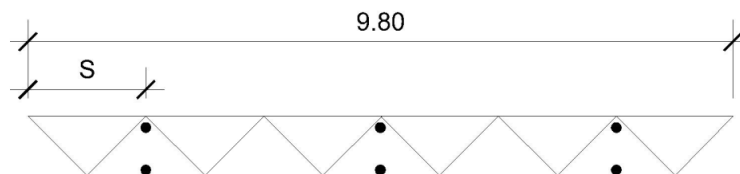
$r_y: 0,941 \text{ pulg}$

Diámetro: $\frac{1}{2}$ "

$L_x: (0,98\text{m}) \cdot (3,28 \text{ ft/m}) \cdot (12 \text{ pulg/ft}): 38 \text{ pulg}$

Luces mayores 6 m; 3 templetes

Figura A16. **Sección determinación de espacios "S"**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

$L_y: L_T / \text{Espacio: "S"}$

$L_y: 9,8/4: 2,45 \text{ m}: 96,43 \text{ pulg}$

$k: 1$

$$\frac{kL_x}{r_x} : \frac{(1) \cdot (38 \text{ pulg})}{0,529 \text{ pulg}} : 71,83 \quad \frac{kL_y}{r_y} : \frac{(1) \cdot (96,43 \text{ pulg})}{0,941 \text{ pulg}} : 102,48$$

*Factores < 120

De tabla 1 – 36, AISC 05 Specification “allowable stress (ksi)” página 5 – 84.

Tabla AI. **Tabla de factores AISC 05**

$\frac{kL}{r}$	Fa (ksi)	$\frac{kL}{r}$	Fa (ksi)
71	16,33	102	12,72
71.83	16,27	102,48	12,66
72	16,22	103	12,59

Fuente: elaboración propia.

Fa: ksi

M: T*d

Tensión: compresión [T:C]

C: M/d: 35 kip

Área de acero requerida

$A_{S\text{REQ}}: C/Fa$

$A_{S\text{REQ1}}: 35/16,27: 2,15 \text{ pulg}^2$

$A_{S\text{REQ2}}: 35/12,66: 2,76 \text{ pulg}^2$

*Se elige el mayor entre $A_{S\text{REQ1}}$ y $A_{S\text{REQ2}}$

$A_{S\text{REQUERIDA}} > A_{S\text{PROPUESTA}}$ No chequea

$2.76 \text{ pulg}^2 > 1.63 \text{ pulg}^2$ No chequea

2da iteración:

Estimar elemento: $2 \frac{1}{2}'' \times 2 \frac{1}{2}'' \times \frac{1}{4}''$

A: $2,38 \text{ pulg}^2$

Diámetro: $\frac{3}{4}''$

$r_x: 0,76 \text{ pulg}$

$r_y: 1,34 \text{ pulg}$

$L_x: (0,98 \text{ m}) \cdot (3,28 \text{ ft/m}) \cdot (12 \text{ pulg/ft}): 38 \text{ pulg}$

Luces mayores 6m; 3 templetas

$L_y: L_T / \text{Espacio}: "S"$

$L_y: 9,8/4: 2,45\text{m}: 96,43 \text{ pulg}$

k: 1

$$\frac{kL_x}{r_x} : \frac{(1) \cdot (38 \text{ pulg})}{0,76 \text{ pulg}} : 50,00 \quad \frac{kL_y}{r_y} : \frac{(1) \cdot (96,43 \text{ pulg})}{1,34 \text{ pulg}} : 71,96$$

*Factores < 120

De tabla 1 – 36, AISC 05 Specification “allowable stress (ksi)” página 5 – 84. Ver anexo 7

Fa: ksi

Tabla All. **Tabla de factores AISC 05**

$\frac{kL}{r}$	Fa (ksi)	$\frac{kL}{r}$	Fa (ksi)
-	-	71	16,33
50	18,35	71,96	16,28
-	-	72	16,22

Fuente: elaboración propia.

M: T*d

Tensión: compresión [T:C]

C: M/d: 35 kip

Área de acero requerida

$A_{S \text{ REQ}}: C/Fa$

$A_{S \text{ REQ}1}: 35/18,35: 1,41 \text{ pulg}^2$

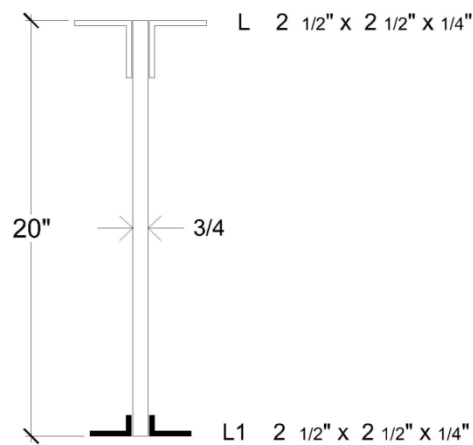
$A_{S\text{ REQ}2}: 35/16,28: 2,15 \text{ pulg}^2$

*Se elige el mayor entre $A_{S\text{ REQ}1}$ y $A_{S\text{ REQ}2}$

$A_{S\text{ REQUERIDA}} < A_{S\text{ PROPUESTA}}$ chequea

$2,15 \text{ pulg}^2 < 2,38 \text{ pulg}^2$ chequea

Figura A17. **Perfil a utilizar cordón inferior**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

Cordón transversal:

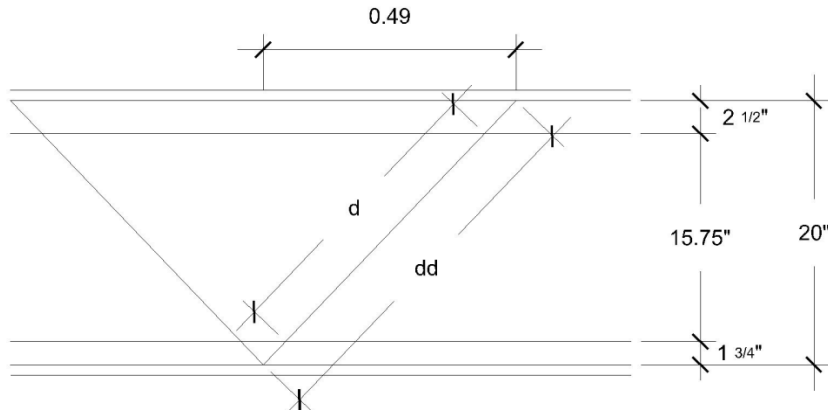
Varilla propuesta: $\frac{3}{4}$ "

A: $0,44 \text{ pulg}^2$

Si trabajamos 1 sola varilla $r_x: r_y: 0,25$ diámetro de varilla

Si trabajamos 2 varillas $r_x: r_y: 0,56$ diámetro de varilla

Figura A18. **Sección cordón transversal**



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD.

$$dd: \sqrt{(0,49)^2 + (0,50)^2}: 0,70 \text{ m}$$

dd: 27,55 pulg

d: (27,55 pulg) – (2.5 pulg) – (1.75 pulg): 23.30 pulg

K₁: 0,75

K₂: 1

$$\frac{kL_x}{r_x}: \frac{(0,75) \cdot (23,30 \text{ pulg})}{0,25 \cdot (3/4 \text{ pulg})}: 93,20 \quad \frac{kL_y}{r_y}: \frac{(1) \cdot (23,30 \text{ pulg})}{0,25 \cdot (3/4 \text{ pulg})}: 124,27$$

*Factores < 120

De tabla 1 – 36, AISC 05 Specification “allowable stress (ksi)” página 5 – 84.

Fa: ksi

Tabla AIII. **Tabla de factores AISC 05**

$\frac{kL}{r}$	Fa (ksi)	$\frac{kL}{r}$	Fa (ksi)
93	13.84	124	9.70
93.20	13.78	124.27	9.63
94	13.72	125	9.55

Fuente: elaboración propia.

$$V: \frac{W \cdot L}{2}: \frac{\left(452.95 \frac{\text{lb}}{\text{ft}}\right) \cdot (32.14 \text{ ft})}{2}: 7,278.91 \text{ lb}: 7.28 \text{ klb}$$

$$L_x: (0,98\text{m}) \cdot (3,28 \text{ ft/m}) \cdot (12 \text{ pulg/ft}): 38,57 \text{ pulg}$$

$$d: 23,30 \text{ pulg}$$

$$C: \frac{V \cdot L_x}{d}: \frac{(7\,278,91 \text{ lb}) \cdot (38,57 \text{ pulg})}{23,30 \text{ pulg}}: 12\,049,25 \text{ lb}: 12,05 \text{ klb.}$$

Área de acero requerida

$$A_{S \text{ REQ}}: C/Fa$$

$$A_{S \text{ REQ1}}: 12,05/13,78: 0,87 \text{ pulg}^2$$

$$A_{S \text{ REQ2}}: 12,05/9,63: 1,25 \text{ pulg}^2$$

*Se elige el mayor entre $A_{S \text{ REQ1}}$ y $A_{S \text{ REQ2}}$

$A_{S \text{ REQUERIDA}} > A_{S \text{ PROPUESTA}}$ no chequea

$1,25 \text{ pulg}^2 > 0,44 \text{ pulg}^2$ chequea

Soluciones:

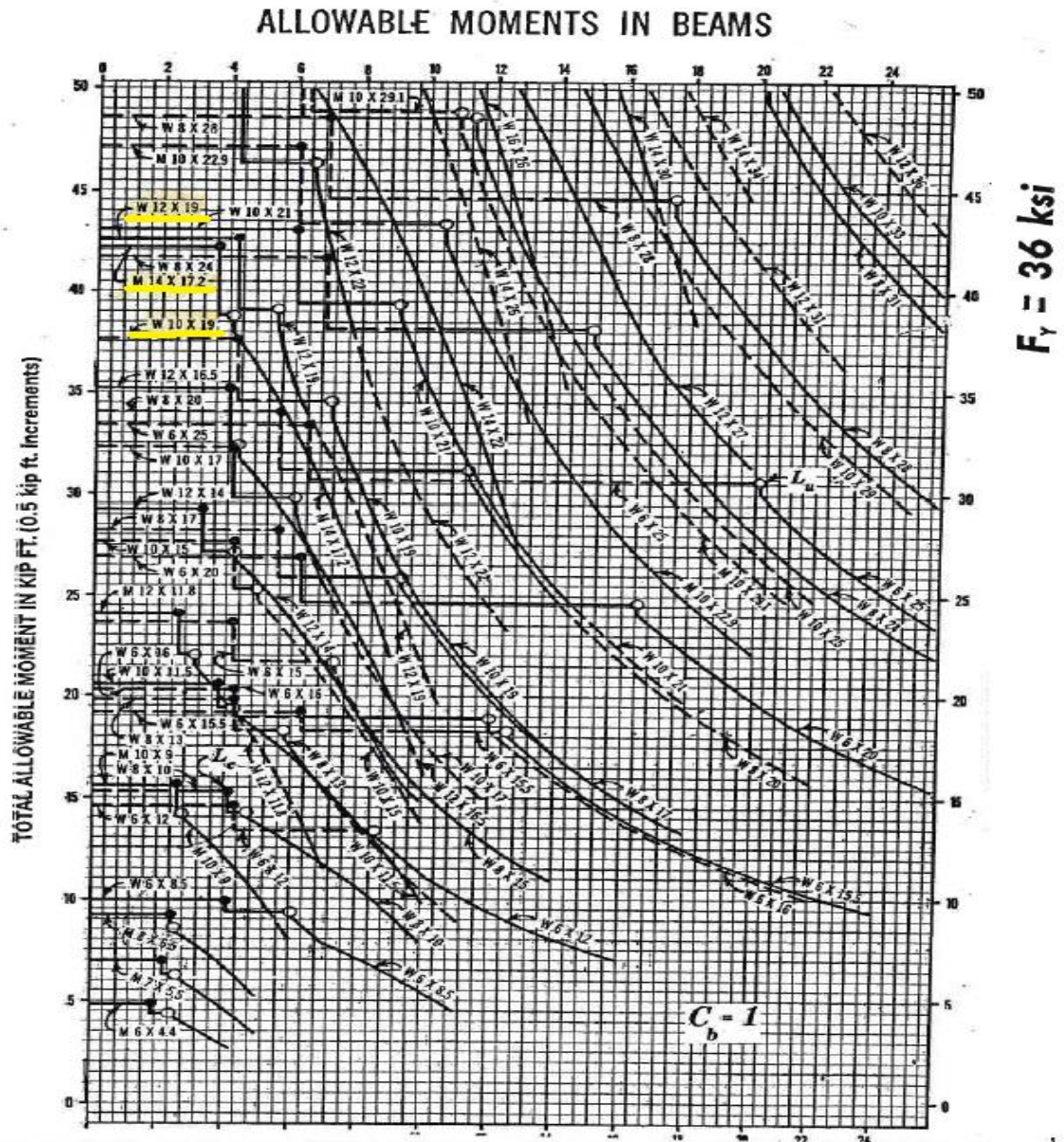
*Cambiar sección

*Colocar 2 varillas

ANEXOS

Anexo 1. AISC – perfiles vigas y columnas

2 - 95



Fuente: AISC. Allowable moments in beams. p. 95

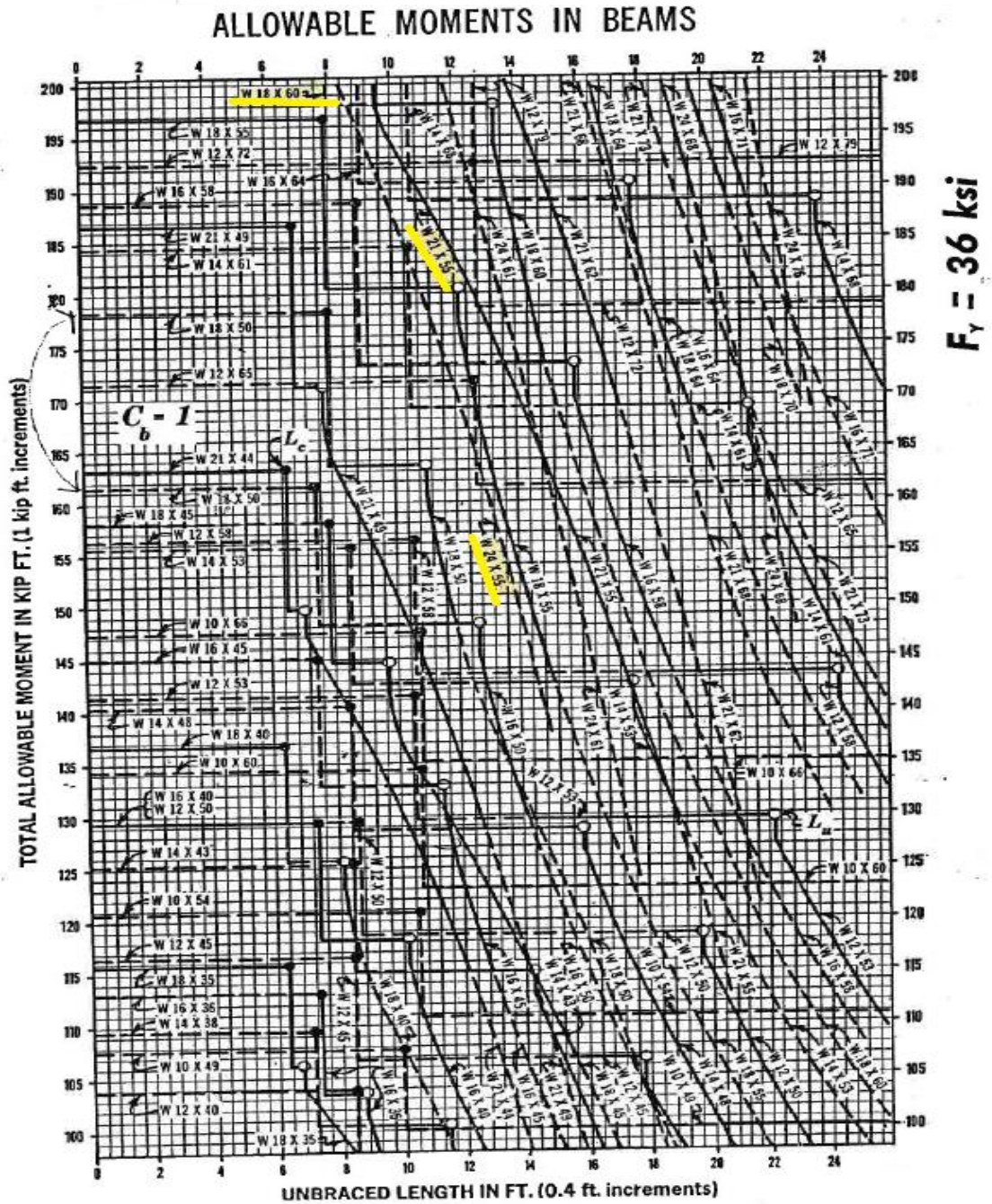
Anexo 2. W Shapes, AISC – perfiles vigas y columnas

1-38

Designation	Area <i>A</i>	Depth <i>d</i>	Flange		Web Thick- ness <i>t_w</i>	Elastic Properties					
			Width <i>b_f</i>	Thick- ness <i>t_f</i>		Axis X-X			Axis Y-Y		
						<i>I</i>	<i>S</i>	<i>r</i>	<i>I</i>	<i>S</i>	<i>r</i>
			In. ²	In.		In.	In.	In.	In. ⁴	In. ³	In.
W 12×190	55.9	14.38	12.670	1.736	1.060	1890	263	5.82	590	93.1	3.25
×161	47.4	13.88	12.515	1.486	0.905	1540	222	5.70	486	77.7	3.20
×133	39.1	13.38	12.365	1.236	0.755	1220	183	5.59	390	63.1	3.16
×120	35.3	13.12	12.320	1.106	0.710	1070	163	5.51	345	56.0	3.13
×106	31.2	12.88	12.230	0.986	0.620	931	145	5.46	301	49.2	3.11
×99	29.1	12.75	12.192	0.921	0.582	859	135	5.43	278	45.7	3.09
×92	27.1	12.62	12.155	0.856	0.545	789	125	5.40	256	42.2	3.08
×85	25.0	12.50	12.105	0.796	0.495	723	116	5.38	235	38.9	3.07
×79	23.2	12.38	12.080	0.736	0.470	663	107	5.34	216	35.8	3.05
×72	21.2	12.25	12.040	0.671	0.430	597	97.5	5.31	195	32.4	3.04
×65	19.1	12.12	12.000	0.606	0.390	533	88.0	5.28	175	29.1	3.02
W 12×58	17.1	12.19	10.014	0.641	0.359	476	78.1	5.28	107	21.4	2.51
×53	15.6	12.06	10.000	0.576	0.345	426	70.7	5.23	96.1	19.2	2.48
W 12×50	14.7	12.19	8.077	0.641	0.371	395	64.7	5.18	56.4	14.0	1.96
×45	13.2	12.06	8.042	0.576	0.336	351	58.2	5.15	50.0	12.4	1.94
×40	11.8	11.94	8.000	0.516	0.294	310	51.9	5.13	44.1	11.0	1.94
W 12×36	10.6	12.24	6.565	0.540	0.305	281	46.0	5.15	25.5	7.77	1.55
×31	9.13	12.09	6.525	0.465	0.265	239	39.5	5.12	21.6	6.61	1.54
×27	7.95	11.96	6.497	0.400	0.237	204	34.2	5.07	18.3	5.63	1.52
W 12×22	6.47	12.31	4.030	0.424	0.260	156	25.3	4.91	4.64	2.31	0.847
×19	5.59	12.16	4.007	0.349	0.237	130	21.3	4.82	3.76	1.88	0.820
×16.5	4.87	12.00	4.000	0.269	0.230	105	17.6	4.65	2.88	1.44	0.770
×14	4.12	11.91	3.968	0.224	0.198	88.0	14.8	4.62	2.34	1.18	0.754


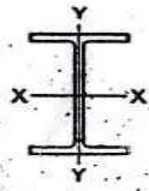
Fuente: AISC. *Properties for designing*. p. 39.

Anexo 3. AISC – perfiles vigas y columnas



Fuente: AISC. Allowable moments in beams. p. 93.

Anexo 4. AISC – perfiles vigas y columnas

$F_y = 36 \text{ ksi}$ W 12 		COLUMNS W shapes TABLE 1 Allowable axial loads in kips									
Designation		W12			W12		W12				
Nominal Depth and Width		12 x 12			12 x 10		12 x 8				
Weight per Foot		79	172	165	58	53	50	45	40		
$F_y = 36 \text{ ksi}$	Effective length in ft. KL with respect to least radius of gyration r_y	6	473	432	389	343	312	286	256	229	
		7	467	426	384	337	307	279	250	223	
		8	460	420	378	331	301	271	243	217	
		9	453	414	373	324	295	263	235	210	
		10	446	408	367	317	288	254	228	204	
		11	439	401	361	310	282	246	220	196	
		12	431	394	354	302	275	236	211	189	
		13	423	387	348	294	268	226	202	181	
		14	415	379	341	286	260	216	193	172	
		15	407	371	334	278	252	206	183	164	
		16	398	363	326	269	244	195	173	155	
		17	389	355	319	260	236	183	163	145	
		18	379	346	311	251	227	171	152	136	
		19	370	337	303	241	218	159	140	125	
		20	360	328	294	231	209	146	129	115	
		22	339	309	277	211	189	121	106	95	
		24	317	289	259	189	169	102	89	80	
		26	294	268	240	165	147	87	76	68	
		28	270	246	220	142	127	75	66	59	
		30	245	223	199	124	111	65	57	51	
32	219	198	176	109	97	57	50	45			
34	194	176	156	97	86						
36	173	157	139	86	77						
38	155	141	125	77	69						
40	140	127	113	70	62						
Properties											
Area A (in. ²)	23.2	21.2	19.1	17.1	15.6	14.7	13.2	11.8			
I_x (in. ⁴)	663	597	533	476	426	395	351	310			
I_y (in. ⁴)	216	195	175	107	96.1	56.4	50.0	44.1			
Ratio r_x/r_y	1.75	1.75	1.75	2.10	2.11	2.64	2.65	2.64			
r_y (in.)	3.05	3.04	3.02	2.51	2.48	1.96	1.94	1.94			
L_x (ft.)	12.8	12.8	12.7	10.6	10.6	8.6	8.5	8.5			
L_y (ft.)	33.4	30.5	27.8	24.4	22.2	19.8	17.9	16.1			
B_x } Bending	.217	.218	.218	.219	.221	.228	.227	.228			
B_y } factors	.649	.655	.657	.800	.813	1.050	1.065	1.073			
a_x } Multiply	98.6	89.1	79.3	71.0	63.6	58.8	52.2	46.3			
a_y } values by 10 ⁶	32.2	29.2	26.0	16.1	14.3	8.4	7.4	6.6			
Heavy line indicates $Kl/r = 120$. Values omitted for $Kl/r > 200$. † Flange is non-compact; see discussion preceding column load tables.											

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION

Fuente: AISC. Columns W shapes table 1 allowable axial loads in kips. p. 19.

Anexo 5. AISC – allowable stress (KSI) AISC 05 Table 1–36

5-24 • AISC Specification

TABLE 1-36
ALLOWABLE STRESS (KSI)
FOR COMPRESSION MEMBERS OF 36 KSI SPECIFIED YIELD STRESS STEEL

F_y = 36 ksi

Main and Secondary Members Kl/r not over 120						Main Members Kl/r 121 to 200				Secondary Members* l/r 121 to 200			
Kl/r	F _a (ksi)	Kl/r	F _a (ksi)	Kl/r	F _a (ksi)	Kl/r	F _a (ksi)	Kl/r	F _a (ksi)	l/r	F _{as} (ksi)	l/r	F _{as} (ksi)
1	21.56	41	19.11	81	15.24	121	10.14	161	5.76	121	10.19	161	7.25
2	21.52	42	19.03	82	15.13	122	9.99	162	5.69	122	10.09	162	7.20
3	21.48	43	18.95	83	15.02	123	9.85	163	5.62	123	10.00	163	7.16
4	21.44	44	18.86	84	14.90	124	9.70	164	5.55	124	9.90	164	7.12
5	21.39	45	18.78	85	14.79	125	9.55	165	5.49	125	9.80	165	7.08
6	21.35	46	18.70	86	14.67	126	9.41	166	5.42	126	9.70	166	7.04
7	21.30	47	18.61	87	14.56	127	9.26	167	5.35	127	9.59	167	7.00
8	21.25	48	18.53	88	14.44	128	9.11	168	5.29	128	9.49	168	6.96
9	21.21	49	18.44	89	14.32	129	8.97	169	5.23	129	9.40	169	6.93
10	21.16	50	18.35	90	14.20	130	8.84	170	5.17	130	9.30	170	6.89
11	21.10	51	18.26	91	14.09	131	8.70	171	5.11	131	9.21	171	6.85
12	21.05	52	18.17	92	13.97	132	8.57	172	5.05	132	9.12	172	6.82
13	21.00	53	18.08	93	13.84	133	8.44	173	4.99	133	9.03	173	6.79
14	20.95	54	17.99	94	13.72	134	8.32	174	4.93	134	8.94	174	6.76
15	20.89	55	17.90	95	13.60	135	8.19	175	4.88	135	8.86	175	6.73
16	20.83	56	17.81	96	13.48	136	8.07	176	4.82	136	8.78	176	6.70
17	20.78	57	17.71	97	13.35	137	7.96	177	4.77	137	8.70	177	6.67
18	20.72	58	17.62	98	13.23	138	7.84	178	4.71	138	8.62	178	6.64
19	20.66	59	17.53	99	13.10	139	7.73	179	4.66	139	8.54	179	6.61
20	20.60	60	17.43	100	12.98	140	7.62	180	4.61	140	8.47	180	6.58
21	20.54	61	17.33	101	12.85	141	7.51	181	4.56	141	8.39	181	6.56
22	20.48	62	17.24	102	12.72	142	7.41	182	4.51	142	8.32	182	6.53
23	20.41	63	17.14	103	12.59	143	7.30	183	4.46	143	8.25	183	6.51
24	20.35	64	17.04	104	12.47	144	7.20	184	4.41	144	8.18	184	6.49
25	20.28	65	16.94	105	12.33	145	7.10	185	4.36	145	8.12	185	6.46
26	20.22	66	16.84	106	12.20	146	7.01	186	4.32	146	8.05	186	6.44
27	20.15	67	16.74	107	12.07	147	6.91	187	4.27	147	7.99	187	6.42
28	20.08	68	16.64	108	11.94	148	6.82	188	4.23	148	7.93	188	6.40
29	20.01	69	16.53	109	11.81	149	6.73	189	4.18	149	7.87	189	6.38
30	19.94	70	16.43	110	11.67	150	6.64	190	4.14	150	7.81	190	6.36
31	19.87	71	16.33	111	11.54	151	6.55	191	4.09	151	7.75	191	6.35
32	19.80	72	16.22	112	11.40	152	6.46	192	4.05	152	7.69	192	6.33
33	19.73	73	16.12	113	11.26	153	6.38	193	4.01	153	7.64	193	6.31
34	19.65	74	16.01	114	11.13	154	6.30	194	3.97	154	7.59	194	6.30
35	19.58	75	15.90	115	10.99	155	6.22	195	3.93	155	7.53	195	6.28
36	19.50	76	15.79	116	10.85	156	6.14	196	3.89	156	7.48	196	6.27
37	19.42	77	15.69	117	10.71	157	6.06	197	3.85	157	7.43	197	6.26
38	19.35	78	15.58	118	10.57	158	5.98	198	3.81	158	7.39	198	6.24
39	19.27	79	15.47	119	10.43	159	5.91	199	3.77	159	7.34	199	6.23
40	19.19	80	15.36	120	10.28	160	5.83	200	3.73	160	7.29	200	6.22

* K taken as 1.0 for secondary members.

Fuente: AISC. allowable stress (KSI). p. 36.

Anexo 6. AISC – valores de tabla pág 1 – 67, double angles, properties of sections]

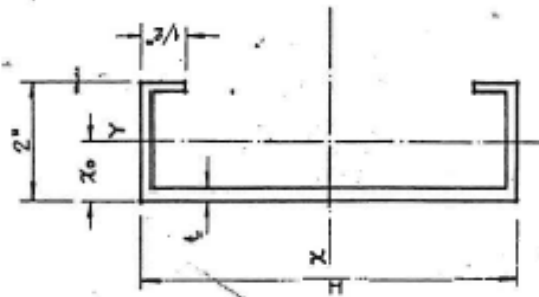
1-65

Designation	Wt. per Ft. of Angles Lb.	Area of 2 Angles In. ²	AXIS X - X				Radii of Gyration About Axis Y - Y Back to Back of Angles, Inches					
			<i>I</i>	<i>S</i>	<i>r</i>	<i>y</i>	0	¼	⅜	½	⅝	¾
			In. ⁴	In. ³	In.	In.						
L 3 × 3 × ½	18.8	5.50	4.43	2.14	.898	.932	1.29	1.39	1.43	1.48	1.53	1.59
	16.6	4.87	3.99	1.91	.905	.910	1.28	1.37	1.42	1.47	1.52	1.57
	14.4	4.22	3.52	1.67	.913	.888	1.27	1.36	1.41	1.46	1.51	1.56
	12.2	3.55	3.02	1.41	.922	.865	1.26	1.35	1.40	1.45	1.50	1.55
	9.8	2.88	2.49	1.15	.930	.842	1.26	1.34	1.39	1.43	1.48	1.53
	7.42	2.18	1.92	.882	.939	.820	1.25	1.33	1.38	1.42	1.47	1.52
L 2½ × 2½ × ½	15.4	4.50	2.45	1.45	.739	.806	1.09	1.19	1.24	1.29	1.34	1.39
	11.8	3.47	1.97	1.13	.753	.762	1.07	1.16	1.21	1.26	1.31	1.36
	10.0	2.93	1.70	.964	.761	.740	1.06	1.15	1.20	1.25	1.30	1.35
	8.2	2.38	1.41	.789	.769	.717	1.05	1.14	1.19	1.24	1.29	1.34
	6.14	1.80	1.09	.685	.778	.694	1.04	1.13	1.18	1.22	1.27	1.32
L 2 × 2 × ¾	9.4	2.72	.958	.702	.594	.636	.870	.965	1.01	1.07	1.12	1.17
	7.84	2.30	.832	.681	.601	.614	.859	.952	1.00	1.05	1.10	1.16
	6.38	1.88	.695	.494	.609	.592	.849	.940	.989	1.04	1.09	1.14
	4.88	1.43	.545	.381	.617	.569	.840	.929	.977	1.03	1.08	1.13
	3.30	.960	.380	.261	.626	.546	.831	.918	.965	1.01	1.06	1.11
L 1½ × 1½ × ¼	5.54	1.63	.454	.372	.529	.529	.748	.841	.890	.941	.994	1.05
	4.24	1.24	.358	.288	.537	.506	.738	.829	.877	.928	.979	1.03
	2.88	.844	.251	.198	.546	.484	.729	.818	.865	.914	.965	1.02
L 1½ × 1½ × ⅜	4.38	1.38	.277	.268	.449	.466	.647	.742	.793	.845	.899	.953
	3.60	1.05	.220	.208	.457	.444	.637	.729	.779	.831	.883	.938
	3.04	.888	.189	.177	.461	.433	.632	.723	.773	.824	.876	.930
	2.46	.719	.156	.144	.465	.421	.628	.717	.766	.817	.869	.922
L 1½ × 1½ × ½	3.84	1.13	.153	.181	.369	.403	.545	.644	.696	.750	.805	.861
	2.96	.867	.123	.142	.377	.381	.535	.631	.682	.735	.789	.845
	2.02	.594	.088	.099	.385	.359	.525	.618	.668	.720	.774	.820
L 1 × 1 × ¼	2.98	.875	.074	.112	.290	.339	.447	.548	.601	.657	.714	.771
	2.32	.680	.060	.088	.297	.318	.435	.533	.586	.641	.697	.754
	1.60	.469	.043	.062	.304	.296	.425	.519	.571	.625	.680	.737

Fuente: AISC. Double angles, properties of sections. p. 37.

Anexo 7. Tabla costaneras – ANSI 05, página 67

H (PULG)	T (PULG)	AREA (PULG ²)	PESO #/PIE	# TIRA (6 MT)	Ix (PULG ⁴)	Iy (PULG ⁴)	yo (PULG)	Rx (PULG)	Ry (PULG)	Sx (PULG ³)	Hx K-PIE
4	1/16	0.55	1.86	36.60	1.43	0.30	0.67	1.62	0.74	0.72	1.32
5	1/16	0.61	2.07	40.78	2.40	0.32	0.60	1.98	0.73	0.96	1.76
6	1/16	0.67	2.29	45.00	3.66	0.34	0.55	2.34	0.71	1.22	2.24
7	1/16	0.73	2.50	49.15	5.27	0.36	0.51	2.68	0.70	1.50	2.76
8	1/16	0.80	2.71	53.35	7.24	0.37	0.47	3.01	0.68	1.81	3.32
9	1/16	0.86	2.92	57.50	9.61	0.38	0.44	3.34	0.67	2.14	3.91
10	1/16	0.92	3.14	61.74	12.41	0.39	0.41	3.67	0.65	2.48	4.55
8	3/32	1.18	4.03	79.25	10.63	0.53	0.47	3.00	0.67	2.66	4.87
10	3/32	1.37	4.66	91.80	18.27	0.56	0.41	3.65	0.64	3.66	6.70
4	1/16	1.09	3.72	73.25	2.87	2.55	2	1.62	1.53	1.43	2.63
6	1/16	1.34	4.57	90.00	7.33	3.52	2	2.34	1.62	2.44	4.48
8	1/16	1.59	5.42	106.75	14.48	4.48	2	3.01	1.68	3.62	6.54
8	3/32	2.37	8.06	158.58	21.26	6.59	2	3.00	1.67	5.32	9.75
6	1/16	1.34	4.57	90.00	7.33	1.09		2.34	0.90	2.44	4.48
8	1/16	1.59	5.42	106.75	14.48	1.09		3.01	0.83	3.62	6.54
8	3/32	2.37	8.06	158.58	21.26	1.09		3.00	0.68	5.32	9.75



ESFUERZO DE TRABAJO
fs = 22,000 PSI.

Fuente: ANSI. Tabla Costaneras. p. 67.

